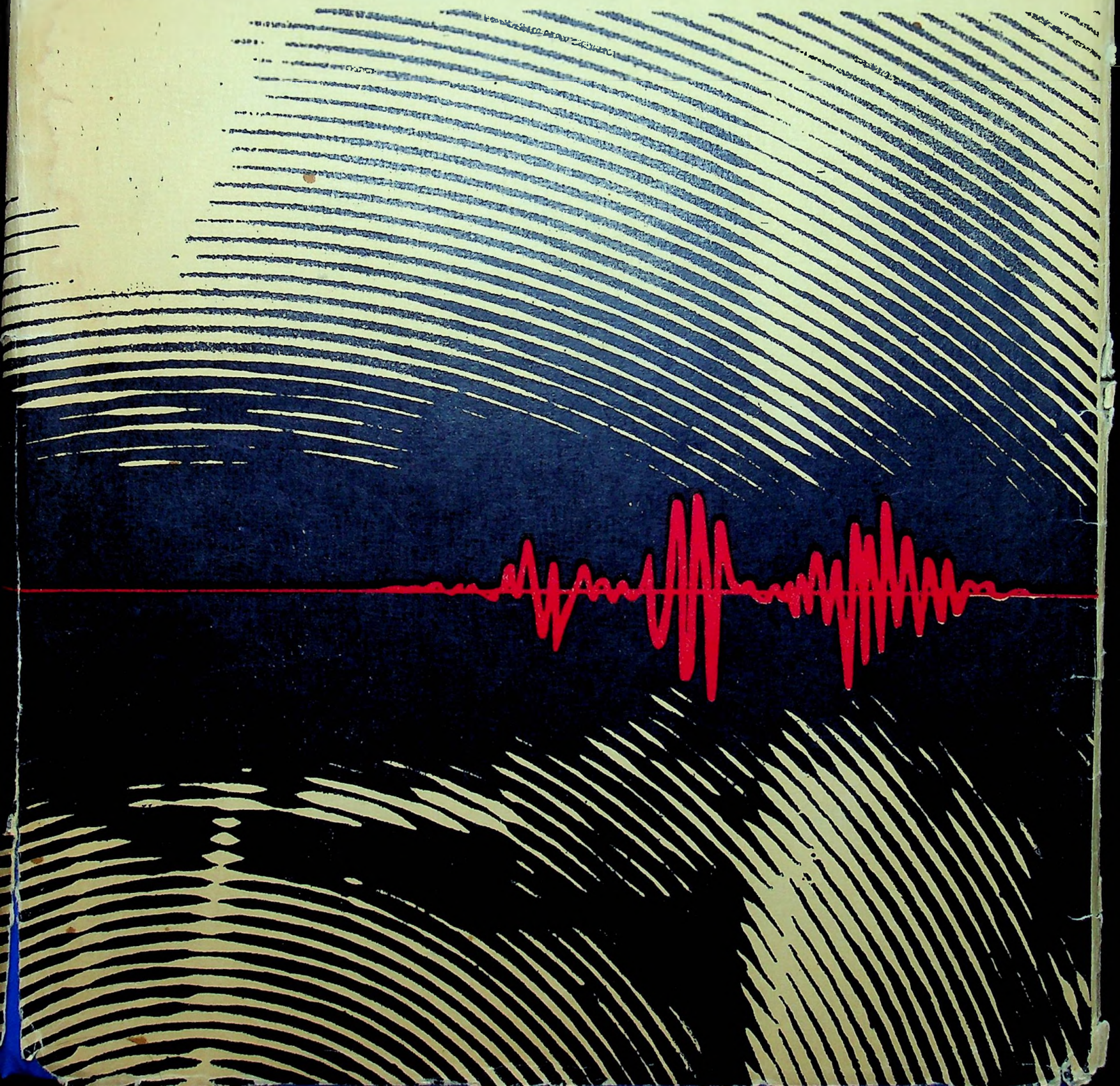


CUTREMURUL DE PĂMÎNT DIN ROMÂNIA

DE LA 4 MARTIE 1977



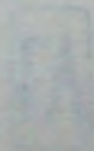
Lucrarea constituie o prezentare monografică condensată de înalt nivel științific a principalelor caracteristici și efecte ale cutremurului de pământ din Vrancea de la 4 martie 1977, avînd la bază un important volum de date și informații de natură seismologică și constructivă, culese și preluate după cutremur.

În prima parte a cărții se tratează problemele și aspectele geologice și seismotectonice ale teritoriului României în special ale regiunii Vrancea apoi — legat de acestea — mecanismul de producere a cutremurelor vrîncene și direcțiile principale de propagare a undelor seismice, precum și parametrii seismici și caracteristicile cutremurului de la 4 martie 1977. De asemenea se analizează datele referitoare la seismicitatea României și a regiunii Vrancea, inclusiv pe baza cercetărilor cîmpului macroseismic al cutremurului de la 4 martie 1977.

În a doua parte a lucrării, mai extinsă, se prezintă studiile inginerești asupra mișcării seismice a terenului și efectele sale asupra construcțiilor, pe baza analizei unor date instrumentale înregistrate și a analizei statistice a comportării unui mare număr de construcții din București. Din analiza comportării cutremur a principalelor categorii și tipuri de construcții clădiri de locuit și social-culturale, construcții industriale și agrozootehnice, construcții hidrozootehnice și lucrări de artă pen-



Cutremurul de pământ din România
de la 4 martie 1977



EDITURA ACADEMIEI

ROMÂNIA BUCUREȘTI

Cutremurul de pământ din România de la 4 martie 1977

Coordonatori:

acad. ȘTEFAN BĂLAN

ing. VALERIU CRISTESCU

dr. ing. ION CORNEA



EDITURA ACADEMIEI

REPUBLICII SOCIALISTE ROMÂNIA

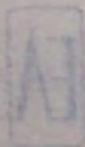
București

1982

THE 1977 MARCH 4, EARTHQUAKE IN ROMANIA

ЗЕМЛЕТРЯСЕНИЕ В РУМЫНИИ ОТ 4-ГО МАРТА 1977 Г.

AUTORI: ȘTEFAN BĂLAN, DAN CĂPĂȚINĂ, ION CORNEA,
VALERIU CRISTESCU, DAN DUMITRESCU, DUMITRU ENESCU,
ȘTEFAN ENESCU, IOAN FĂCĂOARU, DRAGOȘ GEORGESCU,
VASILE LĂZĂRESCU, MIRCEA LUPAN, MIRCEA MIȘICU,
RADU NEGRU, VLAD PERLEA, GABRIELA POLONIC,
CORNELIUS RADU, HOREA SANDI, MIHAI SIMONICI,
DINU TEODORESCU.



EDITURA ACADEMIEI REPUBLICII SOCIALISTE ROMÂNIA

R 79717, București, Calea Victoriei 125

P R E F A Ț Ă

La 4 martie 1977, teritoriul Republicii Socialiste România a fost supus unei dezlănțuiri nefaste a forțelor naturii. Un seism de o mare intensitate a pus capăt în câteva zeci de secunde, în mod tragic, unui mare număr de vieți omenești, a prefăcut în ruine unele obiective industriale, social-culturale și locuințe construite cu trudă și sacrificii de poporul nostru. Suferințele umane și dezastrul material cauzate de cutremur au fost imense.

În aceste împrejurări grele, virtuțile morale ale poporului, orînduirea socialistă, forța Partidului Comunist Român și calitățile excepționale ale secretarului general al partidului, președintele României, tovarășul Nicolae Ceaușescu, au constituit resursele esențiale și hotărîtoare ale uriașului efort de salvare, recuperare și reconstrucție, care a garantat eliminarea urmărilor cutremurului și continuitatea dezvoltării economico-sociale a țării în ritmurile planificate.

Ne vom reaminti mereu cu mîndrie patriotică și emoție cum, în clipele zguduitoare ce au urmat seismului, poporul nostru, ca un singur om, a răspuns cu dîrzenie și eroism la chemarea partidului și a intrat fără preget în lupta pentru salvarea vieților omenești încă amenințate, pentru repunerea în funcțiune a obiectivelor de interes vital, pentru înlăturarea urmărilor calamității care ne-a lovit.

Zi și noapte, neobosit în mijlocul poporului său, conducînd personal investigația oricărui loc unde mai existau speranțe că ar mai putea bate o inimă omenească, organizînd și dirijînd operațiunile de salvare a oamenilor și de repunere în funcțiune a economiei, tovarășul Nicolae Ceaușescu a fost, ca întotdeauna, și în aceste cumplite momente, judecata lucidă și inima fierbinte a țării. Președintele României împreună cu tovarășa Elena Ceaușescu nu și-au cruțat puterile și timpul spre a-i sprijini pe cei loviți de calamitate, a alina suferințe, a ajuta personal zeci și sute de oameni.

Datorită măsurilor ferme adoptate, s-a reușit o concentrare de forțe de o amploare deosebită: muncitori, ostași ai forțelor armate, oameni ai muncii, în frunte cu comuniștii, au muncit zi și noapte, cu emoționantă abnegație și solidaritate cu cei în suferință, ceea ce a condus la înlăturarea, într-un timp scurt, a principalelor urmări negative ale seismului și intrarea în ritm normal a vieții economice și sociale.

Cutremurul de pămînt de la 4 martie 1977 constituie un eveniment de o tragică singularitate în istoria postbelică a României. El a repus însă în actualitate o realitate a istoriei acestui pămînt expus de hazardul structurii sale profunde eventualității de a fi afectat periodic de asemenea convulsii violente. Pornind de la grija față de oameni, de la răspunderea față de valorile create de aceștia în condițiile ritmurilor înalte ale dezvoltării multilaterale a României, conducerea partidului și statului, personal tovarășul Nicolae Ceaușescu, secretarul general al partidului, președintele Republicii, au asigurat organizarea pe baze noi a activității de seismologie, inginerie și veghe seismică. S-a constituit o rețea națională de supraveghere seismică a teritoriului, cu dotări moderne, s-a realizat zonarea seismică riguroasă a țării, s-au elaborat noi standarde și norme pentru construcțiile civile și industriale, s-au abordat

întinse cercetări fundamentale și aplicative în domeniile seismologiei, ingineriei seismice, precum și în dificilul domeniu al predicției seismice.

În acest proces, ne-am bucurat de participarea și sprijinul a numeroși specialiști și instituții științifice de peste hotare, de contribuția la efortul românesc a unor importante organizații internaționale.

Ca urmare a orientărilor și a sprijinului material substanțial primite, încă din primele ore de după cutremur, specialiștii în problemele de seismologie și inginerie seismică, de la seismologi, geofizicieni, constructori, pînă la energeticieni și matematicieni, au început investigarea și analizarea la fața locului a fenomenologiei evenimentului și urmărilor sale, precum și a mii de obiective avariate.

Sub îndrumarea tovarășei Academician doctor inginer Elena Ceaușescu, președintele Consiliului Național pentru Știință și Tehnologie, cu începere din martie 1977 s-a desfășurat o susținută activitate științifică și de inginerie, care, pe lângă sprijinul nemijlocit, de specialitate, asigurat muncii de reconstrucție, a condus la acumularea și prelucrarea unui bogat și semnificativ material factual și interpretativ, menit să ducă la îmbunătățirea concepției și reglementării proiectării și execuției construcțiilor în zone seismice și, în același timp, constituind teren de colaborare fertilă între specialiștii români și cei din alte țări. În acest cadru, din inițiativa și însărcinarea conducerii superioare de partid și de stat, a fost elaborată și această lucrare, pe baza informațiilor culese la fața locului de un mare număr de specialiști. Unele din aceste rezultate au fost publicate sub formă de articole, altele au fost înregistrate ca lucrări de expertiză sau au fost prezentate sub formă de referate în țară și în străinătate. Numeroase cercetări au condus la interpretări și opinii originale ale autorilor.

Apreciem că lucrarea, prin conținutul ei de un înalt nivel științific, prin diversitatea și amploarea ideilor prezentate, multe cu caracter inedit, se va bucura de succesul pe care îl merită și va fi de un real folos atât specialiștilor din țară și din străinătate, cît și cititorilor mai puțin avizați în acest domeniu, dar dornici de o informare mai cuprinzătoare asupra seismului de la 4 martie 1977.

Sperăm că lucrarea va contribui la dezvoltarea cunoașterii în domeniul cutremurelor și va face posibilă într-un mai înalt grad luarea de măsuri în vederea apărării oamenilor împotriva acestui teribil flagel.

Autorii lucrării au concentrat materialul în 10 capitole, prezentînd în capitolul I, considerații generale cu privire la cutremurul din 4 martie 1977, în cap. II—IV, seismotectonica României și fenomene seismice din regiunea Vrancea, în cap. V—IX, comportarea construcțiilor la cutremurul studiat, iar în cap. X, unele concluzii suplimentare cu caracter general.

Este un merit al coordonatorilor și autorilor lucrării că, din volumul mare de informații de o importanță deosebită, din multiplele soluții de remediere și din variantele de interpretare au reușit să sintetizeze ideile cele mai valoroase și să le scoată în evidență atât sub formă științifică elevată, cît și sub forma unor măsuri concrete, care, aplicate în practică, să conducă la o îmbunătățire efectivă a stabilității și rezistenței construcțiilor amplasate în zone seismice.

Seismul de la 4 martie 1977 a scos în evidență, în condiții de tragică solicitare, unitatea de monolit și voința poporului nostru de a-și făuri cu orice eforturi noua orînduire sub conducerea Partidului Comunist Român, a secretarului său general, tovarășul Nicolae Ceaușescu. Cutremurul și urmările sale au constituit un examen greu, trecut cu succes de întregul popor, un examen ale cărui învățămînte specialiștii noștri în seismologie și inginerie seismică se străduiesc, și prin această lucrare, să le valorifice cît mai bine, în folosul oamenilor din țara noastră și de pretutindeni.

Acad. prof. IOAN URȘU

S U M A R

Capitolul I

CONSIDERAȚII INTRODUCȚIVE (Ștefan Bălan, Valeriu Cristescu, Ion Cornea)	13
I.1. Scopul lucrării	13
I.2. Seismul de la 4 martie 1977	14
I.3. Citeva date generale cu privire la seisme	15
I.4. Cutremure de pământ pe teritoriul țării noastre	16
I.5. Citeva date caracteristice cu privire la cutremurul din 4 martie 1977	17

Capitolul II

GEOLOGIA ȘI SEISMOTECTONICA ROMÂNIEI (Ion Cornea și Vasile Lăzărescu)	19
II.1. Surse de informare asupra tectonicii și seismologiei României	19
II.2. România în cadrul structural și seismic al Europei	20
II.3. Seismotectonica României	24
II.4. Paleoseismicitatea României	30
II.5. Concluzii seismotectonice asupra cutremurului din 4 martie 1977	31
Bibliografie	32

Capitolul III

MECANISMUL DE PRODUCERE A CUTREMURULUI DIN 4 MARTIE 1977 ȘI EFECTELE ASOCIATE DE DIRECTIVITATE (Dumitru Enescu, Ion Cornea, Mircea Mișicu)	36
III.1. Soluții ale planului de falie și analiza evenimentului multiplu (Dumitru Enescu)	36
III.1.1. Soluția planului de falie folosind undele longitudinale	37
III.1.2. Analiza evenimentului multiplu	39
III.1.3. Soluția planului de falie folosind undele longitudinale și transversale. Modelul fizico-matematic al focarului	46
III.2. Spectre Fourier și accelerograme sintetice ale mișcării solului produsă în zona București de puternicul cutremur vrancean din 4 martie 1977 (Dumitru Enescu)	50
III.3. Parametrii fizici și geometrici ai focarului (Dumitru Enescu)	53

III.4. Efectul de directivitate al cutremurului din 4 martie 1977 (Ion Cornea, Mircea Mișicu)	55
III.4.1. Importanța practică a efectului de directivitate seismică și dezvoltarea procedeelelor de analiză a acestuia.	55
III.4.2. Directivitatea datorită șocurilor seismice multiple și concordanța cu efectele în zonele cele mai afectate de cutremurul din 4 martie 1977	55
III.4.3. Liniile izoseistelor tridimensionale pentru o dislocație de tip cuplu-dublu (de lunecare) cu aplicație la cutremurul din 4 martie 1977.	58
III.4.4. Considerarea unui vector de dislocare și a unei pante a planului de falie variabilă în precizarea distribuției liniilor izoseiste pentru cutremurul din Vrancea.	63
III.4.5. Izoseistele tridimensionale pentru caracterizarea maximală și sintetică cu aplicație la cutremurul din 4 martie 1977	65
III.4.6. Efectele de directivitate adiționale induse de reflecția frontului de radiație seismică la suprafața pământului, corelarea cu cutremurul din 4 martie 1977 și în general cu cutremurele din Vrancea.	67
III.4.7. Date privind determinarea riscului seismic și calculul construcțiilor pe teritoriul R. S. România.	69
Bibliografie	71

Capitolul IV

SEISMICITATEA TERITORIULUI ROMÂNIEI CU REFERIRE SPECIALĂ LA REGIUNEA VRANCEA (Cornelius Radu, Gabriela Polonic)	75
IV.1. Seismicitatea teritoriului României (Cornelius Radu)	75
IV.1.1. Studiul cantitativ al seismicității	75
IV.1.2. Activitatea seismică în perioada anterioară anului 1900.	77
IV.1.3. Activitatea seismică în perioada 1901-1979	83
IV.1.4. Hărți de intensitate seismică.	88
IV.2. Seismicitatea regiunii Vrancea (Cornelius Radu)	89
IV.2.1. Distribuția cutremurelor în spațiu.	90
IV.2.2. Distribuția cutremurelor în timp.	93
IV.2.3. Distribuția magnitudinală și energetică	94

IV.3. Caracteristicile evenimentului seismic de la 4 martie 1977 (Cornelius Radu, Gabriela Polonic)	100
IV.3.1. Magnitudinea șocului principal	100
IV.3.2. Repliele și migrația activității seismice	103
IV.3.3. Fenomene speciale asociate	115
IV.3.4. Cimpul macroseismic	123
IV.3.5. Zonarea seismică a teritoriului României	132
<i>Bibliografie</i>	134

Capitolul V

STUDII INGINEREȘTI ASUPRA MIȘCĂRII SEISMICE A TERENULUI (Horea Sandi, Vasile Perlea)	137
V.1. Generalități (Horea Sandi)	137
V.2. Mișcarea seismică a terenului ca acțiune asupra construcțiilor (Horea Sandi)	138
V.2.1. Aspecte semnificative din punct de vedere ingineresc	138
V.2.2. Aspecte calitative privind mișcarea seismică și rolul condițiilor de teren	139
V.2.3. Caracteristici cantitative ale mișcării seismice a terenului	142
V.2.4. Caracteristici ale aparatului seismic	145
V.3. Date instrumentale obținute și prelucrarea lor (Horea Sandi)	146
V.3.1. Tipuri de aparate care au furnizat înregistrări ale mișcării seismice	146
V.3.2. Înregistrări obținute	146
V.3.3. Prelucrări ale înregistrărilor obținute	152
V.3.4. Constatări pe marginea datelor instrumentale	152
V.4. Date obținute din analiza statistică a comportării construcțiilor în București	162
V.4.1. Cadru desfășurării studiilor	162
V.4.2. Analiza statistică pe un eșantion de 18 000 clădiri	162
V.4.3. Analiza statistică pe secțiuni de clădiri tipizate	187
V.4.4. Constatări generale pe marginea datelor obținute din analizele statistice asupra comportării construcțiilor	202
V.5. Date asupra comportării terenului (Vasile Perlea)	204
V.5.1. Aspecte considerabile	204
V.5.2. Influența condițiilor de teren asupra solicitării seismice	205
V.5.3. Interacțiunea dinamică teren—structură	205
V.5.4. Reducerea rezistenței și degradarea masivelor de pământ	206
V.5.5. Particularitățile comportării masivelor de pământ artificiale	212
V.5.6. Concluzii cu privire la răspunsul seismic al masivelor de pământ	214
V.6. Considerații de sinteză privind mișcarea seismică a terenului (Horea Sandi)	216
Anexa V.1.	217
<i>Bibliografie</i>	219

Capitolul VI

COMPORTAREA DIFERITELOR CATEGORII DE CONSTRUCȚII DIN ZONELE AFECTATE DE CUTREMUR (Mircea Lupan)	223
VI.1. Caracteristici generale	223
VI.1.1. Considerații preliminare	223
VI.1.2. Aspecte specifice ale comportării structurilor la cutremur și natura avariilor rezultate	226
VI.1.3. Categorii și tipuri de construcții din zonele afectate de cutremur	229
VI.1.4. Date și aspecte generale privind efectele cutremurului asupra construcțiilor, pe zone geografice și destinații	229
VI.2. Comportarea la cutremur a clădirilor de locuit	230
VI.2.1. Date și considerații generale	230
VI.2.2. Comportarea clădirilor de locuit vechi	231
VI.2.2.1. Aspecte generale	231
VI.2.2.2. Clădiri vechi de locuit din zidărie portantă	232
VI.2.2.3. Clădiri vechi de locuit cu schelet de beton armat	234
VI.2.3. Comportarea clădirilor de locuit noi	240
VI.2.3.1. Aspecte generale	240
VI.2.3.2. Comportarea clădirilor de locuit noi din zidărie portantă	251
VI.2.3.3. Comportarea clădirilor de locuit noi din panouri mari	254
VI.2.3.4. Comportarea clădirilor de locuit noi cu diafragme de beton armat monolit	255
VI.2.3.5. Comportarea clădirilor de locuit noi cu cadre de beton armat	273
VI.2.3.6. Comportarea elementelor nestructurale și a instalațiilor	288
VI.3. Comportarea la cutremur a clădirilor social culturale și administrative	288
VI.3.1. Comportarea clădirilor vechi	288
VI.3.2. Comportarea clădirilor social culturale și administrative noi	297
VI.3.2.1. Aspecte generale	297
VI.4. Comportarea la cutremur a construcțiilor industriale	307
VI.4.1. Date și considerații generale	307
VI.4.2. Comportarea halelor industriale—parter	307
VI.4.2.1. Aspecte generale	307
VI.4.2.2. Comportarea halelor industriale—parter din beton armat monolit	308
VI.4.2.3. Comportarea halelor parter cu structura din beton armat prefabricat	311
VI.4.2.4. Comportarea halelor parter cu structuri mixte	315
VI.4.2.5. Comportarea halelor parter cu structuri metalice	318
VI.4.3. Comportarea clădirilor industriale etajate	319
VI.4.3.1. Aspecte generale	319
VI.4.3.2. Comportarea clădirilor industriale etajate din beton armat monolit	319
VI.4.3.3. Comportarea clădirilor industriale etajate cu structură combinată	321
VI.4.3.4. Comportarea clădirilor industriale etajate cu structura prefabricată	322
VI.4.4. Comportarea construcțiilor industriale speciale	322
VI.4.4.1. Aspecte generale	322

VI.4.4.2. Comportarea unor tipuri de construcții industriale speciale	322	VII.2.1. Elemente generale	362
VI.4.4.3. Comportarea castelelor de apă	323	VII.2.2. Comportarea oțelurilor de construcții la solicitări ciclice în domeniul plastic	362
VI.4.5. Comportarea elementelor nestructurale și instalațiilor construcțiilor industriale	326	VII.2.3. Comportarea barelor încovoiate la solicitări ciclice în domeniul plastic	362
VI.4.5.1. Elemente nestructurale	326	VII.2.4. Comportarea barelor supuse la eforturi axiale de compresiune—întindere produse de solicitări ciclice în domeniul plastic	364
VI.4.5.2. Instalații	326	VII.2.5. Comportarea îmbinărilor la solicitări ciclice în domeniul plastic	366
VI.5. Comportarea la cutremur a construcțiilor agrozootehnice	327	VII.2.6. Considerații generale privind comportarea structurii	366
VI.5.1. Date și considerații generale	327	VII.2.7. Considerații generale privind alcătuirea structurii. Elemente constructive	369
VI.5.2. Comportarea silozurilor de cereale	327	VII.3. Zidăria (<i>Mihai Simoniți</i>)	370
VI.5.3. Comportarea celorlalte construcții agrozootehnice	330	VII.3.1. Zidăria portantă	370
VI.6. Comportarea la cutremur a construcțiilor hidrotehnice	331	VII.3.1.1. Materiale de zidărie	370
VI.6.1. Date și considerații generale	331	VII.3.1.2. Diafragme de zidărie	373
VI.6.2. Comportarea barajelor.	332	VII.3.2. Elemente nestructurale din zidărie	377
VI.6.3. Comportarea altor lucrări hidrotehnice	333	VII.4. Investigații, analize și determinări de laborator privind calitatea betoanelor din construcțiile avariate de cutremur	378
VI.7. Comportarea la cutremur a construcțiilor pentru transporturi	334	VII.4.1. Calitatea betoanelor din construcțiile vechi avariate de cutremur, comparativ cu cele noi (<i>Ștefan Enescu</i>)	378
VI.7.1. Date și considerații generale	334	VII.4.1.1. Aprecieri asupra calității materialelor componente ale betonului	378
VI.7.2. Comportarea podurilor de cale ferată	335	VII.4.1.2. Date generale asupra betoanelor	379
VI.7.3. Comportarea podurilor de șosea	337	VII.4.1.3. Analiza calității betoanelor	379
VI.7.4. Comportarea altor lucrări de construcții pentru transporturi	337	VII.4.2. Procese de coroziune ale elementelor de construcții din beton armat, evidențiate de cutremur (<i>Dinu Teodorescu</i>)	381
VI.7.5. Comportarea lucrărilor de instalații de semnalizare-centralizare feroviare și a lucrărilor de instalații din sectorul de poștă și telecomunicații	338	VII.4.2.1. Subsolvările cu garaje și boxe	381
VI.8. Sinteză și concluzii asupra comportării construcțiilor la cutremur	338	VII.4.2.2. Parterul unor blocuri de locuințe	381
VI.8.1. Considerații generale.	338	VII.4.3. Încercări nedistructive asupra structurilor afectate de cutremur (<i>Ioan Făcăoaru</i>)	381
VI.8.2. Unele aspecte generale ale comportării construcțiilor la cutremur	339	VII.4.3.1. Determinarea armării	382
VI.8.3. Cauze ale prăbușirilor și avariilor.	341	VII.4.3.2. Determinarea zonelor degradate în structură	382
VI.8.4. Învățăminte rezultate din comportarea construcțiilor la cutremur	343	VII.4.3.3. Determinarea rezistenței betonului în lucrare	387
VI.8.4.1. Învățăminte generale	343	VII.5. Concluzii	392
VI.8.4.2. Învățăminte privind alcătuirea și dimensionarea structurilor	345	<i>Bibliografie</i>	395
VI.8.4.3. Alte învățăminte	345		
<i>Bibliografie</i>	346		

Capitolul VII

COMPORTAREA LA CUTREMUR A MATERIALELOR ȘI A ELEMENTELOR DE CONSTRUCȚII (*Dan Dumitrescu, Dragoș Georgescu, Mihai Simoniți, Ștefan Enescu, Dinu Teodorescu, Ioan Făcăoaru*)

VII.1. Elemente de construcții de beton armat (<i>Dan Dumitrescu</i>)	348
VII.1.1. Comportarea materialelor componente	348
VII.1.1.1. Comportarea betonului	348
VII.1.1.2. Comportarea armăturii	351
VII.1.1.3. Conlucrarea armăturii cu betonul	352
VII.1.2. Comportarea elementelor de construcții de beton armat solicitate din acțiunea seismică	352
VII.1.2.1. Comportarea elementelor liniare și a nodului de cadru	354
VII.1.2.2. Comportarea diaframelor cu elemente structurale	358
VII.2. Elemente de construcții din metal (<i>Dragoș Georgescu</i>)	362

Capitolul VIII

REMEDIEREA ȘI CONSOLIDAREA CONSTRUCȚIILOR AVARIATE DE CUTREMUR (*Mircea Lupan*)

VIII.1. Aspecte și caracteristici generale	399
VIII.1.1. Considerații preliminare	399
VIII.1.1.1. Importanța și complexitatea problemei	399
VIII.1.1.2. Modalități de abordare a problemei remedierii și consolidării construcțiilor avariate de cutremur	401
VIII.1.2. Categorii de avarii și tipuri de remedieri și consolidări	402
VIII.1.3. Etapizarea lucrărilor	403
VIII.1.4. Acțiuni întreprinse în prima urgență	405
VIII.2. Fazele lucrărilor de remediere și consolidare	405
VIII.2.1. Caracteristici generale	405
VIII.2.2. Examinarea preliminară a construcției	405
VIII.2.3. Măsuri de urgență	406
VIII.2.4. Expertizarea tehnică a construcției	407

VIII.2.5.	Decizia de remediere și consolidare	408	IX.2.2.	Oportunitatea predicției cutremurelor pe teritoriul R. S. România	440
VIII.2.6.	Elaborarea proiectului de remediere-consolidare	409	IX.3.	Studii experimentale la scară naturală privind deformarea construcțiilor în regim de sollicitări dinamice (<i>Horea Sandi</i>)	441
VIII.2.7.	Execuția lucrărilor de remediere-consolidare și atestarea lor	409	IX.3.1.	Cadru general	441
VIII.3.	Soluții principale de remediere și consolidare	409	IX.3.2.	Elemente metodologice	441
VIII.3.1.	Principii și obiective ale lucrărilor de remediere și consolidare	409	IX.3.3.	Date privind modificarea perioadelor proprii fundamentale ale unor construcții ca urmare a sollicitărilor seismice datorite cutremurului din 4 martie 1977	443
VIII.3.2.	Caracteristici generale ale lucrărilor de remediere și consolidare	410	IX.3.4.	Date experimentale privind perioadele proprii ale tronsoanelor secțiunii tip R	454
VIII.3.3.	Soluții și metode de remediere și consolidare pentru elemente de beton simplu	413	IX.3.5.	Date experimentale detaliate privind unele construcții individuale	457
VIII.3.4.	Soluții și metode de remediere și consolidare pentru elemente de beton armat	414	IX.3.6.	Considerații finale	461
VIII.3.4.1.	Aspecte generale	414	IX.4.	Analize prin calcul privind comportarea seismică a unor construcții (<i>Horea Sandi, Dan Căpățlnă</i>)	461
VIII.3.4.2.	Remedierea fisurilor și crăpăturilor	415	IX.4.1.	Orientarea studiilor	461
VIII.3.4.3.	Rebetonări locale	417	IX.4.2.	Aspecte calitative ale comportării construcțiilor în cazul sollicitărilor seismice puternice	462
VIII.3.4.4.	Cămășuirea elementelor de beton armat	417	IX.4.3.	Metode de calcul utilizate pentru analiza comportării construcțiilor supuse acțiunilor seismice	462
VIII.3.4.5.	Procedee speciale de remediere și consolidare a elementelor de beton armat	422	IX.4.4.	Analize asupra unor construcții reale	463
VIII.3.5.	Soluții și metode de remediere și consolidare pentru elemente de zidărie	424	IX.4.5.	Analize asupra comportării unor clase reprezentative de structuri	469
VIII.3.6.	Soluții și metode de remediere și consolidare pentru elemente de construcții metalice	426	IX.4.6.	Considerații finale	471
VIII.4.	Exemplificarea unor soluții de remediere și consolidare aplicate după cutremurul din 4 martie 1977 la diferite categorii de construcții	426	IX.5.	Constatări de sinteză privind comportarea construcțiilor (<i>Horea Sandi</i>)	471
VIII.4.1.	Caracteristici generale	426	IX.5.1.	Surse de informație	471
VIII.4.2.	Soluții de remediere și consolidare aplicate la clădiri de locuit vechi	428	IX.5.2.	Intensitatea sollicitărilor seismice	472
VIII.4.2.1.	Clădiri de locuit vechi cu puține niveluri	428	IX.5.3.	Amplificarea dinamică	472
VIII.4.2.2.	Clădiri de locuit vechi cu multe niveluri	428	IX.5.4.	Caracterul spațial al mișcării seismice	472
VIII.4.3.	Soluții de remediere și consolidare aplicate la clădiri de locuit noi	430	IX.5.5.	Durata mișcării seismice	473
VIII.4.3.1.	Clădiri de locuit noi cu puține niveluri	430	IX.5.6.	Rolul condițiilor de teren	473
VIII.4.3.2.	Clădiri de locuit noi cu multe niveluri	430	IX.5.7.	Rolul elementelor nestructurale	474
VIII.4.4.	Soluții de remediere și consolidare aplicate la clădiri social culturale și administrative	431	IX.5.8.	Construcții învecinate	474
VIII.4.4.1.	Clădiri social culturale și administrative vechi	431	IX.5.9.	Aspecte ale deformării postelastice	474
VIII.4.4.2.	Clădiri social culturale și administrative noi	433	IX.5.10.	Considerații finale	475
VIII.4.5.	Soluții de remediere și consolidare aplicate la alte categorii de construcții	433	IX.6.	Considerații privind concepția structurilor amplasate în regiuni seismice (<i>Horea Sandi</i>)	477
VIII.5.	Concluzii asupra remedierii și consolidării construcțiilor	436	IX.6.1.	Rolul concepției în protecția antiseismică	477
VIII.5.1.	Considerații finale	436	IX.6.2.	Admiterea deformării postelastice	477
VIII.5.2.	Măsuri pentru viitor	437	IX.6.3.	Dirijarea procesului de deformare postelastică	478
<i>Bibliografie</i>		437	IX.6.4.	Limitări necesare în procesul de deformare	478
<i>Capitolul IX</i>			IX.6.5.	Nivelul de asigurare necesar	479
STUDII ȘI ELEMENTE DE SINTEZĂ PRIVIND CUTREMURUL DIN 4 MARTIE 1977 (<i>Horea Sandi, Ion Cornea, Dan Căpățlnă, Radu Negru</i>)		439	IX.6.6.	Probleme ridicate de repetarea mișcărilor seismice	480
IX.1.	Generalități (<i>Horea Sandi</i>)	439	IX.7.	Punerea în siguranță a fondului construit existent (<i>Horea Sandi</i>)	480
IX.2.	Perspectivă și unele măsuri necesare pentru predicția cutremurelor pe teritoriul României (<i>Ion Cornea</i>)	440	IX.7.1.	Aspecte specifice	480
IX.2.1.	Aspecte generale	440	IX.7.2.	Fondul construit existent. Caracterizare	480
			IX.7.3.	Aspectul informațional. Inventariere, evaluare, clasificare. Metodologii specifice	481
			IX.7.4.	Aspectul decizional. Probleme de strategie	482
			IX.7.5.	Proiectarea lucrărilor de consolidare	483

IX.7.6.	Considerații finale	483
IX.8.	Puncte de vedere ale unor specialiști străini privind cutremurul din 4 martie 1977 și urmările sale (Radu Negru)	483
IX.9.	Legislația tehnică privind condițiile seismice ale teritoriului și protecția antiseismică a construcțiilor (Radu Negru, Horea Sandi)	486
IX.9.1.	Generalități	486
IX.9.2.	Fondul de reglementări tehnice în vigoare la data cutremurului	486
IX.9.3.	Concluzii rezultate din experiența cutremurului din 4 martie 1977 privind îmbunătățirea reglementărilor care condiționează protecția antiseismică a construcțiilor	489
IX.9.4.	Modificări introduse în legislația tehnică de specialitate după 4 martie 1977	493

IX.10.	Acțiuni necesare în viitor (R. Negru)	495
<i>Bibliografie</i>		496
<i>Capitolul X</i>		
ÎNCHEIERE (Ștefan Bălan, Valeriu Cristescu, Ion Cornea)		
X.1.	Cutremurul de la 4 martie 1977 a fost foarte puternic	499
X.2.	Cutremurul a produs importante avarii	500
X.3.	A devenit necesară consolidarea unor construcții	501
X.4.	Se îmbunătățește continuu proiectarea și execuția construcțiilor în regiuni seismice	501
X.5.	Alte acțiuni de viitor	503
<i>Contents</i>		505
<i>Содержание</i>		511

12.1.1	Introduction	1
12.1.2	Objectives of the study	2
12.1.3	Scope of the study	3
12.1.4	Methodology	4
12.1.5	Organization of the report	5
12.2	Literature Review	6
12.2.1	Theoretical Framework	6
12.2.2	Empirical Studies	7
12.2.3	Research Gaps	8
12.3	Methodology	9
12.3.1	Research Design	9
12.3.2	Sampling	10
12.3.3	Data Collection	11
12.3.4	Data Analysis	12
12.4	Results and Discussion	13
12.4.1	Descriptive Statistics	13
12.4.2	Inferential Statistics	14
12.4.3	Discussion of Findings	15
12.5	Conclusion and Recommendations	16
12.5.1	Conclusion	16
12.5.2	Recommendations	17
12.5.3	Limitations	18
12.5.4	Future Research	19
12.6	References	20
12.7	Appendices	21
12.7.1	Appendix A	21
12.7.2	Appendix B	22
12.7.3	Appendix C	23
12.7.4	Appendix D	24
12.7.5	Appendix E	25
12.7.6	Appendix F	26
12.7.7	Appendix G	27
12.7.8	Appendix H	28
12.7.9	Appendix I	29
12.7.10	Appendix J	30
12.7.11	Appendix K	31
12.7.12	Appendix L	32
12.7.13	Appendix M	33
12.7.14	Appendix N	34
12.7.15	Appendix O	35
12.7.16	Appendix P	36
12.7.17	Appendix Q	37
12.7.18	Appendix R	38
12.7.19	Appendix S	39
12.7.20	Appendix T	40
12.7.21	Appendix U	41
12.7.22	Appendix V	42
12.7.23	Appendix W	43
12.7.24	Appendix X	44
12.7.25	Appendix Y	45
12.7.26	Appendix Z	46

Considerații introductive

ACAD. ȘTEFAN BĂLAN

ING. VALERIU CRISTESCU

*Institutul central de cercetare, proiectare
și directivare în construcții (ICCPDC)*

DR. ING. ION CORNEA

Centrul de fizica pământului și seismologie

I.1. Scopul lucrării

În ziua de 4 martie 1977 ora 21,22', România a fost supusă unui puternic cutremur de pământ, care a provocat victime și distrugeri soldate cu importante pierderi materiale.

Cutremurul, cu focarul în Vrancea, a afectat grav zone întinse, mai ales în sudul țării, și în special în orașul București, unde a produs distrugeri de mari proporții în construcții și cel mai mare număr de victime. Cutremurul din 4 martie 1977 a avut, fără îndoială, efectele seismice cele mai dezastruoase din istoria modernă a țării noastre. Este deci de o deosebită importanță să se cunoască modul în care s-a produs acest cutremur (mecanismul seismic), consecințele pe care le-a avut și ce trebuie să se facă pentru a ne putea apăra în viitor de urmările unor astfel de evenimente. Este ceea ce vom încerca să prezentăm în această lucrare.

● Studiul unui cutremur necesită cercetări aprofundate și ample cunoștințe de geologie, fizică, geofizică, seismologie. Și — întrucât efectele unui cutremur se resimt îndeosebi asupra construcțiilor, prin intermediul cărora aceste efecte se repercutează direct asupra oamenilor, asupra vieții lor, asupra întregii lor activități economice și sociale — sînt necesare și ample cunoștințe de inginerie de construcții. De altfel, aceasta și face ca, în evaluarea calitativă a intensității cutremurelor, ca și în comparația dintre diferite cutremure, studiul efectelor mișcărilor seismice asupra construcțiilor să joace un rol important; iar măsurile de evitare a efectelor dezastruoase ale cutremurelor să se manifeste în primul rînd prin realizarea unor construcții rezistente la cutremur. Și trebuie să observăm, de la început, că, deși cutremurul de la 4 martie 1977 a produs mari dezastru, totuși cea mai mare parte a construcțiilor din țara noastră au rezistat fără a suferi deteriorări grave.

Înțelegerea cauzelor și efectelor cutremurelor s-a îmbogățit continuu de-a lungul secolelor, tocmai din observațiile făcute asupra distru-

gerilor și avariilor produse cu aceste ocazii. Cunoștințele științifice și tehnice în acest domeniu, care în prezent fac obiectul seismologiei și ingineriei seismice, s-au dezvoltat și îmbunătățit mai ales prin studierea și analizarea experienței câștigate cu ocazia marilor cutremure și a confruntării constatărilor experimentale cu ipotezele teoretice.

Practica a demonstrat că evenimentele naturale de acest gen oferă un vast câmp de investigație pentru colectarea a numeroase date, efectuarea unor inedite determinări experimentale și înregistrarea unor observații privind comportarea diferitelor construcții la acțiunile seismice, deosebit de valoroase pentru confirmarea sau infirmarea diferitelor ipoteze (mai vechi sau mai noi) privind răspunsul structurilor supuse la mișcările provocate de cutremur. Sub acest aspect, cutremurul din 4 martie 1977 a constituit cea mai mare experimentare, la scară naturală, realizată pînă în prezent asupra construcțiilor pe teritoriul țării noastre.

● În acest spirit, Consiliul Național pentru Știință și Tehnologie (CNST), Academia R. S. România, Institutul Central de Cercetare, Proiectare și Directivare în Construcții (ICCPDC), Centrul de fizica pămîntului și seismologie (CFPS) au organizat analizarea fenomenelor și efectelor provocate de cutremurul din 4 martie 1977 și stringerea datelor necesare (de la numeroase instituții de stat) pentru cunoașterea și interpretarea acestor fenomene și pentru îmbunătățirea normelor privind asigurarea antiseismică a construcțiilor și deci protecția cetățenilor și a tuturor bunurilor țării.

Această acțiune s-a concretizat sub forma elaborării de către ICCPDC și CFPS a unor ample lucrări și studii de specialitate asupra cutremurului din 4 martie 1977, pe care se bazează și lucrarea de față.

Cuprinsul lucrării a fost sistematizat în 10 capitole cuprinzînd constatări, interpretări, analize științifice și unele tratări teoretice, precum și considerații generale cu privire la acest eveniment. Au fost folosite totodată materialele de detaliu sau de sinteză întocmite de diverse instituții cu ocazia acestui eveniment. Coordinarea lucrării s-a asigurat de către un colectiv restrîns, din cadrul CNST, Academiei R.S.R., ICCPDC și CFPS. S-a apelat la numeroși specialiști pentru consultații, interpretări și sugestii.

Aducem respectuoase mulțumiri conducerii superioare de partid și de stat, care a inițiat și sprijinit întocmirea acestei lucrări.

Mulțumim de asemenea instituțiilor și colegilor care au contribuit la îmbunătățirea lucrării.

I.2. Seismul de la 4 martie 1977

Puternicul cutremur din 4 martie 1977 s-a produs în regiunea Vrancea și a provocat importante pierderi materiale, ca urmare atît

a intensității ridicate a mișcărilor seismice cît și a întinzelor zone afectate, care au cuprins numeroase centre urbane cu densitate mare de construcții, mai ales din sudul țării.

Alături de o comportare generală bună a mării majorității a construcțiilor care au răspuns bine la acest examen, sever, s-au produs distrugereri și avarii importante în construcții, chiar prăbușiri, și s-au înregistrat în unele locuri modificări ale mediului natural. Dintre localitățile și centrele industriale din țară, afectate de cutremur, cele mai mari pierderi de vieți omenești și pagube materiale s-au produs în municipiul București. Distrugereri însemnate au avut loc de asemenea la Zimnicea, Roșiorii de Vede, Craiova, Cimpina, Ploiești, Iași și în alte localități mai mici, precum și în unele orașe de pe teritoriul țărilor vecine, în special în R. P. Bulgaria.

● Din expunerea tovarășului Nicolae Ceaușescu, secretar general al Partidului Comunist Român, președintele Republicii Socialiste România, prezentată la ședința comună a Comitetului Central al Partidului Comunist Român, a Marii Adunări Naționale, a Consiliului Suprem al Dezvoltării Economice și Sociale și a activului central de partid și de stat din 28 martie 1977, reținem următoarele date preliminare principale cu privire la amploarea efectelor sociale și economice ale cutremurului din 4 martie 1977 :

— au fost identificate 1.570 victime omenești și au fost accidentate peste 11.300 persoane (90 % din victime au fost înregistrate în București) ;

— s-au prăbușit sau avariat grav 32 900 locuințe, 35000 familii rămînînd fără adăpost, iar alte zeci de mii de imobile au suferit diferite avarii ;

— s-au înregistrat distrugereri grave și avarii la clădirile din rețeaua școlară, sanitară și comercială, la așezăminte culturale, monumente istorice și edificii administrative ;

— au suferit pagube importante 763 unități economice din sectoarele de bază ale industriei, construcțiilor și transporturilor, fiind scoase din funcțiune instalații și utilaje de valoare și s-a pierdut un important volum de producție ;

— s-au produs, de asemenea, numeroase distrugereri și avarii în construcții agrozootehnice, ateliere mecanice, silozuri, magazii de cereale, sere, pierzîndu-se un mare număr de animale și păsări.

După evaluările făcute numai pînă la sfîrșitul lunii martie 1977, valoarea globală a pagubelor directe produse în țară se ridică la peste 10 miliarde lei ; dar pe măsura analizării mai detaliate a situațiilor concrete, datele preliminare au fost completate, înregistrîndu-se și numeroase alte efecte suplimentare ale cutremurului. După aceste evaluări mai complete, făcute ulterior, în Raportul prezentat de tovarășul Nicolae Ceaușescu la Conferința Națională a PCR

din decembrie 1977, valoarea distrugerilor produse de cutremur a depășit 2 miliarde de dolari.

I.3. Cîteva date generale cu privire la seisme

Cutremurele de pămînt sau seismele sînt fenomene geologice cu caracter violent de natură și origini foarte variate (detalii în cap. II și III). Pentru teritoriul țării noastre prezintă o deosebită importanță cutremurele de origine tectonică, din această categorie făcînd parte și cutremurul de la 4 martie 1977 din Vrancea.

Conform teoriei tectonicii plăcilor, dezvoltată amplu în ultimele decenii, scoarța terestră este formată dintr-un număr de plăci și subplăci (blocuri) litosferice rigide, care se reazemă în adîncime pe astenosfera terestră, aflată în stare parțial topită la presiuni și temperaturi ridicate. Curenții de convecție termică din astenosferă determină o mișcare continuă a plăcilor, unele față de altele. Această deplasare relativă a plăcilor litosferice, separate prin dislocații profunde, este frînată îndeosebi de forțele de frecare care se nasc pe suprafețele de contact dintre plăci, generînd tensiuni care cresc în timp, ceea ce duce la acumularea unor mari cantități de energie de deformare mai ales în zonele de margine ale plăcilor. La un moment dat, cînd echilibrul plăcilor cedează, se produc alunecări bruște ale plăcilor pe planul faliilor (uneori cu tendințe de suprapunere) și chiar ruperi în interiorul scoarței terestre. Șocurile datorite acestor fenomene brutale se propagă sub formă de unde, cu viteze foarte mari și însoțite de eliberarea unor cantități uriașe de energie, avînd ca efect vibrații ale scoarței, care constituie manifestările cunoscute sub denumirea de cutremure de pămînt sau seisme.

După adîncimea focarului (locul de origine al alunecării sau fracturării blocurilor) — unde are loc eliberarea bruscă de energie — se deosebesc cutremure intracrustale (cu adîncimi pînă la 60 km) numite și normale deoarece ele constituie majoritatea seismelor de pe glob, cutremure de adîncime intermediară (60... 300 km) și cutremure adînci (peste 300 km). Cutremurul de la 4 martie 1977 a fost un cutremur de adîncime intermediară, produs în lungul unei fracturi cu adîncime medie de circa 95 km (pentru detalii a se vedea cap. III).

Originea unui cutremur este localizată, de regulă, prin coordonatele geografice ale epicentrului (locul de pe suprafața pămîntului situat pe verticala focarului) și prin adîncimea focarului. Se precizează și ora exactă la care a început cutremurul.

Energia totală eliberată la producerea unui cutremur (exprimată în ergi) este folosită pentru determinarea magnitudinii (M), care este

măsura obiectivă a mărimii cutremurului în focar. Magnitudinea are valori cunoscute pînă la 8,6—8,8 și se calculează după formula clasică elaborată de Ch. Richter în deceniul IV al secolului nostru.

Undele seismice, prin care se propagă energia eliberată în timpul unui cutremur, cuprind două tipuri fundamentale de unde, unde longitudinale sau de compresiune (P), paralele cu direcția de propagare a undei și undele transversale sau de forfecare (S), perpendiculare pe direcția de propagare a undei. Acestea li se adaugă și alte tipuri de unde, dintre care prezintă interes în special undele lungi de suprafață (L).

Mișcările seismice ale terenului, care ajung prin undele seismice în zona de fundare a construcțiilor, pot fi caracterizate prin valorile unor parametri (deplasare, viteză, accelerație), ale căror componente pe direcția verticală și orizontală pot fi înregistrate cu ajutorul aparatelor moderne de care se dispune.

Ținînd seama de complexitatea fenomenului seismic, atît sub aspectul mișcării terenului cit și sub acela al efectelor asupra oamenilor și construcțiilor, pentru caracterizarea globală a violenței unei mișcări seismice într-un anumit loc, se folosește analiza de ansamblu a efectelor observate asupra oamenilor și animalelor, asupra construcțiilor și asupra reliefului terestru. Măsura acestor efecte este exprimată printr-un parametru calitativ numit „intensitatea seismică”, care caracterizează violența cutremurului într-un anumit loc, prin comparație cu efectele descrise pe o scară de referință normalizată, ca de exemplu scara MSK-64 cu 12 grade de intensitate, adoptată în țara noastră prin standardul de stat STAS 3684-71. Gradele de intensitate seismică sînt caracterizate în principal printr-o descriere calitativă a efectelor observate asupra construcțiilor din diferite materiale (în funcție de gradul lor de avariere) și prin date instrumentale ale vitezelor și accelerațiilor înregistrate.

● Acțiunea cutremurelor asupra construcțiilor (prin efectele ei deseori dezastruoase) este factorul cel mai sensibil pentru om. Undele seismice transmise prin teren ajung la zona de contact dintre teren și fundațiile construcțiilor, antrenează în mișcare terenul și fundațiile, iar acestea, la rîndul lor, transmit construcțiilor vibrațiile produse. În acest mod, construcțiile sînt supuse unui regim de oscilații mai mult sau mai puțin violente, datorită cărora apar forțele de inerție, care reprezintă încărcările seismice asupra structurii. Ca urmare, construcțiile sînt supuse unor eforturi de intensități uneori deosebit de mari, ce pot introduce deformări sensibile și provoacă avarii destul de grave.

În majoritatea cazurilor, efectele cele mai importante asupra construcțiilor sînt datorite componentelor orizontale ale mișcării terenului și, în consecință, componentelor orizontale ale

forțelor de inerție seismice. Din acest motiv, atenția prescripțiilor de calcul este concentrată în mod prioritar asupra acestor componente, care se mai numesc și forțe laterale.

Modul în care se comportă din punctul de vedere al vibrațiilor o construcție supusă unor astfel de mișcări complexe poartă, în literatura de specialitate, denumirea de răspuns dinamic (sau seismic) al construcției, care depinde de o multitudine de factori. De altfel, complexitatea și multitudinea acestor factori explică diversitatea efectelor seismice asupra construcțiilor. Și tuturor acestora li se adaugă caracteristicile terenului de fundare, care are o mare influență asupra mișcării seismice a construcțiilor acționând ca un filtru al undelor seismice, amplificând sau reducând accelerațiile și deplasările, la anumite frecvențe. De influența diferiților factori se ține seama în prescripțiile moderne de proiectare a construcțiilor prin intermediul unor parametri care permit să se exprime încărcările seismice de calcul pe baza maselor antrenate în mișcare și a unor coeficienți cu diferite semnificații, deduși pe baza înregistrărilor acțiunii seismice.

I.4. Cutremure de pământ pe teritoriul țării noastre

Istoria scrisă din ultima jumătate de mileniu atestă o activitate seismică susținută pe teritoriul țării noastre. Astfel, vechile cronici, care constituie prima sursă de informare de o valoare incontestabilă asupra activității seismice din țările române, redau cu amănunte producerea multor cutremure de pământ, efectele dezastruoase ale acestora, precum și preocupările populației, pe parcursul istoriei, față de pericolul seismic.

Activitatea seismică de pe teritoriul țării este dominată de cutremurele de adâncime intermediară (subcrustale) din zona Vrancea, cunoscute și sub numele de „cutremure moldavice”. Această zonă constituie o sursă activă și persistentă de cutremure, cunoscută de mai bine de 500 de ani și având caracteristici specifice, aproape unice în lume.

Astfel, după datele cunoscute, cutremurele vranceane formează un mănunchi izolat de evenimente seismice, similar numai cu cele de sub munții Hindukuş (Asia centrală) și de sub Bucaramanga-Columbia (America de Sud), situate însă în zone mai puțin populate. Ținând seama de efectele distructive produse asupra unor zone întinse, — cu mari centre populate — cutremurele din zona Vrancea nu pot fi comparate cu alte cutremure cunoscute. Ele se deosebesc radical de marea majoritate a altor cutremure distrugătoare din alte țări, care sînt în general cutremure puțin adînci (intracrustale) afectînd arii mai reduse și avînd perioade predominante mai scurte.

Cutremurele vranceane ocupă, de departe, cea mai mare pondere din numărul total de cutremure ce se fac simțite pe teritoriul țării noastre, avînd totodată și cele mai mari intensități. Din evidențele reconstituite pe baza vechilor cronici și a altor documente, completate cu unele evaluări care există la Centrul de cercetări pentru fizica pămîntului și seismologie din București, s-au putut extrage datele seismelor mari din zona Vrancea (cu magnitudinea peste 6 grade Richter), precum și unele date cu privire la efectele unora din aceste cutremure, — așa cum se va vedea în detaliu în capitolele III și IV. Dintre aceste cutremure, trebuie menționate cutremurele violente ce au avut loc în anii 1471, 1620, 1738, 1802 (cunoscut și sub numele de „cutremurul cel mare”), 1838, 1868, 1908 și mai ales, 1940. Ținînd seama și de recențul cutremur, se remarcă, începînd de la 1800 o periodicitate de 30...50 de ani a apariției cutremurelor violente generate de focarele din Vrancea. S-a constatat de asemenea uneori și apariția unor cutremure perechi, în special cu magnitudini din clasa 6, cum au fost cele din jurul anilor 1868, 1894, 1940 și 1945.

Se constată că energia seismică din zona Vrancea se propagă cu precădere pe direcția NE—SV și mai slab pe direcția NV—SE. Această propagare pe o direcție predominantă a avut, pe parcursul istoriei, fie efecte distribuite simetric în raport cu zona epicentrului, ieșînd în evidență unele zone locale de mare sensibilitate seismică la distanțe relativ mari de epicentru (spre sud-vest pînă la Dunăre și chiar dincolo de marele fluviu, iar spre nord-est pînă dincolo de Prut), fie efecte distribuite asimetric, afectînd mai ales zonele din Moldova (de unde și denumirea de cutremure moldavice).

Pe lângă cutremurele vranceane, un rol important în seismicitatea țării noastre îl au și cutremurele intracrustale din alte surse cunoscute, cum sînt cele făgărășene, care au apărut cu magnitudini de ordinul $M = 6,5$, aproximativ o dată pe secol, sau cutremure de importanță locală, dar cu intensități ridicate în vecinătatea epicentrului, cum sînt cele din Banat, Crișana, zona Tirnavelor, Bucovina, și Dobrogea.

De asemenea, prezența a numeroase fracturi superficiale în structura tectonică a teritoriului țării indică posibilitatea producerii de cutremure avînd și alte surse, cum sînt unele falii active din Bărăgan; nu există însă suficiente studii pentru a putea trage concluzii certe asupra riscului seismic implicat de prezența acestor fracturi din interiorul scoarței terestre. În general, cutremurele de suprafață din țara noastră nu au depășit gradul VII de intensitate.

În fine, mai sînt și cutremure produse de focare seismice situate în țările învecinate, care afectează în general zone din vestul și sud-vestul țării.

De problemele cutremurelor și ingineriei seismice, s-au ocupat numeroși oameni de

știință din țara noastră. Nu vom nota decât pe Gregoriu Ștefănescu și Ion Atanasiu, ca geologi; pe Gheorghe Demetrescu astronom și seismolog; pe Aurel Beleş specialist în ingineria seismică.

● Preocupări de asigurare antiseismică au apărut o dată cu creșterea centrelor populate în zonele seismice, cu creșterea în volum și înălțime a construcțiilor importante.

Primele norme tehnice cuprinzând prevederi sistematice în domeniul asigurării antiseismice a construcțiilor s-au elaborat în țările supuse la cutremure puternice (Japonia, S.U.A., Italia, U.R.S.S., etc.), încă din perioada dintre cele două războaie mondiale. Aceste norme, deosebit de simple în raport cu cele actuale, erau bazate în esență pe aplicarea metodei statice de evaluare a încărcărilor seismice, neglijând efectul deformării dinamice a structurilor și presupunând implicit că structurile sînt perfect rigide. În țara noastră, astfel de preocupări au apărut, într-o formă incipientă după marele cutremur din 1940, iar într-o formă mai activă după anul 1960. Aceste probleme vor fi expuse pe larg în capitolele următoare.

I.5. Cîteva date caracteristice cu privire la cutremurul din 4 martie 1977

Cutremurul din 4 martie 1977 a fost un eveniment seismic major, marcat pe de o parte prin datele sale de natură seismologică (magnitudine, mecanism de focar, arie afectată de intensități ridicate), iar pe de altă parte prin efectele sale de natură socială și economică, precum și prin efectele și urmările avute asupra construcțiilor. Sub aceste aspecte, cutremurul este considerat ca unul dintre cele mai violente seisme înregistrate în lume, în ultimele decenii.

Faptul că seismul a afectat o zonă dens populată și construită, precum și nivelul tehnic la care se găsește țara noastră în domeniul seismologiei și ingineriei antiseismice, a permis să se adune o mare cantitate de informații cu privire la fenomenul seismic din 4 martie 1977 și la efectele sale, completată cu date și informații rezultînd din observații și studii făcute în perioada de după cutremur. Aceste date privesc mai ales următoarele aspecte principale: date de natură seismologică privind cutremurul, fenomene geologice asociate cutremurului, date instrumentale de interes ingineresc și rezultatele primei etape de prelucrare a lor, distribuția intensităților și a efectelor pe teritoriul țării, compararea efectelor cutremurului din 4 martie 1977 cu alte cutremure puternice din țara noastră, precum și examinarea comportării diferitelor categorii de construcții din țara noastră la acest cutremur, inclusiv remediarea și consolidarea celor avariate.

Toate aceste date, de mare importanță pentru caracterizarea cutremurului și mai ales

pentru măsurile antiseismice, au implicat un volum imens de muncă pentru prelucrare, interpretare și valorificare. Ele vor fi redată pe larg, cu comentariile corespunzătoare, în capitolele II—VIII. În cele ce urmează, ne vom mărgini doar la cîteva elemente de punere în temă.

● *Date de natură seismologică.* Sub aspectul parametrilor de bază, acest cutremur se încadrează, în general, în limitele valorilor pentru marile cutremure vrîncene, avînd magnitudinea maximă 7, 2, coordonatele epicentrului instrumental inițial $45,8^\circ$ latitudine nordică, $26,8^\circ$ longitudine estică și adîncimea focarului la circa 90...100 km. Datele exacte se vor da în capitolele II și III, unde se va arăta și faptul important că seismul de la 4 martie 1977 a fost un eveniment seismic multiplu, constînd dintr-un preșoc și 3 șocuri principale separate. Cutremurul a început la ora $21^h 21^m 56,2^s$ (ora României) și primele trenuri de unde au ajuns în București la orele $21^h, 22^m 21^s$.

Deși magnitudinea a fost mai redusă decât cea a cutremurului din 10 noiembrie 1940 ($M = 7,4$) și deci energia eliberată mai redusă, cutremurul din 4 martie 1977 a produs totuși efecte mai severe la suprafața pămîntului, datorită în principal adîncimii mai reduse a hipocentrului, care se situează spre partea cu valori mici a intervalului de adîncimi obișnuite ale focarelor seismice vrîncene (dar rămîinînd totuși la o adîncime subcrustală), ceea ce explică efectele distrugătoare ale cutremurului pe arii întinse, afectate de intensități ridicate.

Energia declanșată la acest cutremur a fost canalizată mai ales pe direcția NNE—SSV, avînd ca urmare și reactivări importante ale unor falii aflate pe direcția dispării energiei (ca de exemplu aliniamentul Vrancea-București-Zimnicea-Sviștov din Bulgaria), fiind posibilă și eliberarea unor cantități de energie suplimentară acumulată pe aceste falii, — ceea ce explică efectele mari ale seismului asupra clădirilor și scoarței terestre din zonele învecinate ale unor astfel de falii (chiar situate la distanța mari de focar). Analizînd evenimentul, se constată că eliberarea de energie a început prin preșocul inițial, avînd o magnitudine $M = 5,0$ în apropiere de localitatea Năruja (județul Vrancea), urmat de două șocuri ($M = 6,5$ amîndouă) și a culminat prin șocul final avînd $M = 7,2$ la 19 secunde după prima rupere, la o distanță orizontală de 62 km spre sud-vest de șocul inițial, în apropiere de localitatea Pătirlagele (județul Buzău). Consecințele acestui multișoc seismic le vom urmări în detaliu în capitolele III și IV.

● *Alte date.* În lipsa unei imagini cantitative complete (din cauza numărului redus de înregistrări obținute), pentru completarea imaginii asupra distribuției geografice a caracteristicilor mișcării seismice a terenului a fost necesar să se facă apel și la alte mijloace de apreciere și în primul rînd la efectele observate

asupra construcțiilor, conjugate cu cele asupra oamenilor și terenului.

În acest scop, Centrul de cercetări pentru fizica pământului și seismologie a distribuit, cu ajutorul organelor județene, circa 10.000 chestionare, în special în zona din exteriorul lanțului carpatic, din care 2 000 chestionare în București. Separat o comisie de specialiști, sub conducerea CNST, a efectuat o anchetă micro-seismică în București, care a cuprins analizarea avariilor la un număr de cca 18 000 clădiri, în scopul fundamentării unei noi microzonări a municipiului (detalii în cap. V).

De asemenea, specialiștii din construcții, din organele centrale, din institutele de cercetare și proiectare departamentale și locale, din unitățile de execuție, din facultățile de construcții și din alte unități, au efectuat un mare număr de investigații pe teren, la construcțiile avariate de cutremur, întocmind mii de fișe de constatare asupra stării tehnice a acestor construcții, urmate de expertize și cercetări aprofundate ale unor institute și servicii interesate — studii care au fost concretizate în numeroase și ample lucrări tehnico-științifice asupra urmărilor cutremurului, proiecte de consolidare și alte documentații.

În diferitele capitole ale lucrării sînt prezentate numeroase date, situații concrete și studii de caz, în ideea de a furniza, specialiștilor în materie, informații cît mai bogate pentru o explicare și înțelegere corespunzătoare a fenomenelor seismice, a factorilor care au contribuit la efectele cutremurului de la 4 martie 1977 asupra construcțiilor și pentru a putea deduce, în acest mod, căile cele mai eficiente de protecție a societății, contra posibilelor urmări ale unui viitor cutremur puternic.

S-au făcut exemplificări concrete, cu privire la anumite construcții sau cartiere, care au suferit mai mult în urma cutremurului datorită poziției lor geografice, orientării lor pe o anumită direcție, existenței unor culminații seismice în anumite zone sau chiar în cadrul aceleiași centru (cum s-a constatat în municipiul București), situării acestor construcții pe anumite terenuri de fundare mai slabe, sau altor cauze.

Aceste exemple nu trebuie să ducă, însă, la interpretări sau generalizări eronate cu privire la riscul seismic, la care ar fi expuse anumite zone sau construcții existente, la un viitor cutremur, deoarece distrugerile și avariile grave produse de cutremurul din 4 martie 1977, ca și efectele seismice ale oricărui cutremur asupra construcțiilor, sînt rezultatul influențelor combinate ale unui mare număr de factori, datorăți atît naturii și caracteristicilor cutremurului respectiv, cît și naturii terenului pe care sînt amplasate construcțiile, precum și capacității efective de rezistență la cutremur a acelor construcții, în momentul producerii cutremurului.

Acești factori, care determină efectele seismice asupra construcțiilor, nu se repetă întru totul, nici de la un amplasament la altul și

nici de la un cutremur la altul. Ca urmare, datele, situațiile concrete și exemplele culese la recentul cutremur din țara noastră, din care numai o parte a fost selectată și prezentată în această lucrare, pentru explicarea fenomenelor petrecute și pentru înțelegerea efectelor acestora asupra construcțiilor, nu pot fi complet extrapolate pentru ceea ce se va întîmpla la un viitor cutremur, deoarece cutremurele de pămînt nu sînt fenomene deterministe. Este posibil, ca în timpul unui viitor cutremur puternic, natura atît de variată a fenomenelor seismice să conducă la un tablou mult diferit al distribuției geografice a intensităților, a efectelor asupra construcțiilor, atît la scară teritorială, cît și la scara unor localități.

În consecință, nu se poate afirma că, la un viitor cutremur de pămînt din țara noastră, se vor produce sigur aceleași efecte, în aceleași zone, la aceleași tipuri de construcții sau la construcții amplasate în aceleași locuri.

Prezentarea datelor, informațiilor și exemplurilor din lucrarea de față, are deci scopul de a permite desprinderea unor legități de bază și conturarea unor măsuri care să conducă în viitor la îmbunătățirea comportării construcțiilor în zonele seismice și nicidecum pentru a se trage concluzii eronate din partea unor persoane neavizate, cu privire la gradul de risc seismic al unor tipuri de clădiri sau al unor construcții amplasate în anumite zone.

De altfel, observațiile făcute asupra comportării construcțiilor, care au pus în evidență variabilitatea intensității seismice de la un punct geografic la altul, au permis să se constate diferențe apreciable între efectele produse de cutremurul din 4 martie 1977 asupra unor localități chiar apropiate și de asemenea diferențe în interiorul aceleiași localități — aceste constatări arătînd încă o dată cît de importantă este cunoașterea aprofundată și sub aspecte cît mai variate a fenomenelor seismice în scopul prevenirii, pe această bază, a urmărilor nefaste ale acestora.

Să subliniem că importanța cunoașterii fenomenelor seismice din țara noastră este determinată și de faptul că mai mult de jumătate din populația țării trăiește în regiuni seismice, unde sînt concentrate mari centre urbane, inclusiv capitala, precum și un mare potențial industrial. Și, așa cum rezultă din istoria cutremurelor vrîncene, există riscul ca fenomene seismice de o asemenea anvergură să se repete periodic.

Constatățile de pînă acum, precum și faptul că măsurile de asigurare și de protecție antiseismică — a căror necesitate și influență a fost clar confirmată de recentul cutremur, — reprezintă un efort tehnic și economic important, evidențiază dimensiunile ample ale domeniului și demonstrează urgența cunoașterii problemelor și obligația de a se lua măsuri corespunzătoare formării unei concepții superioare în viitor. Lucrarea de față își propune să contribuie la efortul general în acest scop.

Geologia și seismotectonica României

DR. ING. ION CORNEA

Centrul de fizica pământului și seismologie

DR. ING. VASILE LĂZĂRESCU

Universitatea București

II.1. Surse de informare asupra tectonicii și seismologiei României

După lucrările clasice ale lui H. Stille privind structura continentului nostru, din care, pentru România, un interes deosebit a prezentat Geotektonische Werdegang der Karpathen [1], cea mai reprezentativă sinteză geologică o constituie Harta tectonică internațională a Europei (1962—1964), unde au fost sintetizate și datele privind țara noastră [2]. Concentrând atenția asupra României, sînt de menționat prima [3] și a doua ediție a Hărții tectonice a României [4], iar ulterior sintezele publicate în 1974 privitoare la regiunea Carpaților românești cu date integrate în hărțile Regiunii Carpato-Balcanice [5], [6], [7], [8], precum și eseile de sinteză a geologiei României [9], [135] și structurii Carpaților [10], [136], [137].

Asupra structurii profunde a teritoriului României, primele lucrări moderne de sinteză au fost realizate de I. Gavăt et al. [11], [12], M. Socolescu et al. pornind de la informații gravimetrice [13], [14]. Ele au fost urmate de publicații de ansamblu geodinamic [15], [16], [17], [18], [19], [20], [21], [22], [23], [24] ale căror concluzii au fost coroborate și actualizate în 1975 [25], 1980 [26] și 1982 [139]. Cele mai recente lucrări privind mișcările tectonice recente pe teritoriul României au fost elaborate de I. Cornea et al. [27], [28], ele fiind urmate de sinteze privind structura adinecă a teritoriului românesc pe baze seismice [29] și apoi geologice mai generale [30], [129].

Integrarea informației geologice și geofizice în modelele tectonicii plăcilor pentru Europa, a început în 1970—1973 cu sinteze [31], [32], [33], [34], asupra evoluției paleotectonice a domeniului mediteranean. Pe plan național, aceleași preocupări au fost abordate simultan în perioada 1973—1976, pentru scopuri seismotectonice [21], [22], [23], [24] și paleotectonice [35], [36], [37] sau de raporturi vulcanism—paleoseismicitate [38], [39] și interpretare a metalogenezei [40], după citeva lucrări de regionalitate mai restrînsă sau rămase nepublicate. Pe această bază, recent, s-au făcut și primele încercări de sinteză [26], [41].

Specialiști consultați:

DR. IOSIF BERCIĂ

DR. ING. MARIUS VISARION

DR. MARCIAN BLEAHU

*Institutul de geologie și geofizică,
București*

Condițiile seismologice de ansamblu și raporturile cu tectonica în cadrul Europei au fost schițate în câteva generalizări publicate [42], [43], [44], [45], [46], [47], dintre care două hărți seismotectonice ale continentului nostru [42], [47]. Unele lucrări s-au referit la geofizica [48], [49] sau direct la seismotectonica regiunii mediteraneene [50], [51], [52]. Alte cercetări s-au concentrat asupra Regiunii Balcanice. Cea mai semnificativă sinteză cu asemenea obiectiv a fost realizată în cadrul Proiectului PNUD/UNESCO pentru studiul seismicității Bulgariei, Albaniei, Greciei, României și Turciei de vest, prin publicarea lucrărilor [53] seminarului de la Dubrovnik (aprilie 1973) și a unor concluzii asupra mecanismului cutremurelor [54], a riscului seismic [55] și evenimentelor seismice [56] în aceeași regiune. Aceleași probleme au fost reanalizate în 1976 [57], iar în 1979 de M. Arsovsky la Conferința Internațională asupra Cutremurelor Intracontinentale de la Ohrid (Iugoslavia).

Un nou proiect regional UNDP/UNESCO de cercetări seismice pentru domeniul balcanic (RER/79/014) a fost inițiat în 1979, la care România a aderat în 1980 și este reprezentată de I. Cornea et al. Primele planuri de lucru au fost analizate la Istanbul (iulie 1980) și Atena (septembrie 1981) în Comitetul Coordonator (director Fournier d'Albe) și rezultatele preliminare în Seminarile de la Herzeg Novi (mai 1981), Atena (septembrie 1981), Sofia (mai 1982) pentru finalizarea proiectului în 1982.

Asupra României, după sinteza lui I. Atanasiu [58], studii integrate de ordin seismotectonic, în spiritul tectonicii globale, au fost începute în 1973, de către L. Constantinescu, I. Cornea, V. Lăzărescu [21], [22]. Ele au fost urmate de alte studii de sinteză [59], [23], [24], [60], [61], [62], [63] etc., unele din cele mai recente fiind înglobate în prezentul volum.

S-au realizat de asemenea și studii de corelare. În cadrul domeniului mediteranean s-a făcut o comparație seismotectonică între arcul Carpaților Orientali și cel al Siciliei [64], cu concluzia că Depresiunea Transilvaniei este un fost bazin retro-arc de tipul actualei Mări Tirenene (fig. II 2 a și b). La scara mai largă a Europei, s-au executat încadrări seismotectonice ale României în ansamblul structural al continentului [65], [66], [30], [140], țara noastră fiind conturată ca un sector geodinamic activ din aripa nordică a catenei alpinocarpatice și a vorlandului ei, cu o zonă epicentrală deosebit de persistentă și concentrată (Vrancea), comparabilă doar cu Munții Hindukush și regiunea Bucaramanga (Columbia). În raport cu întreaga centură orogenică alpină-himalaiană, o sinteză de același gen [67] ajunge la concluzia că, în România, ca și în alte regiuni, unele depărtate (ex. China), evenimentele seismice sînt indirect legate de liniamente și intersecții tectonice pe care se produc mișcări transcurente (de decroșare) cu largă regionalitate, generate de deplasarea plăcilor litosferice.

În lucrările generale, menționate mai sus, s-a pornit de la date regionale privind structura profundă a teritoriului României pe baze gravimetrice și magnetice [68], [69], [70], [71], [72], [73], seismologice [74], [75], [76], [15], [77], [78], [61] sau seismometrice [79], [80], [81], [82], [83], [84]. S-au utilizat de asemenea, studii legate de magnitudinea, frecvența și energia cutremurelor [76], [85], [86], [59], [87], [88], [89], de parametrii geometrici și mecanici ai proceselor din focar [90], precum și alte date cum sînt mișcările tectonice pliocene [91] sau mișcările neotectonice și recente ale crustei terestre [92], [93], [94].

Privitor la evenimentul seismic din 4.03.1977, s-au elaborat o serie de studii seismologice de ansamblu, unele concretizate prin publicații preliminare [95], [96], [97], [98], [99], altele definitive, utilizate sau republicate în prezentul volum. În același interval de timp, s-au făcut și studii noi asupra parametrilor geometrici și mecanici ai proceselor din focarul ultimului cutremur major [100], [101], [102], [103], [104]. Într-o primă formă, toate cercetările privind cutremurul din 4.03.1977 au fost asamblate într-un volum elaborat în cadrul Institutului central de fizică (1979).

În paralel cu cercetarea seismologică și seismotectonică, după cutremurul din 10.11.1940, dar mai ales după Consfătuirea seismologilor de la București (1956) și după apariția unor lucrări de sinteză în seismologia inginerescă [105, etc.], au început în România cercetări pentru corelarea efectelor cutremurelor cu structurile formațiunilor geologice superficiale (influența tipurilor de sol și a grosimii lui asupra amplitudinii, spectrului de frecvență sau a vitezelor undelor P și S, contribuția apelor subterane în valoarea riscului seismic etc.). Direcțiile principale pe care s-au canalizat studiile românești au fost:

— microzonarea seismică, începută în București pe baza datelor cutremurului din 10.11.1940 (de către Șt. Glica, în anii '50 în cadrul fostului Comitet Geologic) și apoi extinsă în alte centre de mare interes economic și social [97], [98], [106], [107]. Condiții favorabile în acest sens au fost create prin participarea României în cadrul Proiectului PNUD/UNESCO de studiu a seismicității regiunii balcanice în comisia de microzonare [108].

— analiza statistică a frecvenței, intensității, accelerației și — mai recent — a vitezei precum și spectrului undelor elastice produse de seisme. Preocupările românești de inginerie seismică au fost valorificate prin elaborarea unor standarde de stat privind zonarea seismică a țării și a unor regulamente privind măsurile parasismice în construcții, prezentate spre confruntare și la Asociația Internațională de Inginerie Seismică (sesiunile de la Tokyo 1960, 1973 și Conferința Mondială de la Roma, 1973). S-a trecut, de asemenea, la cercetarea experimentală a rezistenței construcțiilor, la sarcini dinamice de genul celor produse de cutremure [109], [110].

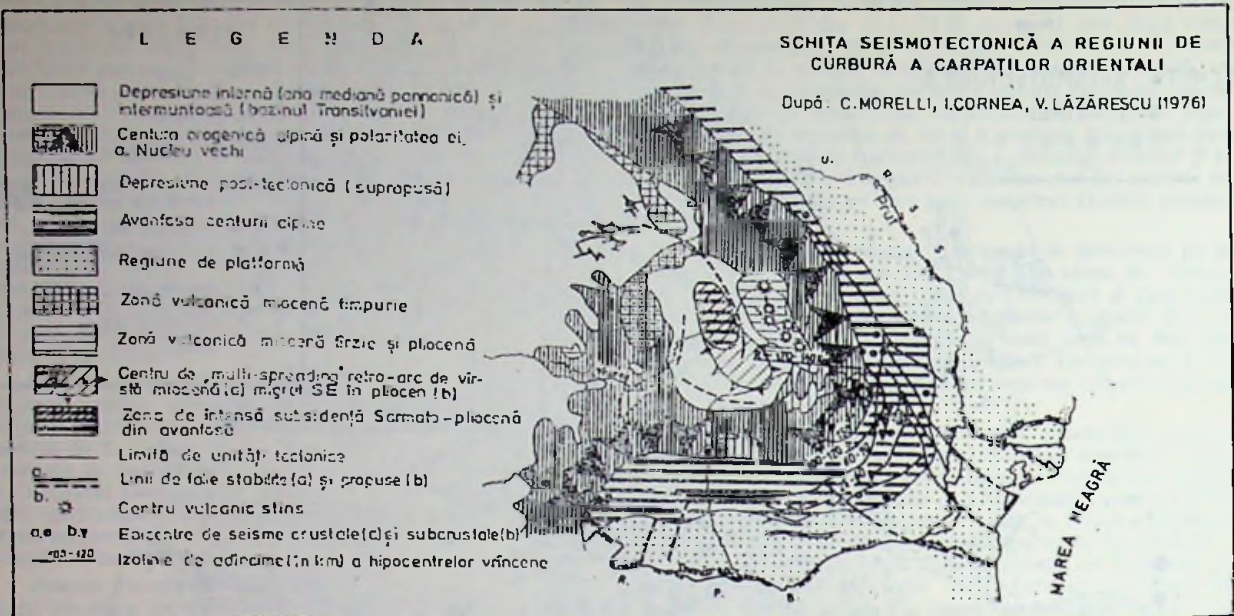
Dezvoltare deosebită au luat cercetările mai sus arătate după 4.03.1977, ele fiind bazate pe observațiile directe asupra efectelor seismului în lucrările de artă inginerescă, pe datele obținute din accelerograme precum și pe studiul replicilor sau microcutremurelor. Elemente sintetice moderne privind experiența românească și străină în geofizica inginerescă cu un capitol de seismologie au apărut în 1979 [111].

II.2. România în cadrul structural și seismic al Europei

În tectonica globală, Europa constituie un sector din marea placă eurasiatică, cu cele două continente sudate de-a lungul orogenului calcedono-varisc al Uralilor și înconjurate de margini continentale submerse parțial (arcurile insulare din Orientul îndepărtat, șelful Mării Nordului și al mărilor arctice cu taluzele lor preabisale periferice), de jumătatea estică a Atlanticului de nord și de o zonă de coliziune continent—continent pe marginea sudică, ce formează catena alpină-himalaiană.

Europa are o structură internă cu un nucleu cristalin preasintetic ce afloră în scutul baltic și masivul ucrainian, iar în restul Platformei est-europene este acoperit de o cuvertură sedimentară infracambriană — fanerozoică. Din această Europă geologică străveche (Ur-Europa lui H. Stille), doar scutul baltic, în activă ridicare izostatică, are o oarecare activitate seismică dată de cutremure puțin adinci și de magnitudine redusă, în timp ce alte regiuni resimt macroseismic slab doar evenimentele seismice

a)



b)

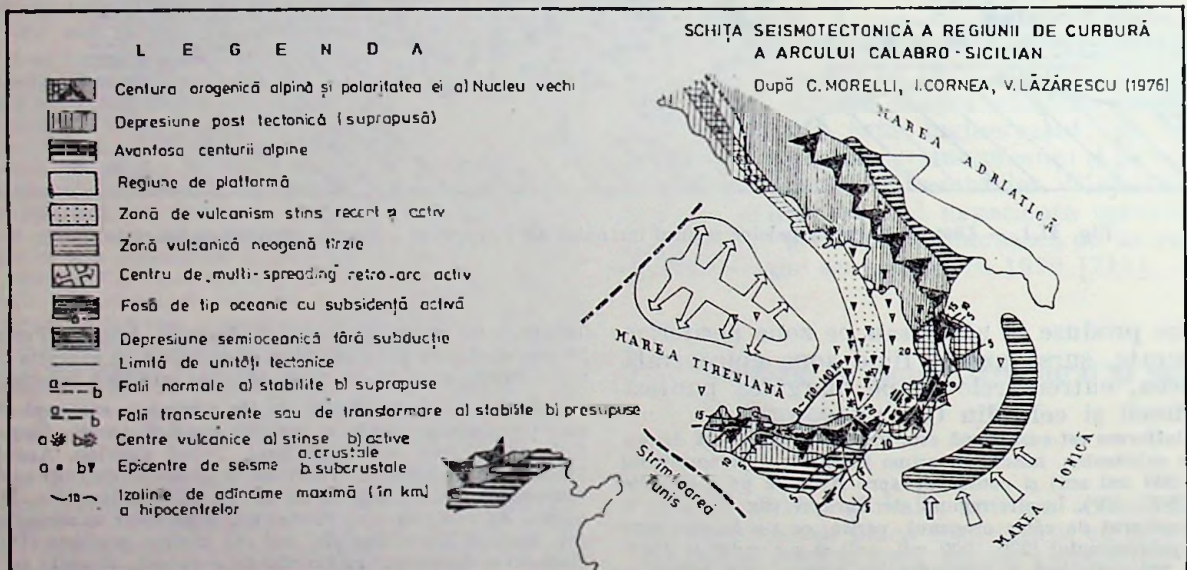


Fig. II.2. — Situația seismotectonică similară dar în stadii diferite de dezvoltare a arcului Carpaților Orientali (a) și Calabro-Sicilian (b).

Orogenul alpin propriu-zis și bazinul Mării Mediterane fiind regiuni cu tectonică încă activă prezintă o seismicitate notabilă în care, pe lângă cutremure superficiale, se produc și șocuri intermediare și adânci, generate prin procese de subducție activă sau relictă, de-a lungul unor plane Benioff înclinate spre interiorul catenelor muntoase. Distribuția neuniformă pe zone înguste a cutremurelor servește ca un criteriu de bază pentru delimitarea plăcilor și subplăcilor.

Față de acest ansamblu seismotectonic, România constituie o regiune cu seismicitate moderată marcată doar semicentenar de mari evenimente, acoperind structural unele sectoare din ramura nordică a orogenului alpin și al vorlandului său, acolo unde direcția lanțului muntos tânăr al Europei descrie cea mai spectaculoasă curbă sigmoidă prin schimbarea orientării

Carpaților Orientali de la o direcție podolică la una de tip Tethys și prin curbura dintre Carpații Meridionali și Balcani din dreptul Dunării. Totodată, în nordul țării, orogenul alpin-carpatic ajunge în contact tectonic anormal, direct cu Platforma est-europeană, și în general să aibă un avant pays cu fundament eterogen.

Astfel, în NE-ul României (Podișul Moldovei), Vorlandul are un fundament de platformă precambriană (platforma est-europeană, după N. S. Sațchi et al. începând din 1956) ce corespunde cu colțul extrem SV al masivului Ucrainian, scufundat prin falii în trepte pe direcția podolică (NV-SE) și Tethys (V-E). De-a lungul marginii podolice, din informații geologice clasice (remanierea de șisturi verzi în conglomerate), din regimul gravitațional și magnetic de tipul Dobrogei Centrale mult prelungit spre nord-vest [12] și din identificarea ridicării tectonice moștenite a Moldovei de Nord [93],

reiese că la Platforma precambriană s-a sudat o centură caledoniană—variscă (de tipul zonei Măcin din Dobrogea de nord) cu un masiv baikalian neregenerat (de tip „șisturi verzi”) acesta din urmă ajungând în Moldova de nord. În contact direct cu Platforma est-europeană. Cu alte cuvinte, nu numai catena Carpaților întrerupe continuitatea regiunii varisce, separând-o într-un sector polono-bohemic (la nord) de unul pontic (la SE) [10], dar această întrerupere s-ar sesiza cartografic și pe o hartă paleogeologică a formațiunilor premezozoice.

Spre sud, nucleul precambrian al Europei este mărginit de o centură de structuri paleozoice, cratonizată epihercinică (Platforma scitică, după M. V. Muratov 1962) [112] a cărei extremitate vestică atinge teritoriul României în fundamentul Depresiunii predobrogeene și părții de sud a Depresiunii Bir-ladului.

Între Carpați și Balcani, se dezvoltă Platforma Moesică, epihercinică, formată în fundament din blocuri cu mișcări transcurente între ele sau cu un soclu unitar geodinamic, după cum vor sugera rezultatele măsurărilor geodezice actualmente în curs. Ea a fost un vorland activ în cretacic pentru curbura dintre Carpații Meridionali și Balcani dar un avant pays relativ pasiv față de Prebalcani și Stara Planina la care trece fără structuri de subîmpingere clară. După cercetătorii bulgari [113], [114] aceeași platformă are caracter epibaikalian, reactivat însă în caledonian și hercinic.

Regiunea de cutare alpină carpatică ocupă 2/3 din teritoriul României și este compusă din sectoare muntoase (Carpații Orientali, Carpații Meridionali și Munții Apuseni), mărginite de depresiuni: Avansosa Carpatică, Depresiunea intermuntoasă a Transilvaniei și marginea estică a Depresiunii Panonice (aria mediană pentru orogenul alpin european).

În spiritul tectonicii plăcilor, extremitatea de SV a Platformei est-europene plus Platforma scitică, sudată la ca-constituie o margine de placă majoră (colțul mării plăci, eurasiatice) cu o scoarță de 40—45 km care, atât spre sud, la contactul cu Marea Neagră, cât și spre SV, este delimitată

actualmente prin liniamente subcontinentale de scădere importantă a grosimii crustei terestre [24], [115]. După acest criteriu, Dobrogea de nord face parte din placa eurasiatică și o porțiune clară din limita actuală a acesteia o constituie falia Peceneaga-Camena și prelungirea ei spre NV, sub Cîmpia Română, unde se separă un compartiment estic de 45 km grosime a crustei față de unul vestic cu 10 km mai subțire. Dacă adăugăm și zonele de seisme normale de pe marginea Carpaților și Balcanilor, se poate delimita aici o subplacă moesică cu comportare geodinamică actuală diferită de cea a plăcii esteuropene (fig. 11.3).

Regenerarea alpină și coliziunea produsă pe lungul Carpaților Orientali face ca prelungirea mai departe a limitei de SV a plăcii eurasiatice să poată fi dusă doar aproximativ pe marginea estică a Depresiunii Transilvaniei și pe bordura nordică a Depresiunii Panonice. Și mai departe spre NV, în afara domeniului alpin, aceeași limită trece printre Masivul Lyssa Gora și Munții Sudeți. Pe teritoriul nostru, se poate astfel separa și o subplacă intraalpină cu două sectoare, Panonic și Transilvan, delimitate printr-o centură de slabă seismicitate intracrustală ce se dezvoltă din Banat pînă în Crișana [48].

Ținând seama de raporturile generale între plăcile eurasiatice și cea africană ce presupun mișcări complexe, atât de apropiere cât și de culisaj, trebuie să admitem că, pe fondul unor relații paleotectonice de subîmpingere între placa majoră esteuropenă și subplăcile de pe teritoriul României, se pot produce astăzi și deplasări transcurente. După caracterul slab al seismicității dintre subplăcile intraalpine și moesică pe zona vestică a limitei dintre ele, este de presupus că cele două subplăci sînt astăzi aproape sudate spre interiorul curburii Carpaților Meridionali, în timp ce spre est le separă încă fracturi adinci, activate frecvent de focarele seismice subcrustale ale Vrancei.

Trebuie menționat că cele trei plăci separate în România se deosebesc nu numai prin grosimea crustei, dar și prin diferențe în structura stratificată cu 2—3 contraste seismice a

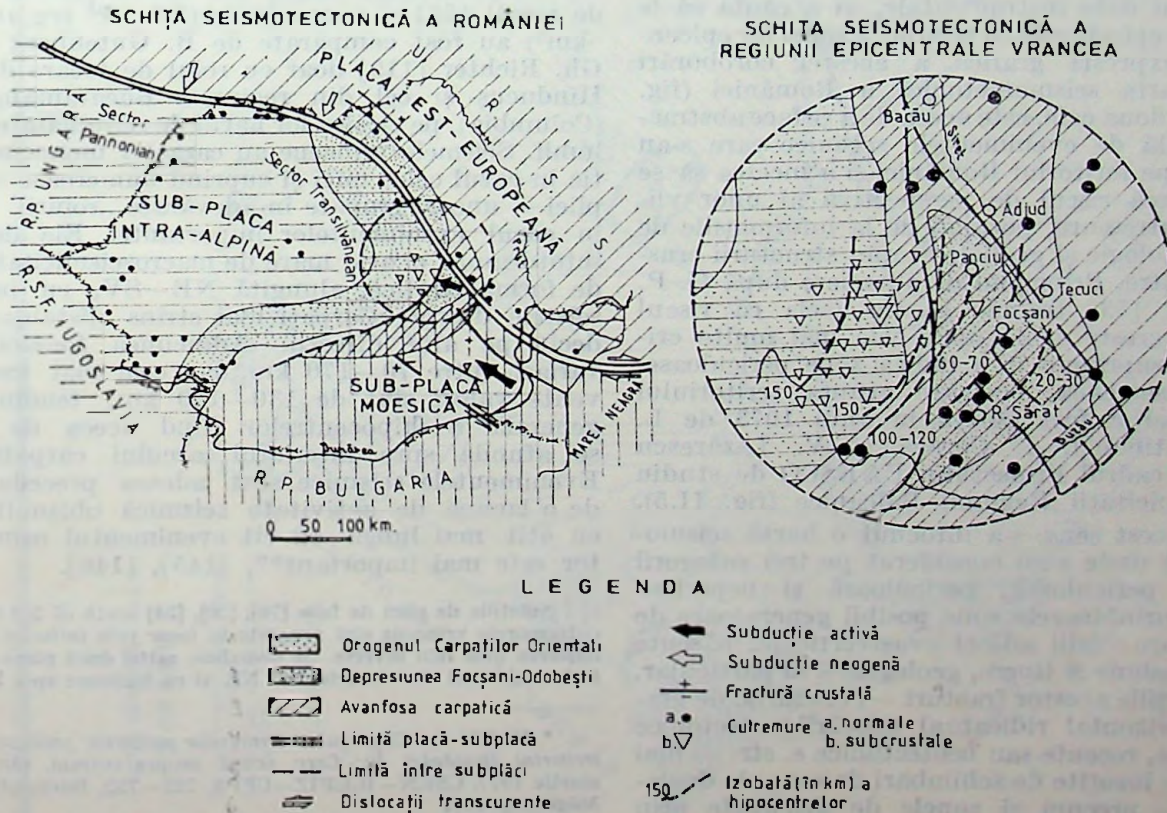


Fig. 11.3. — Raporturile generale seismotectonice pe teritoriul României în ideea plăcilor litosferice cu o detaliere a raporturilor lor între epicentre, hipocentre seismice și structura geologică pentru zona Vrancea.

discontinuității M [138], [143]), a vârstei acesteia (probabil dublată în alpin sub Carpați) [115] și a tendinței ei de migrare în sus (sub depresiuni) sau în jos (sub munți) [140].

Triconfiniul dintre cele trei plăci, separabile pe teritoriul României, ce corespunde cu intersecția în regiunea Vrancei a unor liniamente tectonice cu dimensiuni continentale, rămâne zona cea mai activă seismo-tectonic pe teritoriul țării noastre. Aici adâncimea subcrustală a focarelor (până la 160 km) face ca relațiile tectonică—seismicitate să fie numai indirecte, și anume raportate la procese determinate de scufundarea activă sau relictă a unor lespezi de plăci litosferice în interiorul astenosferei. Faptul că mișcările tectonice de încălecare spre exterior s-au conservat în Carpații Orientali de curbură până în timpul tortonianului, iar în avanfosă au continuat activ și după faza stărică da tectonogenează, precum și tendința de migrare a vârstei vulcanismului neogen spre interiorul zonei de curbură, coroborată cu tendința ca produsele vulcanice să fie din ce în ce mai bazice în aceeași direcție, fac astăzi pe majoritatea cercetătorilor să considere un caracter relict pentru procesul de subducție indicat în domeniul subcrustal de aici de către distribuția focarelor pe un plan Benioff cu înclinare de 60° spre NV. El poate reprezenta fruntea unei subplăci a Mării Negre, lespede înclinată la 60° [21] sau verticală [118], mișcarea fiind generată de transmiterea unei împingeri exercitată de o microplacă a Asiei Mici. [34], [116], [117]. Există, în fine, posibilitatea ca lespede subdusă să fie actualmente desprinsă și în coborâre gravitațională [103], [125].

II.3. Seismotectonica României

Analiza corelării între cutremure și structura geologică a țării noastre poate fi făcută în două stiluri. Cel uzual, este acela de a examina seismele trecute, cunoscute din informații macroseismice sau date instrumentale, și a căuta să le corelăm epicentrele cu tectonica zonei lor epicentrale, expresia grafică a acestei coroborări fiind harta seismotectonică a României (fig. II.4). A doua cale, este aceea de a se face abstracție totală de evenimentele seismice care s-au produs pe teritoriul României și a încerca să se stabilească riscul de perspectivă al unor viitoare cutremure, pornind de la informațiile de ordin geologic și geofizic asupra structurii crustei terestre. Principiul de apreciere după G. P. Gorșcov [53] trebuie să fie acela că riscul seismic crește acolo unde cele mai multe criterii se suprapun în a indica zone periculoase.

O asemenea încercare asupra teritoriului României a fost făcută în anul 1973 de L. Constantinescu, I. Cornea și V. Lăzărescu [22] în cadrul Proiectului UNESCO de studiu al seismicității Regiunii Balcanice (fig. II.5).

În acest sens, s-a întocmit o hartă seismogenetică unde s-au considerat pe trei categorii (foarte periculoasă, periculoasă și nepericuloasă), următoarele zone posibil generatoare de cutremure: falii adânci cvasiverticale, născute prin tensiune și tinere, geologic — în particular, intersecțiile acestor fracturi —, centurile de gradient orizontal ridicat al mișcărilor tectonice verticale, recente sau neotectonice s. str. — mai ales cele însoțite de schimbări de sens ale deplasărilor — precum și zonele de dislocație prin inflexionare a crustei terestre. La asemenea informații de ordin structural regional se adaugă indicatori locali, cum sînt: lacuri de acumulare

artificială a apei, prezența de fenomene carstice cu grote, prăbușiri de stînci, frecvența mare a alunecărilor de teren etc.

Seismicitatea României este rezultată din energia eliberată de cutremure ce sînt grupate în mai multe zone epicentrale: Vrancea, zona Munților Făgăraș, Banat, regiunea Oradea, Maramureș și zona litorală a Dobrogei de Sud, grupuri de seisme denumite de I. Atanasiu (1961): moldave, făgărășene, danubiene, din regiunea Crișurilor, maramureșene și pontice. La ele se adaugă zone epicentrale de importanță cu totul locală în regiunea Jibou și a Tirnavelor în Transilvania, nordul și vestul Olteniei, nordul Moldovei, Cîmpia Română etc.

Dintre toate zonele epicentrale, Vrancea este de departe cea mai importantă prin energia cutremurelor, aria lor de macroseismicitate și caracterul persistent și confinat al epicentrelor din care cele intermediare sînt distribuite doar pe 5500 km² împrejur cu o coroană spre exteriorul Carpaților de 3700 km² cu seisme normale. În restul țării, toate șocurile seismice provin din focare intracrustale (excepție cunoscută face doar un cutremur din 1960 în regiunile Pogoa- nene, adînc de 60* — 100 km) [126] și au energie redusă.

Zona epicentrală a cutremurilor vrîncene intermediare (denumite și carpatice) prin succesiunea lor sistematică (50 de seisme $M \geq 5$ de la începutul sec. XX), nivel energetic ($3,5 \cdot 10^{21}$ erg/an, după datele din ultima jumătate de secol) [75] și concentrare ($1,8 \cdot 10^{18}$ erg/an \cdot km²) au fost comparate de B. Gutenberg și Gh. Richter [119] doar cu roiul de focare din Hinduceș și cel din regiunea Bucaramanga (Columbia), pe clasa lor hartă de seismicitate a lumii. Seismele vrîncene au caracter monocinetic în cazul celor mici și cuprind numeroase replici — uneori grupate în adevărate „roiuri” — în cazul evenimentelor importante. Ele dau întotdeauna o arie mare de macroseismicitate, de formă eliptică, alungită NE—SV, cu izoseistele dinspre Carpați mai strîns distanțate decît pe alte direcții. Adîncimea focarelor variază între 70—170 km, dar cele mai frecvente valori sînt de 130—150 km, tendința generală a hipocentrelor fiind aceea de a se afunda spre interiorul arcului carpatic. Evenimentele seismice sînt adesea precedate de o lacună de activitate seismică obișnuită, cu atît mai lungă cu cît evenimentul următor este mai important**, [145], [146].

Soluțiile de plan de falie [76], [50], [54] arată că 2/3 din cutremurele vrîncene sînt generate în focar prin forfecări cu nașterea unei falii inverse. Se deosebesc astfel două plane de forfecare: unul din ele orientat NE și cu înclinare spre NV

* RADU C.: *Catalogul cutremurelor puternice produse pe teritoriul României*. În: Cerc. seism. asupra cutrem. din 4 martie 1977. CSEN—ICEFIZ—CFPS, 723—752, București—Măgurele, 1979

** MĂRZA V., *Activitatea seismică precursoră a cutremurului vrîncean de la 4 martie 1977*. În: Cerc. seism. asupra cutrem. din 4 martie 1977. CSEN—ICEFIZ—CFPS, pg. 679—697, București—Măgurele, 1979.

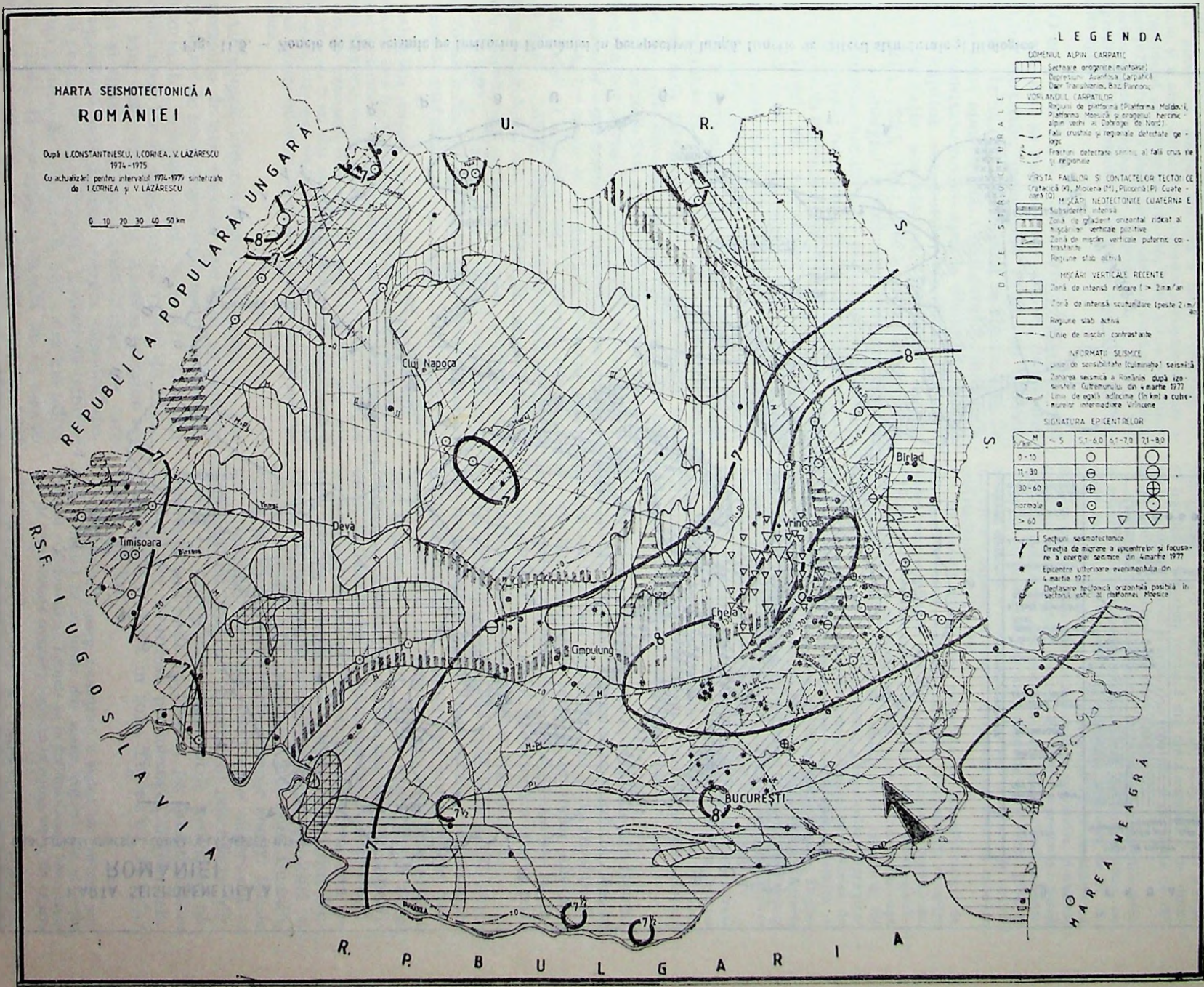


Fig. II.4. — Raporturile seismotectonice de ansamblu pe teritoriul României după datele de până în 1979 inclusiv.

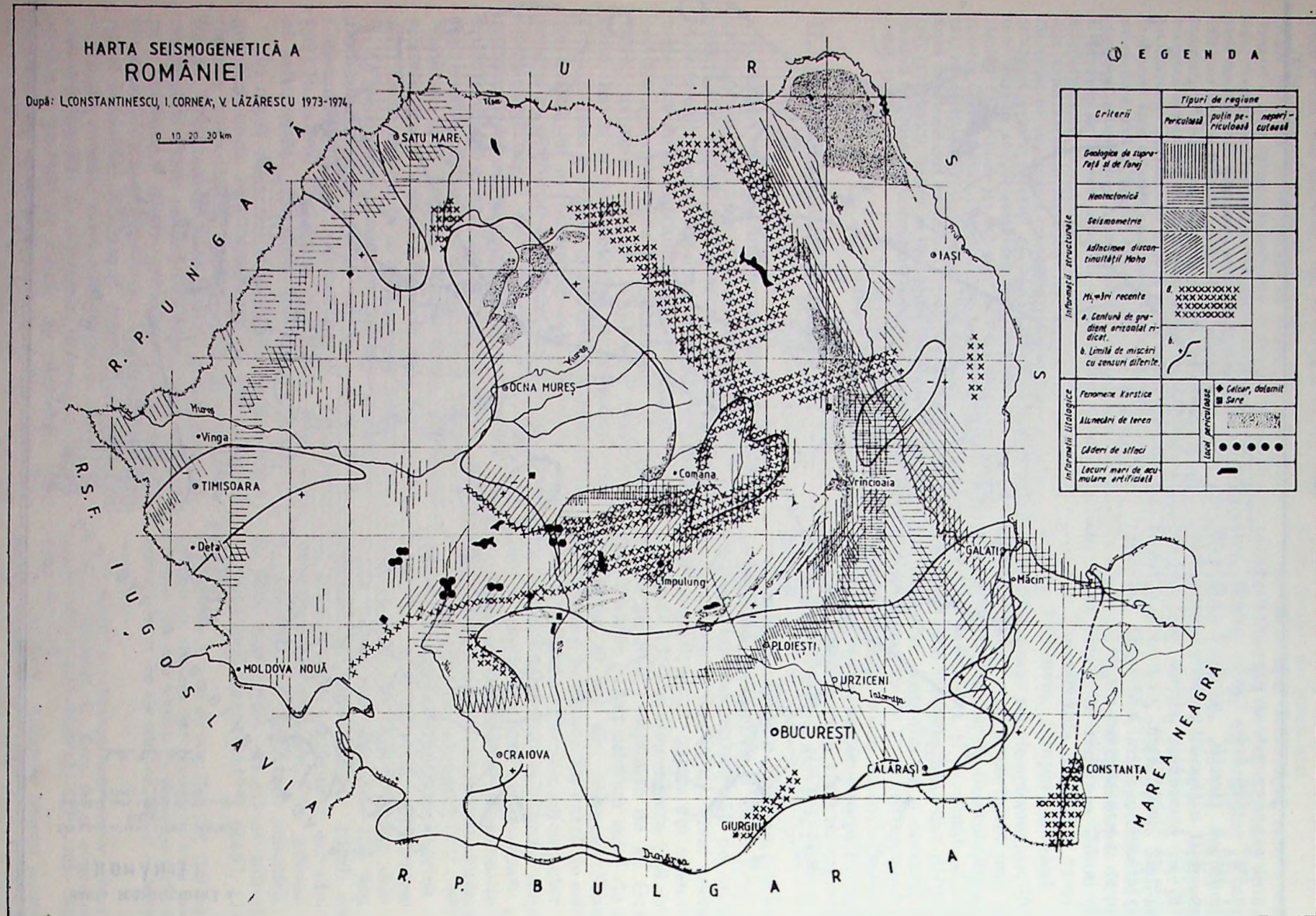


Fig. II.5. — Zonele de risc seismic pe teritoriul României în perspectiva lungă, funcție de criteriile structurale și litologice.

de $55^\circ - 60^\circ$, fiind de obicei considerat cel principal deoarece este concordant cu orientarea şariajelor din formaţiunile de flis de la Curbura Carpaţilor Orientali sub care se găseşte hipocentrele: al doilea plan are direcţia NV şi înclinare SV, comparate adesea cu poziţia similară a faliei Peceneaga — Camena şi a altor aliniamente tectonice prealpine de care a fost considerat ca influenţat [76], [50], [59]. Într-o altă interpretare [62], cele două plane principale sînt verticale, efectele de forfecare prin compresiune producîndu-se pe direcţie NV (perpendicular pe Carpaţi) la adîncimi mai reduse din domeniul subcrustal.

O caracteristică a cutremurelor vranceene este aceea că ele se resimt mai slab în interiorul arcului carpatic, izoseistele fiind, pe această direcţie, strîns distanţate pînă la cîteva zeci de km de zona epicentrală. Configuraţia liniilor de egală intensitate revine apoi la distanţe mari de formă eliptică obişnuită, alungită NE—SV [120]. Situaţia aceasta este prezumtiv explicată [21], [22], [65], [66] prin consumarea parţială a energiei seismice pe direcţie NV de către rădăcina munţilor — parţial plasticizată — şi de caracterul nesudat al fracturilor cuaternare de pe periferia depresiunilor intramuntoase (Ţara Birsei, Depr. Sf. Gheorghe şi Breţeu — Tg. Secuiesc) care de asemenea joacă un rol de ecran tectonic. În sprijinul interpretării de mai sus este constatarea că o serie de receptori instalaţi aici în perioada de lucru pe profilul seismic internaţional II nu au înregistrat exploziile care au fost însă recepţionate la distanţe mult mai mari pe alte direcţii, în afara Carpaţilor. O expresie cantitativă a corelaţiei de mai sus este aceea că revenirea la forma eliptică normală a izoseistelor unui cutremur important se produce la $I = 4$, iar ceea ce s-a numit „defectul specific de arie” al elipselor [62] — pentru o intensitate dată — scade direct proporţional cu adîncimea focarelor şi invers proporţional cu distanţa între epicentru şi catena muntoasă. După lucrări recente [121], [122], [141] însuşi mecanismul din focar influenţează mult asimetria de transmitere a energiei.

Absorbţia energiei ce duce la atenuarea intensităţii în particular de-a curmezişul munţilor ridică şi problema importanţei tectonice a stocării energiei seismice. Din calculele făcute însă [92] rezultă că, de pildă, o ridicare a Carpaţilor cu 2 mm/an, presupune o energie de $1 \cdot 10^{16}$ erg/km² · an, care este de peste 3 ori mai mare decît energia seismică specifică a Vrancei, care deci nu poate fi decît o sursă secundară de energie pentru mişcărilor tectonice verticale din Carpaţi de curbura.

Adîncimea hipocentrelor calculate, ce pot reprezenta focare planare (pe falii extinse pe cîteva zeci de km în cazul evenimentelor seismice importante), variază între 70 şi 170 km, dar majoritatea lor se grupează la valori de 130—150 km [22], [23], [59]. Aceeaşi imagine rezultă şi dintr-o secţiune seismologică pe care se reprezintă prin izolinii energia seismică specifică (volumetrică) eliberată a cărei distribuţie are un centru de greutate la 125—130 km adîncime [124]. O excepţie notabilă de la aceste concluzii statistice a constituit evenimentul seismic din 4 martie 1977, produs la adîncimi de 79—102 km.

Distribuţia focarelor vranceene pe secţiuni transversale curburi Carpaţilor Orientali a sugerat — funcţie de modul de proiectare a hipocentrelor — în principiu, o suprafaţă Benioff verticală [118], sau aproape [125], în formă de S avînd panta principală înclinată cu 60° spre NV [21], [22], [23], sau o zonă de fracturi subcrustale formată din două segmente de dislocaţii, înclinate în acelaşi sens, dar separate şi cu pantă de 80° la cel pentru adîncimi mai mari [124], [57].

Dispersionea hipocentrelor, adîncimea lor sublitosferică şi asocierea cutremurelor, preponderent de compresiune, cu unele avînd origine tensională (reliefate mai ales de R. A. Ritsema) [54] au făcut pe toţi interpretatorii să considere că focarele nu reflectă o suprafaţă simplă de subducţie, ci delimitează un corp litosferic subdus. El poate reprezenta o placă oceanică relictă din substratul fostului geosinclinal carpatic intrat pe o suprafaţă de paleosubducţie spre vest [38], o margine frontală a unei subplăci moesice în subducţie activă [67] sau o „lespede” litosferică desprinsă ce tinde să coboare gravitaţional [103], [125].

În această ultimă idee, suprafaţa de paleosubducţie de sub Carpaţii Orientali este actualmente „îngheţată”, excepţie făcînd doar substratul regiunii Vrancea, unde curbarea centurii orogenice est-carpatică a lăsat încă liberă fruntea subdusă a platformei est-europene. Din această frunte s-a rupt o „lespede” (în sens de „dead slab” după termenul lui S. C. Solomon şi R. G. Buttler, 1974), a cărei coborîre gravitaţională a provocat micşorarea presiunilor intralitosferice de deasupra ei, permiţînd avansarea orizontală deosebită a pinzelor flisului carpatic şi a dus la individualizarea Depresiunii Focşani—Odobeshti. Legătura cauzală între seismele intermediare de la curbura Carpaţilor şi Depresiunea Focşani fusese sesizată anterior [21], dar explicată ca un efect de succesiune dat de procesele de subducţie.

Toate elementele interpretative de mai sus constituie doar ipoteze de lucru pe care autorii prezentului capitol au căutat să le coreleze cu ipotezele privind procesele vulcanotectonice şi să le concretizeze pe o secţiune seismotectonică generală NV—SE a României (fig. 11.6).

În toate celelalte zone epicentrale ale României se produc doar cutremure normale, legate direct de fracturi intracrustale cu adîncimi de 5—30 km. Ele dau seisme de joasă energie, evenimentele distructive producîndu-se la intervale de peste un secol. Menţionăm cîteva particularităţi ale următoarelor regiuni:

La exteriorul zonei de epicentre ale seismelor intermediare din Vrancea apar cutremure normale locale în numeroase zone, unele asociate probabil cu fracturi ale unui fundament mai adînc de 15 km, ca de exemplu în zona Focşani — Odobeshti, altele cu origine superficială la Mărăşeşti — Nămolosa, Tudor Vladimirescu, Cudalbi şi Tecuci în Moldova, sau pe linia Galaţi — Isaccea — Tulcea în nordul Dobrogei. În asemenea zone, se produc zguduiri cu intensitate III—IV (excepţie face zona Cudalbi cu $I_0 \leq V$) iar izoseistele acestor şocuri locale au orientare NV—SE [58] care sugerează o legătură cu fracturi hercinice reactivitate din soclul ce prelungeşte structurile geologice ale Dobrogei sau cade în trepte, pe lungul Deltei Dunării spre avânfosa predobrogeană (ex. seismul din 13.11.1981 în zona Tulcea cu $M = 5,2$ şi $h = 11$ km)*.

Propagarea, adesea asimetrică a slabei lor energii, precum şi faptul că în unele din aceste regiuni (de exemplu Focşani — Odobeshti şi Tecuci) se individualizează zone alungite de sensibilitate seismică ridicată la cutremurele de origine

* RADU C., UTALÉ A., ONCESCU M.: *Contribuţii la studiul cutremurului din 13 noiembrie 1981*. Rap. C.F.P.S., Bucureşti—Măgurele, 1982.

SECȚIUNE SEISMOTECTONICĂ NV-SE A ROMÂNIEI

10 0 10 20 30 40 50 km

I CORNEA și V LĂZĂRESCU

Vulcanitele subsecvente neogene

DEPRESIUNEA PANONICĂ

UNITĂȚILE MUNTILOR APUSENI

DEPRESIUNEA TRANSILVANIEI

AVANFOSA CARPATICĂ
Depresiunea Focșani-Odobesti

NV

SE

km
0
10
20
30
40
50
60
70

Crișul Negru

Depresiunea Beiuș

FACOLITUL
Granitului de Muntele Mare
II Mureșul

Tîrnava Mică
Nord Blaj

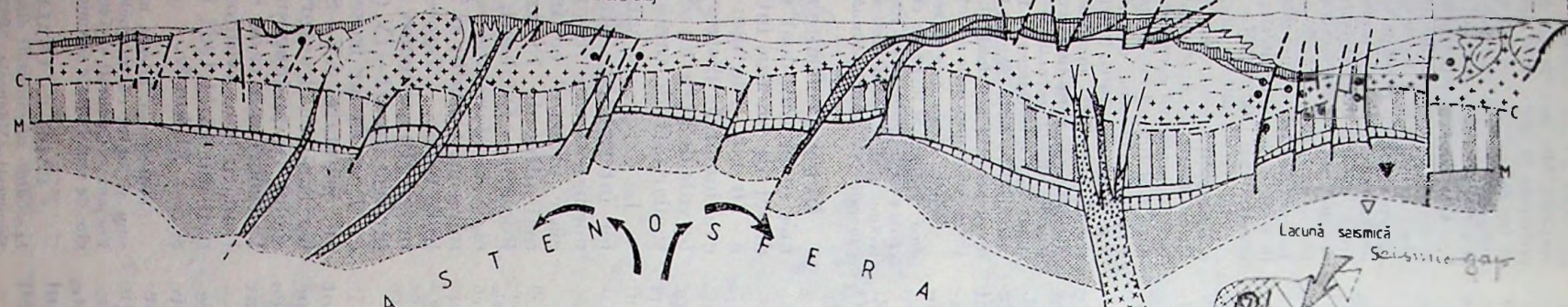
Tîrnava Mare

Cordiliera Cumană

UNITATEA
CARPAȚILOR ORIENTALI

Prelungirea falilor
Capidava Ovidiu

Peceneaga
Camena



LITOSFERA SUPERIOARĂ

INFERIOARĂ

ZONA DE PALEOSUBDUȚIE

SURSA VULCANISMULUI SUBSECVENT

LESPEDA LITOSFERICĂ SUBDUSĂ

- Molassa miocenică
- Depozite paleogene
- Depozite mezozoice
- Depozite paleozoice
- Granite și gresse
- Domeniul infracrustal solid
- Materie în stare de solidus
- Ofiolite încorporate în crustă
- Andezite
- a) Crusta oceanică a)

- Contacte stratigrafice
- Falii și șariage
- Discontinuitatea Conrad
- Discontinuitatea Mohorovičić
- Ridicări și coboriri de compensare isostatică
- Sens de subducție
- Curenți de convecție termică sublitosferici
- Procese de rupere prin forfecare (f) și tensiune (t)
- Hipocentre de seisme normale (a) intermediare din planul secțiunii (b) și proiectate (c) și proiectate (c)
- Tendința de migrare și focarele cutremurilor din 4 III 1977

Zona de asimilare în astenosferă

Lacună seismică

- 1 Molasa Miocenică
- 2 Paleogen
- 3 Mezozoic
- 4 Granite și gresse
- 5 Gabbroidă
- 6 Litosferă solidă
- 7 FeCl
- 8 C
- 9 M
- 10 Lemn solid
- 11 Proprietăți subterane

Fig. II.6. — Secțiunea verticală — (trasată pe harta din fig. II.4) traversînd litosfera și astenosfera pe teritoriul României.

vrinceană atestă că faliile din soclul periferiei curbării Carpaților nu sînt sudate. Aceași concluzie este sugerată de faptul că pe prelungirea faliei Peceneaga — Camena în Cîmpia Română s-au produs schimbări de grosime a depozitelor pliocene, iar pe falia Tinosu — Fierbinți — Călărași se constată chiar inversarea între dacian și pontian a compartimentului cu depuneri mai groase și deci inversarea sensului de mișcare verticală [76]. În același sens, pledează aglomerarea pe linia Tinosu—Călărași a unor post-șocuri seismice survenite puțin timp după evenimentul din 4 martie 1977, care s-au produs mai ales pe intersecția faliei susmenționate cu linii de fractură V—E, stabilite pe cale seismometrică, și lipsese în unele zone mai vestice [27].

Dacă pornim de la constatarea lui I. Atanasiu că slabele cutremure din fața curbării Carpaților apar adesea cuplate la intervale de câteva luni și cu epicentre diferențiate, putem presupune că soclul este format din blocuri cu margini tectonice care nu se reasează dintr-o dată, ci presupun o basculare înaintea regăsirii unui regim de echilibru local.

În Moldova de Nord, câteva seisme locale intracrustale s-au semnalat pe un aliniament NV—SE, între Dorohoi—Botoșani și Hirilău, legate probabil de fracturi marginale ale Platformei Moldovei, imediat la est de cele stabilite seismometric. Faptul că epicentrele de aici nu sînt plasate pe falii identificate ci spre exterior de marginea avansosei carpatice, iar regiunea de platformă este în ridicarea neotectonică, pledează pentru ideea că seismele locale sînt generate pe flexuri care se rup și dau mici falii normale cu compartimentul din culcuș, mai estic, cu tendință de înălțare, în timp ce compartimentul vestic poate fi imobilizat sub depozitele de molasă. O asemenea interpretare este în acord cu concepția, astăzi generală, că în Moldova de nord subîmpingerea vorlandului a încetat din timpul sarmațianului, „înghețînd” raporturile de coliziune dintre subplaca intracarpatică și cea majoră est-europeană în mișcare de subducție pînă în miocen.

Aceleași raporturi pe falii, dar între Dobrogea în ridicare neotectonică, Depresiunea Varnei și domeniul acvatorial al Mării Negre, explică seismele pontice (din regiunea Șabla în Bulgaria și Mangalia pe teritoriul R. S. România). Ele dau evenimente distrugătoare la cîte o jumătate de mileniu, ultimul cutremur puternic producîndu-se în 1901. Probabil, în același ritm lent se acumulează energia seismică și în Cîmpia Română, dar aici nu se poate ajunge la un mare cutremur deoarece la fiecare secol energia potențială de pe falii este mereu eliberată datorită solicitărilor seismice provenite din Vrancea.

Examineate în ansamblu, cutremurele din Platforma Moesică și Dobrogea de nord pun în evidență surse locale de seisme monocinetice, de joasă energie ($M \leq 5$), inițiate în interiorul crustei ale căror izoeste sînt, în principal, alungite NV și doar pe alocuri, NE. Faptul acesta sugerează legătura lor directă cu fracturi mai ales hercinice, încă nesudate, și mai puțin cu cele alpine, dar poziția epicentrelor corespunde de obicei cu intersecțiile acestor două generații de falii.

În acest sector de vorland și avansosă carpatică faliile din soclu se manifestă și prin culminații secundare ale intensității cu care se resimt șocurile produse sub zona Vrancea, culminațiile fiind paralele cu fracturile de fundament și decalate cîteva kilometri spre compartimentul lor căzut. Faliile care fac un unghi mare cu direcția de propagare a energiei seismice vrinceane funcționează ca ecrane parțiale pentru undele seismice, pe cînd cele cu unghi mic de incidență produc probabil un proces de canalizare a energiei spre vest prin reflexii totale succesive pe lungul faliilor.

O problemă neanalizată încă în România este influența sării asupra slăbirii intensității cu care se resimt cutremurele vrinceane. Această constatare a fost făcută de G. P. Gorșcov în U.R.S.S. Dacă ne bazăm însă numai pe situația localității Slănic-Prahova, rezultă că și la noi prezența unei părți de sare duce la atenuarea efectelor unui seism. Acest proces se poate explica prin plasticitatea mai avansată a sării ce duce, local, la consumarea energiei cinetice a undelor.

Excepții notabile față de seismele din câmpic le constituie cutremurul din 4.01.1960 cu epicentrul la Pogoanele, cărui i se atribuie o adîncime de 60—100 km și $M = 5-5,4^*$ [126] și cutremurul din 22.02.1967, creditat cu $M = 5$ și adîncime de 46 km, pentru a căror interpretare tectonică sînt necesare studii suplimentare. Producerea lor pledează însă pentru posibilitatea ca falia Tinosu—Fierbinți—Călărași să aibă o înclinare spre NE de ordinul a 70°, să pătrundă la baza litosferei și să aibă încă un caracter tectonic slab activ.

Dacă luăm în considerare ideea lui T. Seno (1979) de a separa activitatea seismică intraplăci din Japonia de SV în trei etape pre—, post— și inter-seismice în raport cu evenimentele majore de la contactul dintre plăci, în care epicentrele minore preseismice se produc pe marginea zonei de ruptură unde se va genera un cutremur important intraplăci, iar apoi epicentrele postseismice bordează la exterior zona rupturii principale, printr-un efect de relaxare [127], în România constatăm următoarele:

În raport cu evenimentul major din 4 martie 1977, în zona Vrancea și prelungirea ei SV în Cîmpia Română, nu avem date de o înmulțire și concentrare anormală a unor mici șocuri preseismice, dar s-a produs un cutremur vrincean mijlociu în octombrie 1976. După 4 martie 1977, din rapoartele profesionale** și rezultatele publicate [103] reiese că într-adevăr activitatea postseismică s-a distribuit pe marginea zonei Vrancea și pe o direcție SV în Cîmpia Română. Deci evoluția activității seismice înainte și după un cutremur mare are în zonele apropiate caractere distinctive, dar care variază în funcție de adîncimea focarului, de condițiile tectonice (tipul de coliziune) și de vîrsta suprafeței de subducție asociate. În esență, la cutremurele intermediare mari din România nu se produce o concentrare în spațiu și timp de cutremure preseismice, în schimb activitatea postseismică este strîns corelată cu evenimentul principal, atît în timp prin „roiuri” (de exemplu în prima jumătate a lui aprilie 1977) de seisme [89], cît și în spațiu, prin migrarea activității seismice spre adîncimi mai mici și în afara munților prin cutremure normale [102].

Această constatare este în concordanță cu observațiile anterioare la scara întregii regiuni a Balcanilor, făcute de V. Karnik în 1974, după care activitatea seismică subcrustală cu evenimente mai puține, dar de energie mare, este cea care determină o ridicare subsecventă a activității seismice normale cu cutremure numeroase, de joasă energie.

Cutremurele din Munții Făgăraș și depresiunea Loviștei se produc, la sud, pe aliniamente NV (fracturi adînci pe direcții hercinice moștenite ce pledează pentru o regenerare alpină slabă în Masivul Făgăraș, idee introdusă pe cale geotectonică de H. Stille în 1953) și pe direcții NE de origine alpină, iar spre Transilvania de-a lungul unor falii în trepte ce separă orogenul carpatic de depresiunea lui intermuntoasă. Sînt cutremure cu $I_0 \leq VII$ și caracter polikinetic tipic, evenimentul major din 1916 dînd șocuri repetate din ianuarie pînă în aprilie [58], replici întîrziate ce și-au deplasat epicentrele de la NV spre SE. Faptul acesta poate fi explicat printr-o reazeare succesivă pe fracturi a unor mici blocuri intracrustale. Soluțiile de plan de falie ale unor seisme mai noi [77]

* RADU C.: *Catalogul cutremurelor puternice produse pe teritoriul României*. Cercet. seism. asupra cutremurului din 4 martie 1977. ICEFIZ—CFPS, 723—752, București (1978). Pentru seismul de la Pogoanele, după T. Iosif (1960).

** FUCHS K., BONJER K. P., BOCK G., CORNEA I., RADU C., ENESCU D., JIANU D., BOURESCU A., MERKLER G., MOLDOVEANU T., TUDORACHE G., Contribution nr. 158 Geophys. Inst. Karlsruhe Univ. (1978).

au indicat un mecanism de forfecare prin compresiune, care sugerează caracterul de soclu al blocurilor presupuse. Zona de curbură a Carpaților a funcționat ca ceran și pentru seismul făgărășan din 1916, iar în atenuarea spre est a undelor, credem că au intervenit fracturile din Culoarul Dîmbovicioarei și grosimea mare a formațiunilor de fliș din zona de curbură a munților.

În extremitatea vestică a Olteniței și în Mehedinți, apar câteva aliniamente de cutremure secundare, orientate NE, din care linia arcuită Drobeta Turnu Severin — Tîrgu Jiu (cu două seisme de $M = 4,5$ produse în 1962 și 1963) poate reprezenta marginea ascunsă sub depozitele noi a fereștrei Parîngului, deci o limită Getic-Danubian, iar linia Vîrciorova — Baia de Aramă să fie legată de grabenul Cernei.

Cutremurele din Banat au caracter polikinetic, cu numeroase replici întârziate în cazul evenimentelor mari. Cazul tipic a fost succesiunea de zguduiri dintre octombrie 1879 — aprilie 1880 axate pe Moldova Nouă, iar în secolul XX, seismul banatic în zona Timișoara de la 27.05.1959 cu $M = 5$ și focar superficial (la 5 km adîncime) urmat de două șocuri secundare în 1960. Unele din ele se leagă de aliniamente mai clare seismotectonice. Astfel, linia seismică Orșova — Teregoava se extinde spre nord de Depresiunea Caransebeș și deci apare legată de o fractură neogenă ce a generat depresiunea intramuntoasă susamintită. Linia Moldova Nouă — Oravița — Dognecea, cu direcție meridiană apare legată de marginea vestică a sinclinalului Reșița — Moldova Nouă și de încălcarea supragelică ce pare deci că se înrădăcește aici. În toate aceste cazuri, transmiterea energiei seismice se face asimetric, mult mai intens spre NE, unde formațiunile cristaline sînt preponderent la zi.

În vestul Banatului, apar centre seismice la Rudna, Pardani, Vinga, Timișoara, în zonele de intersecție ale unor liniamente ce reflectă fracturi ale soclului cristalin pe marginea Depresiunii Pannonice, acolo unde, sub depozitele neogene, intră structurile de pe prelungirea vestică a Culoarului Mureșului iar dinspre sud se extind fracturile ce delimitează horst-uri și grabene în Iugoslavia (masivul Vrasce și zona Moraviei).

Altă zonă seismică activă pe marginea estică a Depresiunii Pannonice este dezvoltată în jurul Oradei și localității Carei la intersecția unor fracturi orientate NE și V—E. În zona Oradea, caracterul nesudat al faliilor de fundament este indicat de apele termale ascendente, iar în zona Carei — Petreni faliile indică legătura cratosinclinală dintre Maramureș și Szolnok cu numeroase blocuri, căzute și ridicate, ce formează relieful de falie cu amplitudine de sute de metri — ca și în Banatul de vest — îngropate sub depozite neogene.

Lipsa de cutremure între Oradea și Arad sugerează că structurile Munților Apuseni, inactive seismic, se prelungesc aici spre vest, sub Depresiunea Pannonică, fără dislocații tinere importante.

Cutremurele din Maramureș se cunosc din intervalul 1876 — 1926 prin șocuri cu intensitate pînă la V, uneori cu multe replici, zguduirile producîndu-se pe un aliniament latitudinal de la Sighetul Marmăției spre vest de-a lungul Tisei și pe două aliniamente NV—SE, între Sighet—Ocna Șugatag și Coștiui—Strîmtura. Mai recent, un cutremur la 30.06.1978 și trei șocuri în martie 1979, resimțite cu intensitate V—VI la Baia Mare, au introdus și această zonă în aria de interes seismotectonic [144]. Aliniamentele Sighet—Ocna Șugatag și Coștiui—Strîmtura sînt paralele cu structurile Carpaților Orientali și reflectă probabil fracturi în trepte de scufundare a soclului cristalin și în schimb de ridicare a bazei crustei terestre spre contactul cu vulcanitele neogene. Zona Baia Mare este plasată de asemenea pe o fractură adîncă V—E pe care s-au pus în loc și mineralizările hidrotermale de la Baia Sprie și Căvnic, iar mai spre est corespunde probabil cu zona de rădăcină a pinzei de la Poiana Botizei ce se prelungeste apoi direct în falia ce mărginește la nord Masivul Rodnei. Aceeași direcție E—V se prelungeste spre vest ca limită a cratosinclinalului Szolnok și corespunde cu o linie (marcată G_{11} de I. Gavăt et al. în 1963) [11] gravimetrică crustală pe care se produce o inflexiune a suprafeței M . Din datele actuale rezultă că adîncimea hipocentrelor din zona Baia Mare este de 10 km, deci că ele sînt plasate pe o fractură de soclu, probabil, cretacică, activată în neogen.

În centrul Depresiunii Transilvaniei, apare o zonă epicentrală secundară între Tîrnava Mare și Tîrnava Mică cu un cutremur mai important (la 3.10.1880) și mai recent un seism la 12.11.1978 avînd $M = 3,3$ și adîncime 10 km. Din analiza

făcută de I. Alanașiu (1961) reiese că seismul din secolul XIX a avut o zonă epicentrală difuză de la care au plecat două direcții de intensitate mai mare, una spre NV spre Cluj-Napoca și alta spre N spre Tîrgu Mureș. Astfel de seisme trebuie să aibă caracter de tensiune dacă centrul Depresiunii Transilvaniei suferă un proces de „multispreading” iar pe fracturile ei de soclu s-au introdus roci bazice.

II.4. Paleoseismicitatea României

Dacă luăm ca exemplu seismicitatea Carpaților Orientali și a regiunilor învecinate, ce prezintă aspecte mai variate și, prin activitatea subcrustală din zona de curbură, este mai bine studiată, putem trage unele concluzii asupra caracterelor cutremurelor din trecutul geologic pe teritoriul României. Ele se cer coroborate cu evoluția paleotectonică a teritoriului nostru și cu ce se știe asupra distribuției seismicității actuale pe seară terestră. Dat fiind caracterul larg controversat al evoluției paleogeografice pe care au avut-o zonele de formare ale actualelor unități tectonice carpatice, vom evita localizarea zonelor paleoseismice, abordînd paleoseismotectonica alpină a teritoriului carpatic românesc [128], [30] doar după caracterele ei.

La începutul Cretacicului, individualizarea fosei flișului Carpaților Orientali trebuie să fi corespuns unei activități seismice normale și cu caracter liniar, pe tot lungul zonei de dezvoltare a stratelor de Sinaia ce începeau să colmateze o fosă cu fundamente oceanice. Uniformitatea remarcabilă, litologică și de grosime a acestor depozite valanginian — hauteriviene sugerează o distribuție relativ uniformă a unor cutremure oceanice puțin adînci pe întreg traseul viitorilor Carpați ai flișului, unde se iniția o subducție în fața unui arc constituit din ce numim astăzi zona unităților cristalino-mezozoice, [129].

Diferențierea litologică importantă a formațiunilor baremianaptiene pe lungul flișului intern, pledează pentru dezvoltarea imediat ulterioară a unor mici falii de transformare pe traseele moștenite ale unor fracturi transversale mai vechi (hercinice). Ele au dus probabil la o anumită concentrare și diferențiere a epicentrelor cutremurelor încă superficiale dinspre finele Cretacicului timpuriu.

Maturizarea în fazele austriece a primelor unități dacidice indică o pronunțare a subducției și formarea unei suprafețe Benioff cu primele cutremure subcrustale ale căror epicentre prezentau încă o distribuție pronunțată liniară.

Importanța deosebită a mișcărilor mezocretacee și a celor stirice din miocen, poate fi corelată cu două maxime de activitate tectonică din care prima a caracterizat subducția și cea de-a doua, etapa de coliziune [129]. Este probabil că, în paroxismul cretacic, focarele cutremurelor au putut depăși adîncimea lor limită actuală de 180 km. Prin comparație cu areul din fața Mării Tirenene, se pot concepe cutremure cu adîncimi de pînă la 350 km.

Coliziunea perfectată în miocen a adus, posibil simultan, două schimbări structurale în

activitatea paleoseismică. Prima a fost desprinderea, în zona de curbură, ca o lespede, a ultimei părți din vechea placă subdusă; a doua a fost o tendință de restrângere longitudinală a activității seismice, pe măsură ce subîmpingerea vorlandului provocată de coliziune s-a stins prin „înghețarea” contactului din zona radicală a șariajelor.

Seismele s-au concentrat sub regiunea Vrancea prin continuarea coboririi cu caracter relict a acelei „lepede moarte” postulată astăzi [103], [125]. Totuși, eventualitatea unei subducții active localizate este încă studiată geologic* și geodezic**). Coborirea este posibil să fie însoțită de rupturi interne ale lepezii [30], [130] prin forfecare. O alternativă ar putea să constituie producerea seismelor subcrustale prin schimbări de fază [112], [115], [131] la coboriri mai rapide, dar ele nu se corelează cu soluțiile de plan de falie și cu adâncimile cutremurilor, ce sugerează cu seismele se produc pe suprafețe Benioff.

În restul țării, probabil ca în fiecare etapă de exondare și de imersiune, deci de început și sfârșit în istoria unei discordanțe, s-au produs fracturări pe marginea regiunii supusă unui astfel de proces și ele duc la activarea unei seismicități intracrustale. Astfel de intervale s-au produs în era alpină a teritoriului nostru, în special după începutul miocenului când s-au conturat și apoi dezvoltat regiunile depresionare.

Conexiunile seismotectonice, ca și cele vulcano-tectonice și seismovulcanice sînt desigur mult mai multe și variate, dar depistarea caracterelor lor este o problemă de viitor.

II.5. Concluzii seismotectonice asupra cutremurului din 4 martie 1977

În raport cu informațiile precedente asupra mecanismului cutremurelor din România, evenimentul din 4 martie 1977 a adus două elemente esențialmente noi: caracterul multișoc și directivitatea accentuată a propagării energiei seismice.

Producerea unui seism printr-o succesiune rapidă de impulsuri a început să fie studiată mai atent după cutremurul din 29.03.1954, înregistrat în Spania, cu un focar adînc (W. Y. Chung și H. Kanamori, 1976), și cel din 1970 produs în Dagستان cu $M = 6,5$ [132], teoria acestor cutremure fiind generalizată de Y. Fukao și M. Furumoto (1975). În cazul seismului din 4 martie 1977, caracterul de multișoc a fost sesizat și descris de E. Peterschmidt și

G. Müller pe cale seismologică [97], [96]. Pornind de la focusarea intensă a energiei pe direcție NE-SV [133] și prin comparație cu procedeele din seismometrie de a îmbunătăți înregistrările pe o anumită direcție, prin explozii succesive pe lungul profilului ales, I. Cornea a presupus același mecanism. Identificarea a cel puțin 4 șocuri componente (preșoc și șocurile 1, 2 și 3, ultimul fiind cel principal) ale seismului, fiecare cu focar distinct, a fost realizată în 1977*), [101] și confirmată de alți cercetători**). Din analiza rezultatelor, în care șocurile succesive trebuie interpretate ca viciniri ale unui proces unitar de rupere (G. Müller et al. 1977—1978), reies următoarele concluzii seismotectonice noi:

— Ruptura subcrustală s-a propagat cu viteză accelerată la fiecare impuls pînă la viteze de ordinul a 4,7 km/s și s-a dezvoltat pe un traseu curb între 93—79—93—102 km adîncime în care concavitatea curburii este îndreptată pe înclinarea planului de forfecare prin compresiune adică în jos și spre NV, lungimea de coardă a traseului fiind de aproximativ 60 km de la NE spre SV. Forma concoidală a rupturii este asemănătoare cu stilul obișnuit, de suprafețe listrice (cu aspect de lopată), al șariajelor din crustă.

Adîncimea procesului sugerînd că el s-a produs într-un mediu ambiant astenosferic, rezultă că s-a produs desprinderea prin forfecare a unui lambou dintr-o „lepede” litosferică subdusă. Lepedeaa, avînd deasupra ei o „lacună seismică” între 40 și 70 km adîncime, are un caracter de „lepede moartă”, adică ea însăși este desprinsă de baza litosferei continentale. Problema este actualmente în studiu***).

— Dezvoltarea forfecării pe direcția „lepedei” subduse făcîndu-se de la NE spre SV cu impulsuri, rezultă că această „lepede moartă” nu este omogenă ci afectată de cel puțin două falii interne.

— Hipocentrele evenimentului din 4 martie 1977 s-au găsit la aproximativ 40 km deasupra celui de la seismul din 10 noiembrie 1940. Pentru o înclinare de 60° a planului Benioff aceasta presupune o grosime reală minimă a „lepedei” de ordinul a 20 km.

— Aceeași adîncime mai mică a cutremurului din 4 martie 1977 presupune că lamboul forfecat a fost rupt din partea superioară a „lepedei” subduse, ceea ce sugerează că ea este formată dintr-o materie mai puțin densă decît restul „lepedei”. Ca atare, este posibil ca lamboul forfecat să fie ridicat sau să rămînă în urma coboririi lepezii principale.

Schimbarea polarității șocului 3 (principal) față de celelalte a fost interpretată [101] pînă

*) MÜLLER G., BONJER V. P., STÖCKL H., ENESCU D., Contribution nr. 149 Geophys. Inst. Karlsruhe Univ. 1977.

***) IOSIF T., IOSIF S., *The Vrancea Earthquake of March 4, 1977 — a multiple Seismic Event and its Seismotectonic Implications*. Rap. ICEFIZ 39 pag. Măgurele (1977).

****) CORNEA I., ENESCU D., LĂZĂRESCU V., RĂDULESCU FL., RĂILEANU V. *Seismic Structure and Geodynamics of the Lithosphere in Romania*. Paper in preparation for EGS—ESC Meet. Leeds, 1982.

*) LĂZĂRESCU V. și POPESCU M., *Correlation Paleo Recent Tectonics at the Eastern Carpathians Arc Bend*. Paper in preparation for EGS—ESC Meet. Leeds, 1982.

***) CORNEA I., CHIȚĂU D., POPESCU M., RĂDULESCU FL., ZUGRĂVEȘCU D., *Poligonul geodinamic Căldărușani—Grutu*. Semin. Inst. Constr. București, 10 aprilie 1981.

în prezent drept provocată de oprirea bruscă a rupturii, dar ea poate fi de asemenea generată de desprinderea completă a lamboului față de lespede, ceea ce este în concordanță cu dezvoltarea accelerată a rupturii. Într-o asemenea, interpretare, lespede subdusă din zona Vrancea, desprinsă de restul litosferei și rămasă încă neasimilată, are o lungime de 60 km, egală cu distanța maximă între focarele șocurilor. După Fuchs et al. [103], suprafața de ruptură produsă de seismul din 4 martie 1977 și replicile lui a fost de ordinul a 1800 km², deci lățimea rupturii trebuie să ajungă la 30 km maximum.

— Energia mai mică a seismului din 4 martie 1977 față de cel din 10 noiembrie 1940 este explicabilă prin intervalul de timp relativ redus (37 de ani) dintre cele două evenimente, în raport cu timpul lung scurs între seismul important anteprecedent din 1839 și cel din 1940. De aceea, intervenția cutremurului din 4 martie 1977 nu a schimbat valoarea energiei medii anuale a seismelor vrâncene, așa cum a fost calculată anterior [75].

— Focusarea energiei seismice spre SV explică efectele severe ale cutremurului din 4 martie 1977 pe această direcție la Cislău, Văleni de Munte, București, Zimnicea, Svistov. În această situație, pornind de la ideea că procesele din focar constituie o intrare față de crusta terestră care reprezintă o funcție de transfer, iar ieșirea sint efectele produse, rezultă că seismul din 10 noiembrie 1940 a avut un mecanism, cel puțin parțial, diferit față de evenimentul din 4.III.1977, întrucât — având aceeași funcție de transfer și efecte diferite — au trebuit să fie diferite și procesele în focar [66].

— Energia seismică transmisă diferențial spre SV s-a reflectat pe lungul liniei pericar-

patice, ajungând să dea efecte distrugătoare pînă în zona Craiova, la intersecția cu fracturi transversale. O asemenea situație a arătat caracterul adînc, crustal, al încălecării ce separă, cele două flancuri ale avanfosei carpatică [66], [30], [130].

— Nu avem informații directe dacă unele seisme vrâncene din trecut au avut sau nu caracter multișoc, dar din analiza făcută de I. Atanasiu în 1961 rezultă că unele au avut maxime simetrice de efecte în Moldova și Muntenia (cutremurele din 30.07.1897, 16.10.1900, 1.07.1914), pe cînd altele au avut centrul de greutate în Moldova (seismele de la 4.03.1894, 25.05.1912) sau în Muntenia (27.12.1895 și 15.10.1905). Putem deci presupune că seismele resimțite mai intens în Moldova au avut caracter multișoc cu focare succesive de la SV spre NE și se pare că acestea au fost mai numeroase, iar cele mai intense în Muntenia au fost de tipul celui din 4 martie 1977. Examinîndu-le în ordine istorică, adesea, ele au alternat, deci rupturile din „lespedea” litosferică subdusă par să se propage pe direcții diferite [129].

— Cutremurul din 4 martie 1977 nu se încadrează exact în tendința de variație a activității seismice pe plan mondial, care, după K. Mogi [134], a presupus o perioadă de 20 ani (1950—1970) de seismicitate mai intensă în regiunile cu latitudine de peste 40° în ambele emisfere, iar după 1970 o perioadă în plină dezvoltare de seisme în regiuni cu latitudine joasă.

Efectele de declanșare a altor seisme secundare de către cutremurul din 4 martie 1977 s-au manifestat clar nu numai în țara noastră, dar și pe teritoriul Bulgariei și Iugoslaviei.

Bibliografie

1. STILLE H., *Geotektonische Werdegang der Karpathen*. Beihefte Geol. H. 8, Hannover, 1953.
2. DUMITRESCU I., LĂZĂRESCU V., SÂNDULESCU M., PAULIUC S., MIRĂUȚĂ D., GEORGESCU C. *Roumanie, in Tectonique de l'Europe* (red. Bogdanoff A. A. et al.), p. 267—284, Congr. Géol. Int. „Nauka”, Moscow, 1964.
3. DUMITRESCU I., SÂNDULESCU M., LĂZĂRESCU V., MIRĂUȚĂ O., PAULIUC S., GEORGESCU C., *Mémoire à la Carte tectonique de la Roumanie*, An. Com. Geol., XXXII, pp. 5—96, 1962.
4. DUMITRESCU I., SÂNDULESCU M., *République Socialiste de Roumanie, Carte Tectonique*, 2^{ème} éd. Inst. Géol., Bucarest, 1971.
5. DUMITRESCU I., SÂNDULESCU M., *The East Carpathians, Flysch Zone 221—234 — The Carpathian Fore-deep 276—278, in Tectonics of the Carpath. Balkan Regions*, Geol. Inst. Dionyz Stur, Bratislava, 1974.
6. BLEAHU M., *The Apuseni Mountains, in Tectonics of the Carpath. Balkan Region*, 221—234 Geol. Inst. Dionyz Stur, Bratislava, 1974.
7. SÂNDULESCU M., NĂSTĂSEANU S., KRÄUTNER H. G., *The South Carpathians, in Tectonics of the Carpath. Balkan Reg.*, 1974.
8. LUPU M., *The Southern Apuseni — zone of Metalliferous Mountains, in Tectonics of the Carpath. Balkan Regions*, 234—239, Geol. Inst. Dionyz Stur, Bratislava, 1974.
9. MUTIAC V., IONESI L., *Geologia României*, Edit. tehnică, București, 648 pg., 1974.
10. SÂNDULESCU M., *Essai de synthèse structurale des Carpates*, B.S.G.F. 7, 3, 299—358, 1975.
11. GAVĂT J., AIRINEI ST., BOTEZATU R., SOCOLESCU M., STOENESCU SC., VENCOV I., *Structura geologică profundă a teritoriului RPR după datele actuale geofizice (gravimetrice și magnetice)*, St. cerc. geol., geofiz., geogr., Seria geofizică, 1, 1, 7—34 (1963).
12. GAVĂT J., AIRINEI ST., BOTEZATU R., SOCOLESCU M., STOENESCU SC., VENCOV I., *Contributions de la gravimétrie et de la magnétométrie à l'étude de la structure profonde du territoire de la République Populaire Roumanie*, Rev. roum. Géol., Géogr., Géophys., Série de géophysique, 9, 81—107 (1965).
13. SOCOLESCU M., POPOVICI D., VISARION M., *Suprafața Mohorovičić în Carpații Orientali și Bazinul Transilvaniei rezultată din date gravimetrice*, St. cerc. geol., 1, 35—49 (1963).
14. SOCOLESCU M., POPOVICI D., VISARION M., ROȘCA V., *Structure of the Earth's Crust in Romania as based on the gravimetric data*, Rev. roum. géol., géophys., géogr., Série de géophysique, 8, 3—11 (1964).

15. CIOCĂRDEL R., CIȘMIGIU AL., ȚIȚĂRU E., *La sismogenese du territoire de la Roumanie*. Carp. — Balk. Geol. Ass. VII-ème Congr., VI, 95—105 (1965).
16. CIOCĂRDEL R., SOCOLESCU M., TEODORESCU C., *Fractures majeures de l'écorce terrestre dans le Domaine Carpatobalkanique*, Assoc. Géol. Carp. — Balk., VIII-ème Congr. Belgrade. Géotectonique, I, 49—58 (1967).
17. CIOCĂRDEL R., SOCOLESCU M., *Evolution de l'écorce terrestre en Roumanie*. Acta Geol. Acad. Sci. Hung., XIII, 1. Intern. Geol. Congr. Bull. IXth Congr., Carp.-Balk. Geol. Assoc. I, 157—163 (1969).
18. CIOCĂRDEL R., SOCOLESCU M., *La structure crustale et subcrustale de la partie sud des Carpates Orientales*. Rev. roum. géol., géophys., géogr., Série de géophysique, 15, 1, 35—73 (1971).
19. CIOCĂRDEL M., SOCOLESCU M., *Aspects of the Carpathian—Balkan—Dinaric and Central Mediterranean areas Geodynamics*. Rev. roum. géol., géophys., géogr., Série de géophysique, 16, 2, 1979—192 (1972).
20. CIOCĂRDEL R., SOCOLESCU M., POPESCU M., *Eléments pour la sismicité de la Roumanie*. Rev. roum. géol., géophys., géogr., Série de géophysique, 16, 1, 21—34 (1972).
21. CONSTANTINESCU L., CORNEA I., LĂZĂRESCU V., *An Approach to the Seismotectonics of the Romanian Eastern Carpathians*. Rev. roum. géol., géophys., géogr., Géophysique, 17, 2, 133—143 (1973).
22. CONSTANTINESCU L., CORNEA I., LĂZĂRESCU V., *Seismotectonic Map of Romania*, Proc., Sem. UNDP/UNESCO Surv. Seism. Balk. Reg. pg. 117—143 and maps. Dubrovnik, April 1973, 1974.
23. CONSTANTINESCU L., CORNEA I., LĂZĂRESCU V., *Seismotectonic Map of the Romanian Territory*, 13th Sess. Europ. Comm. Seism., Braşov 1972, Techn. Econ. Stud., D., Geoph. Prosp., 10, 291—298 (1975).
24. CONSTANTINESCU L., CORNEA I., LĂZĂRESCU V., *Recent seismic information on the lithosphere in Romania*, Rev. roum., géol., géogr., géophys., Géophysique, 20, 33—40 (1976).
25. SOCOLESCU M., AIRINEI ST., CIOCĂRDEL R., POPESCU M., *Fizică și structura scoarței terestre din România*. Edit. tehnică, București, 227 p., 1975.
26. AIRINEI ST., *Radiografia geofizică a subsolului României*. Edit. științifică și enciclopedică, București, 225 pg., 1980.
27. CORNEA I., POLONIC G., *Activitatea seismică din partea de est a Platformei Moesice după cutremurul din 4 martie 1977*. în *Monografia asupra cutremurului din 4 martie 1977*, CSEN—ICEFIZ, 539—566, 1979.
28. CORNEA I., DRĂGOESCU I., POPESCU M., VISARION M., *Harta mișcărilor crustale verticale recente pe teritoriul R. S. România*. St. cerc. geol., geofiz., geogr. Geofizică, 17, 1, 3—20 (1979).
29. RĂDULESCU FL., *Cercetări seismice privind structura crustei terestre în R.S. România*. Teză, Univ. București, 1979.
30. CORNEA I., LĂZĂRESCU V., *Tectonica și evoluția geodinamică a teritoriului României*, 89, p., CSEN—ICEFIZ Seism., București, 1980.
31. DEWEY J. F., BIRD J. M., *Mountain belts and new global tectonics*, J. Geoph. Res., 75, 14, 257—279 (1970).
32. DEWEY J. F., PITMAN III C. W., RYAN F. B., BONNIN J., *Plate tectonics and the evolution of the Alpine system*. Geol. Soc. Am. Bull., 84, 3137—3180 (1973).
33. MCKENZIE D. P., *Plate Tectonics of the Mediterranean Region*. Nature 226, 239—243 (1970).
34. MCKENZIE D. P., *Active tectonics of the Mediterranean region*. Geoph. Journ. R. Astr. Soc., 30, 109—116 (1972).
35. BLEAHU M., BOCCALETTI M., MANETTI P., PELTZ S., *Neogene Carpathian Arc: A continental Arc displaying the Features of an Island Arc*. Journ. Geoph. Res., 78, 23, 5025—5032 (1973).
36. RĂDULESCU D. P., SĂNDULESCU M., *The Plate—Tectonics Concept and the geological structure of the Carpathians*. Tectonophysics, 16, 155—161 (1973).
37. HERZ N., SAVU H., *Plate tectonics history of Romania*. Geol. Soc., Am. Bull., 83, 142—144 (1974).
38. BOCCALETTI M., MANETTI P., PECCERILLO A., PELTZ S., *Young volcanism in the Călimani—Harghita Mountains (East Carpathians): Evidence of a Pateoseismic Zone*. Tectonophysics, 19, 299—313 (1973).
39. RĂDULESCU D. P., *Vulcanii, astăzi și în trecutul geologic*. Edit. tehnică, București, 269 pg., 1976.
40. POPESCU GI., *Similitudini metalogenetice între Dobrogea de Nord și Carpații Orientali în lumina tectonicii globale*. St. cerc. geol., geofiz., geogr., Geologie, 22, 19—25 (1977).
41. AIRINEI ST., *Teritoriul României și tectonica plăcilor*. Edit. științifică și enciclopedică. București 128 pg., 1979.
42. BELOUSOV V. V., SORSKY A. A., BUNE V. I., *Seismotektoniceskaja Karta Evropu*. „Nauka”, Moskva, 1967.
43. KÁRNÍK V., *Seismicity of the European Area*. Acad. Prague și D. Reidel Dordrecht, pr. I 1967, pr. II 1971—218 pg., 1967—1971.
44. KÁRNÍK V., *Seismicity of Europe*. Prog. Rep. VI. XII Ass. Gen—Comm., Seism. Europ. Luxembourg sept. 1970.
45. RITSEMA A. R., *Seismotectonic Implications of a Review of the European Earthquakes Mechanism*. Geol. Rundsch., 59, 37—55, Stuttgart (1969).
46. LOMNITZ C., *Global tectonics and seismic risk*. Dev. Geotectonics 5. Elsevier Publ. Co 320 pg. Amsterdam, 1974.
47. KAILA K. L., MAO N. M., *Seismotectonic Map of the European Area*. Bull. Seism. Soc. Amer., 65, 6, 1721—1732 (1975).
48. MORELLI C., BELLEMO S., FINETTI I., DE VISINTINI G., *Preliminary depth contour maps of the Conrad and Moho discontinuities in Europe*. Bull. Geofis. teor. appl., 9, 1—48 (1967).
49. ALLEN T. D., MORELLI C., *A geophysical study of the Mediterranean Sea*. Bull. geofis. teor. appl., 18, pg. 99—142 (1971).
50. CONSTANTINESCU L., RUPRECHTOVA L., ENESCU D., *Mecanismul cutremurelor mediteraneene alpine și implicațiile lor seismotectonice*. St. cerc. geol., geof., geogr., Geofizică, 3, 2, 173—191 (1965).
51. RITSEMA A. R., *On Plate Tectonics in the Mediterranean Region*. 12th Europ. Seism. Comm. Luxemburg, 1—6 (1970).
52. PAPAZACHIOS B. C., *Distribution of seismic Foci in the mediteranean and surrounding Area and its tectonic implication*. Geoph. Journ. R. Astr. Soc., 33, 421—430 (1973).
53. GORŠCOV G. P., KÁRNÍK V., SIKOSEK B., (edits.), *Proceedings of the Seminar on the Seismotectonic Map of the Balkan Region*. Dubrovnik April 1973. UNESCO—Skopje, 290 pg., 1974.
54. RITSEMA A. R., *The Earthquake Mechanism of the Balkan Region*. UNESCO, De BILT, 1974.
55. ALGERMISSEN S. T. et al., *Seismic Risk Evaluation of the Balkan Region*. UNESCO, US Geol. Denver, Co., 1975.
56. SIIEBALIN V. N. et al., *Catalogue of Earthquakes UNDP/UNESCO Survey of the Seismicity of the Balkan Region Skopje*, 1974.
57. RIZNICENKO I. V., DRUMEA A. V., STEPANENKO N. I., *Seismicnost i Solriasaemosti Karpato-Balkanskogo Rezhiona*. Izd. „Știința” Kișinev. 118 pg., 1976.
58. ATANASIU I., *Cutremurele din România*. Edit. Acad. RPR, București, 194 pg., 1961.
59. RADU C., *Contribution à l'étude de la sismicité de la Roumanie et la comparaison avec la sismicité du bassin méditerranéen et en particulier avec la sismicité de la France de Sud-Est*. Thèse Univ. de Strasbourg, 1974.
60. RĂDULESCU D. P., CORNEA I., SĂNDULESCU M., CONSTANTINESCU P., RĂDULESCU FL., POMPILIAN AL., *Structure de la croûte terrestre en Roumanie, essai d'interprétation des études sismiques profondes*. An. Inst. Geol., Geofiz., I, 25th Int. Geol. Congr. Sidney 1976, 5—36 (1976).
61. IOSIF T., IOSIF S., *Some tectonic aspects of Vrancea region* 14th. Sess. Europ. Comm. Seism. Abstr. Trieste, 1974.
62. IOSIF T., IOSIF S., *The Vrancea earthquake of March 4, 1977, a multiple seismic event*. Rev. roum. phys., 23, 307—30 (1978).
63. IOSIF T., IOSIF S., *Cutremurul vrancean din 4 martie 1977, eveniment seismic multiplu și implicațiile lui seismotectonice*. În Cerc. seism. asupra cutr. 4. III. 1977 (edit. I. Cornea și C. Radu) 65—102. ICEFIZ, 1979.

64. MORELLI C., CORNEA I., LĂZĂRESCU V., *A seismotectonic comparison between the Eastern Carpathians and Sicilia—Calabrian Arc Bends*. 14th Sess. Europ. Seism. Comm. Trieste sept. 1974. Bull. Geof. Teor. Appl., 18 (66), 169—178, 1975.
65. CORNEA I., LĂZĂRESCU V., POPESCU M., *Seismotectonic outline of Romania and the Earthquake of March 4, 1977*. Res. Conf. on intra-cont. Earthq. Ohrid Sept. 1979, 50, 1979.
66. CORNEA I., LĂZĂRESCU V., *România în cadrul structural și seismic al Europei*. Monogr. asupra cutr. 4. III. 1977, ICEFIZ, 1—16, București—Măgurele, 1979.
67. CORNEA I., GHITĂU D., POPESCU M., ZUGRĂVESCU D., *Seismotectonica teritoriului României în ansamblul seismostructural al lanțului alpinocarpatohimalaian*, Comunic. Acad. R. S. România 12 nov. 1979.
68. BOTEZATU R., BĂCIOIU TR., ANDREI J., *Relațiile dintre anomalia gravitației și structura geologică a Dobrogei de nord și a regiunilor limitrofe din Moldova de sud și Muntenia de est*. St. cerc. geol., 6, 1, 185—211 (1961).
69. AIRINEI ȘT., MURGEANU G., *Contribuții geofizice la cunoașterea structurii fundamentului curburii Carpaților Orientali*. St. cerc. geol., 6, 1, 171—184 (1961).
70. AIRINEI ȘT., *Structura fundamentului hereinic al curburii Carpaților Orientali în lumina anomaliilor cimpurilor gravimetrice și geomagnetice*. Asoc. Geol. Balc., Congr. V, București 1961, V (Geofizică) 5.33, 1963.
71. AIRINEI ȘT., *Structura geologică din Subcarpații Munteniei Orientale reflectată în structura anomaliilor gravitației*. An. Com. Geol. XXXIV, II, 159—229 (1964).
72. AIRINEI ȘT., *Contributions gravimétriques au problème du rapport entre la structure du sous-basement et la sismicité dans les Sub-Carpathes de la Valachie Orientale*. Rev. Roum. Géol., Géoph., Geogr., Géophysique 10 p., 149—162, 1966.
73. AIRINEI ȘT., BOISNARD M., BOTEZATU R., GEORGESCU L., SECUI P., VISARION M., *Carte de l'anomalie magnétique ΔZ de la Moldavie (Roumanie)*. Rev. roum. géol., géophys., géogr., Géophysique, 8, 125—134 (1964).
74. CONSTANTINESCU I., ENESCU D., *Nature of faulting and stress pattern at the foci of some Carpathian Arc Bend Earthquakes*. Rev. roum. géol., géophys., géogr., Géophysique, 6, 157—188 (1962).
75. CONSTANTINESCU I., ENESCU D., *Relații energie—magnitudine — intensitate pentru cutremurele carpatice. Parametrii regimului seismic al regiunii Vrancea*. St. cerc. geofiz., 1, 2, 249—268 (1963).
76. CONSTANTINESCU I., ENESCU D., *Caracteristicile mecanismului cutremurelor carpatice și implicațiile lor seismotectonice*. St. cerc. geofiz., 1, 51—98 (1963).
77. CONSTANTINESCU L., GEORGESCU A., RADU C., *About a Shallow Earthquake in Romania and its aftershocks*. Rev. roum. géol., géophys., géogr., Géophysique, 8 (1971).
78. CONSTANTINESCU L., CORNEA I., ENESCU D., *Structure de la croûte terrestre en Roumanie d'après les données géophysiques*. Rev. roum. géol., géophys., géogr., Géophysique, 16, 3—21 (1972).
79. CORNEA I., *Contribuții geofizice la studiul structurii geologice a Depresiunii Birladului*. St. cerc. geol., geol., geogr., Geofizică, 2, 83—114 (1961).
80. CORNEA I. et al., *Contribuții geofizice la imaginea tectonică a marginii de nord a platformei Moesice, dintre Olț și Buzău*. St. cerc. geol., geofiz., geogr., Geofizică, 3, 1, 129—139 (1965).
81. BURCEA C., CORNEA I., TUGUI GR., TOMESCU I., IONESCU E., TRÎMBIȚAȘ M., LEAFU I., DUMITRESCU V., BRAȘOVEANU A., SIPOȘ V., LEAFU F., MĂRĂȘESCU M., CAZAN E., *Contribuții la prospecția seismică de reflexiune în zona centrală de la creația d'une image tectonique dans la zone centrale de la plate—forme moesique*. Rev. roum. géol., géophys., géogr., Géophysique, 10, 2, 195—202 (1966).
82. DICEA O., TOMESCU L., *Tectonica zonei externe a Avansosei Carpatice în sectorul Molru—Buzău în lumina datelor prospecțiunii seismice*. (II). St. cerc. geol., geofiz., geogr., Geofizică, 7, 1, 73—78 (1969).
83. DICEA O., CRISTESCU E., GEORGESCU P., IONESCU N., MIHĂILESCU C., MÛNTZ K., RODINA V., *Contribuția prospecțiunii seismice la descifrarea structurii depozitelor sedimentare de pe marginea Platformei Moldovenești*. St. cerc. geol., geofiz., geogr., Geofizică, 7, 1, 101—106 (1969).
84. CONSTANTINESCU P., CORNEA I., ENESCU D., PĂTRUȚ ȘT., RĂDULESCU FL., SPĂNOCHIE S., *Evaluation préliminaire de l'épaisseur de la croûte terrestre sur le territoire de Roumanie*. Rev. roum. géol., géophys., géophysique, 14, 1, 3—14 (1970).
85. RADU C., *Asupra magnitudinii cutremurelor carpatice intermediare produse în perioada 1901—1969*. St. cerc. geol., geof., geogr., Geofizică, 10, 2, 237—247 (1972).
86. RADU C., *Relation Magnitude—Intensity for the Earthquakes in Romania*. 13th Sess. Europ. Comm. Seism. Brașov, 1972. Geol. Inst. Techn. Econ. Stud., ser. Geoph. Prosp., 10, 139—148, 1974.
87. RADU C. et al., *About M_{pp} Magnitude of Romanian Earthquakes*. 13 th Sess. Europ. Seism. Comm. Brașov, 1972. Geol. Inst. Techn. Econ. Stud. D. ser. Geoph. Prosp., 10, 295—314, 1974.
88. RADU C., et al., *Macroseismic field of the Romanian earthquakes*. Rev. roum. géol., géophys., géogr., Géophys., 21, 1, 21—38 (1977).
89. RADU C., et al., *Contribuții la studiul mecanismului în focar al evenimentului seismic din 4 martie 1977*. În Cerc. seism. asupra cutr. 4. III. 1977 (edit. I. Cornea și C. Radu) 3—64, 1979.
90. ENESCU D., *Geometric and dynamic parameters of earthquake foci in the Vrancea region*. Proc. XV Gen. Ass. Europ. Seism. Comm. Krakow Sept. 1976. Inst. of Geophys. A—4 (115), 67—80, 1976.
91. LĂZĂRESCU V., TRÎMBIȚAȘU M., *Seismologic Prediction in South Eastern Romania using the Study of Young Tertiary Deposits*. St. Th. Econ. D. 10, III, Ad. Comis. Seism. Europ. Brașov 1972, 319—324, Inst. geol., geofiz., București, 1975.
92. LĂZĂRESCU V., *Indicații de mișcări neotectonice în regiunea dintre V. Prahovei și V. Teleajenului*. Bul. Soc. St. Geol. R. S. România XI, 59—78, 1969.
93. LĂZĂRESCU V., DINU C., *Considerations néotectoniques sur l'avantpays des Carpathes en Moldavie du Nord*. Rev. Roum. géol., géoph., géogr., Géologie, 17, 1, 135—143 (1972).
94. CORNEA I., DRĂGOESCU I., POPESCU M., VISARION M., *Monografia mișcărilor crustale verticale recente în Republica Socialistă România*. CSEN—ICEFIZ București—Măgurele, 100 pg., 1978.
95. BERG V., GLEN et al., *Earthquake in Romania, March 4, 1977*. A preliminary report Newsletter 11, 3 B, May 1977. Earthquake Eng. Res. Inst., 1977.
96. MÜLLER G., *Note sur le seisme de Vrancea 4 mars 1977*. Journées Luxembourgeoise de Géodynamique 9—10 mai 1977 (1977).
97. PEIERSCHMIDT E., *Note sur le seisme de Vrancea 4 mars 1977*. Centre seism. Europ. Médit. 20 Juillet 1977, Strasbourg, 1977.
98. CONSTANTINESCU L., *Citeva informații cantitative asupra seismului princean din 4 martie 1977*. St. cerc. geol., geof., geogr., Geofizică, 15, 177—178 (1977).
99. MÜLLER G., BONJER P., STÖCKEL H., ENESCU D., *The Romanian Earthquake of March 4, 1977. I. Rupture process inferred from fault—plane solution and multiple event analysis (preprint)*, 1977.
100. CONSTANTINESCU L., *An extreme Romanian earthquake and its wider geological setting*. Rev. roum. géol., géophys., géogr., Géographie, 23, 2, 179—206 (1978).
101. MÜLLER G., BONJER K. P., STÖCKEL H., ENESCU D., *The Romanian earthquake of March 4, 1977. I. Rupture process inferred from Fault—Plane Solution and Multiple—event Analysis*. J. Geophys. 44, 203—218 (1978).
102. BONJER K. P., BOCK G., FUCHS K., CORNEA I., ENESCU D., JIANU D., RADU C., MERKLER G., MOLDOVEANU T., NOURESCU T., *The Romanian earthquake of March, 1977 and its aftershocks*. Newsletters, 14, Europ. Geophys. Soc., 1979.
103. FUCHS K., BONJER K. P., BOCK G., CORNEA I., ENESCU D., JIANU D., NOURESCU A., MERKLER G., MOLDOVEANU T., TUDORACHE G., *The Romanian earthquake of March 4, 1977. II. Aftershocks and migration of seismic activity*. Tectonophysics 53, 225—247 (1979).

104. ENESCU D., CRIȘAN E., *Parametrii geometrice și dinamice ai focarului cutremurului din 1 martie 1977 în comparație cu parametrii altor cutremure*. În monografia cutremurului din 4 martie 1977 — CSEN/ICEFIZ, 143—167, București—Măgurele, 1979.
105. BELEȘ A., IFRIM M., *Seismologie inginerască*. Edit. tehnică, 1962.
106. MĂNDRESCU N., *Cercetări experimentale de microzonare seismică*. St. cerc. geol., geofiz., geogr., Geofizică, **10**, 1, 103—116 (1972).
107. MĂNDRESCU N., *Microzonation of a populated Area by Analysis of seismic danger and instrumental data*. Rev. roum. geol., géophys., géogr., Géophys., **17**, 1, 93—102 (1973).
108. ȘERBĂNESCU I. G., MĂNDRESCU N., CORNEA I., *Report on seismic Microzoning Investigation in Romania*. Unesco. Sem. Microzonation Ankara—Turcia, 1974.
109. DIACONU E., CIONGARDI L., VASILESCU D., GROPER M., ROTARU I., *Experimental determination of the dynamical characteristics of some actual buildings*. Proc. Conf. on Earthq. Analysis of Structures, Iași, 127—145, 1970.
110. DIACONU D. et al., *Seismic response of a great pannel structure with ten stories*. 5th World Conf. Earthq. Eng. paper 348, Rome, 1973.
111. CONSTANTINESCU P., MOLDOVEANU TR., ȘTEFĂNESCU D., VĂJDEA V., VISARION M., *Geofizică inginerască*. Edit. tehnică București, 316 p., 1979.
112. MURATOV M. V., *The origin of continents and Ocean basins*. Mir Publ. Moscow, 189, 1977.
113. KARAGJULEVA J., BONGEV E., KOSTANTINOV V., *Tectonic Map of Bulgaria*. Proc. Sem. Seismotecl. Balkan Reg. UNESCO Skopje, 69—74 (1974).
114. BONGEV E., *The Moesian Platform and its Role in the Phanerozoic Evolution of the Balkan Peninsula*. Inst. Rech. Géol. Géophys. XXXVII, A, 49—58, Beograd (1979).
115. SOLLOGUB V. B., et al. (red), *Stroenie zemnoi kori i verhnei mantlii Tentralnoi i Vostocnoi Evrop.* Nauka Drumka, Kiev, 271 p. Vol. I, 1978.
116. AIRINEI AT., *Anomalies gravimétriques régionales pouvant refléter des segments de plaques ou de microplaques de la lithosphère sur le territoire de la Roumanie*. Comit. Géol., Géophys. marines, XXV Congr. Assemblée de Split., 1976.
117. AIRINEI ȘT., *Microplăci litosferice pe teritoriul României reflectate în anomaliile gravimetrice regionale*. St. cerc. geol., geofiz., geografie, Geofizică, **15**, 1, 19—30 (1977).
118. ROMAN C., *Seismicity in Romania — Evidence for the sinking Lithosphere*. Nature, 228, 1176—1178 (1970).
119. GUTENBERG B., RICHTER C. F., *Seismicity of the Earth and associated phenomena*. Princeton Univ. Press, 1952.
120. DEMETRESCU G., *Tremblement de terre de 10 novembre 1949. Carte macroséismique*. Observ. de Bucarest. Station séismologique, 1941.
121. ENESCU D., *Contributions to the knowledge of the focal mechanism of the Vrancea strong earthquake of March 1, 1977*. Rev. roum. géol., géophys., géogr., Géophysique, **24**, 1, 3—18 (1980).
122. ENESCU D. and SMALBERGHER V., *Directivity functions and theoretical isoseismal lines of the strong Vrancea earthquake*. Rev. roum. géol., géoph., géogr., Géophysique, **24**, 2, 235—251 (1980).
123. ENESCU D., *Date noi privind periodicitatea cutremurelor din Vrancea și încercări de explicare tectonofizică a acesteia*. St. cerc. geofiz., sub tipar, 1982.
124. SHCHUKIN JU. K., *Deep seismogenic structures of the Earth's crust and upper—Mantle*. IGG St. Tehn. Econ. D., **10**, III, 347—355 (1975).
125. ENESCU D., CORNEA I., RĂDULESCU FL., RĂILEANU V., POMPILIAN A., *Seismological Data on Deep Structure of Vrancea Region*. Rev. roum. géol., géophys., géogr., Géophysique, in print 1982.
126. CONSTANTINESCU I., MĂRZA V., *A Computer-Compiled and Computer-oriented Catalogue of Romania's Earthquakes during a Millenium (984—1979)*. Rev. roum. géol., géophys., géogr., Géophysique, **24**, 2, 193—234 (1980).
127. SENO T., *Pattern of intraplate seismicity in southwest Japan before and after great interplate earthquakes*. Tectonophysics, **57**, 2—4, 267—284 (1979).
128. IĂZĂRESCU V., *Geologie fizică*. Edit. tehnică, 512 p., 1980.
129. IĂZĂRESCU V., DINU C., *Characteristic Stages and Formations of the Romanian East Carpathians Evolution*. 12th Congr. Carp. Balk. Assoc., Abstracts 133—134, Bucharest, 1981.
130. CORNEA I., IĂZĂRESCU V., *Romania: its Geodynamical Framework in Europe and the Vrancea Seismic Event on March 1, 1977*. IASPEI 21st Gen. Assembly., London (Ontario) Abstracts, A4—31, 1981.
131. SECĂMAN M., *Transformările de fază ale mineralelor cauză probabilă a cutremurelor cu focare adânci*. St. cerc. geol., geof., geogr., Geologie, **23**, 2, 195—205 (1978).
132. APTEKMAN J. J., PLETNEV K. G., RUSTANOVICH D. N., SHEBALIN N. V., STEINBERG V. V., *Investigation of Strong Earthquake Focal Zones*. Europ. Seism. Com. Trieste Sept. 1974, Abstr. 1 (1974).
133. AMBRASEYS N. N., *Le tremblement de terre du 4 mars 1977. Part. 1: The earthquake of 4 March 1977 and its principal effects*. Paris UNESCO Rapp. techn. 7—13, 1978.
134. MOGI K., *Global variation of seismic activity*. Tectonophysics, **57**, 2—4, T43, T50. Nature **226**, 239—245 (1979).
135. MUTHAC V., *Unitățile structurale ale României*. Edit. didactică și pedagogică, București, 1982.
136. DEBELMAS Y., OBERHAUSER R., SĂNDULESCU M., TRÜMPY R., *L'arc alpine-carpathique*. În „Géologie des chaînes alpines issues de la Tethys”. Mém. B.R.G.M., 115, pg. 86—97, 1980.
137. BURCHFIEL H., *Eastern European Alpine system and the Carpathian orocline as an example of collision tectonics*. Tectonophysics, **63**, pg. 31—61 (1980).
138. CORNEA I., IĂZĂRESCU V., RĂDULESCU FL., POPESCU M. N., *Moho surface and recent crustal movements in Romania: Geodynamie Connctions*. 12th congr. Carpatho-Balk. Geol. Assoc. Bucharest 8—13 sept. 1981, Abstracts, pg. 448—449.
139. BOTEZATU R., *Modele geofizice ale alcătuirii geologie a României*. Edit. Acad. RSR, 205 pg., București, 1982.
140. IĂZĂRESCU V., CORNEA I., POPESCU M. N., *Correlations Geodynamies—Recent vertical movements in Romania*. 16th Sess. EGS—ISC Budapest, August 21—29, 1980, Abstracts.
141. ENESCU D., *Contributions to the knowledge of the geometrical and physical parameters of the Vrancea Earthquake Foci*. Rev. roum. géophys. géogr., Géophysique **25**, pg. 17—34 (1981).
142. ENESCU D., *Date noi privind seismicitatea cutremurelor din Vrancea și încercări de explicare tectonofizică a acesteia*. St. cerc. geol. geofiz., geogr., Geofizică, **20** (sub tipar).
143. RĂDULESCU FL., *Crustal seismic Studies in Romania*. Rev. roum. géol. géophys. géogr., Géophysique **25**, pg. 57—74 (1981).
144. POLONIC GABRIELA, *Seismicity and tectonics of Baia Mare—Sighetu Marmației—Halmen Area*. Rev. roum. géol., géophys., géogr. Géophysique, **24**, 2, pg. 225—268 (1980).
145. MĂRZA V., *Conținutul premonitoriu al fluctuațiilor de seismicitate. Manifestări la scară globală cu particularizări și accent pentru regiunea Vrancea*. Teză doctorat, Universitatea București, 1982.
146. CORNEA I., MĂRZA V. I., VRANCEA, ROMANIA *seismogenic region. A peculiar continental seismicity case and its associated precursory seismicity*. Int. Sym. on Cont. Seismic. and Earthq. Prediction (ISC—SEP) Sept. 8—9, 1982, Beijing.

Mecanismul de producere a cutremurului din 4 martie 1977 și efectele asociate de directivitate

DR. DOC. ING. DUMITRU ENESCU
DR. ING. ION CORNEA
DR. ING. MIRCEA MIȘICU

*Centrul de fizica pământului și seismologie,
București*

Specialiști consultați:

DR. IOSIF BERCIU,
DR. ING. MARIUS VISARION,
DR. MARCIAN BLEAHU

*Institutul de geologie și geofizică,
București*

III.1. Soluții ale planului de falie și analiza evenimentului multiplu

Cutremurul din 4 martie 1977 a fost unul din cele mai puternice evenimente din istoria seismică a României și face parte din cunoscuta categorie de cutremure subcrustale din regiunea Vrancea.

Acest cutremur a fost simțit în multe țări din Europa și înregistrat de un număr considerabil (cîteva sute) de observatoare seismologice din toată lumea, ceea ce a făcut să se dispună de un bogat bagaj de date instrumentale. Acestea au permis elaborarea a numeroase studii (efectuate de cercetători români sau străini), care privesc parametrii seismici și caracteristicile acestui cutremur.

După cum se știe, cele mai multe cutremure de pământ au un caracter tectonic, producindu-se datorită deplasărilor unor blocuri din crusta terestră sau din mantaua superioară (învelișul Pământului imediat următor crustei terestre). Aceste deplasări se produc fie de-a lungul unor falii preexistente, fie dînd naștere unor falii noi. Se consideră, deci, că în focarul unui cutremur tectonic se produc mișcări ale unui bloc în raport cu celălalt.

Teoria arată că asemenea mișcări în focarele cutremurelor generează unde seismice, pentru care primele deplasări în diferite puncte de observație trebuie să fie de polarități (semne) diferite.

Să ne imaginăm o sferă de rază arbitrară (dar mult mai mare decît dimensiunile focarului), cu centrul în focar și să proiectăm punctele de observație în planul ecuatorial al sferei (pentru aceasta se folosesc diferite tipuri de proiecții).

Conform teoriei, semnele primelor deplasări în unda longitudinală trebuie să fie pozitive în două din cele patru cadrane și negative în celelalte două, astfel încît semnele să alterneze de la un cadran la următorul.

Cele două linii care separă semnele pozitive de cele negative se numesc linii nodale și, reve-

nind la sferă, rezultă că semnele primelor deplasări în undele longitudinale pot fi separate prin două plane nodale.

Datele de observație de la un număr foarte mare de cutremure tectonice al căror mecanism de producere a fost studiat pînă în prezent confirmă datele teoriei amintite mai sus. De fapt, există părerea că datele de observație au fost acelea care au arătat mai întii acea distribuție a semnelor primelor deplasări în unda P și că teoria a venit să o explice.

Explicația dată de teorie se bazează pe construirea unor modele teoretice de surse seismice și pe deducerea ecuațiilor care exprimă cîmpul de deplasări creat de diferite tipuri de unde seismice.

Cele mai reprezentative surse teoretice echivalente focarelor de cutremure tectonice sînt cuplul simplu și cuplul dublu, considerate, mai întii (în lucrările mai vechi), ca surse concentrate (punctiforme) și, în ultima vreme (în lucrările mai recente), ca surse cu dimensiuni finite. Se admite că ruperea (falierea) în focar are loc sau se propagă de-a lungul unei suprafețe denumită suprafață de falie sau plan de falie, plan care coincide cu unul din cele două plane nodale amintite mai sus.

Conform acestor modele, focarul cutremurului reprezintă o rupere a continuității mediului într-o anumită zonă și după o anumită suprafață. Ruperea are loc ca rezultat al acțiunii tensiunilor acumulate în procesul deformărilor tectonice și conduce la eliberarea (completă sau parțială) a acestor tensiuni pe suprafața de rupere (faliere).

Se știe, de asemenea, că distribuția semnelor primelor deplasări în undele longitudinale generate de cuplul simplu este identică cu aceea corespunzătoare cuplului dublu.

După cum rezultă din cele arătate mai sus, atunci cînd se studiază mecanismul de producere al unui cutremur folosind numai datele oferite de undele longitudinale, apar două ambiguități; una se referă la sursa seismică teoretică (modelul fizico-matematic) echivalentă focarului și cealaltă la alegerea planului de falie din cele două plane nodale.

Utilizarea datelor de observație furnizate de alte tipuri de unde (unde transversale, unde de suprafață) poate elimina una sau chiar ambele ambiguități.

Aceste ambiguități mai pot fi eliminate și cu ajutorul altor date geofizice, geologice sau tectonice, precum și prin calculul izoseistelor sintetice (teoretice) în diverse ipoteze privind sursa teoretică (cuplul simplu sau cuplul dublu) sau privind planul de falie (coincidența acestuia cu unul sau cu celălalt plan nodal) și prin compararea acestor izoseiste teoretice cu cele observate.

Datorită unor „asperități” de pe planul de falie, unor neomogenități ale cîmpului de stress sau altor factori din mediul foarte complicat al focarului, unele cutremure nu se produc sub forma unui singur șoc, ci ca un șoc multiplu.

Aceste cazuri sînt foarte dificile de analizat și de aceea au condus la rezultate uneori contradictorii.

III.1.1. Soluția planului de falie folosind undele longitudinale

Studiul mecanismului de producere a puternicului cutremur vrincean din 4 martie 1977 a făcut obiectul mai multor lucrări elaborate de cercetători români sau străini [1], [2], [3], [4], [5] etc.

Müller et al. [1] au arătat că acest cutremur a fost constituit dintr-un preșoc (P') și trei șocuri principale S_1 , S_2 și S_3 . Soluția de plan de falie dată în [1] se referă la șocul S_1 (tabelul III.1). Pentru această soluție, autorii au folosit datele de observație (seismogramele) în undele longitudinale de la circa 60 de stații seismice.

Soluția lui Bolt [2] se bazează pe circa 69 de date asupra semnului (polarității) primei deplasări în unda longitudinală (tabelul III.1).

Radu et al. [3] dau soluții pentru diferite șocuri componente ale cutremurului (tabelul III.1) folosind date luate în special din Buletinul seismic al Centrului Seismologic Europeo-Mediterranean (CSEM) și din alte buletine seismice.

Autorii lucrării [3] au separat datele pentru fiecare șoc folosind drept criterii magnitudinea șocului și distanța epicentrică a fiecărei stații. Adică, au luat în considerare pentru șocul A (în notația autorilor soluției — tabelul III. 1) datele de la stațiile aflate la distanțe epicentrice Δ ce nu depășesc o anumită valoare Δ_1 . Pentru șocurile B și C au luat în considerare datele de la stațiile aflate la distanțe $\Delta > \Delta_2$; $\Delta_2 > \Delta_1$. Pentru intervalul $\Delta_1 < \Delta < \Delta_2$ au presupus că există un amestec de sosiri ale șocurilor A și B , ceea ce n-ar permite o separare a datelor. Această separare se bazează pe faptul că magnitudinea șocurilor a crescut de la șocul A către șocul C .

Soluția pentru șocul A (preșocul) este practic identică cu aceea dată în [1] pentru șocul S_1 , iar soluția pentru șocurile $B+C$ este foarte asemănătoare cu aceea dată în [2] (tabelul III. 1).

În [4] s-au prezentat soluții pentru două din șocurile componente ale cutremurului. Menționăm că după concepția acestor autori, șocurile componente ale cutremurului din 4 martie 1977 au fost altele decît cele identificate și studiate în [1].

Amintim faptul că s-au folosit criteriul magnitudinii șocurilor și criteriul distanței epicentrice pentru atribuirea primelor deplasări unui șoc sau altuia, însă modul în care au aplicat aceste criterii este altul.

Pentru a ajunge la soluția care să se apropie cel mai mult de realitate și pentru a elimina situația creată de mulțimea de variante propuse de autorii citați mai sus, Enescu [5] a procedat în modul arătat în cele ce urmează pentru a da soluția de mecanism a puternicului cutremur vrincean din 4 martie 1977. Astfel s-au folosit următoarele date:

1) Seismogramele de la următoarele stații seismice, în majoritate din Rețeaua mondială de seismografe standardi-

zate (WWNSS): IST, ATU, TRI, AQU, GRE, STU, COP, NUR, UPP, JER, TAB, KON, UME, ESK, KEV, VAL, MAL, PTO, KTG, DAG, PDA, NDI, GDH, POO, KOD, OGD, WIN, COL, SEO, SCP, PRE, HKC, BLA, MAT, SJG, GRM, BAG, TRN, BOZ, LON, SHH, GOL, DUG, LEM, ALO, DAV, BKS, GSC, TUC, BOG, LPB, LPA, MUN, RAB, PMG, HNR, ADE, AFI, RAR, NWAQ;

2) Înregistrările de la stațiile seismice românești VRI, BAC, MLR, CMP, BUC, IAS, DEV, TIM;

3) Datele privind semnele primelor deplasări în unda P de la stațiile seismice prezentate în Buletinul seismic al CSEM din 21 aprilie 1977 și care nu figurează la punctele 1) și 2) de mai sus. Acestea sînt următoarele:

— Stații pentru care datele figurează cu simbolurile iPC sau iPD : PVL, SOF, DMK, VTS, KDZ, BBA, ZAG, PRU, BHC, CLL, FUR, WTS, HEE, WIT, HLW, SRI, TOL, ALM, HOR, BNG, KIC, FRB, BUL, FRR, PRY, EDM, FSJ, VIC, CUM, CAR, TOV, PAS;

— Stații pentru care datele figurează cu simbolurile, ePC : ePD ; PD și PC : WET, BUB, ZVL, KRI, DIN, UGC, GRC, EGL, EBL, IR7, EDI, EDU, ELO, EAB, STJ, MED, WDC, MUV;

— Stații pentru care datele figurează cu simbolurile: $iP+$ și $iP-$: KIS, LVV, SKO, SPC, OIR, SOC, OBN, MES, MOS, BKR, LEN, BNS, ERE, STB, PUL, KLI, GRS, BAK, DUR, KAT, SVE, TAS, DSH, KUL, TLG, NVS, ELT, ZAK, ILL, ANP;

— Stații pentru care datele figurează cu simbolurile $eP+$, $eP-$ și $P+$: UZH, MON, SAM, FRU, KHE, NAI, SEY, MAG, ADK.

Aceste date n-au fost împărțite pe grupe pe baza criteriilor privind magnitudinea șocului și distanța epicentrică, întrucît, deși cele două criterii sînt în principiu valabile, stabilirea în practică a limitelor acelor intervale de distanțe epicentrice poate fi uneori arbitrară. În plus, trebuie menționat că nu numai distanța epicentrică și magnitudinea au roluri importante în stabilirea acelor limite, ci și amplificarea și tipul seismografelor.

În [5] s-a făcut un alt gen de împărțire a datelor pe grupe, împărțire bazată pe gradul de încredere pe care îl prezintă fiecare dată. Apelarea la acest criteriu a fost inspirată și de datele din tabelul III. 1, din care se observă că, în cazul soluției dată în [1] pentru care s-au studiat direct seismogramele, nu apare nici o discordanță, deși au fost folosite date în unda P fără să se facă vreo restricție privind distanțele epicentrice ale stațiilor respective. În schimb la soluțiile date, în celelalte lucrări ([2] — [4]), în care s-au folosit date aproape numai din buletinele seismice, apar relativ multe discordanțe cu toate că s-au făcut și restricții privind distanțele epicentrice ale stațiilor seismice folosite.

În prima grupă (grupa A) au fost incluse [5] datele cele mai sigure și care au fost obținute direct de pe seismograme. Este vorba de datele de la stațiile prezentate la punctul 1) și 2) de mai sus, adică, aproximativ, datele pe baza cărora s-a obținut în [1] soluția pentru șocul S_1 .

Date de asemenea sigure și care au fost introduse [5] în grupa a doua (grupa B) sînt cele de la stațiile prezentate la punctul 3) și care apar notate cu simbolurile iPC sau iPD .

Grupa a treia (grupa C) conține date tot de la punctul 3), dar care sînt notate cu $iP+$, $iP-$, ePC , PC , PD , $eP+$, $eP-$, $P+$, $P-$.

TABELUL III.1

Parametrii soluțiilor de plan de falie date în diverse lucrări pentru cutremurul vrîncean din 3 martie 1977 ($M = 7.2$)

Autori	Planele nodale						Polul planului a		Polul planului b		Număr de date			Observații *)
	Planul a			Planul b			Azi- mut	Încli- nare	Azi- mut	Încli- nare	Date folo- site f	Date discor- dante d	d/f (%)	
	Direc- ția	Direc- ția Încli- nării	Încli- narea	Direc- ția	Direc- ția Încli- nării	Încli- narea								
Müller, Bon- jer, Stöckl, Encescu [1]	N40E	N50V	70	N17E	S73E	22	S50E	20	N73V	68	60	0	0	Soluție vala- bilă pentru șocul S_1
Bolt [2]	N65E	N25V		N21E	S69E		S25E		N69V		69	15	22	
Radu et al. [3]	N39E	N51V	66	N21E	S69E	24	S51E	24	N69V	66	84	19	23	Soluție vala- bilă pentru preșoc (șoc A)
	N57E	N33V	70	N26E	S64E	20	S33E	20	N64V	70	28	3	10	Soluție vala- bilă pentru șocurile $B+C$
Encescu [5]	N42E	N48V	71	N20E	S70E	22	S48E	19	N70V	68	100 157	8 30	8 19	Soluție vala- bilă pentru întreg cutre- murul

*) Precizările făcute la coloana „Observații” reprezintă păreri ale autorilor soluțiilor respective.

În figura III.1 este prezentată soluția planului de falie obținută în [5] folosind datele în undele longitudinale din grupele A și B. Din

cele 100 date cite cuprind grupele A și B, care au fost folosite la obținerea soluției din figura III.1, numai 8 sînt discordante. Trei (MLR,

CMP, PVL) dintre cele opt discordanțe pot fi explicate de apropierea de una din liniile nodale $U_p = 0$ (U_p este deplasarea în unda P) și de raportul dintre parametrii geometrici ai focarului și distanțele hipocentrice ale acestor stații. Celelalte 5 discordanțe aparțin unor stații (DMK, HEE, TOL, HOR, BNG) pentru care datele

III.1.2. Analiza evenimentului multiplu

Deși caracterul de multișoc al cutremurului din 4 martie 1977 este aproape incontestabil, existența mai multor păreri privind numărul și caracteristicile șocurilor componente, (diferențele

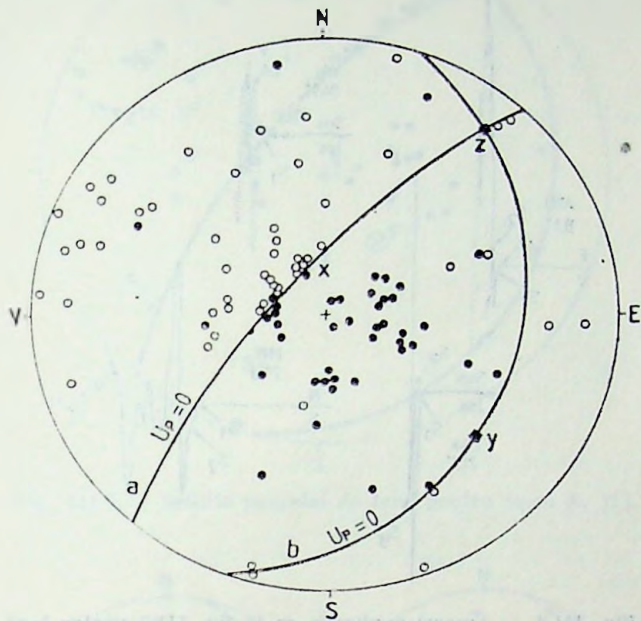


Fig. III.1. — Soluția planului de falie în undele longitudinale P pentru cutremurul din 4 martie 1977 folosind datele cu mare și foarte mare grad de încredere [5].

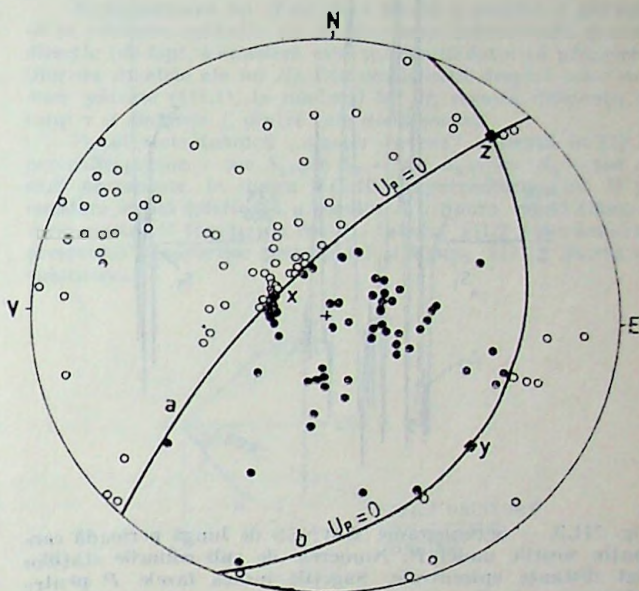


Fig. III.2. — Soluția planului de falie în undele longitudinale P pentru cutremurul din 4 martie 1977 folosind toate datele indiferent de gradul lor de încredere [5].

au fost luate din buletinul seismic CSEM. Ele se datoresc fie unor greșeli de citire a seismogramelor fie altor cauze. Oricum, după cum se vede din tabelul III.1, numărul de discordanțe d este mic în comparație cu numărul de date folosite f (8%), adică mai mic față de celelalte soluții.

Folosirea datelor de la toate cele 157 stații, adică incluzând și datele din grupa C, a condus [5] la o soluție (fig. III.2) identică cu aceea din figura III.1. Cu toate că au fost folosite și datele cele mai nesigure, adică fără nici o selectare a datelor, numărul discordanțelor d în raport cu numărul datelor folosite f nu este prea mare (circa 19% — tabelul III.1) și este comparabil cu numărul discordanțelor de la soluțiile date de autorii citați (tabelul — III.1). Menționăm că datorită aglomerării mari de date, figura III.2 nu conține datele discordante; în schimb ele sînt consemnate în tabelul III.1.

Se observă din tabelul III.1 că soluția obținută în [5] pentru întreg cutremurul este practic identică cu soluția dată în [1] pentru șocul S_1 și foarte asemănătoare cu soluția dată în [3] pentru preșoc (șocul A sau F).

de timp față de începutul cutremurului, coordonatele hipocentrale, magnitudini, etc.) crează dificultăți în analiza acestui eveniment multiplu.

În cele ce urmează este prezentată analiza făcută de Müller et al [1].

S-au folosit pentru această analiză seismograme de la stații din Rețeaua mondială de seismografe standardizate (WWNSS). Exemple de asemenea seismograme sînt prezentate în figurile III.3 — III.5. Au fost folosite de asemenea seismogramele de bandă largă de la stația de înregistrare digitală GRF. (Gräfenberg, R. F. Germania). Seismograma de bandă largă de la GRF, precum și seismograma rezultată din convoluția acesteia cu funcția de transfer a seismografelor de lungă perioadă WWNSS sînt prezentate în figura III.6.

Pe baza unei analize detaliate a seismogramelor au fost identificate preșocul P și cele trei șocuri S_1 , S_2 și S_3 (fig. III.3 — III.6).

În figura III.7 este prezentată soluția de plan de falie pentru șocul S_1 iar în figura III.8 sînt diagramele de polaritate pentru șocurile S_2 și S_3 . Se observă că polaritățile șocului S_3 sînt inverse.

Există trei explicații diferite ale acestei inversiuni [1]:
a) Suprafața de rupere s-a curbat brusc la timpul de origine al șocului S_3 și a fost aproximativ orizontală după aceea. Mișcările sub această parte a suprafeței au fost de la SE către NV. Totuși, nici o indicație pentru o asemenea curbare nu a fost găsită în distribuția replicilor.

b) Suprafața de rupere a rămas în esență plană, dar mișcările pe ea și-au schimbat sensul, adică după timpul la origine al șocului S_2 ele au fost îndreptate în sus pe blocul de SE al planului de rupere în opoziție cu mișcarea anterioară îndreptată în jos. Cauza unei asemenea inversări ar putea fi un cimp de stress puternic neomogen în regiunea focală înaintea cutremurului. Totuși nu se poate oferi nici o idee asupra caracterului spațial al neomogenității de stress și asupra generării lui.

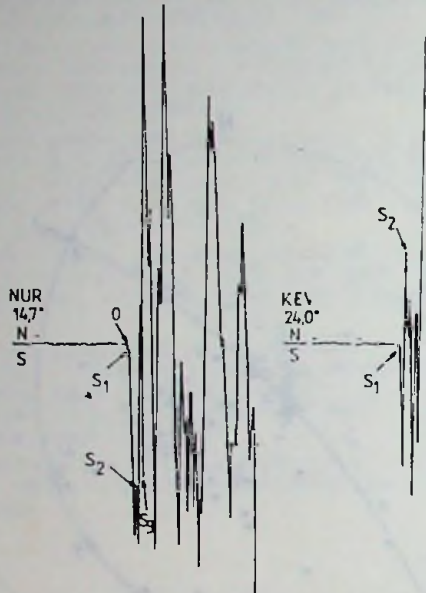


Fig. 111.3. — Seismograme WWNSS de lungă perioadă care conțin sosirile undei P . Numerele de sub codurile stațiilor și în distanțe epicentrale. Săgețile indică fazele P pentru diferite șocuri (F — preșoc; S_1, S_2, S_3 = șoc S_1, S_2, S_3) [1].

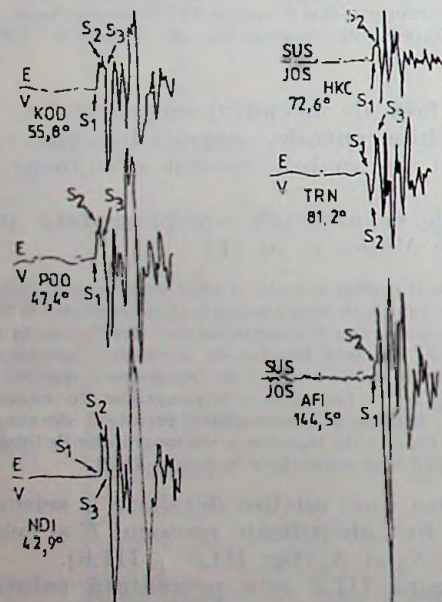


Fig. 111.5. — Aceași explicație ca la fig. 111.3 pentru încă șase stații WWNSS.

c) Șocul S_3 a fost o terminare bruscă a ruperii, producând un puternic semnal de stopare. S-a arătat prin calcule numerice [6], pentru modele idealizate de cutremure de relaxare a tensiunilor, că semnalele de stopare pot fi la fel de puternice și chiar mai puternice decât fazele de la începutul ruperii.

Primele două modele necesită presupuneri mai extreme decât modelul al treilea. Și mai important, ele implică faptul că șocurile principale au fost evenimente complete și separate

pentru care numai semnalele de început pot fi văzute, cel puțin în cazul șocurilor S_1 și S_2 . În paragraful precedent s-a demonstrat că cele trei șocuri sînt episoade ale unui și aceluiași proces de rupere.

Coordonatele preșocului F au fost determinate de CSEM imediat după cutremur, presupunînd că înregistrările raportate corespund preșocului:

$$\varphi_N = 15, 78; \quad \lambda_E = 26, 78; \quad h = 93 \text{ km.}$$

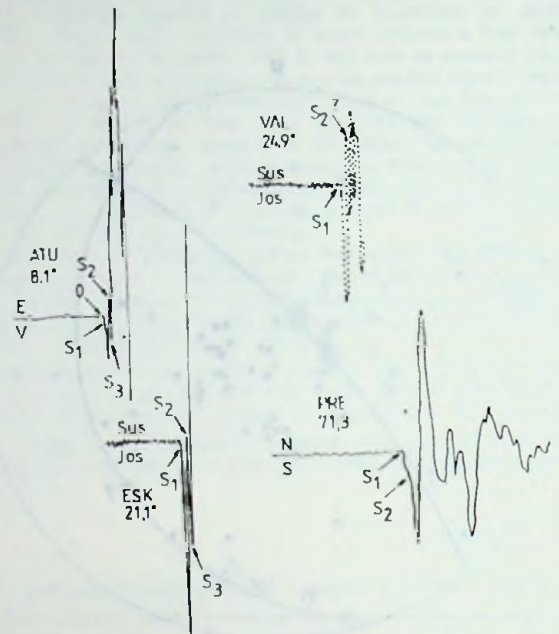


Fig. 111.4. — Aceași explicație ca la fig. 111.3 pentru încă patru stații WWNSS.

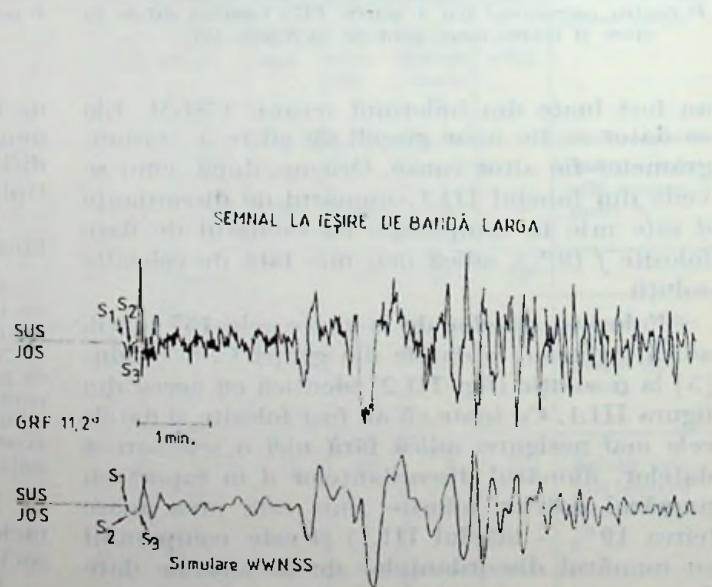


Fig. 111.6. — Seismogramele componentei verticale a înregistrării digitale de la stația Grăfenberg [1].

O determinare ulterioară a CSEM cu stații la distanțe mai mici de 11° și determinările făcute în [1] arată că aceste coordonate epicentrale sînt corecte cu o eroare probabilă de $10 - 20$ km și adîncimea h poate fi extinsă la aproximativ 120 km. O adîncime de 110 km este sugerată de diferența de timp $pP - PP = 20$ secunde observată la OGD (distanța epicentrală de $68,6^\circ$), dar numai în ipoteza neverificată că unda pP este datorită preșocului și nu șocului S_1 .

Astfel, adâncimea preșocului poate fi oriunde între 90 și 120 km.

Pentru localizarea celor trei șocuri principale S_1 , S_2 , S_3 în raport cu preșocul F a fost aplicată tehnica „master – event”. Marele avantaj al acestei tehnici constă în faptul că

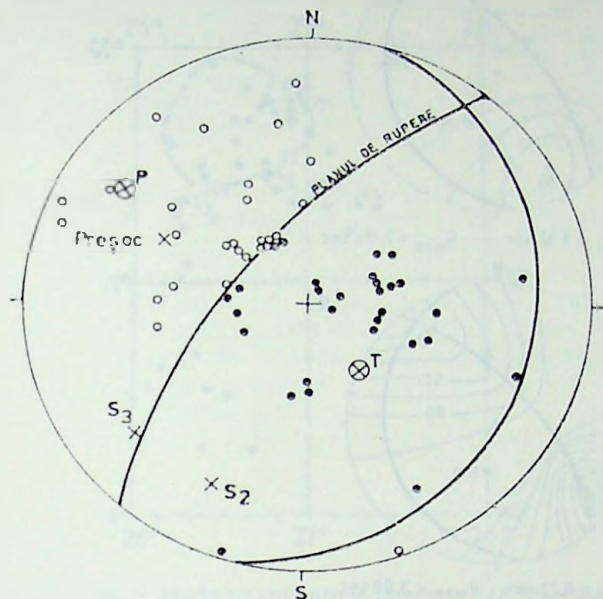


Fig. 111.7. — Soluția planului de falie pentru șocul S_1 [1].

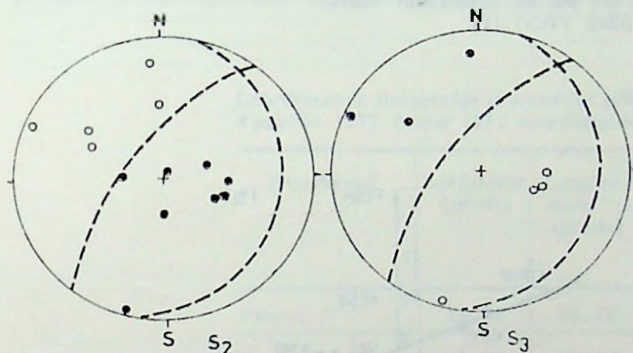


Fig. 111.8. — Distribuția polarităților undei P pentru șocurile S_2 și S_3 [1]. Linii întrerupte reprezintă planele nodale ale soluției planului de falie pentru șocul S_1 .

aplicarea ei în cazul acesta face ca incertitudinile semnalate mai sus în coordonatele preșocului să aibă o influență foarte mică asupra rezultatelor analizei evenimentului multiplu.

Astfel, dacă hypocentrul preșocului este deplasat, hypocentrele celor trei șocuri principale se mișcă practic în același mod.

Tehnica „master – event” presupune un focar de referință A și un al doilea focar B la distanța L de A (fig. 111.9). Diferența de timp dintre sosirile undei P de la aceste focare la o stație suficient de depărtată este

$$T = \tau - \frac{L}{V_P} \cos \theta, \quad (111.1)$$

unde τ este diferența între timpurile la origine ai celor două șocuri; V_P viteza undelor P în domeniul focalului și θ reprezintă unghiul dintre direcția de la A la B și direcția razei undei P .

Coefficienții τ și L/V_P ai ecuației liniare (111.1) pot fi determinați din observațiile a N stații prin metoda celor mai

mici pătrate. Calitatea aproximației liniare se deduce din reziduul:

$$R = \left[\frac{1}{N} \sum_{k=1}^N (T_0^{(k)} - T_c^{(k)})^2 \right]^{1/2}, \quad (111.2)$$

în care $T_0^{(k)}$ este diferența de timp observată la stația k și $T_c^{(k)}$ este diferența de timp calculată conform relației (111.1). R este determinat ca o funcție de direcția de la A la B , iar direcția cu valoarea minimă a lui R este aleasă ca direcție adevărată.

Reprezentarea lui R pe sfera focală a șocului A permite să se evalueze calitativ cât de bine este determinată această direcție (de fapt, o emisferă este suficientă datorită proprietăților de simetrie ale lui R). Din coeficienții dreptei celor mai mici pătrate (111.1), la minimumul lui R , rezultă diferența de timp τ și distanța L dintre cele două șocuri.

Rezultatele tehnicii „master – event” aplicată în [1] la perechile preșoc – șoc S_1 , șoc S_1 – șoc S_2 și șoc S_1 – șoc S_3 sînt prezentate în figura 111.10 (reprezentările lui R pe emisfera focală inferioară a șocului S_1), figura 111.11 (diagramele pentru T funcție de $\cos \theta$), tabelul 111.2 (coordonatele preșocului și șocurilor principale) și figura 111.12 (harta cu epicentre).

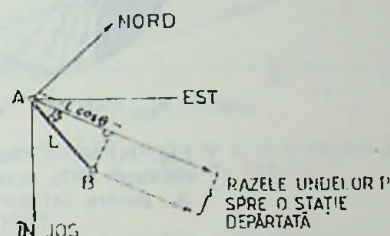


Fig. 111.9. — Schema a două focare A și B , a căror poziție relativă și diferența de oră la origine sînt determinate prin tehnica „master – event”.

O primă încercare de a localiza șocul S_1 în raport cu preșocul F a fost făcută folosind datele de la toate stațiile unde a putut fi identificat preșocul. Pe lângă stațiile românești BUC, CMP, BAC și IAS au mai fost folosite șapte stații dînd o destul de bună acoperire azimutală. Datele provin, însă, de la patru tipuri diferite de instrumente: penduli mecanici Mainka – Demetrescu, instrumente WWNSS de scurtă și lungă perioadă și un seismograf de bandă largă. Această heterogenitate și dificultățile în citirea diferențelor de timp de pe înregistrările WWNSS de lungă perioadă au făcut să nu se obțină rezultate semnificative; soluția optimă a avut o valoare minimă a lui R care a fost 95% din maximum. De aceea s-a recurs la o restrîngere a setului de date luînd în considerare numai cele patru stații românești cu instrumente asemănătoare, care au înregistrat foarte clar preșocul F și șocul S_1 . Diferența de timp dintre șocul S_1 și preșocul F a fost de 4,7 secunde și distanța dintre ele de circa 19 km.

După cum se observă din figura 111.10 b, minimumul lui R este destul de larg pentru șocul S_2 și, de aceea, direcția de la șocul S_1 la șocul S_2 nu este foarte bine determinată. Diferența de timp dintre șocul S_1 și șocul S_2 este de 7,6 secunde și distanța de aproximativ 33 km.

Pentru șocul S_3 au fost date două soluții: una cu stația TRN inclusă în analiză și alta fără această stație (figurile 111.10 c, 111.10 d, 111.11 c și 111.11 d). În primul caz, sosirea clichetată S_3 pe seismograma de la TRN (fig. 111.5) este interpretată ca fiind datorată șocului S_3 . În cazul al doilea se presupune că ea este datorată unui șoc ulterior și că unda P de la șocul S_2 sosește undeva pe flancul abrupt al impulsului precedent (asemănător ca în toate celelalte seismograme folosite pentru șocul S_3) dar fără intrare vizibilă. Ținînd seama de cele arătate, în [1] s-a preferat cea de a doua interpretare. Diferența de timp dintre șocul S_1 și șocul S_3 este, în această interpretare, de 14,5 secunde și distanța de 72 km. Estimările aproximative ale incertitudinilor acestor cantități pot fi luate

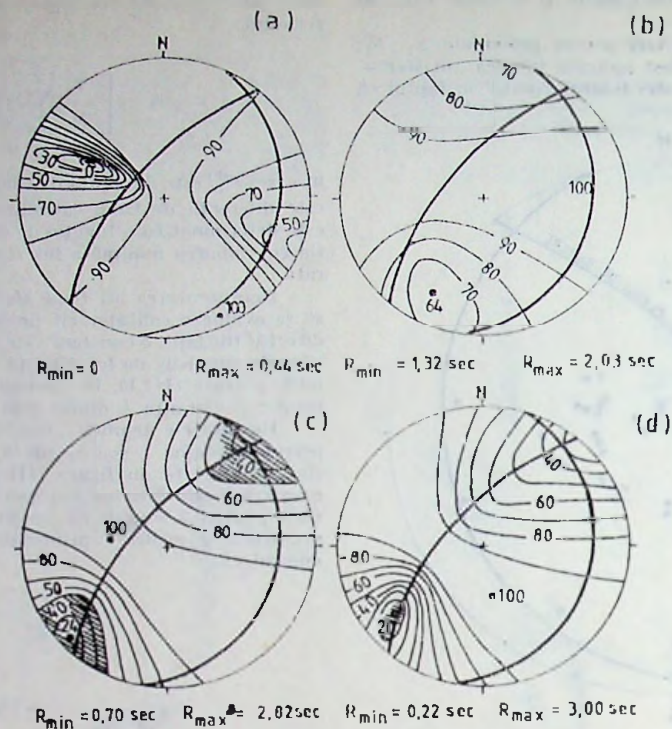


Fig. III.10. — Diagrama rezidului R (normalizat la valoarea maximă 100), suprapus pe soluția planului de falie a șocului S_1 , pentru (a) preșoc, (b) șoc S_2 , (c) șoc S_3 (incluzînd stația TRN) și (d) șoc S_3 (fără TRN) [1].

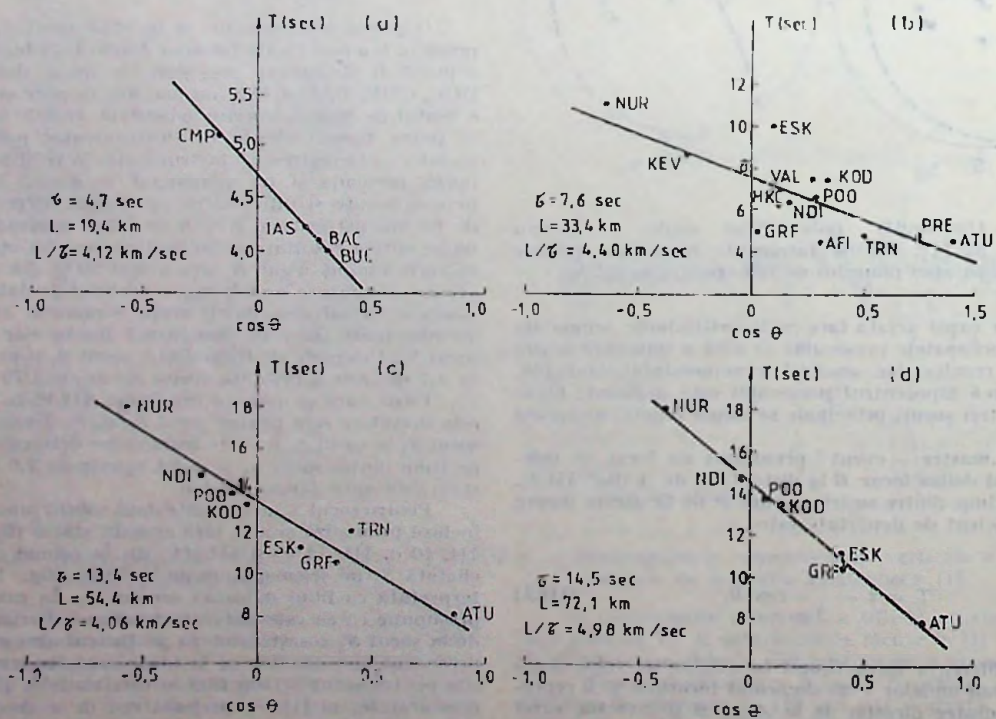


Fig. III.11. — Diferența de timp T funcție de $\cos \theta$ pentru perechile (a) preșoc — șoc S_1 ; (b) șoc S_1 — șoc S_2 ; (c) șoc S_1 — șoc S_3 (incluzînd stația TRN) și (d) șoc S_1 — șoc S_3 (fără TRN) [1].

din figura III.13. În această figură sînt luate în considerare toate acele direcții de la șocul S_1 la șocul S_3 pentru care $R \leq 2 R_{\text{mlu}}$ (suprafețele hașurate din figurile III.10 e și III. 10 d).

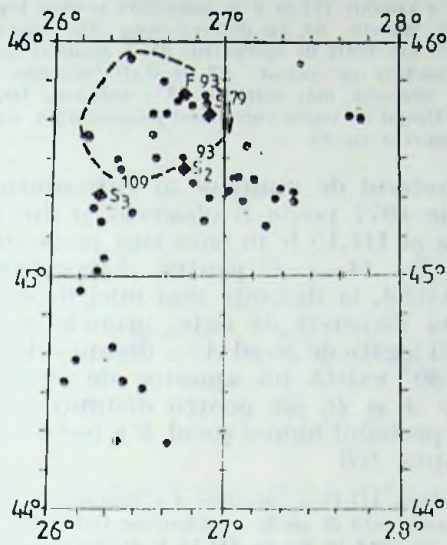


Fig. III. 12. — Harta cu epicentrele preșocului (F), șocurilor principale (S_1, S_2, S_3) și postșocurilor din martie 1977 [1]. Numerele reprezintă adîncimi focale în km. Linia întreruptă separă postșocurile cu adîncimi mai mari decît 70 km de postșocurile mai superficiale (adîncimi mai mici decît 10 km).

șocurilor se suprapun parțial. Majoritatea postșocurilor din regiunea de suprapunere au adîncimi similare cu ale preșocului și șocurilor principale. Postșocurile din sudul și sud-estul zonei de rupere sînt mai superficiale.

În [1] s-a făcut, pe baza rezultatelor de mai sus, următoarea descriere detaliată a procesului de rupere în timp și spațiu.

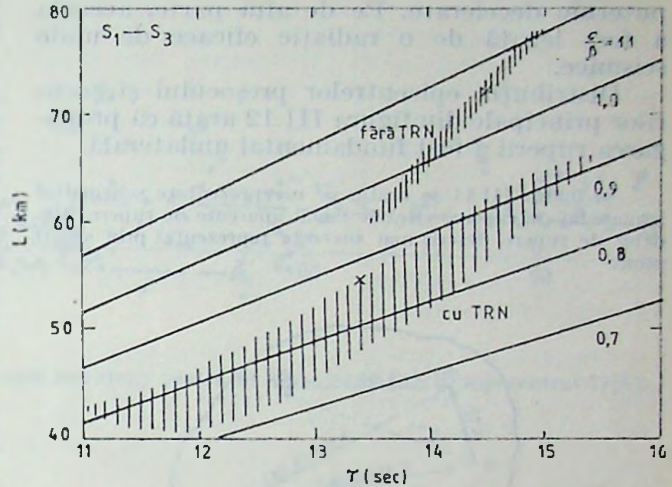


Fig. III.13. — Incertitudinile în L și τ pentru perechea șoc S_1 — șoc S_3 [1].

TABELUL III.2

Coordonatele preșocului și șocurilor principale ale cutremurului vrincean din 4 martie 1977 (după [1]; coordonatele preșocului după CSEM)

Eveniment	Latitudine (grade)	Longitudinea (grade)	Adîncimea (km)	Ora la origine (GMT)	Diferența de timp față de preșoc (sec.)
Preșoc F	45,78	26,78	93	19 21 56,2	0
Șocul S_1	45,72	26,94	79	19 22 00,9	4,7
Șocul S_2	45,48	26,78	93	19 22 08,5	12,3
Șocul S_3	45,34	26,30	109	19 22 15,4	19,2

Cunoașterea coordonatelor preșocului și ale șocurilor principale a permis reprezentarea acestora pe diagrama soluției de plan de falie a șocului S_1 (fig. III.7). Pozițiile șocurilor S_2, S_3 și a preșocului F în raport cu cele două plane nodale (fig. III.7) au permis eliminarea ambiguității în soluția planului de falie. Astfel, după cum se observă din figura III.7 sau din figurile III.1 și III.2, planul de falie (rupere) coincide cu planul nodal α orientat $N40^\circ E$ și înclinat cu un unghi de 70° spre $N50^\circ V$.

Distribuția epicentrelor preșocului și șocurilor principale din figura III.12 par să arate că procesul de rupere s-a propagat din regiunea preșocului și șocului S_1 către SV. Din figura III.12 se observă, de asemenea, că zona de rupere și aria acoperită de epicentrele post-

Ruperea a plecat din focarul preșocului la o adîncime de 93 km și, într-o fază inițială slabă, s-a propagat în special spre est și sud cu o viteză medie aparentă de 4,12 km/s. Ruperea s-a propagat ascendent către SE și după 4,7 secunde a ajuns la focarul șocului S_1 la o adîncime de 79 km. În vecinătatea acestui focar, mișcărilor pe planul de rupere au fost puternic accelerate conducînd la o radiație eficientă de unde seismice. Acest focar a fost punctul de plecare al fazei principale a ruperii. De aceea, diferențele în orele la origine, precum și vitezele de rupere pentru șocurile S_2 și S_3 date în cele ce urmează se referă la acest punct. De la șocul S_1 , ruperea s-a propagat spre SV și oblic în jos, mișcărilor fiind de tip subimpingere. La o adîncime de 93 km a fost atins focarul șocului S_2

după 7,6 secunde, ceea ce corespunde la o viteză medie aparentă de rupere de 4,4 km/s. Mișcările de subimpingere au fost accelerate din nou în apropiere de focarul șocului S_2 . La o adâncime de 109 km a fost atins focarul șocului S_3 după 14,5 secunde, ceea ce corespunde la o viteză medie aparentă de rupere de 4,98 km/s. În zona acestui punct ruperea s-a stopat brusc și în întregime, iar masele de rocă în mișcare au fost puternic decelerate. Pe de altă parte, aceasta a fost legată de o radiație eficace de unde seismice.

Distribuția epicentrelor preșocului și șocurilor principale din figura III.12 arată că propagarea ruperii a fost fundamental unilaterală.

În figura III.14 se arată, pe o reprezentare schematică a planului de rupere, vitezele medii aparente de rupere. Modelul de rupere descris mai sus este reprezentat prin săgeți pline.

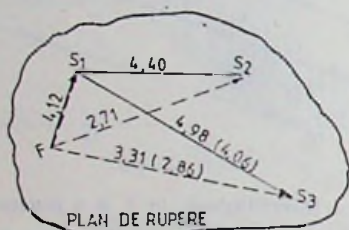


Fig. III.14. — Vitezele medii aparente de rupere (în km/s) între preșoc (F) și șocurile principale (S_1 , S_2 , S_3). [1]. Săgețile pline corespund modelului de rupere în care S_1 este declanșat de F , iar S_2 și S_3 de S_1 . Săgețile întrerupte ilustrează un model în care toate șocurile principale sînt declanșate de F . Vitezele de rupere, din paranteze, sînt pentru soluția a doua a tehnicii „master — event” pentru șocul S_3 (fig. III.10 c și III.11 c). Figura nu este întocmită la scară.

O alternativă de model, în care preșocul declanșează nu numai șocul S_1 ci și șocurile S_2 și S_3 , este reprezentată prin săgeți întrerupte (fig. III.14). Vitezele medii aparente de rupere corespunzătoare sînt mai mici decît acelea pentru modelul descris mai sus.

Incertitudinile în L și τ implică în mod normal incertitudini relativ mari în viteza medie aparentă de rupere L/τ . De exemplu, pentru valoarea 4,98 km/s, estimată pentru propagarea ruperii de la focarul șocului S_1 la focarul șocului S_3 , intervalul este de la aproximativ 4,5 la 5,2 km/s (fig. III.13, aria hașurată etichetată „fără TRN”).

Problema caracterului de multișoc al cutremurului vrancean din 4 martie 1977 este foarte complexă și, după cum s-a semnalat în [5], ea nu este complet rezolvată. Ceea ce s-a prezentat mai sus este una din variantele obținute în încercarea de a soluționa problema.

O altă variantă, anterioară celei de mai sus, este aceea [7] în care se admite prezența unui preșoc A și a două șocuri B și C (aceleași cu șocurile S_1 și S_2 din varianta dată în [1]. Peterschmitt [8] admitînd această variantă estimează pentru preșoc o magnitudine în jur de 5, pentru șocul B magnitudinea 6,5 și șocul principal C mai puternic decît cele precedente, de o magnitudine în jur de 7,2.

Centrul Seismologic Europeo-Mediterranean a difuzat [8] următoarele valori pentru coordonatele hypocentrale și ora la origine H :

φ_N^0	λ_E^0	h (km)	H
1) 45,78	26,78	93	19 ^h 21 ^m 56,2 ^s
2) 45,81	26,78	92	19 ^h 21 ^m 56,2 ^s
3) 45,77	26,85	100	19 ^h 21 ^m 55,5 ^s

Pentru determinarea 1) au fost folosite datele de la 323 stații seismice din care au fost reținute 280. Difuzarea acestor

date a fost făcută de CSEM la 13 aprilie 1977. Primind noi date, CSEM a efectuat noi calcule pentru care a folosit datele de la 360 stații seismice din care au fost reținute 323. Rezultatele, exprimate de determinarea 2) de mai sus, sînt practic identice cu cele de la 1).

Analiza reziduurilor $O-C$ (timpii observați minus timpii calculați) a condus [8] la a se considera pentru hypocentrul preșocului valorile de la determinarea 3). Epicentrul 3), situat la 7 km ESE de epicentrul 2), a rezultat din următoarele condiții de calcul: 62 de stații seismice folosite, aflate la distanțe mai mici de 11°; tabelele Herrin; s-a admis că timpii de sosire corespund preșocului A (care bineînțeles coincide cu F).

Caracterul de multișoc al cutremurului din 4 martie 1977 poate fi observat și din figurile III.15 a și III.15 b în care sînt prezentate [8] reziduurile $O-C$ pentru hypocentrele 2) și 3). Astfel, la distanțe mai mici de circa 65°, cu toată dispersia de date, primele sosiri sînt probabil legate de șocul A — dreapta AA . Între 65° și 80° există un amestec de sosiri de la șocurile A și B , iar pentru distanțe mai mari de 80°, probabil numai șocul B a fost înregistrat — dreapta BB .

Pe figura III.15 a, dreapta AA prezintă un avans de două secunde față de media reziduurilor (adică față de linia de zero), pe cînd în figura III.15 b avansul acestei drepte este de numai 0,5 secunde. Aceasta dovedește că adîncimea de 100 km rezultată din determinarea 3) este prea mare; o valoare de 95 km este fără îndoială mai apropiată de realitate.

Această adîncime este în dezacord cu valoarea medie de circa 115 km care se deduce din diferențele de timp $pP-P$ și $sP-P$ indicate de diverse stații. Dezacordul este datorat faptului că valorile $pP-P$ și $sP-P$ sînt deformate. Valorile indicate trebuie să fie interpretate în modul arătat mai jos [8]:

$$\begin{aligned} & pP_B - P_A && sP_B - P_A \\ \text{sau} & pP_C - P_A && sP_C - P_A \\ \text{sau} & pP_B - P_B && sP_B - P_B \\ \text{sau} & pP_C - P_B && sP_C - P_B \end{aligned}$$

În figura III.16, care completează în domeniul distanțelor mici și mijlocii figura III.15 b — determinarea 3) — apar câteva anomalii regionale.

O importantă anomalie negativă a reziduurilor, care depășește 5 secunde, se întinde de la extremitatea Golfului Finlandei pînă în Suedia Centrală. Partea de vest a U.R.S.S. și Danemarca sînt de asemenea afectate. Reziduuri, de asemenea negative, apar în Italia centrală și în Spania centrală și de vest.

Aceste reziduuri negative, care depășesc o secundă, trebuie să fie atribuite unui anumit fenomen.

Reziduurile pozitive, vizibile în special în Caucaz și în vecinătatea Mării Caspice, sînt, probabil, datorate faptului că timpii de sosire indicați sînt de la șocul B și nu de la șocul A [8].

Un studiu amplu al caracterului de multișoc al cutremurului vrancean din 4 martie 1977 a fost făcut foarte recent de Råkers [10], care dă soluții de plan de falie pentru fiecare șoc. Soluțiile de plan de falie date în [10] arată că cele două plane nodale au aproximativ aceeași orientare pentru toate șocurile (NE-SV), ceea ce confirmă rezultatele obținute în [5].

Pentru unii din parametrii șocurilor (de exemplu, diferențele de timp față de începutul cutremurului), în [10] s-au obținut și valori diferite față de cele deduse în [1].

Diferențele (relativ mici însă) dintre soluțiile de plan de falie obținute în [10] pentru șocurile componente sînt în

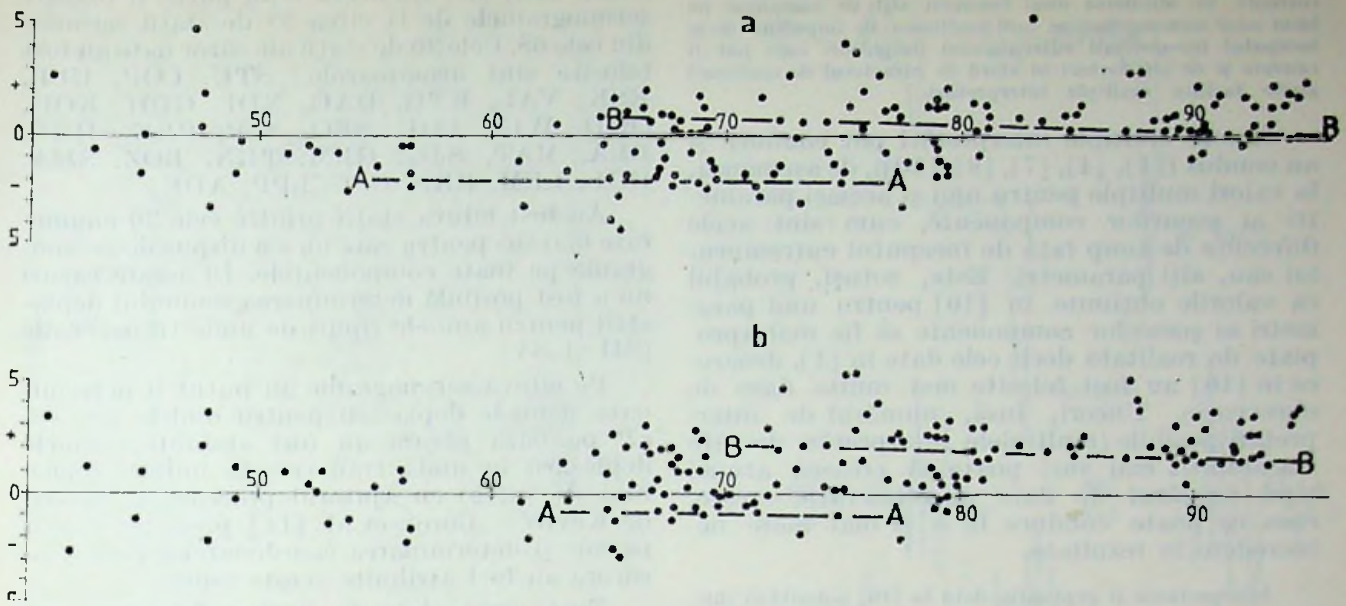


Fig. III.15. — Reziduurile O — C (timpii observați minus timpii calculați) pentru a) hipocentrul 2); b) hipocentrul 3)[8].

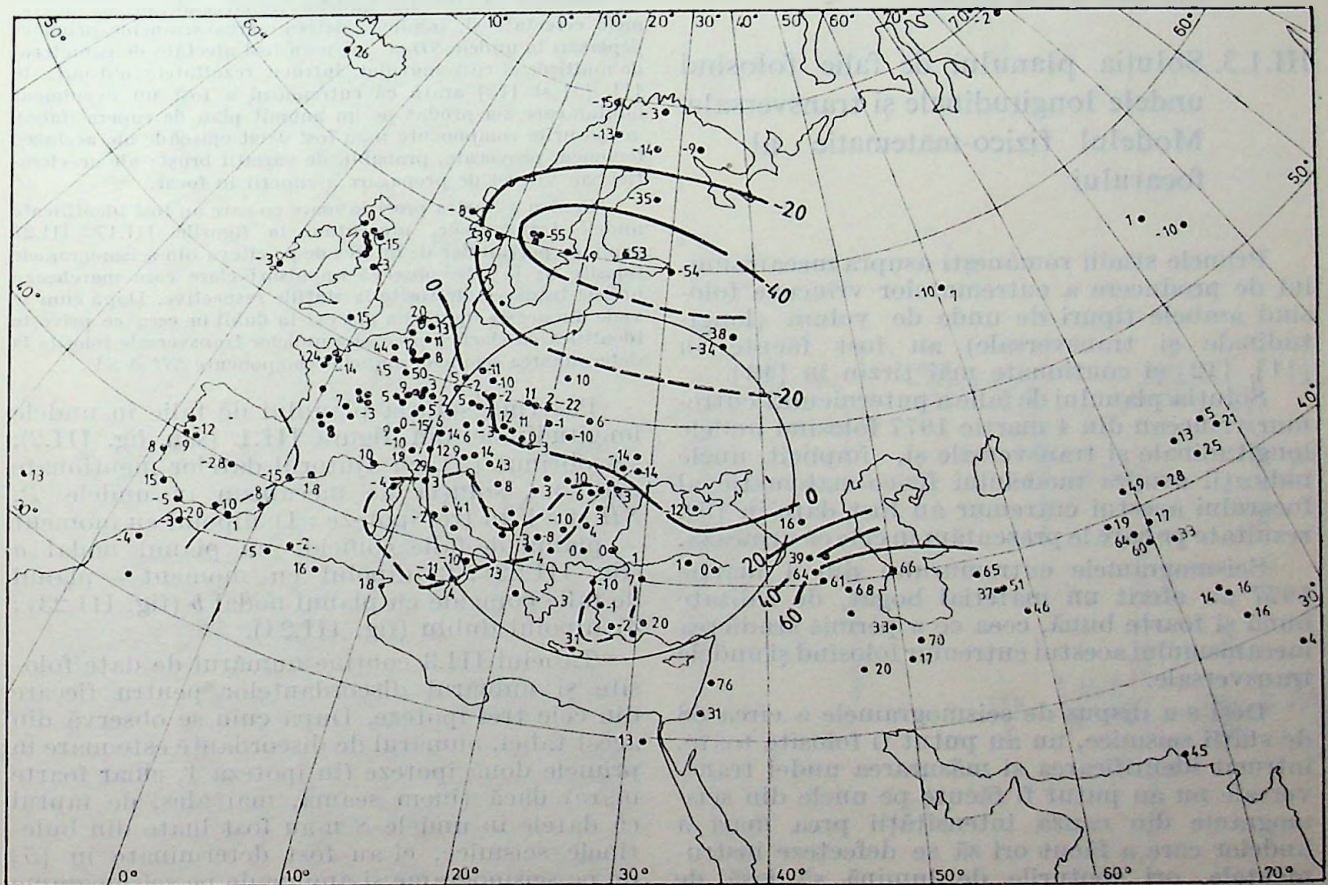


Fig. III.16. — Reziduurile O — C pentru zona europeană. Anomaliile regionale de propagare [8].

mare parte cauzate, după părerea noastră, de erorile care sînt inerente în studierea unui fenomen atît de complicat pe baza unor seismograme pe care mulțimea de impulsuri de la începutul înregistrării cutremurului (impulsuri care pot fi cauzate și de alți factori în afară de caracterul de multișoc) poate facilita multiple interpretări.

Aceste multiple interpretări pot conduce și au condus ([1], [4], [7], [9], [10]), de asemenea, la valori multiple pentru unii și aceiași parametri ai șocurilor componente, cum sînt acele diferențe de timp față de începutul cutremurului sau, alți parametri. Este, totuși, probabil ca valorile obținute în [10] pentru unii parametri ai șocurilor componente să fie mai apropiate de realitate decît cele date în [1], deoarece în [10] au fost folosite mai multe date de observație. Uneori, însă, numărul de interpretări posibile (multiplele interpretări de care s-a amînit mai sus) poate să crească atunci cînd numărul de date de observație crește, ceea ce poate conduce la o și mai mare neîncredere în rezultate.

Interpretarea și explicația dată în [10] polarității diferite a șocului S_2 este foarte discutabilă (vezi fig. 3.46 din [10]) și ea trebuie analizată în mod special. Considerăm că explicația dată în [1] și [5], conform căreia șocul S_2 a fost o terminare bruscă a procesului de rupere (proces care s-a produs pe unul și același plan de falie, orientat NE-SV și inclinat spre NV) este mai plauzibilă.

Menționăm, de asemenea, că după [10], ruperea în focar a fost bilaterală.

III.1.3. Soluția planului de falie folosind undele longitudinale și transversale. Modelul fizico-matematic al focarului

Primele studii românești asupra mecanismului de producere a cutremurelor vrîncești folosind ambele tipuri de unde de volum (longitudinale și transversale) au fost făcute în [11], [12] și continuate mai tîrziu în [13].

Soluția planului de falie a puternicului cutremur vrîncean din 4 martie 1977 folosind undele longitudinale și transversale și, implicit, unele indicații asupra modelului fizico-matematic al focarului acestui cutremur au fost date în [5], rezultate pe care le prezentăm în cele ce urmează.

Seismogramele cutremurului din 4 martie 1977 au oferit un material bogat, de calitate bună și foarte bună, ceea ce a permis studierea mecanismului acestui cutremur folosind și undele transversale.

Deși s-a dispus de seismogramele a circa 68 de stații seismice, nu au putut fi folosite toate, întrucît identificarea și măsurarea undei transversale nu au putut fi făcute pe unele din seismograme din cauza intensității prea mari a undelor care a făcut ori să se defecteze instrumentele, ori spoturile de lumină să iasă de pe hîrtie, ori oscilațiile, deși înregistrate, să fie foarte neclare datorită energiei prea mari, ampli-

ficării mari etc. De aceea n-au putut fi folosite seismogramele de la circa 38 de stații seismice din cele 68. Cele 30 de stații ale căror date au fost folosite sînt următoarele: STU, COP, UPP, BSK, VAL, KTG, DAG, NDI, GDH, KOD, OGD, WIN, COL, SEO, SCP, PRE, HKC, BLA, MAT, SJG, GRM, TRN, BOZ, SHA, GOL, LEM, BKS, GSC, LPP, ADE.

Au fost cîteva stații printre cele 30 enumerate mai sus pentru care nu s-a dispus de seismograme pe toate componentele. În aceste cazuri nu a fost posibilă determinarea semnului deplasării pentru ambele tipuri de unde transversale (SH și SV).

Pe cîteva seismograme au putut fi determinate semnele deplasării pentru undele SH, sS, sP pe baza cărora au fost stabilite semnele deplasării în unda transversală inițială (generată de sursă) cu ajutorul procedurii descris de Keylis — Borak et al. [14], procedeu care a permis și determinarea coordonatelor punctelor cărora au fost atribuite aceste semne.

Toate aceste date au permis stabilirea semnelor deplasării în unda SH pentru 33 de puncte și în unda SV pentru 41 de puncte.

Amintim că stabilirea semnelor primelor deplasări în unda P, și, mai ales, în undele SH și SV a necesitat și calcularea azimutului epicentrului față de fiecare stație seismică, nu numai a azimuturilor stațiilor față de epicentru.

Precizia identificării undelor transversale pe seismogramele cercetate și, implicit, determinarea semnelor primelor deplasări în undele SH și SV n-au fost afectate de caracterul de multișoc al cutremurului, întrucît rezultatele obținute în [1], [5] și [15] arată că cutremurul a fost un eveniment unitar care s-a produs pe un anumit plan de rupere (falie), iar șocurile componente n-au fost decît episoade ale aceluiași fenomen, provocate, probabil, de variații bruște ale accelerației sau vitezei de propagare a rupei în focar.

Pentru a ilustra precizia mare cu care au fost identificate undele transversale, prezentăm în figurile III.17—III.21 copii ale porțiunilor de interes de pe cîteva din seismogramele folosite în [5]. Se observă impulsuri clare care marchează undele transversale sosite la stațiile respective. După cum se vede din aceste figuri, nu pot exista dubii în ceea ce privește identificarea clară și precisă a undelor transversale folosite la determinarea semnelor ambelor componente SH și SV.

Păstrînd soluția planului de falie în undele longitudinale din figura III.1 (sau fig. III.2), s-a obținut [5], cu ajutorul datelor menționate mai sus, soluția de mecanism în undele P, SH și SV în trei ipoteze: 1) dipolul cu moment — planul de falie coincide cu planul nodal a (fig. III.22); 2) dipolul cu moment — planul de falie coincide cu planul nodal b (fig. III.23); 3) dipolul dublu (fig. III.24).

Tabelul III.3 conține numărul de date folosite și numărul discordanțelor pentru fiecare din cele trei ipoteze. După cum se observă din acest tabel, numărul de discordanțe este mare în primele două ipoteze (în ipoteza 1, chiar foarte mare) dacă ținem seama, mai ales, de faptul că datele în undele S n-au fost luate din buletinele seismice, ci au fost determinate în [5] de pe seismograme și anume de pe seismograme clare, înregistrate la cele 30 de stații enumerate mai sus.

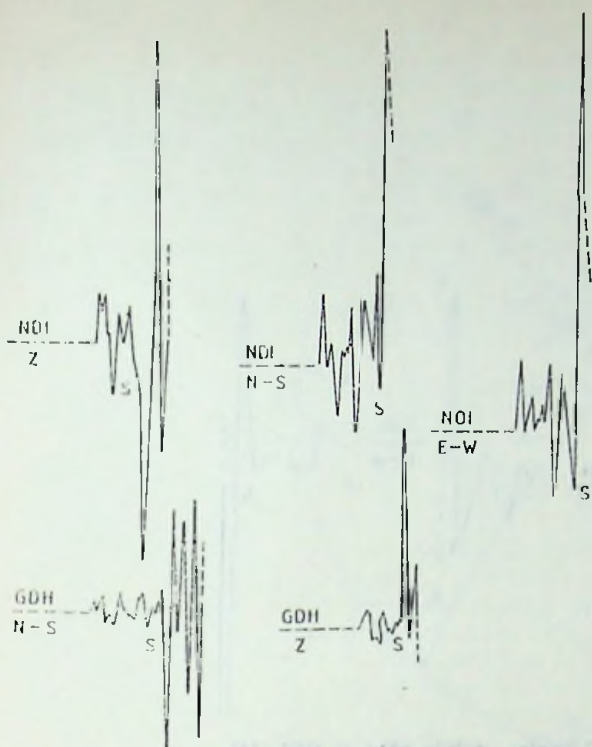


Fig. III.17. — Stațiile NDI și GDH. Copii de pe seismograme care conțin unda S [5].

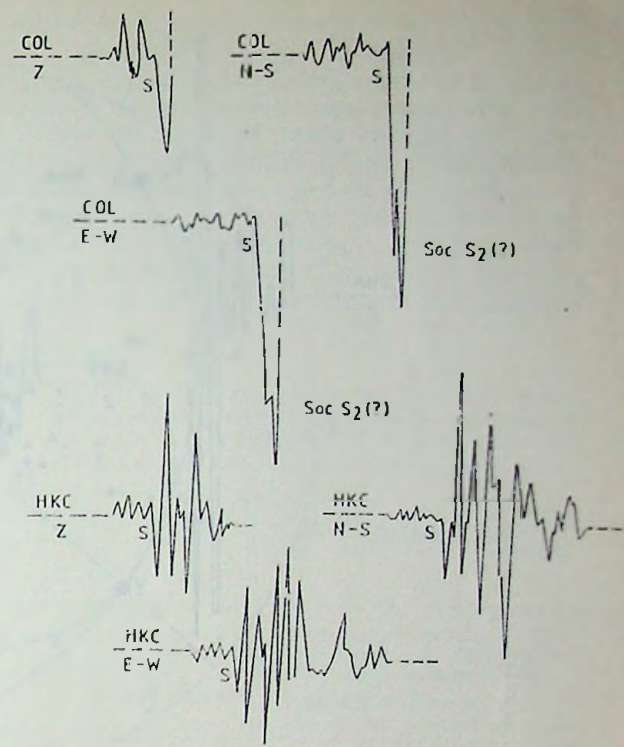


Fig. III.18. — Aceeași explicație ca în figura III.17 pentru stațiile COL și HKC [5].

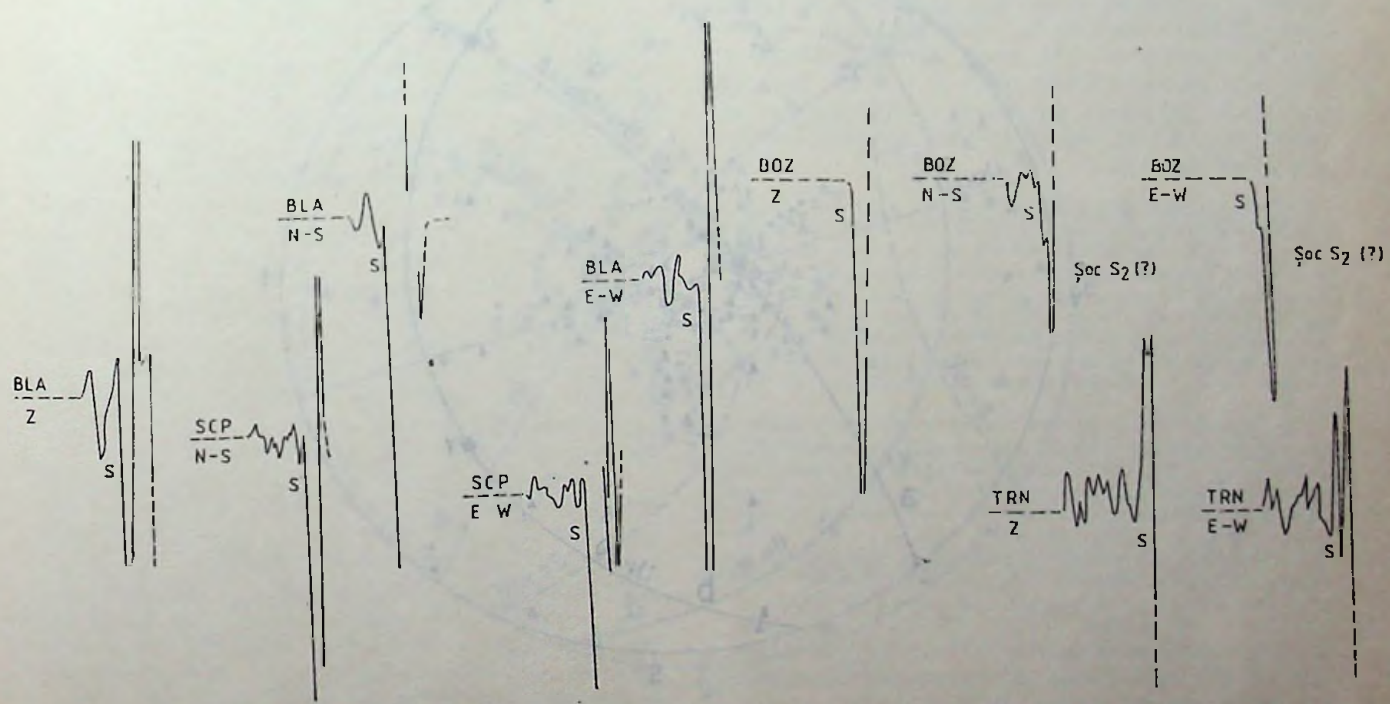


Fig. III.19. — Aceeași explicație ca în fig. III.17 pentru stațiile SCP și BLA [5].

Fig. III.20. — Aceeași explicație ca în fig. III.17 pentru stațiile BOZ și TRN [5].

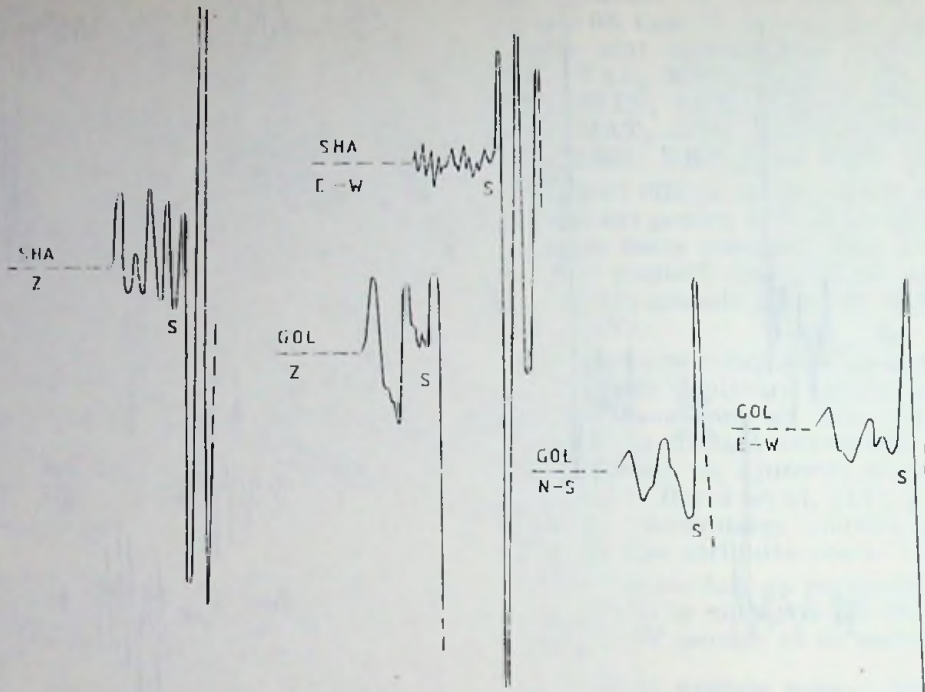


Fig. III.21. — Aceeași explicație ca în fig. III.17 pentru stațiile SHA și GOL [5].

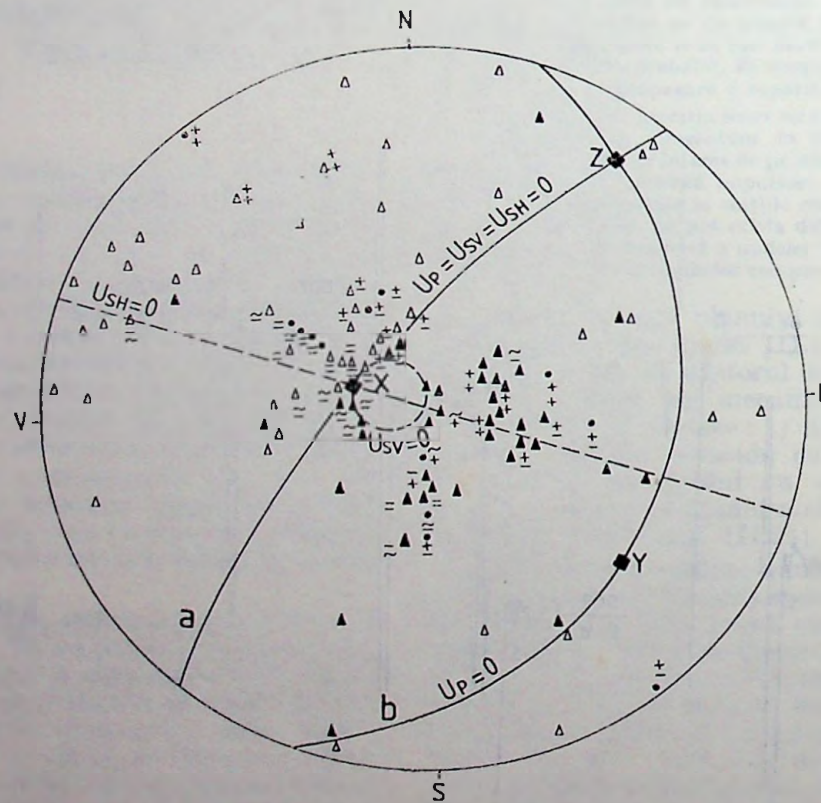


Fig. III.22. — Soluția de plan de falte în undele P , SH și SV pentru cutremurul din 4 martie 1977 în ipoteza echivalenței focarului cu dipolul cu moment — plan nodal $a \Rightarrow$ plan de falte [5].

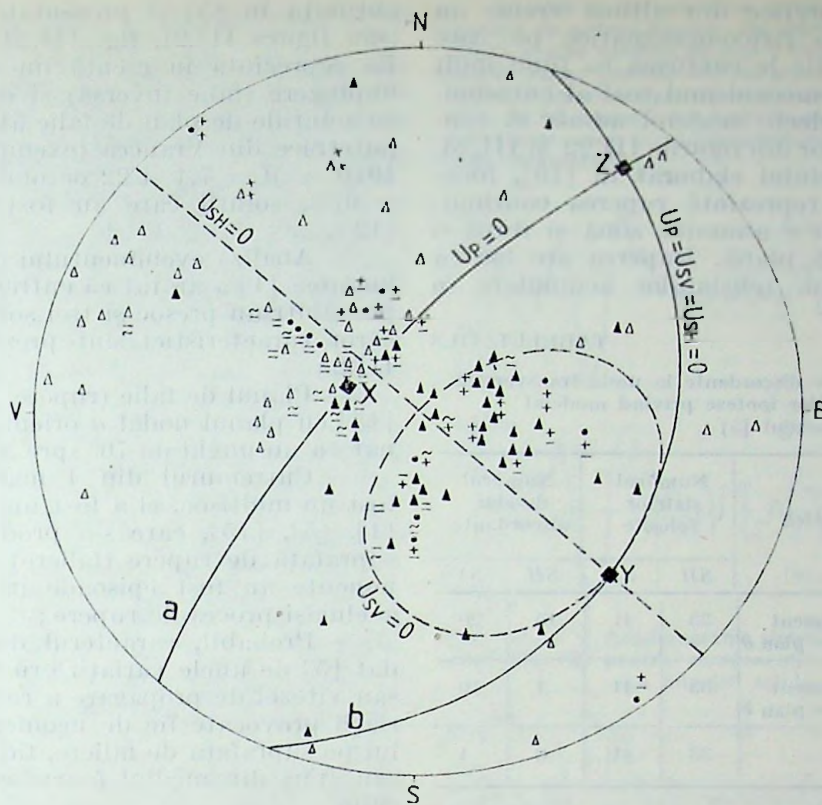


Fig. 111.23. — Soluția de plan de falie în undele P , SH și SV pentru cutremurul din 4 martie 1977 în ipoteza echivalenței focarului cu dipolul cu moment — plan nodal b = plan de falie [5].

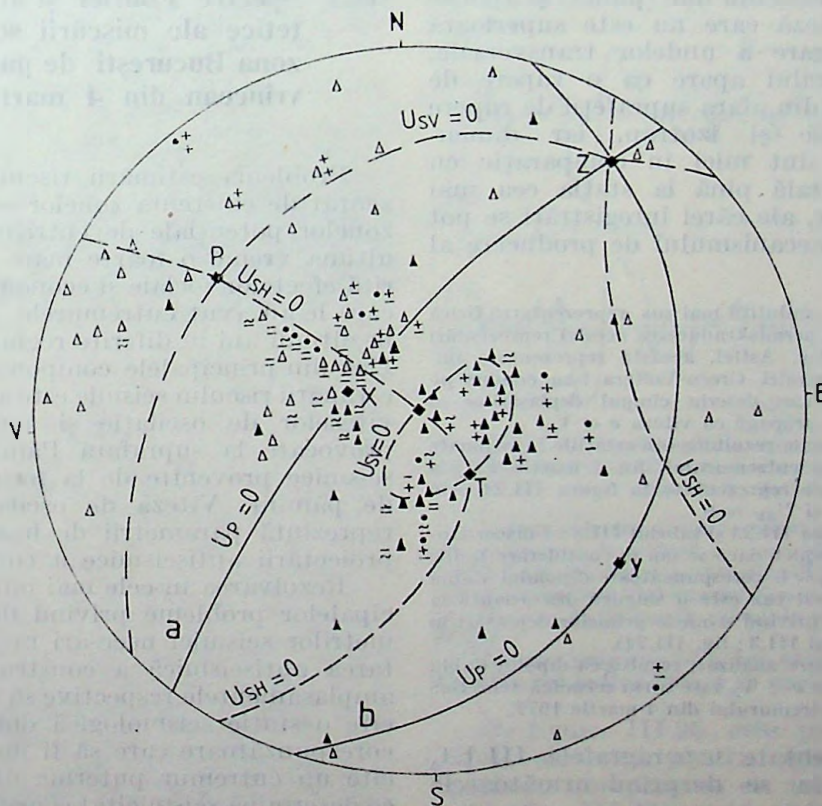


Fig. 111.24. — Soluția de mecanism în undele P , SH și SV pentru cutremurul din 4 martie 1977 în ipoteza echivalenței focarului cu dipolul dublu care se propagă [5].

Cercetările teoretice din ultima vreme au condus la modele fizico-matematice pe care datele de observație le confirmă ca fiind mult mai apropiate de mecanismul real al cutremurilor de pământ decât modelul admis în construirea diagramelor din figurile III.22 și III.23.

Conform modelului elaborat în [16], focarul cutremurului reprezintă ruperea continuității mediului într-o anumită zonă și după o anumită suprafață plană. Ruperea are loc ca rezultat al acțiunii tensiunilor acumulate în

TABELUL III.3

Datele folosite și datele discordante în unda transversală, corespunzătoare diferitelor ipoteze privind modelul fizico-matematic al focarului [5]

Nr. crt.	Sursa teoretică	Numărul datelor folosite		Numărul datelor discordante	
		SH	SV	SH	SV
1	Dipolul cu moment Plan de falie = plan <i>a</i>	33	41	15	20
2	Dipolul cu moment Plan de falie = plan <i>b</i>	33	41	1	10
3	Dipolul dublu	33	41	0	1

procesul deformărilor tectonice și conduce la eliberarea (completă sau parțială) a acestor tensiuni pe suprafața de rupere. Ruperea începe mai întâi într-un domeniu mic (punct) și apoi se propagă cu o viteză care nu este superioară vitezei de propagare a undelor transversale. Focarul cutremurului apare ca o rupere de alunecare. Mediul din afara suprafeții de rupere este liniar elastic și izotrop, iar dimensiunile focarului sunt mici în comparație cu distanța hypocentrală până la stația cea mai apropiată de focar, ale cărei înregistrări se pot folosi în studiul mecanismului de producere al aceluși cutremur.

Modul în care este amintită mai sus reprezentarea fizică a procesului din focar a permis traducerea acestei reprezentări într-un limbaj cantitativ. Astfel, această reprezentare împreună cu folosirea formulei Green-Vollera l-au condus pe Kostrov [16] la relații care descriu cimpul deplasărilor al dipolului dublu care se propagă cu viteza $v < V_S$.

Calculul liniilor nodale rezultate din relațiile menționate pentru cazul concret al cutremurului din 4 martie 1977 a condus [5] la rezultatele reprezentate în figura III.24 prin liniile nodale $U_{SH} = 0$ și $U_{SV} = 0$.

Se observă din figura III.24 și tabelul III.3 că discordanțele dispar aproape complet dacă se iau în considerare liniile nodale $U_{SH} = 0$ și $U_{SV} = 0$ corespunzătoare dipolului dublu care se propagă. În acest caz este o singură discordanță la cele 74 de date folosite privind semnele primelor deplasări în undele SH și SV (tabelul III.3; fig. III.24).

Din punctul de vedere analizat, rezultă că dipolul dublu care se propagă cu viteza $v < V_S$ este sursa seismică teoretică echivalentă focarului cutremurului din 4 martie 1977.

Din cele prezentate în paragrafele III.1.1, III.1.2 și în acesta se desprind următoarele concluzii importante:

— Soluția planului de falie a întreg cutremurului vrincean din 4 martie 1977 este cea

obținută în [5] și prezentată în figura III.1 (sau figura III.2), fig. III.24 și tabelul III.1. Ea reprezintă în esență un mecanism de tip împingere (falie inversă) și este asemănătoare cu soluțiile de plan de falie ale altor cutremure puternice din Vrancea (exemplu: 10 noiembrie 1940 — $M = 7,4$ și 22 octombrie 1940 — $M = 6,5$), soluții care au fost date în [11] și [12];

— Analiza evenimentului multiplu făcută în lucrarea [1] a arătat că cutremurul a fost compus dintr-un preșoc și trei șocuri principale ale căror caracteristici sunt prezentate în tabelul III.2;

— Planul de falie (rupere) coincide [1], [5], [15] cu planul nodal *a* orientat $N40^\circ E$ și înclinat cu un unghi de 70° spre $N50^\circ V$;

— Cutremurul din 4 martie 1977, deși a fost un multișoc, el a fost un eveniment unitar [1], [5], [15], care s-a produs pe o anumită suprafață de rupere (faliere) iar șocurile componente au fost episoade în timpul unuia și aceluiași proces de rupere;

— Probabil, caracterul de multișoc a fost dat [5] de unele variații bruște ale accelerației sau vitezei de propagare a ruperii în focar, variații provocate fie de neomogenitatea stressului pe suprafața de faliere, fie de alte fenomene sau stări din mediul foarte complicat al focarului.

III.2. Spectre Fourier și accelerograme sintetice ale mișcării solului produsă în zona București de puternicul cutremur vrincean din 4 martie 1977

Problema estimării riscului seismic, reprezentat de existența zonelor seismice active și a zonelor potențiale de cutremure, a căpătat în ultima vreme o foarte mare importanță datorită efectelor sociale și economice foarte mari pe care le-au avut cutremurele puternice produse în ultimii ani în diferite regiuni ale Pământului. Una din principalele componente ale problemei estimării riscului seismic este aceea a cunoașterii vitezelor de oscilație și accelerațiilor solului provocate la suprafața Pământului de unele seismice provenite de la focarele cutremurelor de pământ. Viteza de oscilație și accelerația reprezintă parametri de bază ai calculului și proiectării antisismice a construcțiilor.

Rezolvarea în cele mai bune condiții a principalelor probleme privind determinarea parametrilor seismici necesari în calculul și proiectarea antisismică a construcțiilor cere ca în amplasamentele respective să fi existat cel puțin câte o stație seismologică dotată cu aparatură corespunzătoare care să fi înregistrat cel puțin câte un cutremur puternic din zonele seismice ce determină seismicitatea acelor amplasamente.

În lipsa unor asemenea înregistrări, cum este cazul majorității țărilor printre care și

fara noastră, se apelează la metode de rezolvare a problemei pe cale sintetică.

Pentru cazul cutremurelor intermediare din Vrancea și în particular al cutremurului din 4 martie 1977, este posibilă aplicarea a două metode. Una din acestea constă în determinarea directă a spectrelor și seismogramelor sintetice pe baza cunoașterii parametrilor geometrici și fizici ai focarelor și mediului de propagare, precum și a funcțiilor de transfer ale acestora.

Existența unor accelerograme, cum sint cele înregistrate la București (INCERC) în timpul puternicului cutremur vrincean din 4 martie 1977, face posibilă aplicarea unei a doua metode care constă în deconvoluarea accelerogramelor existente folosind funcțiile de transfer ale mediului de propagare, iar rezultatele obținute prin deconvoluție sint, după aceea, convolute în zonele amplasamentelor studiate folosind funcțiile de transfer corespunzătoare.

În cele ce urmează sint prezentate rezultatele obținute prin aplicarea metodei directe — prima din cele două amintite mai sus — la determinarea spectrelor Fourier și accelerogramelor sintetice ale mișcării solului produsă în zona București (Pantelimon INCERC) de puternicul cutremur vrincean din 4 martie 1977.

A fost aleasă zona Pantelimon — INCERC, întrucit pot fi comparate rezultatele obținute cu accelerogramele (și spectrele lor) înregistrate la INCERC, comparație care permite să se tragă concluzii asupra aplicabilității metodei pentru amplasamente în care nu s-au înregistrat accelerograme ale puternicelor cutremure intermediare din zona Vrancea.

În calcule a fost luată în considerare unda transversală, întrucit aceasta este unda cea mai importantă pentru calculul și proiectarea construcțiilor ce trebuie să reziste la cutremurile puternice din Vrancea.

Metoda de calcul folosită este aceea elaborată în [20], iar rezultatele calculelor sint cele obținute în [21].

Spectrul de amplitudine sintetic pentru componenta orizontală maximă, este reprezentat în figura III.25 alături de spectrul de amplitudine al componentei orizontale maxime observate. Cu toată marea complexitate a modelării proceselor implicate în rezolvarea problemei spectrelor și seismogramelor sintetice, se observă că rezultatul obținut este satisfăcător, întrucit gradul de asemănare a celor două spectre (fig. III.25) este suficient de mare pentru a acorda încredere metodei aplicate.

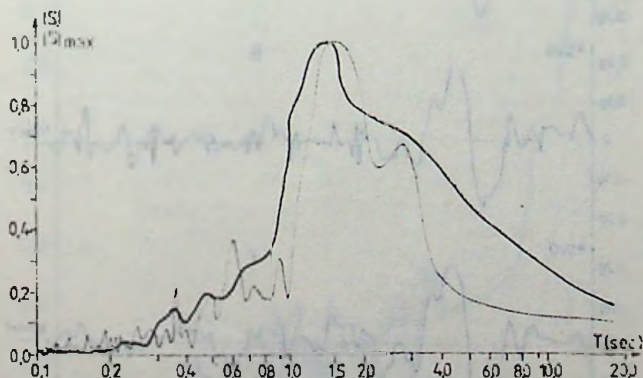


Fig. III.25. — Spectrul de amplitudine sintetic (curba groasă) și spectrul de amplitudine observat (curba subțire) pentru componenta orizontală maximă a accelerației mișcării solului produsă în zona București (INCERC) de cutremurul din 4 martie 1977 [21].

Calculul accelerogramelor sintetice a fost făcut aplicând operația de sinteză Fourier. De obicei, în asemenea cazuri se admite pentru spectrul de fază o formă aleatoare. Din mulțimea de forme posibile sint de preferat, evident, acelea care au fost determinate pentru cutremurul vrincean din 4 martie 1977. În felul acesta sint luate în considerare și fazele corespunzătoare unor eventuale unde care s-au suprapus peste unda transversală.

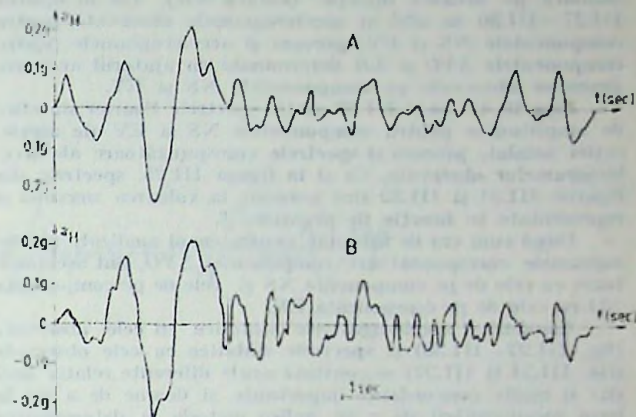


Fig. III.26. — Accelerograma sintetică (A) și accelerograma observată (B) pentru componenta orizontală maximă (H) a mișcării solului [21].

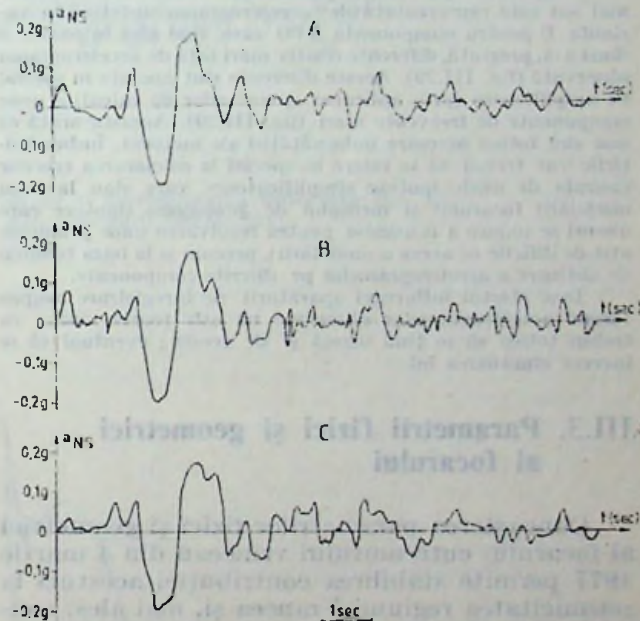


Fig. III.27. — Accelerograme sintetice (A și B) și accelerograma observată (C) pentru componenta nord-sud (NS) a mișcării solului [21].

Pentru calculul accelerogramelor sintetice a fost realizat programul de sinteză a semnalelor seismice în limbajul FORTRAN IV, bazat pe algoritmul lui Cooley și Tukey de calcul al transformatei Fourier rapide, care prezintă avantajul că reduce mult timpul de calcul, în special pentru serii lungi de date.

Rularea programului a fost făcută la calculatorul IBM-370 utilizând pentru sinteză un număr 512 valori.

În figura III.26 este prezentată accelerograma sintetică pentru componenta orizontală maximă. Compararea cu accelerograma observată (fig. III.26) arată unele diferențe dar și multe asemănări. Asemănările îndreptățesc recomandarea de a se aplica metoda și pentru zone

în care n-au fost înregistrate accelerograme ale cutremurelor puternice vrâncene.

Pentru a întări concluziile de mai sus, sînt prezentate în figurile III.27—III.30, accelerogramele sintetice calculate în două variante (A și B) pentru componentele NS, EV, precum și pentru componenta orizontală de pe direcția epicentru stație (notată SVO) și componenta orizontală perpendiculară pe această direcție (notată SH). Tot în figurile III.27—III.30 se află și accelerogramele observate pentru componentele NS și EV, precum și accelerogramele pentru componentele SVO și SH determinate cu ajutorul accelerogramelor observate pe componentele NS și EV.

Figurile III.31 și III.32 conțin spectrele Fourier sintetice de amplitudine pentru componentele NS și EV ale accelerației solului, precum și spectrele corespunzătoare ale accelerogramelor observate. Ca și în figura III.25, spectrele din figurile III.31 și III.32 sînt normate la valoarea maximă și reprezentate în funcție de perioada T .

După cum era de așteptat pentru cazul analizat, accelerogramele corespunzătoare componentei SVO sînt asemănătoare cu cele de pe componenta NS și cele de pe componenta SH cu cele de pe componenta EV.

Comparînd accelerogramele sintetice cu cele observate (fig. III.27—III.30) și spectrele sintetice cu cele observate (fig. III.31 și III.32) se constată unele diferențe relativ mici dar și multe concordanțe importante și demne de a sta la baza recomandării de a se aplica metoda la determinarea seismogramelor sintetice și, bineînțeles, a spectrelor sintetice (Fourier și de răspuns) pentru amplasamente de obiective economice de orice categorie.

Singura excepție mai importantă de la constatarea făcută mai sus este reprezentată de accelerograma sintetică în varianta B pentru componenta SVO care, mai ales în partea a doua a ei, prezintă, diferențe relativ mari față de accelerograma observată (fig. III.29). Aceste diferențe sînt cauzate în special de amplificarea (prin aplicarea operatorilor de calcul) a unor componente de frecvențe mari (fig. III.29). Aceasta arată că mai sînt totuși necesare îmbunătățiri ale metodei. Îmbunătățirile vor trebui să se refere în special la micșorarea erorilor cauzate de unele ipoteze simplificatoare care stau la baza modelării focarului și mediului de propagare (ipoteze care uneori se impun a fi admise pentru rezolvarea unor probleme atât de dificile ca aceea a modelării), precum și la baza tehnicii de obținere a accelerogramelor pe diferite componente.

Deși efectul influenței aparatului de înregistrare asupra formei accelerogramelor observate nu este foarte mare, va trebui totuși să se lîină seamă și de acesta; eventual să se încerce eliminarea lui.

III.3. Parametrii fizici și geometrici ai focarului

Cunoașterea parametrilor fizici și geometrici ai focarului cutremurului vrîncian din 4 martie 1977 permite stabilirea contribuției acestuia la seismicitatea regiunii Vrancea și, mai ales, contribuie la descifrarea proceselor fizice care au loc în focarele intermediare vrîncene, procese a căror cunoaștere vine în sprijinul elaborării unei tehnologii de predicție a cutremurelor carpatice.

Necesitatea determinării parametrilor fizici și geometrici ai focarelor cutremurelor vrîncene se impune cu atît mai mult cu cît problema determinării seismogramelor sintetice ale acestor cutremure, precum și a spectrelor corespunzătoare, capătă importanță practică din ce în ce mai mare în calculul și proiectarea antiseismică a construcțiilor.

Au fost efectuate cercetări privind o gamă bogată de parametri geometrici și fizici ai focarului cutremurului din 4 martie 1977 [22]; [23]; [24]; [25]; [26]; [27]. În cele ce urmează

prezentăm rezultatele obținute de Enescu [27], întrucît acestea se referă la o gamă mai bogată de parametri și sînt obținute prin aplicarea a două metode: metoda frecvenței predominante elaborată în [28], [29] și [36] și metoda frecvenței de col și a amplitudinii spectrale [30], [31], [32], [33], [34], [35].

Rezultatele obținute în [27] prin cele două metode sînt prezentate în tabelul III.4.

Dimensiunile suprafeței de falier. În ceea ce privește raza echivalentă a suprafeței de falier, s-a constatat că aceasta a fost de aproximativ 20—25 km (tabelul III.4). În ipoteza formei eliptice a suprafeței de falier, lungimea acesteia (axa

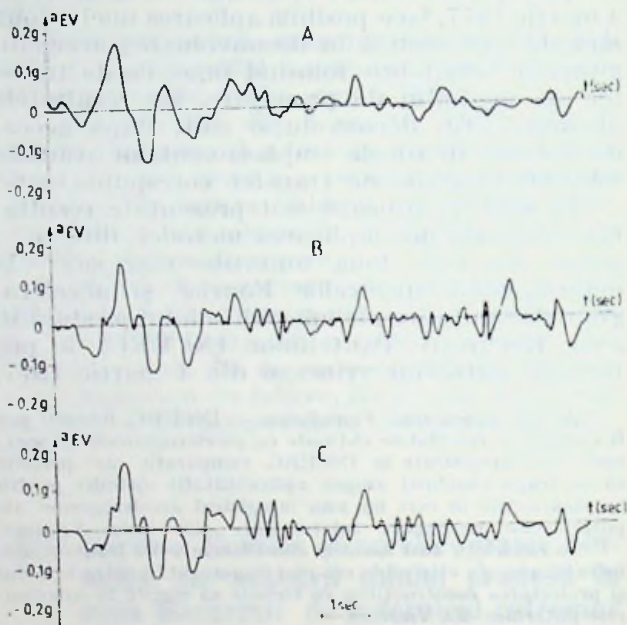


Fig. III.28. — Accelerograme sintetice (A și B) și accelerograma observată (C) pentru componenta est-vest (EV) a mișcării solului [21].

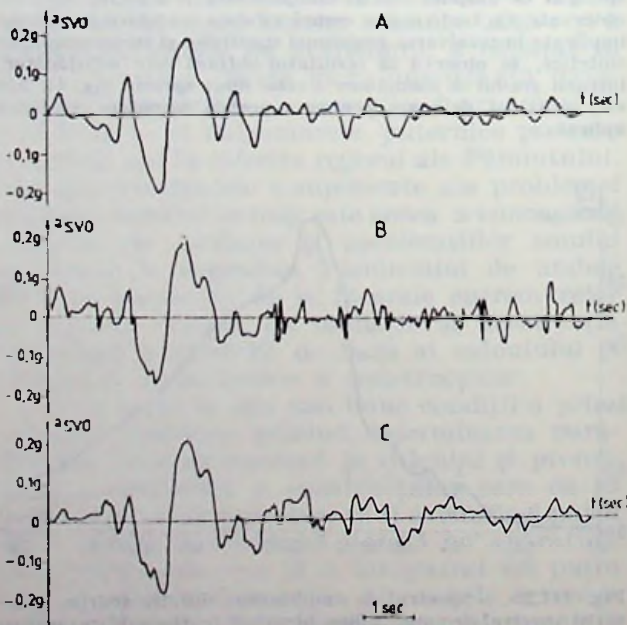


Fig. III.29. — Accelerograme sintetice (A și B) și accelerograma (C) pentru componenta orizontală SVO a mișcării solului [21].

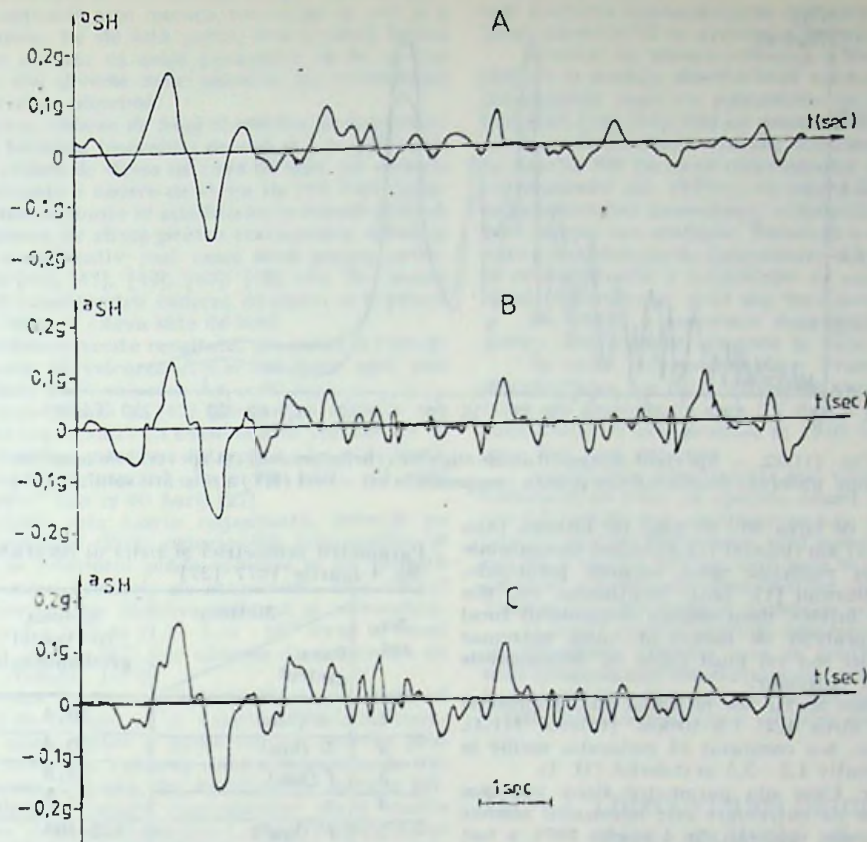


Fig. 111.30. — Accelerograme sintetice (A și B) și accelerograma observată (C) pentru componenta orizontală SH a mișcării solului [21].

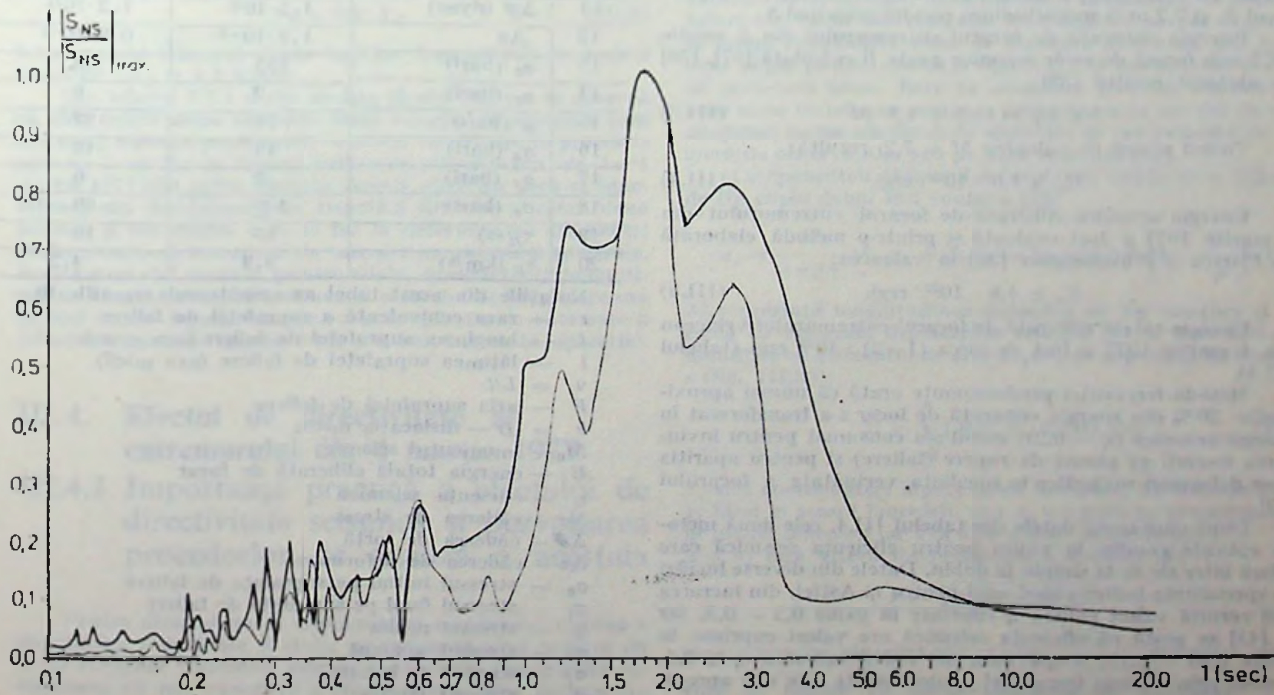


Fig. 111.31. — Spectrul de amplitudine sintetice (curba grosă) și spectrul de amplitudine observat (curba subțire) pentru componenta nord - sud (NS) a mișcării solului [21].

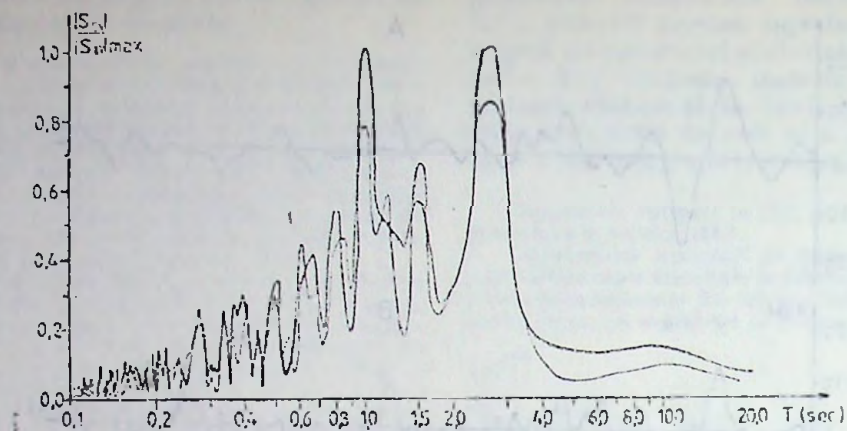


Fig. 11.32. — Spectrul de amplitudine sintetice (curba groasă) și spectrul de amplitudine observat (curba subțire pentru componenta est-vest (EV) a mișcării solului) [21].

mare a elipsei) a fost de circa 50–60 km, iar lățimea (axa mică a elipsei) de 30–37 km (tabelul 111.4), valori comparabile cu dimensiunile zonei replicilor (plus șocurile principale, bineînțeles) ale cutremurului [1], [23]. Menționăm că, din considerente lesne de înțeles, dimensiunile domeniului focal (în particular ale suprafeței de falier) al unui cutremur trebuie să fie mai mici sau cel mult egale cu dimensiunile zonei replicilor aceluși cutremur.

Aria suprafeței pe care a avut loc mișcarea (aria suprafeței de falier) a fost de circa $1,2-1,9 \cdot 10^3 \text{ km}^2$ (tabelul 111.4).

Dislocația în focar. S-a constatat că dislocația medie în focar a fost de aproximativ 1,5–2,5 m (tabelul 111.4).

Momentul seismic. Unul din parametrii fizici cei mai importanți ai focarelor de cutremure este momentul seismic care, în cazul cutremurului vrâncean din 4 martie 1977, a fost de circa $2,0 \cdot 10^{27}$ dyne · cm (tabelul 111.4). Cutremurul din 10 noiembrie 1940 a fost ceva mai puternic și caracterizat de un moment seismic de aproximativ $3,1 \cdot 10^{27}$ dyne · cm [22].

Energia eliberată și eficiența seismică. După cercetările publicate în [8] și ale lui Enescu și Jianu*, magnitudinile celor patru șocuri componente ale cutremurului sint: 5,0 pentru preșocul F ; 6,5 pentru șocul S_1 ; tot aproximativ 6,5 pentru șocul S_2 și 7,2 ar fi magnitudinea șocului principal S_3 .

Energia eliberată de focarul cutremurului din 4 martie 1977 sub formă de unde seismice poate fi calculată [37], [38] cu ajutorul relației [39]:

$$\log E_s = 11,5 + 1,8 M \quad (111.3)$$

Ținând seamă de valoarea $M = 7,2$, rezultă:

$$E_s \approx 1,0 \cdot 10^{22} \text{ ergi.} \quad (111.4)$$

Energia seismică eliberată de focarul cutremurului din 4 martie 1977 a fost evaluată și printr-o metodă elaborată de Enescu și Smalbergher [38] la valoarea:

$$E_s \approx 4,6 \cdot 10^{22} \text{ ergi.} \quad (111.5)$$

Energia totală eliberată de focarul cutremurului vrâncean din 4 martie 1977 a fost de circa $(1-2) \cdot 10^{23}$ ergi (tabelul 111.4).

Metoda frecvenței predominante arată că numai aproximativ 20% din energia eliberată de focar s-a transformat în energie seismică ($\eta = 0,2$); restul s-a consumat pentru învingerea frecării pe planul de rupere (falier) și pentru apariția unor deformări neelastice în imediata vecinătate a focarului [22].

După cum arată datele din tabelul 111.4, cele două metode aplicate conduc la valori pentru eficiența seismică care diferă între ele de la simplu la dublu. Datele din diverse lucrări de specialitate indică valori mici pentru η . Astfel, din lucrarea [40] rezultă valori pentru η cuprinse în gama 0,2–0,3, iar în [41] se arată că eficiența seismică are valori cuprinse în gama 0,07–0,15. După cum se vede, valoarea $\eta \approx 0,2$, dedusă prin metoda frecvenței predominante este mai apropi-

* ENESCU D., JIANU D., *Date privind localizarea replicilor puternicului cutremur vrâncean din 4 martie 1977.* Raport tema 30–77–1/1977, CSEN/CFPS.

TABELUL 111.4

Parametrii geometriei și fizici ai focarului cutremurului din 4 martie 1977 [27]

Nr. crt.	Metoda		Metoda frecvenței predominante	Metoda frecvenței de colț și a amplit. spectrale
	Parametrul			
1	r (km)		19,4	24,3
2	L (km)		50,4	63,4
3	l (km)		29,8	37,4
4	v		1,7	1,7
5	F (km ²)		$1,2 \cdot 10^3$	$1,9 \cdot 10^3$
6	b ; D (m)		2,53	1,55
7	M_0 (dyne · cm)		$2,0 \cdot 10^{27}$	$2,0 \cdot 10^{27}$
8	E (ergi)		$2 \cdot 10^{23}$	$1 \cdot 10^{23}$
9	η		0,2	0,4
10	$\Delta\sigma$ (bari)		124	60
11	$\Delta\mathcal{F}$ (dyne)		$1,5 \cdot 10^{21}$	$1,2 \cdot 10^{21}$
12	$\Delta\varepsilon$		$1,8 \cdot 10^{-4}$	$0,9 \cdot 10^{-4}$
13	σ_0 (bari)		133	68
14	σ_1 (bari)		9	6
15	$\bar{\sigma}$ (bari)		71	37
16	σ_a (bari)		16	16
17	σ_f (bari)		9	6
18	σ_c (bari)		125	60
19	τ_R (s)		13	15
20	v_R (km/s)		3,9	4,2

Notațiile din acest tabel au următoarele semnificații:

- r — raza echivalentă a suprafeței de falier
- L — lungimea suprafeței de falier (axa mare)
- l — lățimea suprafeței de falier (axa mică)
- $v = Ll$
- F — aria suprafeței de falier
- $b = \bar{D}$ — dislocația medie
- M_0 — momentul seismic
- E — energia totală eliberată de focar
- η — eficiența seismică
- $\Delta\sigma$ — căderea de stress
- $\Delta\mathcal{F}$ — căderea de forță
- $\Delta\varepsilon$ — căderea de deformare
- σ_0 — stressul inițial pe suprafața de falier
- σ_1 — stressul final pe suprafața de falier
- $\bar{\sigma}$ — stressul mediu
- σ_a — stressul aparent
- σ_f — stressul de frecare
- σ_c — stressul efectiv
- τ_R — durata de acțiune a sursei (timpul de dezvoltare a sursei)
- v_R — viteza medie de propagare a rupei.

ată de valorile prezentate în alte lucrări de specialitate decât valoarea $\gamma \approx 0,4$ obținută prin metoda frecvenței de colț și a amplitudinii spectrale. Pe de altă parte, este evident faptul că nu este absolut necesar ca acest parametru să fie același pentru cutremure din diverse zone seismice ale Pământului și cu focare de diverse adâncimi.

Căderea de stress, căderea de forță și căderea de deformare. Metoda bazată pe folosirea frecvenței de colț și a amplitudinii spectrale indică o cădere de stress de circa 60 bari, iar metoda frecvenței predominante o cădere de stress de 124 bari (tabelul III.4). Rezultatele obținute în alte lucrări confirmă părerea conform căreia căderea de stress pentru cutremurele adinei și intermediare este semnificativ mai mare decât pentru cutremurele superficiale [12], [43], [14], [45], [46] etc. În aceste lucrări s-au estimat valori pentru căderea de stress ce depășesc 100 bari ajungând chiar la câteva sute de bari.

Luând în considerare aceste rezultate, am putea fi îndreptățiți să presupunem că valoarea $\Delta\sigma = 124$ bari este mai apropiată de realitate decât valoarea $\Delta\sigma = 60$ bari.

După clasificarea făcută în [17] folosind ca criteriu valoarea căderii de stress, rezultă că evenimentul seismic de la 4 martie 1977 n-a fost un cutremur interplăci ($\Delta\sigma \approx 30$ bari), ci un cutremur de tip intraplăci ($\Delta\sigma \approx 100$ bari), cel mult un cutremur „mediu” ($\Delta\sigma \approx 60$ bari) [27].

Această concluzie este foarte importantă, întrucât ea confirmă părerea conform căreia cutremurele intermediare și adinei se produe în interiorul plăcii subduse și nu reflectă alunecarea materialului litosferic pe astenosferă de-a lungul suprafeței de contact dintre litosfera subdusă și astenosferă.

Căderea de forță a fost de $(1,2-1,5) \cdot 10^{24}$ dyne în cazul cutremurului din 4 martie 1977, iar căderea de deformare de $(0,9-1,8) \cdot 10^{-4}$ (tabelul III.1).

Stressul de frecare. Datele din tabelul III.4 mai arată că valoarea stressului de frecare (ca și valorile celorlalte stressuri) este foarte mică pentru a putea explica falieria prin rupere casantă de forfecare. Valoarea mică a stressului de frecare vine să confirme [27] una din următoarele ipoteze privind mecanica falierii în focarul cutremurului din 4 martie 1977: instabilitatea deformării plastice („creep”) [48]; instabilitatea la „creep” într-o manta anizotropă [49]; topirea de forfecare sau lubrifierea pe suprafața faliei [50] etc.

Durata de acțiune a sursei. Viteza de propagare a ruperii. Estimările făcute prin cele două metode arată (tabelul III.4) că durata de acțiune a sursei a fost de 13-15 secunde, iar viteza medie v_R de propagare a ruperii de 3,9-4,2 km/s, ceea ce presupune o relație de forma

$$v_R \approx 0,9 V_S \quad (III.6)$$

între această viteză și viteza undelor transversale în mediul focarului ($V_S \approx 4,5$ km/s).

Din tabelul III.4 și din analiza făcută mai sus se observă că, deși există unele diferențe între valorile determinate prin cele două metode, principalele concluzii referitoare la procesele care au avut loc în focarul cutremurului vrancean de la 4 martie 1977 sînt puțin afectate. Aceste diferențe provin, bineînțeles, din fundamentarea teoretică diferită a celor două metode și din erorile care se fac la determinarea frecvenței predominante, a frecvenței de colț și a amplitudinii spectrale. Aceste erori sînt cauzate, printre altele, de caracterul de multi-soc, de absența eliminării influenței mediului de propagare sau de unii factori legați chiar de această operație de eliminare a influenței mediului (acolo unde s-a făcut această operație).

III.4. Efectul de directivitate al cutremurului din 4 martie 1977

III.4.1. Importanța practică a efectului de directivitate seismică și dezvoltarea procedurilor de analiză a acestuia

Pentru dimensionarea economică și amplasarea optimă a structurilor industriale și civile pe teritoriul țării noastre cit și cel al țărilor învecinate este de o deosebită importanță cunoașterea cit mai completă a efectelor seismelor majore din Vrancea. Această cunoaștere trebuie să includă atât mărimea amplitudinilor undelor la suprafață după cele 3 direcții din spațiu cit și distribuția lor în regiunile afectate. Avînd în

vedere dezvoltarea industrială și urbană în curs, apare tot mai necesară fundamentarea metodelor inginerști de proiectare anti-seismică cu ajutorul elementelor menționate.

Studiile de seismo-tectonică a teritoriului țării efectuate [51] cit și analiza directivității efectelor seismice produse de cutremurele mari cu epicentrele în regiunea Vrancea [19], [52], [53], [54], [55], [56] au condus pentru prima dată la explicarea particularității efectelor menționate care preponderază în direcția NE (în cazul cutremurului din 1940) și SV (în cazul cutremurului din 1977) — ea efecte de directivitate datorate caracteristicilor geometrice, cinematice și dinamice ale focarelor simple sau multiple. Totodată s-a elaborat pentru prima dată o metodologie de determinare a efectelor de directivitate și de construcție a izoseistelor cu caracter cinematic pentru cazul cutremurelor mari din țara noastră.

De altfel, o asemenea sistematizare prezintă interes și pentru alte regiuni seismice la care apar aspecte similare.

În cazul cutremurului din Vrancea din 4 martie 1977 directivitatea s-a caracterizat nu numai prin orientarea efectelor mai importante spre SV dar și prin intensificarea lor în comparație cu cele produse în 1910, deși cutremurul din acel an a fost mai puternic.

Studiile de directivitate mai vechi [24], [57], — [61], din literatură au avut un specific diferit față de cel adoptat în lucrările citate mai sus deoarece s-au referit la situații diferite față de cele ale teritoriului țării noastre. Privitor la cutremurul din 4 martie 1977 au fost puse în evidență, pe baza observațiilor, efectele de directivitate în direcția București — Zimnicea și spre Craiova a undelor seismice [3], [4], [1].

Această analiză privește ansamblul celor trei componente ale mișcărilor seismice ceea ce contribuie la fundamentarea unor dimensionări diferențiate ale structurilor constructive pe teritoriul țării. Concomitent se pot asocia efectele de directivitate datorită unor surse seismice multiple.

III.4.2. Directivitatea datorită șocurilor seismice multiple și concordanța cu efectele în zonele cele mai afectate de cutremurul din 4 martie 1977

În cele ce urmează considerăm, în concordanță cu observațiile, ruperi de lipul unor dislocații tangențiale în plane de falie. În cazul cutremurelor intermediare se pot considera în primă aproximare surse de dislocare punctuale sub forma unor cuple (duble) conform figurii III.33 sau sisteme discrete de asemenea surse. Este de asemenea posibilă considerarea unor surse distribuite continuu prin integrarea soluției discrete, adoptînd forme ale zonei de dislocare în concordanță cu prelucrările observațiilor sau pe bază teoretică [21].

Componentele cimpului de deplasări induse de o dislocare de tip cuplu dublu sînt conform [22]

$$u_i = \frac{M}{4\pi\beta\tau} (\delta_{i1}\gamma_3 + \delta_{i3}\gamma_1 - 2\gamma_1\gamma_3\gamma_i) \delta \left(t - \frac{r}{\beta} \right) \quad (III.7)$$

M reprezintă mărimea dislocării de tip lunecare și este egală cu integrala deplasărilor relative $[u]$ în hipocentru H înmulțite cu elementul de arie $dx_1 dx_2$ pe suprafața de lunecare s (fig. III.33):

$$M = \int_s [u] (t, x_1, x_2) dx_1 dx_2 \quad (III.8)$$

x_i sînt coordonatele hipocentrice intrinseci ale dislocării (axa x_1 fiind în sensul lunecării, axa x_2 normală pe precedenta dar în planul lunecării iar axa x_3 normală pe primele); $\beta = v_s$ este viteza de propagare a undelor S ;

$$r = \sqrt{x_1^2 + x_2^2 + x_3^2}$$

raza vectorului hipocentrică, iar $\gamma_i = \frac{x_i}{r}$ cosinuzii acestei raze în raport cu axele coordonatelor intrinseci.

Relația precedentă indică propagarea unui „front de radiație” cu viteza β , front avînd o formă de suprafață sferică de rază r la momentul t .

Dacă presupunem existența a 2 surse S_1, S_2 care se manifestă la momentele t_1, t_2 , fronturile de radiație respective se vor putea suprapune la anumite momente l în anumite puncte (de izocronie), ca în figura III.34.

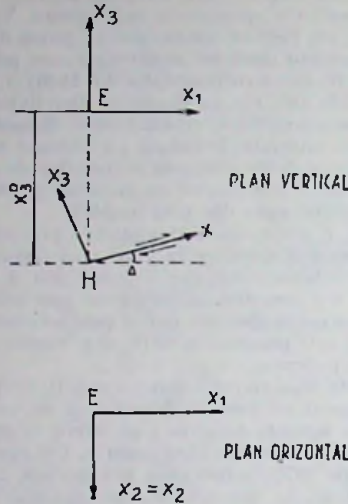


Fig. III.33. - Sisteme de referință hipo și epicentrică.

Aceste puncte apar ca locul geometric corespunzător unor directivități a radiației surselor S_1, S_2 deoarece efectele acestor surse intervin în mod cumulat. S-a arătat [2], [3] că acest loc este o evadrică (fig. III.34). Efectele de directivitate seismică la suprafață vor corespunde intersecției evadricii de directivitate a radiației, cu suprafața, rezultând o conică de emergență (fig. III.35).

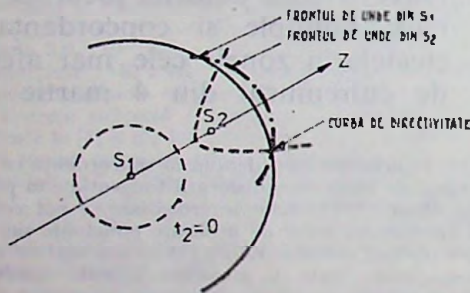


Fig. III.34. - Directivitatea pentru două surse impulsive.

Presupunem că originea coordonatelor x din figura III.35 coincide cu sursa S_1 , l reprezintă o lungime etalon pe care o luăm egală cu $l = v \Delta t$, v fiind viteza de propagare a radiației seismice iar $\Delta t = t_2 - t_1$.

Ecuatia conice de emergență este

$$\mathcal{E}^2 = (\mathcal{E}_{12}^2 - 1) (\mathcal{E} - \mathcal{A}) (\mathcal{E} - \mathcal{B}), (\mathcal{E} \geq 0)$$

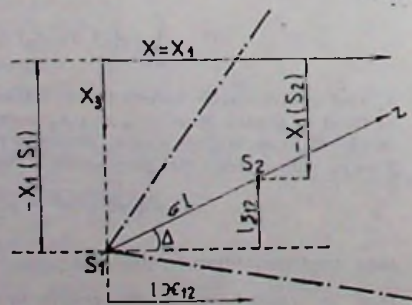


Fig. III.35. - Sisteme de coordonate asociate la două surse.

S-au introdus următoarele notații

$$\mathcal{X} = X_1/l, y = \mathcal{X}_2/l, \mathcal{X}_{12} = [X_1(S_2) - X_1(S_1)]/l = \sigma \cos \Delta,$$

$$\mathcal{A} = \mathcal{A}_0/l, \mathcal{B} = \mathcal{B}_0/l$$

pentru

$$\mathcal{A}_0 = \frac{\delta}{\mathcal{X}_{12} - 1}, \mathcal{B}_0 = \frac{\delta}{\mathcal{X}_{12} + 1}, \delta = \frac{\sigma^2 - 1}{2},$$

$$\left\{ \begin{array}{l} a \\ b \end{array} \right. = (1 - \varepsilon \mathcal{E}_{12}) \left\{ 1 \pm \frac{1}{\mathcal{X}_{12} + 1} \left[\sqrt{1 + \frac{\varepsilon^2 (\mathcal{X}_{12}^2 - 1)}{[1 - \varepsilon \mathcal{E}_{12}]^2}} - 1 \right] \right\}$$

În ultimele expresii intervin următoarele mărimi:

$$\sigma = \frac{S_1 S_2}{l} = \text{distanța adimensională dintre surse}$$

$$\delta = \frac{\sigma^2 - 1}{2} = \text{indicatorul de decalaj (de avans al frontului din sursa } S_2 \text{ pentru } \delta > 0 \text{ sau de întârziere pentru } \delta < 0).$$

$$\varepsilon = \frac{|X_3(S_1)|}{\delta} = \frac{\text{adâncimea sursei } S_1}{\text{undele de decalaj}}$$

\mathcal{A}, \mathcal{B} = coordonatele extremităților axelor conice de emergență pe axa $\mathcal{Y} = 0$ pentru o sursă S_1 la suprafață ($\varepsilon = 0$)

$$\mathcal{E}_{12} = \frac{X_2(\delta_2) - X_2(\delta_1)}{l} = \sigma \sin \Delta.$$

Tipul conice de emergență poate fi determinat în funcție de valorile luate de parametrii $\mathcal{X}_{12}, \mathcal{A}, \mathcal{B}$.

Pentru cazul suprapunerii radiațiilor izocrone din 2 surse impulsive având un tip de propagare diferit ($S+P$) s-au stabilit de asemenea relațiile necesare determinării curbei emergente și parametrilor ei caracteristici [19], [52].

Dacă se urmărește stabilirea unor indicatoare mai generale și anume a locului geometric în care fronturile de radiație întâlnesc suprafața la o diferență T de timp (curbele emergente de diacronic) se obține:

$$\mathcal{X}' = \mathcal{X}_{\max} - \frac{1 - n^2}{2n^2 \mathcal{X}_{12}} \left(\tau - \frac{1}{1 - n^2} \right)^2$$

$$\mathcal{Y}' = \pm \sqrt{\tau^2 - \mathcal{X}_{12}^2 - \mathcal{X}'^2}$$

pentru

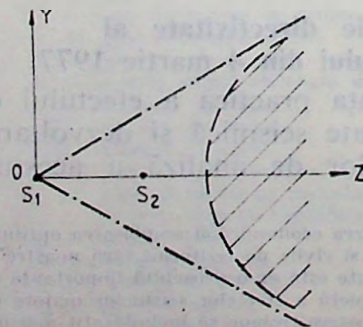
$$n = v_s/v_p, \tau = \frac{t - t_1}{t_2 - t_1} \quad (\text{timp relativ})$$

$$\mathcal{X}_{\max} = \frac{1}{2\mathcal{X}_{12}^2} \left(k + \frac{1}{1 - n^2} \right) \quad (\text{punctul de emergență pe axa } \mathcal{X}')$$

Punctele (\mathcal{X}', τ) sînt mărginite de parabola $\mathcal{X}' = \mathcal{X}'(\tau)$ ca un contur exterior. Totodată \mathcal{Y}' este real pentru punctele (\mathcal{X}', τ) mărginite de parabolele $\mathcal{X}'^2 = \tau^2 - \mathcal{X}_{12}^2$, ca un contur exterior.

În cazul diacroniei înlocuim Δt prin $\Delta t + \Delta T$ iar l prin $L + l + v_s \Delta T$.

În cazul mai multor surse se aplică pentru fiecare cuplu de surse procedeul de mai sus apoi se urmărește suprapunerea



curbelor emergente izocrone sau a benzilor de emergență diacronă.

În cazul unor surse având cîte o durată finită curbele de emergență izocrone se înlocuiesc prin benzi mărginite de curbele corespunzătoare momentului de începere și respectiv de încetare a șocului în sursa considerată. Pentru surse ce corespund unor deplasări în spațiu a punctelor de șoc analiza precedentă este de asemeni aplicabilă.

Rezultatele obținute au fost aplicate în cazul cutremurului din 4 martie 1977 în scopul explicării și precizării efectelor seismice preponderente numai în anumite regiuni ale țării.

Am utilizat datele cutremurului din 4 martie 1977 [1] conform cărora considerăm 3 surse principale S_1 , S_2 , S_3 .

După cum reiese din aceste date, există emergente izocrone efective pentru radiația seismică de tip S.

Pentru sursele S_3 , S_2 și respectiv S_3 , S_1 emergența izocronă este de tip hiperbolic.

Ramura sud-vestică trece printr-o zonă intens afectată de cutremur, și anume în vestul orașului București, prin

Zimnicea și de-a lungul unei axe care conform efectelor observate în R. P. Bulgaria corespunde unor regiuni de asemenea intens afectate de cutremur.

Deoarece șocul din sursa S_3 a fost cel mai puternic, importanța acestei emergențe este deosebită pentru caracterizarea direcționalității seismice. De altfel, după cum apare în figura III.36, în zonele menționate trece o asimptotă a ramurii hiperbolice considerate care precizează direcționalitatea seismică. Prin aceeași zonă mai trece și axa S_1 și S_2 care este locul punctelor de emergență cu decalaj minim față de zonele învecinate. Aceste aspecte indică deci și zonal o convergență din toate cele 3 surse. Efectul de direcționalitate prin suprapunere este accentuat de faptul că ramurile sud-vestice ale emergentelor pentru sursele S_1 , S_3 și respectiv S_2 , S_3 se suprapun în zonele menționate.

Menționăm că S. Hartzell [21] a studiat de asemenea efectul mai multor surse cu o anumită viteză de propagare și a obținut o variație azimutală a amplitudinilor. Ipotezele admise pentru diferitele modelări adoptate de acest autor au

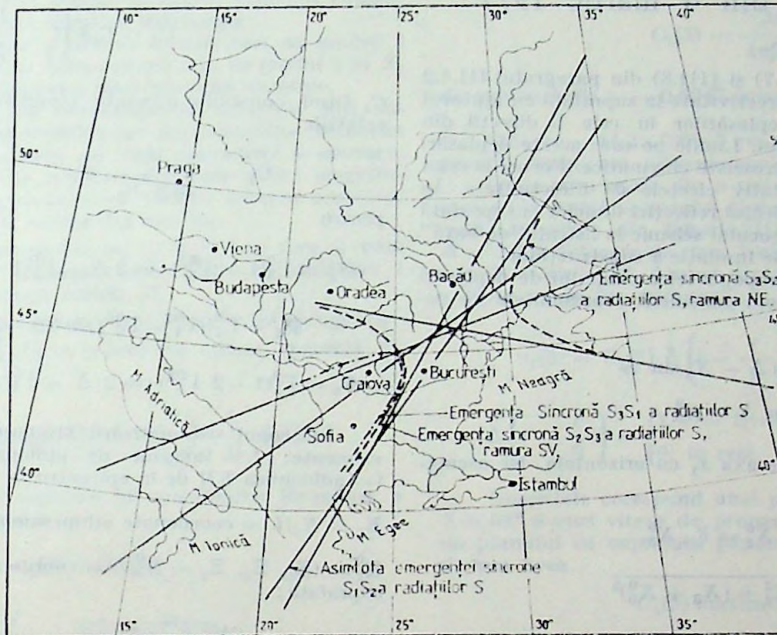


Fig. III.36. — Emergențele pentru fronturile de radiație S ale cutremurului din 4 martie 1977.

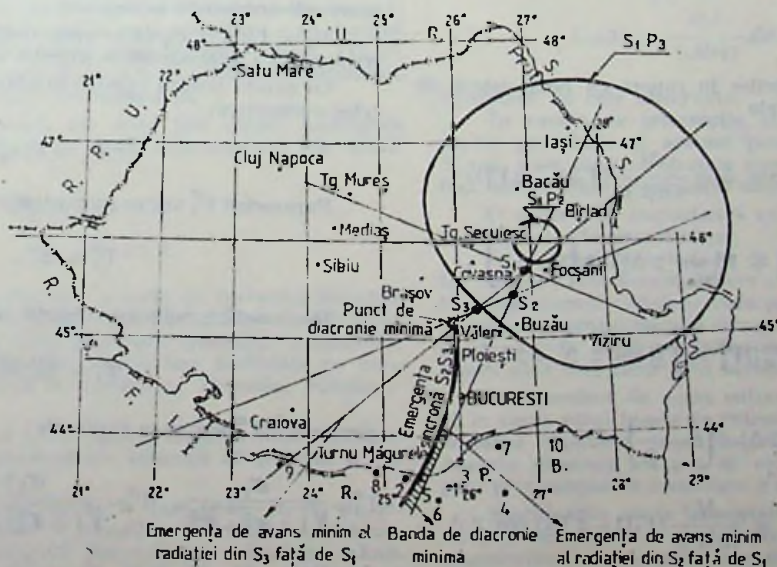


Fig. III.37. — Emergența fronturilor de radiație S + P a cutremurului din 4 martie 1977

un caracter diferit și prezintă unele aproximații față de datele la care am recurs. De altfel în secțiunile următoare vor fi precizate efectele de direcționalitate în amplitudini cu caracter tridimensional aducând informații mai strict corelate cu specificul cutremurului din 4 martie 1977.

Continuând aplicarea analizei efectelor de direcționalitate pentru radiația mixtă $S + P$ a rezultat [19] după cum apare în figura III.37 o zonă de emergență corespunzând unor suprapuneri de radiație la NE de localitățile Pătirlagele, Valea Călugărească și la SV de Buzău. Punctele de pe emergente situate în alte regiuni fiind depărtate de surse corespund unor efecte mai slabe.

III.4.3. Liniile izoseistel tridimensionale pentru o dislocație de tip cupludublu (de lunecare) cu aplicație la cutremurul din 4 martie 1977

Utilizând relațiile (III.7) și (III.8) din paragraful III.4.2 se pot preciza efectele de direcționalitate la suprafață cu ajutorul valorilor amplitudinilor deplasărilor în cele 3 direcții din spațiu la suprafața terenului. Liniile pe care aceste deplasări iau valori egale constituie izoseiste cinematice. Forma acestor linii va caracteriza cantitativ efectele de direcționalitate. În această secțiune omitem efectul reflecției undelor la suprafață ceea ce permite precizarea șocului seismic la „stratul de bază” situat în general în zona de fundație a construcțiilor.

În scopul precizării componentelor cimpului de deplasări ale radiației emergente, vom considera coordonatele de suprafață epicentrale

$$X_2 = X_2, \quad X_1 = x_1 \cos \Delta - X_3 \sin \Delta$$

$$X_3 = x_3 \cos \Delta + x_1 \sin \Delta - X_3^0$$

Δ fiind unghiul format de axa x_1 cu orizontala. De asemenea introducem mărimile

$$\Gamma_1 = (X_1 + X_1^0)/R, \quad \Lambda_1^0 = \delta_{10} X_3^0$$

$$R = r = \sqrt{X_1^2 + X_2^2 + (X_3 + X_3^0)^2}$$

corelate cu cosinuzii γ_i prin relațiile

$$\Gamma_1 = \gamma_1 \cos \Delta - \gamma_3 \sin \Delta, \quad \Gamma_2 = \gamma_2,$$

$$\Gamma_3 = \gamma_3 \cos \Delta + \gamma_1 \sin \Delta.$$

Componentele deplasărilor în raport cu noul sistem de axe sînt atunci următoarele

$$U_1 = u_1 \cos \Delta - u_2 \sin \Delta = \frac{M}{4\pi\beta R} \{ \Gamma_3 (1 - 2\Gamma_1^2) \cdot$$

$$\cdot \cos 2\Delta - \Gamma_1 [1 - \Gamma_1^2 + \Gamma_3^2 \sin 2\Delta] \} \delta \left(t - \frac{r}{\beta} \right),$$

$$U_2 = u_2 = \frac{M}{4\pi\beta R} \Gamma_2 \{ [\Gamma_1^2 - \Gamma_3^2] \sin 2\Delta - 2\Gamma_1$$

$$\Gamma_3 \cos 2\Delta \} \delta \left(t - \frac{r}{\beta} \right),$$

$$U_3 = u_3 \cos \Delta + u_1 \sin \Delta = \frac{M}{4\pi\beta R} \{ \Gamma_1 (1 - 2\Gamma_3^2) \cos 2\Delta +$$

$$+ \Gamma_3 (1 - \Gamma_1^2 - \Gamma_3^2) \sin 2\Delta \} \delta \left(t - \frac{r}{\beta} \right).$$

Observăm că are loc egalitatea:

$$\Gamma_1^2 + \Gamma_2^2 + \Gamma_3^2 = 1$$

La suprafața pămîntului $X_3 = 0$, avem $\Gamma_1 = \Gamma_1^0 = X_1/R_0$

$$\Gamma_2 = \Gamma_2^0 = X_2/R_0, \quad \Gamma_3 = \Gamma_3^0 = X_3^0/R_0, \quad R_0 =$$

$$= \sqrt{X_1^2 + X_2^2 + X_3^2}.$$

Înlocuind în relațiile precedente Γ_i, R prin Γ_i^0, R^0 obținem componentele deplasărilor la suprafață (de emergență).

Vom urmări determinarea curbelor izoseistel la suprafața pămîntului indicînd aceleași valori pentru diferitele componente ale deplasării induse de radiația emergentă provenită din sursa de tip dislocație de lunecare. Deoarece ecuația frontului de radiație pentru deplasări are pe izoseistele considerate forma

$$U_i = C_i \delta \left(t - \frac{R}{\beta} \right)$$

C_i fiind constante asociate izoseistel, vor fi satisfăcute relațiile

$$C_i = \frac{M}{4\pi\beta R_0} \mathcal{F}_i \quad (i = 1, 2, 3)$$

pentru

$$\mathcal{F}_1 = \Gamma_3^0 (1 - 2\Gamma_3^{02}) \cos 2\Delta - \Gamma_1^0 (1 - \Gamma_1^{02} + \Gamma_3^{02}) \sin 2\Delta$$

$$\mathcal{F}_2 = \Gamma_2^0 (\Gamma_1^{02} - \Gamma_3^{02}) \sin 2\Delta - 2\Gamma_1^0 \Gamma_3^0 \cos 2\Delta$$

$$\mathcal{F}_3 = \Gamma_1^0 (1 - 2\Gamma_3^{02}) \cos 2\Delta + \Gamma_3^0 (1 + \Gamma_1^{02} - \Gamma_3^{02}) \sin 2\Delta$$

În scopul sistematizării studiului definim următoarele elemente: L = lungime de etalonare asociată dislocației (= adîncimea EH de la epicentru la hipocentru);

$\Xi_i = X_i/L$ = coordonate adimensionale (etalonate);

$\Xi_i^0 = (\Xi_1, \Xi_2, \Xi_3 = X_3^0/L)$ = coordonate adimensionale la suprafață;

$$\lambda_0 = R_0/L = \frac{\sqrt{X_1^2 + X_2^2 + X_3^2}}{L} = \sqrt{\Xi_1^2 + \Xi_2^2 + \Xi_3^2} = \text{raza vec-$$

toare adimensională la suprafață;

$R_i = 4\pi\beta L C_i/M$ = amplitudinea adimensională (etalonată) a deplasărilor în direcția axei i .

Cu aceste notații rezultă următoarele ecuații ale izoseistel cinematice:

$$\mathcal{F}_i = k_i \lambda_0$$

Parametrii Γ_i^0 vor avea expresiile:

$$\Gamma_i^0 = \Xi_i^0 / \lambda_0$$

Dacă notăm noile coordonate adimensionale

$$\alpha_i = \Xi_i^0 / \Xi_3^0$$

parametrii Γ_i^0 vor avea expresiile

$$\Gamma_1^0 = \frac{\alpha_1}{\sqrt{1 + \alpha_1^2 + \alpha_2^2}}, \quad \Gamma_2^0 = \frac{\alpha_2}{\sqrt{1 + \alpha_1^2 + \alpha_2^2}}, \quad \Gamma_3^0 = \frac{1}{\sqrt{1 + \alpha_1^2 + \alpha_2^2}}$$

deoarece

$$\lambda = \Xi_3^0 \sqrt{1 + \alpha_1^2 + \alpha_2^2}$$

În baza acestor relații vor avea loc noile formulări ale izoseistelor cinematice

$$(1 - \mathcal{X}_1^2 + \mathcal{X}_2^2) \cos 2\Delta - \mathcal{X}_1(2 + \mathcal{X}_2^2) \sin 2\Delta =$$

$$= k_1 \Xi_3^0 (1 + \mathcal{X}_1^2 + \mathcal{X}_2^2)^2$$

$$\mathcal{X}_2[(\mathcal{X}_1^2 - 1) \sin 2\Delta - 2\mathcal{X}_1 \cos 2\Delta] =$$

$$= k_2 \Xi_3^0 (1 + \mathcal{X}_1^2 + \mathcal{X}_2^2)^2$$

$$\mathcal{X}_1(\mathcal{X}_1^2 + \mathcal{X}_2^2 - 1) \cos 2\Delta + (2\mathcal{X}_1^2 + \mathcal{X}_2^2) \sin 2\Delta =$$

$$= k_3 \Xi_3^0 (1 + \mathcal{X}_1^2 + \mathcal{X}_2^2)^2$$

Această formulare permite calculul indirect și anume, cunoscând valorile \mathcal{X} , Δ , λ se deduc caracteristicile k . Acest procedeu a fost de altfel folosit în cadrul utilizării computerului pentru elaborarea hărților izoseistelor.

Observăm că prima și ultima ecuație sînt de gradul 2 în X_2 fiind bipătratică. A doua ecuație este de gradul 4 în X_1 sau X_2 dar admite posibilitatea unor rezolvări iterative.

Avantajul formulării adimensionale adoptate mai sus constă în primul rînd în posibilitatea determinărilor numerice pentru o categorie mai largă de date geometrice și seismice.

În cazul mai multor surse de dislocare avînd magnitudinile (cinematice) M_2 , vom putea unifica notarea ecuațiilor asociate acestor surse în modul dat mai jos.

Fie raportul adimensional $m_j = M_j/M$ pe care îl vom denumi magnitudinea (cinematică) a sursei de dislocare i raportată la magnitudinea etalon M .

Fie de asemenea raportul $l_j = L_j/L$ între lungimea etalon a sursei j ($\equiv X_j^0(j)$) și o lungime etalon generală L . Atunci avem relațiile

$$k_i(j) = 1/\beta \cdot l_j C_i(j)/M_j = 4\pi\beta \frac{l_j}{m_j} \frac{L}{M} C_i(j).$$

Acest rezultat ne conduce la următoarea formulare a amplitudinilor deplasărilor:

$$C_i(j) = QK_i(j)$$

pentru

$$Q = \frac{M}{4\pi\beta L}, \quad K_i(j) = \frac{m_j}{l_j} k_i(j).$$

Pentru determinarea liniilor de egală amplitudine ale componentelor deplasărilor la suprafață (izoseiste cinematice) s-au elaborat programe de calcul pe baza cărora s-au realizat hărțile izoseistelor cinematice din figurile 111.38, 111.39, 111.40 pentru aceleași surse S_i ca și cele considerate anterioare și anume pentru fronturile de radiație S .

Magnitudinile seismice ale celor trei șocuri principale care intervin în calcule pentru cazul cutremurului din 4.III.1977 au fost

$$M_1 = M_2 = 6,5$$

$$M_3 = 7,2.$$

După cum a rezultat din o serie de cercetări teoretice și experimentale, precum și din coroborarea lor, se poate pune în evidență o corelație între momentul cinematic și magnitudinea seismică. Curbele rezultate au fost verificate pe baza datelor seismice relative la California, Japonia, Kurile — Kamciatka etc.

În figurile 111.41 și 111.42 apare corelația dintre momentul cinematic M și magnitudinea seismică M precum și cea dintre dislocația b și M .

Aceste diagrame apar în A. I. Ivașcenko R. N. Burinscaia, *Parametri dinamici ai focarelor. Seismicitatea și mecanismele focarelor cutremurelor din orientul îndepărtat*. Akad. Nauk SSSR, Lujno — Sahalinsk, 1980, 55—63.

Vom alege momentul cinematic etalon $M_3 = M$. În cazul cutremurului din 4 martie 1977 avem conform datelor

indicate mai înainte și a diagramei din figura 111.41

$$M_3 = M = 2,81 \cdot 10^{16} \text{ cm}^3, \quad M_1 = M_2 = 0,71 \cdot 10^{15} \text{ cm}^3.$$

Am luat pentru $\mu = \beta^2 \rho$ valorile $\beta = 1,7$ km/sec, $\rho \approx 3$ t/mc. Menționăm că aceste date cit și cele următoare sînt alese cit mai apropiate de situația reală, avînd totuși rolul de exemplificare și putînd fi eventual corectate. Atunci, luînd adîncimile surselor pentru S_1, S_2, S_3 egale cu $L_1 = 79$ km, $L_2 = 93$ km, $L_3 = 109$ km = L , L fiind adîncimea etalon, vom avea adîncimile relative

$$l_1 = L_1/L = 0,718, \quad l_2 = L_2/L = 0,850$$

și deci, deoarece $m_1 = M_1/M = 0,25 = M_2/M = m_2$, avem $m_1/l_1 = 0,3195$, $m_2/l_2 = 0,294$.

Cu ajutorul acestor coeficienți se calculează valorile K_1, K_2 în funcție de $K = K_3$. Pe de altă parte formula de calcul pentru amplitudini stabilită anterior

$$C_1(3) = \frac{M}{4\pi\beta L} k_1(3)$$

dă pentru $k_1(3) = -0,6947$ (maxim rezultat din diagrame):

$C_1(3) = -11,2 \times 0,6947$ cm sec = $-30,8$ cm sec pentru deplasarea adimensională etalon $M/4\pi\beta L = 11,2$.

După cum apare din o serie de studii vitezele de dislocare v (în sensul vectorului b) variază de la 0 la 1 m sau mai mult. Deoarece din figurile 111.39, 111.42 rezultă pentru $M = 7,2$ o dislocare de circa 1 m, vom avea un timp de dislocare $T = b/v = 1''$. Atunci deplasarea va trebui înlocuită cu o deplasare de tip „box car”.

$$u_1(3) = C_1(3) \delta \left(t - \frac{r}{\beta} \right) \rightarrow C_1(3) \Delta \left(t - \frac{r}{\beta} \right)$$

$$\Delta \left(t - \frac{r}{\beta} \right) = \begin{cases} 1/T = 1, & r/\beta - T/2 < t < r/\beta + T/2 \\ 0, & \text{in rest} \end{cases}$$

Izoseistele corespund unei pante a planului de alunecare $\Delta = 68^\circ$ și unei viteze de propagare $\beta = 8,2$ km/s. Intersecția planului cu suprafața pămîntului are orientarea N 40° E și vom avea

$$U_1(3) \text{ maxim} = 30,8 \text{ cm}$$

Deoarece izoseista cinematică din vecinătatea orașului București este caracterizată de constanta $k_1(3) = 0,4$ vom avea deplasarea

$$U_1(3) = \frac{0,4}{0,6947} 30,8 \text{ cm} \approx 18 \text{ cm}$$

apropiată de cele observate.

În zonele de intersecție ale izoseistelor pentru cele 3 șocuri principale și anume pentru liniile izocronice $S_1 + S_2, S_1 + S_3$ s-au evaluat efectele cumulate. Valorile numerice au fost determinate cu ajutorul unor programe de calcul.

O observație importantă care se desprinde din analiza izoseistelor este următoarea:

— directivitatea indusă de mecanismul de dislocare de tip alunecare este asemănătoare cu cea indusă de șocurile multiple aproximativ aliniate. Axă principală de directivitate este orientată în sensul normal direcției de dislocare (prin alunecare), după cum în cazul sarcinilor multiple ea este orientată în sensul axei care trece prin sursele de șoc.

Independent de acest cutremur trebuie remarcat faptul că în cazul zonei focale de cutremur din Vrancea apare posibilitatea repetării suprapunerii efectelor de directivitate. Aceasta deoarece s-a pus în evidență existența unui singur plan preferențial de localizare a surselor șocurilor.

Modificările aduse izoseistelor de către efectele de directivitate determină o creștere locală a intensității aparente a magnitudinii cutremurului care deși este reprezentată doar de câteva procente corespunde unei măsurii logaritmice și reprezintă sub raportul acțiunii asupra construcției o supraîncărcare importantă.

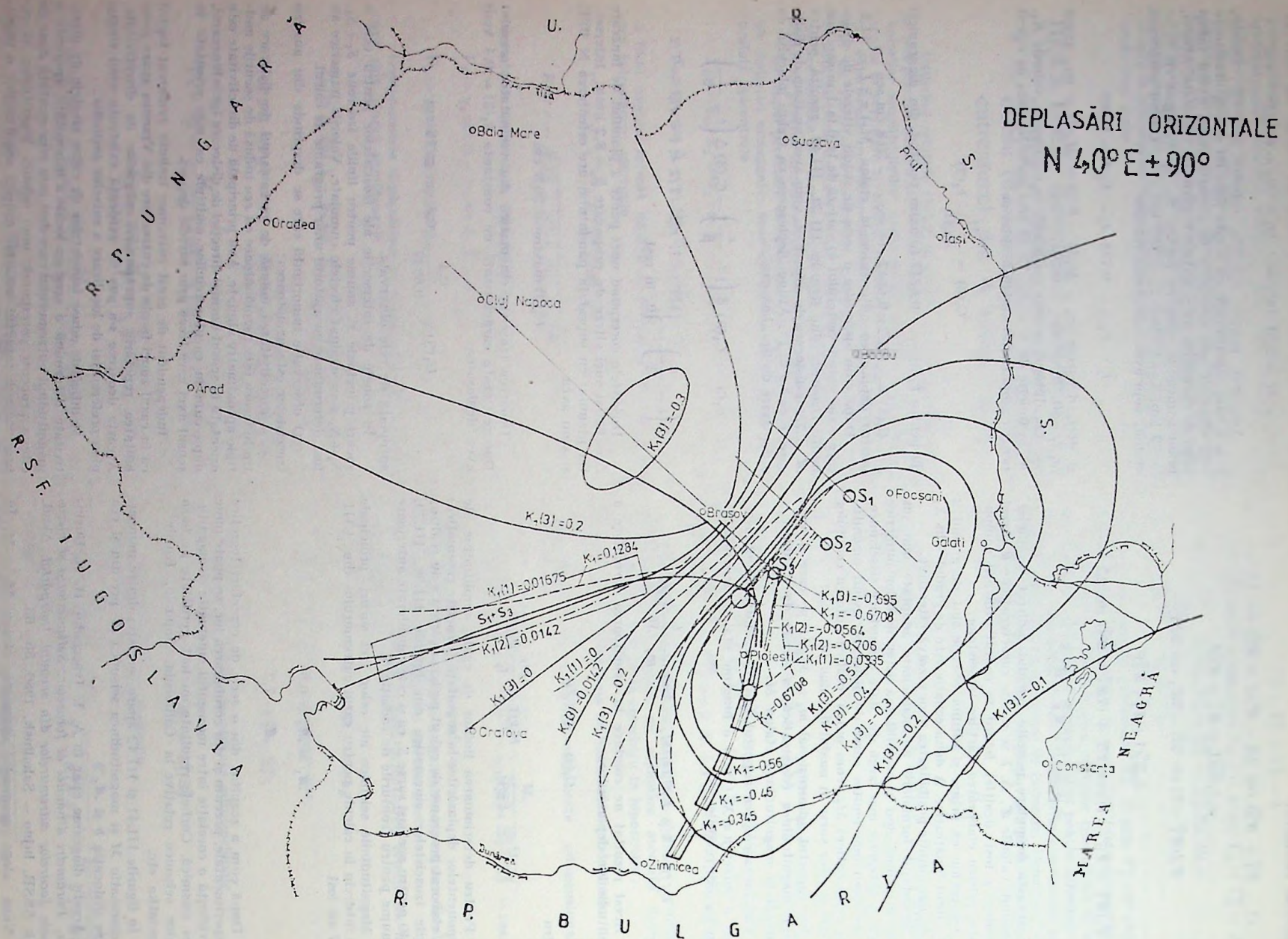


Fig. III.38. — Izoscistele cinematice K_1 pentru cutremurul din 1 martie 1977 (la roca de bază).

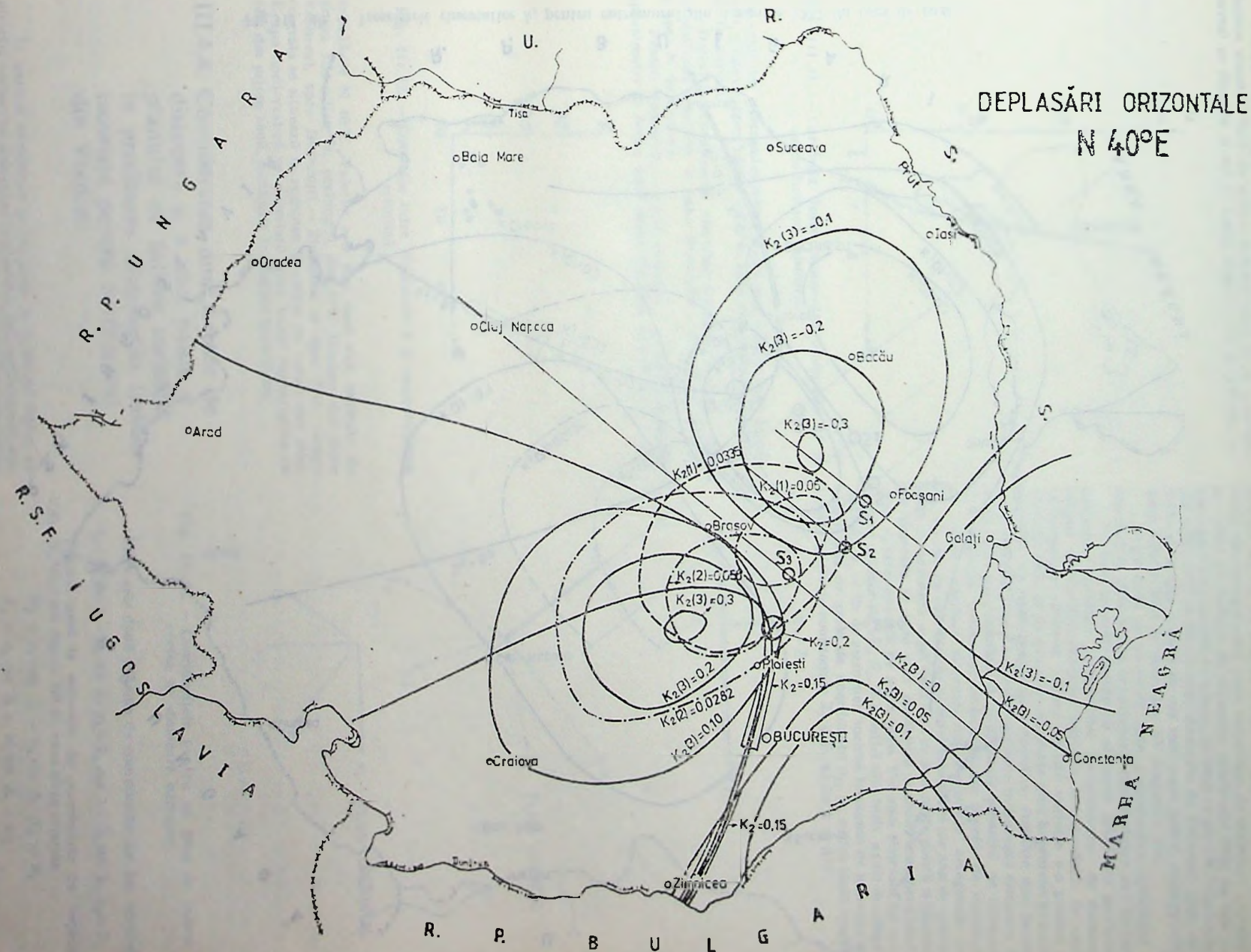


Fig. III.39. — Izoseistele cinematice k_2 pentru cutremurul din 1 martie 1977 (la roca de bază).

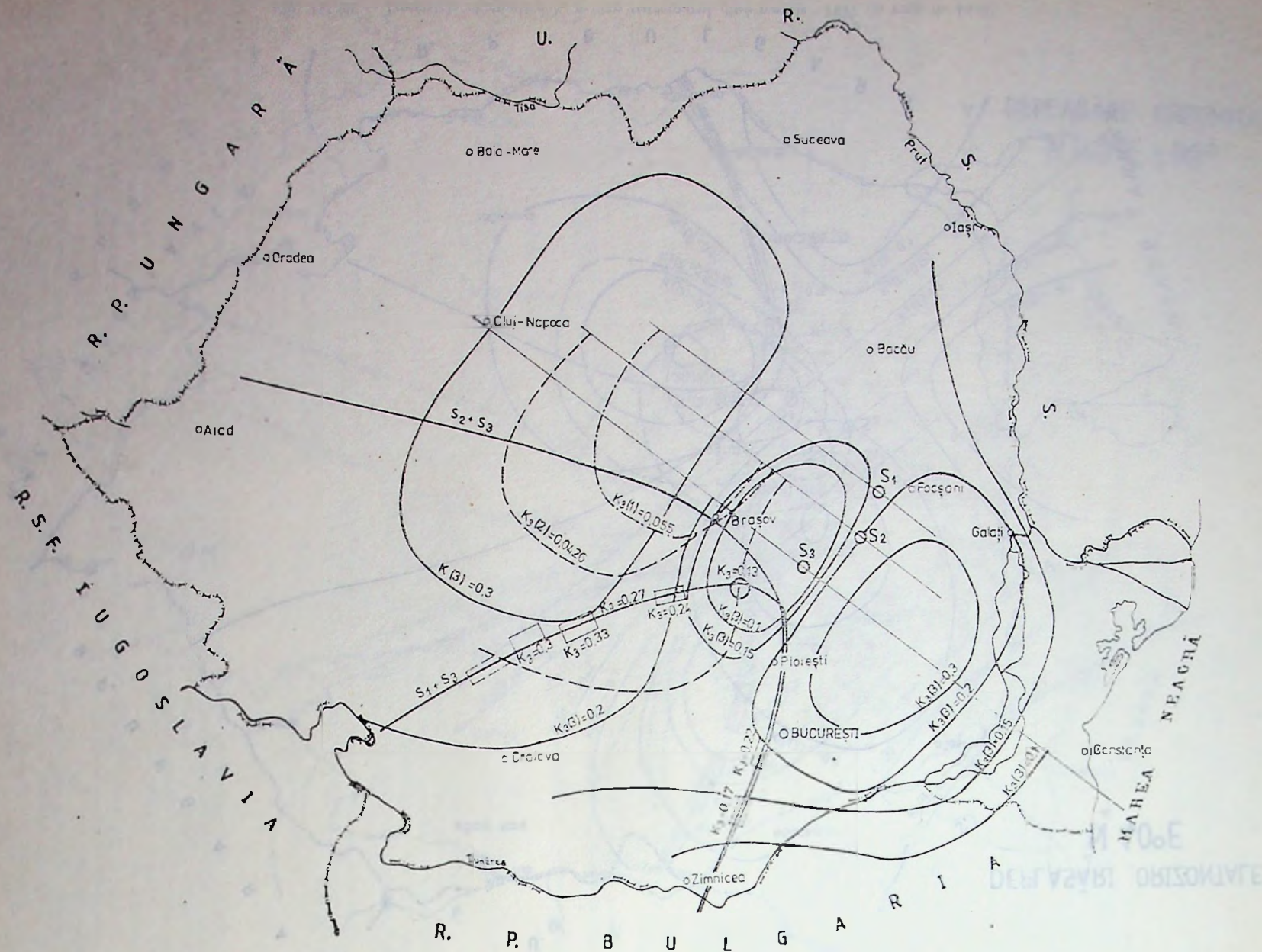


Fig.III. 40. — Izozeistele cinematice k_3 pentru cutremurul din 4 martie 1977 (la roca de bază).

Se observă că pentru valorile $k_1 = \text{const}$ corespund două grupe de curbe.

Pentru curbele $k_2 = \text{const}$ corespund 4 grupe de izoseiste dispuse simetric față de o arie trecind prin S_3 și orientată normal pe direcția $N 40^\circ E$. Lobii dinspre NW și SW (cu va-

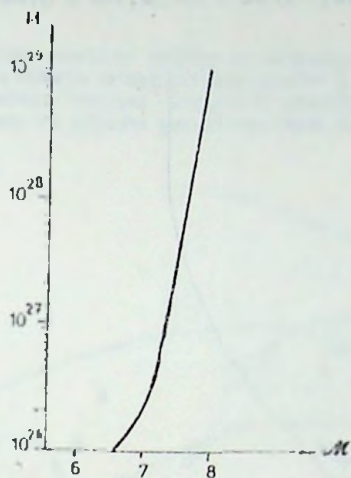


Fig. III.41. — Corelația între momentul cinematic M și magnitudinea seismică.

lori egale dar alternante) indică valori mai mari în zona București, Craiova, spre Văleni oit și în zona sud-vestică a podișului transilvan.

Datorită suprapunerii efectelor seismice izoerone apar intensificări directive în zona București - Zimnicea, Văleni și spre N de Craiova.

Pentru curbele $k_3 = \text{const}$, intervin 3 grupe de izoseiste aproximativ de forma unor elipse alungite cu axa mare avînd

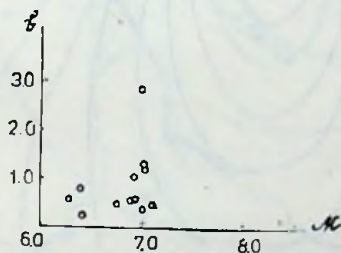


Fig. III.42. — Corelația între dislocația b și magnitudinea seismică.

orientările $N 40^\circ E$. Valorile cele mai mari sînt indicate de grupa sud-estică cu prelungiri din NW Bărăganului (spre Vrancea), spre București - Zimnicea și spre NE. Grupa centrală se situează în regiunea Vrancea, cu valori mai mici. Grupa nord-vestică se apreciază unor valori comparabile cu cele din prima zonă, localizate în podișul transilvan.

III.4.4. Considerarea unui vector de dislocare și a unei pante a planului de falierare variabilă în precizarea distribuției liniilor izoseiste pentru cutremurul din Vrancea

În analiza următoare se va pune în evidență faptul că direcția vectorului dislocației în planul de falie influențează sensibil distribuția izoseistelor care în cazul de față corespund unei direcții normale pe azimutul $N 40^\circ E$. În acest mod se vor

aduce modificări curbilor $k_1 = \text{const}$ conducînd la reprezentarea unor efecte foarte apropiate de cele din cazul cutremurului din 4.III.1977. Independent de acest fapt, curbele din figurile 38, 39, 40 analizate mai sus prezintă un interes deosebit, ele corespunzînd unui mecanism de dislocare „mediu”, în sensul că direcția de dislocare urmărește linia de cea mai mare pantă a planului de falierare, în timp ce pentru cutremurele din 4.III.1977 și 10.XI.1940 direcțiile de dislocare apar de o parte și de alta a liniei de cea mai mare pantă, corespunzînd unor directivități de orientare SV respectiv NE.

După cum se va arăta prin considerarea apropiată a direcției de dislocare se accentuează directivitatea sud-vestică.

Pe linia acestor observații se pune problema precizării influenței variației parametrilor mecanismului de dislocare asupra distribuției efectelor seismice la suprafață. În cazul cutremurelor vrăncene majore această variație s-a produs în actualul secol după analizele efectuate pînă în prezent în limite anumite. Pe baza elementelor teoretice stabilite mai înainte vom exprima toți rezultate relative la întregul domeniu de variație al parametrilor: Δ (dip, panta planului de alunecare) și λ (direcția vectorului dislocației din planul de alunecare).

Vom considera sistemul de coordonate ortogonale (x_1, x_2, x_3) axa de coordonate x_2 fiind orizontală iar axa de coordonate x_1 orientată după linia de cea mai mare pantă a planului de alunecare în care sînt conținute ambele axe menționate. Axa x_3 este normală pe acest plan. Fie apoi sistemul de coordonate ortogonale $(\bar{x}_1, \bar{x}_2, \bar{x}_3)$, astfel ales încît axele de coordonate \bar{x}_1, \bar{x}_2 să fie de asemenea incluse în planul de alunecare dar rotite față de axele de coordonate x_1, x_2 astfel încît unghiul dintre axele de coordonate \bar{x}_1 și \bar{x}_2 să fie $\lambda \neq \pi/2$

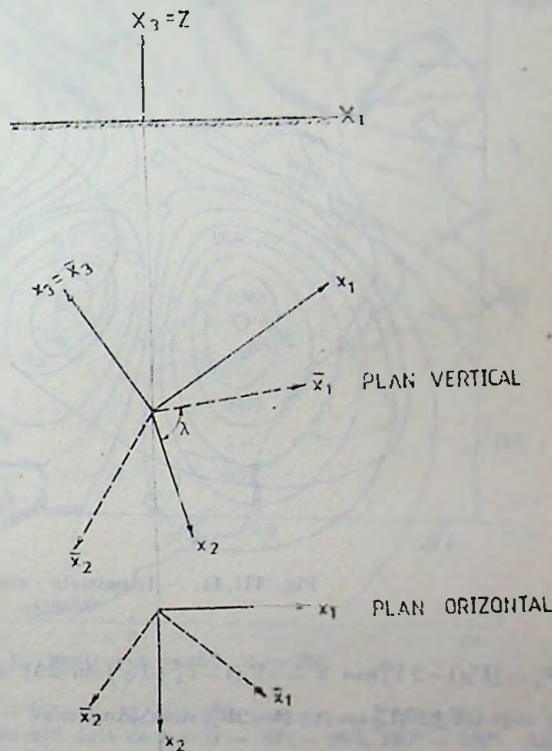


Fig. III.43. — Coordonatele pentru un plan de falierare cu vector de dislocare oarecare.

Între cele două sisteme de coordonate au loc corelațiile

$$x_1 = \bar{x}_1 \sin \lambda - \bar{x}_2 \cos \lambda, \quad x_2 = \bar{x}_1 \cos \lambda + \bar{x}_2 \sin \lambda, \quad x_3 = \bar{x}_3$$

Trecînd apoi la sistemul de coordonate de suprafață (X_1, X_2, X_3) din figura III.43 vom avea relațiile

$$X_1 = x_1 \cos \Delta - x_3 \sin \Delta, \quad X_2 = x_2$$

$$X_3 = x_3 \cos \Delta + x_1 \sin \Delta - x_3^0$$

X_3^0 fiind adîncimea dislocației măsurată de la suprafață

Vom considera de asemenea cosinuşii $\Gamma_i = X_i/r$.
Se deduc analog ca în III.43 următoarele expresii ale
deplasărilor la suprafață $U_i = C_i \delta(t - R_0/\beta)$ C_i fiind con-
stantele

$$C_i = \frac{M}{4\pi\beta R_0} \varphi_i, \quad (i = 1, 2, 3)$$

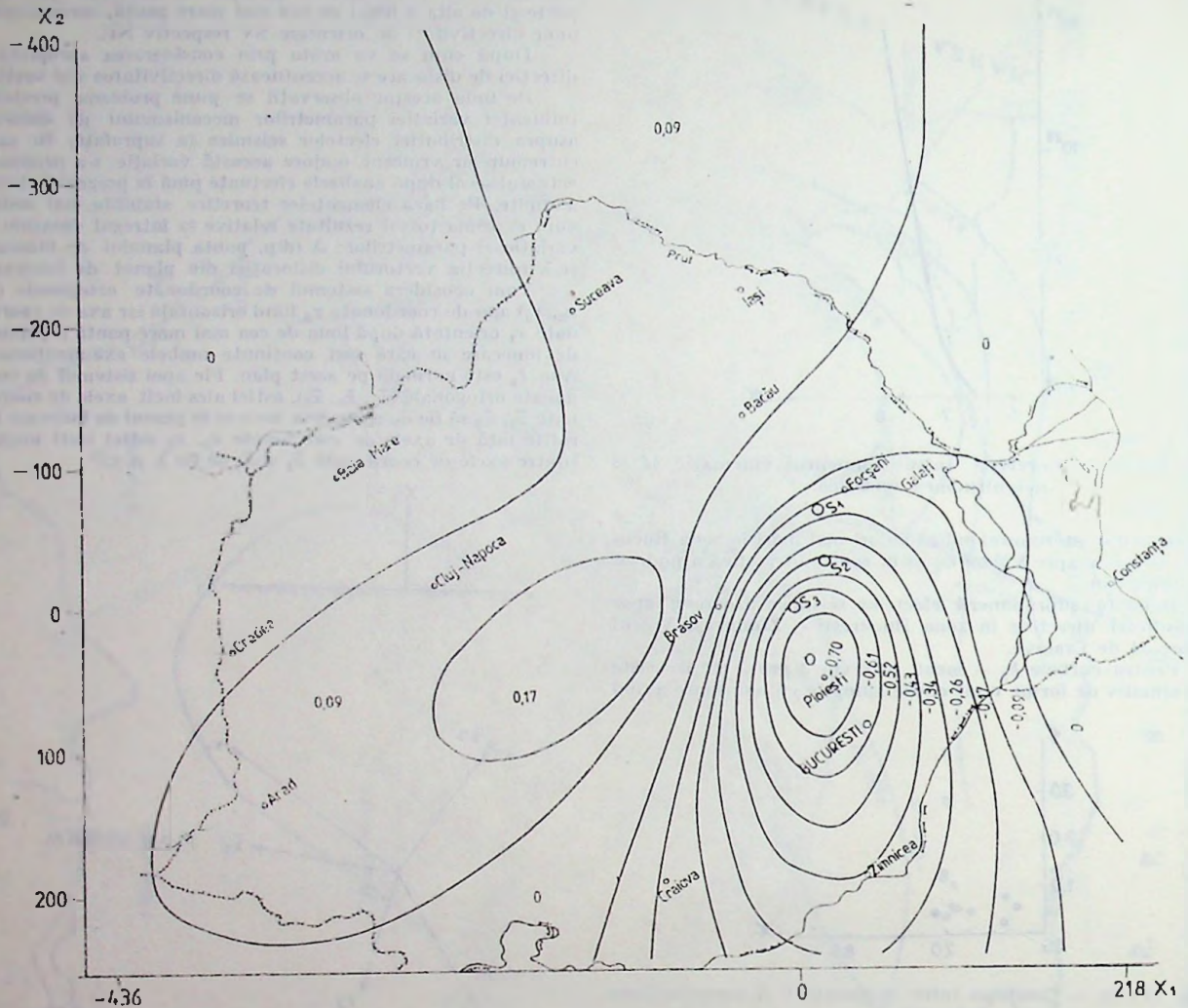


Fig. III.44. — Izocestele cinematice k_1 pentru $\lambda = 45^\circ$, $\Delta = 70^\circ$.

iar

$$\varphi_1 = [\Gamma_3'(1 - 2\Gamma_1^2)\cos 2\Delta - \Gamma_1(1 - \Gamma_1^2 + \Gamma_3'^2)\sin 2\Delta]\sin \lambda - \Gamma_2[2\Gamma_1\Gamma_3'\cos \Delta + (1 - 2\Gamma_1^2)\sin \Delta]\cos \lambda;$$

$$\varphi_2 = \Gamma_2[-2\Gamma_1\Gamma_3'\cos 2\Delta + (\Gamma_1^2 - \Gamma_3'^2)\sin 2\Delta]\sin \lambda + (1 - 2\Gamma_2^2)[\Gamma_3'\cos \Delta - \Gamma_1\sin \Delta]\cos \lambda;$$

$$\varphi_3 = [\Gamma_1'(1 - 2\Gamma_3'^2)\cos 2\Delta + \Gamma_3'(1 + \Gamma_1^2 - \Gamma_3'^2)\sin 2\Delta] \cdot \sin \lambda + \Gamma_2[(1 - 2\Gamma_3'^2)\cos \Delta + 2\Gamma_1\Gamma_3'\sin \Delta]\cos \lambda.$$

Obținem următoarele ecuații pentru liniile izoceiste cinematice

$$\varphi_i = -k_i z_0$$

și noua formă a ecuațiilor liniilor izoceiste cinematice

$$[(1 - \mathcal{X}_1^2 + \mathcal{X}_2^2)\cos 2\Delta - \mathcal{X}_1(2 + \mathcal{X}_2^2)\sin 2\Delta]\sin \lambda -$$

$$- \mathcal{X}_2[2\mathcal{X}_1\cos \Delta + (1 - \mathcal{X}_1^2 + \mathcal{X}_2^2)\sin \Delta]\cos \lambda >$$

$$> K_1 \Xi_3^0(1 + \mathcal{X}_1^2 + \mathcal{X}_2^2)^2$$

$$\mathcal{X}_2[(\mathcal{X}_1^2 - 1)\sin 2\Delta - 2\mathcal{X}_1\cos 2\Delta]\sin \lambda +$$

$$+ (1 + \mathcal{X}_1^2 - \mathcal{X}_2^2)(\cos \Delta - \mathcal{X}_1\sin \Delta)\cos \lambda =$$

$$= K_2 \Xi_3^0(1 + \mathcal{X}_1^2 + \mathcal{X}_2^2)^2.$$

Impunând condițiile $|k_i| \leq K_i$, într-un punct X_1, X_2 obținem ecuațiile

$$|[(1 - \mathcal{X}_1^2 + \mathcal{X}_2^2)\cos 2\Delta - \mathcal{X}_1(2 + \mathcal{X}_2^2)\sin 2\Delta]\sin \lambda$$

$$- \mathcal{X}_2[2\mathcal{X}_1\cos \Delta + (1 - \mathcal{X}_1^2 + \mathcal{X}_2^2)\sin \Delta]\cos \lambda| >$$

$$> K_1 \Xi_3^0(1 + \mathcal{X}_1^2 + \mathcal{X}_2^2)^2, \text{ etc.}$$

Pe baza acestor relații s-au elaborat hărțile izoceistelor relative k_1, k_2, k_3 pentru $\Delta = 70^\circ, \lambda = 0^\circ, 45^\circ, 90^\circ, 135^\circ$ și pentru sursa S_3 . În figurile III.44 și III.45 apar numai izocestele pentru k_1, k_3 și $\lambda = 45^\circ$.

Din analiza ansamblului de hărți a rezultat că pentru $\lambda = 65^\circ - 70^\circ$ izocestele prezintă cele mai mari asemănări cu cele determinate în lucrările din bibliografie pe baza observațiilor.

III.4.5. Izoestele tridimensionale pentru caracterizarea maximală și sintetică cu aplicație la cutremurul din 4 martie 1977

Cu ajutorul relațiilor expuse în secțiunea prezentă, se pot determina valorile critice ale parametrilor λ , Δ care corespund unor efecte maxime seismice în anumite direcții sau regiuni. Aceasta va permite prevederea unor situații acoperi-

Cu titlu de exemplu am considerat valorile $\Delta = 70^\circ$, $\lambda = 0^\circ, 20^\circ, 40^\circ, \dots, 180^\circ$, $X_1 = 61$ km, $X_2 = 193$ km, adâncimea L a sursei = adâncimea sursei S_3 pentru cutremurul din 4 martie 1977, menționată în cadrul aplicațiilor anterioare.

Dacă axa X_2 se pune în coincidență cu direcția N 40° E iar axa X_1 cu direcția N 130° E, originea fiind aleasă în S_3 se obțin rezultate relative la localitatea Zimnicea (cu coordonatele de mai sus) situată pe o direcție de maximă directivitate împreună cu București. Ca și pentru hărțile precedente s-au elaborat programe de calcul ale valorilor K . Din examinarea curbelor de variație ale valorilor K_1, K_2, K_3 în funcție de Δ din figurile III.46, III.47 și III.48 rezultă următoarele:

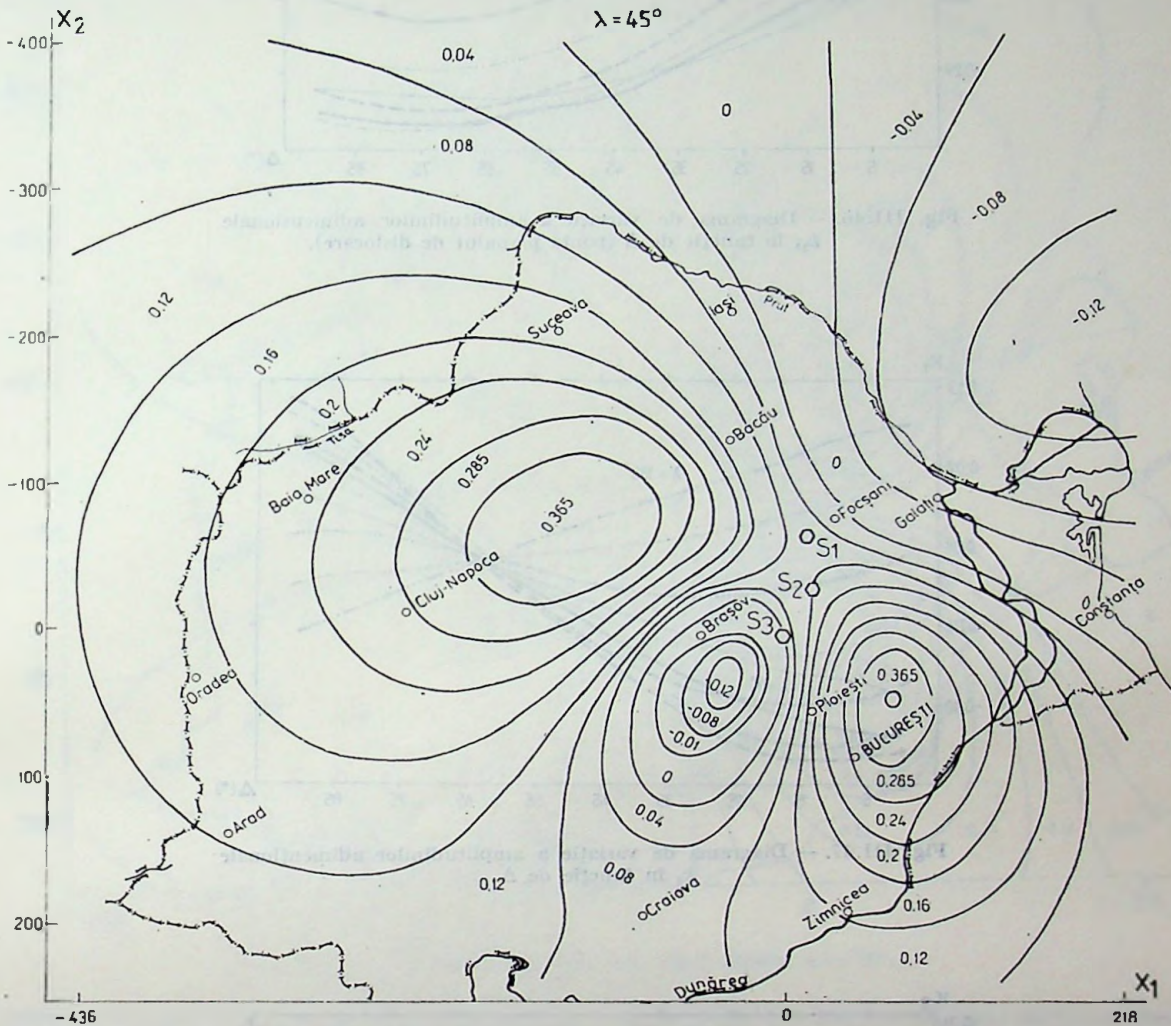


Fig. III.45. - Izoestele cinematice k_3 pentru $\lambda = 45^\circ$, $\Delta = 20^\circ$.

toare în evaluarea riscului seismic pe teritoriul țării în funcție de poziția și orientarea construcțiilor.

Astfel, ținând seama de corelațiile între k_i și parametrii λ , Δ se constată că pentru

$$\frac{\partial k_i}{\partial \Delta} = 0, \quad \frac{\partial k_i}{\partial \lambda} = 0 \quad \text{în punctul } \mathcal{E}_1 = \mathcal{E}_2 = 0$$

rezultă valorile:
pentru

$$k_1: 2\Delta, \lambda = n\pi; \quad 2\Delta, \lambda = \frac{2n+1}{2}\pi, \quad (n=0,1,\dots)$$

$$k_2: \Delta = n\pi, \lambda = \frac{2n+1}{2}\pi, \quad \Delta = \frac{2n+1}{2}\pi, \\ \lambda = n\pi, \quad (n=0,1,2,\dots)$$

Pentru $\mathcal{E}_1, \mathcal{E}_2$ dați se pot determina unghiurile Δ în funcție de λ sau invers.

— valorile K_1 cele mai mari ($= -0,35; 0,42$) apar pentru direcții date de $\lambda = 0 - 20^\circ (-30^\circ), 160^\circ - 180^\circ$. Aceste valori sînt apropiate de cea maximă posibilă și anume $K_m = -0,38; 0,46$. Așadar valorile pentru Δ stabilite în unele analize recente ($= 68^\circ - 70^\circ$) sînt compatibile cu efectele maxime ale cutremurului analizat la Zimnicea;

— valorile $\lambda = 20^\circ - 30^\circ$ accentuează de altfel efectul de directivitate spre SV.

Remarcăm că pentru $\lambda = 90^\circ$ (adică pentru o dislocare ce se produce pe linia de cea mai mare pantă a planului de alunecare) K_1 ia aproximativ valoarea 0,2, cu circa 50% mai redusă decît cea maximă dar încă destul de mare. Așadar și pentru un mecanism cu o valoare λ , „medie” (fără o direcție înspre NV și SE apreciabilă) se ajunge la efecte seismice importante (plînă la 50% din cele maxime) pe linia N 40° E.

Pentru $\Delta = 70^\circ$ valorile K_2 maxime ($-0,1; +0,6$) apar pentru $\lambda = 30^\circ - 40^\circ$ sau $170^\circ - 180^\circ$, în mod similar ca în cazul valorilor K_1 .

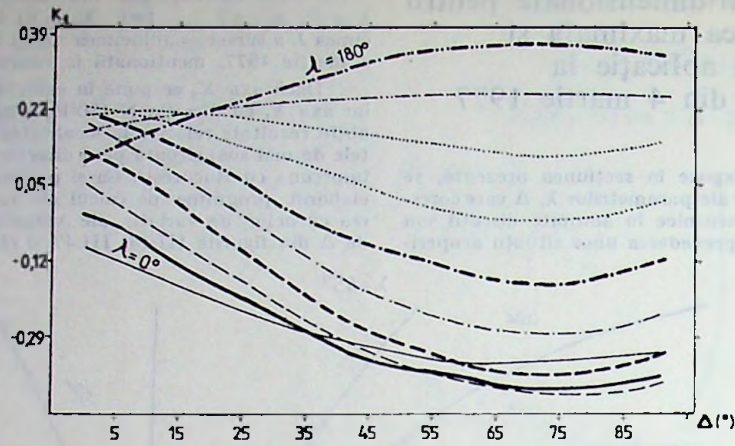


Fig. III.46. — Diagrama de variație a amplitudinilor adimensionale k_1 , în funcție de Δ (panta planului de dislocare).

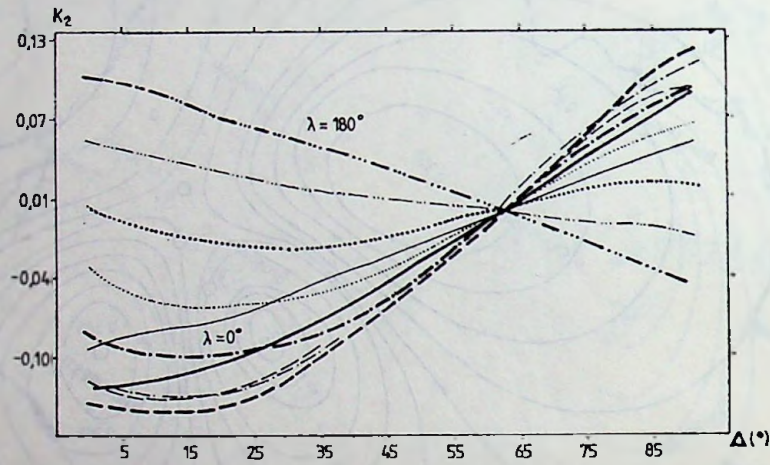


Fig. III.47. — Diagrama de variație a amplitudinilor adimensionale k_2 în funcție de Δ .

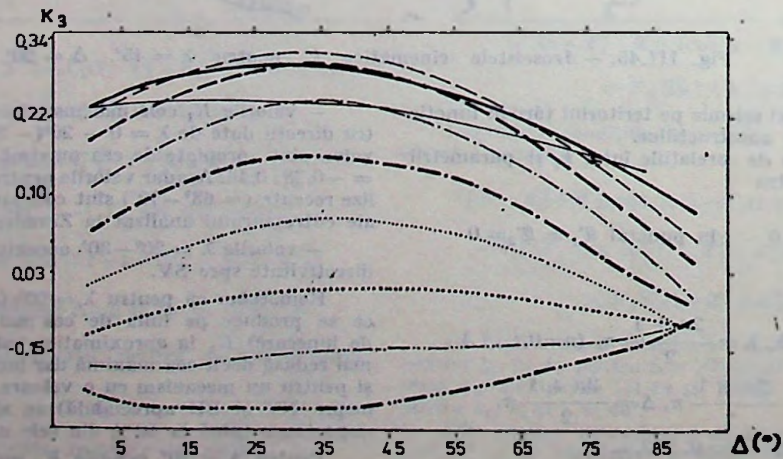


Fig. III.48. — Diagrama de variație a amplitudinilor adimensionale k_3 în funcție de Δ .

În figura III.48 apare că pentru $\Delta = 70^\circ$ și deplasările verticale sînt aproape maxime odată cu deplasările orizontale.

O altă categorie de izoseiste ce se deduc pe baza elementelor teoretice dezvoltate mai înainte și cu ajutorul unor programe de calcul furnizează valorile maxime posibile pentru $\Delta = 70^\circ$. Se constată conform figurii III.49 că pentru K_1

deplasare de etalonare apropiată de valoarea 44,2 stabilită în paragraful III.4.2. Asemenea hărți constituie un criteriu de caracterizare a intensității macroseismice uzual.

Din analiza acestor hărți se desprinde caracterul divers și complex al izoseistelor. Astfel în figura III.52 relativă la valorile logaritmice în planul orizontal ale deplasărilor rezul-

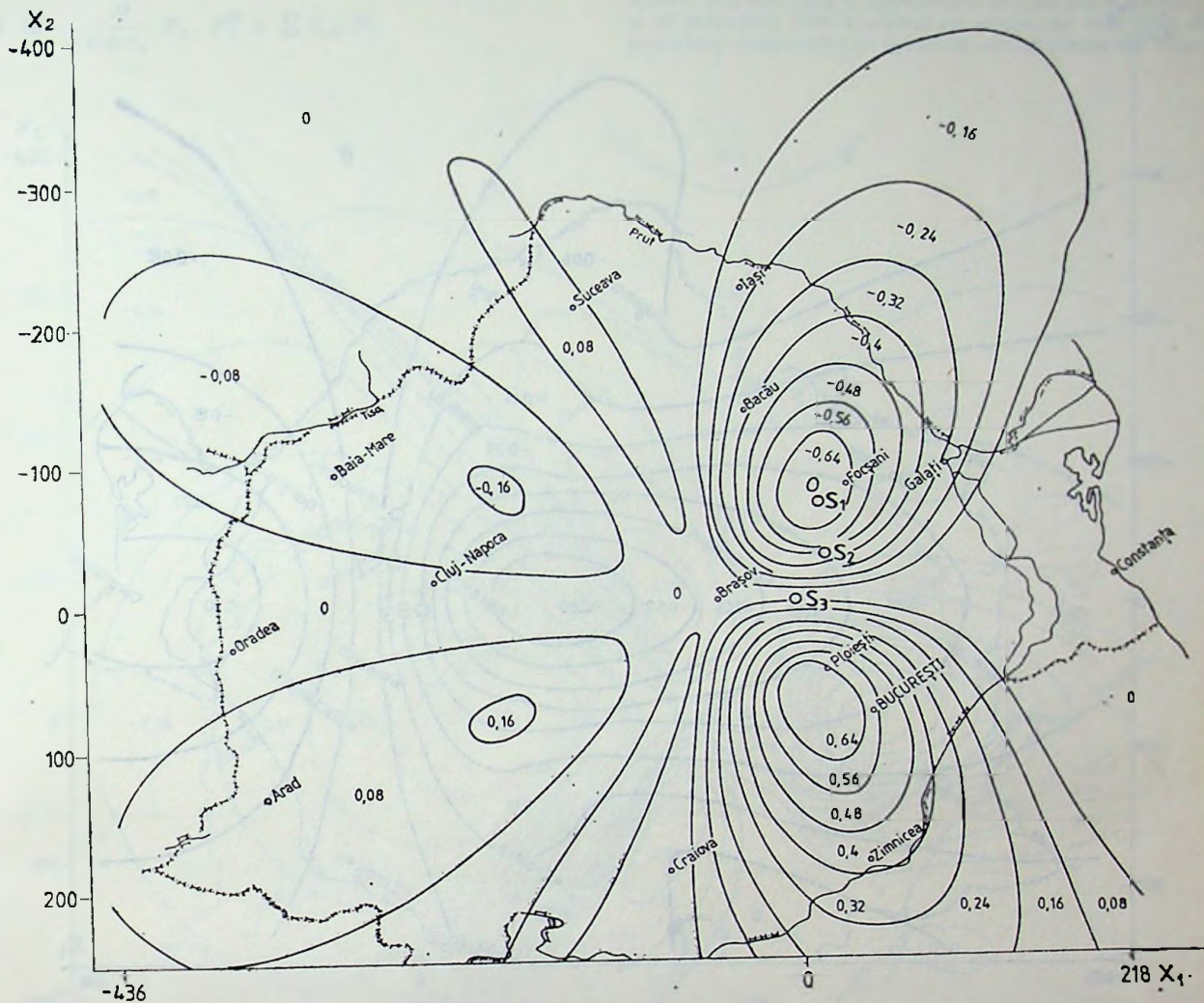


Fig. III.49. — Izoseistele cinematice k_1 max pentru $\Delta = 70^\circ$.

apar 2 grupe de izoseiste dînd în cazul sursă S_3 a cutremurului din 1977 efecte majore în zona București—Zimnicea și Focșani, Bacău.

Așadar, sub raportul cutremurelor majore din trecut, distribuția efectelor lor corespunde unor situații extreme pentru regiunile București — Zimnicea și Focșani — Bacău. Pentru K_2 curbile valorilor maxime date în figura III.50, asociate unor valori puțin probabile din punct de vedere tectonic și istoric, afectează alte regiuni ale țării. Pentru $\lambda = 70^\circ$ aceste regiuni se restrîng la cele reale menționate mai sus.

În ceea ce privește K_3 , apar 4 grupe de curbe indicînd valori maxime între Focșani și București, spre Craiova, Suceava și spre Cluj. Pentru valori λ apropiate de 70° aceste zone se limitează la cele corespunzătoare zonelor reale afectate (ca în cazul curbelor K_1) (fig. 51).

În baza valorilor obținute pentru deplasările adimensionale K_1 , K_2 , K_3 relative la șocul S_3 (cutremurul din 4 martie 1977) s-au mai elaborat pe bază de programe de calcul hărțile izoseiste cu caracter sintetic pentru mărîmle

$\log [46,5 \sqrt{K_1^2 + K_2^2}]$, $\log [46,5 \sqrt{K_1^2 + K_2^2 + K_3^2}]$ reprezentînd valorile logaritmice ale rezultatelor în planul orizontal și a celor totale (în spațiu) ale deplasărilor; constanta 46,5 reprezintă o

tante pentru $\Delta = 70^\circ$, $\lambda = 60^\circ$, apar efectele de directivitate principale precizate anterior pentru cutremurul din 4 martie 1977.

III.4.6. Efectele de directivitate adiționale induse de reflecția frontului de radiație seismică la suprafața pămîntului, corelarea cu cutremurul din 4 martie și în general cu cutremurele din Vrancea

Pentru a determina efectele seismice la suprafața pămîntului este necesară considerarea reflecției pămîntului. Se poate arăta că pentru frontul de radiație de formă sferică efectele frontale ascultă de legi de reflecție identice cu cele corespunzătoare undelor plane. Astfel fie o radiație de tip S care ajunge

la suprafață. Fie ρ direcția de propagare a frontului de radiație. Atunci vectorul V al deplasărilor asociate frontului va fi normal pe direcția ρ și îl vom descompune într-o componentă verticală corespunzătoare radiației SV și o componentă în planul orizontal corespunzătoare radiației SN.

$U_{X,Y,Z}^T$ fiind componentele deplasării totale (incidentală + reflectată). Fie $U_{1,2,3}$ componentele deplasării în raport cu axele $X_{1,2,3}$ considerate anterior în cadrul analizei efectelor seismice produse de o dislocație de tip lunecare la adâncimea $Z = H$ fără considerarea reflecției.

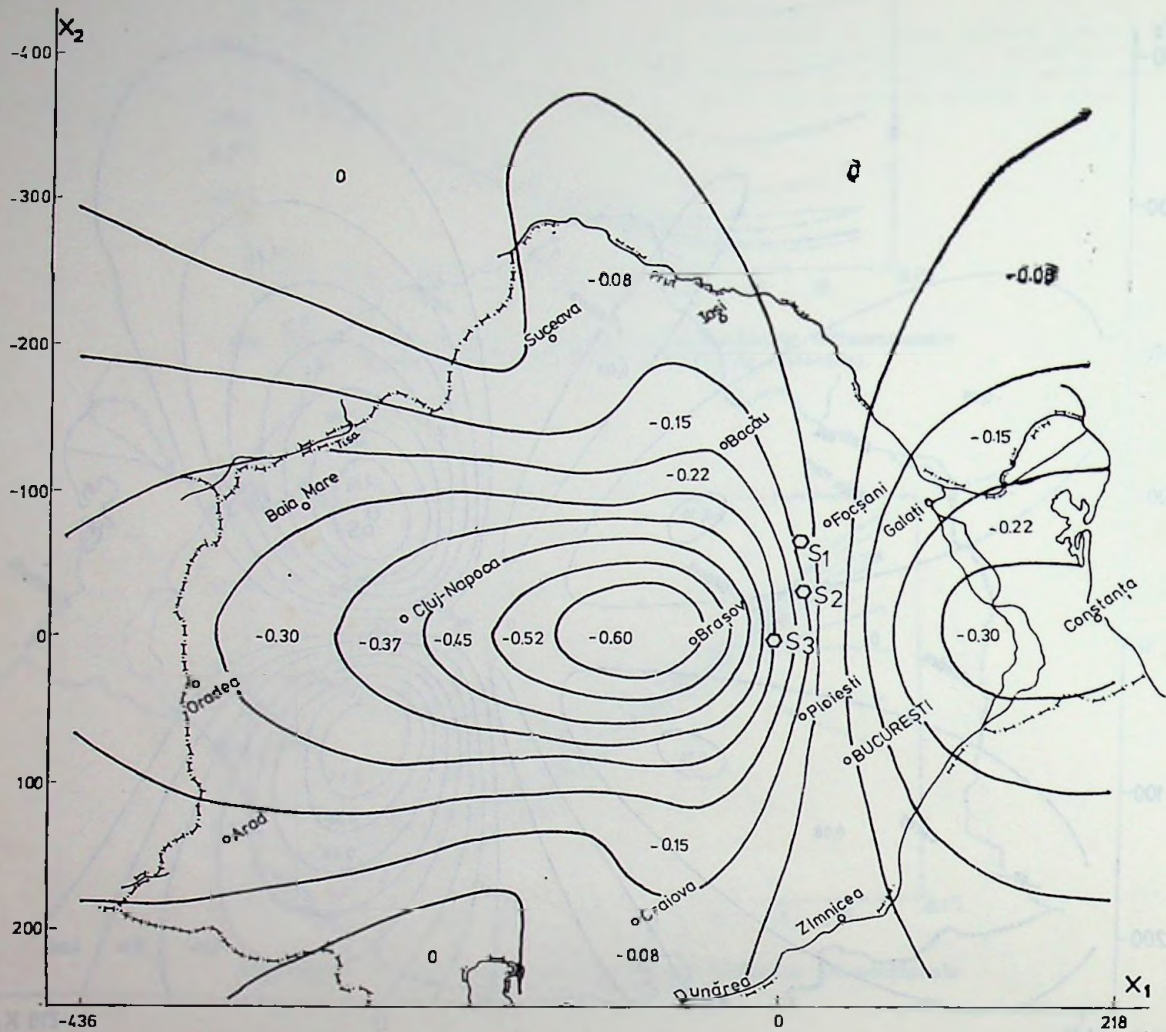


Fig. III.50. — Izoiseistele cinematice k_2 max. pentru $\Delta = 70^\circ$.

Vom nota prin ZOX planul vertical care conține direcția ρ și vectorul U_{SV} iar prin OY axa orizontală normală pe ZOX . Se știe atunci că efectul reflecției se reduce prin o modificare a componentelor deplasărilor (U_Z, U_X, U_Y) incidente pe direcțiile Z, Y, X cu coeficienții

$$C_{SV}^Z = \frac{2}{\Delta_S} \sqrt{a^2 - \sin^2 \theta_S} \sin 2\theta_S.$$

$$C_{SV}^X = \frac{2}{\Delta_S} (1 - 2 \sin^2 \theta_S) \cos \theta_S, \quad C_{SH}^Y = 2$$

în care

$$a = \left(\frac{v_s}{v_p}\right)^2, \quad \Delta_S = (1 - 2 \sin^2 \theta_S)^2 + 4 \sin^2 \theta_S \cos \theta_S \sqrt{a^2 - \sin^2 \theta_S}$$

astfel că

$$U_Z^T = C_{SV}^Z U_Z, \quad U_X^T = C_{SV}^X U_X, \quad U_Y^T = C_{SV}^Y U_Y$$

Cu ajutorul notațiilor folosite cu această ocazie vom exprima componentele $U_{X,Y,Z}$ astfel

$$U_X = U_1 \Gamma_1 + U_2 \Gamma_2, \quad U_Y = U_1 \Gamma_2 - U_2 \Gamma_1, \quad U_Z = U_3.$$

Aplicăm aceste relații și pentru componentele deplasării totale în funcție de cele ale deplasării incidente

$$U_1^T = C_{11} U_1 + C_{12} U_2 + C_{13} U_3, \quad U_2^T = C_{21} U_1 + C_{22} U_2 + C_{23} U_3,$$

$$U_3^T = U_3^R = C_{SV}^Z U_Z = C_{SV}^Z U_3 = C_{33} U_3.$$

S-au notat coeficienții

$$C_{11} = \frac{1}{\Gamma_1^2 + \Gamma_2^2} [C_{SV}^X \Gamma_1^2 + C_{SV}^Y \Gamma_2^2],$$

$$C_{12} = \frac{\Gamma_1 \Gamma_2}{\Gamma_1^2 + \Gamma_2^2} (C_{SV}^X - C_{SV}^Y) = C_{21},$$

$$C_{13} = 0, \quad C_{22} = \frac{1}{\Gamma_1^2 + \Gamma_2^2} [C_{SV}^X \Gamma_2^2 + C_{SV}^Y \Gamma_1^2], \quad C_{23} = 0, \quad C_{33} = C_{SV}^Z.$$

Deoarece deplasările incidente au expresia $U_i = C_i \delta (t - R_0/\beta)$ avem deplasările totale $U_i^T = C_i^T \delta (t - \frac{R_0}{\beta})$ pentru $C_i^T = \sum C_{ij} C_j$. Ținând seama de relațiile $C_i = \frac{M}{4\pi\beta R_0} \varphi_i$, rezultă că $C_i^T = \frac{M}{4\pi\beta R_0} \varphi_i$, $\varphi_i^T = \sum_j C_{ij} \varphi_j$.

III.4.7. Date privind determinarea riscului seismic și calculul construcțiilor pe teritoriul R.S. România

În baza celor expuse se confirmă hărțile care descriu efectele seismice pentru cutremurele majore din 4 martie 1977 și 10 noiembrie 1940 simultan cu precizarea unor alte efecte probabile, compatibile cu specificul cutremurelor din Vrancea.

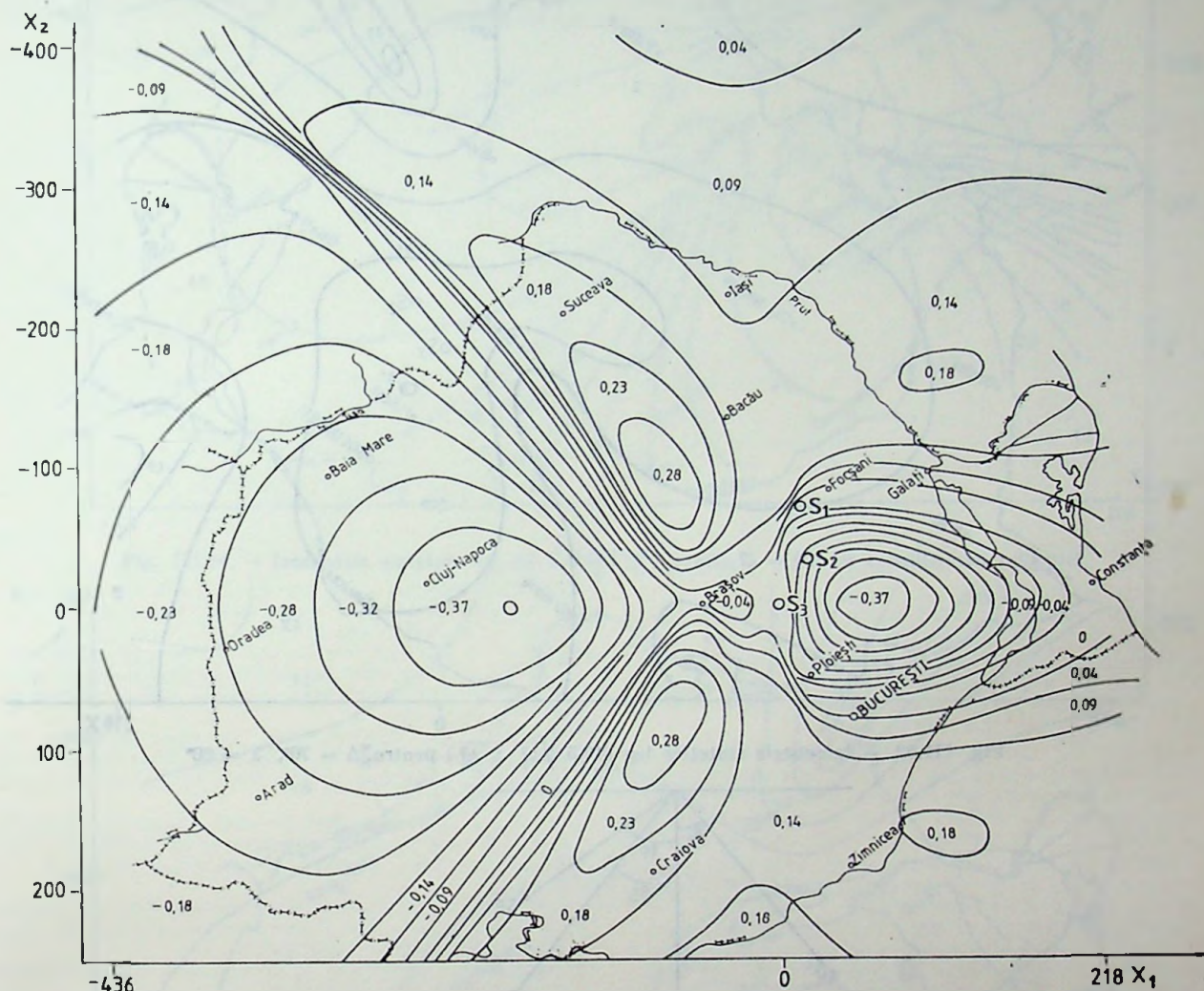


Fig. III.51. — Izoiseiste cinematice k_3 max. pentru $\Delta = 70^\circ$.

Valorile constante ale deplasărilor totale corespund deci unor coeficienți C_i^T constanți. Vom nota atunci indicele izoseistic $k_i^T = 4\beta L C_i^T / M = \sum C_{ij} k_j$ pentru care $\varphi_i^T = -k_i^T \varphi_0$, $\varphi_0 = R_0/L$.

Pentru calculul efectiv se pot alege coordonatele, L și deduce k_i^T . Cu ajutorul unor programe de calcul s-au construit hărți izoseiste corespunzătoare pentru $\log [46,4 \sqrt{k_1^2 + k_2^2}]$, $\log [46,5 \sqrt{k_1^2 + k_2^2 + k_3^2}]$ și $\lambda = 30^\circ - 150^\circ$; $\Delta = 70^\circ$. În figurile III.54, III.55, apare asemenea izoseiste pentru $\lambda = 60^\circ$.

Hărțile pun în evidență concentrarea efectelor de direcțivitate în zonele București — Zimnicea și Craiova, concomitent cu scăderi mai rapide a efectelor în alte zone.

Această precizare fiind descrisă cu ajutorul unor măsuri în spațiu permite considerarea unor acțiuni diferențiate asupra construcțiilor în funcție de poziția lor teritorială cât și de orientarea lor în plan. Sub acest raport materialul prezentat va putea fi folosit în continuare pentru elaborarea unor caracterizări ale riscului seismic ținând seama și de natura structurilor de rezistență ale construcțiilor. În acest mod apare posibilitatea unor dimensionări economice prin alegerea judicioasă a amplasamentului, orientării și tipului constructiv.

În scopul unei precizări adiționale asupra efectelor seismice va fi necesară corectarea rezultatelor obținute în funcție de caracteristicile pământului și terenului care aduc prin refracția în straturi și absorbția undelor modificări ale datelor finale.

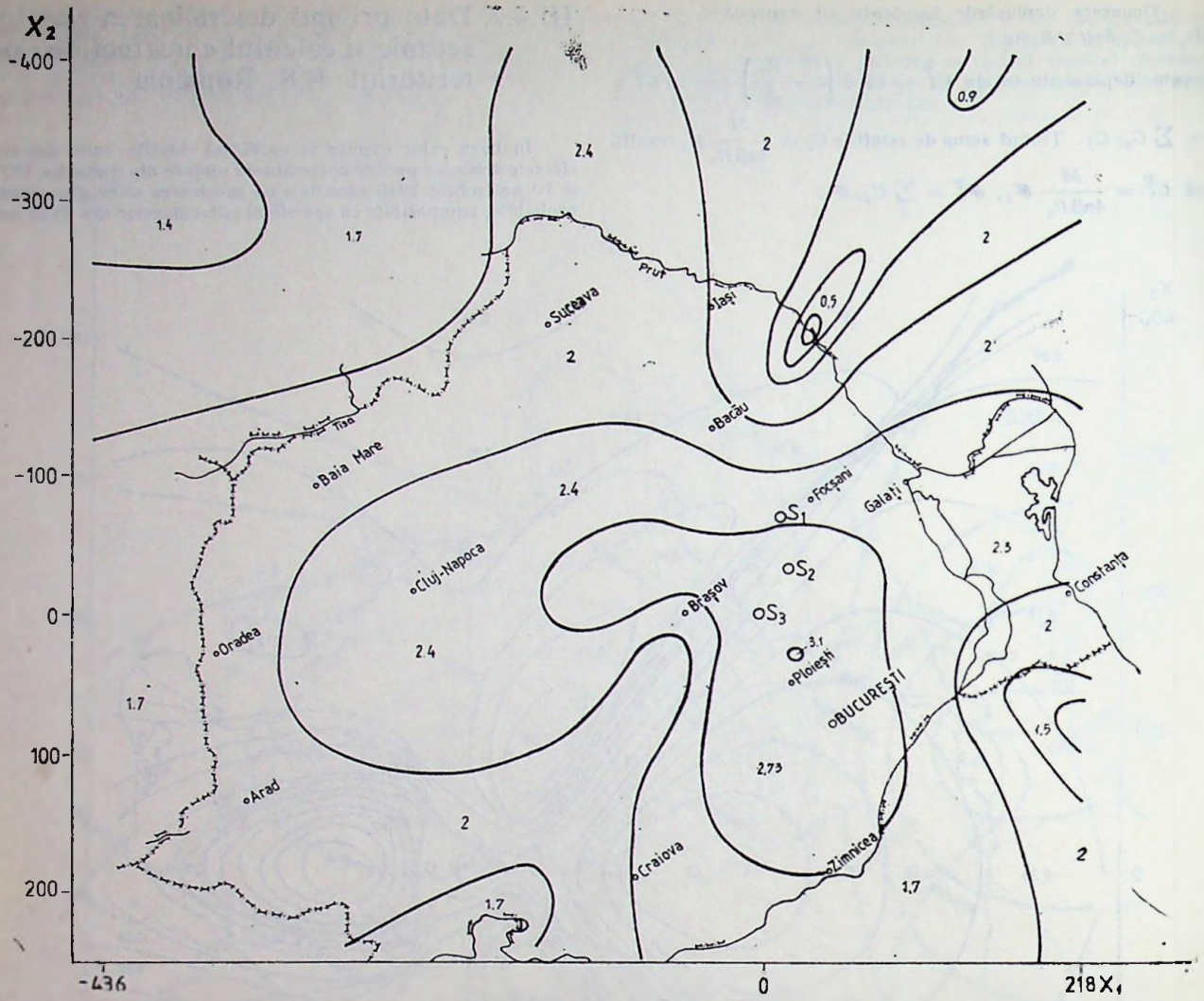


Fig. III.52. — Izoseistele sintetice $\log(46,5 \sqrt{k_1^2 + k_2^2})$ pentru $\Delta = 70^\circ$, $\lambda = 60^\circ$

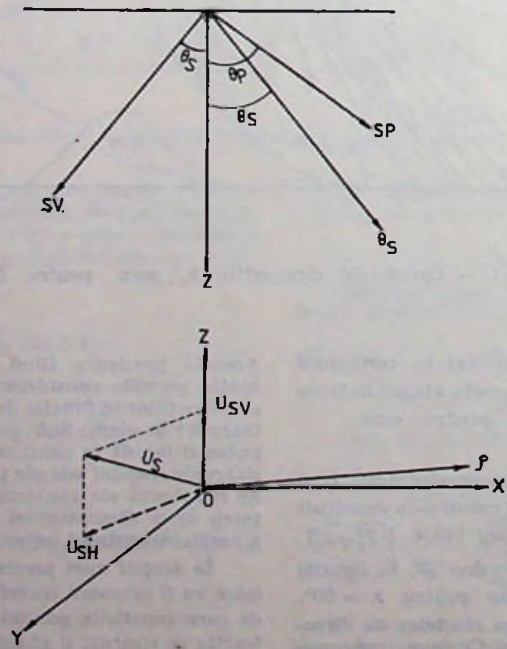


Fig. III.53. — Reflecția la suprafața pământului.

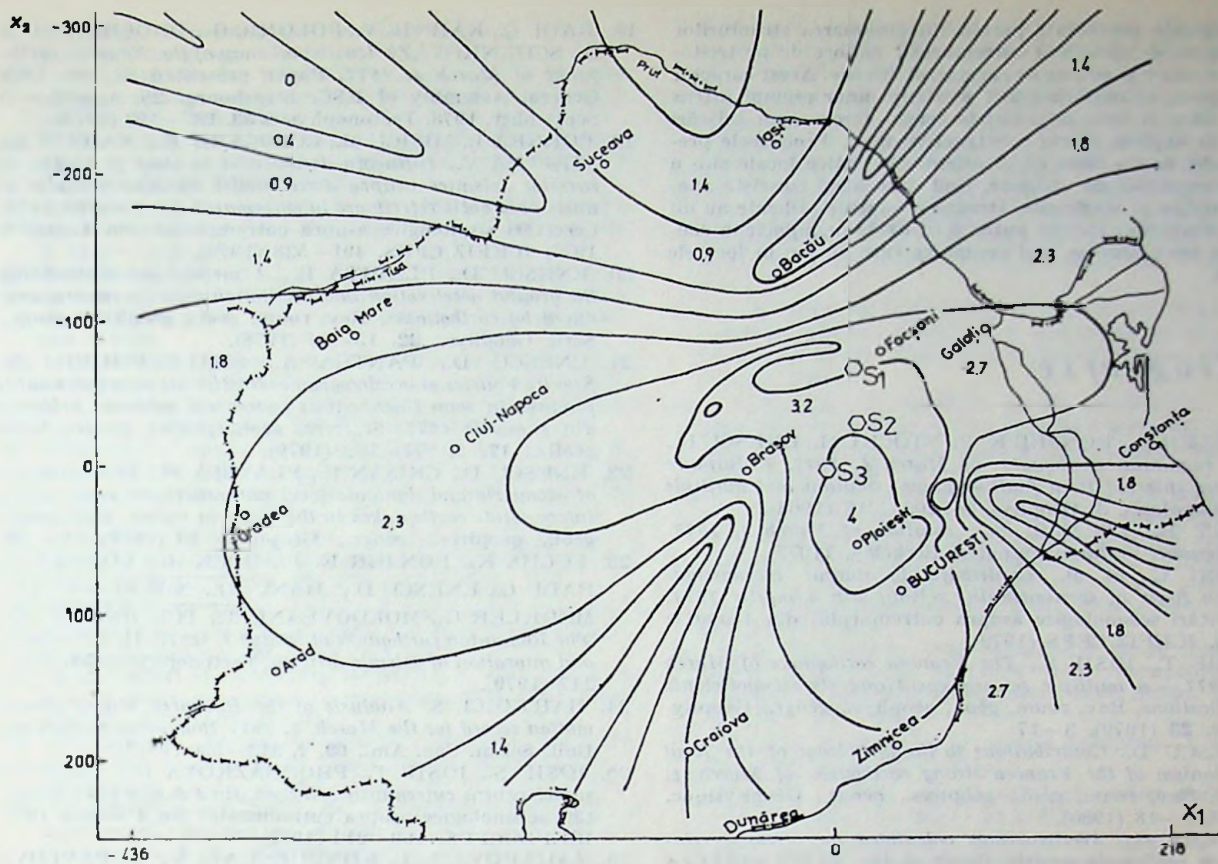


Fig. III.54. — Izoseistele sintetice $\log (46,5 \sqrt{k_1^2 + k_2^2})$ pentru $\lambda = 60^\circ$ cu considerarea reflecţiei

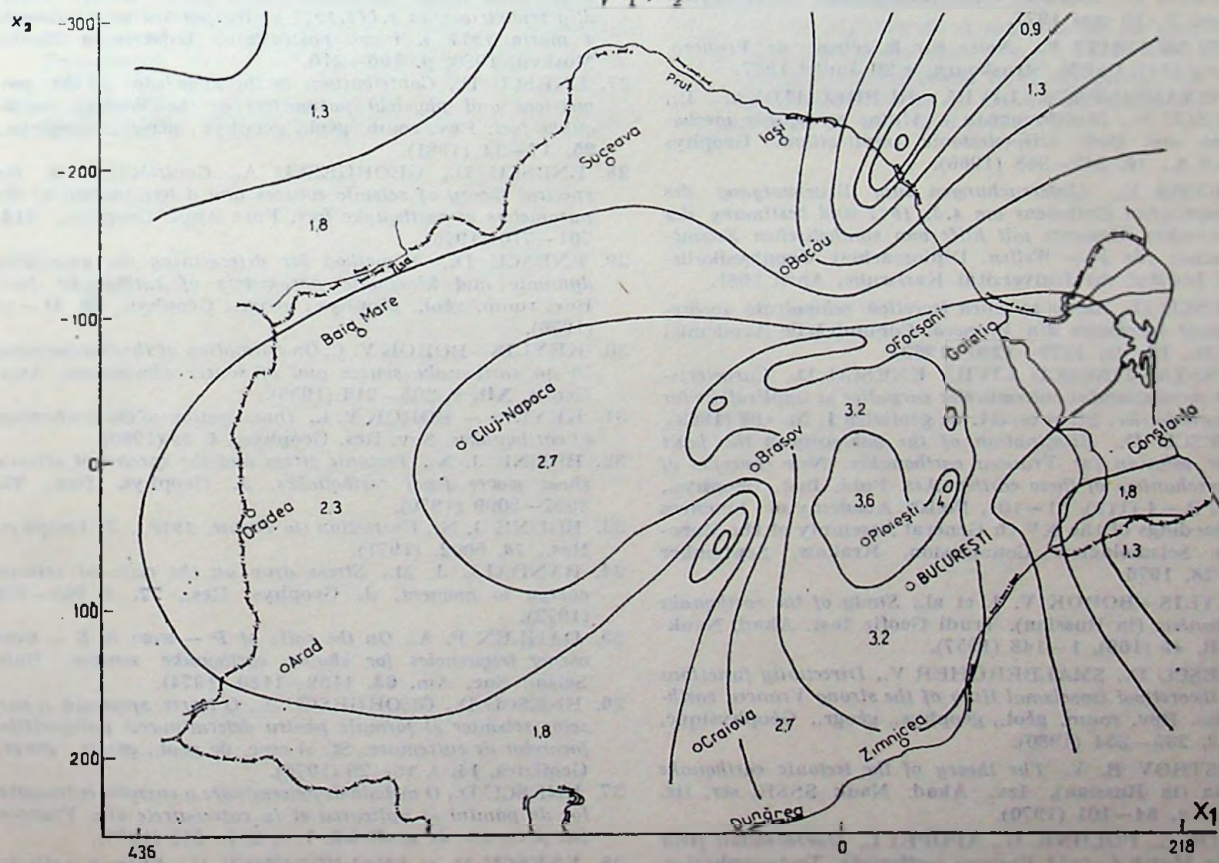


Fig. III.55. — Izoseistele cinematice $(\log \sqrt{46,5 k_1^2 + k_2^2 + k_3^2})$ pentru $\lambda = 60^\circ$ cu considerarea reflecţiei

Procedeele prezentate permit dimensionarea structurilor (fiind seama de specificul cutremurelor majore de pe teritoriul țării noastre și anume de caracterul *directiv*). Acest caracter este complex, el implicând atât existența unor regiuni intens afectate cât și a unor orientări în sensul cărora apar mișcări seismice și implicit efecte constructive mari. Procedeele precizează atât aceste zone cât și orientările critice locale sub o formă susceptibilă de utilizare, fiind date hărți izoseiste analitice, sintetice și maximele. Deoarece soluțiile utilizate au un caracter elementar ele vor putea fi utilizate nemijlocit în considerarea unor procese mai complexe care au loc în focarele vranceene.

Bibliografie

- MÜLLER G., BONJER K. P., STÖCKL H., ENESCU D., *The romanian earthquake of March 4, 1977, I Rupture process inferred from fault — plane solution and multiple event analysis*. J. Geophys., **44**, 203—218 (1968).
- BOLT B., *The fault plane solution of March 4, 1977 earthquake*. Preliminary notes, Berkeley, (1977).
- RADU C., et al., *Contribuții la studiul mecanismului în focar al evenimentului seismic din 4 martie 1977*. Cercetări seismologice asupra cutremurului din 4 martie 1977, ICEFIZ/CFPS (1979).
- IOSIF T., IOSIF S., *The Vrancea earthquake of March 4, 1977 — a multiple seismic event and its seismotectonic implications*. Rev. roum. géol., géophys., géogr., Géophysique, **23** (1979), 3—17.
- ENESCU D., *Contributions to the knowledge of the focal mechanism of the Vrancea strong earthquake of March 4, 1977*. Rev. roum. géol., géophys., géogr., Géophysique, **24**, 1, 3—18 (1980).
- STÖCKL H., *Accelerograms calculated for stress — relaxation earthquake models*. Paper at the IASPEI/IAVCEI General Assembly at Durham, August 9—19 (1977).
- MÜLLER G., *Journées Luxembourgeoises de Géodynamique*, 9—10 mai 1977.
- PETERSCHMITT E., *Notes sur le séisme de Vrancea, 4 mars 1977*. CSEM, Strasbourg, le 20 Juillet 1977.
- CONSTANTINESCU LIVIU, RUPRECHTOVA, L., ENESCU D., *Mediterranean — Alpine earthquake mechanisms and their seismotectonic implications*. Geophys J.R.A.S., **10**, 347—368 (1966).
- RÄKERS E., *Untersuchungen zum Bruchvorgang des Rumänischen Erdbebens am 4.3. 1977 und bestimung des seismischen Moments mit hilfe von synthetischen Seismogrammen für P — Wellen*. Diplomarbeit Geophysikalisches Institut der Universität Karlsruhe, April 1981.
- ENESCU D., *Sursa seismică teoretică echivalentă focarelor unor cutremure din Vrancea*. Comunicările Academiei R.P.R., **12**, 12, 1279—1290 (1962).
- CONSTANTINESCU LIVIU, ENESCU D., *Caracteristicile mecanismului cutremurelor carpatice și implicațiile lor seismotectonice*. St. și cercet. de geofizică **1**, 51—98 (1963).
- ENESCU D., *Elimination of the ambiguity in the fault plane solution for Vrancea earthquakes*. New concepts of the mechanism of these earthquakes. Publ. Inst. Geophys., 1977, A—4 (115), 81—101, Polish Academy of Sciences Proceedings of the XV th General Assembly of the European Seismological Commission, Krakow, September 22—28, 1976.
- KEYLIS—BOROK V. I. et al., *Study of the earthquake mechanism (in Russian)*. Trud. Geofiz. Inst. Akad. Nauk SSSR, **40** (166), 1—148 (1957).
- ENESCU D., SMALBERGHER V., *Directivity functions and theoretical isoseismal lines of the strong Vrancea earthquakes*. Rev. roum. géol., géophys., géogr., Géophysique, **24**, 2, 235—254 (1980).
- KOSTROV B. V., *The theory of the tectonic earthquake origin (in Russian)*. Izv. Akad. Nauk SSSR, ser. fiz. zemli, **4**, 84—101 (1970).
- RADU C., POLONIC G., APOPEI I., *Macroseismic field of the March 4, 1977 Vrancea earthquake*. Tectonophysics, **53**, 185—186 (1979).
- RADU C., KÁRNIK V., POLONIC G., PROCHÁZKOVÁ D., SCHENKOVÁZ., *Izoseismal map of the Vrancea earthquake of March 4, 1977*. Paper presented at the 16th General Assembly of ESC, Strasbourg, 29 August — 5 September, 1978, Tectonophysics **53**, 187—193 (1979).
- CORNEA I., MIȘICU M., COJOCARU E., VAICUM A., ȘTEFLEA V., *Influența decalajului în timp și spațiu al surselor seismice asupra directivității efectelor seismice și unele observații referitoare la cutremurul din 4 martie 1977*. Cercetări seismologice asupra cutremurului din 4 martie 1977, ICEFIZ/CFPS, 491—538 (1979).
- ENESCU D., PLAVIȚĂ R., *A method for determining the ground acceleration and oscillation velocity spectra produced by earthquakes*. Rev. roum. géol., géophys., géogr., Série Géophys., **22**, 15—24 (1978).
- ENESCU D., PÂNTEA A., ȘMALBERGHER V., *Spectre Fourier și accelerograme sintetice ale mișcării solului produsă în zona București de puternicul cutremur vrancean din 4 martie 1977*. St. cerc. geol., geofiz., geogr., Seria geofiz., **17**, 2, 177—189 (1979).
- ENESCU D., CRIȘAN E., PLAVIȚĂ R., *Determination of geometric and dynamic focal parameters for some strong intermediate earthquakes in the Vrancea region*. Rev. roum. géol., géophys., géogr., Géophysique, **23** (1979), 39—49.
- FUCHS K., BONJER K. P., BOCK G., CORNEA I., RADU C., ENESCU D., JIANU [D. NOURESCU A.] . MERKLER G., MOLDOVEANU T., TUDORACHE G., *The Romanian earthquake of March 4, 1977. 11. Aftershocks and migration of seismic activity*. Tectonophysics **53**, 225—247 (1979).
- HARTZELL S., *Analysis of the Bucharest strong ground motion record for the March, 1, 1977 Romanian earthquake*. Bull. Seism. Soc. Am., **69**, 2, 513—530 (1979).
- IOSIF S., IOSIF T., PROCHÁZKOVÁ D., *Parametrii sursei pentru cutremurul vrancean din 4 martie 1977*. Cercetări seismologice asupra cutremurului din 4 martie 1977, ICEFIZ/CFPS, 169—214 (1979).
- ZAHAROVA A. I., KONDORSKAIA N. V., PAVLOVA L. N., SOLOVEVA O. H., STAROVOIT O. E., GEPKUNAS L. C., *Analiz instrumentalnih danih ESSN SSSR dlia zemletriasenia 4.III.1977 g. Karpatskoc zemletriasenie 4 marla 1977 g. i evo posledstvia*. Izdatelstvo Nauka Moskva, 1980, p. 196—216.
- ENESCU D., *Contributions to the knowledge of the geometrical and physical parameters of the Vrancea earthquake foci*. Rev. roum. géol., géophys., géogr., Géophys., **25**, 17—34 (1981).
- ENESCU D., GEORGESCU A., *Contribution to the spectral theory of seismic sources and determination of the parameters of earthquake foci*. Pure Appl. Geophys., **114**, 701—710 (1976).
- ENESCU D., *A method for determining the geometric, dynamic and kinematic parameters of earthquake foci*. Rev. roum. géol., géophys., géogr., Géophys., **20**, 41—49 (1976).
- KEYLIS—BOROK V. I., *On estimation of the displacement in an earthquake source and of source dimensions*. Ann. Geofis. **XII**, 2, 205—214 (1959).
- KEYLIS — BOROK V. I., *Investigation of the mechanism of earthquakes*. Sov. Res. Geophys., **4**, 29 (1960).
- BRUNE J. N., *Tectonic stress and the spectra of seismic shear waves from earthquakes*. J. Geophys. Res., **75**, 4997—5009 (1970).
- BRUNE J. N., *Correction (to Brune, 1970)*. J. Geophys. Res., **76**, 5002. (1971).
- RANDALL J. M., *Stress drop on the ratio of seismic energy to moment*. J. Geophys. Res., **77**, 5, 969—970 (1972).
- DAHLEN F. A., *On the ratio of P — wave to S — wave corner frequencies for shallow earthquake sources*. Bull. Seism. Soc. Am., **64**, 1159—1180 (1974).
- ENESCU D., GEORGESCU A., *O teorie spectrală a surselor seismice și formule pentru determinarea parametrilor focarelor de cutremure*. St. și cerc. de geol., geofiz., geogr., Geofizică, **14**, 1, 15—25 (1976).
- ENESCU D., *O metodă de determinare a energiei cutremurelor de pământ și aplicarea ei la cutremurele din Vrancea*. St. și cercet. de geofizică, **1**, 2, 207—212 (1963).
- ENESCU D. și SMALBERGHER V., *Energia seismică eliberală de focarele cutremurelor tectonice*. Particularizări

- și aplicații la cutremurele din Vrancea. St. și cercet. de geol., geofiz., geogr., Geofizică, **19** (1981).
39. GUTENBERG, B., RICHERT, C. F., *Earthquake magnitude, intensity, energy and acceleration*. Bull. Seis. Soc. Am., **46**, 105–145 (1956).
 40. HIRASAWA T., *Source mechanism of the Niigata earthquake of June 16, 1964, as derived from body waves*. J. Phys. Earth, **13**, 35–66 (1965).
 41. SAVAGE J. C., WOOD M. D., *The relation between apparent stress and stress drop*. Bull. Seism. Soc. Am., **61**, 5, 1381–1388 (1971).
 42. BERCKHEMER H., JACOB K. H., *Investigation of the dynamical process in earthquake foci by analysing the pulse shape of body waves*. Proc. X th Assembly ESC II, 253–352 (1968).
 43. MIKUMO T., *Source process of deep and intermediate earthquakes as inferred from long period P and S wave form. 2. Deep focus and intermediate earthquakes around Japan*. J. Phys. Earth, **19**, 303–320 (1971).
 44. FUKAO Y., *Source process of a large deep – focus earthquake and its tectonic implication – The western Brazil earthquake of 1963*. Phys. Earth Planet. Inter. **5**, 119–126 (1972).
 45. SASATANI T., *Source process of a deep-focus earthquake in the sea of Okhotsk as deduced from long period P and SH waves*. J. Phys. Earth, **22**, 279–297 (1974).
 46. KOYAMA J., *Source process of Vladivostok deep focus earthquake of September 10, 1973*. Sci. Rep. Tohoku Univ., Ser. 5, Geophys. **23**, 2, 83–101 (1975).
 47. KANAMORI H., ANDERSON DON L., *Theoretical basis of some empirical relations in seismology*. Bull. Seism. Soc. Am. **65**, 1073–1095 (1975).
 48. OROWAN E., *Mechanism of seismic faulting*. In Griggs, D. T. and Handin John's (eds.), Rock Deformation – a Symposium. Geol. Soc. Am. Mem., **79**, 323–346 (1960).
 49. SUGIMURA A., UYEDA S., *A possible anisotropy of the upper mantle accounting for deep earthquake faulting*. Tectonophysics, **5**, 25–33 (1966).
 50. SAVAGE J. C., *The mechanics of deep-focus faulting*. Tectonophysics, **8**, 2, 115–126 (1969).
 51. L. CONSTANTINESCU, I. CORNEA, V. LĂZĂRESCU, *An approach to the seismotectonics of the Romanian Eastern Carpathians*. Rev. roum. geol., geophys., **17**, 133–143 (1973).
 52. I. CORNEA, M. MIȘICU, E. COJOCARU, AL. VAICUM, V. ȘTEFLEA, *Directivity effects of elastic wave reactions induced by multiple shocks. Application to the earthquake of March 4, 1977*. Rev. roum. sci. techn., Mec. appl., **25**, 3, 341–351 (1980).
 53. I. CORNEA, M. MIȘICU, *Wave directivity of multipel dislocation mechanisms with application to the analysis of kinematic effects during the 4 martie 1977 earthquake*. Rev. roum. sci. techn., Mec. appl., **26**, 3, (1981).
 54. I. CORNEA, M. MIȘICU, M. C. ONCESCU, *Seismic waves induced by a dislocation of slip – fault type with arbitrary dip angle and azimuthal orientation. Part. I*. Rev. roum. sci. techn., Mec. appl., **26**, 5, 711–723 (1981) : Part. A.
 55. I. CORNEA, M. MIȘICU, M. C. ONCESCU, *Maximal and synthetic effects induced by a dislocation of slip – fault type at the ground level*. Rev. roum. sci. techn., Mec. appl. (Under press).
 56. I. CORNEA, M. MIȘICU, M. C. ONCESCU, *Izoseistic lines for a dislocation of slip fault type including the reflection effect at the earth surface*. Rev. roum. sci. techn. Mec. appl. (under press).
 57. H. BENIOFF, *Mechanism and strain characteristics of the White Wolf fault as indicated by the aftershock sequence Earthquakes in Kern Country California during 1955*. G. B. Oakeshott Ed. Calif. Div. Mines Bull., **171**, 199–202.
 58. A. BEN-MENACHEM, *Radiation of seismic surface wave from finite moving sources*. Bull. Seism. Soc., Am. **51**, 401–432 (1961).
 59. N. R. HASKELL, *Total energy and energy spectral density of elastic wave radiation from propagating faults. Part. II. A statistical source model*. Bull. Seism. Soc. Am. **56**, 125–140 (1966).
 60. K. AKI, *Scaling law of seismic spectrum*, J. Geophys. Res., **72**, 1217–1231 (1967).
 61. K. AKI, *Scaling law of earthquake source time – function*, Geophys. J., **31**, 3–25 (1972).
 62. R. J. ARCHULETA and J. N. BRUNE, *Surface strong motion associated with a strike – slip event in a foam rubber model of earthquakes*. Bull. Seism. Soc. Am. **65**, 1059–1071 (1975).
 63. R. R. BLANDFORD, *A source theory for complex earthquakes*. Bull. Seism. Soc. Am. **65**, 1383–1405 (1976).
 64. D. M. BLANDFORD and W. B. JOYNER, *The influence of rupture incoherence on seismic directivity*. Bull. Seism. Soc. Am., **68**, 283–300 (1978).

Faint, illegible text on the left page, possibly bleed-through from the reverse side.

Faint, illegible text on the right page, possibly bleed-through from the reverse side.

Seismicitatea teritoriului României cu referire specială la regiunea Vrancea

DR. CORNELIUS RADU

ING. GABRIELA POLONIC

Centrul de fizica pământului și seismologie,
București

IV.1. Seismicitatea teritoriului României

IV.1.1. Studiul cantitativ al seismicității

Caracteristicile principale ale focarului unui cutremur sînt coordonatele epicentrului φ și λ , adîncimea focarului h , ora la origine H și magnitudinea M . Cei cinci parametri φ , λ , h , H și M reprezintă cea mai simplă caracterizare fizică a unui cutremur.

În spațiul S_5 fiecare cutremur definește un punct cu coordonatele $(\varphi, \lambda, h, H, M)_i$, iar mulțimea punctelor i din spațiul S_5 stă la baza noțiunii de seismicitate, conform definiției propusă în [1]. Problema studiului seismicității constă în a găsi particularitățile distribuției acestor puncte în spațiul S_5 și de a stabili legile cărora se supune această repartitie [1].

Pentru studiul seismicității unei regiuni este deci absolut necesar de a întocmi un catalog al cutremurelor și de a le clasifica pe baza magnitudinii M (sau energiei E).

Clasificarea magnitudinală (sau energetică) permite studiul legii frecvenței și deci obținerea parametrilor fundamentali ai seismicității unei regiuni.

IV.1.1.1 **Legea frecvenței.** Relația frecvență—magnitudine pentru o serie de cutremure se exprimă prin ecuația [2]:

$$\log n(M) = a_1 - b_1 M \quad (\text{IV.1})$$

unde n reprezintă numărul cutremurelor cu magnitudinea cuprinsă în intervalul $M \pm \delta M$.

Distribuția frecvenței cumulative pentru $M \geq M^*$ se exprimă prin ecuația:

$$\log N(M) = a_2 - b_2 M \quad (\text{IV.2})$$

obținută prin integrarea relației precedente.

Coefficientul a_1 (sau a_2) variază de la o regiune la alta și depinde de perioada de observație; el poate fi considerat ca o măsură a activității seismice pentru o anumită regiune.

Specialiști consultați:

DR. IOSIF BER CIA

DR. ING. MARIUS VISARION

DR. MARCIAN BLEAHU

Institutul de geologie și geofizică,
București

Coeficientul b nu trebuie să depindă de perioada de observație și s-a considerat mult timp că acesta ar avea o valoare universală [3]. Cercetările ulterioare au demonstrat însă că acest parametru variază semnificativ de la o regiune tectonică la alta [4-11].

Valoarea coeficientului b în ecuația (IV.1) corespunde înclinării drepte care reprezintă cel mai bine ansamblul de puncte de observație ($\log n, M$); aceasta poate fi determinată prin metoda celor mai mici pătrate, indiferent că este vorba de frecvența cumulativă sau necumulativă [13].

În [13] se recomandă pentru evaluarea precisă a coeficientului b , următoarea formulă simplă :

$$b_3 = \frac{\log e}{\bar{M} - M^*} \quad (IV.3)$$

cu $\log e = 0,4343$ și unde \bar{M} și M^* reprezintă magnitudinea medie și respectiv magnitudinea minimă pentru seria de seisme considerate. S-a demonstrat [14] că evaluarea lui b prin formula (IV.3) reprezintă estimarea cea mai probabilă și a indicat limitele de certitudine ale acestei estimări.

Aplicând ecuația (IV.2) numărului de seisme observate $N(M \geq M^*)$ se va obține valoarea corespunzătoare lui a_3 :

$$a_3 = \log N(M \geq M^*) + b_3 M^* \quad (IV.4)$$

Valoarea lui a_3 reprezintă logaritmul numărului de șocuri având magnitudinea $M \geq 0$. Numărul mediu anual se exprimă prin relația :

$$a_{31} = \log N_1(M \geq 0) = \log N(M \geq M^*) + b_3 M^* - \log T \quad (IV.5)$$

Relația cumulativă frecvență-magnitudine poate fi înlocuită prin relația cumulativă frecvență-moment [15] :

$$N(M_0) = \beta M_0^B \quad (IV.6)$$

unde coeficientul B ia locul coeficientului b .

Se poate de asemenea studia legea frecvenței folosind energia E , în locul magnitudinii M , cu ajutorul relației [1] :

$$\log N_K = A - \gamma K \quad (IV.7)$$

unde $K = \log E$ (E exprimat în Jouli). Graficele de frecvență se caracterizează prin trei parametri A , γ și R :

γ = înclinarea graficului de frecvență care este o mărime destul de stabilă pentru diferite regiuni seismice ($\gamma = 0,45 \pm 0,05$);

A = activitatea seismică care reprezintă nivelul graficului de frecvență în raport cu o valoare K_0 , alcasă convențional (de obicei se consideră $K_0 = 10$ [3, 16]);

R = măsura dispersiei frecvenței, care în condițiile unei seismicități „normale” este aproximativ egală cu unitatea. Tendința $R \rightarrow 1$ indică absența unei relații între momentele de apariție ale cutremurelor, caracteristică a proceselor subordonate unei distribuții Poisson [17].

În [16, 18] s-a considerat că seismicitatea este normală dacă $R \approx 1$ și anormală dacă $R > 2$. Compararea activității diferitelor regiuni trebuie făcută în condițiile unor regiuni seismice normale.

Este interesant de a urmări variația în timp a seismicității, adică variația în timp a parametrilor fundamentali ai regimului seismic — A , γ și R , în condițiile specifice unei anumite regiuni. Studiul simultan al graficelor de frecvență și al hărților de activitate seismică — $A = A(\varphi, \lambda)$ în corelație cu datele geotectonice permite elaborarea hărților de seismicitate.

Hărțile de seismicitate sînt prezentate sub diferite forme :

— distribuția spațială a valorilor coeficientului b [19, 20];

— distribuția spațială a activității seismice [1, 19-23];

— distribuția spațială a energiei seismice [10, 16, 19, 20, 24, 25];

— distribuția spațială a fluxului tectonic [24, 25].

— distribuția spațială a riscului seismic [26 [-32];

IV.1.1.2. Activitatea seismică probabilă. Rezolvarea diferitelor probleme de seismologie inginerescă necesită cunoașterea activității seismice viitoare. Pentru aceasta este indicat de a analiza probabilitatea de apariție a cutremurelor într-o anumită perioadă de timp.

Determinarea frecvenței de apariție a cutremurelor de o anumită magnitudine într-o anumită regiune, constituie elementul principal pentru predicția cutremurelor, problemă care reține atenția întregii comunități seismologice internaționale.

Pentru estimarea activității seismice probabile s-au propus trei parametri [23]: indicele de seismicitate N_1 , activitatea seismică specifică S_1 și riscul seismic R_1 .

Indicele de seismicitate. Relația frecvență—magnitudine (IV.2) permite calculul numărului mediu anual de cutremure cu $M \geq M_1$. Acest număr poate fi considerat ca o măsură a activității seismice și reprezintă indicele de seismicitate N_1 (seisme/an).

Indicele N_1 se calculează cu ajutorul formulei :

$$N_1 = 10^{a_{31} - b_3 M_1} \quad (IV.8)$$

sau

$$N_1 = 10^{a_{31} - b_3 M_1} \quad (IV.9)$$

Activitatea seismică specifică. Pentru a obține o imagine mai precisă asupra seismicității s-a introdus noțiunea de activitate seismică specifică S_1 definită ca numărul mediu anual de cutremure cu magnitudinea $M \geq M_1$, produs pe unitatea de suprafață ds ($ds = 1.10^4 \text{ km}^2$).

Activitatea seismică se exprimă prin relația :

$$S_1 = N_1/s \text{ (seisme/km}^2 \cdot \text{an)} \quad (IV.10)$$

Riscul seismic. Este foarte util de a cunoaște, pentru o anumită regiune, probabilitatea de apariție a unui cutremur distrugător de importanță minimală, într-un anumit interval de timp. Această probabilitate reprezintă riscul seismic R_1 și cunoașterea sa prezintă un deosebit interes pentru seismologia inginerescă.

Probabilitatea de apariție a unui sau mai multor cutremure cu magnitudinea $M \geq M_1$ în perioada T se exprimă prin formula [23] :

$$R_1(M, T) = 1 - e^{-N_1(M_1)T} \quad (IV.11)$$

unde $N_1(M_1)$ se obține din relația frecvență-magnitudine.

Perioada medie de revenire a unui cutremur distructiv se calculează cu formula :

$$\theta = 1/N_1(M_1) \quad (\text{IV.12})$$

Pentru construcția hărților de risc seismic s-a propus funcția [26] :

$$F(a) = P[A \leq a \mid M \geq M_{\min}] \quad (\text{IV.13})$$

care exprimă probabilitatea ca o accelerație A observată să fie mai mică sau egală cu valoarea a , când magnitudinea M a seismului este egală sau superioară valorii minime M_{\min} .

IV.1.1.3. Seismicitatea specifică și fluxul tectonic. Pentru evaluarea seismicității unei regiuni, în [24] s-au propus două mărimi : seismicitatea specifică S' și fluxul tectonic F' , exprimate prin relațiile :

$$S' = \frac{\sum E_t}{s \cdot t} \quad [\text{erg}/\text{km}^2 \cdot \text{an}] \quad (\text{IV.14})$$

$$F' = \frac{\sum E_t^{1/2}}{s \cdot t} \quad [\text{erg}^{1/2}/\text{km}^2 \cdot \text{an}] \quad (\text{IV.15})$$

unde s și t reprezintă suprafața regiunii seismice și respectiv intervalul de observație.

Distribuția spațială a fluxului tectonic arată o bună corelație cu tectonica regiunii.

Pentru elaborarea hărților de seismicitate se folosește de obicei mărimea $\sigma = \log S'$ [10, 16].

Variația în timp a activității seismice este foarte bine ilustrată prin „curbele Benioff” care reprezintă suma cumulativă a deformațiilor elastice eliberate în timp — $S = \sum E^{1/2} = f(t)$.

Graficele Benioff reprezintă un indice al activității tectonice și deci pot fi folosite pentru predicția cutremurelor [16].

IV.1.1.4. Distribuția temporală a cutremurelor. Admițând că seismele sînt fenomene complet independente, probabilitatea de apariție este dată prin distribuția (a se vedea [23]) :

$$P(r,t) = \frac{(mt)^r \cdot e^{-mt}}{r!} \quad (\text{IV.16})$$

unde mt este valoarea medie observată a seismelor pentru perioada t .

Dacă se clasifică datele în ordinea crescătoare a numărului r de cutremure observate pe an, se poate compara distribuția experimentală :

$$P_r = \frac{n_r}{\sum n_r} \quad (\text{IV.17})$$

unde n_r — frecvența de apariție a r seisme/an, $\sum n_r$ — numărul total al anilor de observație ; cu distribuția teoretică Poisson :

$$P_r = \frac{n_r \cdot e^{-m}}{r!} \quad (\text{IV.18})$$

unde m — numărul mediu anual al seismelor obținându-se astfel informații privind procesul de producere al seismelor.

Metodele prezentate mai sus pentru studiul cantitativ al seismicității, arată importanța cercetărilor seismostatistice pentru rezolvarea diferitelor probleme ale seismologiei (modelarea cutremurelor, riscul seismic, predicția cutremurelor etc.).

IV.1.2. Activitatea seismică în perioada anterioară anului 1900

Seismicitatea teritoriului României este determinată de procesele seismotectonice din acest teritoriu iar influența regiunilor seismice vecine se observă în sud (Oltenia și Dobrogea), vest (Banat) și nord (Maramureș)¹⁾ [16].

Deoarece omogenitatea datelor de observație diferă în timp, studiul seismicității s-a făcut separat pentru perioada anterioară anului 1900 și separat pentru perioada 1901—1979.

Prezentarea datelor de observație și a rezultatelor obținute urmărește modelul folosit în [16] pentru studiul seismicității României în perioada anterioară anului 1970.

Folosind observațiile cuprinse în Catalogul național elaborat de Radu [16] precum și o serie de lucrări de sinteză²⁾ s-a întocmit harta din figura IV.1 care reprezintă distribuția epicentrelor pentru perioada 1091—1900. Materialul de observație (tabelul IV.1) poate fi considerat omogen pentru intervalele 1471—1800 ($I_0 \geq \text{VIII}$) și 1801—1900 ($I_0 \geq \text{VII}$).

¹⁾ RADU C., UTALE A., *Asupra seismicității și seismotectonicii Olteniei și a zonelor învecinate*. Partea I. Raport CSEN/CFPS, tema 30.78.3/1979, I, 1, București, 1979 a.

²⁾ RADU C., *Catalogul cutremurelor puternice produse pe teritoriul României*. Partea I — înainte de 1901. Partea II — 1901—1979. Cercetări seismologice asupra cutremurului din 4 martie 1977 (Editori — Cornea I., Radu C.), 723—752, ICEFIZ, București, 1979; RADU C. et al. *Contribuții la studiul seismicității României*. Lucrare prezentată la Simpozionul „Progrese în fizică”, Cluj-Napoca, 1980; RADU C., TORO E., *Contribuții la catalogul de cutremure românești din perioada anterioară anului 1801*. Raport CSEN/CFPS, IV, 7, 156—160, 1979.

Catalogul cutremurelor puternice ($I_0 \geq VI$) produse pe teritoriul României în perioada 1091—1900

Nr.	Data	Timpu h:m:s	φ_N^0	λ_E^0	I_0	h	M_f	Zona seismică	Clasa	Sursa	Observații
0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1	1091 I an	—:—	45,7	26,6	VII	<i>i</i>	6,1	Vrancea		KS, 1977	KS— $M=6,2$
2	1107 II 12	03:00	45,7	26,6	VII	<i>i</i>	6,1	"		KS, 1977	KS— $M=6,2$
3	1122 X	—:—	45,7	26,6	VI—VII	<i>i</i>	5,8	"		KS, 1977	KS— $M=5,9$
4	1126 VIII 08	00:00	45,7	26,6	VII	<i>i</i>	6,1	"		KS, 1977	KS— $M=6,2$
5	1170 IV 01	—:—	45,7	26,6	VIII	<i>i</i>	6,7	"		KS, 1977	KS— $M=7,0$
6	1196 II 13	07:00	45,7	26,6	VIII	<i>i</i>	6,7	"		KS, 1977	KS— $M=7,0$
7	1230 V 10	07:00	45,7	26,6	VIII—IX	<i>i</i>	6,9	"		KS, 1977	KS— $M=7,1$
8	1327 I an	—:—	45,7	26,6	VIII	<i>i</i>	6,7	"		KS, 1977	KS— $M=7,0$
9	1446 X 16	04:00	45,7	26,6	VIII	<i>i</i>	6,7	"		KS, 1977	KS— $M=7,3$
10	1471 VIII 29	10:—	45,7	26,6	VIII	<i>i</i>	6,7	"	cbca	RC, 1971b RC, 1974	KS— $M=7,1$; $I_0=VIII-IX$; Replcii
11	1516 XI 24	12:—	45,7	26,6	IX	<i>i</i>	7,2	"	cbca	RC, 1971b RC, 1974	KS— $M=6,8$; $I_0=VIII$
12	1523 VI 09	—:—	45,7	26,6	VII	<i>i</i>	6,1	"		RC, 1971b	KS— $M=5,8$; $I_0=VI-VII$
13	XI 19	Noaptea	46,17	24,37	VIII	<i>n</i>	5,3	Transilva- nia	cbca	RC, 1971b RC, 1974	
14	1543	—:—	45,7	26,6	VII	<i>i</i>	6,1	Vrancea		RC, 1971b	SKH— $I_0=VIII$
15	1545 VII 19	08—09	45,7	26,6	VIII	<i>i</i>	6,7	"	cbca	RC, 1971b RC, 1974	KS— $M=6,2$; $I_0=VII$
16	1550 X 26	01:—	45,78	24,15	VIII	<i>n</i>	5,3	Transilva- nia	cbca	RC, 1971b RC, 1974	
17	1569 VIII 17	05—06	45,7	26,6	VIII	<i>i</i>	6,7	Vrancea	cbca	RC, 1971b RC, 1974	KS— $M=6,2$; $I_0=VII$
18	1571 IV 10	07—08	45,52	24,6	VIII	<i>n</i>	6,5	Cimpulung	cbca	RC, 1971b	KS— $M=6,2$; $I_0=VIII$
19	V 10	—:—	45,52	24,6	VIII	<i>n</i>	6,5	"	cbca	RC, 1971b RC, 1974	Identic cu prece- dentul?
20	1590 VIII 10	20:—	45,7	26,6	VIII—IX	<i>i</i>	6,9	Vrancea	cbca	RC, 1971b RC, 1974	KS—45,7°N; 24,5°E; 30 km; $M=6,8$; $I_0=VIII$
21	1596 IV 16	—:—	45,7	26,6	VI—VII	<i>i</i>	5,8	"		KS, 1977	KS— $M=6,0$
22	1598 XI 2	02—03	45,7	26,6	VII	<i>i</i>	6,1	"		RC, 1971b	KS— $M=5,5$; $I_0=VI$
23	1599 VIII 04	—:—	45,7	26,6	VII	<i>i</i>	6,1	"		RC, 1971b	KS— $M=5,5$; $I_0=VI$
24	1604 V 03	03—04	45,7	26,6	VIII	<i>i</i>	6,7	"	cbca	RC, 1971b RC, 1974	KS— $M=6,2$; $I_0=VII$
25	1605 XII 24	15—16	45,7	26,6	VIII	<i>i</i>	6,7	"	cbca	RC, 1971b RC, 1974	KS— $M=5,9$; $I_0=VI-VII$
26	1606 I 13	01—02	45,7	26,6	VII—VIII	<i>i</i>	6,4	"		RC, 1971b	KS— $M=5,5$; $I_0=VI$
27	1620 XI 08	13—14	45,7	26,6	VIII—IX	<i>i</i>	6,9	"	cbca	RC, 1971b RC, 1974	KS—46,2°N; 23,9°E; 30 km; $M=6,5$; $I_0=VIII$
28	XII	—:—	45,7	26,6	VII—VIII	<i>i</i>	6,4	"		KS, 1977	KS— $M=6,6$; Identic cu prece- dentul?
29	1637 II 01	01:30	45,7	26,6	VII—VIII	<i>i</i>	6,4	"		RC, 1971b	KS— $M=6,6$
30	1650 IV 19	—:—	45,7	26,6	VII	<i>i</i>	6,1	"		KS, 1977	KS— $M=6,2$
31	1666 II	—:—	45,7	26,6	VI—VII	<i>i</i>	5,8	"		KS, 1977	KS— $M=6,0$
32	1679 VIII 09	00—01	45,7	26,6	VIII	<i>i</i>	6,7	"	cbca	RC, 1971b RC, 1974	KS— $M=6,8$
33	1681 VIII 18	00—01	45,7	26,6	VIII	<i>i</i>	6,7	"		RC, 1971b	KS— $M=6,8$
34	1701 VI 12	00—01	45,7	26,6	VII—VIII	<i>i</i>	6,4	"		RC, 1971b	KS— $M=6,9$; $I_0=VIII$
35	1711 X 11	00—01	45,7	26,6	VII	<i>i</i>	6,1	"		RC, 1971b	KS— $M=6,5$; $I_0=VIII$
36	1738 VI 11	10—11	45,7	26,6	VIII—IX	<i>i</i>	6,9	"	cbca	RC, 1971b RC, 1974	KS— $M=7,0$
37	1740 IV 05	—:—	45,7	26,6	VI—VII	<i>i</i>	5,8	"		RC, 1971b	KS— $M=5,5$
38	1746 XII 07	01:—	45,52	24,6	VIII?	<i>n</i>	6,5	Cimpulung	cbca	RC, 1971b RC, 1974	
39	1778 I 18	05:45	45,7	26,6	VII	<i>i</i>	6,1	Vrancea		RC, 1971b	KS— $M=6,5$; $I_0=VII-VIII$
40	1784 I 23	21:00	47,9	23,9	VI—VII	<i>n</i>	4,4	Maramureș		KS, 1974	KS— $M=4,6$
41	III 18	—:—	45,7	26,6	VII?	<i>n</i>	5,8	Vrancea		RC, 1971b	
42	1786 II 15	02:—	46,8	23,6	VI	<i>n</i>	4,1	Transilva- nia		RC, 1971b	

TABELUL*IV.1 (continuare)

0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
43	1790 IV 06	19:29	45,7	26,6	VIII	i	6,7	Vrancea	abca	RC, 1971b RC, 1974	KS—M=6,9
44	1793 XII 08	06:10	45,7	26,6	VII	i	6,1	"		RC, 1971b	KS—M=6,4; I ₀ = VI—VII
45	1797 X 19	01:—	46,2	21,3	VII	n	4,7	Banat		RC, 1971b	
46	1802 X 26	10:55	45,7	26,6	IX	i	(7,5)	Vrancea	abca	RC, 1971b RC, 1974b	KS—M=7,4; Repliei
47	1821 II 10	00:00	45,7	26,6	VI—VII	i	5,8	"		KS, 1974	KS—M=5,9
48	XI 17	13:45	45,7	26,6	VI—VII	i	5,8	"		RC, 1971b	KS—M=6,7; I ₀ = VII—VIII
49	1823 I 05	02:—	47,93	23,88	VII	n	4,7	Maramureş	abca	RC, 1971b RC, 1974	KS—M=3,8; I ₀ = VI—VII
50	1829 VII 01	01:37	47,57	22,28	VII	n	4,7	Crişana	abca	RC, 1971b RC, 1974	KS—M=6,2
51	XI 26	01:40	45,7	26,6	VII—VIII	i	6,4	Vrancea	abca	RC, 1971b	KS—M=6,9; I ₀ = VIII
52	1830 VII 01	04:00	48,0	23,6	VI	n	4,1	Maramureş		RC, 1974	SKH—I ₀ = VIII—IX
53	1831 VIII 03	00:00	45,7	26,6	VI	i	5,5	"		KS, 1977	KS—M=4,3
54	1832 II 19	07—08	45,52	24,60	VII	n	5,9	Cîmpulung	cbca	RC, 1971b RC, 1974	KS—M=5,8; H = 03h00m KS—45,7°N; 26,6°E; 100 km; M = 5,7; I ₀ = VI
55	1834 X 15	06—07	47,63	22,33	VIII	n	5,3	Crişana	cbca	RC, 1971b RC, 1974	KS—M=6,8
56	1835 IV 21	20:30	45,7	26,6	VI	i	5,5	Vrancea		RC, 1974	
57	1838 I 23	18:45	45,7	26,6	VIII	i	6,7	"	abca	RC, 1971b RC, 1974	KS—M=6,9
58	1843 IX 10	—	45,7	26,6	VI	i	5,5	"		KS, 1977	
59	1847 X 15	06:15	46,18	21,32	VII	n	4,7	Banat	abca	RC, 1971b RC, 1974	
60	1859 X 17	09:30	46,05	20,87	VII	n	4,7	"	abca	RC, 1971b RC, 1974	
61	1862 X 16	01:11	45,7	26,6	VI—VII	i	5,8	Vrancea		RC, 1971b	SKH—I ₀ = (VII)
62	1868 XI 13	07:45	45,7	26,6	VII—VIII	i	6,4	"	abca	RC, 1971b RC, 1974	KS—M=5,8; I ₀ = VI
63	XI 27	20:39	45,7	26,6	VII	i	6,1	"	abca	RC, 1971 RC, 1974	KS—M=5,5; H = 08h 30m
64	1870 XII 21	16:00	48,0	23,6	VI—VII	n	4,1	Maramureş		KS, 1977	KS—M=4,3
65	1879 X 10	15:45	44,7	21,6	VII	n	4,7	Banat	abca	RC, 1971b RC, 1974	SKH-7 repliei pu- ternice
66	X 31	18:30	46,07	20,63	VII	n	4,7	"	abca	RC, 1971b RC, 1974	
67	XII 01	06:00	46,0	20,5	VI	n	4,1	"	abca	RC, 1971	SKH—I ₀ = VII
68	1880 X 03	05:46	46,3	24,14	VII	n	4,7	Transilva- nia	abca	RC, 1971b RC, 1974	
69	XII 25	14:30	45,7	26,6	VII	i	6,1	Vrancea	abca	RC, 1971b RC, 1974	KS—M=6,2
70	1893 III 11	09:23	47,98	23,03	VII	n	4,7	Maramureş	abca	RC, 1971b RC, 1974	KS—M=3,9
71	VIII 17	14:45	45,7	26,6	VI—VII	i	5,7	Vrancea		RC, 1971b	KS—M=6,1; I ₀ = VII
72	IX 10	03:40	45,7	26,6	VI—VII	i	5,7	"		RC, 1971b	KS—M=6,1; I ₀ = VII Identic cu precedentul?
73	1894 III 01	15:25	45,7	26,6	VI	i	5,5	"		RC, 1971b	
74	III 04	06:35	45,7	26,6	VII	i	6,1	"	abca	RC, 1971b RC, 1974	KS—M=5,8; I ₀ = VI—VII
75	VIII 31	12:20	45,7	26,6	VII	i	6,1	"	abca	RC, 1971b RC, 1974	KS—M=6,5; I ₀ = VIII
76	XII 19	21:30	45,03	21,72	VII	n	4,7	Banat	abca	RC, 1971b RC, 1974	
77	1896 III 11	23:30	45,7	26,6	VI	i	5,5	Vrancea		RC, 1971b	KS—M=5,8
78	1900 I 29	01:15	46,0	21,1	VII	n	4,7	Banat	abca	RC, 1971b RC, 1974	SKH—I ₀ = VI—VII

Observații: n = normal ($5 \leq h < 60$ km)

i = intermediar ($60 \leq h \leq 174$ km; $h = 130 \pm 30$ km)

$M_I = 0,56 I_0 + 2,18$ (Vrancea, $h = i$)

$M_I = 0,66 I_0 + 1,23$ (Vrancea, Cîmpulung, $h = n$)

$M_I = 0,60 I_0 + 0,52$ (Banat, Crişana, Maramureş, $h = n$)

RC, 1971b — Radu C., 1971b⁵⁾

RC, 1974 — Radu C., 1973/1974 [16]

KS, 1977 — Kondorskaya N. V., Shebalin N. V., 1977 [56].

SKH, 1974 — Shebalin N. V., Kárník V., Hadžievski D., 1974 [57].

Distribuția epicentrelor pentru perioada 1091—1900 evidențiază următoarele zone seismice (tabelul IV.2):

TABELUL IV.2

Distribuția zonelor epicentrale (1091—1900)

Nr.	Zona epicentrală	φ_N^0	λ_E^0	h	N seisme	I_{max}	M_{max}	Regiunea seismică
1	Vrancea	45,7	26,6	i	55	IX	7,5	Vrancea
2	Făgăraș	45,5	24,6	n	4	VIII	6,5	Cîmpulung
3	Moldova Nouă	44,7	21,6	n	1	VII	4,7	Banat
4	Oravița	45,0	21,7	n	1	VII	4,7	Banat
5	Șnicolaul Mare	46,1	20,6	n	3	VII	4,7	Banat
6	Vinga	46,0	20,6	n	1	VII	4,7	Banat
7	Arad	46,2	21,3	n	2	VII	4,7	Banat
8	Sanislau	47,6	22,3	n	2	VIII	5,3	Crișana
9	Halmeu	48,0	23,0	n	1	VII	4,7	Maramureș
10	Sighet	47,9	23,9	n	4	VII	4,7	Maramureș
11	Cluj-Napoca	46,8	23,6	n	1	VI	4,1	Transilvania
12	Mediaș	46,2	24,4	n	2	VIII	5,3	Transilvania
13	Sibiu	45,8	24,2	n	1	VIII	5,3	Transilvania

Notă: n = normal ($h < 60$ km); i = intermediar ($60 \leq h \leq 174$ km).

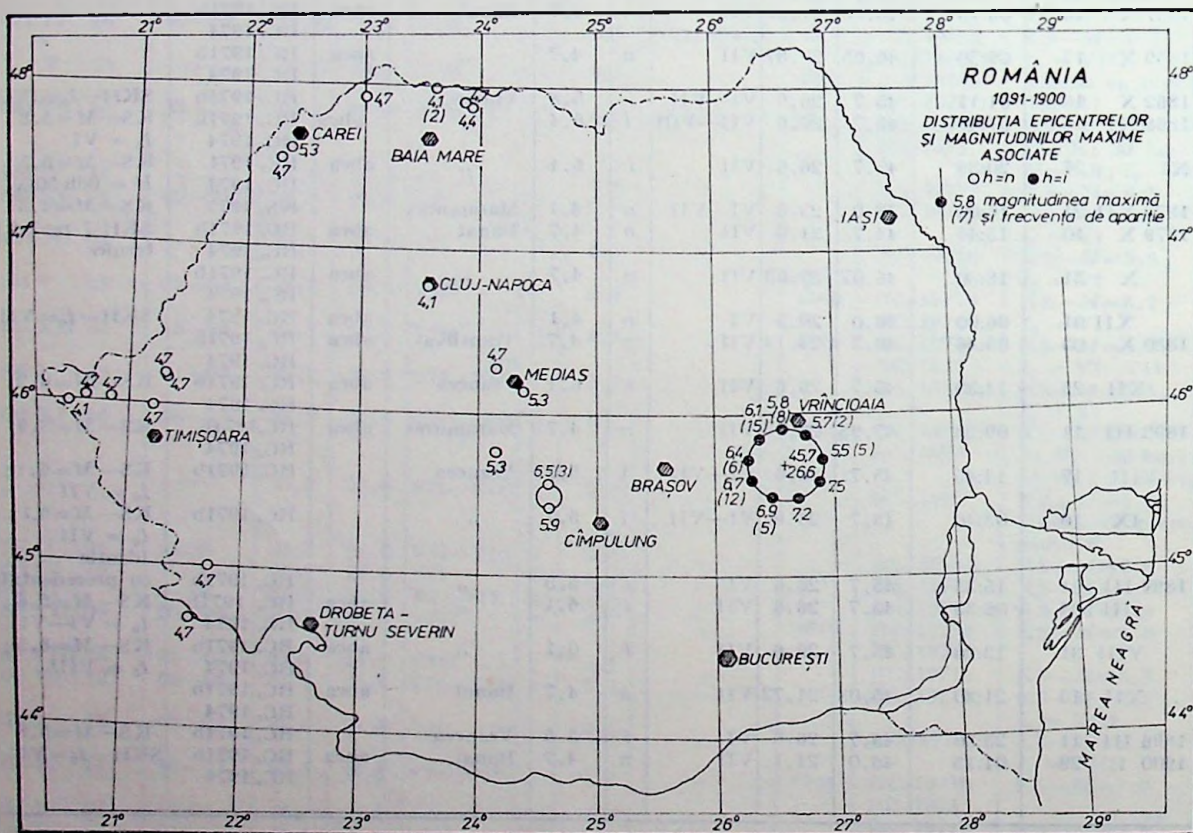


Fig. IV.1.

Pentru a obține o imagine cantitativă asupra seismicității fiecărei regiuni, s-a calculat energia seismică pentru diferite intervale de timp (tabelul IV.3).

Energia seismică totală eliberată în perioada 1091—1900 este de aproximativ $3,52 \cdot 10^{23}$ erg. din care 97 % este localizată în regiunea Vrancea.

Pentru a avea o imagine asupra variației în timp a activității seismice, s-a construit graficul din figura IV.2, care reprezintă curbele de eli-

berare a deformației elastice $S = \sum E_i^{1/2}$ pentru regiunile seismice cele mai active — Vrancea și Cîmpulung.

TABELUL IV.3

Distribuția energiei seismice pentru diferite perioade de timp și diferite regiuni seismice

Regiunea	1091—1900*)			1901—1979			1091—1979		
	N	$\Sigma E_i \cdot 10^{20}$ erg	$\Sigma E_i^{1/2} \cdot 10^{10}$ erg ^{1/2}	N	$\Sigma E_i \cdot 10^{20}$ erg	$\Sigma E_i^{1/2} \cdot 10^{10}$ erg ^{1/2}	N	$\Sigma E_i \cdot 10^{20}$ erg	$\Sigma E_i^{1/2} \cdot 10^{10}$ erg ^{1/2}
Vrancea—R ₁	55	3403,12	314,10	337	1531,77	196,65	392	4931,79	510,75
Cîmpia Română — R ₂	—	—	—	3	1,06	1,60	3	1,06	1,60
Cîmpulung/Oltenia — R ₃	4	110,97	19,69	9	36,18	7,83	13	147,15	27,82
Banat—R ₄	8	0,51	1,96	17	0,80	3,21	25	1,31	5,17
Crișana — R ₅	2	0,63	1,02	1	0,01	0,09	3	0,64	1,11
Maramureș—R ₆	5	0,19	0,88	7	0,06	0,64	12	0,25	1,52
Transilvania R ₇	4	1,21	1,85	—	—	—	4	1,27	2,03
Moldova — R ₈	—	—	—	2	0,08	0,38	2	0,08	0,38
Bucovina — R ₉	—	—	—	1	0,10	0,32	1	0,10	0,32
Dobrogea—R ₁₀	—	—	—	1	0,04	0,19	1	0,04	0,19
România — R	78	3516,63	339,80	378	1570,10	210,91	456	5080,73	550,71

*) — Informațiile pentru perioada 1091—1900 sînt incomplete.

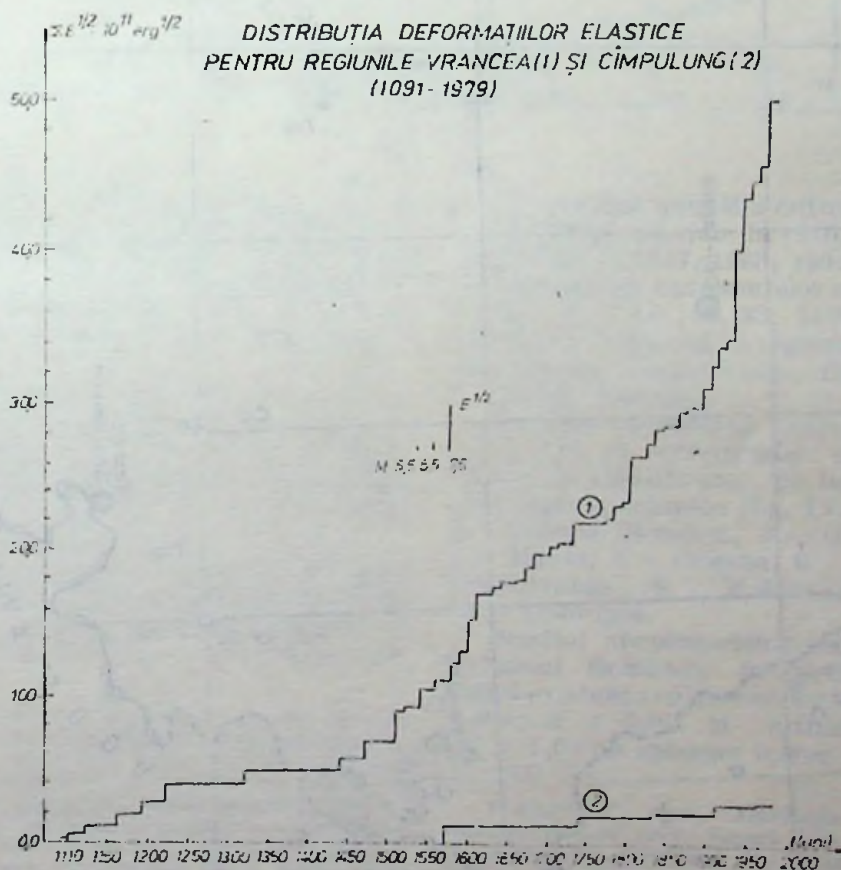


Fig. IV.2.

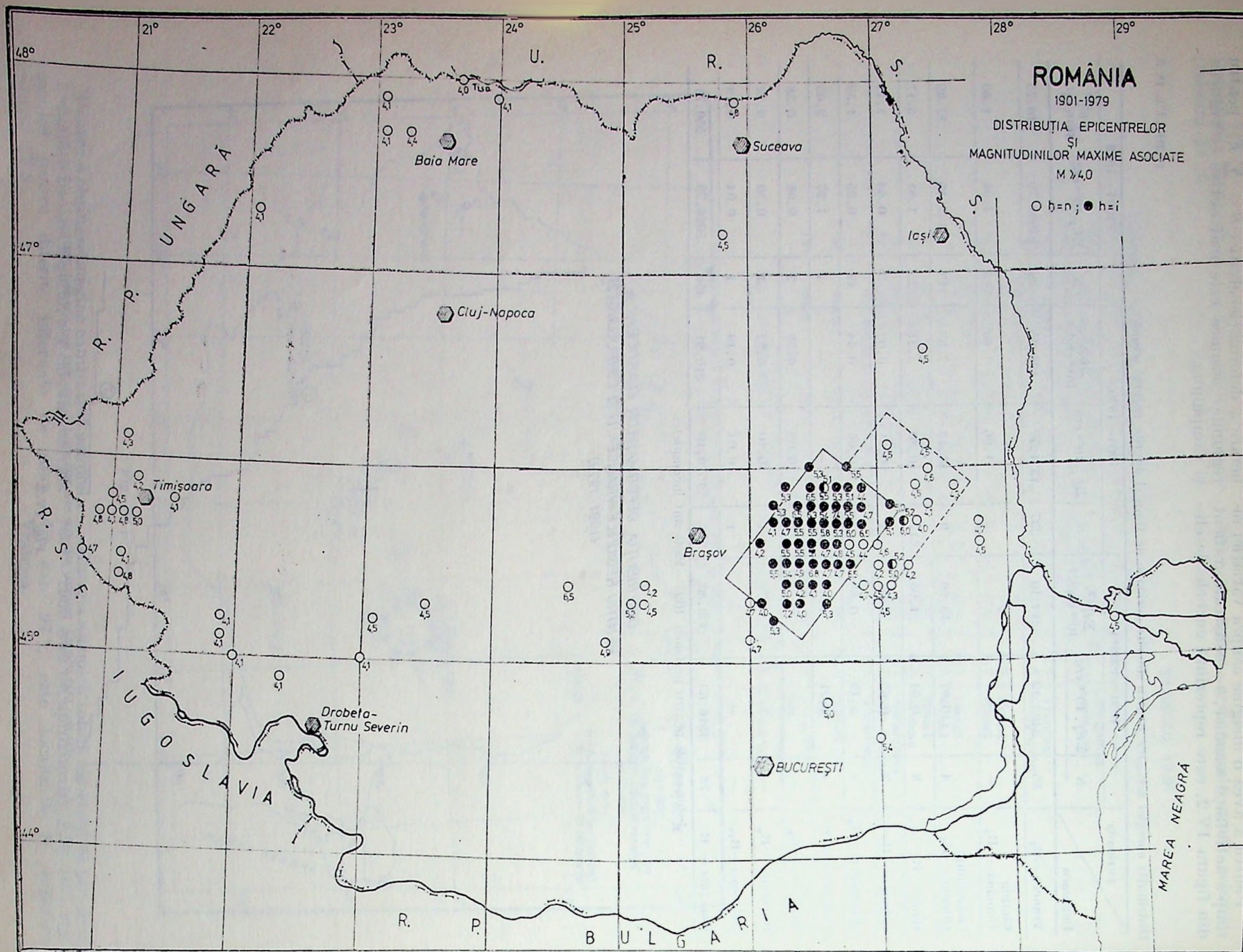


Fig. IV.3.

IV.1.3. Activitatea seismică în perioada 1901—1979

Pentru studiul activității seismice în perioada 1901—1979 s-au folosit informațiile cuprinse în Catalogul național elaborat de Radu [16] precum și o serie de lucrări de sinteză¹⁾²⁾³⁾.

male ($h < 60$ km) și a cutremurelor intermediare ($60 \leq h \leq 174$ km).

Compararea hărților din figurile IV.1 și IV.3 arată că perioada de cea 80 ani nu este semnificativă pentru studiul seismicității diferitelor regiuni de pe teritoriul României.

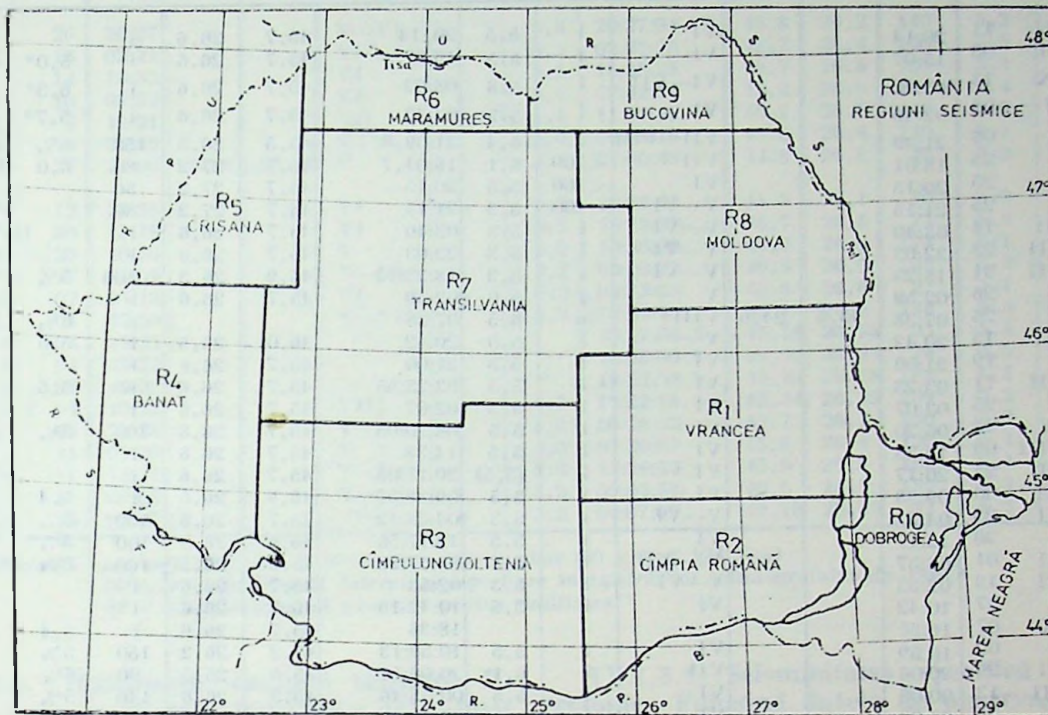


Fig. IV.4.

Informațiile din Catalogul național se referă la cutremurele cu $M \geq 4,0$ (Partea I) și la cele cu $M < 4,0$ (Partea II). Omogenitatea în spațiu și timp a datelor de observație, în special pentru perioada 1956—1979, asigură un ridicat grad de certitudine rezultatelor obținute (tabelul IV.4)

IV.1.3.1. Distribuția în spațiu și timp a cutremurelor. Pentru studiul distribuției spațiale a cutremurelor s-a întocmit harta din figura IV.3 care reprezintă distribuția cutremurelor cu magnitudinea $M \geq 4,0$ produse în perioada 1901—1979.

Activitatea seismică cea mai importantă se observă în regiunile Vrancea, Cîmpulung, Banat și Maramureș. Regiunea seismică Vrancea se caracterizează prin prezența cutremurelor nor

Distribuția anuală a cutremurelor românești [16]²⁾ indică maxime în 1940, 1943, 1952, 1977 și minime în 1957, 1963, 1964.

Distribuția cutremurelor normale de magnitudine $M < 4,0$ [16, 33, 34]³⁾ evidențiază noi epicentre, în special în regiunile Banat, Crișana, Maramureș, Transilvania, Bucovina, Moldova și Cîmpia Română.

Analiza distribuției cutremurelor puternice ($M \geq 4,0$) și cutremurelor slabe ($M < 4,0$) a condus la identificarea, pe teritoriul României, a 10 regiuni seismice (fig. IV.4): 1 — Vrancea, 2 — Cîmpia Română, 3 — Cîmpulung/Oltenia, 4 — Banat, 5 — Crișana, 6 — Maramureș, 7 — Transilvania, 8 — Moldova, 9 — Bucovina, 10 — Dobrogea.

Studiul evenimentelor seismice produse pe teritoriul României în perioada 1965—1979 indică existența cutremurelor foarte slabe—micro ($1,0 < M \leq 3,0$) și ultramicrocutremurelor ($M \leq 1,0$) pe aproape întreg teritoriul țării^{3a)}.

¹⁾ RADU C., *Catalogul cutremurelor puternice produse pe teritoriul României în perioada 1971—1976*. Raport IGG, tema 12.3.8, 159—173, București, 1976; RADU C., UTALÉ A., *Catalogul cutremurelor românești cu $M \geq 4,0$, produse în perioada 1971—1978*. Manuscris, CFPS, București, 1979 b; RADU C., UTALÉ A., *Catalogul cutremurelor cu magnitudinea $M_L \geq 3,0$ produse pe teritoriul României în anul 1977*. Cercetări seismologice asupra cutremurului din 4 martie 1977 (Editori — Cornea I., Radu C.), 699—722, ICEFIZ, București, 1979 c.

²⁾ RADU C., et al., *Activitatea seismică pe teritoriul României în anul 1971*. Raport IGA, tema 40, capit. 6, București, 1972; ANGHEL M., SMALBERGHER V., *Evoluția spațio-temporală a radiației quakeonice brncene în perioada martie 1977—aprilie 1979*. Raport CSEN/CFPS, tema 30.70.3/1980, București.

Catalogul cutremurilor cu $M \geq 5,0$ produse pe teritoriul României în perioada 1901-1981

Nr. crt.	Data		Date macroseismice					Date instrumentale					Regiunea	
			Ora	φ_N^0	λ_E^0	I_0	h km	M_m	Ora	φ_N^0	λ_E^0	h km		M
0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	
1	1902 III	11	20:14			VI	i	5,5	20:14	45,7	26,6	i		Vrancea
2	1903 VI	08	15:07			VI	i	5,5	15:07	45,7	26,6	i	5,0*	"
3	IX	13	08:02			VI-VII	i	5,8	08:02	45,7	26,6	i	6,3*	"
4	1904 II	06	02:49			VI	i	5,5	02:49	45,7	26,6	i	5,7*	"
5	1908 X	06	21:39			VII-VIII	i	6,4	21:39,8	45,5	26,5	150	6 1/2	"
6	1912 V	25	18:01			VII	<100	6,1	18:01,7	45,7	27,2	80	6,0	"
7	V	25	20:15			VI	<100	5,5	20:15	45,7	27,2	80		"
8	V	25	21:15			V-VI	<100	5,3	21:15	45,7	27,2	80		"
9	1913 III	14	03:40			V-VI	i	5,3	03:40	45,7	26,6	i		"
10	VII	23	22:03			V-VI	i	5,3	22:03	45,7	26,6	i		"
11	1914 VII	31	18:23			V-VI	i	5,3	18:23:12	45,9	26,3	100	5 1/4	"
12	X	26	02:59			V	i	5,0	02:59	45,7	26,6	i		"
13	1916 I	26	07:38	45,5	24,6	VIII	n	6,5	07:38		n	6 1/2	Cimpulung	
14	1917 III	15	20:42			V	i	5,0	20:42	46,0	26,5	i	5,0	Vrancea
15	V	19	21:00			VI	i	5,5	21:00	45,7	26,6	i		"
16	VII	11	03:23			VI	i	5,5	03:23:55	45,7	26,6	i	5,5	"
17	1918 II	25	02:07			VI	i	5,5	02:07	45,7	26,6	i		"
18	1919 IV	18	06:20			VI	i	5,5	06:20:05	45,7	26,8	100	5 1/4	"
19	VIII	09	14:38			VI	i	5,5	14:38	45,7	26,6	i		"
20	1927 VII	24	20:17			VI	i	(5,5)	20:17:05	45,7	26,6	i		"
21	1928 III	30	09:38			VI	i	5,5	09:38:57	45,9	26,5	i	5,4	"
22	XI	23	04:23			V-VI	i	5,3	04:23:12	45,7	26,6	150	5 1/4	"
23	1929 V	20	12:17			VI	i	5,5	12:17:56	45,8	26,5	100	5 1/4	"
24	XI	01	06:57			VI-VII	i	5,8	06:57:25	45,9	26,5	160	5 1/4	"
25	1932 III	13	02:53			V-VI	i	5,3	02:53	45,7	26,6	i		"
26	V	27	10:42			VI	i	5,5	10:42:15	45,7	26,6	i		"
27	IX	07	18:36						18:36	45,7	26,6	i	5,4	"
28	1934 II	02	10:59			VI	i	5,5	10:59:13	45,2	26,2	150	5 1/4	"
29	III	29	20:06			VII	i	6,1	20:06:51	45,8	26,5	90	6 1/4	"
30	1935 VII	13	00:03			VI	i	5,5	00:03:46	45,3	26,6	140	5 1/4	"
31	IX	05	06:00			VI	i	5,5	06:00	45,8	26,7	150		"
32	1936 V	17	17:38			V	i	5,0	17:38:02	45,3	26,3	150	5,1	"
33	1937 I	26	14:34						14:34	45,7	26,6	i	5,0	"
34	1938 VII	13	20:15			VI	i	5,5	20:15:17	45,9	26,7	120	5 1/4	"
35	1939 IX	05	06:02			VI	i	5,5	06:02:00	45,9	26,7	115	5 1/4	"
36	1940 V	21	09:57			V-VI	i	5,3	09:57:27	45,9	26,6	115	5,5	"
37	X	22	06:37			VII	i	6,1	06:37:00	45,8	26,4	122	6 1/4	"
38	XI	08	12:00			VI	i	5,5	12:00:44	45,5	26,2	145	5 1/4	"
39	XI	10	01:39			IX	i	7,2	01:39:07	45,8	26,7	133	7,4	"
40	XI	11	06:34			VI	i	5,5	06:34:16	46,0	26,8	150	5	"
41	XI	14	14:37						14:37	45,7	26,6	i	5,0	"
42	XI	19	20:27			VI	i	5,5	20:27:12	46,0	26,5	150	5 1/4	"
43	XI	23	14:50			V-VI	i	5,3	14:49:53	45,8	26,8	150	5 1/4	"
44	XI	01	17:19						17:19	45,7	26,6	i	5,1	"
45	1941 I	29	07:04						07:04	45,7	26,6	i	5,1	"
46	1942 IV	13	03:07						03:07:22	45,7	26,5	100	5,2	"
47	VII	29	19:19						19:19	45,7	26,5	125	5,0	"
48	1943 IV	28	19:46			VI	i	5,5	19:46:40	45,8	27,1	66	5,0	"
49	1944 II	25	16:59						16:59	45,7	26,6	155	5,2	"
50	1945 III	12	20:52			VI	i	5,5	20:51:46	45,6	26,4	125	5,5	"
51	IX	07	15:48			VII-VIII	i	6,4	15:48:26	45,9	26,5	75	6 1/4	"
52	IX	14	17:22						17:22	45,7	26,6	i	(5,1)	"
53	XII	09	06:09			VII	i	6,1	06:08:45	45,7	26,8	80	6,0	"
54	1946 XI	03	18:47			VI	i	5,5	18:46:59	45,6	26,3	140	5 1/2	"
55	1947 III	13	14:03						14:03	45,7	26,6	i	5,0	"
56	X	17	13:25						13:25:20	45,7	26,6	i	5,4	"
57	1948 III	13	21:06			V	i	5,0	21:05:56	45,9	26,7	150	5,3	"
58	IV	29	00:34			IV-V	i	4,7	00:33:40	45,9	26,7	150	5,0	"
59	V	29	04:49			VI-VII	i	5,8	04:48:58	45,8	26,5	140	5 1/4	"
60	1949 XII	26	03:36			V-VI	i	5,3	03:36:10	45,7	26,7	135	5,3	"
61	1950 I	16	04:25			V-VI	i	5,3	04:25:01	45,6	26,3	120	5,3	"
62	VI	20	01:18			VI	i	5,5	01:18:54	45,9	26,5	160	5,5	"
63	VII	14	06:29			V	i	5,0	06:29:57	45,7	27,1	100	5,1	"
64	1952 VIII	03	16:36			V	i	5,0	16:36:14	45,6	26,5	150	5,1	"
65	1953 V	17	02:31			V	i	5,0	02:33:54	45,4	26,3	150	5,0	"
66	1954 X	01	13:31						13:31:00	45,5	27,1	50	5,2	"
67	1955 V	01	21:23			V	i	5,0	21:22:52	45,5	26,2	135	5,4	"
68	1959 V	27	20:38			VII-VIII	4,5	5,0	20:38:28	45,7	21,2	5	5,0	Banat

Nr. crt.	Data		Date macroseismice					Date instrumentale					Regiunea		
			Ora	φ_N^0	λ_E^0	I_0	h km	M_m	Ora	φ_E^0	λ_N^0	h km		M	
69	1959	V	31	12:15			VI	n	5,2	12:15:48	45,7	27,2	35	5,2	Vrancea
70		VIII	19	15:32			V	i	5,0	15:32:03	45,9	26,8	150	5,1	"
71	1960	I	04	12:51			V-VI	n	5,0	12:51:52	44,6	27,0	41	5,4	Cimpia Română
72		I	26	20:27			V-VI	i	5,3	20:27:01	45,8	26,2	140	5,3	Vrancea
73		X	13	02:21			VI	i	5,5	02:21:25	45,7	26,4	160	5,5	"
74	1963	I	14	18:33			VI	i	5,5	18:33:25	45,7	26,6	133	5,4	"
75	1965	I	10	02:52			VI	i	5,5	02:52:24	45,8	26,6	120	5,4	"
76	1966	X	2	11:21			VI*	i	5,6	11:21:45	45,7	26,5	140	5,5	"
77		X	15	06:59			V	i	5,0	06:59:19	45,6	26,4	140	5,1	"
78	1967	II	27	21:00	44,8	26,85	V	n	4,5	21:00:43	44,8	26,6	46	5,0	Cimpia Română
79	1969	IV	12	20:38			VI	n	5,2	20:38:41	45,3	25,1	10	5,2	Cimpulung
80	1973	VIII	20	15:18			VI	i	5,5	15:18:28	45,7	26,5	73	5,5	Vrancea
81		X	23	10:50			V	i	5,0	10:50:59	45,7	26,5	171	5,1	"
82	1974	VII	17	05:09			V-VI	i	5,3	05:09:23	45,8	26,5	145	5,4	"
83	1975	III	07	01:13			VI	n	5,2	01:13:05	45,9	26,6	21	5,1	"
84	1976	X	01	17:50			V-VI	i	5,3	17:50:43	45,7	26,5	146	5,5	"
85	1977	III	04	19:21						19:21:56,2	45,78	26,78	93	5,5	"
86		III	04	19:22						19:22:00,9	45,72	26,91	79	6,5	"
87		III	04	19:22						19:22:08,5	45,48	26,78	93	6,5	"
88		III	04	19:22			VIII	i	6,7	19:22:15,4	45,34	26,30	109	7,2	"
89	1978	X	02	20:28			V	i	5,0	20:28:52	45,7	26,7	140	5,3	"
90	1979	V	31	07:20			V	i	5,0	07:20:07	45,6	26,4	120	5,4	"
91		IX	11	18:37			V-VI	i	5,3	18:36:55	45,5	26,5	158	5,4	"
92	1981	VII	18	00:02			V-VI	i	5,3	00:02:59	45,6	26,3	152	5,3	"
93		XI	13	09:07			VI*	n	5,2	09:07:09	45,19	28,95	11	5,2	Dobrogea

Observații: n=normal ($5 \leq h < 60$ km); i=intermediar ($60 \leq h \leq 171$ Km)

M* = magnitudinea M determinată pe baza înregistrărilor seismografului tip Bosch

M = magnitudinea M adoptată pentru clasificare.

IV.1.3.2. Distribuția energiei seismice E.

Pentru a avea o măsură obiectivă a activității seismice s-a studiat variația în spațiu și timp a energiei seismice.

Variația în spațiu a energiei seismice pentru perioada 1901-1979 este dată în figura IV.5. Numerele asociate fiecărui epicentru reprezintă logaritmul sumei energiei ΣE , eliberată pe suprafața elementară ds ($ds = 0,1^\circ \text{ long} \times 0,1^\circ \text{ lat}$) în cursul unui an. Curbele unesc punctele de egală valoare ale densității $\sigma = \log(\Sigma E_i/s.t.)$.

Analiza hărții de densitate a energiei conduce la următoarele observații:

— activitatea seismică cea mai ridicată aparține regiunii Vrancea și aceasta se datorește cutremurelor intermediare ($\sigma_{\max} = 21,0$);

— curbele de egală energie σ se corelează cu trăsăturile tectonice ale regiunilor epicentrale.

IV.1.3.3. Curba eliberării deformației elastice.

Pentru a compara activitatea seismică a diferitelor regiuni, s-a analizat variația deformațiilor elastice în funcție de timp pentru perioada 1901-1979.

Variația anuală a deformației elastice cumulative $S = \Sigma E_i^{\frac{1}{2}}$ este prezentată în figura IV.6.

Procesele seismice cele mai intense au loc în regiunea Vrancea și sînt rezultatul activității tectonice din manta superioară (vezi IV.2). Regiunile Vrancea ($h = n$) și Banat au aproximativ același „nivel” seismic.

IV.1.3.4. Seismicitatea specifică și fluxul tectonic.

Folosind datele de observație asupra cutremurelor puternice ($M \geq 4,0$) produse în perioada 1901-1979, s-a calculat seismicitatea specifică S' și fluxul tectonic F' pentru diferite regiuni seismice (tabelul IV.5).

Activitatea seismică maximă se observă în regiunile Vrancea (1) și Cimpulung (3), iar activitatea minimă în regiunile Crișana (5) și Dobrogea (10).

Suprapunerea hărții de epicentre a cutremurelor puternice ($M \geq 4,0$) peste harta tectonică a României conduce la următoarele observații:

— epicentrele cutremurelor se află în diverse regiuni: depresiuni, avaufosă, platformă, moldavide și dacide;

— seismicitatea cea mai ridicată aparține regiunilor de avaufosă și depresiune;

— epicentrele cutremurelor intermediare se află numai în regiunile de avaufosă și moldavide;

— linia de flexură care separă zona de platformă de zona de avaufosă, joacă rolul unei falii active pe care se aliniază epicentrele de la Rădăuți (regiunea 9), Avrămești (regiunea 8), Pechea (regiunea 1) și Căzănești (regiunea 2); magnitudinea maximă $M_{\max} \leq 5\frac{1}{2}$;

— epicentrele cutremurelor normale definesc o serie de linii seismice, remarcîndu-se în special cele din Banat, Maramureș și Vrancea.

Se poate încerca o comparație a seismicității cu elementele neotectonice (vezi harta neotecto-

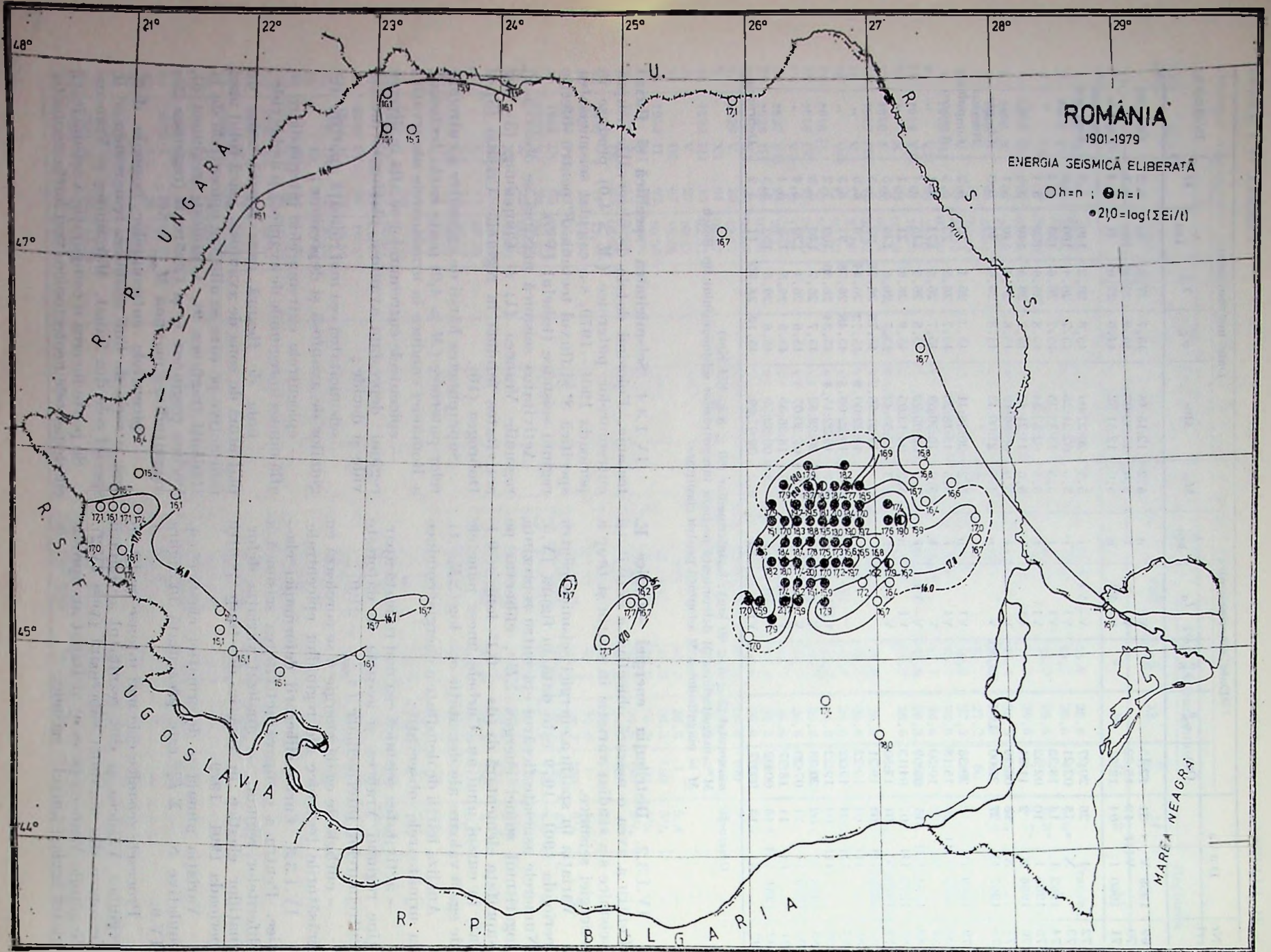


Fig. IV.5.

Distribuția seismicității specifice S' și a fluxului tectonic F' pentru diferite regiuni seismice (1901—1979)

Regiunea seismică	Zona epicentrală	h km	N	$s \cdot 10^3$ km ²	$\Sigma E_i \cdot 10^{20}$ erg	$\Sigma E_i^{1/2} \cdot 10^{10}$ erg ^{1/2}	S' erg/km ² · an	F' erg ^{1/2} /km ² · an	M
1	Vrancea	i	307	5,50*	1530,00	190,60	$3,52 \cdot 10^{17}$	$4,39 \cdot 10^8$	4,0—7,4
		n	30	3,75	1,77	6,05	$5,97 \cdot 10^{11}$	$2,01 \cdot 10^3$	4,0—5,2
		i,n	337	9,25	1531,77	196,65	$2,09 \cdot 10^{17}$	$2,60 \cdot 10^8$	4,0—7,4
2	Cimpia Română	n	3	20,02	1,06	1,60	$6,70 \cdot 10^{13}$	$1,01 \cdot 10^4$	4,7—5,4
3	Cimpulung/Oltenia	n	6	45,47	36,18	7,83	$1,01 \cdot 10^{15}$	$2,18 \cdot 10^4$	4,1—6,5
			3						4,1—4,6
4	Banat	n	17	23,52	0,80	3,21	$4,31 \cdot 10^{13}$	$1,73 \cdot 10^4$	4,1—5,0
5	Crișana	n	1	12,08	0,01	0,09	$1,05 \cdot 10^{12}$	$9,43 \cdot 10^2$	4,1
6	Maramureș	n	7	8,61	0,06	0,64	$8,82 \cdot 10^{12}$	$9,41 \cdot 10^3$	4,0—4,4
7	Transilvania	n	—	52,45	—	—	—	—	—
8	Moldova	n	2	21,98	0,08	0,38	$4,61 \cdot 10^{12}$	$2,10 \cdot 10^3$	4,5
9	Bucovina	n	1	9,63	0,10	0,32	$1,31 \cdot 10^{13}$	$4,21 \cdot 10^3$	4,8
10	Dobrogea	n	1	16,96	0,04	0,19	$2,98 \cdot 10^{12}$	$1,42 \cdot 10^3$	4,5
România		i	307	237,50	1570,10	210,91	$8,37 \cdot 10^{15}$	$1,12 \cdot 10^5$	4,0—7,4
		n	71						4,0—6,5

*) In cazul regiunii Vrancea, suprafața s se referă numai la zona seismic activă (suprafața delimitată prin cele două dreptunghiuri— fig. 3).

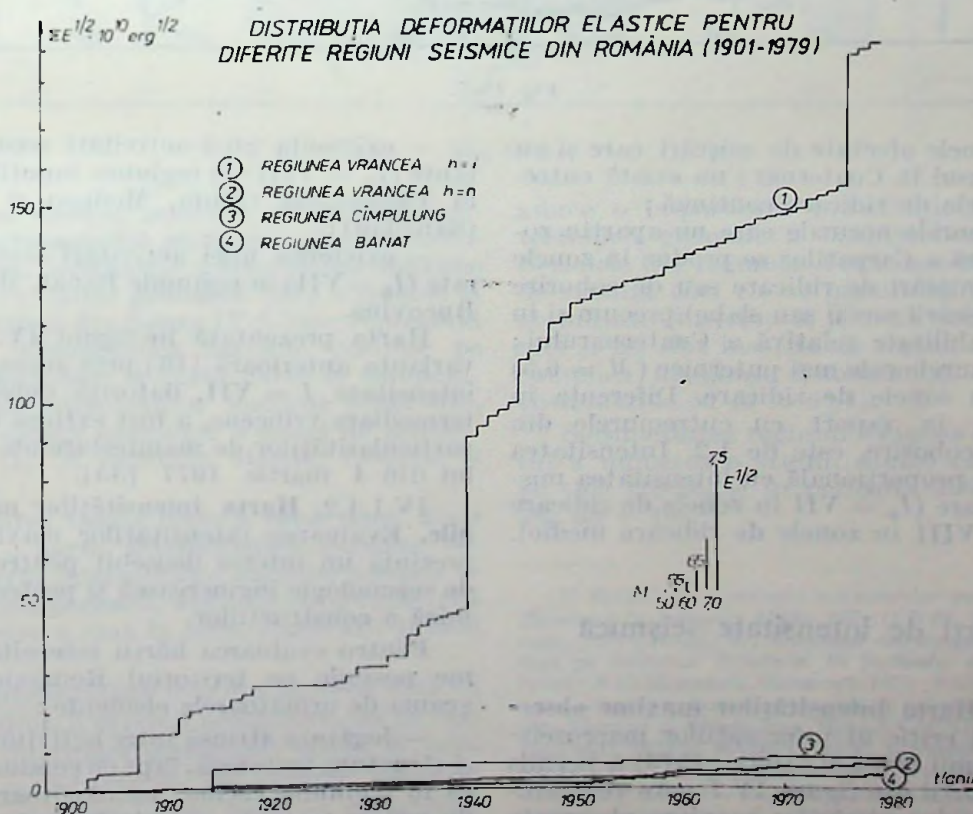


Fig. IV.6.

nică a României). Cum era de așteptat nu există o legătură clară între zona cutremurelor intermediare și zonele neotectonice. În ceea ce privește cutremurele normale se pot face observațiile următoare :

— cutremurele normale din regiunea Vrancea se produc în zonele de coborire continuă pre-

Analiza acestei hărți conduce la următoarele observații :

— seismicitatea României este dominată de activitatea seismică ridicată din regiunea Vrancea ($I_0 = IX$);

— seismicitatea Dobrogei de Sud ($I = VII$) este influențată de activitatea seismică din partea de nord-est a Bulgariei;

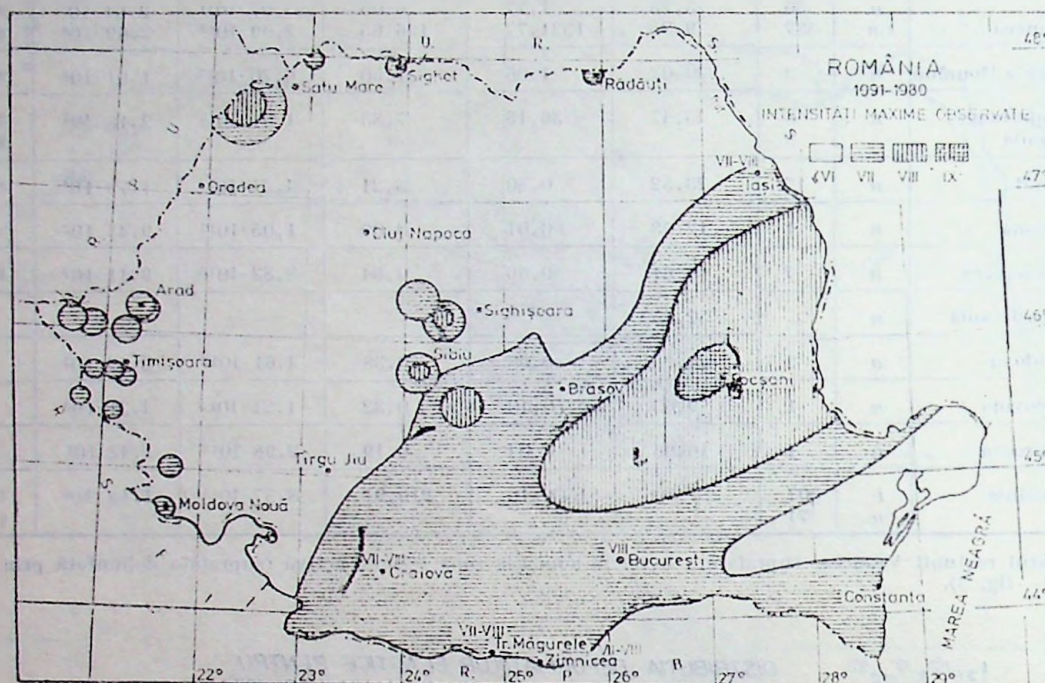


Fig. IV.7.

cum și în zonele afectate de mișcări care și-au schimbat sensul în Cuaternar; nu există cutremure în zonele de ridicare continuă;

— cutremurele normale care nu aparțin zonei de curbură a Carpaților se produc în zonele afectate de mișcări de ridicare sau de coborire continuă (mișcări medii sau slabe) precum și în zonele de stabilitate relativă a Cuaternarului;

— cutremurele cele mai puternice ($M = 6,5$) se produc în zonele de ridicare. Diferența în magnitudine, în raport cu cutremurele din regiunile de coborire, este de 1,2. Intensitatea seismică este proporțională cu intensitatea mișcării de ridicare ($I_0 = VII$ în zonele de ridicare slabă; $I_0 = VIII$ în zonele de ridicare medie).

IV.1.4. Hărți de intensitate seismică

IV.1.4.1. Harta intensităților maxime observate. Studiul critic al informațiilor macroseismice din ultimii 900 ani (1091—1979) a permis întocmirea hărții din figura IV.7 care reprezintă distribuția intensităților maxime observate pe teritoriul României (scara MSK-64).

— existența unei activități seismice importante ($I_0 = VIII$) în regiunea munților Făgăraș, în Transilvania (Sibiu, Mediaș) și în Crișana (Satuclău);

— existența unei activități seismice moderate ($I_0 = VII$) în regiunile Banat, Maramureș și Bucovina.

Harta prezentată în figura IV.7 diferă de varianta anterioară [16] prin aceea că zona de intensitate $I = VII$, datorită cutremurelor intermediare vranceene, a fost extinsă ca urmare a particularităților de manifestare ale cutremurului din 4 martie 1977 [35].

IV.1.4.2. Harta intensităților maxime posibile. Evaluarea intensităților maxime posibile prezintă un interes deosebit pentru cercetările de seismologie inginerască și protecție antisismică a construcțiilor.

Pentru evaluarea hărții intensităților maxime posibile pe teritoriul României s-a ținut seama de următoarele elemente :

— legătura strinsă între activitatea seismică și structura tectonică, fapt ce conduce la ipoteza că în regiunile vecine, asemănătoare din punct de vedere tectonic, activitatea seismică trebuie să se manifeste în același mod;

— distribuția cutremurelor puternice de-a lungul unor linii seismice [36] sugerează posibilitatea unei activități seismice continue chiar pe segmentele aseismice până în prezent;

— activitatea seismică cea mai importantă apare la intersecția diferitelor falii (noduri);

— existența cutremurelor de intensitate medie sugerează posibilitatea unei activități seismice mai puternice.

IV.2. Scismicitatea regiunii Vrancea

Cutremurele intermediare din regiunea Vrancea prezintă un interes științific deosebit, deoarece acestea constituie un caz unic în Europa, fiind situate la adâncimi importante și într-o zonă unde lanțul Carpaților are curbura cea mai mare. Studiul acestor cutremure poate

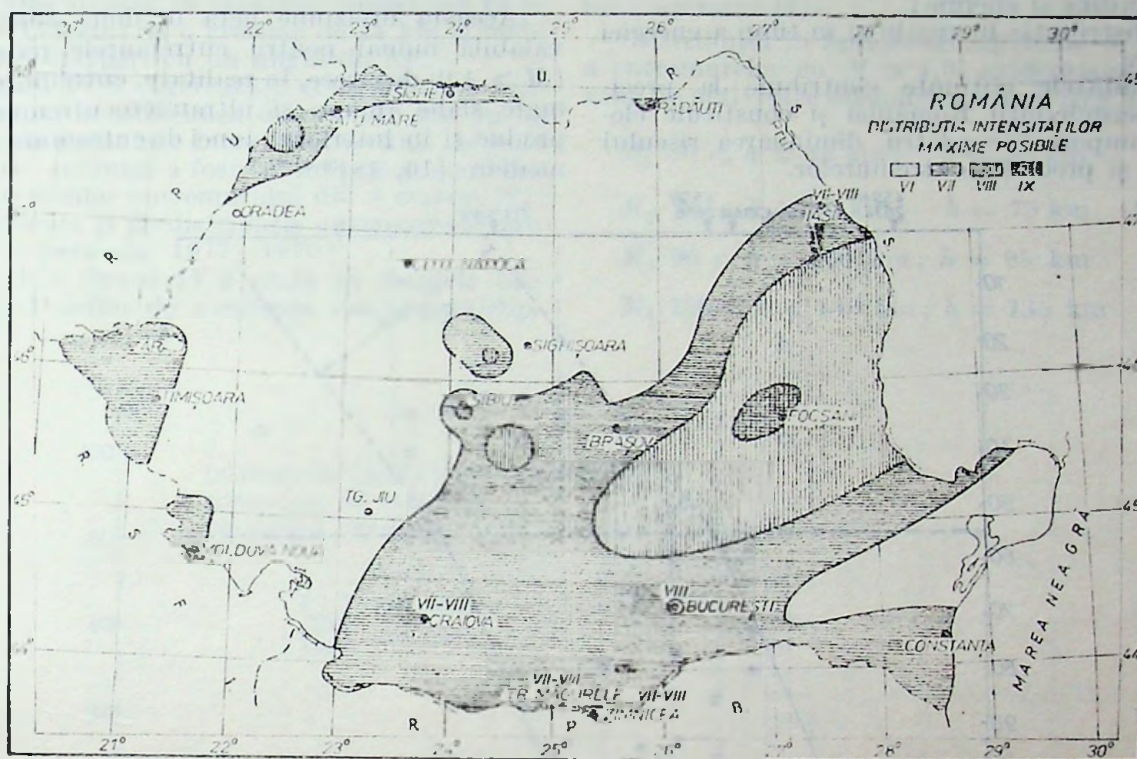


Fig. IV.8.

Corelarea datelor seismice (distribuția epicentrelor cutremurelor puternice și cutremurelor moderate, distribuția intensităților maxime observate) cu datele geologice [37] a condus la elaborarea hărții din figura IV.8, care reprezintă distribuția intensităților maxime posibile pe teritoriul României. Această hartă în comparație cu harta intensităților maxime observate, prezintă o ușoară extindere a zonei de intensitate $I = VII$, în regiunile Baniat, Crișana și Maramureș.

Asemănarea foarte mare a celor două hărți prezentate — harta intensităților maxime observate și harta intensităților maxime posibile — se explică prin perioada mare de observație (cea 1000 ani) care a stat la baza elaborării primei hărți.

Harta intensităților maxime posibile deși nu conține informații privind probabilitatea de manifestare a diferitelor intensități poate fi socotită totuși ca o hartă de risc seismic deoarece aceasta se corelează foarte bine cu cercetările seismostatistice [16, 38].

aduce o importantă contribuție la explicarea tectonicii generale a bazinului mediteranean. Seisemele din regiunea Vrancea sunt relativ ușor de studiat căci ele se manifestă printr-o mare stabilitate (distribuție într-un volum bine definit) și nu sunt însoțite de replici care ar putea complica imaginea fenomenului (excepție fac cutremurele cu $M > 6^{3/4}$).

Seismicitatea regiunii Vrancea a făcut obiectul a numeroase studii, dintre care remarcăm pe cele efectuate în perioada 1960—1976 [16, 18, 38 — 46].³⁵⁾

³⁵⁾ RADU C., *Catalogul cutremurelor produse pe teritoriul României în perioada 1901—1970* (C.N.B.). Manuscris, București, 1971; RADU C., *Catalogul cutremurelor puternice produse pe teritoriul României în perioada anterioară anului 1900* (C.N.A.). Manuscris, București, 1971; RADU C., et al. *Activitatea seismică a focarelor normale și intermediare din regiunile Vrancea și Cimpulung*. Raport CSEN/CFPS, IV, 2—13, București, 1978 a; RADU C., et al. *Determinarea cutremurului maxim posibil pentru regiunile Vrancea și Cimpulung*. Raport CSEN/CFPS, IV, 14—23, București, 1978 b; RADU C., et al. *Cimpul macroseismic al cutremurelor intermediare și normale*. Raport CSEN/CFPS, IV, 24—38, București, 1978.

În acest paragraf se prezintă o nouă analiză a seismicității regiunii Vrancea prin considerarea ultimelor cercetări efectuate de autori [47]²⁾³⁾⁵⁾ aducându-se la zi, studiul complex, efectuat în [16] asupra seismicității României în perioada anterioară anului 1970.

Problemele analizate privesc:

- distribuția în spațiu și timp a cutremurelor cu magnitudinea $M \geq 4,0$;
- distribuția cutremurelor în funcție de magnitudine și energie;
- distribuția în spațiu și în timp a energiei seismice.

Rezultatele obținute contribuie la precizarea seismicității României și constituie elemente importante pentru diminuarea riscului seismic și predicția cutremurelor.

a. Zona cutremurelor intermediare ($60 \leq h \leq 174$ km) orientată N 35° E cu o suprafață de aproximativ 5500 km² (95×58 km²);

b. Zona cutremurelor normale ($h < 60$ km) situată la est de prima, cu aceeași orientare și o suprafață de 3750 km². În interiorul acestei zone se remarcă un grup „satelit” de cutremure intermediare ($h = 75$ km; $M_{max} = 6,5$) în vecinătatea orașului Focșani.

Această diviziune netă în două zone este valabilă numai pentru cutremurele puternice ($M \geq 4,0$) deoarece, în realitate, cutremure normale slabe (micro și ultramicrocutremure) se produc și în interiorul zonei de cutremure intermediare [16, 48]^{3) 4) 6)}.

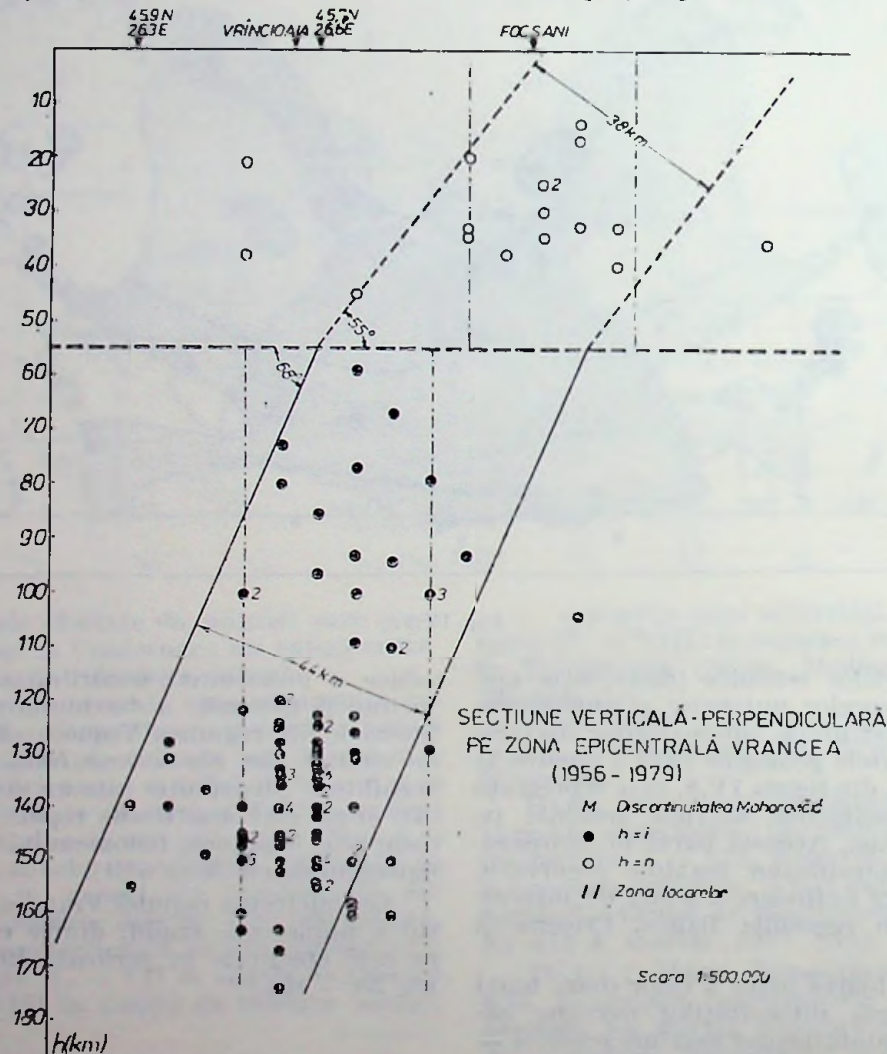


Fig. IV.9.

V.2.1. Distribuția cutremurelor în spațiu

Analiza hărții de epicentre prezentată în figura IV.3, evidențiază două zone seismice [16]:

⁶⁾ RĂDU C., *Inregistrarea cu aparatură supersensibilă a microcutremurelor din regiunea Vrancea*. Manuscris, București, 1972.

Este interesant de observat că zona cutremurelor intermediare ocupă o regiune bine definită și că nici un cutremur intermediar nu s-a produs la nord de paralela de 46°.

Pentru a avea o imagine asupra tectonicii de adâncime s-a executat o secțiune verticală perpendiculară pe zona epicentrală Vrancea (fig. IV.9). Secțiunea AA' orientată N 55° V trece

prin punctul care definește regiunea Vrancea ($\varphi = 45,7^\circ \text{ N}$; $\lambda = 26,6^\circ \text{ E}$) și prin localitățile Covasna și Dumitrești.

Proiecția verticală a focarelor cutremurelor vranceene cu $M \geq 4,0$, produse în perioada 1956–1979, evidențiază două zone seismice (fig. IV.9):

– una situată în scoarța terestră ($h = 14–45 \text{ km}$) cu o grosime de cea 38 km și înclinată sub Carpați cu un unghi de 55° ;

– alta situată în mantaua superioară ($h = 67–171 \text{ km}$) cu o grosime de 44 km și înclinată sub Carpați cu un unghi de 68° .

Figura IV.9 sugerează o zonă seismică continuă până la adâncimea de cea 170 km cu un minim de activitate între 40 și 70 km. Această „lacună” seismică a fost confirmată și de distribuția replicilor cutremurului din 4 martie 1977 [49] precum și de distribuția cutremurelor produse în perioada 1977–1979⁴⁾.

Analiza figurii IV.9 arată că focarele seismice pot defini de asemenea două paralelipi-

pede verticale independente. O structură în „amfiteatru” cu trei etaje la 45, 75 și 125 km poate fi de asemenea imaginată. Remarcăm că cele trei ipoteze asupra structurii de adâncime a regiunii Vrancea – continuă, independentă și amfiteatru – nu se contrazic una pe alta ci creează posibilități diferite de explicare a complicatei activități seismotectonice de la curbura Carpaților. Ipoteza unei bucăți de litosferă izolată în astenosferă prezintă un interes deosebit (capitolul II).

Distribuția în funcție de adâncime $N = f(h)$ a cutremurelor cu $M \geq 4,0$, evidențiază patru zone de activitate seismică maximă (fig. IV.10).

$$\begin{aligned}
 M_1 \quad 30 < h \leq 40 \text{ km}; \quad \bar{h} &= 35 \text{ km} \\
 M_2 \quad 70 < h \leq 80 \text{ km}; \quad \bar{h} &= 75 \text{ km} \quad (\text{IV.19}) \\
 M_3 \quad 90 < h \leq 100 \text{ km}; \quad \bar{h} &= 95 \text{ km} \\
 M_4 \quad 130 < h \leq 140 \text{ km}; \quad \bar{h} &= 135 \text{ km}
 \end{aligned}$$

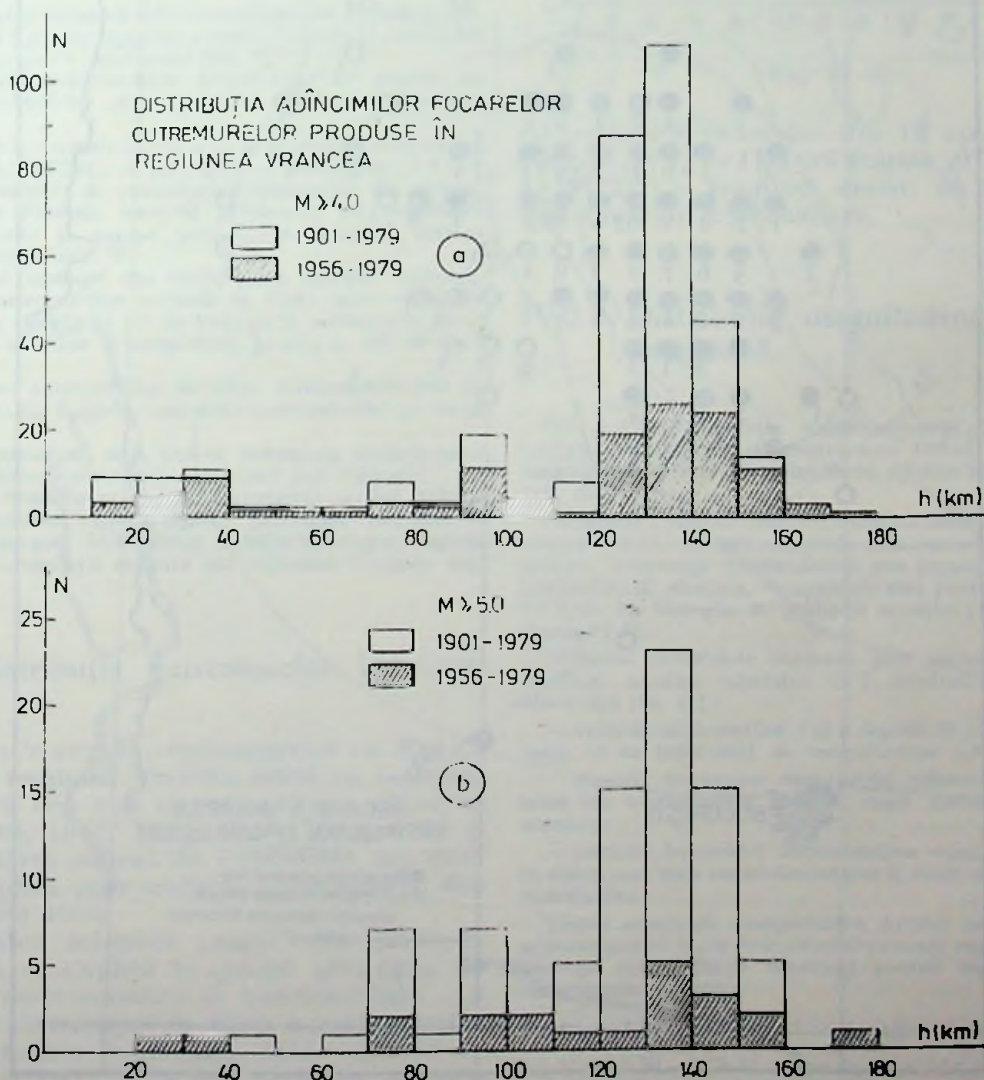


Fig. IV.10.

Adâncimea maximă determinată pentru cutremurele intermediare din Vrancea este de 174 km (seismul din 1973 octombrie 23, $M = 10:50:59$; $\varphi = 45,7^\circ N$; $\lambda = 26,5^\circ E$; $h = 174 \pm 2,6$ km; $M = 5,1$).

Distribuția focarelor cutremurelor puternice ($M \geq 4,0$) care s-au produs în regiunea Vrancea în perioada 1956–1979 (fig. IV.9) indică deci existența unei zone Benioff care coboară până la 170 km. Lungimea totală a plăcii litosferice este de 180 km. Admițând că procesul de scufundare a început cu 10 milioane de ani în urmă [50–52], rezultă o viteză minimă de coborire a litosferei $v = 1,8$ cm/an.

Existența unei zone Benioff în regiunea Vrancea semnalată în [11] a fost analizată în termenii tectonicii globale în [16, 53, 54], iar o interpretare nouă este prezentată în capitolul 11.

Cum s-a remarcat mai sus, distribuția focarelor (fig. VI.9) permite și interpretarea următoare:

Existența a două zone seismice verticale paralele și deplasate una în raport de alta — prima situată în scoarța terestră ($h_{\max} = 55$ km) și a doua în manta superioară. Este vorba deci de o deplasare orizontală de cea 35 km în direcția SE (fig. IV.9) ca urmare a forțelor de compresie. Dacă se admite că procesul deplasării a început în același timp cu procesul de coborire al litosferei (aproximativ 10 milioane de ani în urmă), rezultă viteza orizontală:

$$V_H = \frac{3,5 \cdot 10^6 \text{ cm}}{10^7 \text{ an}} = 0,35 \text{ cm/an} \quad (\text{IV.20})$$

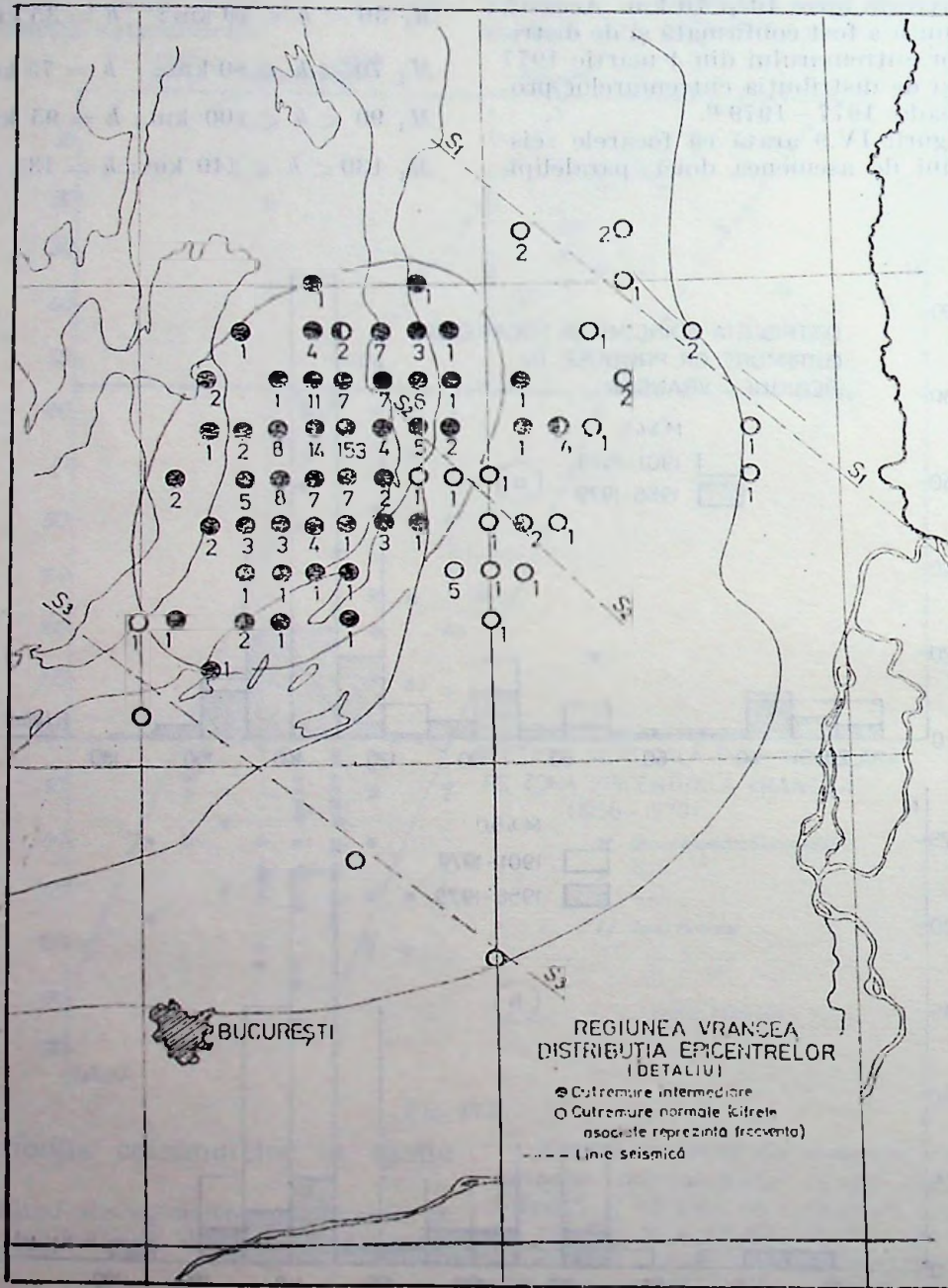


Fig. IV.11.

mărimă foarte importantă pentru cercetările complexe de seismotectonică.

Notarea epicentrelor cutremurelor din regiunea Vrancea pe o hartă tectonică a regiunii (vezi harta tectonică a României) conduce la următoarele observații (tabelul IV.6 și fig. IV.11):

TABELUL IV.6

Distribuția „tectonică” a cutremurelor din regiunea Vrancea (1901—1979, $M \geq 4,0$)

Regiunea tectonică	Unitatea tectonică	Numărul de seisme			%
		$h = n$	$h = i$	$h = i, n$	
Avanfosă	Internă	—	39	39	22,3
	Externă	25	11	36	
Moldavide	Noi	1	251	255	77,1
	Vechi	—	5	5	
Platformă	Acoperitura Platformei Dobrogei de nord	2	—	2	0,6
	Total	28	309	337	100

— activitatea seismică este concentrată în regiunea moldavidelor (77,1%) și în regiunea avanfosei (22,3%); regiunea platformei este practic aseismică (0,6%);

— cutremurele intermediare ($h \geq 60$ km) se produc în regiunea moldavidelor (83,8%) și în regiunea avanfosei (16,2%);

— cutremurele normale ($h < 60$ km) se produc în zone externe a avanfosei (89,3%) și în regiunea platformei (7,1%);

— grupul „satelit” de cutremure intermediare din vecinătatea orașului Focșani, pare să definească un important accident tectonic și anume prelungirea fracturii majore Peceneaga — Camena;

— accidentul tectonic din vecinătatea orașului Focșani, separă zona cutremurelor normale în două părți orientate NV—SE: una situată la SV de Focșani și corespunde zonei de scufundare maximă a Neogenului, și alta la NE de Focșani;

— epicentrele cutremurelor normale definesc sistemul de linii seismice — S_1 , S_2 și S_3 , orientate perpendicular pe arcul carpatic;

— liniile seismice S_1 și S_3 par să definească limitele unui bloc mobil (blocul dobrogean) scufundat sub Carpați;

— regiunea Vrancea se află la intersecția a trei unități tectonice: unitatea carpațo-alpină, platforma podolică și unitatea dobrogeană. Mobilitatea unității dobrogene constituie cauza seismicității ridicate din regiunea Vrancea [16, 38].

IV.2.2. Distribuția cutremurelor în timp

Distribuția anuală a cutremurelor cu $M \geq 4,0$ produse în regiunea Vrancea arată că activitatea seismică cea mai importantă s-a observat în anii 1940, 1941, 1942, 1948, 1952, 1959 și 1977. Numărul ridicat de cutremure din anul 1940 se explică prin replicile cutremurului din 10 noiembrie 1940.

Activitatea seismică „nulă” din perioada 1920—1925 se explică în special prin lipsa de informații macroseismice și instrumentale.

Studiul distribuției în timp a cutremurelor vranceane, produse în perioada 1941—1979 ($N = 228$; $m = 5,85$; $M \geq 4,0$) arată că aceasta urmează o distribuție Poisson (vezi IV.1).

Rezultatele calculului sint prezentate în figura IV.12 [16]. Compararea curbei observate cu cea teoretică arată că cutremurele manifestă tendința de a se produce în grupe sau roiri, fapt confirmat de seriile de replici ale

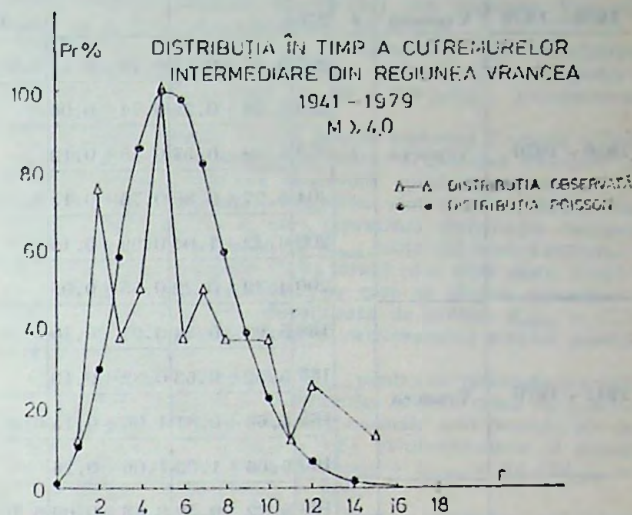


Fig. IV.12.

cutremurelor puternice din 10 noiembrie 1940 ($M = 7,4$; $I_0 = IX$) și 4 martie 1977 ($M = 7,2$; $I_0 = VIII$) — fenomen destul de rar în cazul cutremurelor intermediare.

IV.2.3. Distribuția magnitudinală și energetică

IV. 2.3.1. Distribuția magnitudinală. *Legea frecvenței.* Pentru studiul legii frecvenței s-au folosit cutremurele cu magnitudinea $M \geq 4,0$ produse în diferite intervale de timp [16, 45].

Coefficienții relației frecvență-magnitudine, exprimată prin relația (IV.2), au fost calculați prin metoda celor mai mici pătrate (frecvență necumulativă sau cumulativă) și metoda probabilității maxime. Rezultatele sint prezentate în tabelul IV.7 iar un exemplu de grafic al ecuației (IV.2) este dat în figura IV.13.

Utilizând rezultatele obținute prin metoda probabilității maxime, analiza tabelului IV.7 conduce la următoarele observații [16, 45]:

— valorile coeficienților a și b depind de perioada de observație și de intervalul de magnitudine ΔM ;

— metoda frecvenței cumulative conduce la valori mai mari ale coeficienților a și b , decît metoda probabilității maxime;

— metoda frecvenței necumulative conduce, în general, la valori mai mici ale coeficientului b , decît metoda frecvenței cumulative.

Ținînd seama de omogenitatea datelor de observație s-au adoptat pentru legea frecvenței (frecvență cumulativă anuală; metoda probabilității maxime) pentru regiunea Vrancea, următoarele ecuații:

$$\log N_1 = 3,96 - 0,97 M \quad h = n; 4,0 \leq M \leq 5,2 \quad (IV.21)$$

$$\log N_1 = 3,94 - 0,78 M \quad h = i; 4,1 \leq M \leq 6,5 \quad (IV.22)$$

$$\log N_1 = 4,12 - 0,84 M \quad h = i; 4,0 \leq M \leq 5,5 \quad (IV.23)$$

Relația frecvență-magnitudine pentru cutremurele din Vrancea

Perioada	Regiunea	h	N_M	a_1	b_1	a_2	b_2	ΔM	δ_M	b_3	γ_3	Observații	
1936-1979	Vrancea	i	276			$5,36 \pm 0,09$	$0,73 \pm 0,02$	$4,0 \leq M \leq 7,4$	$\pm 0,2$				
1936-1970	Vrancea	i	237	$5,37 \pm 0,64$	$0,78 \pm 0,11$	$5,52 \pm 0,16$	$0,78 \pm 0,03$	$4,0 \leq M \leq 7,4$			0,72	0,48	
			236	$5,28 \pm 0,29$	$0,74 \pm 0,06$			$4,0 \leq M \leq 6,5$			0,75	0,50	
			233	$5,32 \pm 0,57$	$0,75 \pm 0,12$			$4,0 \leq M \leq 5,8$	$\pm 0,2$		0,78	0,52	
			204	$5,27 \pm 0,85$	$0,76 \pm 0,15$	$5,53 \pm 0,18$	$0,78 \pm 0,03$	$4,1 \leq M \leq 7,4$			0,75	0,50	
			203	$6,12 \pm 1,04$	$0,99 \pm 0,19$			$4,1 \leq M \leq 6,0$			0,76	0,51	
			200	$4,12 \pm 0,22$	$0,55 \pm 0,05$			$4,1 \leq M \leq 5,8$			0,80	0,53	
1941-1970	Vrancea	i	189	$5,93 \pm 0,54$	$0,91 \pm 0,10$	$5,58 \pm 0,25$	$0,83 \pm 0,05$	$4,0 \leq M \leq 6,5$			0,76	0,51	
			187	$5,52 \pm 0,63$	$0,82 \pm 0,13$			$4,0 \leq M \leq 5,8$	$\pm 0,2$		0,79	0,53	
			162	$6,66 \pm 0,81$	$1,06 \pm 0,15$	$6,14 \pm 0,15$	$1,00 \pm 0,03$	$4,1 \leq M \leq 6,5$			0,79	0,53	
			160	$6,66 \pm 1,33$	$1,06 \pm 0,26$			$4,1 \leq M \leq 5,8$			0,82	0,55	
1941-1965	Vrancea	i	163	$5,72 \pm 0,52$	$0,88 \pm 0,09$	$6,10 \pm 0,11$	$0,94 \pm 0,03$	$4,0 \leq M \leq 6,5$			0,76	0,51	
			138	$6,36 \pm 0,77$	$1,01 \pm 0,11$	$6,19 \pm 0,15$	$0,96 \pm 0,03$	$4,1 \leq M \leq 6,5$			0,78	0,52	
			191	$5,55 \pm 1,50$	$0,84 \pm 0,23$	$6,02 \pm 0,14$	$0,93 \pm 0,03$	$3,9 \leq M \leq 6,5$	$\pm 0,2$		0,75	0,50	
			289	$5,80 \pm 0,57$	$0,91 \pm 0,11$	$5,79 \pm 0,13$	$0,89 \pm 0,03$	$3,6 \leq M \leq 6,5$			0,69	0,46	
1956-1970	Vrancea	i	68	$4,67 \pm 0,74$	$0,89 \pm 0,16$	$5,82 \pm 0,21$	$0,97 \pm 0,04$	$4,0 \leq M \leq 5,5$			0,82	0,55	
			58	$4,38 \pm 0,58$	$0,66 \pm 0,12$	$5,96 \pm 0,22$	$1,00 \pm 0,22$	$4,1 \leq M \leq 5,5$	$\pm 0,20$		0,85	0,57	
			65	$4,65 \pm 0,48$	$0,73 \pm 0,10$			$3,9 \leq M \leq 4,3$ $4,4 \leq M \leq 5,5$					1956-1965 1956-1970
1952-1979	Vrancea	n	27			$5,23 \pm 0,14$	$0,94 \pm 0,03$	$4,0 \leq M \leq 5,2$	$\pm 0,2$	0,90	0,60		
1952-1970	Vrancea	i, n	110	$4,56 \pm 1,12$	$0,65 \pm 0,26$	$6,18 \pm 0,24$	$1,08 \pm 0,05$	$4,0 \leq M \leq 5,5$	$\pm 0,2$	0,84	0,56		
			n	23	$4,73 \pm 0,66$	$0,85 \pm 0,11$	$5,26 \pm 0,33$	$0,97 \pm 0,07$	$4,0 \leq M \leq 5,2$		0,97	0,65	
1901-1970	Vrancea	i	72	$6,05 \pm 1,10$	$0,86 \pm 0,18$	$6,05 \pm 0,25$	$0,84 \pm 0,04$	$5,0 \leq M \leq 7,4$			0,81	0,54	
			53	$5,72 \pm 1,15$	$0,79 \pm 0,18$	$5,58 \pm 0,44$	$0,76 \pm 0,07$	$5,3 \leq M \leq 7,4$			1,36	0,91	
			51	$7,87 \pm 2,47$	$1,16 \pm 0,41$			$5,3 \leq M \leq 6,5$	$\pm 0,2$		1,67	1,11	
								$4,3 \leq M \leq 4,7$					1936-1970
			186	$6,05 \pm 0,51$	$0,84 \pm 0,08$			$4,8 \leq M \leq 5,2$ $5,3 \leq M \leq 7,4$					1934-1970 1901-1970
1801-1970	Vrancea	i	61	$5,54 \pm 1,28$	$0,90 \pm 0,20$			$5,3 \leq M \leq 6,0$	$\pm 0,15$			1901-1970	
								$6,1 \leq M \leq 7,4$	$\pm 0,10$			1801-1970	
1471-1970	Vrancea	i	72	$7,33 \pm 1,20$	$0,95 \pm 0,19$			$5,3 \leq M \leq 6,0$	$\pm 0,15$			1901-1970	
								$6,1 \leq M \leq 6,6$				1801-1970	
								$6,7 \leq M \leq 7,4$	$\pm 0,10$			1471-1970	

Observații:

 N_M — numărul de cutremure cu magnitudinea $M \geq M^*$ a_1, b_1 — metoda celor mai mici patrate (frecvența necumulativă) a_2, b_2 — metoda celor mai mici patrate (frecvența cumulativă) b_3 — metoda probabilității maxime γ_3 — valoarea coeficientului γ corespunzătoare lui b_3 .

Se observă o scădere a coeficientului b cu creșterea adâncimii h a focarului. Acest rezultat, în concordanță cu cercetările din [6, 7], ar putea fi explicat prin creșterea omogenității materialului și scăderea variației spațiale a tensiunilor, pe măsură ce adâncimea crește.

Valoarea moderată a coeficientului b (0,78–0,97) confirmă cercetările din [4] care indică pentru regiunea areului Alpino-Himalayan valori ale lui b cuprinse în intervalul 0,7–1,1.

Legea frecvenței a fost de asemenea studiată pe baza relației frecvență-energie, exprimată prin ecuația (IV.7).

Coefficientul γ a fost calculat indirect (tabelul IV.7) adică prin intermediul relației magnitudine-energie:

$$\log E = 11,8 + 1,5 M \quad (IV.21)$$

Considerațiile făcute mai sus asupra coeficientului b , se aplică și asupra omologului său γ_3 ($\gamma_3 = b_3/1,5$).

Au fost adoptate următoarele valori ale lui γ :

$$\gamma_u = 0,65; \gamma_i = 0,52; \gamma_{n,r} = 0,56 \quad (IV.25)$$

(pentru $11 \leq K \leq 15$)

Analiza relației frecvență-energie pentru cutremurile intermediare din regiunea Vrancea a condus la următoarele observații [18, 43]:

– mărirea coeficientului γ depinde de intervalul de energie ΔK , observându-se o creștere a acestuia prin considerarea cutremurilor puternice ($K \geq 14$);

– scăderea coeficientului γ pentru $K = 10–13$ în raport cu cel corespunzător intervalului $K = 11–13$ a evidențiat o activitate seismică diferită pentru $K \leq 10$;

– activitatea seismică A depinde de intervalul de observație, valorile cele mai mari fiind atinse când seismicitatea manifestă o tendință anomală;

– măsura dispersiei R este aproximativ egală cu unitatea pentru o activitate seismică normală.

Magnitudinea maximă. Analiza informațiilor macroseismice și instrumentale conținute în Catalogul cutremurilor românești (CNR) [16]², arată că cele mai puternice cutremure s-au produs în regiunea Vrancea, în mantaua superioară. Cutremurile maxime observate s-au produs în 1802 octombrie 26 ($H = 10:55$; $\varphi = 45,7^\circ N$; $\lambda = 26,6^\circ E$; $h = 130$ km; $I_0 = IX$; $M = 7,5?$) și în 1910 noiembrie 10 ($H = 01:39$; $\psi = 45,8^\circ N$; $\lambda = 26,7^\circ E$; $h = 133$ km; $I_0 = IX$; $M = 7,4$).

Cutremurile normale ($h < 60$ km) din regiunea Vrancea nu au depășit magnitudinea $M = 5,25$.

Datele de observație și considerațiile seismotectonice indică ca magnitudine maximă posibilă $M = 7,5$ -pentru cutremurile intermediare și $M = 6,0$ -pentru cutremurile normale.

Cutremurul maxim posibil pentru regiunea Vrancea a fost estimat și pe baza corelației dintre activitatea seismică A și magnitudinea maximă observată aplicând metoda elaborată în [55]. Rezultatele calculului sînt date în hărțile din figurile IV.11 și IV.15, care reprezintă distribuția energiei maxime K_{max} ⁶⁾. Analiza hărții K_{max} obținută pentru cutremurile intermediare, figura IV.14, arată că o zonă mare, acoperind practic toată suprafața pe care se dispun epicentrele acestor cutremure, este înconjurată de izolinia $K_{max} = 17,5$ ($M_{max} = 7,5$), corespunzătoare cutremurului maxim posibil din această zonă.

În ceea ce privește harta K_{max} pentru cutremurile normale din regiunile Vrancea și Clmpulung, aceasta arată că practic zonele corespunzătoare focarelor normale sînt înconjurată de izolinia $K_{max} = 15$ ($M_{max} = 6,1$), evidențiindu-se și nivele mai ridicate pentru zona Vrancea – $K_{max} = 16$ ($M_{max} = 6,6$) și $K_{max} = 16,5$ ($M_{max} = 6,9$).

Activitatea seismică posibilă. Pentru estimarea activității seismice viitoare s-au determinat cei trei parametri semni-

RELAȚIA FRECVENȚĂ-MAGNITUDINE PENTRU CUTREMURELE DIN REGIUNEA VRANCEA

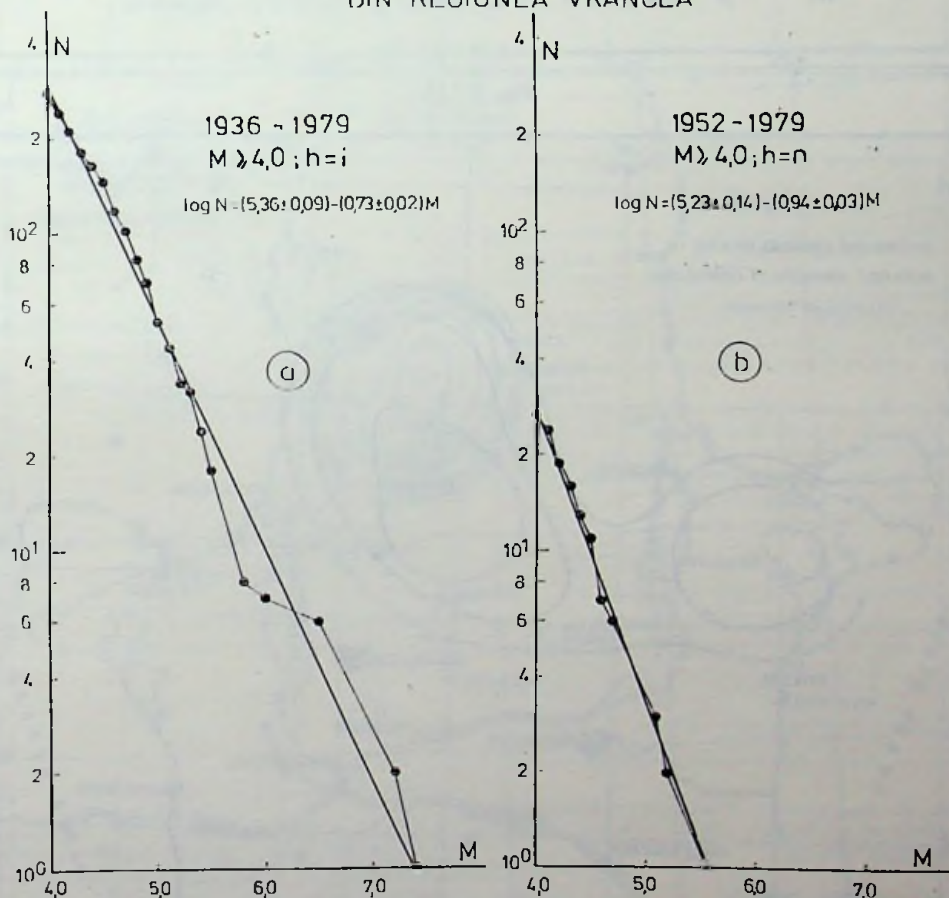


Fig. IV.13.

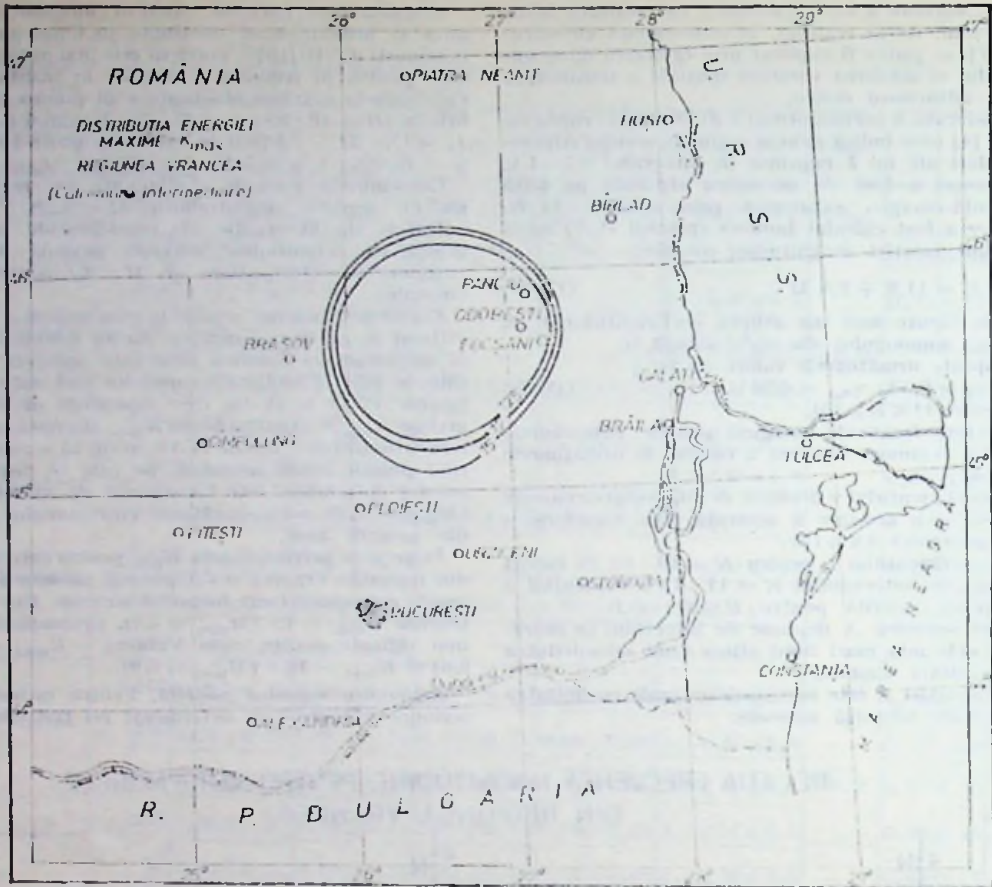


Fig. 14.11.

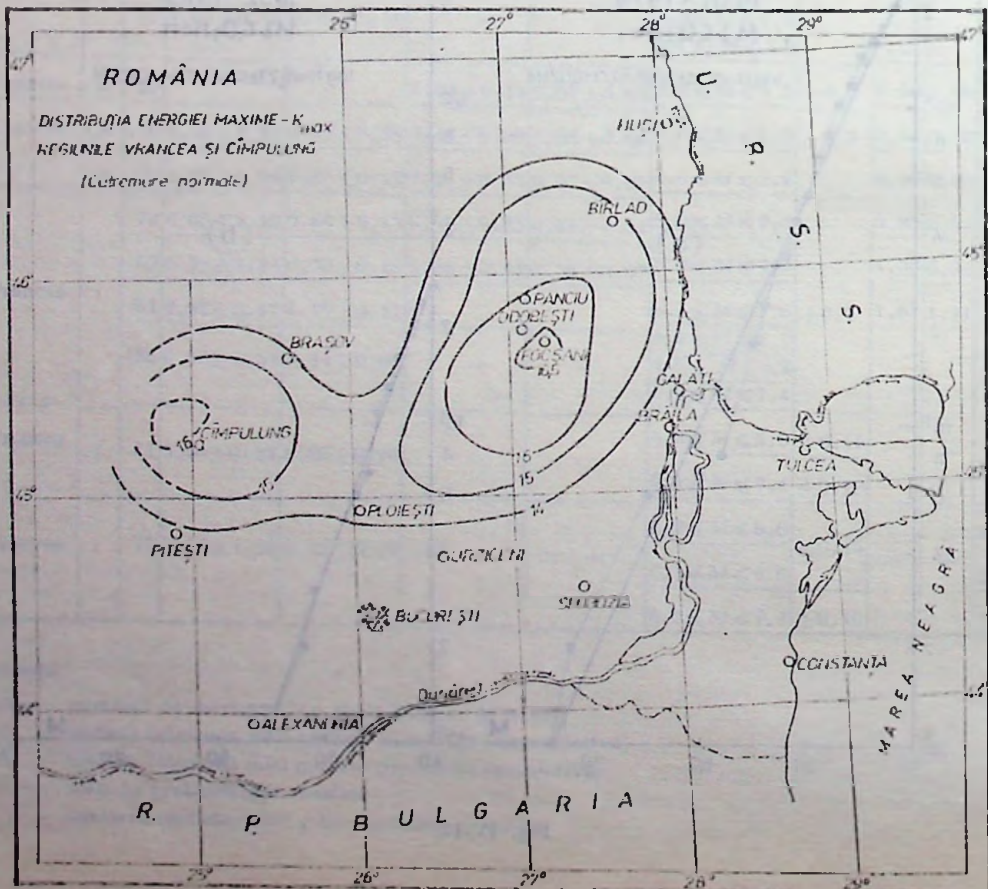


Fig. 14.15.

ficativi (vezi IV.1): Indicele de seismicitate N_1 , activitatea seismică S_1 și riscul seismic R_1 .

Indicele de seismicitate. Relația (IV.9) permite calculul numărului mediu anual de cutremure cu magnitudinea $M \geq M_1$, număr care reprezintă indicele de seismicitate N_1 . Indicele de seismicitate N_1 , calculat pentru diferite magnitudini (tabelul IV.8) arată că activitatea seismică anuală din regiunea Vrancea ($h = i$) se caracterizează prin 8700 cutremure cu $M \geq 0,0$; 6,6 cutremure cu $M \geq 4,0$ și 0,5 cutremure cu $M \geq 5,5$. Se observă că indicele N_1 calculat pentru cutremurele intermediare și normale nu reprezintă media aritmetică a indicilor ce caracterizează fiecare grup de cutremure.

Activitatea seismică. O imagine mai reprezentativă a seismicității este dată de activitatea seismică S_1 , definită ca numărul mediu anual de cutremure cu magnitudinea $M \geq M_1$ care afectează unitatea de suprafață ($ds = 1.10^4 \text{ km}^2$).

Rezultatele prezentate în tabelul IV.8 indică contribuția „majoră” a cutremurelor intermediare, de magnitudine $M \geq 1,0$, la seismicitatea regiunii Vrancea.

Distribuția spațială a seismicității poate fi redată sub forma hărților de activitate seismică $A = A(\varphi, \lambda)$, unde A reprezintă numărul mediu de cutremure de o anumită clasă de energie sau magnitudine, într-o anumită perioadă de timp. Harta de activitate seismică pentru cutremurele intermediare

TABELUL IV.8

Indicele de seismicitate N_1 și activitatea seismică S_1

M_1	$h = n$		$h = i$		$h = i, n$	
	N_1	S_1	N_1	S_1	N_1	S_1
0,0	9130	21347	8710	15836	13200	14270
4,0	1,21	3,23	6,61	12,02	5,76	6,23
5,0	0,13	0,35	1,10	2,00	0,83	0,90
5,5	0,04	0,11	0,45	0,82	0,32	0,35
6,0	—	—	0,18	0,33	—	—
6,5	—	—	0,074	0,13	—	—
7,0	—	—	0,030	0,05	—	—
7,5	—	—	0,012	0,02	—	—

Observații: $S_1 = N_1/s$; $s_n = 3750 \text{ km}^2$; $s_i = 5500 \text{ km}^2$

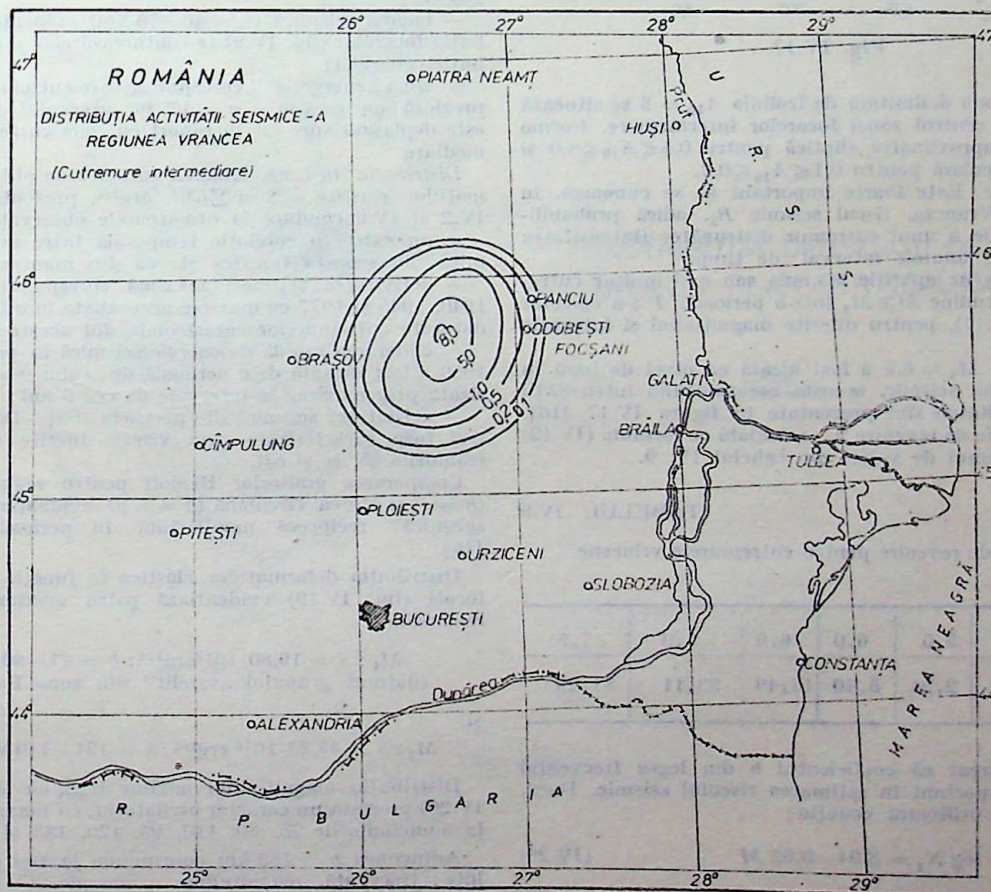


Fig. IV.16.

din regiunea Vrancea întocmită conform metodologiei elaborată în [55] este prezentată în figura IV.16^b).

Activitatea seismică intermediară (fig. IV.16) atinge valorile maxime $A_{10} = 8$ și $A_{10} = 5$, deosebit de ridicate pentru zone seismice intercontinentale. Izolinia $A_{10} = 5$ practic înconjoară zona în care s-au produs cutremurile intermediare puternice din 10 noiembrie 1940 ($M = 7,4$) și 4 martie 1977

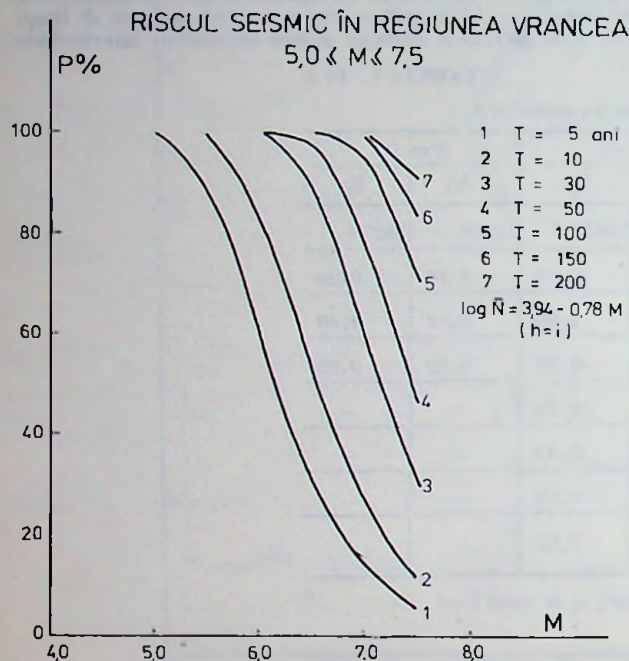


Fig. IV.17.

($M = 7,2$) iar zona delimitată de izolinia $A_{10} = 8$ se situează aproximativ în centrul zonei focarelor intermediare. Forma izoliniilor este aproximativ eliptică pentru $0,5 \leq A_{10} \leq 8,0$ și aproximativ circulară pentru $0,1 \leq A_{10} \leq 0,2$.

Riscul seismic. Este foarte important să se cunoască, în cazul regiunii Vrancea, riscul seismic R_1 , adică probabilitatea de apariție a unui cutremur distrugător (intensitatea $I \geq VII$) într-un anumit interval de timp.

Probabilitatea de apariție a unuia sau mai multor cutremure de magnitudine $M \geq M_1$ într-o perioadă T s-a calculat cu formula (IV.11), pentru diferite magnitudini și intervale de timp.

Magnitudinea $M_1 = 0,5$ a fost aleasă ca nivel de bază în estimarea riscului seismic, aceasta corespunzând intensității $I = VII$. Rezultatele sînt prezentate în figura IV.17 [16].

Perioada medie de revenire θ_c , calculată cu formula (IV.12) conduce la sistemul de valori din tabelul IV. 9.

TABELUL IV.9

Perioada medie de revenire pentru cutremurile vranceane intermediare

$M_1 \geq$	5,0	5,5	6,0	6,5	7,0	7,5
θ_c (ani)	0,91	2,24	5,40	13,49	33,11	81,23

Trebuie remarcat că coeficientul b din legea frecvenței joacă un rol important în estimarea riscului seismic. Dacă, de exemplu, se utilizează ecuația:

$$\log N_1 = 3,94 - 0,82 M \quad (IV.20)$$

în locul ecuației (IV.22), se obține $\theta_c(M_1 \geq 7,5) = 161$ ani, adică o perioadă de două ori mai mare decât cea corespunzătoare

toare lui $b = 0,78$; o eroare de 100% a lui θ_c pentru o deviație de 0,04 a lui b .

Determinarea celui „mai bun” coeficient b pentru regiunea Vrancea prezintă o dificultate suplimentară din cauza caracterului sporadic al seismicității din această regiune [11, 18]⁹.

IV.2.3.2. Distribuția energetică. Distribuția în spațiu a energiei. Analiza hărții de energie seismică — $\sigma = \log(\sum E_i/st)$, prezentată în figura IV. 5, conduce la următoarele observații privitoare la regiunea Vrancea:

— curbele de egală energie σ , pentru cutremurile intermediare, sînt orientate N 35°E, direcție ce coincide cu cea corespunzătoare zonei epicentrale și planului de falie obținut din soluțiile de mecanism focal al cutremurilor puternice [16];

— în interiorul izoliniilor σ , există insule de valori mai ridicate situate transversal pe direcția zonei epicentrale și care probabil definesc un sistem auxiliar de fracturi caracteristice cutremurilor mai slabe;

— valoarea maximă $\sigma_{max} = 21,0$ se află în partea de nord a zonei epicentrale ($\varphi = 45,8^\circ N$; $\lambda = 26,7^\circ E$);

— există un maxim „satelit” al cutremurilor intermediare $\sigma = 19,0$ în interiorul zonei marginite de izolinia $\sigma = 17,0$, corespunzătoare cutremurilor normale;

— curbele de egală energie σ pentru cutremurile normale sînt orientate N 47°E.

Pentru a avea o imagine asupra variației energiei seismice cu adîncimea focală s-a întocmit figura IV.18 care reprezintă distribuția energiei medii anuale într-o secțiune verticală prin regiunea Vrancea, orientată N 55°V. Analiza figurii IV.18 conduce la următoarele observații:

— curbele de egală energie delimitează o serie de maxime situate la adîncimile: 85 km — $\sigma = 19$; 110 km — $\sigma = 20$; 133 km — $\sigma = 21$; 150 km — $\sigma = 19$; 170 km — $\sigma = 18$;

— densitatea de energie crește pînă la cea 130 km, adîncimea de la care începe să scadă, păstrîndu-se un interval constant de variație ($\Delta\sigma = 1$ pentru $\Delta h = 15-25$ km);

— zona maximelor energetice care se restrînge pe măsură ce adîncimea crește, prezintă o concentrare maximă la cea 130 km;

— lacuna seismică ($h = 40-70$ km) evidențiată de distribuția focarelor (fig. IV.9) se conturează clar și pe baza distribuției energiei;

— zona „energetică” corespunzătoare cutremurilor crustale prezintă un maxim — $\sigma = 17$ în intervalul 20—40 km și este deplasată spre est în raport cu zona cutremurilor intermediare.

Distribuția în timp. Analiza curbelor de eliberare a deformațiilor elastice — $S = \sum E^{1/2}$, $erg^{1/2}$, prezentate în figurile IV.2 și IV.6 conduce la următoarele observații:

— nu există o corelație temporală între activitatea seismică din scoarța terestră și cea din mantaua superioară;

— activitatea seismică maximă corespunde anilor 1908, 1940, 1945 și 1977 cu maxime accentuate în anii 1940 și 1977 datorate cutremurilor catastrofale din acești ani;

— eliberarea rapidă de energie seismică în perioada 1940—1950 a fost urmată de o perioadă de „calm seismic”, caracterizată prin maxime la intervale de cea 6 ani;

— activitatea seismică din perioada 1091—1979 a cunoscut trei faze caracterizate prin viteze diferite de acumulare (ramurile ab , bc și cd).

Compararea graficelor Benioff pentru regiunile Vrancea ($h = i$) și Marea Tireniană ($h = i, p$) evidențiază o „simpatie seismică” reciprocă manifestată în perioada 1938—1941 [16].

Distribuția deformațiilor elastice în funcție de adîncimea focală (fig. IV.19) evidențiază patru maxime dintre care remarcăm

$$M_1: S = 19,80 \cdot 10^{10} erg^{1/2}; h = 71-80 \text{ km} \quad (IV.27)$$

(datorat grupului „satelit” din zona Focșani)

și

$$M_3: S = 47,22 \cdot 10^{10} erg^{1/2}; h = 131-140 \text{ km} \quad (IV.28)$$

Distribuția magnitudinii maxime M_{max} cu adîncimea (fig. IV.20) prezintă un caracter oscilatoriu, cu maxime accentuate la adîncimile de 75, 80, 110, 95, 120, 133 și 150 km.

Adîncimea $n = 133$ km corespunde la trei maxime absolute: frecvență, magnitudine și energie.

Seismicitatea specifică și fluxul tectonic. Studiul distribuției în spațiu și timp a energiei seismice eliberate în regiunea

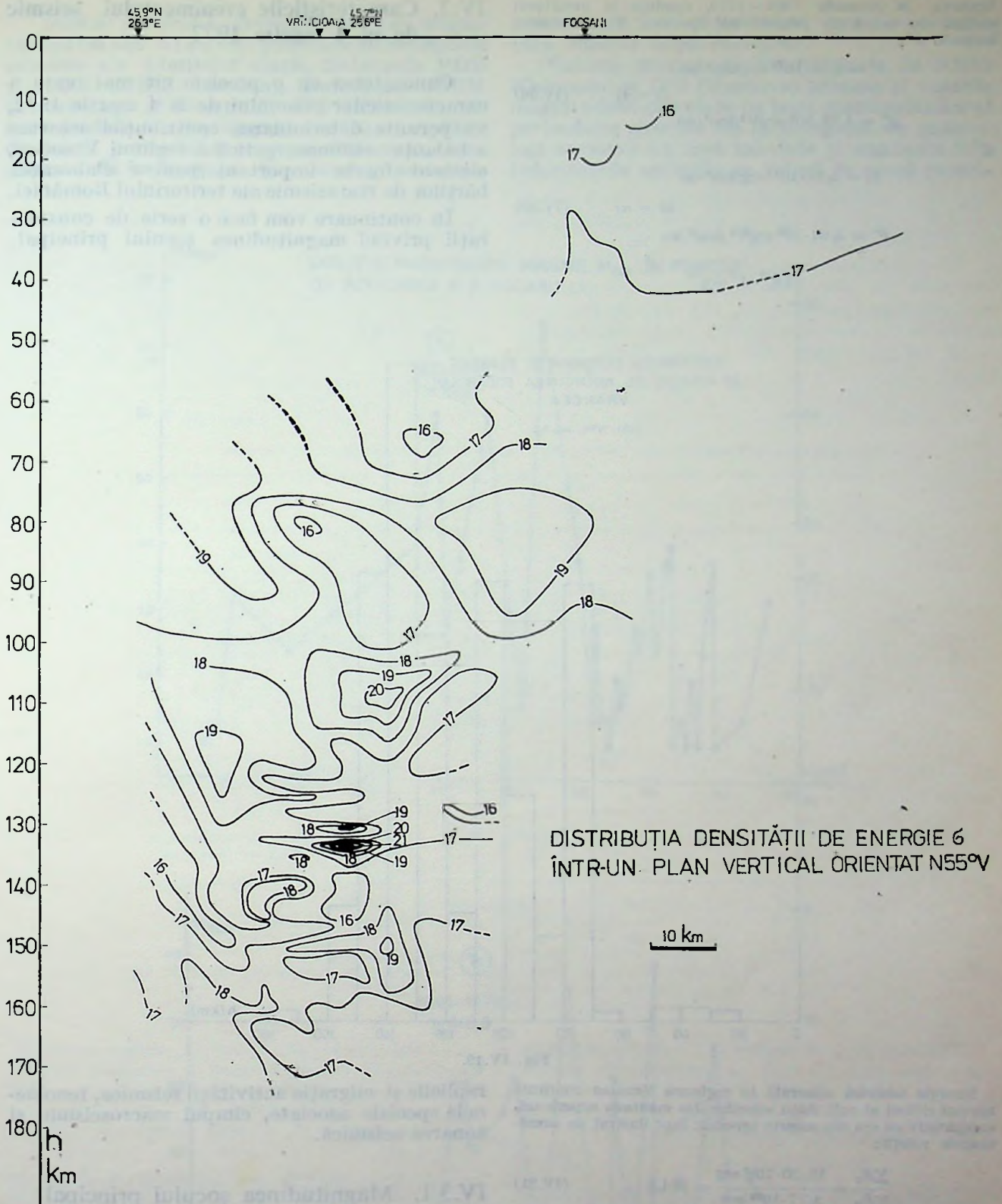


Fig. IV.18.

Vrancea, în perioada 1901—1979, conduce la următorul sistem de valori ale seismicității specifice S' și fluxului tectonic F' :

$$S' = 3,52 \cdot 10^{17} \text{ erg/km}^2 \cdot \text{an} \quad (h = i) \quad (IV.29)$$

$$F' = 4,39 \cdot 10^9 \text{ erg}^{1/2}/\text{km}^2 \cdot \text{an}$$

și

$$S' = 5,97 \cdot 10^{14} \text{ erg/km}^2 \cdot \text{an} \quad (h = n) \quad (IV.30)$$

$$F' = 2,04 \cdot 10^5 \text{ erg}^{1/2}/\text{km}^2 \cdot \text{an}$$

IV.3. Caracteristicile evenimentului seismic de la 4 martie 1977

Cunoașterea cu o precizie cât mai mare a caracteristicilor seismului de la 4 martie 1977, va permite determinarea contribuției acestuia a balanța seismoenergetică a regiunii Vrancea, element foarte important pentru elaborarea hărților de risc seismic ale teritoriului României.

În continuare vom face o serie de considerații privind magnitudinea șocului principal,

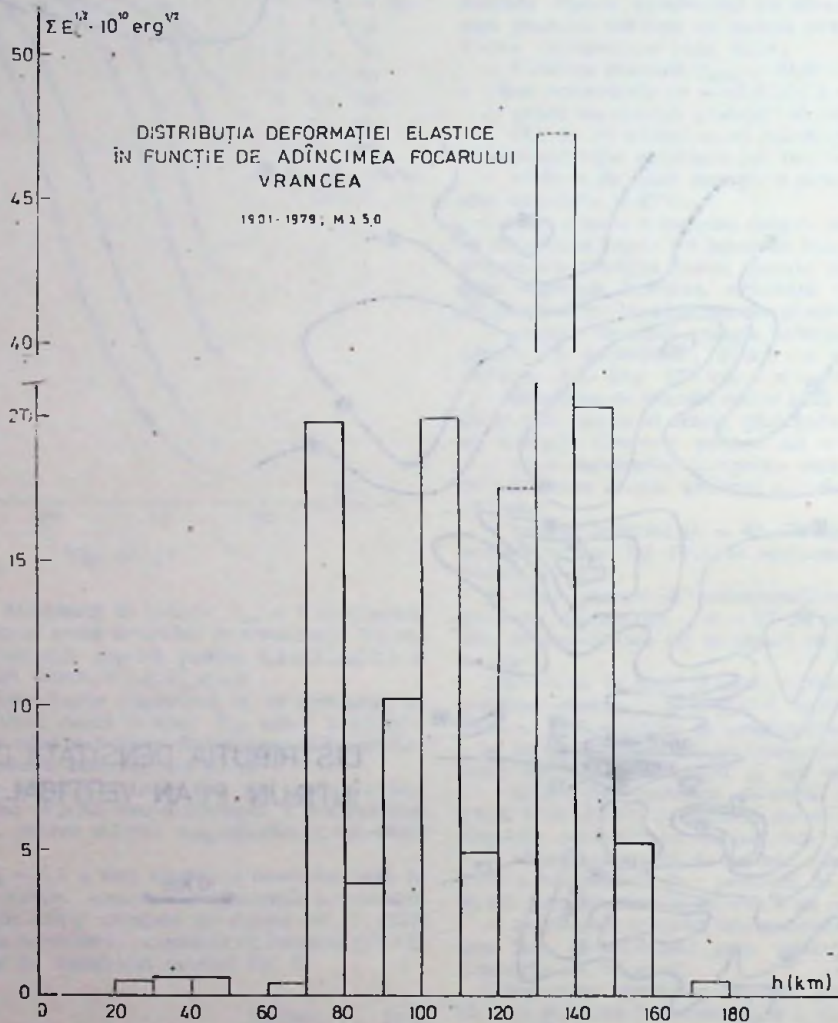


Fig. IV.19.

Energia seismică eliberată în regiunea Vrancea confirmă nivelul ridicat al activității seismice din mantaua superioară, comparativ cu cea din scoarța terestră, fapt ilustrat de următoarele relații:

$$\frac{\sum E_i}{\sum E_n} = \frac{15,30 \cdot 10^{22} \text{ erg}}{1,77 \cdot 10^{20} \text{ erg}} = 864,4 \quad (IV.31)$$

$$\frac{\sum E_i^{1/2}}{\sum E_n^{1/2}} = \frac{190,60 \cdot 10^{10} \text{ erg}^{1/2}}{60,50 \cdot 10^9 \text{ erg}^{1/2}} = 31,5 \quad (IV.32)$$

Aceste valori subliniază de asemenea nivelul ridicat al seismicității regiunii Vrancea în cadrul continentului european.

replicile și migrația activității seismice, fenomenele speciale asociate, cîmpul macroseismic și zonarea seismică.

IV.3.1. Magnitudinea șocului principal

Caracterul de multișoc al evenimentului seismic de la 4 martie 1977 necesită determinarea magnitudinii fiecărui șoc și deci a contribuției acestora la „tabloul” seismic de la 4 martie 1977. O atenție deosebită va fi acordată șocului principal (șocul S_3 în clasificarea din [58]).

Date de observație. Informații asupra magnitudinii (m sau M) au fost publicate în Buletinele seismice ale diferitelor stații, Buletinele PDE și EDR (NEIS-Colorado), Buletinele CSEM (Strasbourg) și Buletinele IFZ (Moscova). O serie de date asupra magnitudinii sau amplitudinilor și perioadelor corespunzătoare au fost obținute de la delegația de seismologi sovietici,

condusă de S. V. Medvedev, care ne-a vizitat țara imediat după cutremur.

Valorile magnitudinilor furnizate de NEIS (Colorado) și IFZ (Moscova) precum și valorile magnitudinii calculate pe baza amplitudinilor și perioadelor primite de la delegația de seismologi sovietici au fost tabelate și analizate în⁷⁾. Informațiile amintite se referă la șocul princi-

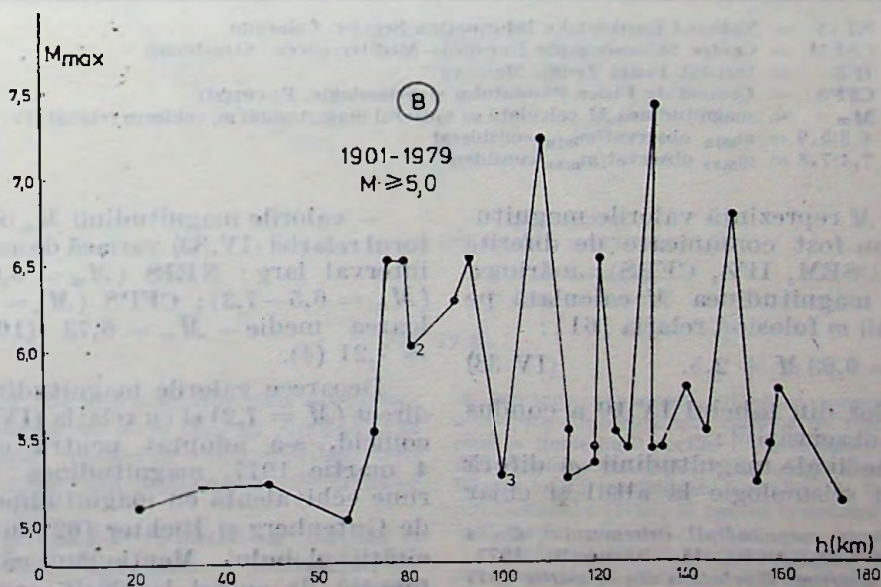
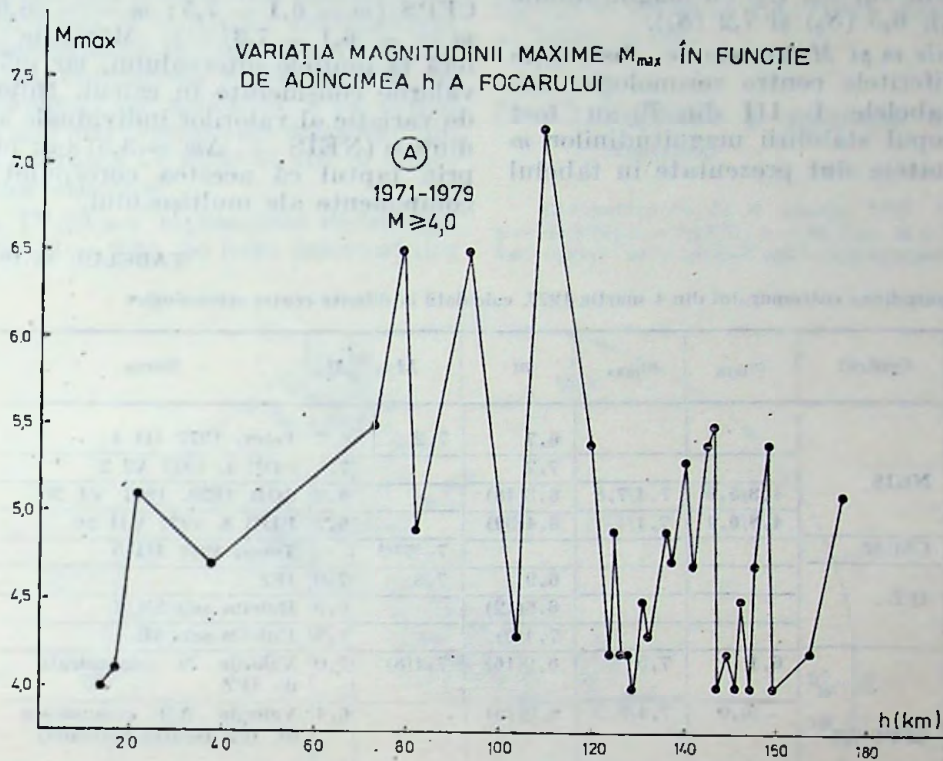


Fig. IV.20.

pal al evenimentului seismic de la 4 martie 1977.

Primele informații asupra componentelor multișocului au fost furnizate de CSEM [59] care admite existența a trei șocuri (*A*, *B*, *C*) cu magnitudinile 5,0; 6,5 și respectiv 7,2. Au urmat după aceea cercetările din [58, 60⁷⁾].

În studiile noastre am reținut cercetările din [58] care stabilesc existența a patru șocuri (forșocul *F* și șocurile *S*₁, *S*₂, *S*₃) cu magnitudinile 5,0 (*F*), 6,5 (*S*₁), 6,5 (*S*₂) și 7,2 (*S*₃).

Magnitudinile *m* și *M*. Datele de observație furnizate de diferitele centre seismologice internaționale (tabelele I—III din ⁷⁾) au fost analizate în scopul stabilirii magnitudinilor *m* și *M*, iar rezultatele sînt prezentate în tabelul IV.10.

pentru un același centru: NEIS (*m* = 6,3—7,2), IFZ (*m* = 6,6—7,1), CEPS (*m* = 6,5—6,9); valoarea medie $\bar{m} = 6,73$ (10);

— valorile magnitudinii *M* sînt apropiate între ele: NEIS (*M* = 7,2); CSEM (*M* = 7—7^{1/4}); IFZ (*M* = 7,3) și CEPS/CR (*M* = 7,1); valoarea medie $\bar{M} = 7,21$ (4);

— valorile individuale ale magnitudinii *m* variază în intervale foarte mari: NEIS (*m* = 4,3*/5,9 — 7,4/7,8*, *m* = 4,8*/6,1 — 7,1/—); CFPS (*m* = 6,1 — 7,5; *m* = —/6,0 — 7,4/8,2* *m* = —/6,1 — 7,3/—). Mărimile *m** se referă la limitele intervalului, iar mărimile *m* la valorile considerate în calcul. Intervalul mare de variație al valorilor individuale ale magnitudinii *m* (NEIS — $\Delta m = 3,5$) s-ar putea explica prin faptul că acestea corespund la diferite componente ale multișocului.

TABELUL IV.10

Magnitudinea cutremurului din 4 martie 1977, calculată la diferite centre seismologice

Nr	Centrul	<i>m</i> _{min}	<i>m</i> _{max}	<i>m</i>	<i>M</i>	<i>M</i> _{<i>m</i>}	Sursa
1	NEIS			6,7	7,2	6,7	Telex, 1977 III 4
				7,2		7,5	PDE 4, 1977 VI 2
		4,3/5,9	7,4/7,8	6,3(48)		6,0	JOB 1629, 1977 VI 30
		4,8/6,1	7,1/—	6,4(39)		6,2	EDR 8, 1977 VII 30
2	CSEM				7—7 ^{1/4}	Telex, 1977 III 5	
3	IFZ			6,9	7,3	7,0	IFZ
				6,6(12)		6,5	Buletin seis/SKM
				7,1(9)		7,3	Buletin seis/SK
4	CFPS/CR	6,1	7,5	6,9(16)	7,1(8)	7,0	Valorile <i>M</i> comunicate de IFZ
		—/6,0	7,4/8,2	6,5(15)		6,4	Valorile <i>A/T</i> comunicate de IFZ (scurtă perioadă)
		—/6,1	7,3/—	6,7(13)		6,7	Valorile <i>A/T</i> comunicate de IFZ (lungă perioadă)

Notă: NEIS = National Earthquake Information Service, Colorado
 CSEM = Centre Séismologique Europeo—Méditerranéen, Strasbourg
 IFZ = Institut Fiziki Zemli, Moscova
 CFPS = Centrul de Fizica Pământului și Seimologie, București
*M*_{*m*} = magnitudinea *M* calculată cu ajutorul magnitudinii *m*, conform relației (IV. 33).
 4,3/5,9 = *m*_{min} observat/*m*_{min} considerat
 7,4/7,8 = *m*_{max} observat/*m*_{max} considerat

Mărimile *m* și *M* reprezintă valorile magnitudinii așa cum au fost comunicate de diferite agenții (NEIS, CSEM, IFZ, CFPS); mărimea *M*_{*m*} se referă la magnitudinea *M* calculată pe baza magnitudinii *m* folosind relația [61]:

$$m = 0,63M + 2,5. \quad (IV-33)$$

Analiza datelor din tabelul IV.10 a condus la următoarele observații⁷⁾:

— valorile medii ale magnitudinii *m* diferă de la un centru seismologic la altul și chiar

⁷⁾ RADU C., *Asupra magnitudinii cutremurului din 4 martie 1977*. Raport CSEN/CFPS, II, București, 1977; IOSIF T., IOSIF S., *Cutremurul ortnean din 4 martie 1977 — eveniment seismic multiplu și implicațiile lui seismotectonice*. Raport CSEN/CFPS, III, București, 1977.

— valorile magnitudinii *M*_{*m*} obținute cu ajutorul relației (IV.33) variază de asemenea într-un interval larg: NEIS (*M*_{*m*} = 6,0—7,5); IFZ (*M*_{*m*} = 6,5—7,3); CFPS (*M*_{*m*} = 6,4—7,0); valoarea medie $\bar{M}_m = 6,73$ (10) sau $\bar{M}_m = 7,21$ (4).

Deoarece valorile magnitudinii *M* calculate direct ($\bar{M} = 7,2$) și cu relația (IV.33) (*M*_{*m*} = 7,2) coincid, s-a adoptat pentru cutremurul din 4 martie 1977, magnitudinea *M* = 7,2 — mărime echivalentă cu magnitudinea *M*_{OR} folosită de Gutenberg și Richter [62] în studiul seismicității globului. Menționăm că magnitudinea folosită de autori la clasificarea cutremurelor românești [16],³⁾⁵⁾ este echivalentă magnitudinii

M_{GR} . Magnitudinea $M = 7,2$ caracterizează șocul principal S_3 care conform cercetărilor din [58] s-a produs la 19 secunde după forșocul P .

Distribuția magnitudinilor m . Intervalul mare de variație a magnitudinilor m determinate de cele două centre mondiale NEIS (Colorado) și IFZ (Moscova) nu este exclus să reflecte și un efect azimutal în propagarea undelor seismice.

Pentru a evidenția o asemenea anomalie s-a analizat distribuția $m = f(\Delta, \alpha)$, reprezentată în proiecție stereografică în diagrama din figura IV.21. Distanța epicentrală a fost notată pe diametrul orizontal, iar azimutul α pe cercul exterior. Cele mai mari variații ale magnitudinii, se observă în cadranul IV unde se află și majoritatea stațiilor seismice.

În figura IV.22 s-a reprezentat distribuția reziduurilor $O - C = f(\Delta)$, pe baza informațiilor

maxime principale, corespunzând perioadelor $T = 0,6$ s și respectiv $T = 1,0$ s.

Analiza informațiilor obținute asupra magnitudinii cutremurului de la 4 martie 1977 a condus la următorul sistem de valori:

$$m = 6,7; M = 7,2 \quad (IV.34)$$

sistem ce situează acest cutremur pe locul al treilea în ierarhia seismică a regiunii Vrancea: 1802 octombrie 26 — $M = 7,5$?; 1940 noiembrie 10 — $M = 7,4/m = 7,3$; 1977 martie 4 — $M = 7,2/m = 6,7$.

IV.3.2. Replicile și migrația activității seismice

Cutremurul de la 4 martie 1977 ($H = 19h21m56s$; $\varphi = 45,8^\circ N$; $\lambda = 26,8^\circ E$; $h = 95$ km; $M = 7,2$; $I_0 = VIII$) a fost urmat de o intensă activitate seismică, localizată alt

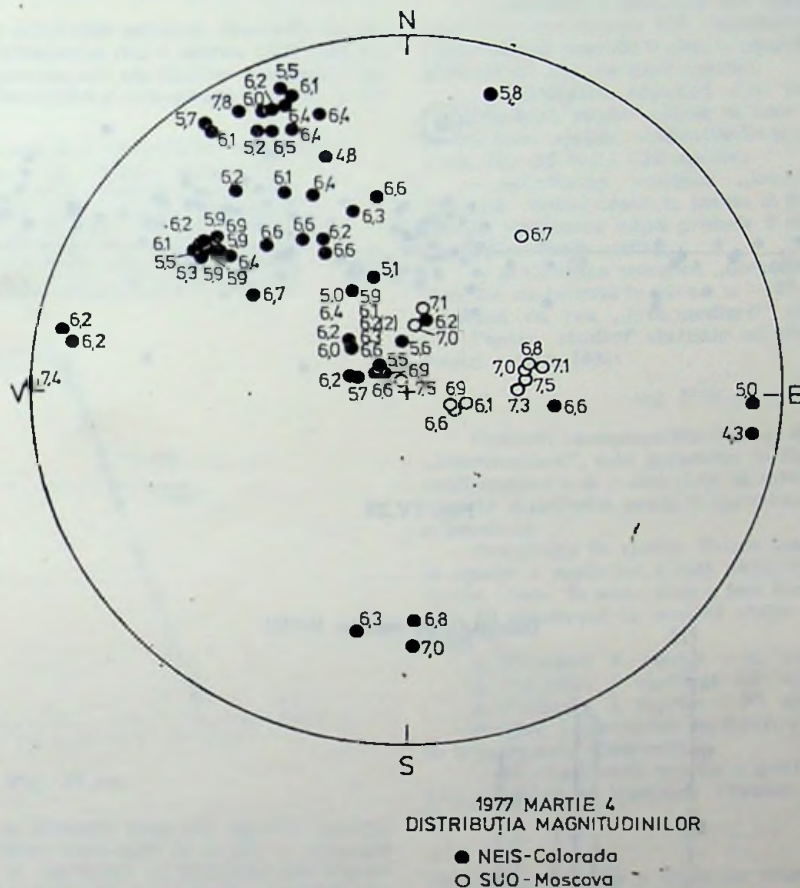


Fig. IV.21.

primite de CSEM [59]. Nu se observă o corelație între distribuția $m = f(\Delta, \alpha)$ și distribuția $O - C = f(\Delta)$ care, conform cercetărilor din [59], prezintă o anomalie pentru stațiile situate la distanțe $\Delta < 15^\circ$.

Distribuția perioadelor. Pentru a obține o imagine a compoziției spectrale a oscilațiilor în unda P , s-a analizat [57] distribuția $N = f(T)$, prezentată în figura IV.23. Se evidențiază două

în mantaua superioară cât și în scoarța terestră. Această activitate cunoscută sub numele de replici, a fost urmărită până la finele lunii aprilie 1977, folosind pe lângă stațiile fixe din rețeaua seismică a României și o serie de stații mobile cu înaltă sensibilitate, instalate de Institutul de geofizică din Karlsruhe (IGK) în cadrul cooperării științifice româno-vest-germane.

Dintre stațiile fixe românești, un rol important în urmărirea replicilor, l-au avut stațiile cu înaltă sensibilitate, situate în zona epicentrală sau în imediata sa vecinătate — Vrîncioaia (VRI), Cheia (MLR) și Cîmpulung (CMP). Datele de obser-

DISTRIBUȚIA REZIDUURILOR $O-C=f(\Delta)$ PENTRU UNDELE LONGITUDINALE

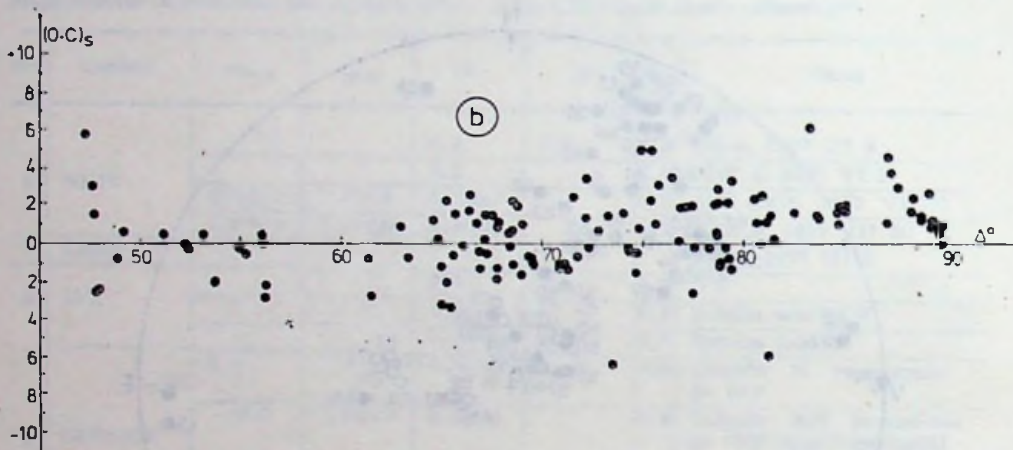
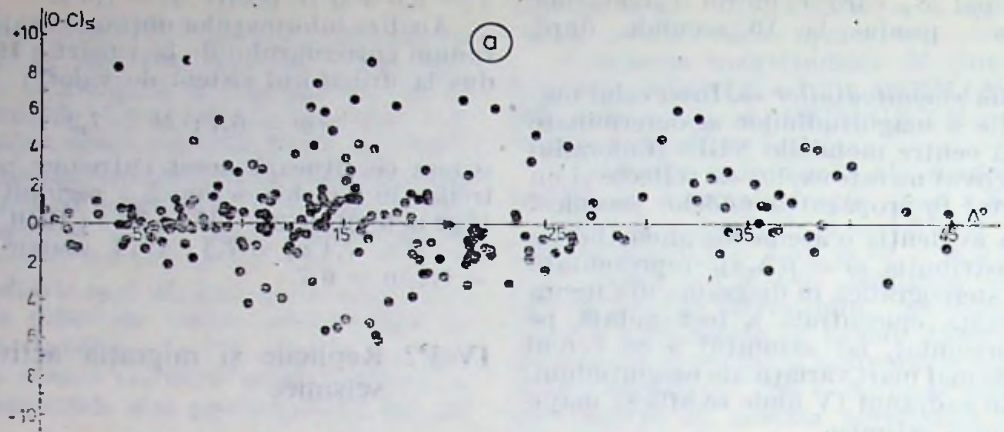


Fig. IV.22.

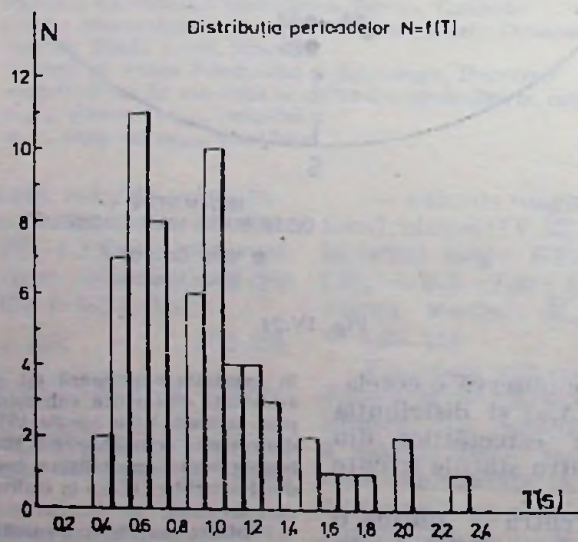


Fig. IV.23.

vație ale acestor stații au stat la baza studiilor prezentate în⁸⁾.

Studiul detaliat al replicilor marilor cutremure prezintă un interes științific deosebit deoarece se obțin informații importante asupra proceselor fizice din focar. În cazul cutremurului din 4 martie 1977 s-a evidențiat, în plus, fenomenul de migrație a activității seismice, migrație care s-a produs cu viteze diferite în diferite secțiuni ale scoarței terestre. De asemenea s-a propus un nou model tectonic al regiunii Vrancea.

În continuare vom prezenta rezultatele cercetărilor asupra replicilor cutremurului din 4 martie, pe baza înregistrărilor stației Cheia din perioada martie - aprilie 1977⁹⁾ și a rețelei complexe (stații fixe și mobile) din perioada martie - mai 1977 [49].

IV.3.2.4. Distribuțiile temporală și spațială. Date de observație. În perioada 4 martie - 30 aprilie 1977, la stația seismică Cheia au funcționat o serie de seismografe cu înaltă și joasă sensibilitate, dar pentru acest studiu au fost analizate numai înregistrările seismografelor tip SKM-3. Constantele și curbele de răspuns ale acestor aparate sunt prezentate în figura IV.24.

Datele de observație obținute la stația Cheia, folosite în prima etapă a studiului, se referă la caracteristicile cinematice (momentul de sosire, diferența $S-P$, durata de oscilație τ) și dinamice (magnitudinea M , energia E) a 735 cutremure românești cu diferență $0,5 \leq S-P \leq 19,0$ s, număr ce reprezintă 78% din totalul cutremurelor înregistrate în perioada amintită.

Studiul complex al activității seismice observate în perioada de 3 luni după cutremurul din 4 martie 1977 [49] s-a bazat pe observațiile instrumentale ale stațiilor românești fixe ale Centrului de fizica Pământului și seismologie (CFPS) și ale

CURBELE DE RĂSPUNS ALE SEISMOGRAFELOR SKM-3
INSTALATE LA STAȚIA CHEIA (MLR)

Comp	T_s	D_s	T_g	D_g	δ^2	V_{max}
Z	1,04	0,5	0,317	1,7	0,2	70.212
N-S	1,04	0,5	0,317	1,7	0,2	79.259
E-V	1,04	0,5	0,317	1,7	0,2	79.259

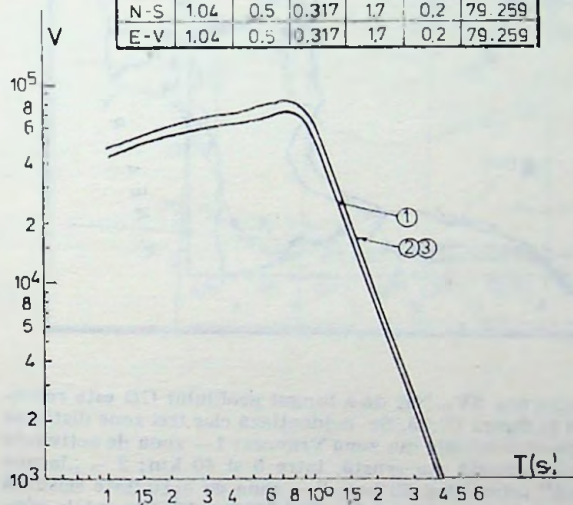


Fig. IV.24.

celor 3 stații instalate la barajele mari din Munții Carpați, urmărite în comun de către Institutul de studii și cercetări hidroenergetice (ISPIH) și Institutul de geofizică din Karlsruhe (IGK), precum și a celor 10 stații mobile instalate pe teritoriul României. Distribuția stațiilor fixe și mobile este prezentată în figura IV.25. Pentru unele cutremure mai puternice au fost utilizate observații ale stațiilor din Albania, Algeria, Bulgaria, Cehoslovacia, Grecia, Iugoslavia, Turcia și Uniunea Sovietică. Stațiile mobile au fost instalate în ampla-

⁸⁾ RADU C. et al., *Asupra replicilor cutremurului din 4 martie 1977, înregistrate la stația Cheia*. Raport CSEN/CFPS, I, București, 1977 a; IOSIF S., IOSIF T., *Asupra replicilor cutremurului din 4 martie 1977, înregistrate la stația Vrancea*. Raport CSEN/CFPS, I, București, 1977; IOSIF S., IOSIF T., *Asupra replicilor cutremurului din 4 martie 1977, înregistrate la stația Clujputung*. Raport CSEN/CFPS, I, București, 1977.

samente special alese care au permis o amplificare de până la 10^0 la o frecvență de 10 Hz. Trei stații seismice au fost telemetrice prin radio la CFPS în București/Măgurele, asigurându-se în acest fel o supraveghere continuă a activității seismice din regiunea Vrancea precum și din alte regiuni ale României.

Distribuția în timp. Evoluția în timp $N = f_1(t)$ a activității seismice, exprimată prin numărul zilnic de cutremure a fost analizată în trei cazuri⁹⁾:

a. Mulțimea tuturor cutremurelor înregistrate la stația Cheia (735 șocuri cu $0,5 \leq S-P \leq 19,0$ s) (fig. IV.26);

b. Mulțimile cutremurelor vranceene (intermediare și normale - 365 șocuri cu $5,0 < S-P \leq 16,0$ s) și din vecinătatea stației Cheia (293 șocuri cu $S-P \leq 5,0$ s) (fig. IV.27);

c. Mulțimile cutremurelor vranceene intermediare (202 șocuri cu $11,0 \leq S-P \leq 16,0$ s) și normale (163 șocuri cu $5,0 \leq S-P < 11,0$ s) (fig. IV.28).

Analiza diagramelor din figura IV.26 - IV.28 conduce la următoarele observații:

- activitatea seismică scade treptat în cursul lunii martie, având un pronunțat caracter oscilatoriu în primele 13 zile (4-16 martie);

- activitatea seismică din prima zi, caracterizată prin 167 cutremure, reprezintă 40% din cea corespunzătoare lunii martie (419 cutremure);

- activitatea seismică crește în cursul lunii aprilie, având un caracter mai agitat în prima sa jumătate;

- activitatea seismică din regiunea Vrancea, caracterizată în prima zi prin 139 cutremure, devine practic staționară după primele 9 zile; o ușoară „agitație” se observă în ultimele 20 zile ale lunii aprilie;

- activitatea seismică din vecinătatea stației Cheia ($\Delta \leq 30$ km), relativ calmă în luna martie, se intensifică în cursul lunii aprilie, evidențiindu-se în special maximele din 1-4, 10-13 și 24-26 aprilie;

- activitatea seismică „intermediară” din regiunea Vrancea, caracterizată în prima zi prin 83 cutremure, devine practic staționară după primele 9 zile, caracter păstrat până la sfârșitul lunii aprilie;

- activitatea seismică „normală” din regiunea Vrancea, deosebit de intensă în prima zi - 56 cutremure, arată o bună corelație cu cea „intermediară” din mantaua superioară.

Pentru studiul statistic al distribuției $N = f_1(t)$ s-a folosit relația [63]:

$$\log N = q - p \log t. \quad (IV.35)$$

Graficul corespunzător acestei distribuții pentru replicile „intermediare”, este prezentat în figura IV.29, iar valorile coeficienților q și p sînt date în tabelul IV.11. Se observă că această distribuție poate fi aproximată prin două trepte sau o parabolă.

Distribuția în spațiu. Prima imagine asupra distribuției în spațiu a replicilor a fost obținută pe baza înregistrărilor stației Cheia. În acest scop a fost analizată distribuția $N = f_2(S-P)$ observată la această stație pentru trei perioade de timp⁹⁾:

a. Perioada 4 martie - 31 martie 1977 (fig. IV.30).

b. Perioada 1 aprilie - 30 aprilie 1977 (fig. IV.31).

c. Perioada 4 martie - 30 aprilie 1977 (fig. IV.32).

Analiza diagramelor din figurile IV.30 - IV.32 conduce la următoarele observații:

- în cursul lunii martie a avut loc o importantă activitate seismică în regiunea Vrancea, în mantaua superioară

TABELUL IV.11

Distribuția în timp a replicilor intermediare
($\log N = q - p \log t$)

Ramura 1			Ramura 2			ΔM	N_c
q_1	p_1	N_1	q_2	p_2	N_2		
2,13	0,85	127	6,49	5,78	19	1,3-4,3	146
2,09	0,89	113	6,42	5,76	18	1,6-4,3	131
1,50	0,68	26	6,41	6,13	7	3,0-4,3	33

Observații: : Ramura 1: $t_1 = 1 - 7$ zile;
Ramura 2: $t_2 = 8 - 11$ zile;
 $N_c = N_1 + N_2$

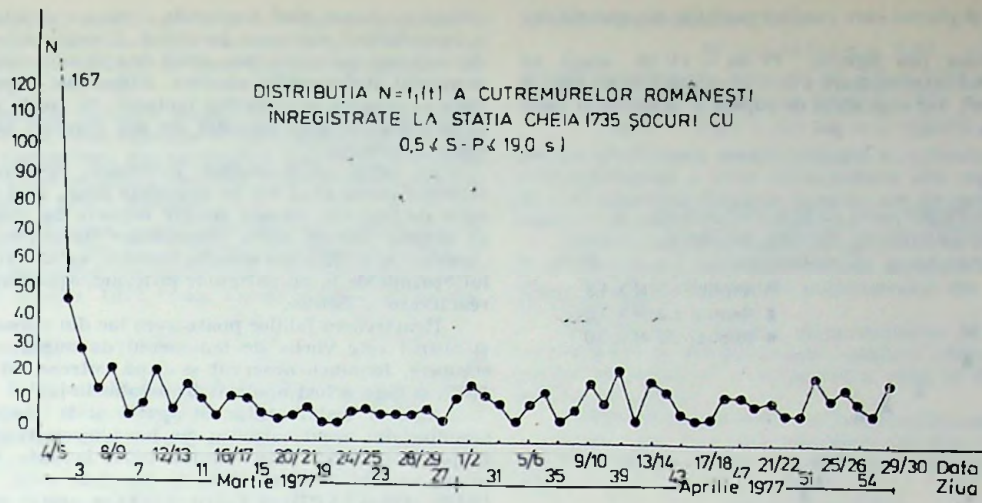


Fig. IV.26.

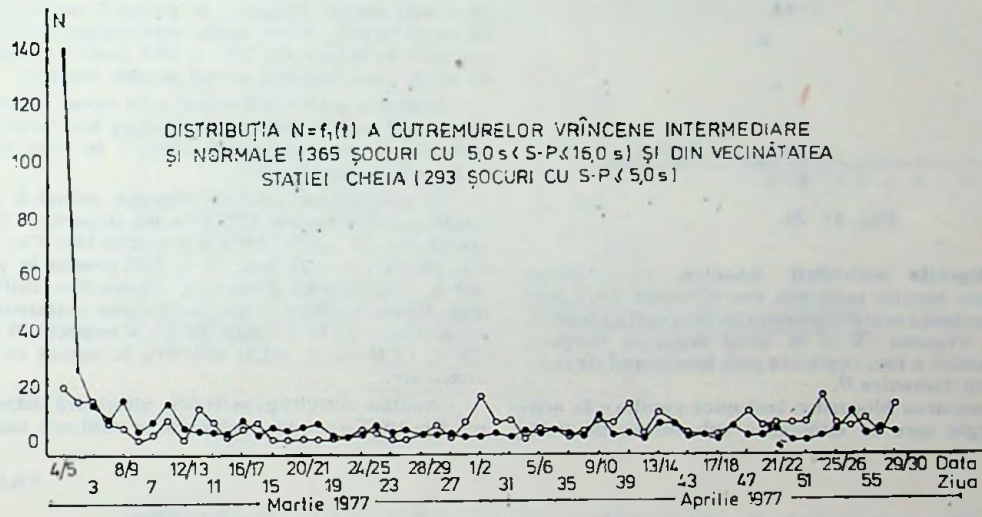


Fig. IV.27.

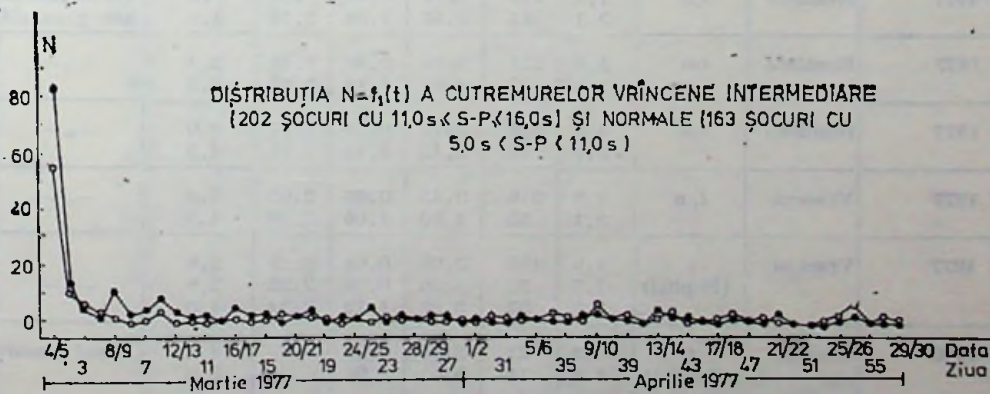


Fig. IV.28.

planul de rupere și planul care conține pozițiile componentelor șocului multiplu.

Analiza datelor din figurile IV.34 – IV.36 arată că activitatea seismică intermediară a fost cuprinsă într-un volum de cca 120.000 km³, iar suprafața de rupere a acoperit o zonă de cca 2000 km².

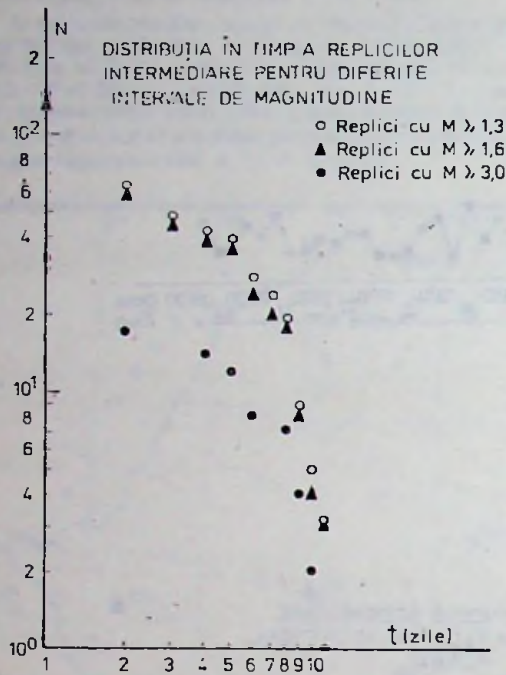


Fig. IV.29.

IV.3.2.2. Migrația activității seismice. Caracteristic perioadei ulterioare șocului principal din 4 martie 1977 este apariția unei importante activități seismice în scoarța terestră, atât în regiunea Vrancea cât și în arcu munților Carpați. Această stare seismică a fost explicată prin fenomenul de reactivare a unor falii tectonice ⁶⁾.

Se știe că mișcarea blocurilor tectonice conduce la acumularea de energie care se eliberează sub formă de unde

seismice, atunci când tensiunile depășesc rezistența la rupere a materialului din zona focarului. Energia eliberată depinde de volumul cutremurului, adică de volumul zonei în care s-au acumulat deformațiile elastice. Eliberarea deformațiilor conduce la ruperea echilibrului tectonic în zonă, rupere care se caracterizează prin apariția de noi fracturi sau activizarea celor existente.

În cazul cutremurelor puternice, ruperea echilibrului tectonic poate avea loc pe suprafețe mari, fapt care face ca o serie de fracturi, situate relativ departe de zona epicentrală, să devină active, adică generatoare de cutremure. Această „trezire” a faliilor din scoarța terestră, ca urmare a „impulsului” primit de la un cutremur puternic, am numit-o proces de reactivare a faliilor.

Reactivarea faliilor poate avea loc din aproape în aproape și atunci este vorba de fenomenul de migrație a activității seismice, fenomen observat și după cutremurul din 4 martie 1977, și care a fost analizat în detaliu în [49].

Analiza distribuțiilor în spațiu și în timp a activității seismice din arcu carpatic, pe baza înregistrărilor obținute, în perioada iunie 1976 – iunie 1977, la cele trei stații cu înaltă sensibilitate instalate la barajele mari de la Bicaz (BIZ), Argeș (ARR) și Lotru (LOT), a arătat că întreg arcu carpatic a fost reactivat seismic ca urmare a șocului principal produs în regiunea Vrancea.

Pe baza datelor seismice de la stațiile BIZ și LOT a rezultat că activitatea seismică a migrat cu o viteză medie de 3–4 km/h înspre Carpații Meridionali și Orientali. S-a considerat [49] că difuzia tensiunilor prin litosfera elastică situată pe o astenosferă viscoasă, ar putea fi cauza acestui fenomen de migrație [68]. Acest model este compatibil cu o viscozitate cuprinsă în intervalul 10¹⁷ – 10¹⁸ poise, valoare neobișnuit de mică, caracteristică numai arcelor insulare.

Migrația activității seismice în urma cutremurului vrancean din 4 martie 1977 s-a produs cu trei viteze diferite: km/min – în scoarța avanfosei; km/h – în arcu carpatic; km/zi – înspre București [49].

În cadrul procesului de migrație seismică asociat cutremurului din 4 martie 1977, un loc important îl ocupă cutremurul din 20 aprilie 1977, ($H = 21h 16m 17s$; $\varphi = 44,3^\circ N$; $\lambda = 26,3^\circ E$; $h = 11 km$; $M = 3,8$) produs în partea de sud-est a municipiului București. Remarcăm calitatea determinărilor făcute imediat după producerea cutremurului, folosind înregistrările de la o stație (BUC) și respectiv 5 stații seismice (BUC, CFR, ISR, MLR și VR1), în raport cu determinările ulterioare.

Analiza activității seismice, ulterioară cutremurului din 4 martie, 1977, a condus la elaborarea unui nou model tectonic al

TABELUL IV.12

Coefficienții relației frecvență – magnitudine (stația Chia – componenta Z; 4 martie – 30 aprilie 1977)

Perioada	Regiunea	h	M^*	N_c	a_c	b_c	\bar{M}	M_{sup}	Funcția $N = f_4(M)$	Figura sau sursa
4 III – 31 III 1977	România	i, n	1,4	296	3,14	0,69	1,98	3,0	Două ramuri sau parabolă	IV.37
			3,1	45	5,56	1,26	3,44	4,3		
1 IV – 30 IV 1977	România	i, n	1,0	231	3,04	0,68	1,59	2,4	—, —	IV.37
			2,5	37	4,42	1,14	2,83	3,9		
4 III – 30 IV 1977	România	i, n	1,4	496	3,73	0,74	1,94	3,0	—, —	IV.38
			3,1	54	5,42	1,19	3,41	4,3		
4 III – 30 IV 1977	Vrancea	i, n	1,5	2,6	3,43	0,68	2,09	3,0	—, —	IV.39
			3,1	33	4,80	1,06	3,46	4,3		
4 III – 15 III 1977	Vrancea	i (Replici)	1,6	198	3,08	0,68	2,19	2,9	—, —	IV.40
			1,7	93	3,26	0,76	2,22	2,9		
			3,0	33	3,86	1,12	3,34	4,3		
10 XI – 31 XI 1940	Vrancea	i (Replici)	3,2	23	3,35	0,62		4,4	Două ramuri	[16]
			4,5	11	5,95	1,09		5,5		

Observații: N_c – numărul total al cutremurelor; M^* – magnitudinea minimă;

\bar{M} – magnitudinea medie; M_{sup} – magnitudinea superioară;

a_c, b_c – coeficienții relației (IV.40) calculați cu formulele (IV.41) și (IV.42).

regiunii Vrancea [49], model care ia în considerație elementele paleo și neotectonice atât ale zonei Vrancea cât și ale Carpaților Orientali și prezintă o serie de caracteristici compatibile cu un arc insular [16, 69, 70].

Modelul tectonic calitativ propus explică bine individualizarea celor două zone seismice — intermediară și normală de la curbura Carpaților, dar nu explică dimensiunile reduse pe laterală ale zonei seismice precum și absența activității vulcanice deasupra plăcii subduse.

IV.3.2.3. Clasificarea magnitudinală și energetică. *Determinarea magnitudinii.* Pentru calculul magnitudinii cutremurelor românești înregistrate la stația seismică Cheia în perioada 4 martie — 30 aprilie 1977, s-au folosit relații de forma [71—73]

$$M = a + b \log \tau + c \Delta^\circ \quad (IV.36)$$

unde $\tau = F - P$ reprezintă durata de oscilație pentru diferite valori ale raportului semnal/zgomot.

În urma analizei diferitelor relații de forma (IV.36) s-a adoptat formula [71]:

$$M = 2,25 \log \tau - 1,73 \quad (IV.37)$$

pentru cutremurele apreciate ca intermediare ($11,0 \leq S - P \leq$

$\leq 16,0$ s) și formula [75]:

$$M = 2,15 \log \tau - 1,42 \quad (IV.38)$$

pentru cutremurele normale ($S - P < 11,0$ s)

Remarcăm că folosirea relației [76]:

$$M = -0,87 + 2,0 \log \tau + 0,0035 \Delta \text{ km} \quad (IV.39)$$

pentru clasificarea magnitudinală a cutremurelor românești, și în particular a celor intermediare din regiunea Vrancea, nu este adecvată deoarece aceasta are un pronunțat caracter regional și corespunde sistemului M_L (magnitudinea locală).

Analiza magnitudinilor M calculate cu formulele (IV.37) și (IV.38) arată că magnitudinea maximă identificată este $M_{\max} = 4,3$ și corespunde cutremurului din 1977 martie 5, $H = 00h 00m$.

Distribuția în timp a magnitudinilor $M = f_3(t)$ arată că cutremurele cu magnitudinea maximă ($M = 4,3; 4,0$) s-au produs în prima zi și respectiv a opta zi după producerea șocului principal.

Relația frecvență-magnitudine. Clasificarea magnitudinală a șocurilor care au urmat cutremurului din 4 martie 1977, a permis studiul legii frecvenței, folosind relația (IV.2) sub forma [62]:

$$\log N = a - bM \quad (IV.40)$$

Coefficienții a și b au fost calculați prin metoda probabilității maxime, cu ajutorul formulelor (IV.3) și (IV.4) sub

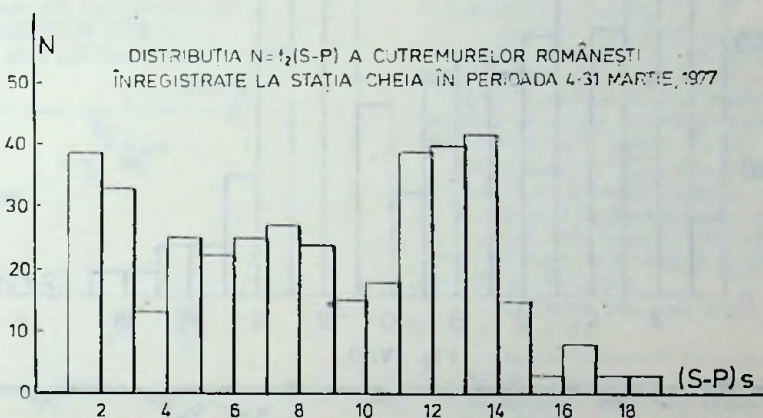


Fig. IV.30.

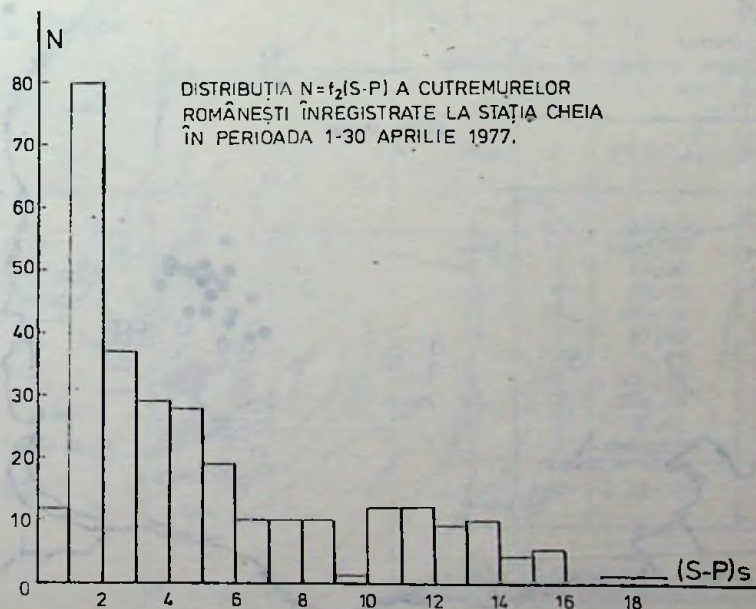


Fig. IV.31.

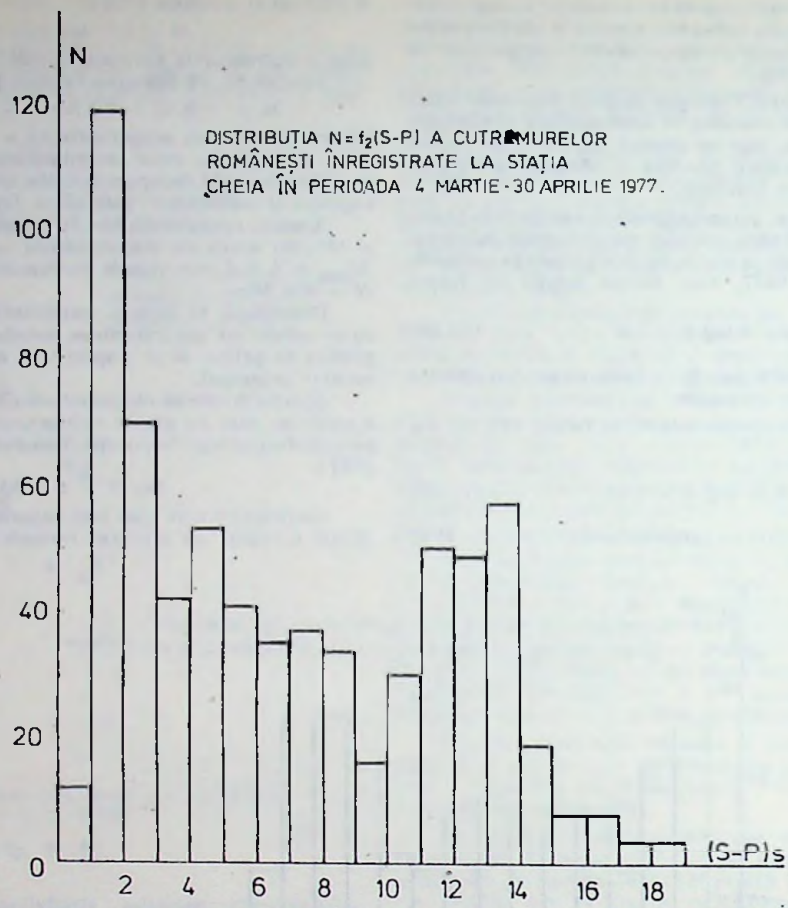


Fig. IV.32.

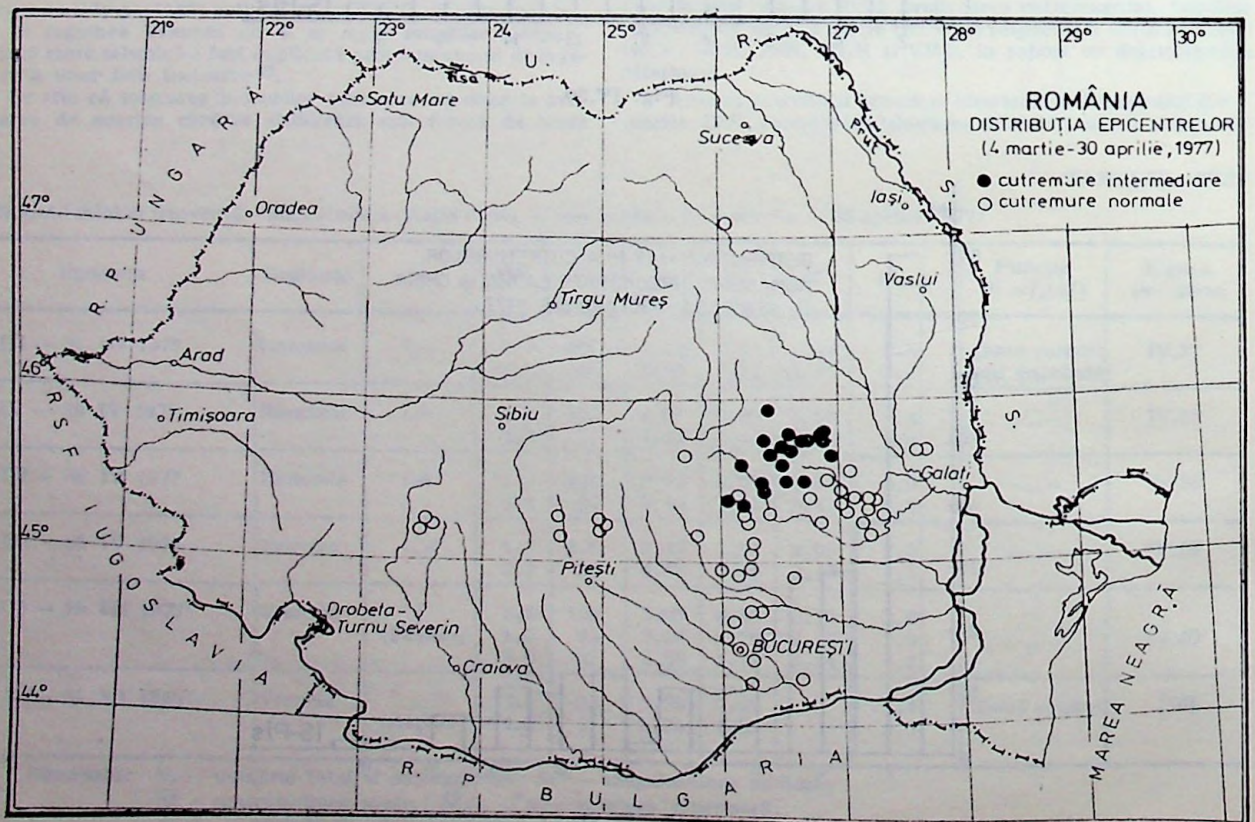


Fig. IV.33.

DISTRIBUȚIA EPICENTRELOR CUTREMURELOR
VRÎNCENE PENTRU CARE S-A DETERMINAT
ADÎNCIMEA FOCARULUI.

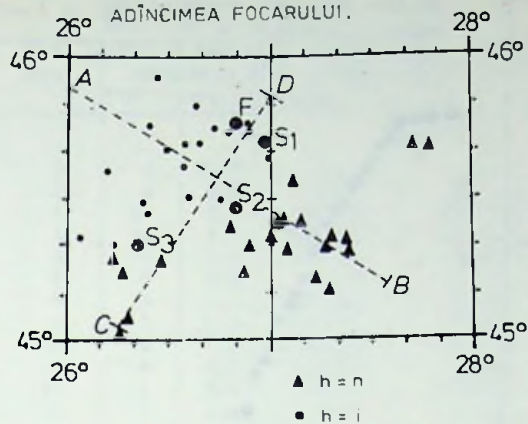


Fig. IV.34.

DISTRIBUȚIA FOCARELOR CUTREMURELOR
VRÎNCENE PROIECTATE ÎN SECȚIUNI
TRANSVERSALE DE-A LUNGUL PROFILULUI CD.

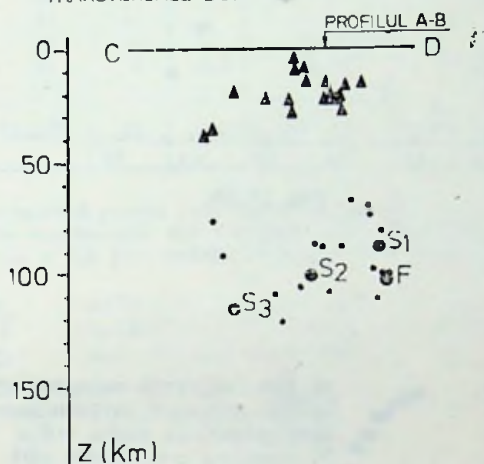


Fig. IV.35.

DISTRIBUȚIA FOCARELOR CUTREMURELOR VRÎNCENE
PROIECTATE ÎN SECȚIUNI VERTICALE
DE-A LUNGUL PROFILULUI AB.

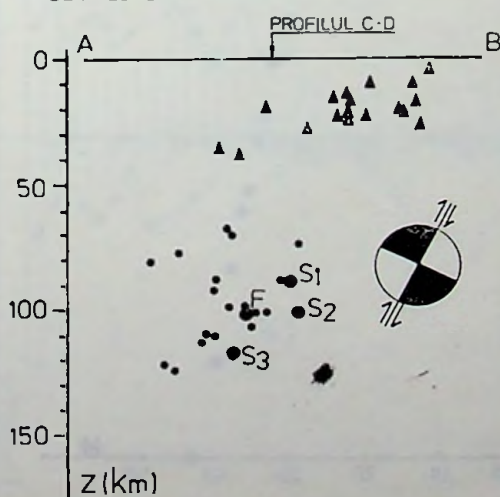


Fig. IV.36.

forma [63]:

$$b = \frac{0,4343}{\bar{M} - M^*} \quad (IV.41)$$

$$a = \log N(M \geq M^*) + M^* b \quad (IV.42)$$

Graficele corespunzătoare ecuației (IV.40), studiată în diferite ipoteze, sînt prezentate în figurile IV.37–IV.40, iar valorile coeficienților a și b în tabelul IV.12.

Analiza diagramelor din figura IV.37–IV.40 conduce la următoarele observații:

– graficele ecuației (IV.40) pentru totalitatea cutremurelor produse în perioadele 4–31 martie 1977 și 1–30 aprilie 1977 (fig. IV.37) prezintă două ramuri ($b = 0,69/M = 1,4–3,0$; $b = 1,26/M = 3,1–4,3$ și respectiv $b = 0,68/M = 1,0–2,4$; $b = 1,14/M = 2,5–3,9$);

– graficul ecuației (IV.40) pentru totalitatea cutremurelor din perioada 4 martie – 30 aprilie 1977 (fig. IV.38) poate fi aproximat prin două drepte ($b = 0,74/M = 1,4–3,0$; $b = 1,19/M = 3,1–4,3$) sau printr-o parabolă;

– graficul ecuației (IV.40) pentru cutremurele vrîncene normale și intermediare, produse în perioada 4 martie – 30 aprilie 1977 (fig. IV.39) prezintă de asemenea două ramuri, dar de înclinare mai mică ($b = 0,68/M = 1,5–3,0$; $b = 1,06/M = 3,1–4,3$);

– graficul ecuației (IV.40) pentru replicile „intermediare” ale șocului principal (fig. IV.40) este de asemenea aproximat prin două drepte ($b = 0,68/M = 1,12/M = 3,0–4,3$).

Determinarea energiei. Pentru calculul energiei seismice eliberate în timpul activității ulterioare șocului din 4 martie 1977 s-a folosit relația (IV.24).

Distribuția în timp a energiei replicilor „intermediare”, prezentată în tablele IV.13 și IV.14 și în figurile IV.41 și IV.42, conduce la următoarele observații:

– maximele energiei eliberate sînt asociate cu magnitudinile maxime observate și parțial cu frecvența maximă de apariție a seismelor;

– cantitatea cea mai mare de energie s-a eliberat în zilele 1, 5 și 8;

– energia eliberată în prima zi reprezintă 53,8% din energia corespunzătoare întregii perioade de observație, iar energia eliberată în primele 12 ore reprezintă 97% din energia totală a primei zile;

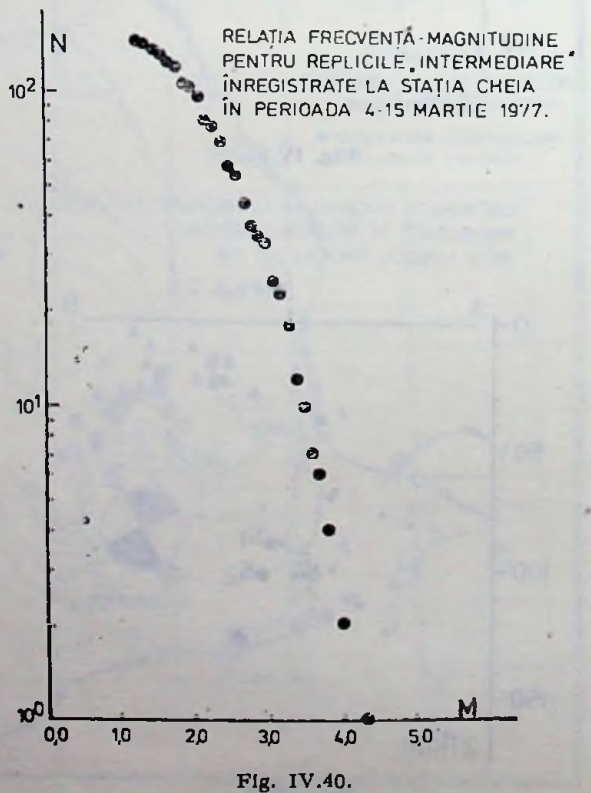
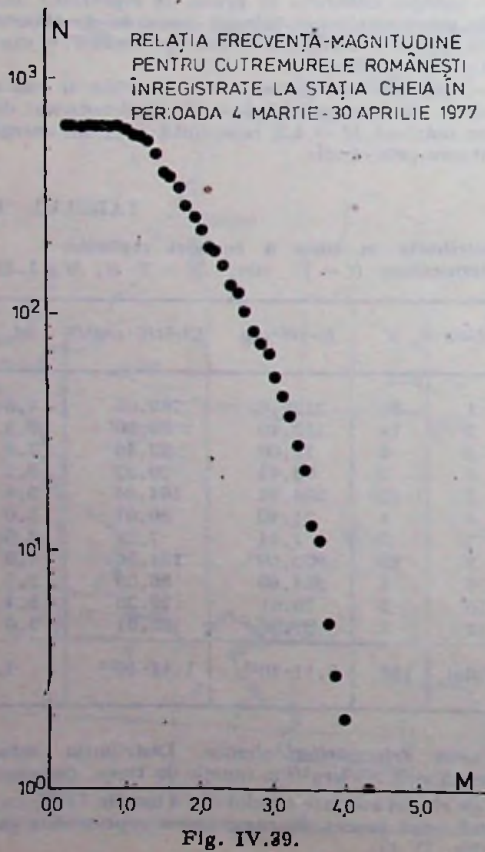
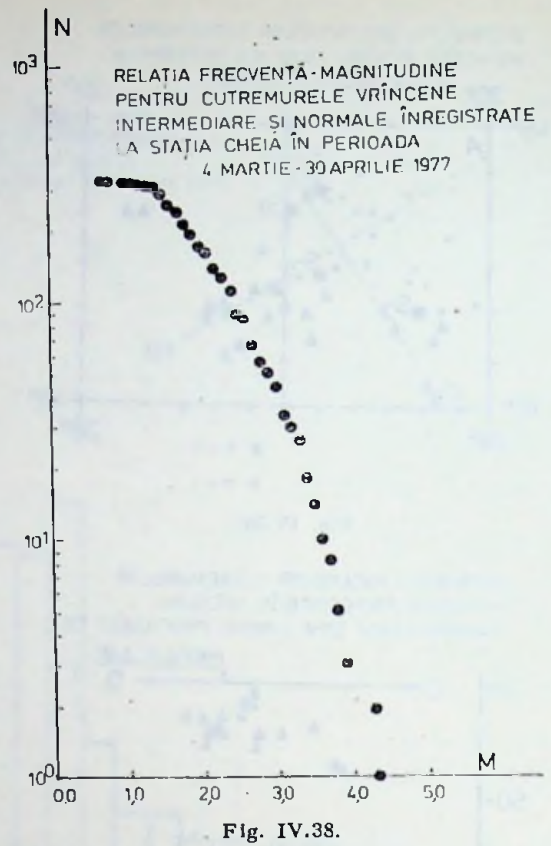
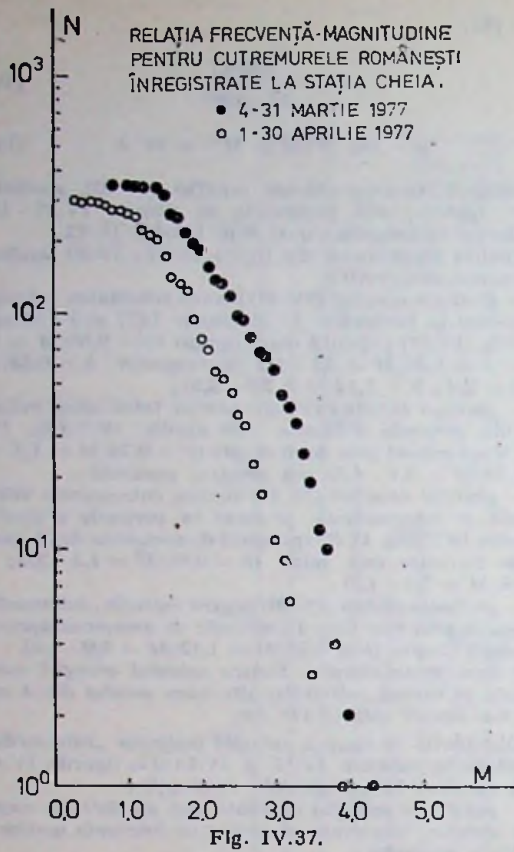
– maximele energiei eliberate în prima zi s-au observat în orele 4, 5 și 8; maximum de la ora 5, determinat de magnitudinea maximă $M = 4,3$, reprezintă 42% din energia corespunzătoare primei zile.

TABELUL IV.13

Distribuția în timp a energiei replicilor
intermediare ($t = 11$ zile; $\Delta t = 1$ zi; $M \geq 1,3$)

Ziua	N	$E \cdot 10^{18}$ erg	$E^{1/2} \cdot 10^7 \cdot \text{erg}^{1/2}$	M_{\max}
1	83	3125,05	769,05	4,3
2	14	113,40	86,90	3,3
3	6	11,00	22,46	2,6
4	3	62,42	39,22	3,2
5	12	506,94	164,34	3,8
6	4	21,40	20,61	3,0
7	5	1,94	7,29	2,0(2)
8	10	903,60	181,56	4,0
9	4	281,65	86,03	3,7
10	2	79,61	29,26	3,4
11	3	27,98	25,91	3,0
Total	146	$5,11 \cdot 10^{18}$	$1,41 \cdot 10^{10}$	4,3

Curba deformărilor elastice. Distribuția deformărilor elastice $S = \sum E^{1/2} \text{erg}^{1/2}$ în funcție de timp, corespunzătoare seriei de replici asociate șocului din 4 martie 1977, este caracteristică unui proces de comprimare reprezentat prin două faze (fig. IV.43).



TABELUL IV.14

Distribuția în timp a energiei replicilor intermediare ($t = 1$ zi; $\Delta t = 1$ oră; $M \geq 1,3$)

Ora	N	M_{max}	$E \cdot 10^{15} \text{erg}$	$E^{1/2} \cdot 10^7 \text{erg}^{1/2}$
1	—	—	—	—
2	4	(1,7)	1,27	7,12
3	2	2,6	8,57	13,11
4	12	3,5	245,02	110,58
5	14	4,3	2350,00	322,97
6	11	3,2	56,30	55,73
7	5	2,2	1,96	8,71
8	3	3,6	255,20	92,61
9	7	2,8	25,53	37,20
10	9	3,1	35,13	39,12
11	6	3,5	121,61	54,14
12	1	2,0	0,63	2,52
13	1	1,8	0,32	1,78
14	—	—	—	—
15	1	2,6	5,02	7,08
16	1	2,6	5,02	7,08
17	—	—	—	—
18	—	—	—	—
19	1	2,1	0,90	2,99
20	—	—	—	—
21	—	—	—	—
22	—	—	—	—
23	2	2,8	12,52	15,02
24	—	—	—	—
Total	83	4,3	$31,25 \cdot 10^{17}$	$7,69 \cdot 10^8$

Admițind pentru cele patru componente (F, S_1, S_2 și S_3) ale multișocului din 4 martie 1977, magnitudinile 5,5; 6,5; 6,5 și 7,2 [59] rezultă că în timpul acestui eveniment

seismic s-a eliberat o cantitate de energie $E = 4,7 \cdot 10^{22}$ erg, care este de 1,5 ori mai mică decât cea corespunzătoare seismului din 10 noiembrie 1940 — $E = 7,95 \cdot 10^{22}$ erg [16]. Diferența de energie $\Delta E = 3,25 \cdot 10^{22}$ erg dintre cele două evenimente seismice este echivalentă unui cutremur cu magnitudinea $M = 7,15$. Acest „deficit” de energie poate fi explicat prin perioada scurtă de acumulare — 37 ani.

IV.3.2.4. Comparația seriilor de replici ale cutremurelor din 4 martie 1977 și 10 noiembrie 1940. Pentru comparația seriilor de replici ale celor două cutremure vrâncene amintite mai sus au fost analizate următoarele probleme:

1. Durata seriei de replici — t (zile) și numărul total de replici înregistrate — N ;
2. Intervalul de timp după care apare replica cea mai puternică — t_1 (ore);
3. Diferența $M_0 - M_1$ dintre magnitudinea șocului principal și a celei mai puternice replici;
4. Diferența $M_0 - M_2$ dintre magnitudinea șocului principal și a celei de a doua replici puternice;
5. Coeficientul b din relația frecvență — magnitudine: $\log N = a - bM$;
6. Coeficientul p din relația frecvență — timp: $\log_i N = q - p \log t$;
7. Energia seismică totală eliberată de seria de replici — $\sum E_i$, erg;
8. Raportul $\sum E_i/E_0$ dintre energia seismică totală a seriei de replici și energia șocului principal;
9. Raportul $\sum E_i^{1/2}/E_0^{1/2}$ dintre deformația totală eliberată de seria de replici și deformația eliberată de șocul principal;
10. Variația în timp a deformațiilor eliberate de seria de replici — $S = \sum E_i^{1/2}$.

Analiza datelor de observație și calculul din tabelul IV.15 conduce la următoarele observații:

— Durata seriei de replici a fost apreciată la 18 zile, în cazul cutremurului din 10 noiembrie 1940, și numai la 11 zile în cazul cutremurului din 4 martie 1977;

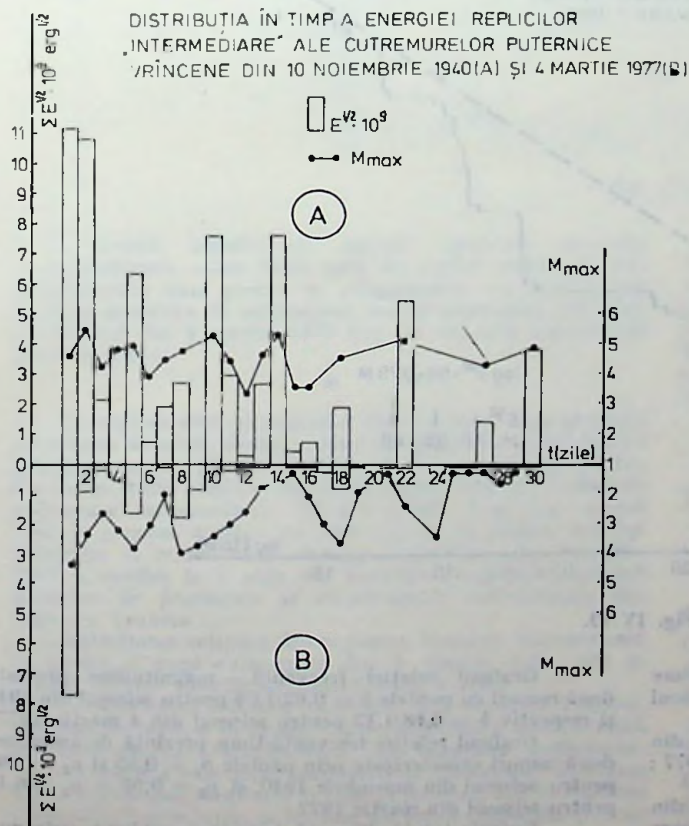


Fig. IV.41.

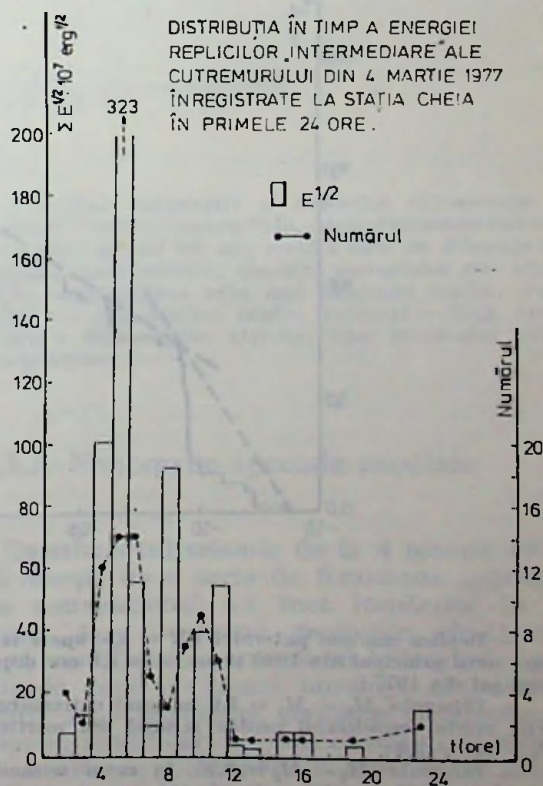


Fig. IV.42.

Caracteristicile seriilor de replici ale ultimelor două cutremure puternice din regiunea Vrancea

Nr.	Data	Ora	$\varphi^{\circ}N$	$\lambda^{\circ}E$	h km	N	t zile	t_1 ore	M_0	M_1	M_2	$M_0 - M_1$	M_{min}	b	p
1	1940 XI 10	01:39:07	45,8	26,7	133	34	18	29	7,4	5,5	5,25	1,9	3,2	0,62	0,55
2	1977 III 4	19:21:56	45,8	26,8	95	146	11	4,6	7,2	4,3	4,0	2,9	1,3	0,68	
						33							3,0	1,12	0,68
															6,13

E_0 , erg	E_1 , erg	ΣE_t , erg	$E_0^{1/2}$, erg ^{1/2}	$\Sigma E_t^{1/2}$, erg ^{1/2}	E_1/E_0	$\log \frac{E_0}{E_1}$	$\frac{\Sigma E_t}{E_0}$	$\frac{\Sigma E_t^{1/2}}{E_0^{1/2}}$	ΔM	Sursa
$7,95 \cdot 10^{22}$	$1,13 \cdot 10^{20}$	$2,94 \cdot 10^{20}$	$2,82 \cdot 10^{11}$	$6,32 \cdot 10^{10}$	$1,40 \cdot 10^{-3}$	2,85	$3,70 \cdot 10^{-3}$	$2,24 \cdot 10^{-1}$	$3,25 \leq M \leq 5,5$	[16]
$3,99 \cdot 10^{22}$	$1,78 \cdot 10^{18}$	$5,11 \cdot 10^{18}$	$2,00 \cdot 10^{11}$	$1,41 \cdot 10^{10}$	$4,46 \cdot 10^{-4}$	4,35	$1,28 \cdot 10^{-4}$	$7,03 \cdot 10^{-2}$	$1,3 \leq M \leq 4,3$	
		$4,90 \cdot 10^{18}$		$8,91 \cdot 10^9$			$1,23 \cdot 10^{-4}$	$2,26 \cdot 10^{-2}$	$3,0 \leq M \leq 4,3$	

Observații: N — numărul total de replici
 t — durata seriei de replici
 M_0 — magnitudinea șocului principal
 M_1 — magnitudinea replicii celei mai puternice
 M_{min} — magnitudinea replicii celei mai slabe înregistrată.

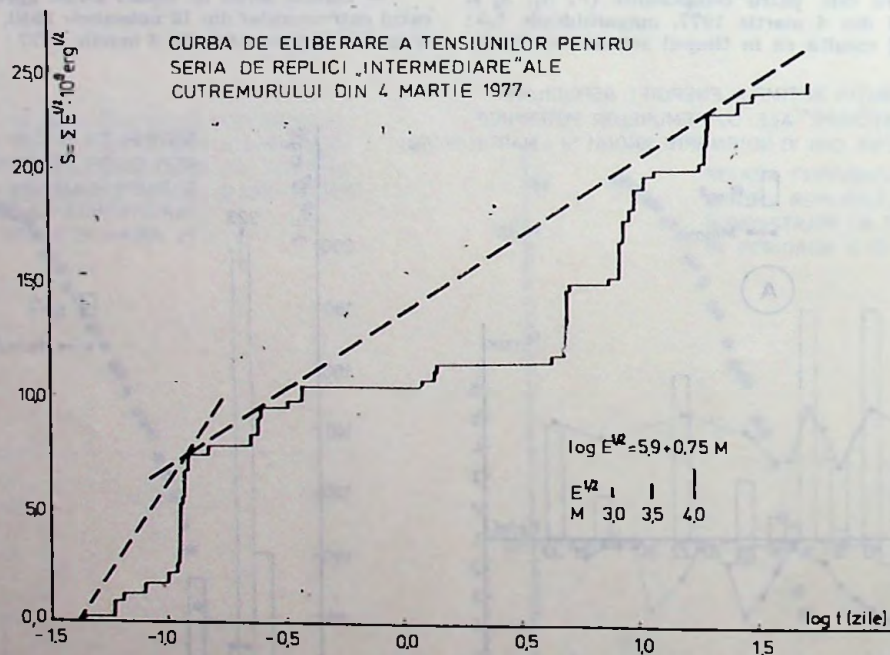


Fig. IV.43.

— Replica cea mai puternică ($M = 5,5$) apare la 29 ore după șocul principal din 1940 și numai la 4,6 ore după șocul principal din 1977;
 — Diferența $M_0 - M_1 = 1,9$ în cazul cutremurului din 1940, crește considerabil pentru seismul din martie 1977: $M_0 - M_1 = 2,9$;
 — Diferența $M_1 - M_2 = 0,25$, în cazul seismului din noiembrie 1940, practic coincide cu cea corespunzătoare seismului din martie 1977: $M_1 - M_2 = 0,3$;

— Graficul relației frecvență — magnitudine prezintă două ramuri cu pantele $b = 0,62/1,09$ pentru seismul din 1940 și respectiv $b = 0,68/1,12$ pentru seismul din 4 martie 1977;
 — Graficul relației frecvență — timp prezintă de asemenea două ramuri caracterizate prin pantele $p_1 = 0,55$ și $p_2 = 4,61$ pentru seismul din noiembrie 1940, și $p_1 = 0,68$ și $p_2 = 6,13$ pentru seismul din martie 1977;
 — Energia totală eliberată de seria de replici a cutremurului din noiembrie 1940 ($\Sigma E_t = 2,94 \cdot 10^{20}$ erg) este de cca 60

ori mai mare decit cea corespunzătoare seriei de replici a cutremurului din martie 1977 ($\Sigma E_i = 4,90 \cdot 10^{18}$ erg);

— Deformația elastică eliberată de seria de replici prezintă 22% din deformația eliberată de șocul principal în cazul cutremurului din 1940 și numai 7% în cazul cutremurului din 1977;

— Variația în timp a deformațiilor pentru cele două serii de replici evidențiază un caracter mai „agilat” în cazul cutremurului din 1940 (fig. IV.41 A). Aceasta se explică prin prezența în seria de replici a cutremurului din 1940 a patru replici cu $M \geq 5^{1/4}$, deci foarte aproape de $M_1 = 5,5$;

— replicile de magnitudine maximă $M = 4,3$ și $M = 4,0$ s-au produs în prima zi, respectiv a opta zi după șocul principal;

— cea mai mare cantitate de energia seismică a replicilor „intermediare” s-a eliberat în prima zi și reprezintă 53,8% din energia corespunzătoare întregii perioade de observație;

— maximele energiei eliberate sînt asociate cu magnitudinile maxime observate și parțial cu frecvența maximă a cutremurelor;

— distribuția deformațiilor elastice în funcție de timp este caracteristică unui proces de comprimare reprezentat prin două faze;

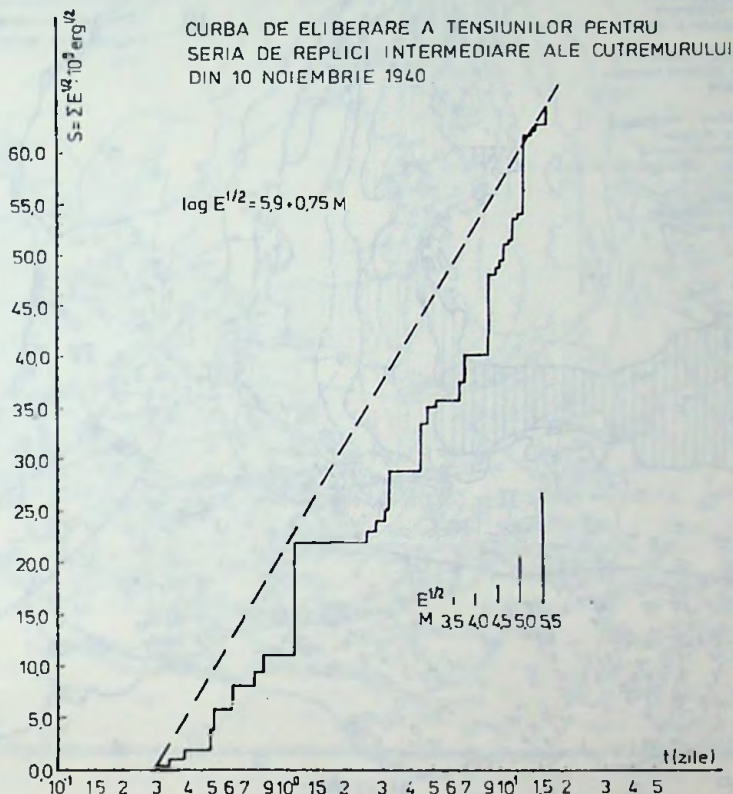


Fig. IV. 44.

— Curbele deformațiilor elastice (graficele Benioff), corespunzătoare celor două serii de replici analizate, sînt caracteristice unui proces de comprimare, cu specificația că, spre deosebire de cutremurul din 10 noiembrie 1940 (fig. IV.44), cel din 4 martie 1977 (fig. IV.43) este reprezentat prin două faze.

★

Studiul detaliat al replicilor marilor cutremure prezintă un interes deosebit, deoarece permite obținerea de informații prețioase asupra proceselor fizice în focar. Interesul pentru asemenea studii crește și mai mult atunci cînd este vorba de cutremure intermediare ($60 \leq h \leq 300$ km) sau adinei căci, în general, acestea nu sînt urmate de replici. Analiza secvenței de replici ce a urmat cutremurului din 4 martie 1977 a condus la o serie de rezultate importante privind procesul de producere al cutremurelor intermediare din regiunea Vrancea:

— activitatea seismică din regiunea Vrancea caracterizată în prima zi după cutremurul din 4 martie prin 139 de șocuri, devine practic staționară după 9 zile;

— activitatea seismică „normală” din regiunea Vrancea, deosebit de intensă în prima zi (56 cutremure), arată o bună corelație cu cea „intermediară” din mantaua superioară;

— apariția unei importante activități seismice, ulterioare șocului principal, localizată în scoarță terestră, atât în regiunea Vrancea, cât și în întreaga regiune din sudul Carpaților (reacționarea unor falii tectonice);

— studiul comparativ al replicilor cutremurelor din 4 martie 1977 și 10 noiembrie 1940, cele mai puternice cutremure vranceane din ultimii 100 ani, arată o serie de diferențe între parametrii caracteristici, specifici secvențelor de replici: durată, magnitudinea celei mai puternice replici, relația frecvență — magnitudine, relația frecvență — timp, variația în timp a deformațiilor elastice, tipul procesului tectonic de compresiune.

IV.3.3. Fenomene speciale asociate

Evenimentul seismic de la 4 martie 1977 a fost însoțit de o serie de fenomene „speciale” care convențional au fost împărțite în trei grupe: A — fenomene geologice (fracturi și fisuri, modificări ale nivelului hidrostatic, emanații de gaze și vulcani norioși, alunecări de teren); B — fenomene geofizice (fenomene luminoase, modificări ale concentrației de radon); C — fenomene biologice (comportarea neobișnuită a animalelor).

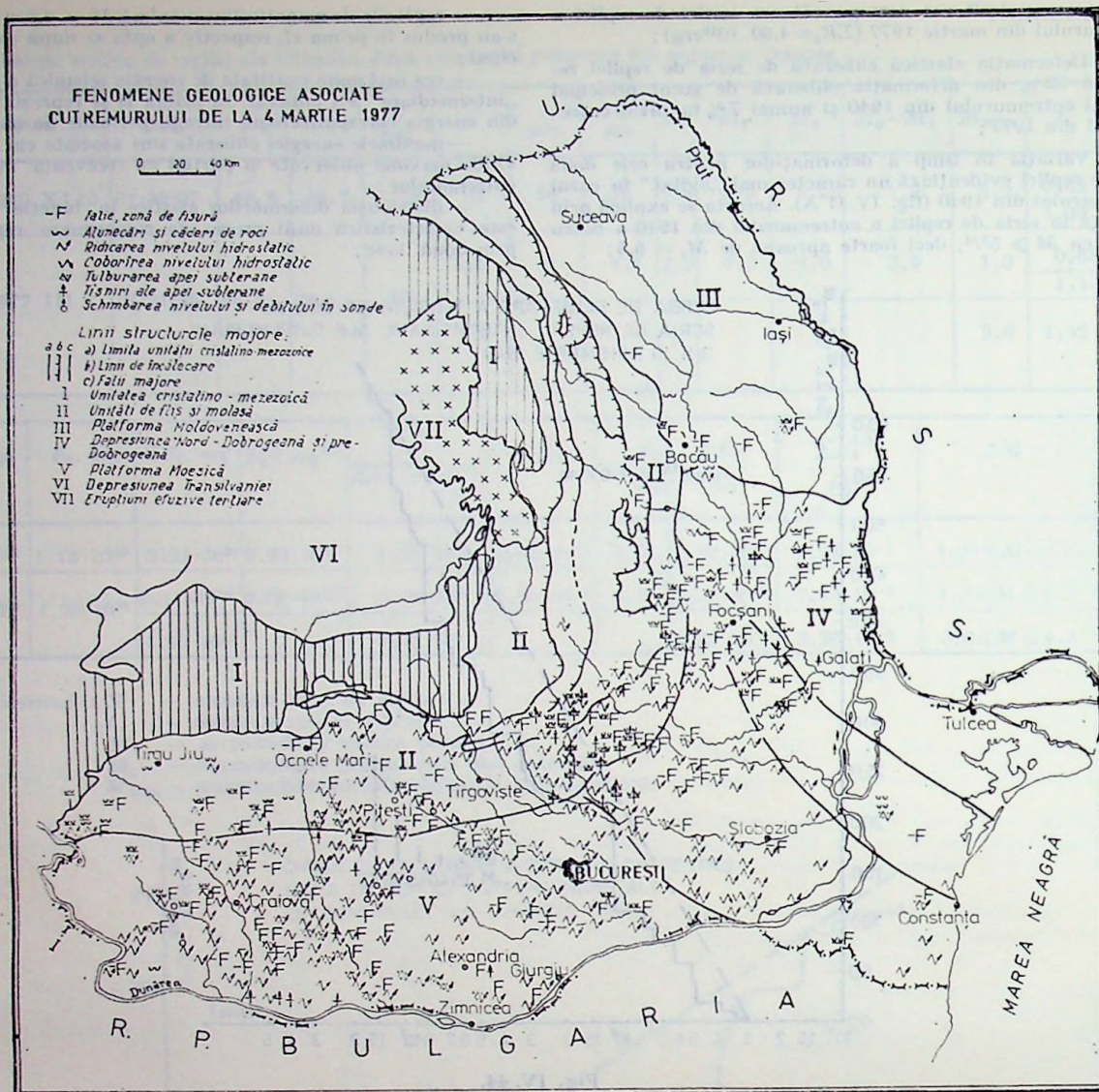


Fig. IV.45.

Fenomenele speciale asociate cutremurului din 4 martie 1977 au fost analizate separat într-o serie de lucrări¹⁰⁾.

IV.3.3.1 A. Fenomene geologice. Cutremurul românesc din 4 martie 1977, care a afectat puternic zona de la exteriorul Carpaților, a fost însoțit de o serie de fenomene geologice — fracturi și fisuri în roci sau în sol, modificări ale nivelului apelor subterane și de suprafață, emanații de gaze, vulcani noroioși, alunecări de teren. Studiul distribuției acestor fenomene în raport cu structura geologică și tectonică¹⁰ a

contribuit la o mai bună cunoaștere a cutremurelor intermediare din regiunea Vrancea, cutremure ce dau tonalitatea seismicității teritoriului României.

Date de observație și analiza lor. Informațiile asupra fenomenelor geologice au fost obținute pe baza chestionarelor seismice și numai în foarte puține cazuri prin observații directe de către specialiști. În notarea fenomenelor au existat posibilități diferite de la o localitate la alta, fapt care atribuie distribuției din figura IV.45 un pronunțat caracter calitativ.

Deoarece s-a observat o strînsă legătură între fenomenele geologice amintite mai sus și factorii structurali sau litologici, consemnarea acestor fenomene s-a făcut (fig. IV.45) pe fondul principalelor unități și elemente tectonice [77—79].

Manifestări asemănătoare au fost observate și cu ocazia altor cutremure mari din trecut,

¹⁰⁾ RADU C., POLONIC G., *Fenomene geologice asociate cutremurului din 4 martie 1977*. Raport CSEN/CFPS, 11, 2—27, București, 1977; RADU C., POLONIC G., *Fenomene luminoase asociate cutremurului din 4 martie 1977*. Raport CSEN/CFPS, 1, București, 1978; RADU C., UTALÉ A., GALERIU A., *Fenomene biologice asociate cutremurului din 4 martie 1977*. Raport CSEN/CFPS, 1, 10—15, București, 1978.

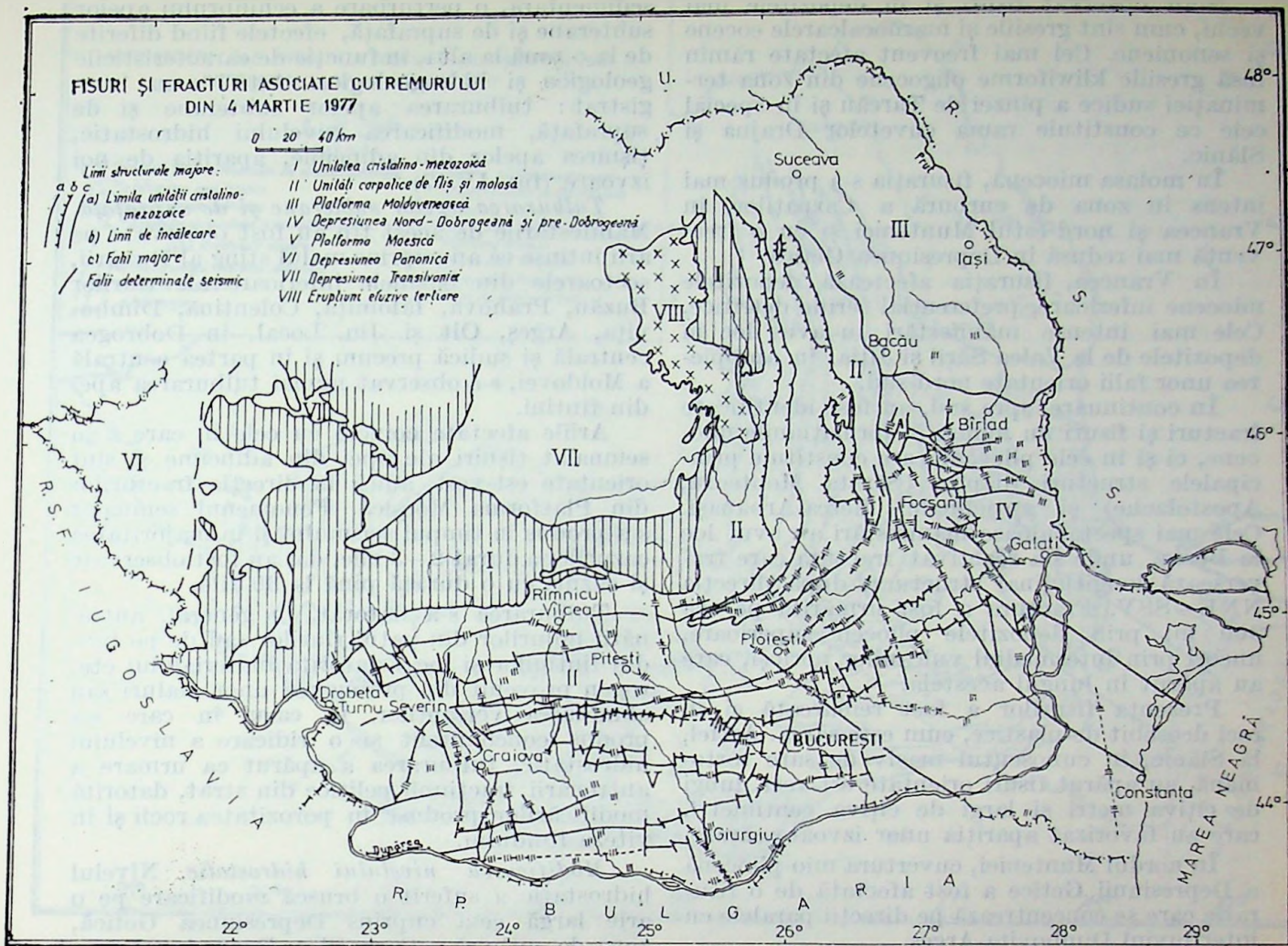


Fig. IV.46.

dar mai bine cunoscute sînt cele asociate cutremurului din 10 noiembrie 1940 [80, 81].

Fracturi și fisuri. Manifestări de tipul fracturilor și fisurilor au fost observate pe o zonă întinsă ce cuprinde sudul Moldovei, zona de curbură a Carpaților și vestul Cîmpiei Române.

Prezența fracturilor și fisurilor s-a admis și în adîncime pentru a putea explica circulația pe verticală — pînă la suprafață — a apelor și gazelor.

Pornind de la această observație, s-au notat în figura IV.46 zonele de fisuri apărute în urma seismului, împreună cu faliile identificate prin lucrări seismometrice și foraje. Se relevă faptul că cele mai multe zone de fisurație se află în apropierea faliilor.

Dimensiunile accidentelor rupturale — fracturi și fisuri — variază în limite destul de largi, pentru fracturi notîndu-se lungimi de la cîțiva centimetri pînă la mai mulți metri. O caracteristică comună ambelor tipuri de accidente o constituie lățimea redusă — de la cîțiva milimetri la 2—3 cm pentru fisuri și pînă la 25 cm

pentru fracturi. Extinderea acestora pe verticală n-a putut fi măsurată.

Accidentele rupturale, menționate mai sus, au putut fi generate prin unul sau mai multe mecanisme: extensie laterală, stressuri în direcție orizontală și schimbări de volum [82].

În zona carpatică s-au produs fracturări și fisurări ale stratelor numai între văile Putna și Prahova, unde au fost afectate complexele care aparțin flișului paleogen al pinzei de Tarcău. Astfel, la Bozioru și Brăiești (județul Buzău) au apărut fracturi într-o alternanță de gresii de Kliwa și disodile din partea superioară a oligocenului. Fracturile orientate aproape est-vest au o mare extensie la suprafață. Una din fracturi, cea de la Brăiești, atinge o lungime de 1400 m și o lățime de 0,25 m. Aceste fracturi au determinat apariția unor noi izvoare la suprafață și au amorțat o mare alunecare de teren.

Depozitele oligocene ce afloră la Bușteni (județul Prahova) au fost afectate de fisuri, după o direcție preferențială NE—SV. Unele dintre aceste fisuri se asociază și formează o zonă continuă ce poate fi urmărită pe cea 20 m.

S-au observat fisuri și în depozitele mai vechi, cum sînt gresiile și marnocalcarele eocene și senoniene. Cel mai frecvent afectate rămîn însă gresiile kliwiforme oligocene din zona terminației sudice a pînzei de Tarcău și în special cele ce constituie rama cuvetelor Drajna și Slănic.

În molasa miocenă, fisurația s-a produs mai intens în zona de curbură a Carpaților, în Vrancea și nord-estul Munteniei și cu o frecvență mai redusă în Depresiunea Getică.

În Vrancea, fisurația afectează depozitele miocene inferioare, preferențial seriile detritice. Cele mai intense manifestări au avut loc în depozitele de la Valea Sării și Jitia, în apropierea unor falii orientate nord-sud.

În continuare, spre sud, au fost identificate fracturi și fisuri nu numai în formațiunile miocene, ci și în cele pliocene care constituie principalele structuri diapire (Sărata Monteoru, Apostolache) și anticlinalul Berca-Arbănași. Cele mai spectaculoase manifestări au avut loc la Berca, unde s-a reactivat fractura care traversează longitudinal structura, după direcția NNE—SSV. Fractura a fost urmărită pe cea 300 m, prin depozitele pliocen superioare, uneori prin intermediul vulcanilor norioși, care au apărut în lungul acesteia.

Prezența fisurilor a fost remarcată și în roci deosebit de plastice, cum este sarea. Astfel, la Slănic, în cunoscutul masiv de sare tortoniană, au apărut fisuri orientate est-vest, lungi de cîtiva metri și largi de cîtiva centimetri, care au favorizat apariția unor izvoare sărate.

În nordul Munteniei, cuvertura mio-pliocenă a Depresiunii Getice a fost afectată de o fisurație care se concentrează pe direcții paralele cu interfluviul Dimbovița-Argeș.

Spre vest, zonele de fisuri urmăresc o serie de aliniamente paralele cu linia Tinosu-Bibesti.

În Platforma Moesică, unde depozitele cuaternare au o grosime mare, a fost observată numai fisurația solului și a depozitelor loessoide. Au apărut numeroase zone de fisuri, orientate atît nord-sud cît și est-vest, care par să se suprapună peste principalele zone de falii ce afectează soclul și cuvertura sedimentară.

În sectorul dobrogean al platformei, mai puțin afectat de seism, au fost identificate numai trei zone de fisurație: Pantelimon, Poarta Albă și Mereni, aliniat pe o direcție NNV—SSE, ce corespunde unei fracturi neotectonice.

Pe aria Promontoriului nord-dobrogean și a Depresiunii Predobrogene au fost identificate numeroase zone cu fisuri, care se concentrează pe interfluviile Siret-Vaslui și Vaslui-Prut. Compararea acestora cu datele structurale (fig. IV.46) arată o perfectă concordanță, în sensul că zonele cu fisuri se află în lungul principalelor fracturi ce delimitează aceste unități precum și în lungul faliei Peceneaga-Camena.

Modificări ale regimului apelor subterane și de suprafață. Seismul a produs, în cuvertura

sedimentară, o perturbare a echilibrului apelor subterane și de suprafață, efectele fiind diferite de la o zonă la altă, în funcție de caracteristicile geologice și hidrogeologice. Astfel s-au înregistrat: tulburarea apelor subterane și de suprafață, modificarea nivelului hidrostatic, țîșnirea apelor din adîncime, apariția de noi izvoare (fig. IV.47).

Tulburarea apelor subterane și de suprafață. Manifestările de acest tip au fost observate pe arii întinse ce au cuprins malul sting al Dunării, sectoarele din bazinele inferioare ale riurilor Buzău, Prahova, Ialomița, Colentina, Dimbovița, Argeș, Olt și Jiu. Local, în Dobrogea centrală și sudică precum și în partea centrală a Moldovei, s-a observat numai tulburarea apei din fîntini.

Ariile afectate coincid cu cele în care s-au semnalat țîșniri ale apei din adîncime și sînt orientate est-vest, adică în direcția fracturilor din Platforma Moesică. Fenomenul semnalat s-a produs în timpul seismului și în majoritatea cazurilor a durat 2—3 zile, dar au fost observate și cazuri cu o durată pînă la 30 zile.

Tulburarea s-a datorat, în general, antrenării mîlurilor din patul riurilor sau de pe fundul fîntinilor și local datorită materialului eterogen provenit din prăbușirea unor maluri sau alunecarea versanților. În cazul în care s-a produs concomitent și o ridicare a nivelului hidrostatic, tulburarea a apărut ca urmare a antrenării fracțiunii pelitice din strat, datorită modificărilor produse în porozitatea rocii și în viteza fluidului.

Modificarea nivelului hidrostatic. Nivelul hidrostatic a suferit o bruscă modificare pe o arie largă ce-a cuprins Depresiunea Getică, zona de curbură a Carpaților, Depresiunea precarpatică și Cîmpia Română.

În general, s-a observat o ridicare a nivelului hidrostatic, ridicare ce a variat de la cîtiva centimetri (Ploiești—Prahova) pînă la un metru (Vădastra și Teslui-Olt). Coborîrea nivelului hidrostatic a fost semnalată numai în următoarele localități: Găiești—Dimbovița; Nicolae Bălcescu, Independența—Ialomița; Iordăcheanu, Poiana Cîmpina, Cărbunești-Prahova. Modificările au persistat, după seism, de la o zi pînă la cea 30 zile.

Analiza modificărilor nivelului hidrostatic arată că acestea sînt strîns legate de deformările tectonice datorate seismului și de caracteristicile hidrogeologice și structural-geologice ale regiunii respective.

Țîșnirea apelor din adîncime. O manifestare mai violentă a apelor subterane, sub forma țîșnirilor pe fisuri, a avut loc pe cursul inferior al principalelor bazine hidrografice—Dunărea, Prutul, Bîrladul, Milcovul, Ialomița și Oltul, precum și în interfluviul Buzău-Prahova și Vlasia-Pociovaliștea.

Ariile în care s-au produs aceste manifestări au forme eliptice, ale căror axe mari corespund unor linii tectonice cunoscute ca Peceneaga-

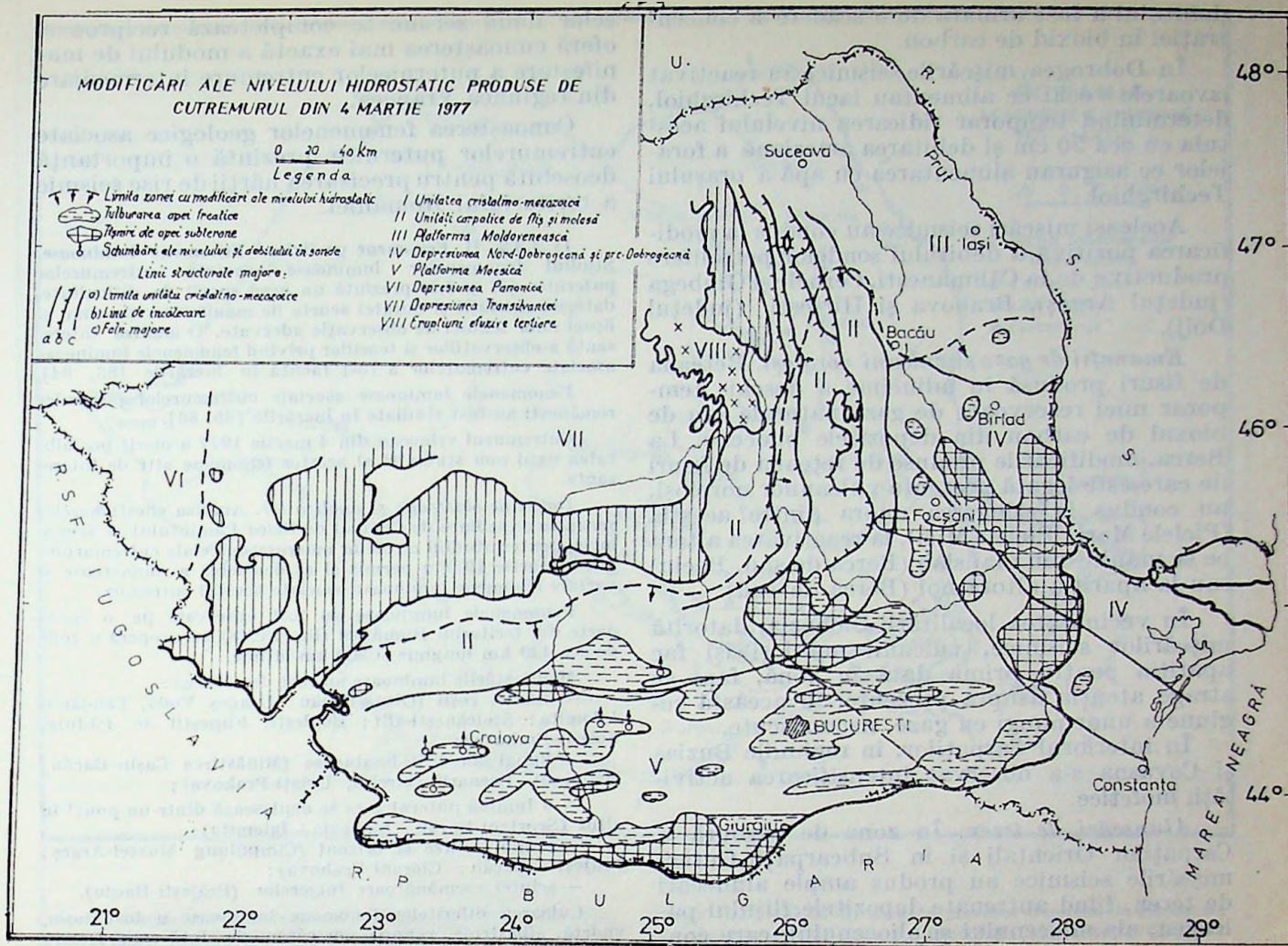


Fig. IV.47.

Camena, Tinosu-Fierbinți și a unor compartimente orientate est-vest din Platforma Moesică (fig. IV.47).

Aceste mici erupții de apă, care s-au ridicat pînă la înălțimi de 0,5—5 m, au avut o durată de ordinul minutelor, după care au încetat brusc ori s-au transformat în revărsări liniștite ce s-au stins treptat.

În general, aceste manifestări s-au observat în lungul șesurilor aluviale sau pe terasele inferioare, fiind orientate paralel sau transversal în raport cu direcția văilor respective. Uneori, țîșnirile de apă au antrenat, prin străbaterea stratelor, material milos sau nisipos pe care l-au depus la suprafață sub formă de mici crătere sau valuri paralele, după cum erupția a fost punctuală sau liniară.

Apariția țîșnirilor de apă este condiționată de existența unui strat de apă captiv sub presiune și a fisurației stratului din acoperiș, fisurație provocată direct de seism sau de presiunea apei. Analiza datelor de observație a evidențiat următoarele situații:

— cazul unui strat captiv, puțin adînc, intrat în presiune datorită mișcărilor seismice, cu acoperișul fisurat local, caz întîlnit îndeosebi în lungul șesurilor aluviale și al teraselor;

— cazul în care fisurația sau fracturarea are o extindere importantă pe verticală (10—200 m sau mai mult) și afectează stratele adînci cu ape captive. În acest caz numai fisurația se datorește mișcărilor seismice, stratele acvifere adînci avînd un caracter ascensional, uneori chiar artezian, datorită presiunii hidrostatice ridicate. În această categorie intră cea mai mare parte din manifestările observate în partea de nord-est a Cîmpiei Române.

Apariția de noi izvoare. Fenomenul de apariție a noi izvoare a fost observat pe rama sudică a Carpaților Meridionali (Olănești și Călimănești-Vilcea) și la curbura Carpaților (Brăiești-Buzău). Noile izvoare care au apărut la Brăiești sînt în legătură cu o mare alunecare de teren, formată din depozite oligocene.

Unele izvoare minerale cunoscute de la Călimănești, Sinaia și Slănic și-au mărit debitele. În cazul izvorului de la Slănic, mărirea

debitului a fost urmată de o scădere a concentrației în bioxid de carbon.

În Dobrogea, mișcările seismice au reactivat izvoarele vechi ce alimentau lacul Techirghiol, determinând temporar ridicarea nivelului acestuia cu cca 20 cm și debitarea arteziană a forajelor ce asigurau alimentarea cu apă a orașului Techirghiol.

Aceleași mișcări seismice au condus la modificarea pozitivă a debitului sondelor petrolifere productive de la Călimănești, Cernele și Giubega (județul Argeș), Brabova și Hîrșești (județul Dolj).

Emanatii de gaze și vulcani noroioși. Rețeaua de fisuri produsă în adâncime a deschis temporar mici rezervoare de gaze naturale sau de bioxid de carbon din depozitele pliocene. La Berca, modificările produse de rețeaua de fisuri de care este legată prezența vulcanilor noroioși, au condus la stingerea unora dintre aceștia (Piclele Mari, Piclele Mici), la reactivarea altora ce se manifestau mai slab (Berca de sud, Beciu) sau la apariția altora noi (Berca de sud).

În vecinătatea localității Slobozia, datorită mișcărilor seismice, vulcanii noroioși își fac apariția pentru prima dată în zonă, fapt ce atrage atenția asupra prezenței în această regiune a unor punți cu gaze, necunoscute.

În interiorul Carpaților, în regiunile Buziaș și Covasna s-a observat intensificarea activității mofetice.

Alunecări de teren. În zona de curbură a Carpaților Orientali și în Subcarpații Getici, mișcările seismice au produs ample alunecări de teren, fiind antrenate depozitele flișului paleogen, ale miocenului și pliocenului, care conțin în secțiunea lor pachete argiloase și marnoase.

Cele mai importante alunecări au fost semnalate în vecinătatea zonei epicentrale, în comunele Beciu, Bisoca, Bozioru, Dumitrești, Lopătari (județul Buzău); Nereju (județul Vrancea); Buștenari, Plopeasa, Predeal-Sărari, Vîlcănești și Slon (județul Prahova).

În Subcarpații Getici și Platforma Moesică, alunecările de teren ocupă zone mai restrânse și se situează în apropierea localităților Bălcești, Bratovoiești, Lădești, Secul și Sadova (județul Dolj).

Majoritatea alunecărilor de teren reprezintă reactivarea unora mai vechi, temporar stabilizate. Dintre cele nou apărute, cele mai extinse au fost semnalate la Brăiești (Buzău), Jugureni (Prahova) și Sadova (Dolj).

De asemenea trebuie menționate alunecările unor terenuri din Depresiunea Birsei, situate la Racoșul de Sus și Căpeni (județul Covasna) unde, la două săptămîni după seism, s-au deplasat importante mase constituite din formațiuni daciene cărbunoase.

Distribuția fenomenelor geologice asociate cutremurului din 4 martie 1977, evidențiază o mare similitudine cu cele asociate cutremurului din 10 noiembrie 1940. Informațiile asupra

celor două seisme se completează reciproc și oferă cunoașterea mai exactă a modului de manifestare a puternicelor cutremure intermediare din regiunea Vrancea.

Cunoașterea fenomenelor geologice asociate cutremurelor puternice prezintă o importanță deosebită pentru precizarea hărții de risc seismic a teritoriului României.

IV.3.3.2. B. *Fenomene geofizice. Fenomene luminoase.* Studiul fenomenelor luminoase asociate cutremurelor puternice ($M \geq 6,5$) prezintă un grad sporit de dificultate, datorită rarității și duratei scurte de manifestare precum și lipsei unor tehnici de observație adecvate. O analiză interesantă a observațiilor și teoriilor privind fenomenele luminoase asociate cutremurelor a fost făcută în lucrările [83, 84].

Fenomenele luminoase asociate cutremurelor puternice românești au fost studiate în lucrările [85, 86].

Cutremurul vrancean din 4 martie 1977 a oferit posibilitatea unui nou studiu¹⁰ al acestor fenomene atât de interesante.

Datele de observație și analiza lor. Analiza chestionarelor seismice expediate de Centrul de fizica Pământului și seismologie, pentru studiul efectelor macroseismice ale cutremurului din 4 martie 1977 a permis și evidențierea a numeroase și variate fenomene luminoase asociate acestui cutremur.

Fenomenele luminoase au fost observate pe o mare parte din teritoriul României (fig. IV.48) ce acoperă o zonă de cca 420 km lungime și 300 km lățime.

Manifestările luminoase au fost descrise ca :

— flăcări roșii (Oituz-Bacău; Dragoș-Vodă, Tândărei-Ialomița; Stoicânești-Olt; Boldești, Flipuștii de Pădure, Scăeni-Prahova);

— dungi sau fișii luminoase (Minăstirea Cașin-Bacău; Măgureni, Poenarii Burchii, Urlați-Prahova);

— o lumină puternică ce se deplasează dintr-un punct în altul (Scorțeni-Bacău; Slobozia—Ialomița);

— lumini difuze la orizont (Cîmpulung Muscel-Argeș; Prăjești-Bacău; Ciorani-Prahova);

— scinte asemănătoare fulgerelor (Prăjești-Bacău).

Culoarea diferitelor fenomene luminoase a fost roșie, violetă, albăstrui, verzuie sau cărămizie. Iată cum descriu unii martori oculari, manifestarea acestor fenomene :

„La orizont se vedea o lumină difuză, ca la apusul Soarelui. Au urmat momente de fulgere, iar intensitatea luminii a crescut într-âtita încît se puteau vedea casele și pomii legănîndu-se” (Prăjești-Bacău);

„În momentul producerii cutremurului s-au observat, spre sud, fișii luminoase care brăzdau cerul asemenea unor fulgere, însoțite de zgomote neobișnuit de puternice” (Minăstirea Cașin-Bacău).

Din cele 120 informații obținute cu ajutorul chestionarelor, 70 conțin și indicații asupra direcțiilor în care au fost observate fenomenele — către orizont sau zenit (fig. IV.48).

Analiza informațiilor culese a evidențiat orientări predominante în diferite regiuni ale României (fig. IV.49) : în Oltenia spre nord, sud, est, vest și nord-est; în Muntenia spre vest; în Moldova spre nord-est, nord-vest și spre vest. Marca majoritate a observatorilor (90 %) au notat aceste fenomene luminoase în direcții diferite de cea corespunzătoare epicentrului.

În ceea ce privește distribuția în timp a fenomenelor luminoase, se observă că acestea s-au produs : înainte de cutremur (Corbeni-Argeș; Oituz, Scorțeni-Bacău; Cernătești-Buzău; Baraolt — Covasna; Dragoș-Vodă, Tândărei-Ialomița; Izvoarele—Olt); în timpul cutremurului (Cîmpulung Muscel, Rucăr—Argeș; Minăstirea Cașin—Bacău; Ciorani, Iordăcheanu, Poenarii Burchii, Urlați-Prahova; Stoicânești-Olt, Ciorăști, Focșani, Jitia, Răcoasa-Vrancea) și după cutremur (Chiojdu-Bacău).

Fenomene asemănătoare reprezentate prin iluminarea totală sau parțială a cerului sau atmosferei, benzi, raze sau arcuri luminoase, sfere sau spoturi de lumină, flăcări, limb de foc — au fost observate și în timpul cutremurului vrincean din 10 noiembrie 1940 [85]. Diagrama direcțiilor fenome-

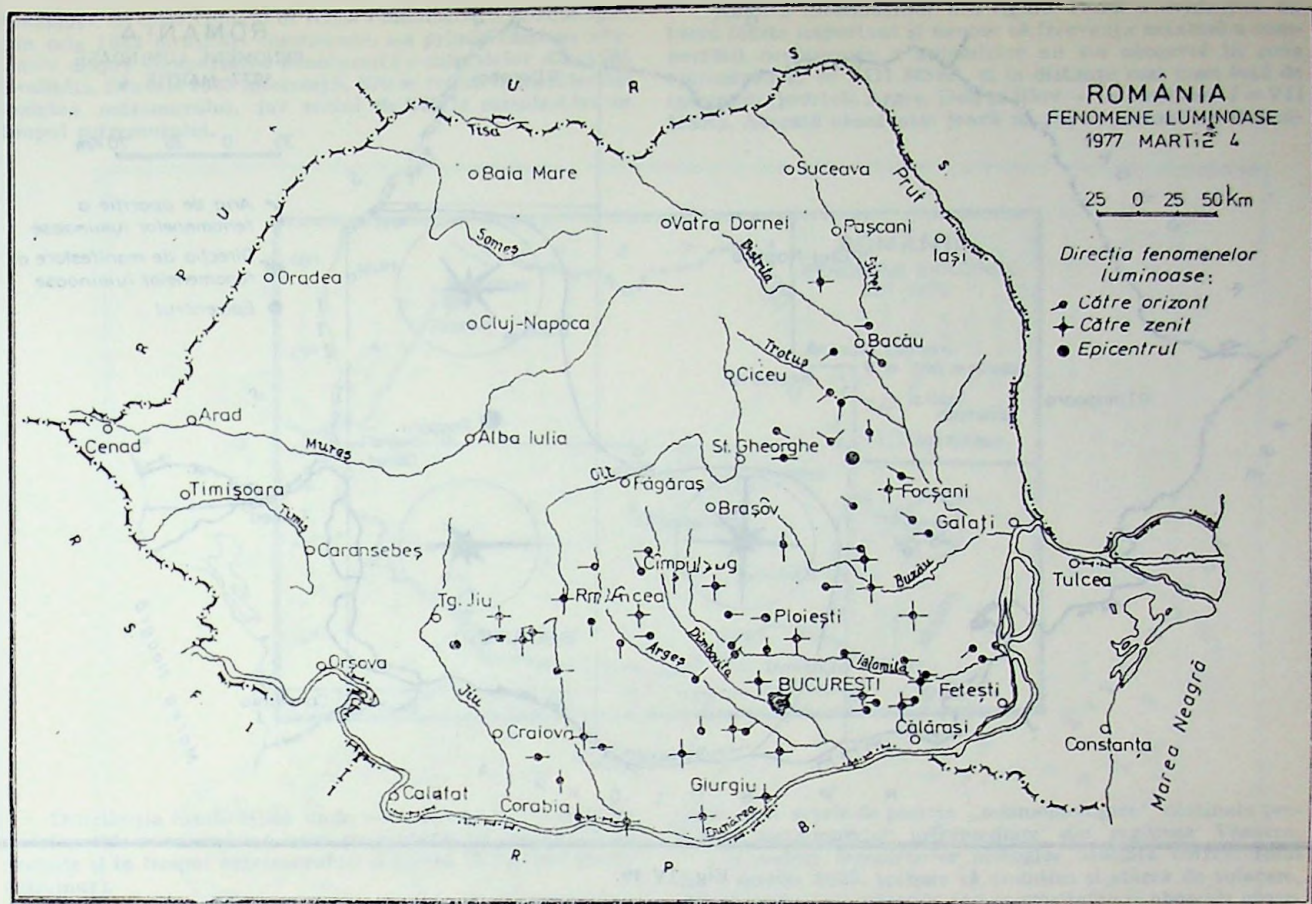


Fig. IV.48.

menelor luminoase observate în timpul acestui cutremur, arată o mare varietate a acestora (fig. IV.50).

În ceea ce privește natura fenomenelor luminoase asociate cutremurelor intermediare din regiunea Vrancea, s-a admis teoria „electrică” [87, 88]. Conform acestei teorii, în timpul unui cutremur, se produce o ionizare neobișnuit de mare în atmosfera cea mai joasă, fenomenele luminoase apărând în punctul unde potențialul electric este mai ridicat, datorită oscilațiilor puternice ale atmosferei.

Natura „electrică” a acestor fenomene a fost evidențiată de starea electrică „deosebită” din atmosferă, observată la București, cu cea două ore înainte de cutremurul din 4 martie 1977, când oamenii care-și dădeau mîna simțeau o pișcătură asemănătoare aceleia produsă de o sursă slabă de curent electric. Amintim de asemenea și un fenomen cu totul neobișnuit; cu cea 5–10 minute înainte de cutremur, calculatoarele de la Centrul de calcul al Ministerului Transporturilor și Telecomunicațiilor au intrat în „panică” și au început să acă greșeli.

Studiul comparativ al fenomenelor luminoase asociate ultimelor două cutremure puternice din România — 4 martie 1977 și 10 noiembrie 1910—evidențiază următoarele două trăsături comune:

— apariția fenomenelor luminoase înainte, în timpul și după șocul principal; cele mai multe informații indică producerea acestora în timpul seismului;

— observarea fenomenelor luminoase pe aproximativ aceeași arie, care în general, corespunde zonei cu intensitatea $I \geq VII$ MSK.

IV.3.3.3.C. Fenomene biologice. La apariția primului studiu românesc [86] dedicat fenomenelor „speciale” asociate cutremurelor puternice, puțini specialiști au anticipat importanța fenomenelor biologice pentru cercetările de predicție a cutremurelor.

Pentru studiul fenomenelor „speciale” [86] s-au folosit informații despre 270 cutremure românești produse în pe-

rioda 1471–1975. În ceea ce privește fenomenele biologice, s-a observat că acestea au precedat (11), însoțit (22) sau urmat (3) marile cutremure. Distribuția epicentrelor cutremurelor românești, asociate cu fenomene biologice, este prezentată în figura IV.51.

Interesul pentru fenomenele biologice a crescut considerabil după succesele remarcabile obținute de specialiștii chinezi în prevederea cutremurelor [89]. Atenția deosebită acordată acestor fenomene ca „precursor seismic” se observă nu numai în R. P. Chineză ci și în Japonia și S.U.A. Dovada o constituie organizarea în 1976 la Menlo Park (California, SUA) a unei Conferințe internaționale privind „Comportarea neobișnuită a animalelor înainte de cutremur” [90]. Pe falia de la San Andreas (California), alături de aparatura seismologică, s-au instalat și cuști cu maimuțe, animale care s-au dovedit a fi deosebit de „sensibile” la cutremur.

Prevederea cutremurelor de pămînt a devenit în ultimul timp una din ramurile principale ale seismologiei, fapt reflectat și de programele științifice complexe inițiate de R.P. Chineză, Japonia, SUA și URSS. Pentru prevederea cutremurelor se folosește în prezent, un întreg arsenal de metode seismologice, geofizice și geologice, completate cu observații asupra comportării animalelor. În literatura japoneză [84] există multe informații privind comportarea neobișnuită a unor animale: pești, mamifere mici, reptile, păsări și insecte — înaintea unui cutremur puternic. Informațiile se referă în special la șoareci, șobolani, broaște, șerpi, găini, giște, păsări de mare, porumbei, rîndunele, papagali, libelule, viermi de pămînt.

Datorită rolului important pe care îl joacă fenomenele biologice în prevederea cutremurelor, s-a analizat¹⁰ comportarea neobișnuită a unor animale, observată cu ocazia cutremurului vrincean din 4 martie 1977.

Datele de observație și analiza lor. Informațiile necesare efectuării studiului amintit au fost culese din chestionarele macrosismice trimise imediat după cutremur, pe teritoriul

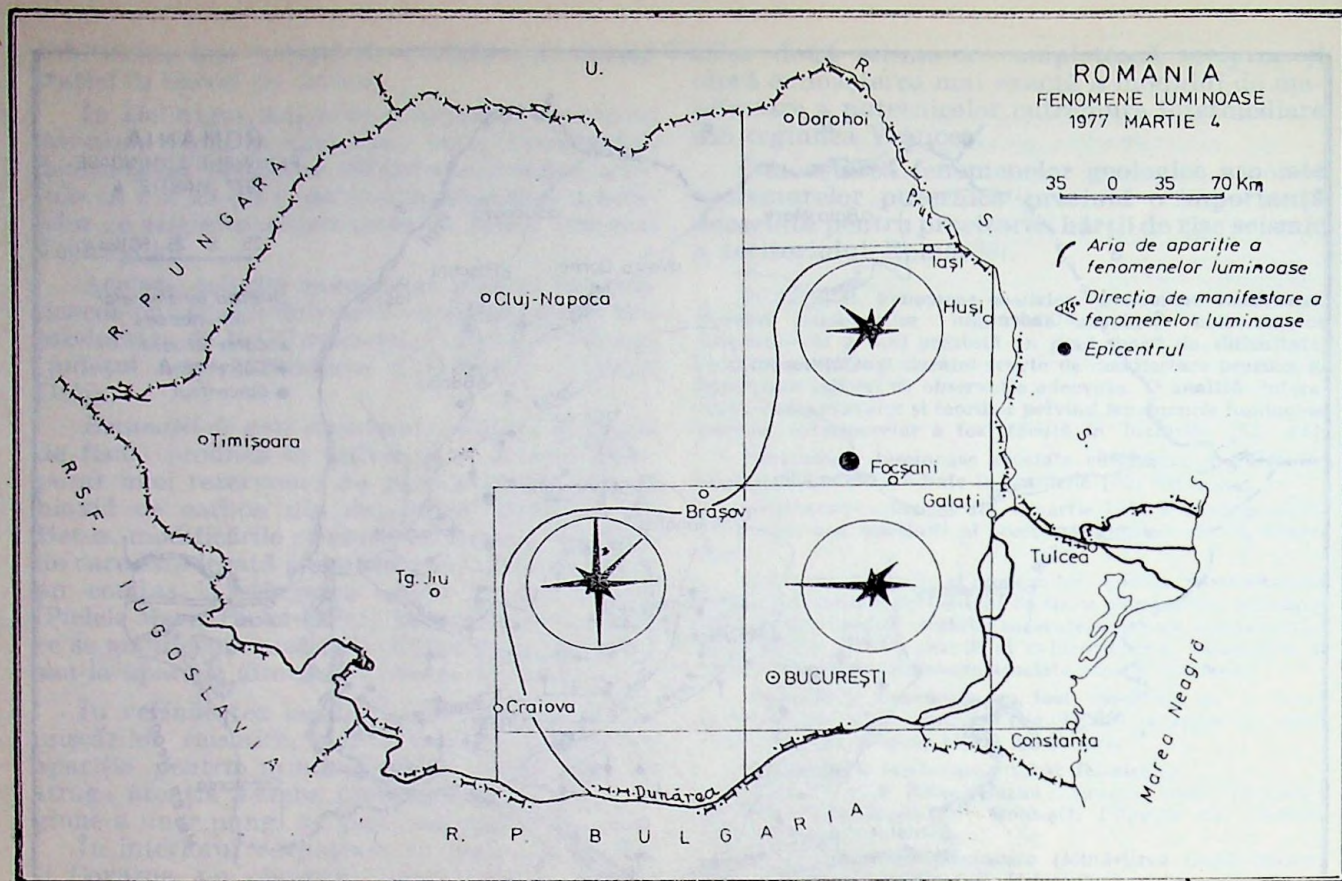


Fig. IV.49.

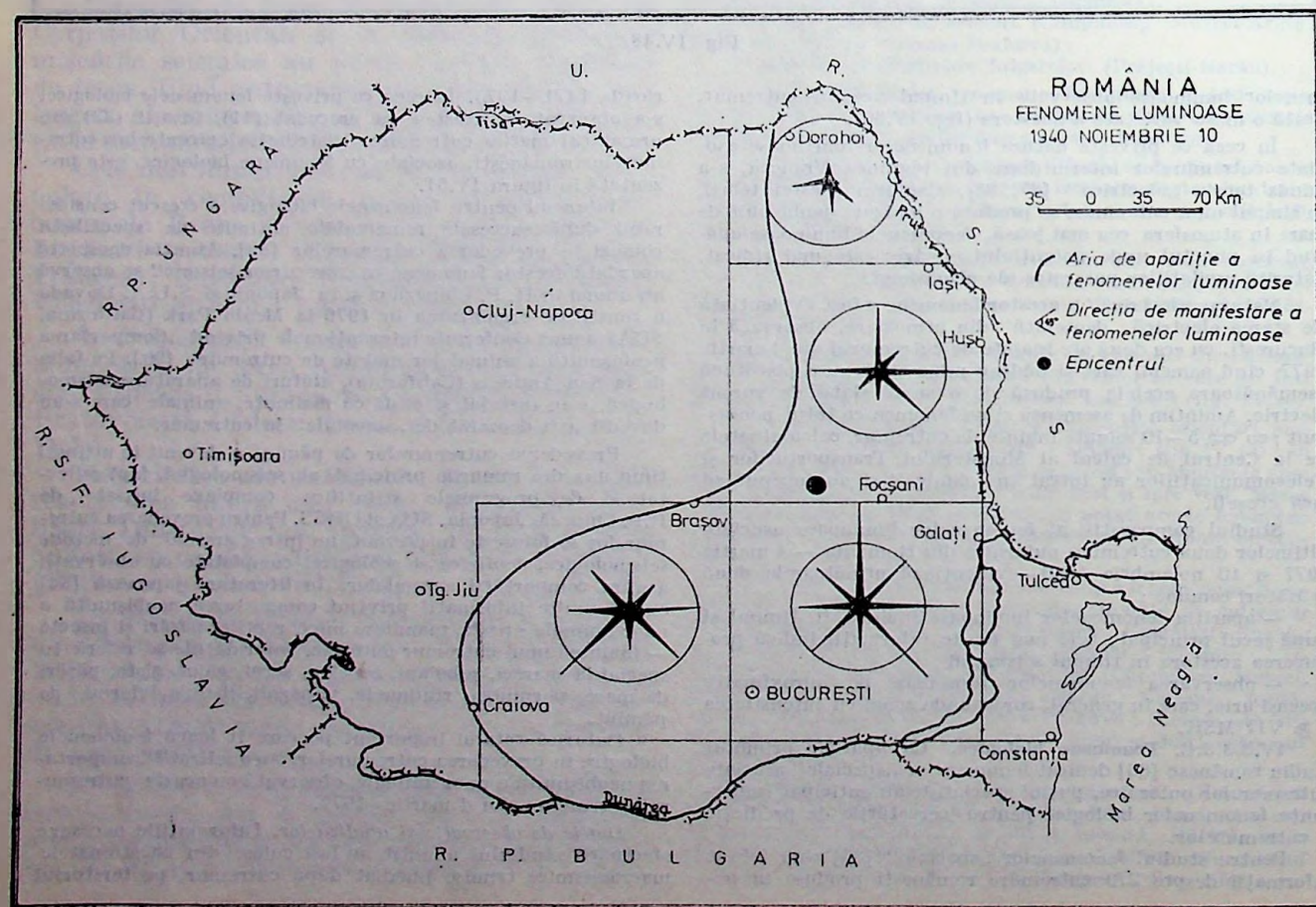


Fig. IV.50.

României, de către Centrul de fizica Pământului și seismologie. Din cele 16-12 localități chestionate, s-a primit răspuns afirmativ despre comportarea neobișnuită a animalelor din 1565 localități. Din cele 1565 informații, 670 se referă la manifestări înaintea cutremurului, iar restul de 895 la manifestări în timpul cutremurului.

Analiza informațiilor din figura IV.52 a evidențiat un lucru foarte important și anume că frecvența maximă a comportării neobișnuite a animalelor nu s-a observat în zona epicentrală ($I = VIII$ MSK), ci la distanțe mai mari față de epicentru (județele Argeș, Dolj și Ilfov – intensitatea $I = VII$ MSK). Această observație joacă un rol important în organi-

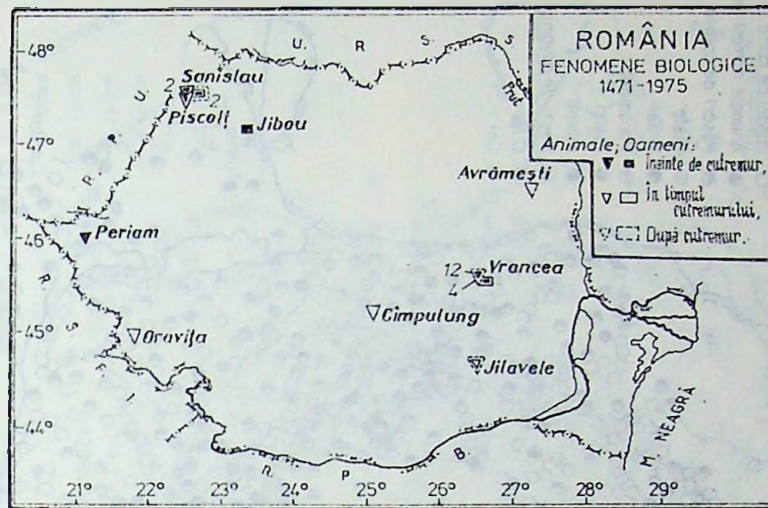


Fig. IV.51.

Distribuția localităților unde s-a observat o comportare neobișnuită a animalelor este prezentată în figura IV.52 (înainte și în timpul cutremurului) și figura IV.53 (înainte de cutremur).

Analiza informațiilor culese cu ajutorul chestionarelor evidențiază comportarea neobișnuită a diferitelor animale – șobolani, șoareci, ciini, pisici, vaci, cai, porci, arici, broaște (estoase, șerpi, pești din acvariu; insecte – albine, furnici și păsări – găini, găște, vrăbii, porumbei).

Deosebit de interesantă a fost comportarea rozătoarelor (șobolani și șoareci), care pierzându-și frica de om, au început să alerge prin poduri, case, curți, părăsindu-și ascunzătorile cu 5–6 ore înainte de cutremur, iar în unele cazuri chiar cu două zile; s-au observat șobolani fugind în grupuri spre ieșirile din mine sau subsoluri.

Dintre animalele domestice, mai ales ciinii și pisicile au manifestat stări de neliniște, cu ore sau zile înainte de cutremur. Bovinele, caii și porcinele au reacționat în general cu puțin timp înaintea cutremurului.

În cursul zilei de 4 martie 1977 s-au observat pe șosele arici și șerpi, care de obicei în această perioadă se află în stare de hibernare. În unele locuri, pe timp, s-au remarcat mușuroaie de cirtică, fenomen neobișnuit pentru această perioadă.

Peștii din acvarii, în unele cazuri s-au ridicat la suprafață, iar în alte cazuri s-au lăsat la fund.

Apicultorii au remarcat zborul dezordonat al albinelor în ziua cutremurului. Furnicile au ieșit din mușuroaie, fenomen cu totul neobișnuit pentru începutul lunii martie.

Găinele și găștele au manifestat o stare de agitație cu puțin timp înaintea cutremurului, stare ce s-a amplificat considerabil în timpul cutremurului. Se remarcă refuzul acestora de a intra în adăposturi, preferind să doarmă afară în seara zilei cutremurului.

Vrăbile cu cca 2 ore înainte de cutremur refuzau să zboare, iar în timpul cutremurului au fost foarte agitate. Cu cca 2–3 zile înainte de seism, porumbeii nu s-au lăsat închiși, iar în timpul cutremurului s-au ciocnit în zbor, fapt cu totul neobișnuit.

De reținut faptul că această comportare neobișnuită a animalelor a fost observată pe întreg teritoriul României (fig. IV.52), adică până la distanțe de cca 400 km de epicentru șocului principal.

zarea unei rețele de puncte „seismobiologice” destinate prevederii cutremurelor intermediare din regiunea Vrancea.

În cadrul fenomenelor biologice asociate cutremurului din 4 martie 1977, trebuie să amintim și starea de sufocare, variația tensiunii arteriale sau nervozitatea și oboseala observate la unele persoane în ziua cutremurului.

În ceea ce privește distribuția în timp a manifestărilor de comportare neobișnuită a animalelor (fig. IV.53) se observă că acestea au apărut, în unele cazuri, cu 48 ore înainte de cutremur; marea majoritate a avut loc însă în primele două ore înainte de cutremur.

Ținând seama de cele mai sus, rezultă că organizarea pe teritoriul României a unei rețele „seismobiologice” destinată prevederii cutremurelor intermediare vranceene, trebuie să se bazeze pe puncte de observație, situate mai ales în afara zonei epicentrale, în Muntenia și Moldova, la distanțe de cca 100–150 km. În ceea ce privește animalele „prevestitoare” de cutremur se recomandă rozătoarele mici (șobolanii și șoarecii), șerpii, peștii din acvariu, vrăbii și păsările din colivie.

În cadrul cercetărilor complexe de predicție a cutremurelor din țara noastră, observarea fenomenelor biologice – comportarea neobișnuită a animalelor – va ocupa un loc important atât în poligoanele complexe cit și în punctele „seismobiologice” distribuite în diferite localități din țară.

IV.3.4. Cîmpul macroseismic

IV.3.4.1. Distribuția intensităților seismice pe teritoriul României. În scopul estimării riscului seismic au fost elaborate o serie de metode, dar de un interes deosebit, în problemele ingineresti, sînt cele dezvoltate și aplicate în S.U.A. [26] și U.R.S.S. [91, 92].

Metoda de evaluare a riscului seismic propusă în lucrarea [92] se bazează pe un model macroseismic care analizează suprafața, forma și orientarea izoseistelor, considerînd fiecare

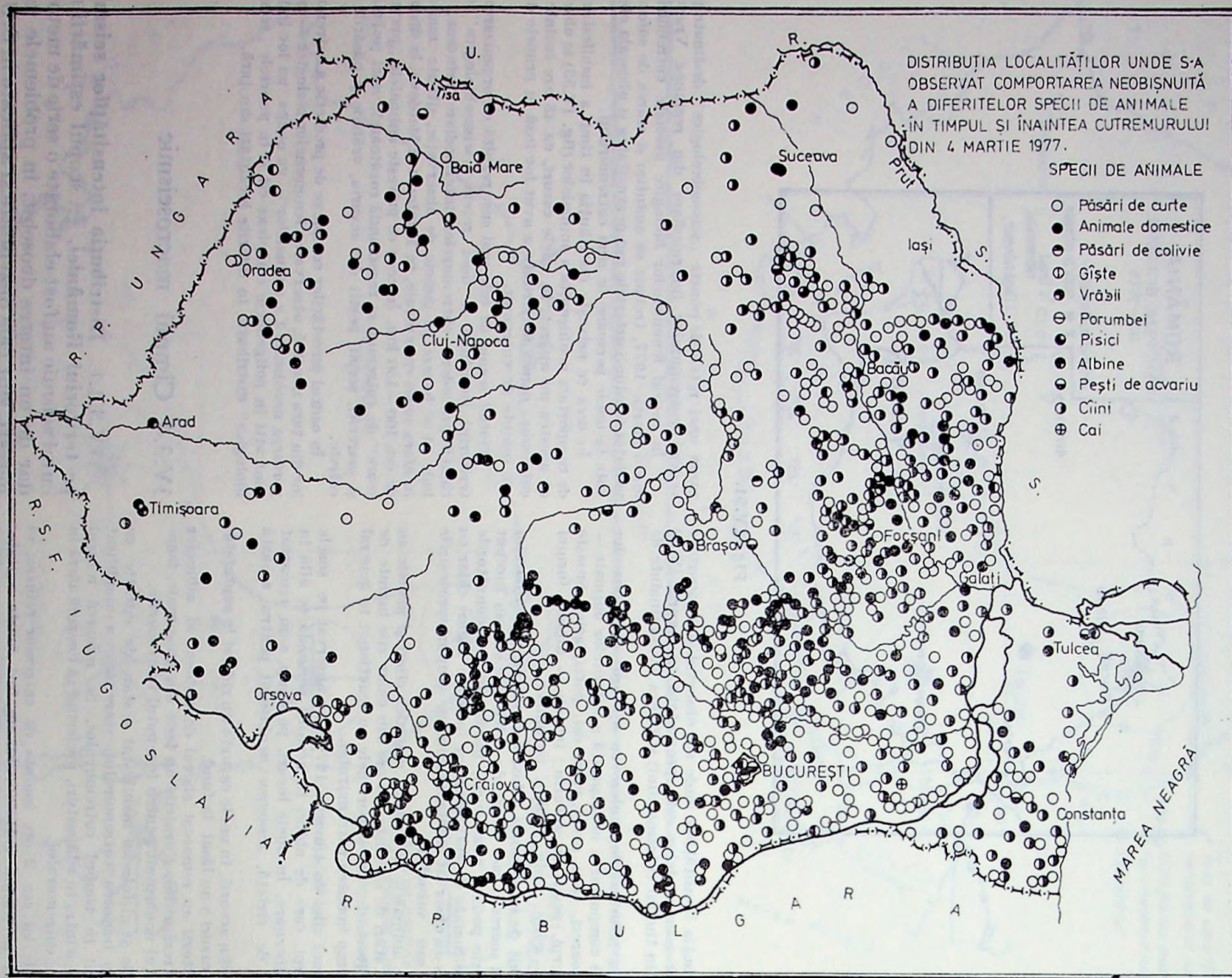


Fig. IV.52.

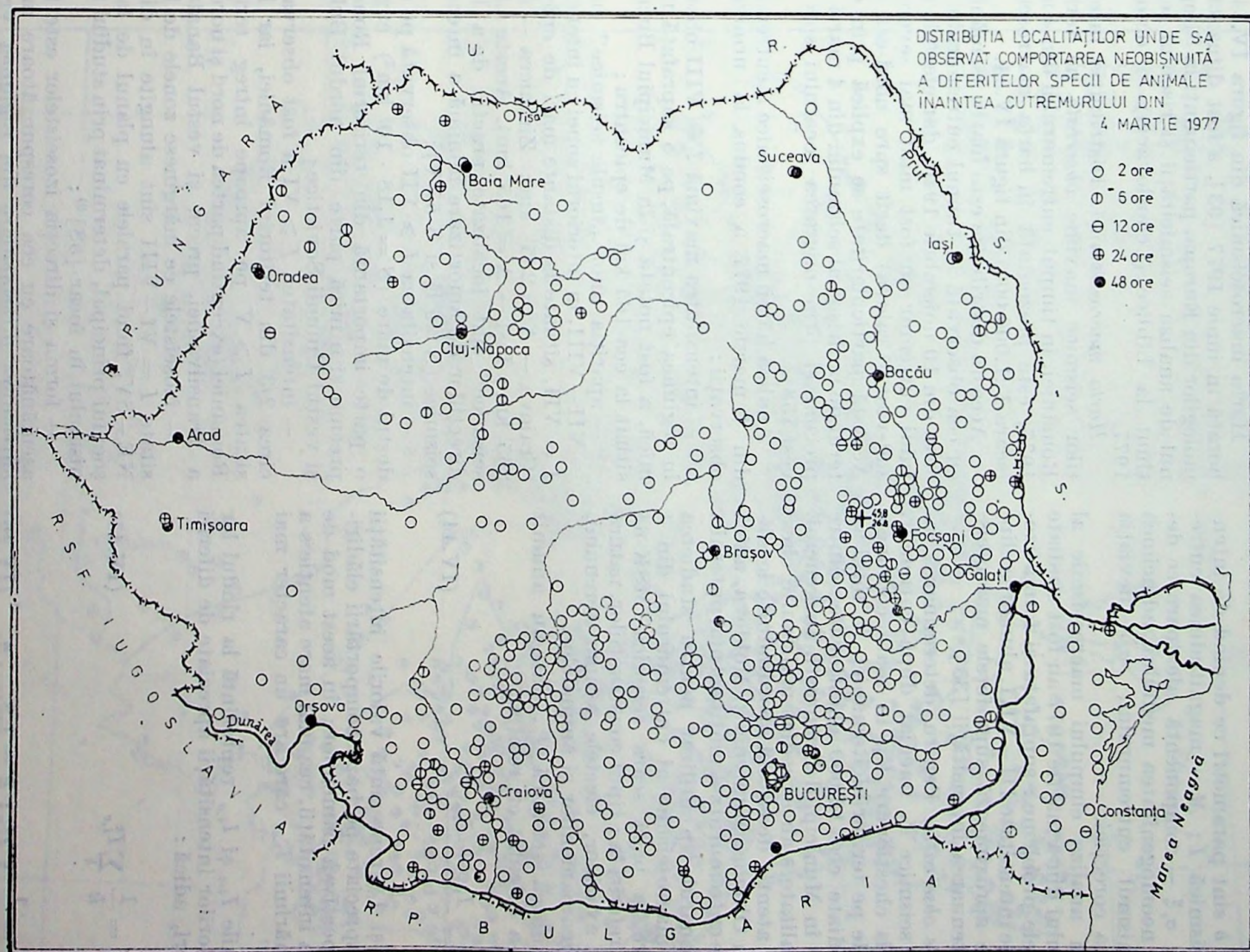


Fig. IV.53.

cutremur ca un punct separat, caracterizat prin parametrii H , φ , λ , h și M .

Suprafețele S delimitate de izoseiste satisfac ecuația :

$$\log S(I, M) = a(I) + b(I)M + \sigma_s \xi \quad (\text{IV.43})$$

unde a și b sint parametri ce depind de intensitatea seismică I ; M — magnitudinea cutremurului; $\sigma_s \xi$ — componentă aleatoare ce depinde de neomogenitatea mediului, adîncimea și mecanismul cutremurului, σ_s — deviația standard a corecției.

Pentru analiza cîmpului macroseismic al cutremurului din 4 martie 1977 au fost studiate următoarele probleme : suprafața și forma izo-seistelor de intensitate III—VIII, alungirea elipselor care aproximează suprafețele macroseismice și atenuarea intensității [35].

Date de observație. Pentru determinarea intensității seismice I , imediat după cutremur, s-au trimis chestionare tip în toate comunele și satele de pe teritoriul României. În total au fost expediate cea 12.000 chestionare, dintre care 2000 în Municipiul București. În general, într-o localitate s-au expediat mai multe chestionare, o atenție deosebită acordîndu-se localităților din Oltenia, Muntenia și Moldova, adică acolo unde cutremurul s-a simțit cel mai puternic.

Chestionarul tip utilizat pentru studierea cîmpului macroseismic al cutremurului din 4 martie are la bază scara seismică MSK-64 și conține referiri la : tipul construcțiilor, natura și gradul avariilor, efectele asupra terenului, comportarea oamenilor și animalelor.

Intensitatea seismică I_i , într-un anumit punct i s-a calculat cu relația :

$$I_i = \frac{I_{i,c} + I_{i,o}}{2} \quad (\text{IV.44})$$

unde $I_{i,c}$ și $I_{i,o}$ reprezintă valorile intensității seismice apreciate pe baza comportării clădirilor și respectiv a oamenilor; în acest mod de evaluare a intensității, cea mai mare atenție s-a acordat mărimii $I_{i,c}$, care are un caracter mai „obiectiv”.

Mărimile $I_{i,c}$ și $I_{i,o}$ reprezintă la rîndul lor media valorilor intensității apreciate de diferiți observatori, adică :

$$I_{i,c} = \frac{1}{k} \sum_k I_{i,c}^k \quad (\text{IV.45})$$

și

$$I_{i,o} = \frac{1}{k} \sum_k I_{i,o}^k; k = 1, 2, \dots, n. \quad (\text{IV.46})$$

În calculul intensității I_i cu ajutorul relațiilor (IV.44)—(IV.46) s-a admis o eroare de $\pm 0,25$ grade MSK, fapt care se traduce în trasarea izoseistelor cu pasul de 0,5 grade MSK.

Analiza complexă a chestionarelor primite din diferite puncte (localități) a condus la determinarea intensității seismice în fiecare din aceste puncte, creîndu-se astfel posibilitatea întocmirii hărții macroseismice a cutremurului din 4 martie 1977 (fig. IV.54).

Harta macroseismică din figura IV.54, elaborată în iunie 1977 [93], a fost difuzată seismologilor din Europa, participanți la Simpoziul de analiza seismicității și riscului seismic, ținut la Liblice (Cehoslovacia) în octombrie 1977.

Harta macroseismică. Distribuția intensităților seismice maxime observate pe teritoriul României, în timpul cutremurului din 4 martie 1977, este prezentată în harta macroseismică (scara 1 : 1.000 000) din figura IV.54.

Accastă distribuție este foarte asemănătoare cu cea observată în timpul cutremurului vrincean din 10 noiembrie 1940, dar efectele recentului cutremur au fost mult mai severe spre sud-vest (Craiova) decît spre nord-est (Iași). Această particularitate se explică prin caracterul de multișoc al seismului din 4 martie 1977 precum și prin migrarea focarului spre sud-vest [58].

Analiza hărții macroseismice a cutremurului din 4 martie 1977 a condus la următoarele observații :

— intensitatea maximă $I = \text{VIII}$ observată în regiunea epicentrală, pe o suprafață relativ mică, a fost notată și în Municipiul București, situat la cea 165 km de epicentru ;

— apariția unor „insule seismice” cu $I = \text{VII—VIII}$, în interiorul zonei cu intensitatea $I = \text{VII}$, situate la distanțe mari de epicentru (Craiova — $\Delta = 285$ km; Zimnicea — $\Delta = 265$ km; Iași — $\Delta = 165$ km). Aceste „insule seismice” sînt localizate practic de-a lungul direcțiilor de amortizare minimă a intensității seismice (N 26°E și S 57°V);

— intensitatea $I \geq \text{VII}$ observată pe o arie destul de mare ($S = 1,18 \cdot 10^5 \text{ km}^2$) cuprinde o parte importantă din teritoriul României, precum și o mică parte din nordul Bulgariei și vestul Uniunii Sovietice ;

— intensitatea $I \geq \text{VI}$ a fost observată pe circa 2/3 din teritoriul României, iar intensitatea $I \geq \text{V}$ pe aproape întreg teritoriul României (exceptînd partea de nord și nord-vest a Transilvaniei, precum și vestul Banatului);

— izoseistele ce mărginesc zonele de intensitate $I = \text{VI—VIII}$ sînt alungite în direcția NE—SV, fiind paralele cu planul de falie al șocului principal, determinat prin studiul mecanismului în focar [58]⁹⁾;

— forma și direcția izoseistelor este foarte asemănătoare cu cea corespunzătoare marilor cutremure intermediare din regiunea Vrancea (de exemplu cutremurele din 26 octombrie 1802 și 10 noiembrie 1940);

— suprafețele delimitate de izoseistele de intensitate $I = \text{III—VII}$ [94] date în tabelul IV.16 satisfac modelul macroseismic exprimat prin ecuația (IV.43). În cazul cutremurelor in-

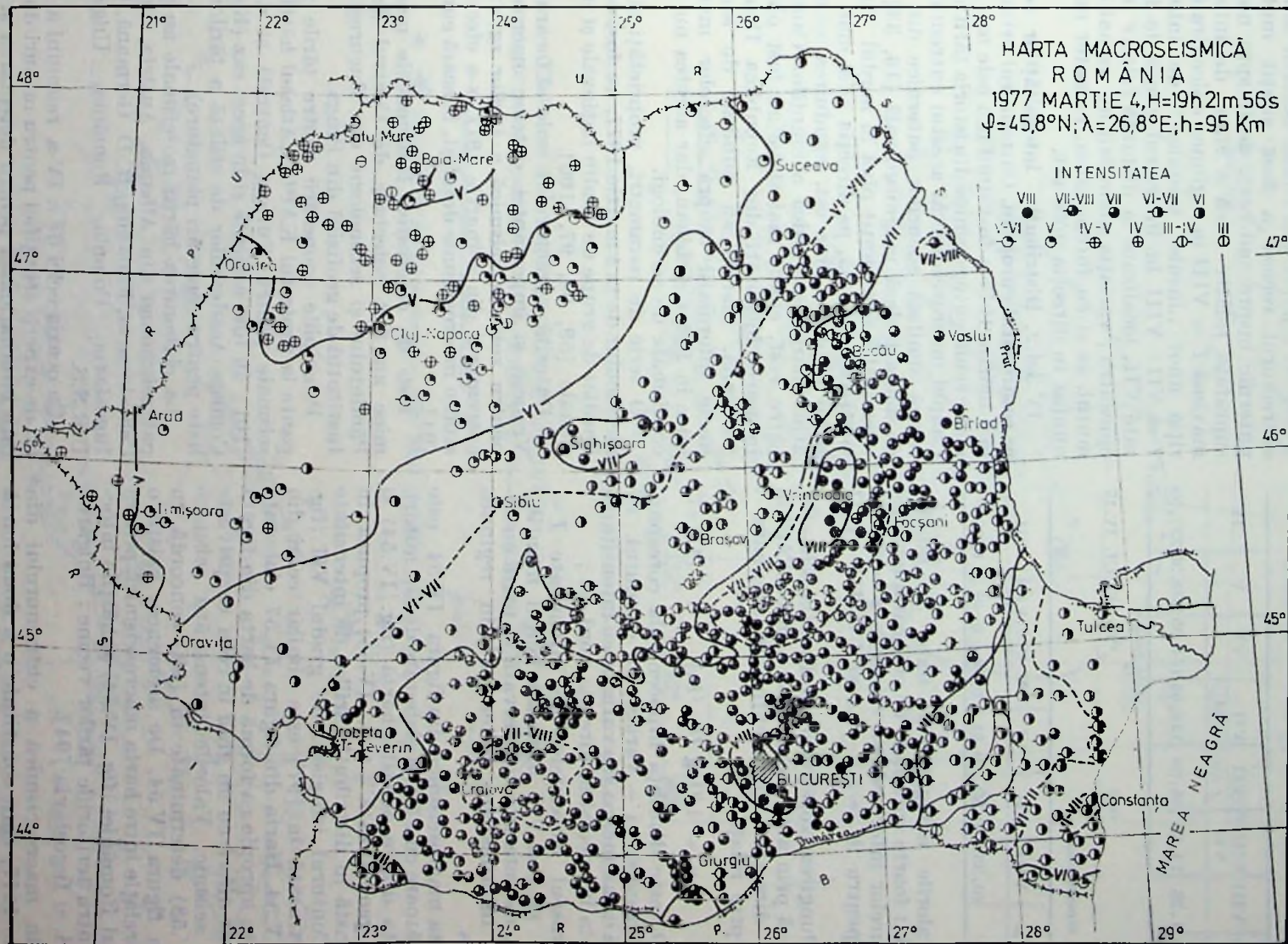


Fig. 1V.54.

termediare vrîncene, coeficientul b variază în intervalul 0,47–0,51 ($M = 5,3–7,4$; $I = IV–VII$) [95].

TABELUL IV.16

Distribuția intensității seismice pe teritoriul României

$I(\text{MSK}) \geq$	VIII	VIII–VII	VII	VII–VI	VI	V	IV
$S(10^3 \text{km}^2)$	1,26	12,75	86,39	114,65	164,05	209,39	237,50

TABELUL IV.17

Elongația izoseistelor

$I(\text{MSK}) \geq$	VIII	VII	VI	V	IV	III
$\epsilon = n/m$	(0,38)	0,50	0,61	0,59	0,49	0,65

– valorile elongației ϵ , date în tabelul IV.17 sînt foarte apropiate de cele caracteristice cutremurilor intermediare vrîncene $\epsilon = 0,48–0,66$ pentru $M = 5,5–7,4$ și $I = III–VIII$ [95];

– alungirea izoseistelor în direcția NE–SV se explică prin atenuarea slabă a intensității în această direcție. Coeficientul de atenuare ν definit prin relația

$$\nu_i = 1/(\log D_{i+1}/D_i) \quad (\text{IV.47})$$

unde D_i este distanța hipocentrală corespunzătoare izoseistei i – variază cu azimutul. Se remarcă de asemenea și o variație cu intensitatea și aceasta în special în direcția nord-est;

– traseul izoseistelor de intensitate $I = VIII$ și $I = VII$ urmează lanțul munților Carpați, caracteristică observată la toate cutremurile intermediare puternice din regiunea Vrancea.

Harta macroseismică din figura IV.54 este asemănătoare cu hărțile elaborate de alți autori. Diferența dintre această hartă (fig. IV.54) și harta „generalizată” (fig. IV.55) propusă în [96] constă în distribuția ariilor de intensitate VIII. Conturul izoseistei de gradul VII (fig. IV.56) trasată în [97] este similar celui din figura IV.54. Harta din figura IV.57 elaborată în [98] se apropie ca formă de harta din figura IV.54 dar diferă cu un grad în ceea ce privește nivelul seismic. Valorile intensității seismice (fig. IV.58) determinate în [99] concordă cu cele din figura IV.54. De asemenea, există o bună corelație între harta macroseismică pentru teritoriul României (fig. IV.54) și hărțile întocmite pentru teritoriile țărilor vecine: Bulgaria, U.R.S.S. și Iugoslavia [94].

Harta macroseismică a cutremurului din 4 martie 1977, care constituie o a doua hartă detaliată a unui cutremur vrîncean puternic, reprezintă un material important pentru elaborarea noilor hărți de risc seismic pe teritoriul României.

Analiza complexă a cîmpului macroseismic al cutremurului din 4 martie 1977 – prezentată mai sus – confirmă studiile anterioare [95] privitoare la distribuția intensităților cutremurilor vrîncene puternice, dar evidențiază și o serie de aspecte noi. Dintre acestea amintim: cutremurul recent a fost simțit mult mai puternic înspre sud-vest, decît spre nord-est; suprafața relativ mică a zonei de intensitate maximă $I = VIII$ în regiunea epicentrală; apariția unor „insule seismice” de intensitate $I = VII–VIII$ în interiorul zonei de intensitate VII, localizate la distanțe relativ mari de epicentru; variația atenuării nu numai cu azimutul, ci și cu intensitatea, caracter mai pronunțat în direcția nord-est.

IV.3.4.2. Distribuția intensităților seismice pe continentul european. Cutremurul vrîncean de la 4 martie 1977 a fost unul din cele mai puternice evenimente seismice din istoria țării noastre. Cîmpul macroseismic al acestui cutremur are o formă similară șocurilor puternice din trecut de aceeași clasă magnitudinală [16, 33]⁵⁾. Cutremurul a fost simțit pînă în nordul Finlandei și Grecia centrală, pe direcția axei mari a cîmpului eliptic. Către est, zguduirea seismică a atins marginea vestică a munților Caucaz, iar către vest, efecte mai slabe au fost observate în unele localități din Republica Democrată Germană. Ziarele au publicat de asemenea unele informații asupra efectelor macroseismice în Egipt și Liban, dar acestea nu au fost confirmate de seismologi.

O serie de parametri, proprietăți și efecte ale șocului de la 4 martie 1977, au fost studiate imediat de grupe de studiu naționale și internaționale [59, 94, 97, 100].

Datorită caracterului unic al focarului din Vrancea și importanței datelor macroseismice pentru zonarea seismică a țărilor zguduite de cutremurul din 4 martie 1977, s-a efectuat un studiu macroseismic detaliat, la scară europeană [94].

Date de observație. Informațiile macroseismice au fost colectate de Centrul de fizica Pămîntului și seismologie din București și de Institutul de geofizică din Praga.

Principiile cooperării dintre țările participante la proiectul KAPG „Atlasul hărților izoseismale pentru Europa Centrală și de Est” [101] au fost aplicate și în acest caz (KAPG – Comisia Academii de știință a țărilor socialiste pentru cercetări planetare).

La elaborarea hărții izoseismale au participat seismologi din Albania, Austria, Bulgaria, Cehoslovacia, Finlanda, R. D. Germană, Grecia, Iugoslavia, Polonia, România, Ungaria și U.R.S.S.

Cu ocazia celei de a IV-a reuniuni a Grupului de experți științifici pentru măsuri de cooperare internațională pentru detectarea și identificarea evenimentelor seismice, care a avut loc la Geneva în perioada 25 iulie – 5 august 1977, unul din autori a purtat o serie de discuții cu experți din diferite țări europene despre

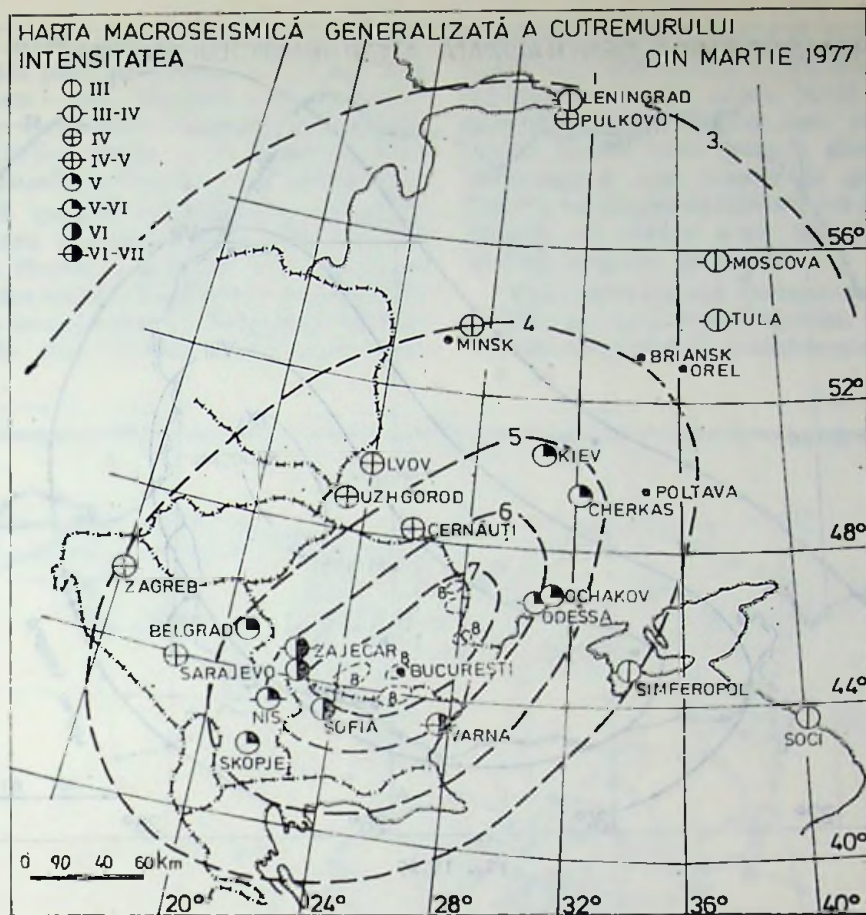


Fig. IV.55.

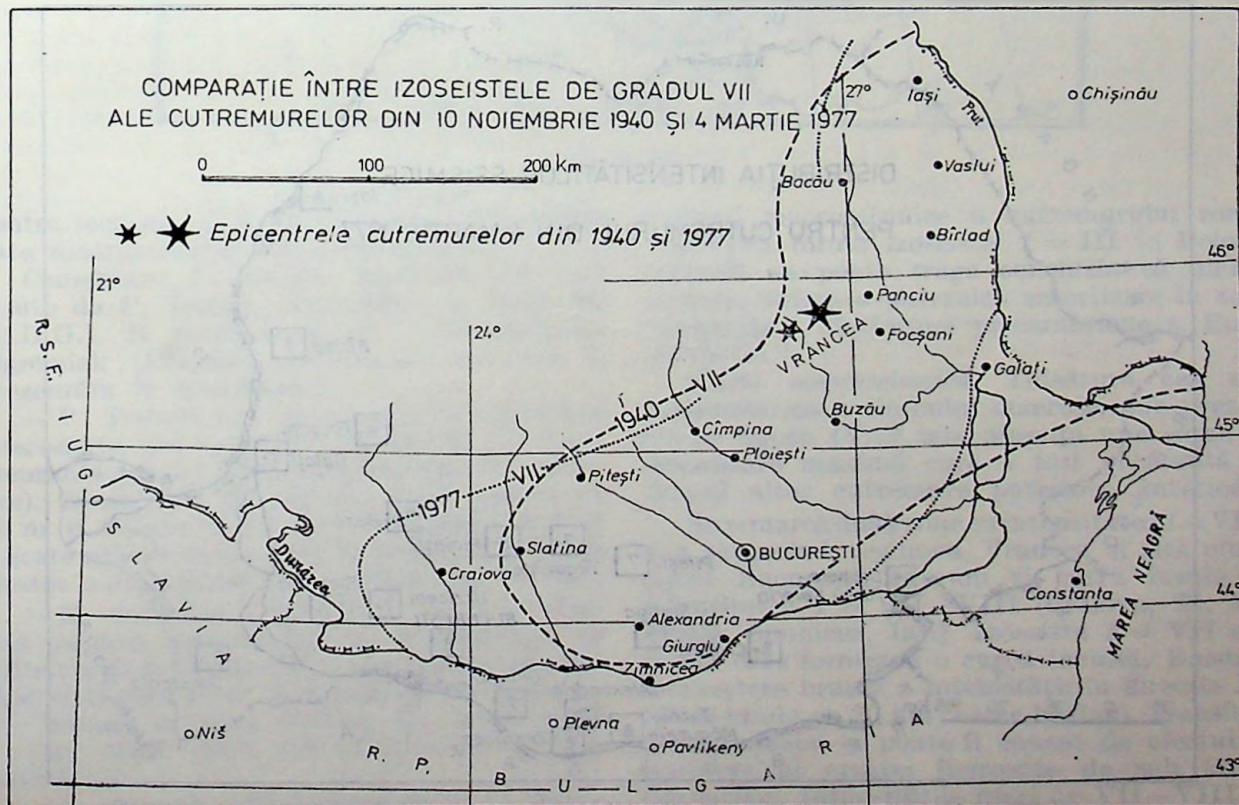


Fig. IV.56.

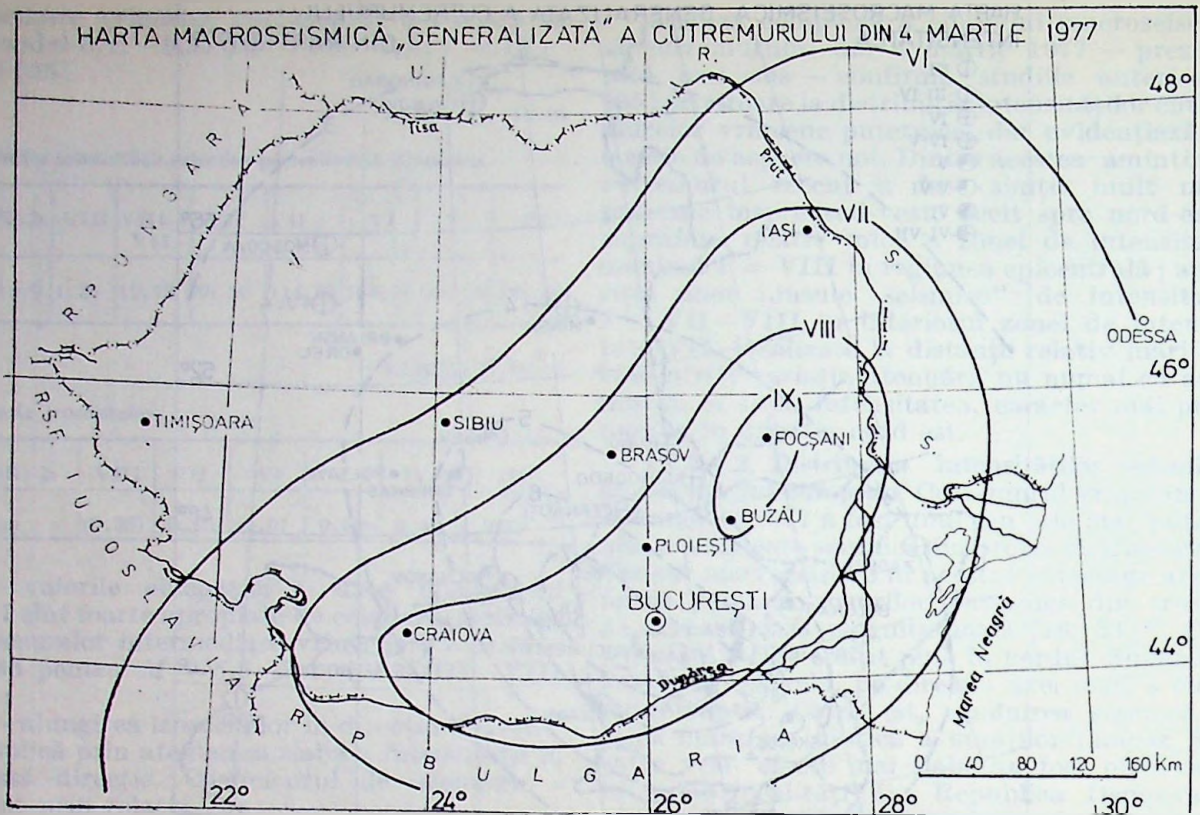


Fig. IV.57.



Fig. IV.58.

modul cum s-a simțit cutremurul din 4 martie 1977 pe teritoriul țării lor (Belgia — J. M. Van Gils, Danemarca — J. Hjelme, Finlanda — I. T. Noponen, Republica Federală a Germaniei — H. P. Harjès, Italia — M. Caputo, Norvegia — E. S. Husebye, Suedia — O. Dahlman).

Harta finală pentru continentul european întocmită la scara 1:4.000.000 este prezentată în figura IV.59. Harta se bazează pe informații macroseismice din mii de localități: de exemplu pentru trasarea izoseistelor în România au fost analizate datele din 12.000 chestionare, iar

întreg sud-estul și estul Poloniei. Pe baza chestionarelor din presă publicate după cutremur, intensitatea I, în scara MSK-64, a fost determinată pentru câteva zeci de localități. Din multe locuri s-au primit răspunsuri că acest cutremur a fost simțit la etajele superioare. Pentru asemenea cazuri nu s-a determinat intensitatea, ci numai s-au notat punctele cu un simbol propriu pe hartă.

Este interesantă comportarea izoseistei $I = III$, pe teritoriul Poloniei. În general ea are traseul meridional și definește limita vestică a

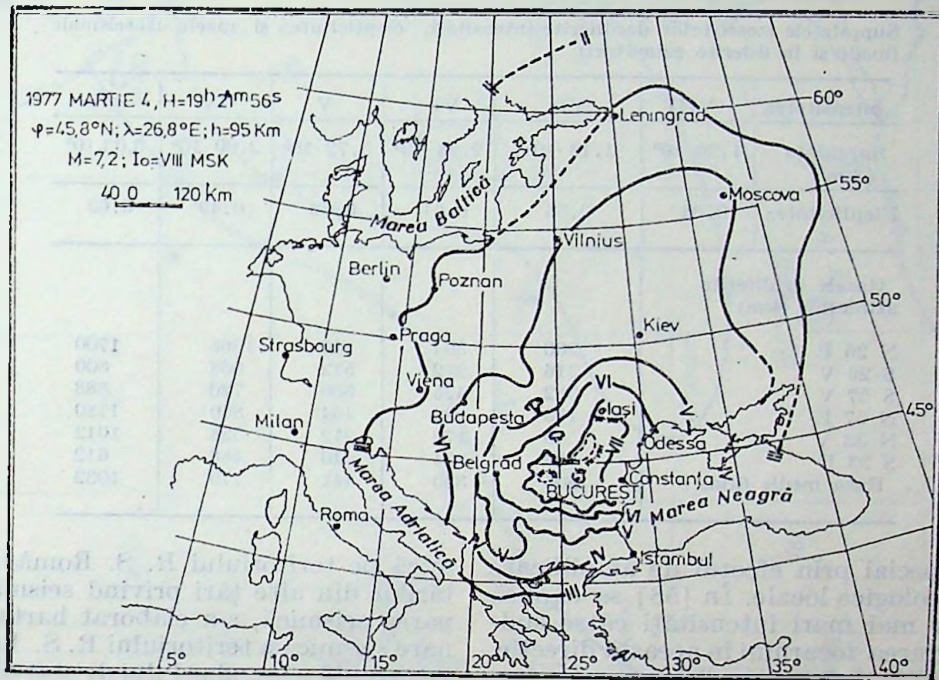


Fig. IV.59.

pentru teritoriul U.R.S.S s-au folosit cea 40.000 date macroseismice din 1200 localități.

Comentarii la hărțile naționale au fost făcute de P. Teikari (Finlanda), G. Grünthal (R.D.G.), B. Guterch și H. Lewandowska-Marciniak (Polonia), comentarii pe care le prezentăm în continuare:

— P. Teikari „...există câteva observații interesante, de exemplu cea făcută în Lappeenranta (punct în vecinătatea graniței sovietice). Acolo, într-un depozit cu lungimea de 60 m și înălțimea de 11 m, rafturile au fost mișcate atât de mult, încît la partea superioară acestea s-au deplasat cu aproximativ 10 cm”.

— G. Grünthal „Zguduirile acestui cutremur au fost simțite slab în extremitatea de sud-est a R.D.G. Chestionarele trimise imediat după cutremur arată că zguduirile au fost simțite numai în zona Zittau, cu intensitatea $I = III$ MSK (fără a fi menționate în alte localități)”.

— B. Guterch și H. Lewandowska — Marciniak „Cutremurul românesc a fost simțit pe

regiunii macroseismice a cutremurului românesc. Din forma izoseistei $I = III$ în Polonia centrală se poate trage concluzia că unele seismice suferă o puternică amortizare în zona marginală a Platformei precambriene a Europei de est”.

Harta macroseismică. Trăsătura cea mai caracteristică a cîmpului macroseismic prezentat în figura IV.59 este absența unei zone de intensitate maximă care a fost observată în timpul altor cutremure puternice anterioare.

Se remarcă două zone cu intensitatea $I = VIII$, una acoperind regiunea Vrancea și alta municipiul București, precum și patru insule cu intensitatea $I = VII - VIII$ (Craiova, Tr. Măgurele, Zimnicea, Iași). Izoseista $I = VII$ este prima care formează o curbă închisă. Există o descreștere bruscă a intensității în direcția NV (două grade pe 20 km) către bazinul Transilvaniei, fenomen ce poate fi cauzat de efectul de ecranare al crustei îngroșate de sub lanțul Carpaților. Intensitățile mari de VII—VIII au fost observate la distanțe mari spre NE, S și

SV, adică în zona depresionară. Alura izoseiselor de intensitate maximă reflectă distribuția radiației seismice corespunzătoare soluției planului de falie determinată pentru acest cutremur [58].

Suprafețele acoperite de fiecare izoseistă au fost folosite la calculul razelor medii ale izoseiselor. Ele sînt date în tabelul IV.18 împreună cu elepticitatea ($\varepsilon = n/m$) și razele izoseiselor măsurate de la epicentru în diferite azimuturi.

Intensitățile mai mari observate în interiorul zonelor de intensitate mai mică pot fi

Elaborarea acestei hărți care acoperă teritoriul mai multor țări europene nu ar fi fost posibilă fără un înalt spirit de colaborare internațională.

IV.3.5. Zonarea seismică a teritoriului României

Ca urmare a studiilor asupra efectelor, seismului din 4 martie 1977, a noilor date macroseismice și instrumentale privind activitatea seis-

TABELUL IV.18

Suprafețele izoseiselor de diferite intensități, elepticitatea și razele izoseismale (medii și în diferite azimuturi)

Intensitatea	VIII	VII	VI	V	IV	III
Suprafața (km ²)	1,26 · 10 ³	1,18 · 10 ⁵	2,98 · 10 ⁵	5,72 · 10 ⁵	2,00 · 10 ⁶	3,03 · 10 ⁶
Elepticitatea ε	0,38	0,56	0,61	0,59	0,49	0,65
Razele în diferite azimuturi (km)						
N 26 E		200	304	440	1368	1700
S 26 V		316	372	512	688	800
S 57 V		352	476	580	720	888
N 57 E		168	92	464	860	1180
N 33 V		40	172	212	528	1012
S 33 E		160	304	440	488	612
Raza medie (km)		206	320	441	775	1032

explicate în special prin efectul de amplificare al structurii geologice locale. În [58] se explică prezența celor mai mari intensități către sud-vest prin migrarea focarului în această direcție. Totuși această ipoteză nu explică extensia izoseiselor de gradul IV și III către nord-est.

Compararea ariilor zguduite de ultimele trei cutremure puternice din regiunea Vrancea — 1802, 1940, 1977 [33]⁵ arată că cea mai mare corespunde ultimului seism (1/3 din Europa a fost zguduită), deși modul de colectare al datelor macroseismice poate influența extinderea zonei de gradul III, adică a limitei ariei zguduite.

Razele medii ale izoseiselor (tabelul IV.18) au fost folosite pentru calculul orientativ al adîncimii focarului. Formula lui Kővesligethy conduce la următoarele rezultate: $h = 108$ km; $\alpha = 0,0017$, iar formula lui Blake: $h = 112$ km, presupunînd $k = 4,5$ și folosind toate izoseisetele. Ambele formule, cu coeficienții menționați, reprezintă relații empirice pentru o atenuare medie a intensității cu distanța, în cazul unui cutremur vrancean extrem.

Harta macroseismică din figura IV.59 contribuie la studiul complex al cutremurului de la 4 martie 1977 și la descifrarea zonei seismice Vrancea, zonă ce oferă condiții unice de studiu în lume.

mică pe teritoriului R. S. România și a cercetărilor din alte țări privind seismicitatea și zonarea seismică, s-a elaborat harta de macrozonare seismică a teritoriului R. S. România, parte integrantă a standardului de stat STAS 11100/1-77 „Zonare seismică. Macrozonarea seismică a teritoriului Republicii Socialiste România” (fig. IV.60). Această hartă prezintă o delimitare mai exactă a zonelor de intensitate seismică, fapt ce se reflectă în tabelul IV.19.

TABELUL IV.19

Distribuția zonelor seismice

Intensitatea I	km ²	%
VI	130.635	55,01
VII	76.345	32,13
VII-VIII	385	0,16
VIII	29.455	12,41

La definitivarea hărții de macrozonare seismică a teritoriului R. S. România au participat specialiști din următoarele instituții: Centrul de fizica Pămîntului și seismologie, Institutul de geologie și geofizică, Institutul de cercetări în construcții și economia construcțiilor, Institutul de studii și proiectări pentru îmbunătățiri funciare, Institutul Proiect-București, Institutul de

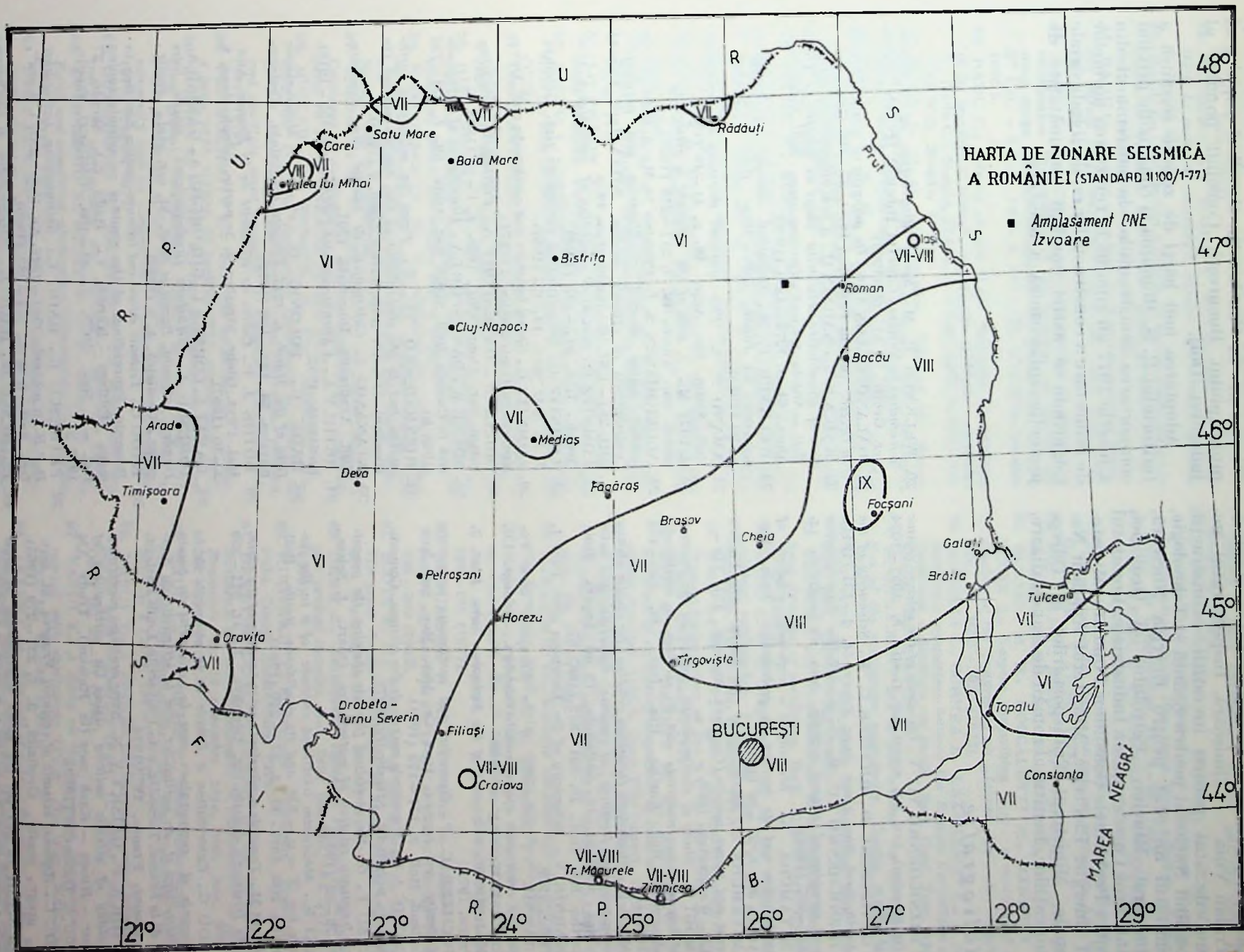


Fig. IV.60.

studii și proiectări hidrotehnice, Institutul de construcții București, Institutul politehnic „Traian Vuia” — Timișoara, Inspectoratul general de stat pentru investiții — construcții, Consiliul Național pentru Știință și Tehnologie, Comitetul de Stat pentru Energia Nucleară, Ministerul Minelor, Petrolului și Geologiei, Ministerul Construcțiilor Industriale, Comitetul pentru Problemele Consiliilor Populare, Ministerul Energiei Electrice, Ministerul Apărării Naționale, Ministerul Transporturilor și Telecomunicațiilor, Institutul român de standardizare,

Institutul Central de Cercetare, Proiectare și Directivare în Construcții, Consiliul popular al municipiului București, Consiliul popular al județului Dolj.

Adoptarea noii hărți de zonare seismică a teritoriului R. S. România și concluziile privind comportarea construcțiilor la cutremurul din 4 martie 1977 au condus la revizuirea normelor de proiectare a construcțiilor civile și industriale asigurându-se astfel condiții îmbunătățite de protecție antiseismică a acestora.

Bibliografie

- RIZNICHENKO YU. V., *On study of the seismic regime* (in Russian), Izv. AN SSSR, ser. Geofiz., 9, 1057—1074 (1958).
- GUTENBERG B., RICHTER C. F., *Seismicity of the Earth*. Geol. Soc. Amer. Spec. Paper, 34, 1—131 (1941).
- RIZNICHENKO YU. V., *On quantitative determination and mapping of seismic activity*. Ann. di Geofisica, 12, 227—237 (1959).
- MIYAMURA S., *Magnitude — frequency relation of earthquakes and its bearing on geotectonics*. Proc. Jap. Acad., 38, 1, 27—30 (1962).
- MIYAMURA S., *Seismicity of the Earth. The Earth's crust and upper mantle* (Geophys. Monogr., 13), 115—124, Washington, 1969.
- MOGI K., *Study of elastic shocks caused by the fracture of heterogeneous materials and its relation to earthquake phenomena*. Bull. Earthq. Res. Inst., 10, 125—173 (1962a).
- MOGI K., *Magnitude frequency relation for elastic shocks accompanying fractures of various materials and some related problems in earthquakes* (2nd paper). Bull. Earthq. Res. Inst., 10, 831—853 (1962 b).
- KÁRNÍK V., *Seismicity of the European area*. Part 1, Praha, 1968.
- KÁRNÍK V., *Seismicity of the European area. The Earth's crust and upper mantle* (Geophys. Monogr. 13), 139—144, Washington, 1969.
- KÁRNÍK V., *Seismicity of the European area*. Part 2, Praha, 1971.
- RICHTER C. F., *Sporadic and continuous seismicity of faults and regions*. Rec. Cr. Mov. Roy. Soc. New Zealand. Bull. 9, 171—173 (1971).
- ROTHÉ J. P., *Magnitude maximale des séismes*. Communication personnelle. Strasbourg, 1973.
- UTSU T., *On the statistical formule showing the magnitude frequency relation of earthquakes*. Quart. J. Seism., 28, 79—88 (1961).
- AKI K., *Maximum likelihood estimate of b in the formula $\log N = a - bM$ and its confidence limits*. Bull. Earthq. Res. Inst., 43, 2, 237—240 (1965).
- WYSS M., *Towards a physical understanding of the earthquake frequency distribution*. Geophys. J., 31, 341—359 (1973).
- RADU C., *Contribution à l'étude de la sismicité de la Roumanie et comparaison avec la sismicité du bassin méditerranéen et en particulier avec la sismicité du Sud-Est de la France*. Thèse Dr. Sci., Université Louis Pasteur, Strasbourg, France, 1973/1974.
- KATOK A. P., GAISKY V. N., *Some problems concerning the study of seismic activity using the earthquakes of Pamir — Hindu — Kush zone* (in Russian). Trudy AN TSSR, 8, Dushanbe (1960).
- RADU C., *Regimul seismic al regiunii Vrancea*. St. cerc. geol., geogr., geofiz., Geofizică, 3, 2, 231—279 (1965).
- WELKNER P. N., *On the space distribution of some seismic parameters in Japan*. Part. I. Bull. I.I.S.S.E., 4, 1—18 (1967).
- WELKNER P. M., *Space distribution of the seismic parameters in Northern Chile* (in Russian). Izv. AN SSSR, ser. Geofiz., 7, 51—65 (1969).
- GALANOPOULOS A. G., *On mapping of seismic activity in Greece*. Ann. di Geofisica, 16, 1, 37—100 (1963).
- KAILA K. L., NARAIN H., *A new approach for preparation of quantitative seismicity maps as applied to Alpine Belt — Sunda Arc and adjoining areas*. Bull. Seism. Soc. Amer., 61, 5, 1275—1291 (1971).
- WELKNER P. M., *Statistical analysis of earthquake occurrence in Japan, 1926—1936*. Bull. I.I.S.S.E., 2, 1—28 (1965).
- AMAND P. S., *Two proposed measures of seismicity*. Bull. Seism. Soc. Amer., 46, 1, 41—45 (1956).
- BÁTH M., *A note of the measure of seismicity*. Bull. Seism. Soc. Amer., 46, 3, 217—218 (1956).
- ALGERMISSEN S. T., PERKINS D. M., *A technique for seismic zoning: general consideration and parameters*. Contributions to seismic zoning. NOAA Tech. Report ERL 267—ESL 30, Washington, 1973.
- LOMNITZ C., *Statistical prediction of earthquakes*. Rev. Geoph., 4, 3, 377—393 (1966).
- LOMNITZ C., *On estimating earthquake risk*. Geophys. J. R. Astr. Soc., 13, 375 (1967).
- LOMNITZ C., *Global tectonics and earthquake risk*. Development in Geotectonics, 5 (1974).
- MILNE W., DAVENPORT A., *Earthquake probability*. Seism. Ser. Dom. Obs. 1968, 4, 1—19 (1968 a).
- MILNE W., DAVENPORT A., *Distribution of earthquake risk in Canada*. Bull. Seism. Soc. Amer., 59, 2, 729—754 (1968 b).
- RIZNICHENKO YU. V., *From the activity of earthquakes foci to the shakeability of the Earth's surface* (in Russian). Izv. AN SSR, Fizika Zemli, 2 (1965).
- ATANASIU I., *Cutremurele de pământ din România*. Edit. Academiei, București, 1961.
- RETHLY A., *A kárpátmedencek földrendései (155—1918)*. Budapest, 1952.
- RADU C., POLONIC G. et al., *Macro seismic field of the March 4, 1977 Vrancea earthquake*. Tectonophysics, 53, 185—186 (1979).
- ROTHÉ J. P., *Cartes de sismicité de la France*. Ann. Inst. Phys. Globe, Strasbourg, 3e partie, Géophysique, 8, 3—10 (1967).
- GAVĂT I., CORNEA I., GHEORGHE A., GAȘPAR A., TOMESCU I., *Structura fundamentalului moesic între Dunăre, Ialomița, Buzău și Siret*. St. cer. geol., geofiz., geogr., Geofizică, 4, 2 (1966).
- RADU C., *Tectonic stress and tectonic motion direction in Romania*. Proceedings of the seminar on seismic zoning maps (Editors — Kárník V., Radu C.), Skopje, 27 Oct. — 4 Nov. 1975, I, 84—100, UNESCO, Skopje, 1976 a.
- PETRESCU G., RADU C., *Seismicitatea teritoriului R.P.R. în perioada 1901—1960*, An. Univ. „Al. I. Cuza”, Iași, Sect. I, 6, 3, 757—782 (1960).
- PETRESCU G., RADU C., *Seismicitatea și raionarea seismică a teritoriului R.P.R. în perioada 1900—1958*. St. cerc. astr. seismologie, 6, 2, 225—245 (1961).

41. PETRESCU C., RADU C., *La sismicité de la République Populaire Roumaine*. Sond. Vcröff. Inst. Bod. Erd., 77, 27-31, Jena (1962).
42. PETRESCU C., RADU C., *Seismicitatea teritoriului RPR în perioada anterioară anului 1900*. Probl. geofiz., 2, 79-85 (1963).
43. RADU C., *Contribution à l'étude du régime sismique de la région de Vrancea*. Rev. roum. géol., géophys., géogr., Série de Géophysique, 8, 53-70 (1964).
44. RADU C., *Activité sismique sur le territoire de la Roumanie durant la période 1956-1970*. St. tehn. econ., D, 10, 1, 109-138 (1974).
45. RADU C., *Magnitude - frequency relation of Romanian earthquakes*. Proceedings of the Seminar on seismic zoning maps (Editors - Kárník V., Radu C.), Skopje, 27 Oct. - 4 Nov. 1975, 1, 157-175, UNESCO, Skopje, 1976 b.
46. RADU C., *Seismic zoning of the Romania*. Proceedings of the Seminar on seismic zoning maps (Editors - Kárník V., Radu C.), Skopje, 27 Oct. - 4 Nov. 1975, 1, 336-358, UNESCO, Skopje, 1976 c.
47. RADU C. et al., *Macroseismic field of the Romanian earthquakes*. Part. I. Rev. roum. géol., géophys., géogr., Série Géophysique, 21, 1, 21-39 (1977).
48. RADU C. et al., *On microearthquakes recorded at Vrincioaia and Cheia stations*. Proceedings of the Seminar on seismic zoning maps (Editors - Kárník V., Radu C.), Skopje, 27 Oct. - 4 Nov., 1975, 51-68, UNESCO, Skopje, 1976.
49. FUCHS K., BONJER K., CORNEA I., RADU C., ENESCU D., JIANU D., NOURESCU A., MERKLER G., MOLDOVEANU T., TUDORACHE G., BOCK K., *The Romanian earthquake of March 4, 1977*. Aftershocks and seismic activity migration. Tectonophysics, 53, 225-247 (1978/1979).
50. ISACKS B., OLIVER J., SYKES L., *Seismology and the new global tectonics*. J. Geophys. Res., 73, 18, 5855-5899 (1968).
51. LE PICHON X., *Cinématique de la tectonique des plaques*. Structure et dynamique de la lithosphère, 1-73, Paris, 1972.
52. LE PICHON X., FRANCHETEAU J., BONNIN J., *Plate tectonics*. Development in Geotectonics, 6 (1973).
53. SANTO T., *Classification of earthquakes into seven types from the view of plate tectonics*. Bull. I.I.S.S.E., 9, 19-25 (1972).
54. CONSTANTINESCU L., CORNEA I., LĂZĂRESCU V., *Seismotectonic map of the Romanian territory*. St. tehn. econ., D, 10, 3, 291-298 (1973).
55. RIZNICHENKO YU. V., *On the relation between the energy of maximum earthquakes and seismic activity (in Russian)*. Dokl. AN SSSR, 157, 6 (1964).
56. KONDORSKAYA N. V., SHEBALIN N. V., *Noul catalog al cutremurelor produse pe teritoriul URSS, din cele mai vechi timpuri până în 1975 (în rusă)*. Edit. Nauka, 536 p., Moscova, 1977.
57. SHEBALIN N. V., KÁRNÍK V., HADZIEVSKI D., *Catalogue of earthquakes*. Part I, 1901-1970; Part II, prior to 1901, UNESCO, Skopje, 1974.
58. MÜLLER G., BONJER K. P., STÖCKL H., ENESCU D., *The Romanian earthquake of March 4, 1977. I. Rupture process inferred from fault-plane solution and multiple event analysis*. J. Geophys., 44, 203-218, (1977/1978).
59. PETERSCHMITT E., *Notes sur le séisme de Vrancea, 4 mars 1977*. CSEM, 20 juillet 1977, Strasbourg, 1977.
60. CORNEA I., FUCHS K., (for Romanian-German working group). *Seismological studies of March 4, 1977*. Paper presented at the Symposium on the Analysis of seismicity and an seismic risk. Liblice, 17-22, October, 1977, Prague, 1977.
61. GUTENBERG B., RICHTER C. F., *Magnitude and energy of earthquakes*. An. di Geofis., 9, 1-15 (1956).
62. GUTENBERG B., RICHTER C. F., *Seismicity of the Earth and associated phenomena*. Princetown Univ. Press, New Jersey, 1954.
63. UTSU T., *A statistical study on the occurrence of aftershocks*. Geophys. Mag., 30, 4, 521-605 (1961).
64. RADU C. et al., *Statistical analysis of the microearthquakes near Vrincioaia station*. Proc. of the ESC Gen. Assembly, 11, 291-304, Krakow, 1977.
65. LEE W.H.K., LAHR J. C., *HYPO 71: a computer program for determining hypocenter, magnitude and first motion pattern of local earthquakes*. U.S.G. Survey, Open File Report, 1972.
66. CONSTANTINESCU L., CORNEA I., ENESCU D., *Structure de la croûte terrestre en Roumanie d'après les données géophysiques*. Rev. roum. géol., géophys. et géogr., Série de Géophysique, 16, 3-20 (1972).
67. RĂDULESCU D. P., CORNEA I., SĂNDULESCU M., CONSTANTINESCU P., RĂDULESCU F., POMPILIAN A., *Structure de la croûte terrestre en Roumanie. Essai d'interprétation des études sismiques profondes*. An. Inst. Geol. Geof., 1, 5-36, (1976).
68. BOLT M.H.P., DEAN D.S., *Stress diffusion from plate boundaries*. Nature, 243, 339-341 (1973).
69. BLEAHU M. B., BOCCALETTI M., MANETTI P., PELTZ S., *Neogene Carpathian Arc: a continental arc displaying the features of an „Island Arc”*. J. Geophys. Res., 78, 5025-5032 (1973).
70. MORELLI C., CORNEA I., LĂZĂRESCU V., *A seismotectonic comparison between the Eastern Carpathian and Calabrian - Sicilian arc bends*. Boll. Geof. Teor. Appl., 18(66), 169-178 (1975).
71. BISZTRICSÁNY E., *A new method for the determination of the earthquake magnitudes*. Geofiz. Közl., 7, 2 (1958).
72. SOLOVEV S. L., *Seismicity of Sakhalin*. Bull. Earth. Res. Inst. 43, 95-102 (1965).
73. TSUMURA K., *Determination of earthquake magnitude from duration of oscillation*. Bull. Earth. Res. Inst., 15, 7-18 (1967).
74. RADU C. et al., *Magnitude m_b of the Vrancea intermediate earthquakes*. Proc. of the XV th ESC Gen. Assembly, II, 73-84, Krakow, 1977.
75. IOSIF S., IOSIF T., *Types of earthquake sequences in the Vrancea region*. Proc. of the XV th ESC Gen. Assembly, II, 359-372, Krakow, 1977.
76. LEE W.H.K., BENETT R. E., MEAGHEV K. L., *A method of estimating magnitude of local earthquakes from signal duration*. USGS, Open File Report, 1972.
77. DUMITRESCU I., SĂNDULESCU M., LĂZĂRESCU V., MIRĂUȚĂ O., PAULIUȚ S., GEORGESCU C., *Mémoire à la carte tectonique de la Roumanie*. Anal. com. géol., 32, 5-9 (1962).
78. PARASCHIV D., *Geologia zăcămintelor de hidrocarburi din România*. Stud. tehn. econ., ser. A, 10 (1975).
79. RADU C., SPĂNOCHE E., *On geological phenomena associated with the 10 November 1940 earthquake*. Rev. roum. géol. géophys et géogr., Géophysique, 21, 1, 159-165 (1977).
80. RĂDULESCU N. AL., *Cercetări în Moldova de sud, asupra cutremurului din 10 XI 1940*. Rev. Geogr. Rom., 3, 188-209 (1940).
81. SCOTT F. R., *Behaviour of soil during the earthquake. The great Alaska earthquake of 1964*. Engin. Nat. Acad. Sci., Washington D. C., 49-72 (1973).
82. DERR J., *Earthquake lights: a review of observations and present theories*. Bull. Seis. Soc. Am., 63, 2177-2187 (1973).
83. RIKITAKE T., *Earthquake prediction*. Elsevier Sci. Publ. Comp. Amsterdam, 1976.
84. DEMETRESCU G., PETRESCU G., *Sur les phenomenes lumineux qui ont accompagné le tremblement de terre de Roumanie du 10 novembre 1940*. Bull. Soc. Sci., 23, 292-296 (1941).
85. RADU C., SPĂNOCHE E., *Some phenomena related to the Romanian earthquakes*. Publ. Inst. Geophys. Pol. Acad. Sci., A, 4 (115), 165-172 (1977).
86. YASUI Y., *A study on the luminous phenomena accompanied with earthquake (Part. I)*. Mem. Kakiola Mag. Obs., 13, 25-61 (1968).
87. YASUI Y., *A study on the luminous phenomena accompanied with earthquake (Part II)*. Mem. Kakiola Mag. Obs., 14, 67-88 (1971).
88. ALLEN C. R., *The role of animal behaviour in the Chinese earthquake prediction program. Abnormal animal behaviour prior to earthquake*, I. EHRP Conference I., Menlo Park, California, 1976.

89. EVERNDEN J. P. (Editor), *Abnormal animal behaviour prior to earthquake*, I. EHRP Conference I., Menlo Park, California, 1976.
90. RIZNICHENKO YU. V., *Problems of quantitative estimation of seismic danger* (in Russian). Nauka, Moscow, 1975.
91. KEILIS - BOROK V. I., KRÖNROD T. L., MOLCHAN G. M., *Algorithm for seismic risk estimation* (in Russian). Vychislitel'naya seismologiya, Moscow, 1973.
92. RADU C., POLOIC G. et al., *Macroseismic field of the March 4, 1977 Vrancea earthquake*. Rev. roum. géol., géophys. et géogr., Géophysique, 23, 19-26, (1979).
93. RADU C., KÁRNÍK V., POLONIC G., PROCHÁZKOVÁ D., SCHENKOVÁ Z., *Isoseimal map of the Vrancea earthquake of March 4, 1977*. Tectonophysics 53, 187-193 (1979).
94. RADU C. et al., *Macroseismic field of the Romanian earthquakes*. Proceedings of the Symposium on the Analysis of seismicity and on seismic risk, Liblice, 17-22 October, 1977, Prague, 1978.
95. SHEBALIN N. V., *Isoseimal map of March 4, 1977 Vrancea earthquake* (Personal communication), Moscow, 1977.
96. AMBRASEYS N. N., *The earthquake of 4 March 1977 and its principal effects. Le tremblement de terre du 4 mars 1977. Part I. Report UNESCO*, Paris, 1978.
97. MEDVEDEV S. V., *Isoseimal map of the March 4, 1977 Vrancea earthquake* (Personal communication), Bucharest, 1977.
98. STOJKOVIĆ M., KAPSAROV H., GALBOV S., *Ground acceleration and velocity distribution on the affected territory of S. R. Romania by the Vrancea earthquake of March 4, 1977*. Preliminary Report, 77-11, IZIS, Skopje, 1977.
99. DESPEYROUX Y., *Analyse du comportement des constructions. Le tremblement de terre du 4 mars 1977. Part II. Report UNESCO*, Paris, 1978.
100. PROCHÁZKOVÁ D., KÁRNÍK V., (Editors), *Atlas of isoseimal maps for Central and Eastern Europe*. Geophys. Inst. Czechosl. Acad. Sci., Prague, 1978.

Studii ingineresti asupra mișcării seismice a terenului

DR. ING. HOREA SANDI

Institutul de cercetare în construcții și economia construcțiilor (INCERC)

DR. ING. VLAD PERLEA

Institutul de cercetări hidrotehnice (ICH)

Specialiști consultați:

PROF. DR. DOCENT ING. ALEX. NEGOIȚĂ
Institutul politehnic, Iași

ING. DANIEL DIACONU
ICCPDC — Filiala Iași

V.1. Generalități

Datele care caracterizează mișcarea seismică a terenului prezintă o importanță fundamentală pentru proiectarea construcțiilor amplasate în regiuni seismice, întrucit ele joacă un rol determinant în stabilirea parametrilor de calcul ingineresc privind încărcările seismice. Procesul de stabilire a acestor parametri este complex și dificil; el trebuie să considere specificul activității diferitelor surse seismice și specificul condițiilor locale, ca și concepția de reprezentare a acțiunii seismice și concepția de asigurare. Informațiile directe cu privire la specificul mișcărilor seismice reprezintă un punct de plecare esențial, întrucit aceste informații, corelate cu parametrii mecanismului de generare a cutremurelor și cu parametrii condițiilor de teren, pe baza unor modele de calcul corespunzătoare, permit să se efectueze studii de seismologie inginerescă cu caracter de predicție în sens probabilistic, care stau la baza perfecționării bazei normative de utilizare curentă (hărți de zonare sau hărți de microzonare cu diferite semnificații), cît și la baza efectuării studiilor speciale de risc seismic pentru amplasamentele anumitor lucrări sau ansambluri construite de importanță deosebită. Mai mult chiar, și mișcarea seismică de la 4 martie 1977 prezintă o importanță deosebită din acest punct de vedere, informațiile directe reprezintă un punct de plecare pentru perfecționarea sistemului de evaluare a violenței mișcărilor seismice (scări de intensitate seismică etc.).

Analiza inginerescă a mișcărilor seismice reale, observate, a cărei importanță fundamentală a fost subliniată, trebuie să urmărească, în esență, două obiective principale: descrierea cît mai completă și precisă a mișcării terenului și explicarea ei în corelare cu condițiile geologice existente. Înțelegerea rolului, contribuției, diferiților factori de natură geologică este esențială pentru tentativele de predicție a caracteristicilor mișcărilor seismice viitoare.

Principalele surse de date pentru descrierea și caracterizarea mișcării seismice a terenului pot fi încadrate în următoarele categorii :

a. anchete macroseismice; b. date instrumentale; c. studii ingineresti aprofundate, cu caracter statistic, privind comportarea unor ansambluri de construcții; d. studii ingineresti aprofundate, privind comportarea unor construcții individuale.

Anchetele macroseismice se desfășoară pe baza unei metodologii corespunzătoare conceptelor și precizărilor scării de intensități seismice oficializate și urmăresc să furnizeze date privind reacția oamenilor și animalelor, comportarea construcțiilor și comportarea mediului natural în timpul unui cutremur. Datele cele mai detaliate sînt furnizate, în cazul mișcărilor seismice puternice, de comportarea construcțiilor. Această comportare se apreciază considerîndu-se diferite categorii de construcții, mai mult sau mai puțin rezistente și, de asemenea, o diferențiere a nivelului de avariere a acestora. Ancheta efectuată în țara noastră după cutremurul din 4 martie 1977 este descrisă în capitolul al IV-lea. Această anchetă a fost efectuată avînd în vedere prevederile STAS 3684-71, „Scara de intensități macroseismice”, în vigoare la data cutremurului.

Datele instrumentale sînt reprezentate de înregistrările furnizate de accelerografe, seismoscoape și, eventual, alte instrumente seismografice. Rezultatele obținute cu privire la cutremurul din 4 martie 1977 în această direcție și concluziile desprinse pe această cale, sînt prezentate în cadrul paragrafului V.3.

Studiile ingineresti aprofundate, cu caracter statistic, reprezintă un nivel superior de analiză în comparație cu ancheta macroseismică standard, în sensul că anchetele corespunzătoare se desfășoară pe baza unei metodologii care permite să se tragă concluzii mai complete, privind nu numai intensitatea seismică, dar și compoziția spectrală a mișcării terenului, directivitatea acesteia etc. În vederea efectuării unor astfel de studii prezintă interes deosebit utilizarea drept mijloc de investigație a anumitor clase de construcții bine definite, printre care un rol important îl joacă, evident, construcțiile de serie realizate după anumite proiecte tip. În urma cutremurului din 4 martie 1977 au fost efectuate astfel de studii pentru mai multe centre urbane importante. Dintre acestea se evidențiază studiile efectuate într-un cadru interdisciplinar pentru Municipiul București, cu colaborarea specialiștilor din mai multe instituții. Metodologia și principalele rezultate privind mișcarea terenului sînt prezentate în cadrul paragrafului V.4.

Studiile ingineresti, aprofundate, analitice și/sau experimentale, privind comportarea unor construcții individuale, au drept principal obiectiv explicarea comportării construcțiilor supuse unor mișcări seismice date. În subsidiar, în mod indirect, se pot trage însă și unele concluzii asupra mișcării terenului care a generat o

anumită comportare a construcției. O serie de studii efectuate în țara noastră după 4 martie 1977, în această direcție, sînt descrise în capitolul IX.

V.2. Mișcarea seismică a terenului — acțiune asupra construcțiilor

V.2.1. Aspecte semnificative din punct de vedere ingineresc

Considerarea mișcării seismice a terenului ca o acțiune asupra construcțiilor impune preocupări pentru două aspecte de bază :

a) specificul fenomenelor fizice petrecute în teren și în construcții în timpul unui cutremur anumit;

b) succesiunea în timp, la un amplasament dat, a mișcărilor seismice generate de diferitele cutremure.

Din punctul de vedere al considerării specificului fenomenelor fizice, pentru activitatea inginerescă este necesară analiza diferitelor moduri de acțiune ale mișcării seismice asupra construcțiilor în elevație, a construcțiilor îngropate, a construcțiilor cu rol de rezervor, siloz, zid de sprijin, a construcțiilor imersate, a diferitelor echipamente și instalații etc., asupra cărora se revine în continuare în context cu prezentarea unor elemente descriptive generale. Studiile în această direcție stau la baza stabilirii relațiilor fundamentale utilizate în calculele ingineresti pentru diferitele categorii de construcții, echipamente etc.

Din punctul de vedere al considerării succesiunii în timp, la amplasamentul unei construcții, a diferitelor mișcări seismice, este necesară analiza modului în care apar mișcări seismice de diferite intensități, caracteristici spectrale etc., la amplasamentul respectiv. Studiile în această direcție stau la baza stabilirii modului de asigurare rațional și a calibrării parametrilor de calcul care intervin în relațiile stabilite ca urmare a studiilor efectuate în prima mare direcție amintită (permițînd astfel rezolvarea aspectului cantitativ pe baza rezolvării calitative obținute ca urmare a studiilor întreprinse în prima direcție).

Cele două aspecte relevate se completează astfel reciproc, iar înțelegerea ansamblului problemelor puse de ele permite realizarea unor construcții concepute și asigurate în mod rațional. În cele ce urmează se dă atenție în special primului aspect, care prezintă o legătură directă cu constatările care se pot face pe marginea unui fenomen seismic individual, cum a fost cel de la 4 martie 1977. Cel de al doilea aspect este abordat în anumită măsură în capitolul al IX-lea.

Energia eliberată în timpul unui cutremur și transmisă prin intermediul undelor seismice se

manifestă, în zona suprafeței pământului, sub formă de mișcare seismică a terenului. Această mișcare, la rîndul ei, reprezintă o acțiune asupra construcțiilor. În cazurile curențe, formele de manifestare a acțiunii seismice sînt: în principal, mișcarea oscilatorie a punetelor de rezemare ale construcțiilor în elevație, și, în anumite cazuri, mai puțin frecvente, deformațiile impuse aplicate construcțiilor îngropate, suprapresiunile aplicate de masivele de pămînt construcțiilor cu rol de zid de sprijin, suprapresiunile aplicate de oscilațiile seismice ale apei sau altor lichide, rezervoarelor, barajelor, pilelor de pod etc. În cazuri excepționale pot să apară forme de manifestare a acțiunii seismice cu caracter catastrofal: în principal, falierea, alunecarea sau prăbușirea terenului sub o construcție, valurile marine de mare înălțime și viteză denumite tsunami. Preocupările ingineresti de protejare a construcțiilor contra acțiunii seismice se limitează la formele curențe de manifestare a acțiunii seismice. În ceea ce privește formele excepționale de manifestare, singura posibilitate practică de apărare este reprezentată de identificarea zonelor în care astfel de forme se pot produce și de evitare a unor astfel de amplasamente.

Acțiunea seismică se manifestă, în cazul construcțiilor în elevație, prin antrenarea în mișcarea seismică a zonei de contact teren-construcție. Această mișcare se propagă pe întinderea întregii construcții, generînd un fenomen de solicitare oscilatorie, haotică, spațială, deosebit de intensă în cazul mișcărilor seismice puternice. În cazul în care o construcție rezistă solicitărilor seismice fără o depășire a stadiului de comportare liniară, ea acționează ca un filtru dinamic, amplificînd componentele spectrale ale mișcării terenului care au frecvențe apropiate de frecvențele proprii ale sale (în special de frecvența fundamentală). Oscilațiile seismice prezintă astfel, în mare măsură, aspectul de combinații liniare ale oscilațiilor proprii. În cazurile în care frecvența predominantă a mișcării terenului se situează în apropiere de frecvența proprie a unei construcții (în special dacă aceasta este frecvența fundamentală), are loc o puternică amplificare a mișcării și, în consecință, solicitările seismice prezintă intensități deosebit de ridicate.

De regulă, în cazul mișcărilor seismice puternice, construcțiile sînt solicitate de așa natură, încît ajung să lucreze în stadiul post-elastic. În aceste cazuri, imaginea dată de aplicarea conceptelor dinamicii liniare a structurilor poate să devină destul de depărtată de realitate. Totuși, în majoritatea cazurilor, chiar acest instrument de calcul simplificat poate să fie deosebit de util pentru interpretarea comportării construcțiilor. De altfel, majoritatea caracteristicilor cantitative ale mișcării seismice a terenului, din care cele mai importante sînt prezentate pe scurt în paragraful V.2.3, au la bază conceptele dinamicii liniare a structurilor.

V.2.2. Aspecte calitative privind mișcarea seismică și rolul condițiilor de teren

Mișcarea terenului în zona de contact cu o construcție este un element determinant pentru comportarea acesteia, și, din acest motiv, este necesară o bună înțelegere a rolului jucat de teren. În această ordine de idei, este necesar să se distingă două roluri importante ale terenului:

a. rolul de filtru dinamic pentru mișcarea seismică sosită de la sursă;

b. rolul de reazem deformabil pentru construcțiile al cărui suport îl reprezintă.

Cele două roluri menționate (a căror importanță, de multe ori hotărîtoare pentru efectele asupra construcțiilor, a fost evidentă la 4 martie) se interpătrund, se intercon condiționează, dar pentru o înțelegere a lor este oportună o analiză separată.

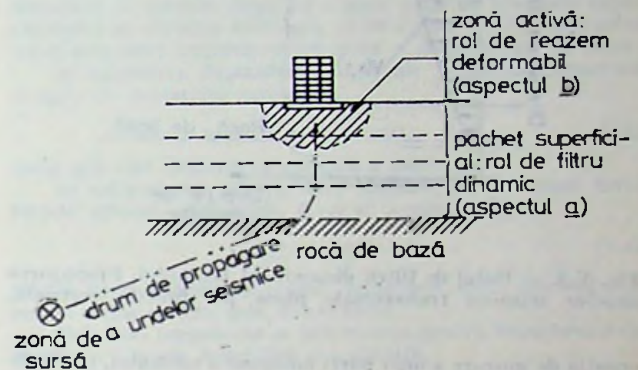


Fig. V.1. — Reprezentarea schematică a rolului terenului în mișcarea seismică a construcțiilor.

a. Rolul de filtru dinamic (care constituie o preocupare de bază pentru microzonarea seismică) este jucat de pachetele de strate geologice superficiale, relativ moi (de regulă sensibil mai moi decît un strat dur, de adîncime, denumit „rocă de bază”). Aceste pachete joacă un rol important, uneori hotărîtor, în determinarea compoziției spectrale și amplitudinii accelerațiilor seismice. În figura V.1 este reprezentat, ilustrativ, drumul undelor seismice. De regulă, datorită valorilor reduse ale vitezelor de propagare a undelor seismice în pachetele superficiale în comparație cu vitezele de propagare prin roca de bază, drumul undelor seismice incidente devine, în urma fenomenelor de refracție, aproape vertical în vecinătatea suprafeței libere. În modelele de calcul se consideră, de aceea, de multe ori, sisteme dinamice reprezentative ale acestor pachete geologice, care corespund unei dependențe a fenomenului de o singură coordonată spațială, abscisa măsurată pe verticală. Utilizîndu-se diferite tehnici de calcul (ecuații cu derivate parțiale, tehnici de discretizare etc.) se trag concluzii asupra transformării sau filtrării oscilațiilor seismice odată cu traversarea pachetului superficial. Pentru transformarea de la roca de bază la suprafața liberă se folosește denumirea „convoluție”, iar pentru transformarea inversă se folosește denumirea „deconvoluție”. Aceste denumiri provin din tehnica de calcul utilizată în cazul considerării unei comportări liniare. În cazurile cînd pachetul geologic superficial prezintă o alcătuire sensibil diferită de o stratificație paralelă, orizontală, devine necesară considerarea problemei de propagare a undelor și filtrare drept o problemă bidimensională sau tridimensională, fapt care impune adoptarea unor modele matematice corespunzătoare, sensibil mai complexe (în prezent, în special modelele care utilizează discretizarea prin metoda elementelor finite).

Pentru a ilustra modul de analiză a rolului de filtru dinamic al pachetelor geologice superficiale, se poate considera cazul unui pachet de strate plan-paralele, orizontale, pentru care se admite producerea unor mișcări orizontale, unidirecționale, cu deplasări independente de coordonatele orizontale (fig. V.2). Astfel de mișcări corespund undelor seismice trans-

versale cu direcție de propagare verticală [22, 68]. Dacă se admite o lege constitutivă (lege tensiune-deformație) visco-elastică de forma

$$\tau = G \frac{\partial v}{\partial x} + \gamma \frac{\partial^2 v}{\partial x \partial t}, \quad (V.1)$$

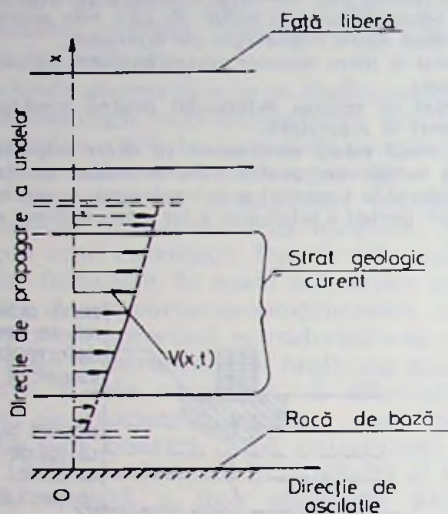


Fig. V.2 — Rolul de filtru dinamic al terenului. Propagarea undelor seismice transversale plane pe direcție verticală.

ecuația de mișcare a unei părți omogene a mediului, în condițiile particulare date, ia forma

$$G \frac{\partial^2 v}{\partial x^2} + \gamma \frac{\partial^2 v}{\partial x^2 \partial t} = \rho \frac{\partial^2 v}{\partial t^2}. \quad (V.2)$$

În relațiile precedente s-au utilizat notațiile :

t : timpul ;

x : abscisa, măsurată pe verticală ;

G : modulul de elasticitate (rigiditate elastică) transversală ;

γ : modulul de rigiditate viscoasă transversală ;

ρ : densitatea materialului ;

$v(x,t)$: deplasarea unui punct curent ;

$\tau(x,t)$: tensiunea tangențială.

În condițiile la limită intervin, după caz, deplasarea v , sau/și tensiunea tangențială τ .

În vederea analizei propagării undelor seismice pe baza ecuației (V.2), scrisă pentru diferitele strate (cu impunerea condițiilor de contact între două strate adiacente, de față superioară liberă sau de față inferioară cu mișcare dată), se pot utiliza diferite tehnici de calcul, analitice sau numerice. Tehnicile numerice prezintă avantajul posibilității ușoare de extindere la cazul considerării comportării neliniare. Pe baza acestor tehnici au fost elaborate în mai multe centre de specialitate programe de calcul utilizate atât în activitatea de cercetare, cât și în aplicațiile practice. Tehnicile analitice permit, în schimb, obținerea unor concluzii mai cuprinzătoare asupra naturii influenței pachetelor geologice. Aplicarea lor se face în mod avantajos pe baza utilizării transformărilor integrale Fourier sau Laplace în raport cu timpul, eventual și a unor transformate integrale în raport cu coordonatele spațiale [46].

Aplicarea transformării integrale Fourier,

$$\bar{u}(\omega) = \int_{-\infty}^{\infty} e^{-i\omega t} u(t) dt, \quad (V.3a)$$

$$u(t) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} e^{i\omega t} \bar{u}(\omega) d\omega, \quad (V.3b)$$

(unde $\bar{u}(\omega)$ este imaginea Fourier a funcției $u(t)$, care se numește și funcție-original), permite înlocuirea ecuației cu derivate parțiale (V.2) printr-o ecuație diferențială ordinară,

$$(G + i\omega\gamma)\bar{v}'' + \omega^2\rho\bar{v} = 0, \quad (V.2')$$

care, pentru un strat omogen dat, are soluția generală

$$\bar{v}(x,\omega) = a \operatorname{ch} \alpha x + b \operatorname{sh} \alpha x, \quad (V.4)$$

unde

$$\alpha^2 = -\frac{\omega^2}{v_S^2 \left(1 + i\omega \frac{\gamma}{G}\right)},$$

$v_S^2 = \frac{G}{\rho}$; v_S fiind viteza de propagare a undelor S , în ipoteza absenței disipării, $\gamma = 0$.

Soluția generală (V.4) permite să se pună în evidență matrice de transfer în lungul coordonatei x , care sînt proprii unui strat omogen și, pe această bază, unui pachet de strate succesive, omogene [64]. Se poate face, astfel, o analiză a proprietăților de filtru dinamic (funcție complexă de amplificare, depinzînd de parametrul ω) ale unui pachet geologic. Operația de convoluție revine la înmulțirea transformatei Fourier a deplasărilor (sau vitezelor, sau accelerațiilor) interfeței dintre stratul inferior și roca de bază, cu funcția de transfer a pachetului, obținîndu-se astfel deplasările (sau vitezele, sau accelerațiile) la fața liberă a terenului. Operația de deconvoluție revine la operația algebrică inversă (depinzînd de asemenea de parametrul ω). Pe baza anumitor ipoteze privind istoria mișcării la interfața cu roca de bază, se pot încerca predicții sau retrodicții ale mișcării seismice la diferite amplasamente. Se poate, astfel, „transporta” o mișcare seismică la alt amplasament în modul următor :

a) deconvoluind mișcarea la un amplasament pentru care se dispune de o înregistrare ;

b) „transportînd” mișcarea la nivelul roci de bază în conformitate cu ipotezele admise ;

c) convoluind mișcarea la un nou amplasament, cu considerarea condițiilor geologice locale.

O astfel de încercare s-a făcut și pentru cutremurul de la 4 martie 1977 [33]. Operațiile de convoluare și de deconvoluare în sensul simplu arătat sînt valabile, desigur, numai atît timp cît ipotezele acceptate sînt realiste. Din acest motiv, în acceptarea rezultatelor acestor calcule este necesar mult discernămint și se impune o permanentă confruntare cu datele obținute pe alte căi*).

Influențele diferitelor strate succesive fac ca, chiar în cazul admiterii modelului simplu considerat, matricea de transfer a unui pachet în lungul coordonatei x să aibă o expresie complicată. În funcție de valorile argumentului ω , această matrice poate să aibă rol de amplificare sau de reducere, pentru componentele reală sau imaginară ale amplitudinii complexe a mișcării. În cazul unor pachete ideale elastice pot apărea chiar rezonanțe similare celor din cazul sistemelor dinamice curente abordate de dinamica structurilor elastice [17, 64].

Prezența unor proprietăți disipative (reprezentate, spre exemplu, printr-o valoare nenulă a coeficientului de rigiditate viscoasă γ din relația (V.1)) limitează amplificările la rezonanță, fără a face să dispară însă proprietățile de selectivitate ale unui pachet în raport cu frecvența, sau pulsația oscilațiilor. Se pot defini, astfel, frecvențe proprii sau perioade proprii, ca și forme proprii ale unui pachet de strate (evident, acestea nu corespund în general pentru un pachet dat, cu caracteristicile omoloage ale vreunui din stratele componente. Este necesar să se aibă în vedere, aici, că frecvențele sau perioadele proprii, definite ca pentru o comportare liniară, sînt alterate de comportarea neliniară a pămînturilor traversate de undele seismice, perioadele tinzînd să crească odată cu creșterea amplitudinii lunecărilor din materiale. Definierea frontierei inferioare a unui pachet geologic superficial ridică probleme, uneori dificile. Așa numita „rocă de bază” care se găsește imediat sub pachetul superficial considerat (pachet care, după caz, poate avea grosimi de ordinul metrilor, zecilor

* În legătură cu încercările de sinteză a mișcărilor seismice, plecînd de la anumite modele matematice și date de bază, se menționează și dezvoltările din cap. III al lucrării, care au o bază diferită.

de metri, sutelor de metri) se determină, de către diferiți specialiști, după criterii diferite. Uneori se impun valori minimale ale rigidității dinamice, ρv_s (sau vitezei de propagare v_s), considerate în mod absolut. Alteori se formulează condiția unui contrast suficient de marcat de rigiditate dinamică (sau de viteză de propagare) între roca de bază, mai dură, și pachetul geologic superficial, mai moale. Într-o primă aproximație se poate afirma, de asemenea, că rolul pe pachet geologic superficial poate fi jucat de un pachet mai gros sau mai puțin gros, după cum se consideră componente Fourier de perioade mai lungi, respectiv mai scurte, ale mișcării seismice. Definirea unui pachet geologic superficial depinde, astfel, și de frecvențele sau perioadele predominante ale perturbației seismice generate de mecanismul de focar și sosite la nivelul interfeței între pachetul superficial și roca de bază, în zona amplasamentului considerat. Cele arătate pun în evidență dificultățile implicate de considerarea condițiilor geologice locale și necesitatea considerării unui mare număr de factori, de influențe, în această problemă.

b. *Rolul de reazem deformabil* (care este o preocupare pentru mecanica pământurilor și mecanica structurilor) este jucat de zona activă situată în vecinătatea imediată a construcției, zonă de o întindere comparabilă cu dimensiunile în plan ale acesteia. Mișcările puternice ale construcțiilor generează solicitări oscilante și în zona de contact cu terenul. Drept urmare, terenul de fundație este afectat, în vecinătatea construcției, de o perturbare a mișcării seismice de teren „liber”. Are loc un fenomen de oscilații cuplate, sau conlucrare, sau „interacțiune” între teren și construcție. Această interacțiune poate să aibă, în funcție de stadiul de solicitare atins, un caracter liniar sau neliniar. Interacțiunea teren-construcție poate să afecteze considerabil mișcarea terenului. Unele evaluări teoretice, ca și unele date experimentale directe [35, 54, 55, 61, 77], atestă faptul că interacțiunea poate să modifice amplitudinea accelerațiilor seismice cu zeci de procente. Deformarea terenului de fundație, mai ales în stadiul neliniar, poate să aibă o influență de primă importanță asupra intensității solicitărilor seismice și poate să constituie, în unele cazuri, un element de limitare a solicitărilor posibile. În cazurile când există construcții învecinate pentru care zonele active din teren interferează, pot să apară fenomene de interacțiune dinamică între aceste construcții, factorul care transmite influențele reciproce fiind reprezentat de teren.

Pentru a ilustra posibilitățile de analiză a rolului de reazem deformabil al terenului, se poate considera cazul unei structuri individuale așezate pe teren, acceptându-se ipotezele liniarității de comportare. Pentru structura reprezentată în figura V.3a, se pot considera două căi de bază în analiza oscilațiilor cuplate sau a interacțiunii dinamice:

a) analiza simultană a oscilațiilor structurii și unei zone din teren care acoperă zona considerată drept activă (această cale se poate aplica, de regulă, în context cu metoda elemente-

Pe lângă aceste căi, în literatură au fost utilizate în ultimul timp și căi mixte.

Prima cale prezintă avantajul posibilității de extindere directă la cazul comportării neliniare. Ea conduce însă numai la rezultate cu caracter particular, specifice anumitor aplicații concrete și implică dificultăți de principiu în stabilirea condițiilor la limită pentru zona de teren modelată în calcule (pentru componentele spectrale ale mișcării cărora le corespund lungimi de undă care nu sînt mult mai mari decît dimensiunile zonei de teren modelate, ar trebui să se considere în calcule o mișcare nesincronă a diferitelor puncte ale frontierei zonei modelate). A doua cale este aplicabilă direct numai în cazul comportării liniare, dar prezintă posibilitatea unor dezvoltări cu caracter mai general, care permit să se facă anumite analize aprofundate ale influenței diferiților factori considerați în problemă. Această cale permite stabilirea ușoară a ecuațiilor interacțiunii și a naturii soluției, dacă se utilizează, din nou, transformate integrale Fourier sau Laplace, în raport cu variabila timp.

În cele ce urmează, se dau câteva relații de bază, în ipoteza unui sistem pentru care mișcarea interfeței teren-structură se petrece după un singur grad de libertate (spre exemplu, pe direcție verticală, ca în figura V.3d). Contactul teren-structură implică satisfacerea a două relații de bază:

$$u_s(t) = u_t(t) = u(t), \quad (V.5)$$

unde $u(t)$ este deplasarea comună a interfeței;

b) satisfacerea principiului acțiunii și reacțiunii între forțele aplicate structurii, $f_s(t)$ și terenului, $f_t(t)$,

$$f_s(t) + f_t(t) = 0, \quad (V.6)$$

relația fiind valabilă în ipoteza adoptării unei convenții de semn unice pentru cele două forțe.

Relațiile precedente se pot rescrie pentru transformatele Fourier (V.3) ale funcțiilor considerate,

$$\bar{u}_s(\omega) = \bar{u}_t(\omega) = \bar{u}(\omega), \quad (V.5')$$

$$\bar{f}_s(\omega) + \bar{f}_t(\omega) = 0. \quad (V.6')$$

Analiza dinamică a structurii permite (în ipoteza comportării liniare) stabilirea unei relații de forma

$$\bar{z}_s(\omega) \bar{u}_s(\omega) = \bar{f}_s(\omega), \quad (V.7)$$

în care intervine funcția de impedanță exterioară a structurii, $\bar{z}_s(\omega)$. Relația (V.7) este scrisă în ipoteza absenței unor forțe exterioare date aplicate structurii, admitîndu-se că aceasta intră într-un proces de oscilație exclusiv datorită aplicării unei perturbații la interfața cu terenul.

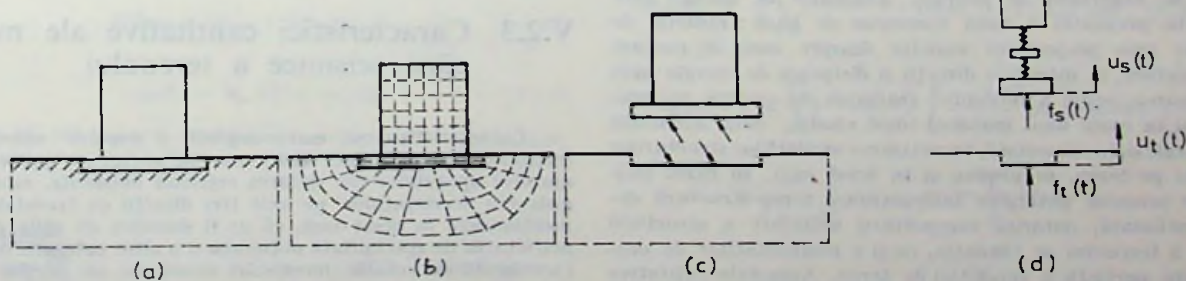


Fig. V.3. - Rolul de reazem deformabil al terenului: a - structură așezată pe teren; b - analiza interacțiunii teren-structură prin modelarea simultană a structurii și a zonei active; c - analiza interacțiunii teren-structură prin metoda substructurilor; d - caz particular: oscilații verticale.

lor finite, ca în schema din figura V.3b, punîndu-se problema stabilirii unor condiții la limită corespunzătoare la frontiera exterioară a părții din teren considerate);

b) utilizarea unei tehnici de partiționare a ansamblului în substructuri, ca în figura V.3c, stabilirea ecuațiilor de interacțiune dinamică între substructurile considerate și analiza acestor ecuații.

Analiza dinamică a terenului permite (în ipoteza comportării liniare) stabilirea unei relații de forma

$$\bar{z}_t(\omega) [\bar{u}_t(\omega) - \bar{u}_0(\omega)] = \bar{f}_t(\omega), \quad (V.8)$$

în care intervin funcția de impedanță exterioară a terenului, $\bar{z}_t(\omega)$, și mișcarea seismică liberă a terenului, $\bar{u}_0(\omega)$, valabilă

pentru cazul cind structura nu ar exista și, deci, nu ar introduce perturbarea reprezentată de diferența $\tilde{u}_t(\omega) - \tilde{u}_0(\omega)$.

Sumind relațiile (V.7) și (V.8), se obține ecuația interacțiunii

$$[\tilde{z}_s(\omega) \pm \tilde{z}_t(\omega)] \tilde{u}(\omega) = \tilde{z}_t^{-1}(\omega) \tilde{u}_0(\omega), \quad (V.9)$$

cu soluția

$$\begin{aligned} \tilde{u}(\omega) &= [\tilde{z}_s(\omega) + \tilde{z}_t(\omega)]^{-1} \tilde{z}_t^{-1}(\omega) \tilde{u}_0(\omega) = \\ &= [1 + \tilde{z}_t^{-1}(\omega) \tilde{z}_s(\omega)]^{-1} \tilde{u}_0(\omega). \end{aligned} \quad (V.10)$$

Pe baza relațiilor (V.7) și (V.8) se pot determina, evident, forțele de interacțiune.

Domeniul de aplicare al abordării date se poate extinde imediat la cazul unei mișcări cu mai multe grade de libertate ale interfeței teren-structură, dacă funcțiile u_s, u_t, u, f_s, f_t se consideră drept vectori, iar funcțiile z_s, z_t se consideră matrice [64, 74].

Revenind la cazul simplu analizat mai înainte, expresia funcției $\tilde{z}_s(\omega)$ poate fi stabilită, în fiecare caz în parte, pe baza metodelor dinamicii structurilor [64], iar expresia funcției $\tilde{z}_t(\omega)$ poate fi stabilită pe baza analizei unor cazuri de propagare a undelor seismice în teren, în medii omogene stratificate etc. [46]. Expresia (V.10) arată că, în cazul (mai precis, pentru intervalul de pulsații) în care valoarea absolută a funcției $\tilde{z}_s(\omega)$ este mult mai redusă decît valoarea absolută a funcției $\tilde{z}_t(\omega)$, mișcarea perturbată $\tilde{u}(\omega)$ este foarte puțin diferită de mișcarea incidentă neperturbată, $\tilde{u}_0(\omega)$, interacțiunea teren-structură jucînd un rol puțin important. În cazul în care valoarea absolută a funcției $\tilde{z}_s(\omega)$ este mult mai mare decît aceea a funcției $\tilde{z}_t(\omega)$, mișcarea perturbată $\tilde{u}(\omega)$ are amplitudini mult mai reduse decît mișcarea incidentă $\tilde{u}_0(\omega)$. În funcție de jocul valorilor și semnelor celor două funcții de impedanță apar și situații în care interacțiunea teren-structură amplifică, uneori considerabil, anumite componente de frecvență ale mișcării $\tilde{u}_0(\omega)$. Relațiile precedente, (V.7) sau (V.8), permit să se examineze și influențele asupra forțelor de contact teren-structură. Utilizarea tehnicii de calcul a substructurilor permite, astfel, să se ajungă la concluzia că fenomenele de interacțiune dinamică liniară pot conduce, după caz, la reduceri sau la amplificări ale mișcării seismice a interfeței teren-structură și, deci, ale solicitărilor generale în structuri (amplificările, respectiv reducerile considerîndu-se în raport cu cazul ideal în care mișcarea incidentă $\tilde{u}_0(\omega)$ nu ar fi perturbată de prezența structurii).

Dificultățile cele mai mari în studiul fenomenelor de interacțiune sînt ridicate de caracteristicile și comportarea terenului. Terenul de fundație joacă, în stadiul solicitărilor moderate, în care comportarea este aproape liniară, rolul de reazem deformabil (considerat în calcule chiar elastic) și rolul de absorbant de energie. Absorbția de energie este datorită prezenței a două fenomene de bază: radiația de energie prin propagarea undelor dinspre zona de contact cu structura, în diferitele direcții și disiparea de energie prin deformarea locală a terenului (radiația de energie se produce și în cazul unui material ideal elastic, deci absorbția de energie și, în consecință, amortizarea oscilațiilor structurilor așezate pe teren, se produc și în acest caz). În cazul mișcărilor seismice puternice interacțiunea teren-structură devine neliniară, datorită comportării neliniare a structurii și/sau a terenului de fundație, ca și a posibilităților de desprindere parțială a fundației de teren. Aspectele calitative ale comportării neliniare sînt discutate în capitolul IX pentru structuri și în paragraful V.5 pentru terenul de fundație.

În zonele urbane, în special în orașele mari și dens construite, cu un trecut mai îndelungat, pot să apară condiții de teren speciale din punctul de vedere al acțiunii seismice. Lucrările succesive de construcție modifică proprietățile terenului, prezența lucrărilor subterane crează condiții de teren neomogene, iar construcțiile învecinate pot să interacționeze sensibil, astfel încît fenomenul seismic capătă un aspect deosebit de complex, creîndu-se premise pentru ampli-

ficării locale puternice în unele zone. Unii autori denumesc aceste aspecte „efect de oraș mare”.

Mișcarea construcțiilor supuse acțiunii seismice are un caracter spațial, din două motive principale:

- caracterul spațial (și nesincron în diferite puncte), al mișcării seismice a terenului;
- cuplajul dinamic între mișcările pe diferite direcții, propriu diferitelor construcții.

Caracterul spațial și nesincron al mișcării seismice a terenului este datorit naturii fenomenului de propagare a undelor în teren: unde de diferite tipuri (longitudinale, transversale etc.), cu diferite direcții de propagare și oscilație, viteză finită de propagare (care face ca particulele materiale în diferite puncte să nu oscileze în fază).

Cuplajul dinamic este introdus de construcții în special datorită lipsei lor de simetrie dinamică perfectă în raport cu două plane verticale ortogonale (simetria dinamică trebuie să fie considerată altă pentru construcția propriu-zisă, cîl și pentru zona de teren care reprezintă reazemul acesteia; uneori, cuplajul dinamic poate deveni important ca urmare a comportării fizice neliniare).

Construcțiile învecinate pot să oscileze cu diferențe de fază apreciabile din două motive principale:

- caracteristicile dinamice diferite, care fac, chiar în cazul unei mișcări identice a terenului, ca oscilațiile construcțiilor învecinate să evolueze în mod diferit în timp;

- caracterul nesincron al acțiunii seismice la baza construcțiilor învecinate, datorită vitezei finite de propagare a undelor seismice și, de asemenea, datorită fenomenului de interacțiune între construcțiile învecinate. Drept urmare, este posibilă apariția de coliziuni ale construcțiilor învecinate, fapt care uneori conduce la avarii locale grave, ce pot fi urmate de efecte grave pe ansamblul construcțiilor.

În cazul construcțiilor (sau tronsoanelor de construcție) practic lipite una de alta, caz curent în regimul urban, construcțiile adiacente sînt obligate să se deformeze solidar. Construcțiile situate la extremitățile unui astfel de șir, sau masiv, se găsesc într-o situație specială, de multe ori considerabil defavorizată. În timp ce deformarea unei construcții eventual mai slabe care se găsește între alte construcții este limitată, sau constrinsă de construcțiile adiacente, în cazul construcțiilor de la extremități (de regulă la colțurile străzilor) un astfel de ajutor lipsește și, dimpotrivă, pot să apară sporuri de solicitare datorite împingerilor produse de construcțiile învecinate. Pe lângă aceasta, în cazul unui șir lung de construcții adiacente, construcțiile (sau tronsoanele) de la extremități pot să fie suprasolicitate pe direcție transversală și rului, datorită efectului de torsione de ansamblu considerat la nivelul șirurilor. Statistica prăbușirilor din București, la 4 martie 1977 (vezi cap. VI) arată clar importanța acestor aspecte.

V.2.3. Caracteristici cantitative ale mișcării seismice a terenului

Caracteristica cea mai completă a mișcării seismice a terenului într-un punct dat, care se obține în prezent cu ajutorul aparatelor din dotarea rețelelor obișnuite, este înregistrarea accelerațiilor pe cele trei direcții de translație. Se menționează în acest sens, că ar fi deosebit de utilă pentru activitatea de specialitate obținerea și a altor categorii de date (accelerații de rotație, înregistrări simultane ale accelerațiilor în puncte apropiate, cu ajutorul așa-numitor rețele dense), dar acesta rămîne încă un deziderat de viitor. O înregistrare a accelerațiilor de translație pe cele trei direcții într-un punct reprezintă o entitate complexă, cu multiple trăsături, care este dificil de interpretat direct. În vederea caracterizării anumitor aspecte ale mișcării terenului, prin prisma efectului acesteia asupra construcțiilor, au fost adoptate diferite căi de evaluare, care utilizează diverși parametri: intensitate seismică, valoare de vîrf a accelerației sau vitezei mișcării terenului, accelerație medie pătratică, spectre de acțiune seismică (liniare sau neliniare), intensitate spectrală, spectru Fourier, spectru Fourier mobil, spectru înfășurător al răspunsului în viteze. Analiza specificului mișcării terenului în timpul cutre-

murului de la 4 martie 1977 a constituit punctul de plecare pentru o propunere nouă de caracterizare a mișcărilor seismice descrisă pe scurt în cele ce urmează.

Intensitatea seismică (sau macroseismică) reprezintă o măsură globală a violenței mișcării terenului. În stadiul actual, intensitatea seismică poate fi evaluată, cu ajutorul scării de intensitate de largă utilizare, cu un nivel redus de precizie. De regulă, o mișcare seismică se încadrează, pe baza anumitor criterii, într-un domeniu, iar diferitelor domenii li se atribuie câte un *grad de intensitate*. Rolul principal în încadrarea mișcărilor seismice îl joacă datele de observație calitativă privind efectele acestora asupra comportamentului oamenilor și animalelor, asupra construcțiilor și altor lucrări și asupra reliefului. În subsidiar, se utilizează în vederea evaluării intensității seismice și datele instrumentale. În legătură cu conceptul de intensitate și cu utilizarea sa la evaluarea efectelor cutremurului de la 4 martie 1977 au fost date elemente dezvoltate în cadrul capitolului IV.

Valorile de vârf ale accelerațiilor sau vitezelor sunt valori instantanee absolute extreme ale acestor parametri pentru o direcție de mișcare dată. Semnificația inginerescă a acestor valori este limitată, datorită faptului că efectele unei mișcări seismice asupra construcțiilor depind nu numai de valorile instantanee extreme, ci și de numărul de cicluri de oscilație, de frecvențele (sau perioadele) predominante ale mișcării, de orientare a direcției predominante de mișcare, fiind aceasta există.

În vederea unei caracterizări mai concludente pe baza datelor instrumentale au fost propuse mărimi care reprezintă, într-un fel sau altul, medii pătratice ale accelerațiilor. Astfel, *accelerația medie pătratică*, (root mean square acceleration) este definită [78] pentru o componentă scalară a accelerației, $\ddot{u}_g(t)$, prin relația

$$\text{RMS} = \left\{ \frac{1}{t_2 - t_1} \int_{t_1}^{t_2} [\ddot{u}_g(t)]^2 dt \right\}^{1/2}, \quad (\text{V.11})$$

în care integrarea se efectuează pentru intervalul de timp (t_1, t_2) al fazei puternice a mișcării. O altă măsură care urmărește să caracterizeze „eficacitatea” totală a mișcării pe o direcție (ținând seama de durata mișcării) este *accelerația pătratică* (root square acceleration) dată de relația

$$\text{RS} = \left\{ \int_0^t [\ddot{u}_g(t)]^2 dt \right\}^{1/2} \quad (\text{V.12})$$

Spectrele de acțiune (sau de răspuns) reprezintă moduri de caracterizare a mișcării seismice a terenului (ținând seama de efectul lor asupra unor sisteme mecanice simple. Astfel, pentru un sistem cu un grad de libertate, cu o legătură deformabilă visco-elastică (tip Kelvin) [25, 60, 64] reprezentat în figura V.4, a cărui ecuație de mișcare are forma de bază:

$$m\ddot{u}_{abs} + c\dot{u}_{rel} + ku_{rel} = 0, \quad (\text{V.13})$$

unde

$$u_{abs}(t) = u_g(t) + u_{rel}(t), \quad (\text{V.14})$$

ecuația (V.13) poate fi rescrisă astfel sub forme echivalente mai avantajoase, adoptând ca necunoscută deplasarea relativă

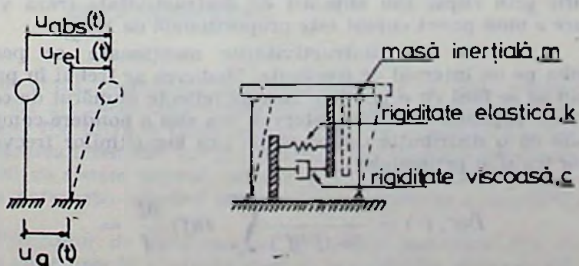


Fig. V.4. — Reprezentări schematice ale pendulului seismic (sistem visco-elastic cu un grad de libertate).

$u_{rel}(t)$,

$$m\ddot{u}_{rel} + c\dot{u}_{rel} + ku_{rel} = -m\ddot{u}_g(t) \quad (\text{V.13}')$$

sau deplasarea absolută $u_{abs}(t)$,

$$m\ddot{u}_{abs} + c\dot{u}_{abs} + ku_{abs} = c\dot{u}_g(t) + ku_g(t). \quad (\text{V.13}'')$$

Spectrele de acțiune se definesc pentru diferiți parametri: accelerații, viteze, pseudoviteze, deplasări (relative sau absolute) și reprezintă, pentru unul din acești parametri, valoarea absolută extremă atinsă atunci când sistemul este supus mișcării $u_g(t)$ a terenului pe o anumită direcție, considerată ca funcție de caracteristicile sistemului. Expresiile analitice ale spectrelor de acțiune rezultă din expresiile ecuației de mișcare (V.13) sau a transformărilor sale, (V.13') (V.13'').

Calea cea mai obișnuită de exprimare analitică a soluției ecuației de mișcare (V.13) face uz de deplasarea relativă $u_{rel}(t)$ și de derivatele acesteia. Dacă se pun în evidență caracteristicile dinamice ale sistemului

$$\omega = \sqrt{\frac{k}{m}}; \quad n = \frac{c}{2\sqrt{mk}}, \quad (\text{V.15})$$

$$\omega' = \omega \sqrt{1 - n^2}; \quad T = \frac{2\pi}{\omega}$$

(ω : pulsația proprie în ipoteza absenței amortizării; n : fracțiunea din amortizarea critică; ω' : pulsația proprie redusă, sau corectată; T : perioada proprie în ipoteza absenței amortizării), soluția se poate exprima sub forma

$$u_{rel}(t) = -\frac{1}{\omega'} \int_0^t e^{-n\omega(t-t')} \sin \omega'(t-t') \ddot{u}_g(t') dt', \quad (\text{V.16 a})$$

$$\dot{u}_{rel}(t) = -\int_0^t e^{-n\omega(t-t')} \left[\cos \omega'(t-t') - \frac{n}{\sqrt{1-n^2}} \sin \omega'(t-t') \right] \times \ddot{u}_g(t') dt' \approx -\int_0^t e^{-n\omega(t-t')} \cos \omega'(t-t') \ddot{u}_g(t') dt', \quad (\text{V.16 b})$$

$$p\dot{u}_{rel}(t) = -\int_0^t e^{-n\omega(t-t')} \sin \omega'(t-t') \ddot{u}_g(t') dt', \quad (\text{V.16 c})$$

$$u_{abs}(t) = \omega' \int_0^t e^{-n\omega(t-t')} \left[\frac{1-2n^2}{1-n^2} \sin \omega'(t-t') + \frac{2n}{\sqrt{1-n^2}} \cos \omega'(t-t') \right] \ddot{u}_g(t') dt' \approx$$

$$\approx \omega' \int_0^t e^{-n\omega(t-t')} \sin \omega'(t-t') \ddot{u}_g(t') dt'. \quad (\text{V.16 d})$$

Se pot da, în mod asemănător, și expresii pentru deplasarea absolută, viteza absolută etc. Pseudoviteza relativă $p\dot{u}_{rel}(t)$ se introduce în mod artificial prin expresia (V.16 c), deși ea nu are semnificație fizică, pentru că expresia respectivă se obține cu ușurință din expresia deplasării relative (V.16 a) sau din expresia accelerației absolute (V.16 d) și pentru că ea este utilă ca un element auxiliar de calcul.

Ținând seama de cele arătate mai înainte, se dau, exemplificativ, expresiile spectrelor pentru deplasarea relativă

și accelerația absolută,

$$S(u_{rel}; T, n) = \max_t \left| \frac{1}{\omega'} \int_0^t e^{-n\omega(t-t')} \times \right. \\ \left. \times \sin \omega'(t-t') \ddot{u}_g(t') dt' \right|, \quad (V.17 a)$$

$$S(\ddot{u}_{abs}; T, n) \approx \max_t \left| \omega' \int_0^t e^{-n\omega(t-t')} \times \right. \\ \left. \times \sin \omega'(t-t') \ddot{u}_g(t') dt' \right| = \omega'^2 S(u_{rel}; T, n) \quad (V.17b)$$

În prezent, spectrele de acțiune se calculează numeric, iar în acest scop este necesar să se dispună de succesiunea valorilor accelerației terenului, $\ddot{u}_g(t)$, la un număr de momente de timp (echidistante sau nu), suficient de apropiate între ele. Calculele se pot face plecând de la expresii de forma (V. 16) ale soluțiilor sau, mai rapid, prin integrarea numerică directă a ecuației (V. 13) sau a transformatorilor ei. Oricare ar fi calea adoptată, calculele vor trebui să fie repetate pentru diferitele valori ale argumentelor T și n .

În literatură s-au introdus, în vederea caracterizării mișcărilor seismice, din punctul de vedere al efectelor lor asupra sistemelor puternic solicitate, și spectre de acțiune neliniare, în care se consideră, pe lângă parametrii T și n , unii parametri care caracterizează comportarea post-elastică a construcțiilor. Posibilitățile în acest domeniu sînt numeroase, ținînd seama de variația mare a modurilor de comportare post-elastică a materialelor și elementelor de construcție.

Pe baza conceptului de spectru de acțiune, a fost introdusă noțiunea de *intensitate spectrală* (spectrum intensity) [78] definită prin expresia

$$S I_n = \int_{0,1}^{2,5} S(p\ddot{u}_{rel}; T, n) dT, \quad (V. 18)$$

în care intervine spectrul pseudovitezelor relative $p\ddot{u}_{rel}(t)$.

În definiția (V.18) se adoptă pentru argumentul T limitele de integrare 0,1 s și 2,5 s, întrucît se consideră că acestea delimitează domeniul cel mai caracteristic pentru construcțiile obișnuite. Pentru parametrul n se adoptă o valoare ridicată, $n = 0,2$, care corespunde (în medie) unei comportări în regim de solicitări puternice.

Spectrul Fourier de amplitudini este o măsură a energiei totale absorbite de un sistem oscilant ideal elastic ($n = 0$) de pulsație proprie ω și redă viteza maximă posibilă a unui astfel de sistem. Dacă energia totală a sistemului (suma energiilor cinetice și de deformare) se notează cu $E(t, \omega)$, spectrul Fourier de amplitudini este dat de relația [78]

$$\sqrt{\frac{2E(t, \omega)}{m}} = \left\{ \left[\int_0^t \sin \omega t' \ddot{u}_g(t') dt' \right]^2 + \left[\int_0^t \cos \omega t' \ddot{u}_g(t') dt' \right]^2 \right\}^{1/2} \quad (V.19)$$

În vederea caracterizării evoluției în timp a distribuției după frecvențe, se utilizează, de asemenea, *spectrul Fourier mobil* (running Fourier spectrum — RFS), care are la bază analiza Fourier în mod succesiv, a unor fragmente de lungime fixă (ferestre de 5 s durată) ale mișcării terenului.

Spectrul înfășurător al răspunsului în viteze (velocity response envelope spectrum — VRES), [39, 75] se determină cu relația

$$VRES(t, \omega) \approx \left| \int_0^t e^{-n\omega(t-t')} \cos \omega'(t-t') \ddot{u}_g(t') dt' \right| \quad (V.20)$$

(unde $n = 0,05$) și reprezintă o istorie în timp a valorilor absolute ale vitezelor relative maxime, pentru sisteme de diferite pulsații proprii. Spectrul de durată a vitezelor se calculează analizînd, pentru fiecare pulsație proprie, timpul pentru care VRES a depășit anumite praguri. Se poate astfel evalua numărul de cicluri de solicitare peste un anumit nivel la care au fost supuse structurile avînd diferite pulsații proprii.

Analiza critică a rezultatelor obținute prin prelucrarea datelor furnizate de mișcarea seismică de la 4 martie 1977 a condus la propunerea unui sistem nou de evaluare a violenței

mișcării seismice a terenului [61, 62]. Acest sistem se referă alil la mișcarea seismică locală (caracterizare de natura intensității), cit și la mișcarea seismică în ansamblu (caracterizare de natura magnitudinii). Sistemul propus pentru măsurarea violenței locale se bazează pe acceleroame și este flexibil, putînd fi utilizat, după necesități, la un nivel de detaliere mai ridicat sau mai redus. El poate fi bine corelat cu efectele distructive asupra construcțiilor, permite evaluarea contribuției componentelor pe diferite direcții și de diferite frecvențe, se poate raporta la parametri de calcul ingineresc și la măsurile clasice ale intensității, introduce o relație naturală între violența locală a mișcării și mărimea unui cutremur considerat în ansamblu și poate fi utilizat la structurarea observațiilor macroseismice. El a fost construit în modul următor:

1. Se introduce un *tensor de destrucitivitate* $D_{ij}(f)$ ($i, j = 1, 2, 3$: direcțiile axelor de coordonate Ox, Oy ; (horizontale) și, respectiv, Oz (verticală); f : frecvența) ca element de plecare. Acest tensor este proporțional cu pătratul amplitudinii mișcării (și cu energia cinetică introdusă în construcții) și este sensibil la direcție și frecvență. Din mai multe definiții analizate pentru acest tensor, se reține ca cea mai adecvată definiția

$$D_{ij}(f) = \int \ddot{u}_{abs,i}(f, n; t) \ddot{u}_{abs,j}(f, n; t) dt, \quad (V.21)$$

unde $\ddot{u}_{abs,i}(f, n; t)$ reprezintă viteza absolută a mișcării unui sistem cu un grad de libertate, ca cel din figura V. 4, avînd frecvența proprie (în lipsa amortizării) f și fracțiunea din amortizarea critică n , supus mișcării terenului pe direcția i (se adoptă o valoare relativ redusă $n = 0,05$, pentru a se considera în mod mai concludent întregul potențial distructiv al mișcării în cazul atingerii unor stadii ridicate de solicitare). Definiția adoptată prezintă o serie de trăsături care o fac semnificativă pentru efectul distructiv al mișcării seismice. Proporționalitatea cu energia cinetică indică o măsură a energiei cinetice care trebuie să fie disipată de construcție prin deformarea în stadii de solicitare mai mult sau mai puțin avansate. Experimentările numerice făcute arată că alegerea vitezelor absolute și nu a celor relative, ca în alte măsuri utilizate în literatură (intensitatea spectrală, VRES etc.), este preferabilă (de fapt energia cinetică este determinată de vitezele absolute și nu de cele relative). O mărime de natura energiei cinetice per unitate sumarea contribuției mișcării pe diferite direcții ortogonale. În definiția adoptată se reflectă compoziția spectrală a mișcării terenului, prin intermediul amplificării pronunțate a mișcării pentru anumite frecvențe proprii, f , ale pendulului considerat. În definiție se reflectă de asemenea influența duratei de solicitare (și deci a numărului de cicluri de solicitare) datorită integrării în raport cu timpul.

2. Pe baza tensorului de destrucitivitate se definesc definiții parametri, ca: *destrucitivitate sferică*, $D_s(f)$, *destrucitivitate în plan orizontal*, $D_h(f)$, *destrucitivitate verticală*, $D_v(f)$, *destrucitivitate direcțională*, $D_\alpha(f)$, date de relațiile

$$D_s(f) = \sum_i^{1,3} D_{ii}(f); \quad D_h(f) = \sum_j^{1,2} D_{jj}(f); \quad D_v(f) = D_{33}(f), \\ D_\alpha(f) = \sum_{i,j}^{1,3} \alpha_i \alpha_j D_{ij}(f) \quad (V.22)$$

(α_i : cosinusurile directe ale direcției considerate). Direcțivitatea mișcării pentru diferitele frecvențe poate fi redată grafic prin elipse sau elipsoizi de destrucitivitate (raza vectorială a unui punct curent este proporțională cu $\sqrt{D_\alpha}$).

3. Oricare din destrucitivitățile menționate se poate media pe un interval de frecvențe. Mediarea ar trebui în principiu să se facă cu o pondere care să reflecte numărul de construcții cuprinse în fiecare interval. S-a ales o pondere compatibilă cu o distribuție uniformă pe axa logaritmilor frecvențelor (ca și ai perioadelor):

$$\bar{D}(t', t'') = \frac{1}{\ln(f''/f')} \int_{f'}^{f''} D(f) \frac{df}{f} = \\ = \frac{1}{\ln(T'/T'')} \int_{T'}^{T''} D\left(\frac{1}{T}\right) \frac{dT}{T} \quad (V.23)$$

(unde $fT = 1$). Pe lângă destructivitatea mediată se introduce și destructivitatea cumulată. Destructivitatea sferică cumulată, $E_s(f', f'')$, va fi

$$E_s(f', f'') = \bar{D}_s(f', f'') \ln(f''/f'). \quad (V.24)$$

4. Pe baza dată, se definește o mărime inginerescă a mișcării seismice, $E_s(f_{min}, f_{max})$, alegându-se valorile $f_{min} = 0,25$ Hz, $f_{max} = 16,0$ Hz.

5. Se definește o intensitate inginerescă sferică (specifică $I_s(f)$ sau mediată, $\bar{I}_s(f', f'')$), prin expresiile

$$I_s(f) = I_0 + \log_4 D_s(f), \quad (V.25)$$

$$\bar{I}_s(f', f'') = I_0 + \log_4 \bar{D}_s(f', f''). \quad (V.26)$$

Intensitatea inginerescă (sferică) a mișcării va fi intensitatea mediată pe intervalul (f_{min}, f_{max}) , $\bar{I}_s(f_{min}, f_{max})$. Introducerea funcției \log_4 asigură compatibilitatea cu scările clasice de intensități (un grad de intensitate corespunde unei dublări a amplitudinilor, deci unei cvadruplări a destructivității proporționale cu pătratul amplitudinilor). Parametrul I_0 este o constantă care trebuie să fie calibrată.

6. Violența mișcării seismice poate fi caracterizată, vectorial, prin succesiunea intensităților mediate pe diferite intervale de frecvență. O soluție recomandabilă de definire a acestor intervale este $f_1 = f_{min} = 0,25$ Hz, $\dots, f_{k+1} = f_k \times \sqrt[2]{2}, \dots, f_{13} = f_{max} = 16$ Hz, care permite considerarea a 12 intensități mediate,

$$I_k^{(v)} = \bar{I}_s(f_k, f_{k+1}). \quad (V.27)$$

7. Selectivitatea (după frecvență) poate fi descrisă prin destructivități normale. Astfel, tensorul normal de destructivitate $d_{ij}(f)$ se definește prin relația

$$d_{ij}(f) = D_{ij}(f) / \bar{D}_s(f_{min}, f_{max}). \quad (V.28)$$

Această definiție poate fi aplicată și la destructivitatea sferică etc.

8. Se poate defini o mărime inginerescă a unui cutremur, H_s , prin integrale, efectuate pe suprafața pământului,

$$H_s = \int E_s dA \quad (E_s = E_s(f_{min}, f_{max})). \quad (V.29)$$

Pe această bază se poate introduce o magnitudine inginerescă, M_s , prin relația

$$M_s = a \log_b H_s + c \quad (V.30)$$

(adoptarea valorilor $a = \frac{2}{3}$ și $b = 10$ asigură compatibilitatea definiției (V.30) cu relații empirice ca relația $\log E(\text{erg}) = 11,8 + 1,5 M$, utilizată în literatură pentru a lega magnitudinea clasică de energia totală eliberată [24, 35].

V.2.4. Caracteristici ale aparaturii seismometrice

În cazul producerii unui cutremur nu se pot efectua măsurări ale oscilațiilor terenului sau construcțiilor utilizând un reper fix, întrucât toate corpurile sînt antrenate în mișcare de mișcarea terenului. Drept urmare, a fost necesară adoptarea soluției cu sistem inerțial, pentru a se putea măsura și înregistra parametri mișcării seismice a terenului și a construcțiilor.

Principiul de măsurare al aparaturii seismometrice se poate pune ușor în evidență dacă se examinează mișcarea sistemului din figura V. 5, alcătuit dintr-o masă m , legată de teren cu o rigiditate elastică k și o rigiditate viscoasă c [3].

Ecuția de mișcare a sistemului este dată de forma (V.13), iar soluția se exprimă utilizînd, din nou, parametrii introduși

de relațiile (V. 13). Dacă mișcarea terenului este periodică simplă,

$$u_g(t) = u_g^{(0)} \sin \omega_0 t, \quad (V.31)$$

mișcarea relativă va fi și ea periodică simplă,

$$u_{rel}(t) = u_{rel}^{(0)} \sin(\omega_0 t + \varphi), \quad (V.32)$$

iar între amplitudinile $u_g^{(0)}$ și $u_{rel}^{(0)}$ există relația

$$\sqrt{(\omega_0^2 - \omega^2)^2 + 4 n^2 \omega^2 \omega_0^2} u_{rel}^{(0)} = \omega^2 u_g^{(0)}, \quad (V.33)$$

în timp ce diferența de fază φ va fi dată de relația

$$\text{tg } \varphi = \frac{2 n \omega \omega_0}{\omega_0^2 - \omega^2}. \quad (V.34)$$

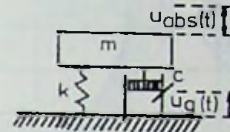


Fig. V.5. — Schema sistemului mecanic inerțial.

Relația (V.33) se poate rescrie sub forma echivalentă

$$u_{rel}^{(0)} = \frac{\omega_0^2}{\omega^2} \beta \left(\frac{\omega_0}{\omega}, n \right) u_g^{(0)}, \quad (V.35)$$

unde factorul de amplificare,

$$\beta \left(\frac{\omega_0}{\omega}, n \right) = \frac{1}{\sqrt{\left(1 - \frac{\omega_0^2}{\omega^2}\right)^2 + 4 n^2 \frac{\omega_0^2}{\omega^2}}}, \quad (V.36)$$

cunoscut din teoria oscilațiilor, are alura din figura V.6.

Indicația dispozitivului seismometric este proporțională (în funcție de soluția constructivă adoptată) cu deplasarea relativă, $u_{rel}(t)$, sau cu derivatele acesteia, $\dot{u}_{rel}(t)$ sau $\ddot{u}_{rel}(t)$. Pentru a clasifica modul de măsurare cu ajutorul dispozitivului seismometric inerțial, este necesar să se urmărească, în funcție de parametrul $\frac{\omega_0}{\omega}$ și n , mărimea cu care este proporțională deplasarea relativă $u_{rel}(t)$.

a) Cazul $\frac{\omega_0}{\omega} \ll 1$ și $n \ll 1$: raportul $\frac{u_{rel}^{(0)}}{\omega^2 u_g^{(0)}}$ are expresia

$$\frac{u_{rel}^{(0)}}{\omega^2 u_g^{(0)}} = \frac{1}{\omega^2} \beta \left(\frac{\omega_0}{\omega}, n \right) \approx \text{const.}, \quad (V.37)$$

deci seismometrul măsoară, practic, accelerațiile și se numește seismometru de accelerații sau *accelerometru*.

b) Cazul $\frac{\omega_0}{\omega} \gg 1$ și $n \ll 1$: raportul $\frac{u_{rel}^{(0)}}{u_g^{(0)}}$ are expresia

$$\frac{u_{rel}^{(0)}}{u_g^{(0)}} = \frac{\omega_0^2}{\omega^2} \beta \left(\frac{\omega_0}{\omega}, n \right) \approx 1 = \text{const.}, \quad (V.38)$$

deci seismometrul măsoară, practic, deplasări și se numește seismometru de deplasări sau, simplu, *seismometru*.

Se pot considera și alte cazuri (ca $\frac{\omega_0}{\omega} \approx 1$ și $n \gg 1$, cînd seismometrul măsoară viteze), dar acestea prezintă importanța practică secundară.

Pentru înregistrarea parametrilor mișcărilor seismice este necesar ca dispozitivul de măsurare să fie completat cu un dispozitiv înregistrator (mecanic, fotografic, magnetic analogic sau numeric). În acest caz se realizează aparate cu accelerografele sau seismografele. Dacă aceste aparate se

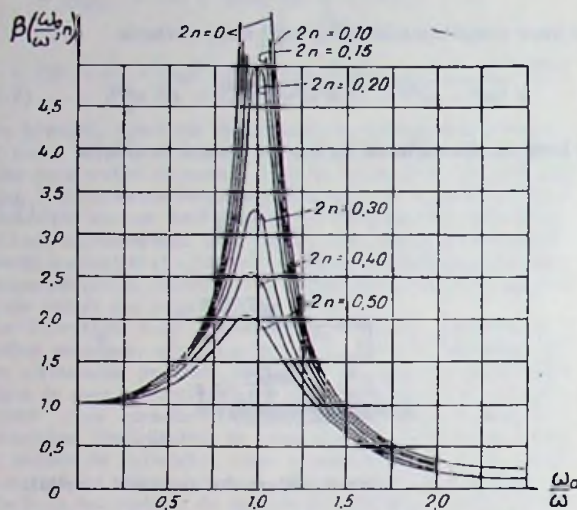


Fig. V.6. — Factorul de amplificare dinamică pentru sistemul din figura V.4.

declanșează automat la producerea unei mișcări seismice, se vorbește despre accelerografe sau seismografe automate. Pentru a se realiza înregistrări de bună calitate, este necesară satisfacerea mai multor condiții: funcționarea aparatelor în domeniul liniar, realizarea unei precizii ridicate și a unei sensibilități suficiente, limitarea distorsiunilor de amplitudine și fază [3]. În prezent, aparatele de bază, utilizate în vederea înregistrării parametrilor mișcărilor seismice puternice, sînt accelerografele automate.

Un aparat, oricît ar fi el de perfecționat, furnizează înregistrări care nu sînt riguros proporționale cu parametrul căutat al mișcării terenului. Pentru a se compensa erorile introduse, se efectuează corecții de diferite naturi ale înregistrărilor [36].

V.3. Date instrumentale obținute și prelucrarea lor

V.3.1. Tipuri de aparate care au furnizat înregistrări ale mișcării seismice

În timpul cutremurului de la 4 martie 1977 au fost obținute înregistrări privind mișcarea seismică a terenului cu ajutorul unor seismoscops și al unor accelerografe. Tipul de seismoscop care a furnizat înregistrări (în țara noastră la București și Galați, iar în Iugoslavia la Niș) este Wilmot WS-1 și are drept parametri nominali: perioada proprie de 0,75 s. și fracțiunea din amortizarea critică 0,1. Tipurile de accelerograf care au furnizat înregistrări (în țara noastră la București și Vrîncioaia) sînt SMAC-B (de fabricație japoneză) și MO-2 (de fabricație neozelandeză); s-a obținut de asemenea (în

Iugoslavia) o înregistrare cu un accelerograf SMA-1 (de fabricație americană). Accelerograful SMAC-B este de tip mecanic și înregistrează pe hîrtie cerată. Aparatul are frecvențele proprii ale pendulelor de 10 Hz., iar fracțiunea din amortizarea critică 0,7. Accelerografele MO-2 și SMA-1 au sisteme electrice de antrenare și înregistrează pe filme fotografice de 35, respectiv 70 mm lățime. Caracteristicile dinamice ale pendulilor acestor accelerografe sînt: frecvențe proprii de circa 25 Hz. și fracțiunea din amortizarea critică 0,6...0,7.

Accelerograful SMA-1 nu era în dotarea rețelei ingineresti la data cutremurului, dar, datorită caracteristicilor sale superioare, el a fost introdus ulterior ca principal element al rețelei. În prezent, în țara noastră există un număr relativ ridicat de accelerografe de acest tip.

Alături de aparatura specială de înregistrare automată a mișcărilor seismice puternice, menționată, a furnizat înregistrări (în U.R.S.S.) un sistem improvizat, alcătuit din seismometre de înaltă sensibilitate S-5-S și oscilograf N 008.

V.3.2. Înregistrări obținute*)

Cu ocazia cutremurului din 4 martie 1977 s-au obținut în țara noastră primele date instrumentale directe asupra naturii mișcărilor seismice ale terenului în centre construite precum și asupra oscilațiilor unor construcții. Datorită însă numărului mic de aparate instalate înainte de cutremur, cantitatea informațiilor a fost redusă.

Înregistrarea 1, obținută cu ajutorul unui accelerograf SMAC-B la INCERC-București, șos. Pantelimon (fig. V.7) este cea mai importantă. Ea a fost făcută în subsolul unei clădiri parter, ușoare, despre care se poate afirma că nu a influențat mult mișcarea terenului. Această înregistrare poate fi considerată deci, practic, ca o înregistrare neperturbată a terenului. Frecvența proprie a pendulilor instrumentului, de 10 Hz, asigură o limitare a distorsiunilor de amplitudine și fază la valori reduse, mai ales dacă se are în vedere frecvența predominantă redusă a fazei principale a mișcării.

Analiza calitativă a înregistrării 1 (necorectate) permite să se prezinte următorul tablou al oscilațiilor:

a) În prima fază, corespunzătoare apariției exclusive a undelor longitudinale, de compresiune-dilatate (undele P), care a durat, conform înregistrării, circa 18 s, s-au observat oscilații predominante verticale, cu perioade scurte, sub 0,1 s, și amplitudini ale oscilațiilor relativ reduse, sub 0,5 m/s².

*) În perioada anterioară cutremurului aparatele de înregistrare pentru mișcări seismice puternice au fost întreținute de G. Șerbănescu, V. Mironescu și D. Rădulescu (INCERC).

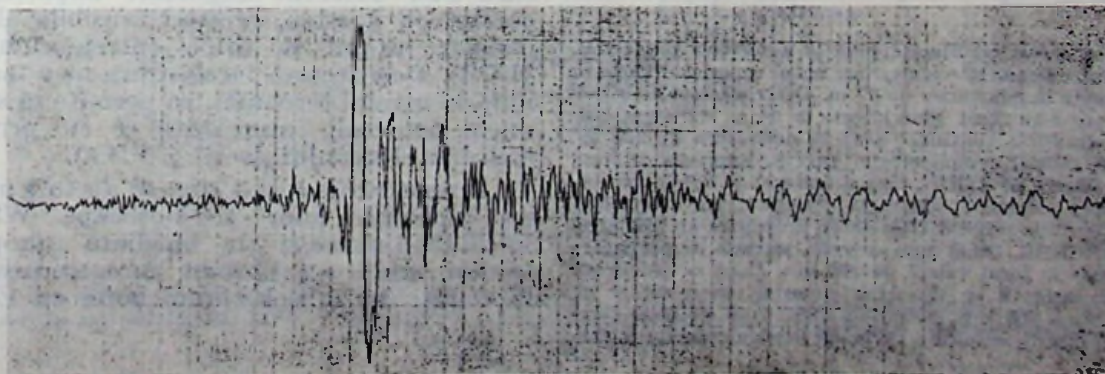
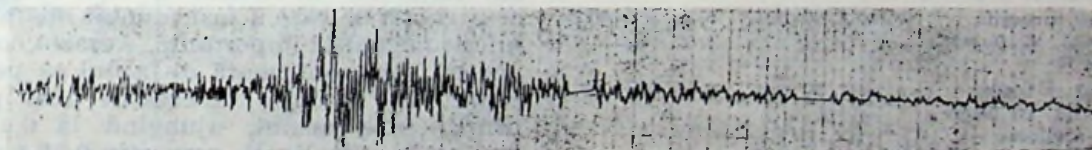
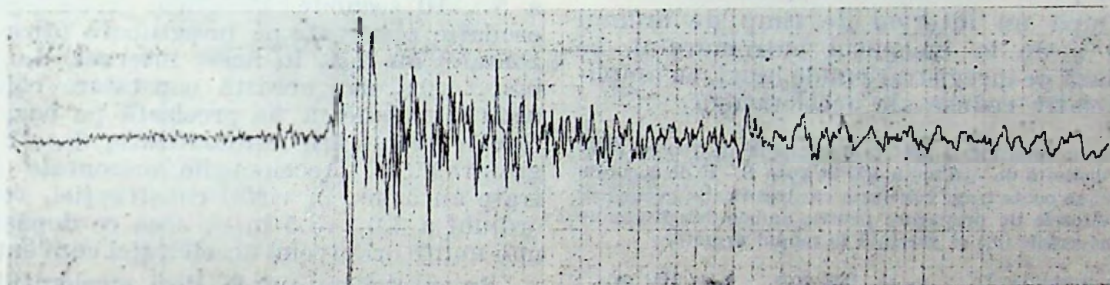
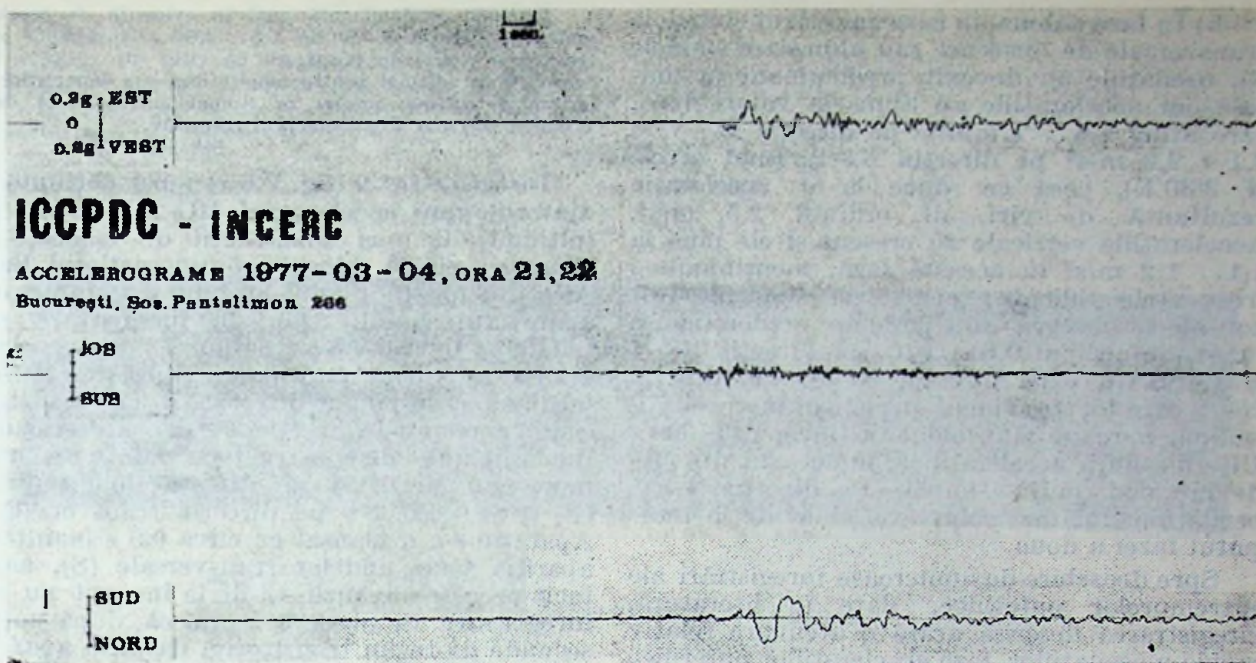


Fig. V.7. — Înregistrarea accelerațiilor pe trei direcții la nivelul terenului la INCERC, București: a — reproducerea înregistrării originale; b — reproducerea digitizării (necorectate).

b) În faza a doua, în care au apărut și undele transversale de forfecare sau alunecare (undele S), oscilațiile au devenit predominant orizontale, iar accelerațiile au ajuns la valori mari, care ating $1,6 \dots 1,7 \text{ m/s}^2$ pe direcția $E-V$ și $2,1 \dots 2,2 \text{ m/s}^2$ pe direcția $N-S$, (mai precis $N 3^\circ 30'E$), ceea ce duce la o accelerație rezultantă de vîrf, de ordinul $2,5 \text{ m/s}^2$. Accelerațiile verticale au crescut și ele pînă la $1,1 \dots 1,2 \text{ m/s}^2$ în această fază, menținîndu-și frecvențele ridicate; pentru accelerațiile orizontale se observă însă perioade predominante lungi, de ordinul $0,8 \dots 1,0 \text{ s}$ pe direcția $E-V$ și $1,4 \dots 1,6 \text{ s}$ pe direcția $N-S$. Pe direcția $N-S$ este foarte evident un ciclu de mare amplitudine, aproape sinusoidal, la începutul fazei. Ulterior alura accelerațiilor pe această direcție devine mai puțin simplă. Pe direcția $E-V$, oscilațiile sînt mai complexe, chiar de la începutul fazei a doua.

Spre deosebire de numeroase înregistrări ale cutremurelor puternice, date în literatură, înregistrarea descrisă arată o atenuare relativ rapidă a oscilațiilor, faza accelerațiilor puternice reprezentînd abia 10–15 secunde din durata totală de peste un minut a înregistrării.

c) După un interval de timp de ordinul $30 \dots 40 \text{ s}$ de la începutul cutremurului, se evidențiază pe înregistrare unde lungi, cu amplitudini relativ reduse ale accelerațiilor.

Pe baza a două foraje pînă la o adîncime de 150 m, efectuate la o distanță de ordinul a 100 m spre $S-E$ de locul de înregistrare, se poate trage concluzia că stratificația geologică, respectiv vitezele de propagare pentru undele longitudinale (v_p) și transversale (v_s) se prezintă în modul următor:

0...0,5 m umplutură,	$v_p = 620 \text{ m/s}$,	$v_s = 100 \text{ m/s}$,
0,5...4,5 m lut prăfos macroporic	$v_p = 1100 \text{ m/s}$,	$v_s = 460 \text{ m/s}$,
4,5...33,0 m nisip fin cu intercalații de pietriș	$v_p = 1100 \text{ m/s}$,	$v_s = 460 \text{ m/s}$,
33,0...50,0 m argilă marnoasă, nisipoasă, cenușie	$v_p = 1100 \text{ m/s}$,	$v_s = 385 \text{ m/s}$,
50,0...67,0 m nisip galben fin, cu intercalații argiloase	$v_p = 1100 \text{ m/s}$,	$v_s = 340 \text{ m/s}$,
67,0...75,0 m argilă marnoasă cenușie compactă vînată	$v_p = 1100 \text{ m/s}$,	$v_s = 455 \text{ m/s}$,
75,0...94,0 m nisip fin	$v_p = 1100 \text{ m/s}$,	$v_s = 400 \text{ m/s}$.

Forarea a fost continuată pînă la adîncimea de 150 m. Interfața între depozitele cuaternare noi și complexul lacustru a fost întîlnită la adîncimea de 67 m. Determinările de viteze de propagare s-au făcut pînă la cota de 94 m, dar stratul de nisip cenușiu fin a continuat pînă la adîncimea de 128 m, unde a fost întîlnit complexul de Frătești. Lucrările de foraj au fost efectuate de ISPIF, care a furnizat și datele geotehnice generale privind stratificația geologică, iar determinările experimentale privind vitezele de propagare au fost efectuate de INCERC. După cum se vede, vitezele de propagare v_p se situează în jurul valorii de 400 m/s. Dacă se asimilează stratificația arătată cu un strat omogen cu o viteză de propagare $v_s = 400 \text{ m/s}$, admițînd drept rocă de bază complexul de Frătești, rezultă o perioadă fundamentală a pachetului,

$$T_I = \frac{4h}{v_s} = \frac{4 \times 128 \text{ m}}{400 \text{ m/s}} = 1,28 \text{ s.}$$

Perioada predominantă pusă în evidență de accelero-grama pe direcția $N-S$, de $1,5 \dots 1,6 \text{ s}$, corespunde unei reduceri a vitezei de propagare cu circa $15 \dots 20\%$, fapt care este de așteptat pentru amplitudini ale luncărilor de ordinul de mărime produs în timpul cutremurului de la 4 martie 1977 la amplasamentul respectiv.

Înregistrarea 2 (fig. V.8 a) a fost obținută cu ajutorul unui accelerograf MO-2 la etajul IX (ultimul) al unei construcții de locuințe cu structura rigidă, blocul E 5 din cartierul Balta Albă București. Planul etajului cu amplasarea aparatului și direcțiile de înregistrare sînt redată în figura V.8 b. În figura V.8 a accelero-grama inferioară corespunde direcției A, cea mediană corespunde direcției B, iar cea superioară corespunde direcției verticale. Perioadele fundamentale ale construcției, înainte de cutremur, erau de $0,43 \text{ s}$ pe direcție longitudinală ($N 18^\circ V$) și $0,53 \text{ s}$ pe direcție transversală^{*}. Aparatul s-a declanșat cu circa $0,5 \text{ s}$ înainte de apariția fazei undelor transversale (S), astfel încît procesele tranzitorii de la început nu sînt înregistrate. Se observă faptul că, după puține secunde de regim tranzitoriu, datorită apariției fazei undelor S , construcția a intrat într-un regim de oscilație evasistaționară, pe parcursul a $5 \dots 10$ secunde. Perioadele predominante de oscilație observate pe înregistrare (direcții orizontale) au fost, în acest interval, de ordinul $0,8 \dots 1,0 \text{ s}$, dar această constatare calitativă, optică, trebuie să fie precizată pe baza rezultatelor prelucrării automatizate, date în paragraful V.3.3. Accelerațiile orizontale înregistrate au atins, în vîrfurile construcției, valori de ordinul a $3,0 \dots 3,5 \text{ m/s}^2$, ceea ce depășește de mai multe ori nivelul accelerației convenționale.

Se notează faptul că, deși accelerațiile înregistrate pe construcție au fost atît de ridicate (cum era de altfel de așteptat pentru accelerații ale terenului de mărimea celor înregistrate), construcția pe care a fost montat aparatul nu a suferit degradări importante. Această constatare vizuală este confirmată de faptul că perioadele proprii de oscilație au crescut doar puțin în urma cutremurului, ajungînd la $0,49 \text{ s}$ pe direcția longitudinală, respectiv $0,59 \text{ s}$ pe direcție transversală, spre deosebire de cazul a numeroase alte construcții înalte, moderne, pentru care s-au observat degradări importante și, corelat cu acestea, creșteri sensibile ale perioadelor proprii în urma cutremurului (vezi §IX.3). Deși această înregistrare nu a fost obținută la nivelul terenului, ea permite să se tragă unele concluzii interesante și cu privire la mișcarea terenului (vezi § V.3.4).

Înregistrările 3 și 4 (fig. 9) au fost obținute cu ajutorul unor seismoscoape WS-1 la INCERC-București (în imediați apropiere a locului unde s-a obținut înregistrarea 1) și la Galați (în subsolul unui hotel cu 12 etaje,

^{*} Determinările de perioade proprii înainte și după cutremur, ca și prelucrarea accelero-gramei, au fost efectuate de D. Rădulescu, M. Stancu și C. Constantinescu (INCERC)

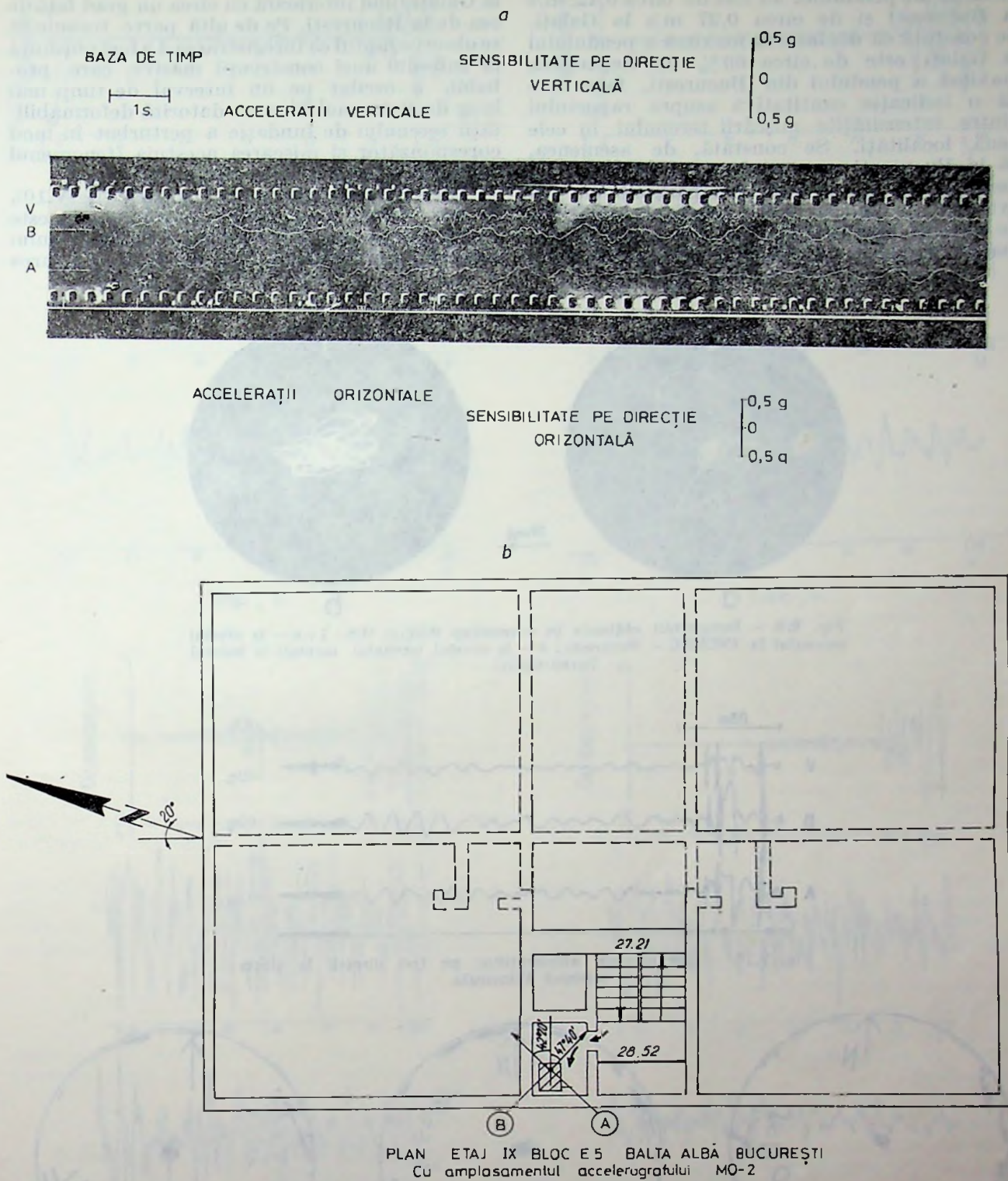


Fig. V.8. — Înregistrarea obținută la nivelul superior al blocului E. 5, cartier Balta Albă — București; a — înregistrarea accelerațiilor pe trei direcții (A, B, V — verticală); b — dispoziție generală în plan, amplasarea accelerografului, orientarea direcțiilor de înregistrare.

„Turist”). Se constată, la fiecare dintre ele, că deplasările maxime ale pendulului sferic se produc pe direcția focarului. Vitezele extreme de oscilație ale pendulilor au fost de circa 0,42 m/s la București și de circa 0,27 m/s la Galați. Se constată că deplasarea maximă a pendulului la Galați este de circa 60% din deplasarea maximă a pendulului din București, fapt care dă o indicație cantitativă asupra raportului dintre intensitățile mișcării terenului în cele două localități. Se constată, de asemenea, că la București s-au produs puține cicluri de oscilație de amplitudini comparabile cu cea extremă, pe când la Galați numărul oscilațiilor de amplitudine apropiată de cea maximă este mai mare. La prima vedere se poate trage, deci,

concluzia că la Galați nu s-a manifestat, în aceeași măsură ca la București, caracterul de șoc al mișcării seismice, intensitatea seismică la Galați fiind inferioară cu circa un grad față de cea de la București. Pe de altă parte trebuie să se observe faptul că înregistrarea 4 a fost obținută în subsolul unei construcții masive, care, probabil, a oscilat pe un interval de timp mai lung decât terenul liber și, datorită deformabilității terenului de fundație a perturbat în mod corespunzător și mișcarea acestuia (fenomenul de „interacțiune” teren-structură).

Înregistrarea obținută la Vrincioaia (fig. V.10), în apropierea epicentrului instrumental, este incompletă, datorită unei defecțiuni a motorului de antrenare a filmului. Ca urmare, înregistrarea

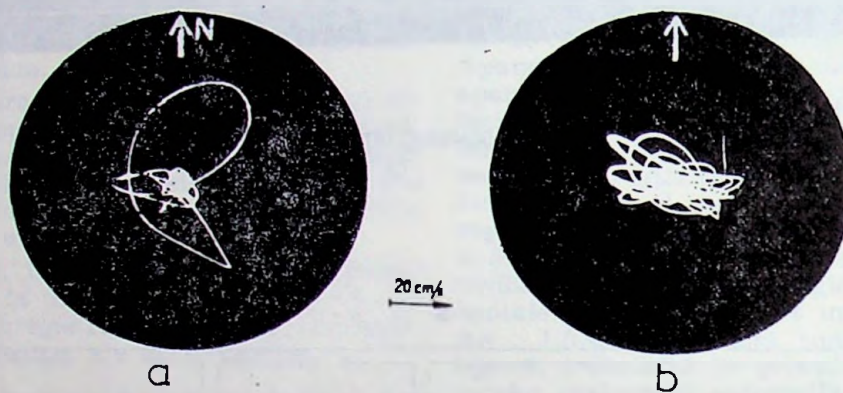


Fig. V.9. — Înregistrări obținute pe seismoscop Wilmot WS-1: a — la nivelul terenului la INCERC — București; b — la nivelul terenului (subsol) la hotelul Turist-Galați.

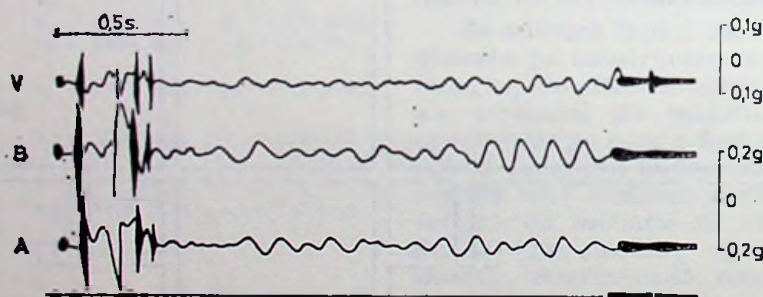


Fig. V.10. — Înregistrarea accelerațiilor pe trei direcții la stația seismică Vrincioaia.



Fig. V.11. — Înregistrări obținute pe seismoscop Wilmot WS-1 la Niš (Iugoslavia).

este mai puțin concludentă, dar, cu toate acestea, fragmentul înregistrat lasă să se deducă prezența unor perioade mai mici decât la București și a unor accelerații extreme ce se apropie de 3 m/s^2 ,

Dintre înregistrările obținute în străinătate se reproduc înregistrările pe seismoscop WS-1 obținute la Niș (fig. V.11) și cu ajutorul sistemului seismometre S-5-S oscilograf N-008 la stația ISS-2 (Chișinău) a Institutului de geofizică și geologie din Chișinău (fig. V.12). Înregistrarea de la Chișinău corespunde unei direcții orizontale. Ea se referă la deplasările: *a* — la nivelul terenului liber lângă o construcție în panouri mari P +4 E; *b* — în subsolul acestei construcții; *c* — la etajul II, *d* — pe acoperișul construcției amintite.

V.3.3. Prelucrări ale înregistrărilor obținute

În vederea punerii în valoare a înregistrărilor obținute au fost efectuate prelucrări automate ale acestora pe baza conceptelor și metodelor seismologiei inginerești. Prelucrările efectuate s-au referit la înregistrările accelerografice complete obținute la București și Niș. Specialiștii din numeroase instituții din țară și străinătate au aplicat diferite metode de prelucrare în primul rând înregistrării 1 (INCERC, București) care, prin specificul mișcării terenului și prin situarea în orașul București, prezintă o importanță deosebită. În țară au fost efectuate diferite prelucrări (spectre de acțiune pentru sisteme liniare și neliniare, spectre Fourier, comparații prin calcul între înregistrarea accelerografică și înregistrarea pe seismoscopul situat în imediata apropiere, calcule pe baza unor concepte nou introduse) de către specialiștii din INCERC, COCC și IPCT [10, 66, 67].

În străinătate au fost efectuate prelucrări (spectre de acțiune, spectre Fourier, spectre înfășurătoare ale răspunsului în viteze) de către specialiștii din S.Ū.A., Japonia, U.R.S.S., Iugoslavia, și alte țări. De asemenea specialiștii iugoslavi au calculat spectre de acțiune corespunzătoare înregistrării accelerografice din Niș.

Principalele rezultate ale prelucrării datelor instrumentale pe baza conceptelor și relațiilor arătate în paragraful V.2.3., sînt redată în cele ce urmează:

1. Integrarea accelerațiilor a permis (cu aplicarea corecțiilor necesare) calculul vitezelor și deplasărilor, redată în figura V.13*a*. Integrarea ecuațiilor de mișcare ale seismoscopului WS-1 (L. Dogariu, A. Bădescu — COCC), utilizînd ca mărime de intrare componentele pe cele două direcții orizontale ale accelerației seismice a terenului date de înregistrarea 1, a dus la traiectoria din figura V.13*b*, care este foarte apropiată de cea din figura V.9*a*, confirmînd

funcționarea corectă a celor două aparate învecinate.

2. În figura V.14*a...c* sînt reprezentate spectrele de acțiune seismică determinate pe baza înregistrării 1 [32, 66, 67]. Comparația între intensitatea spectrală corespunzătoare înregistrării 1 (direcția NS) și cea corespunzătoare înregistrării clasice de la El Centro (direcția NS) a dus la concluzia [6] că intensitatea spectrală a mișcării de la București (egală cu 4,7') este sensibil mai ridicată decât cea a mișcării de la El Centro (egală cu 3').

3. În figurile V.15*a, b* sînt redată spectrele neliniare de acțiune, calculate pentru ipoteza unei deformări postelastice de tip Prandtl (fără consolidare) [10].

4. În figurile V.16*a, b* sînt redată spectre Fourier (L. Dogariu, A. Bădescu) ale mișcării.

5. În figura V.17 sînt redată rezultatele calculelor pentru spectrul înfășurător al răspunsului în viteze [8].

6. În figura V.18 sînt redată duratele de timp corespunzătoare VRES.

7. În figura V.19*a* * sînt redată (fără o calibrare a parametrului I_0) intensitățile specifice determinate pe baza relației (V.25) [62]. Se pot vedea intensitățile specifice corespunzătoare direcțiilor NS și EV, ca și cele corespunzătoare destructivității plane. Se poate vedea modul în care relațiile adoptate reflectă intensitatea diferită pentru diferitele frecvențe, ca și virfurile corespunzătoare frecvenței predominante a mișcării. În figura V.19*b* sînt redată elipsele de destructivitate pentru cîteva frecvențe. Aceste clipse permit să se discearnă direcțiile predominante ca funcții de frecvență, conducînd astfel la o analiză mai aprofundată a direcțiilor celor mai periculoase pe diferite clase de construcții.

8. În figura V.20*a*, sînt redată accelerogramele digitizate pe direcțiile orizontale A și B, corespunzătoare figurii V.8, ca și combinațiile lor liniare corespunzînd direcțiilor L (longitudinală) și T (transversală).

9. În figura V.20*b* sînt redată rezultatele analizei accelerogramelor L și T din figura V.20*a*, efectuate cu ajutorul unui analizor spectral HP 3850 A, care determină automat mărimea

$$\hat{G}_{xx}(f) = \frac{1}{\Delta f \cdot T} \int_0^T x^2(f, \Delta f, t) dt.$$

10. În figura V.21 sînt redată spectrele de acțiune calculate pe baza înregistrărilor accelerografice de la Niș [34].

V.3.4. Constatări pe marginea datelor instrumentale

În cele ce urmează se prezintă o serie de constatări directe furnizate de datele instrumentale și prelucrarea lor. Problemele ridi-

*) Prelucrările redată în figurile V.19 *a, b* au fost efectuate de H. Sandi și S. Mînea (INCERC).

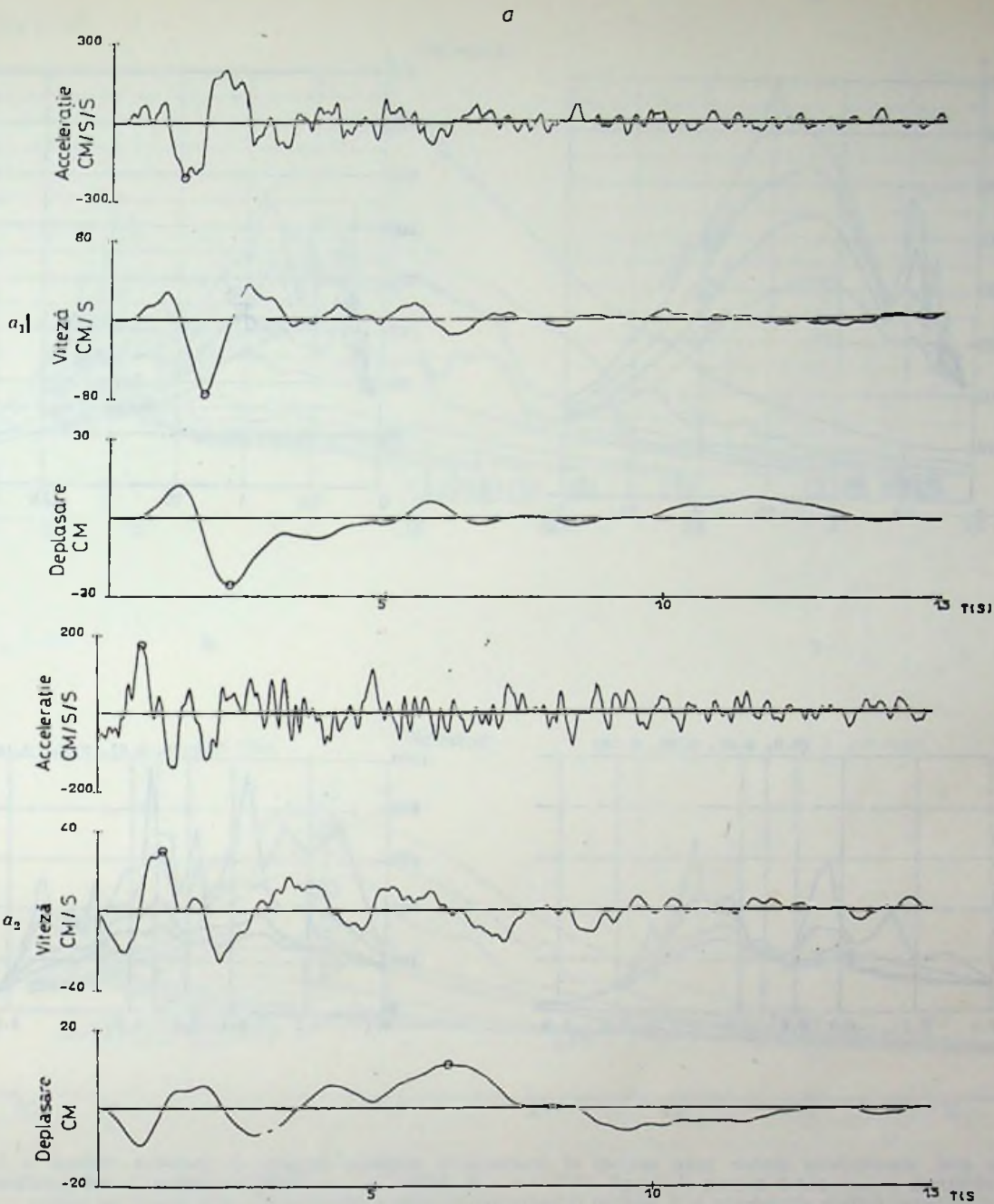
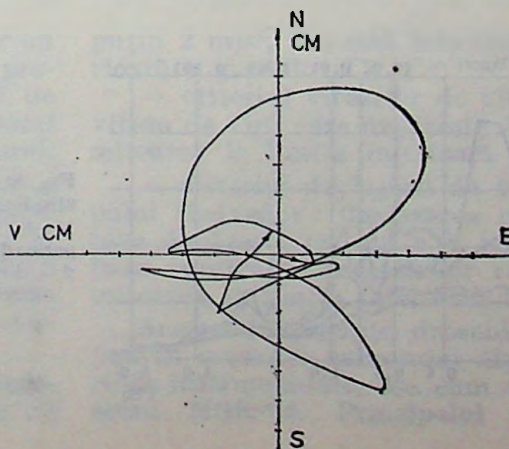


Fig. V.13. — Caracteristici ale mișcării terenului deduse din înregistrarea din fig. V.7 : *a* — accelerații, viteze, deplasări, pentru faza principală a mișcării, pe direcțiile N-S (a. 1) și E-V (a. 2); *b* — Traiectorie corespunzătoare înregistrării din figura V. 9 *a*, obținută prin integrarea ecuațiilor de mișcare ale seismoscopului, considerând mișcarea terenului dată de înregistrarea din figura V.7.



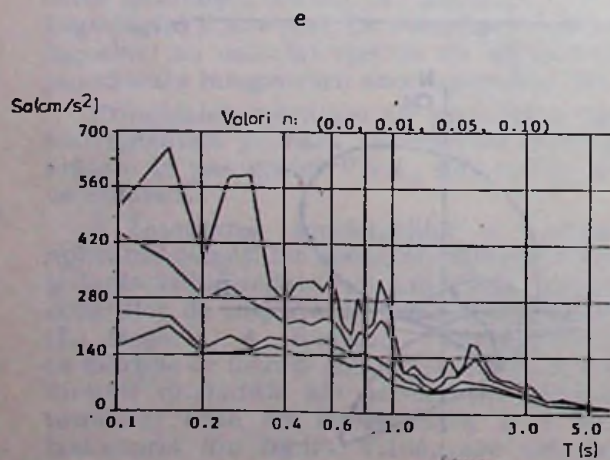
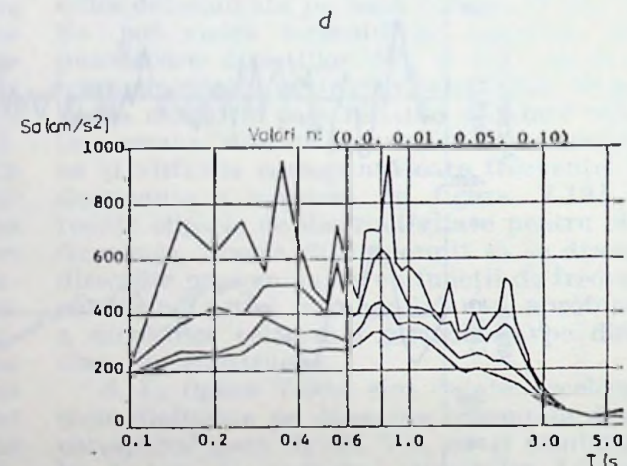
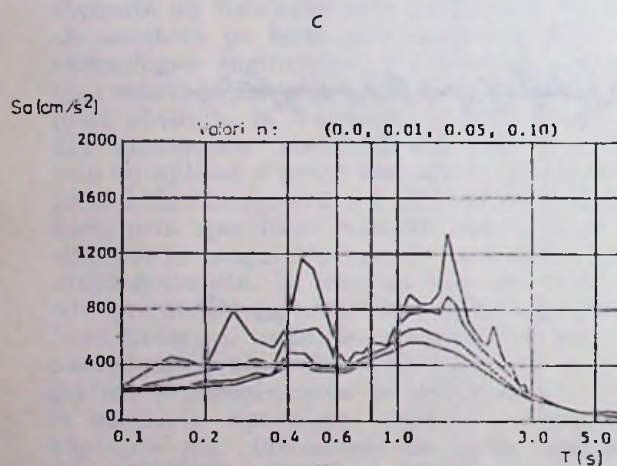
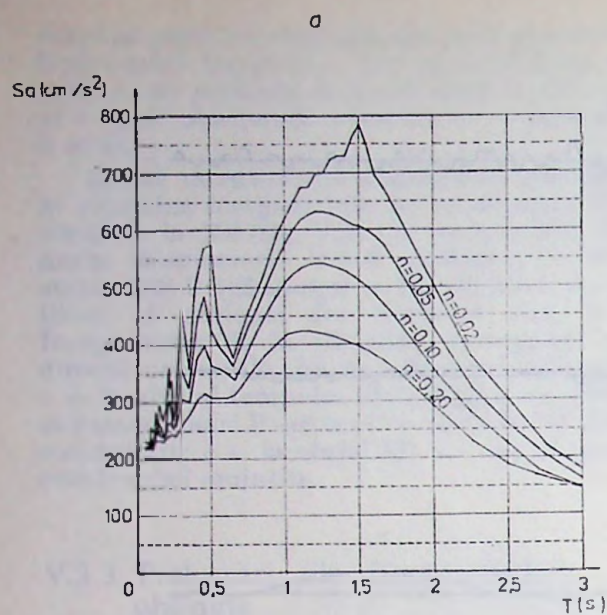


Fig. V.14. — Spectre liniare de acțiune seismică (acelații absolute) pentru înregistrarea din figura V. 7 : a — direcția N-S, în abscisă perioadă ; b — direcția E-V, în abscisă perioadă ; c — direcția N-S, în abscisă logaritmul perioadei ; d — direcția E-V, în abscisă logaritmul perioadei ; e — direcție verticală, în abscisă logaritmul perioadei.

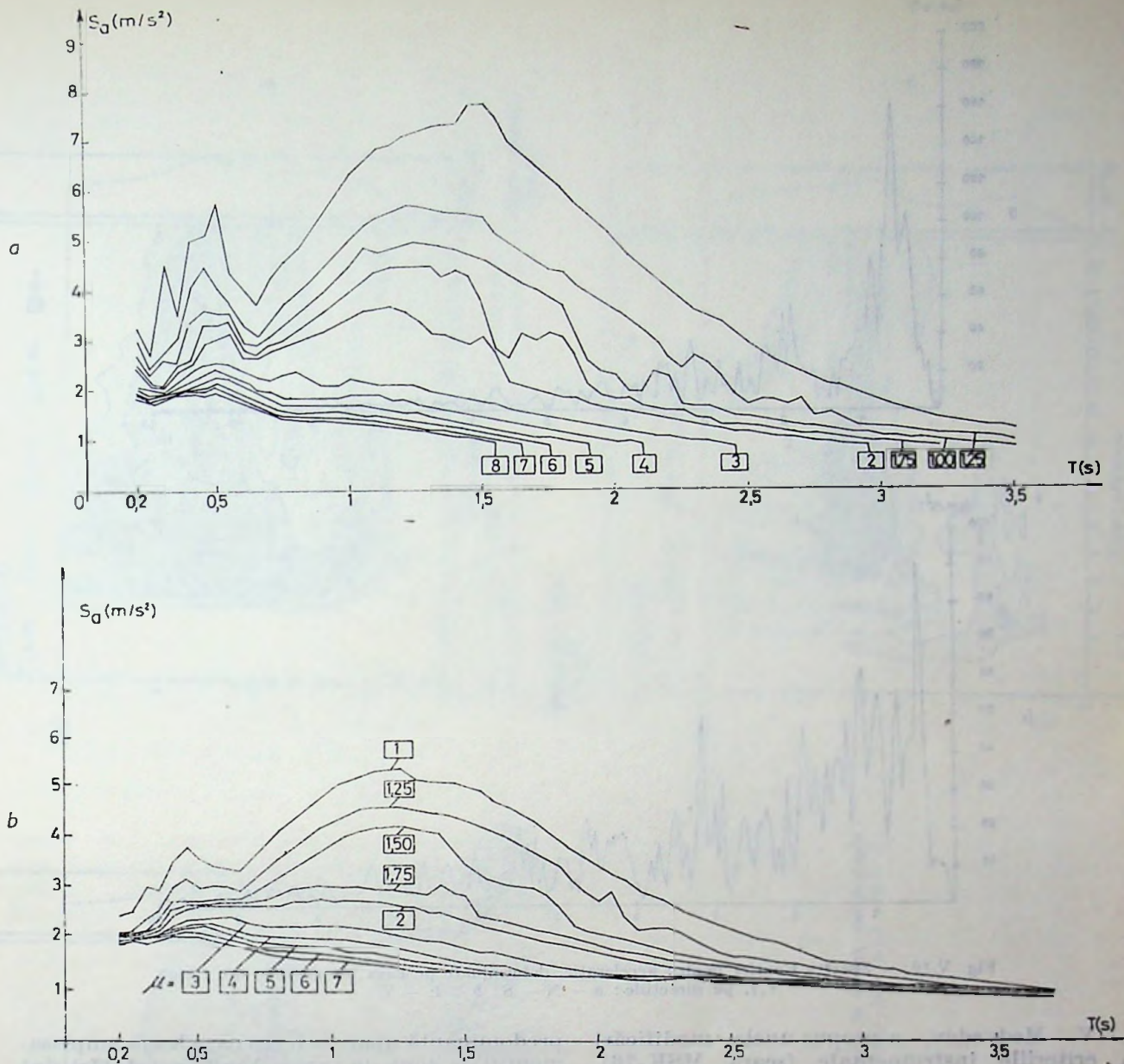


Fig. V.15. — Spectre neliniare de acțiune seismică, determinate în ipoteza unui sistem elastoplastic fără consolidare, pentru fracțiunea din amortizarea critică: a — $n = 0,02$; b — $n = 0,05$. Spectrele permit determinarea ductilității necesare pentru un sistem care are perioada proprie (neamortizată) inițială T și accelerația statică capabilă S .

cate de aceste constatări se reiau, într-un cadru diferit, în paragraful V.4, unde se prezintă rezultatele oferite de alte categorii de studii, și, de asemenea, în cadrul capitolului IX, unde abordarea are un caracter mai general.

a) *Constatări privind evaluarea intensității seismice.* O primă problemă de interes major a fost aceea de a evalua intensitatea seismică în conformitate cu prevederile anexei STAS 3648-71. Conform acestor prevederi, pe baza rezultatelor prelucrării înregistrării 1, se constată următoarele:

— criteriul accelerațiilor de vîrf ale terenului: accelerația de vîrf, care depășește cu

puțin 2 m/s^2 , situează mișcarea la limita inferioară a gradului IX;

— criteriul vitezelor de vîrf ale terenului: viteza de vîrf, care depășește 70 cm/s , situează mișcarea la limita inferioară a gradului XI;

— criteriul deplasării de vîrf a seismoscopului Medvedev: deplasarea relativă de vîrf, care depășește cu puțin 4 mm (calculată pe baza spectrului deplasărilor relative) situează mișcarea la limita inferioară a gradului VIII.

Aceste discrepanțe deosebit de accentuate pun în evidență caracterul discutabil al criteriilor instrumentale, așa cum sînt cele date în scara MSK-64. Principalul autor al scării,

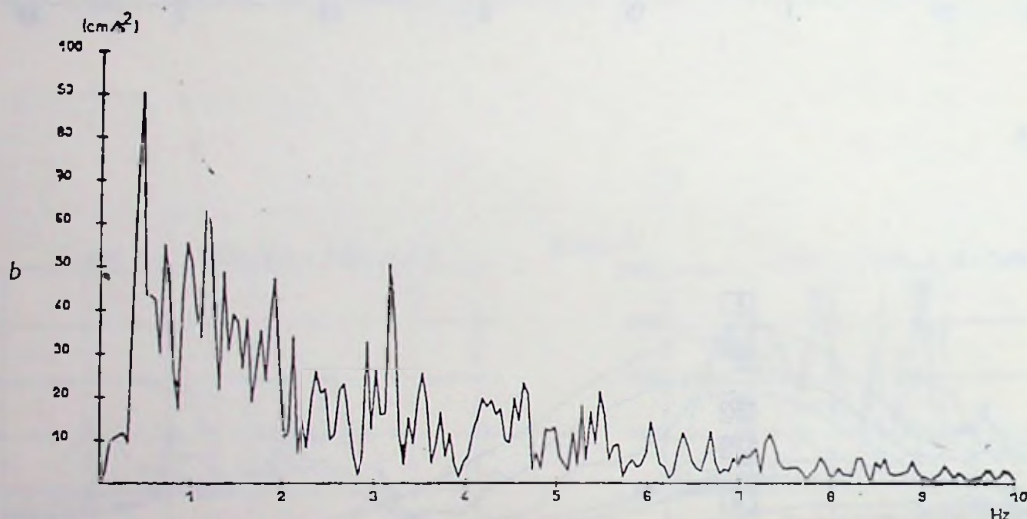
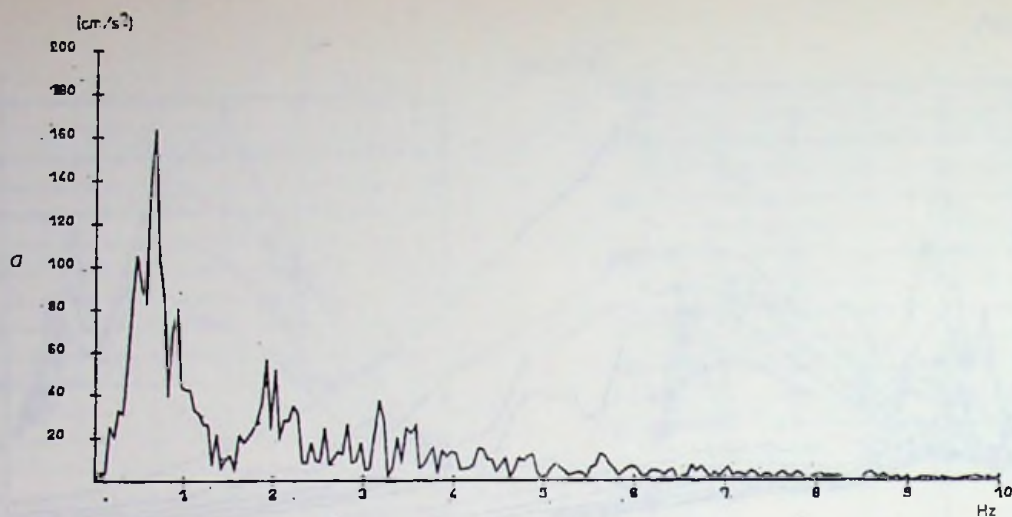


Fig. V.16. — Spectre Fourier pentru accelerație, determinate pe baza înregistrării din figura V.7, pe direcțiile: a — N — S; b — E — V.

S. V. Medvedev, a propus unele modificări în criteriile instrumentale (scara MSK-76), dar aceste modificări coboară evaluările pe bază instrumentală cu circa 1/2 grade, fără a atenua discrepanțele.

Este de notat că evaluările intensității, făcute pe baza metodologiei descrise în paragraful V.4, duc de asemenea la discrepanțe importante, furnizând diferențe de circa 2 grade de intensitate pentru categorii de construcții de diferite perioade fundamentale. Aceasta arată caracterul relativ, particular, al scării de intensitate și justifică tentativele de îmbunătățire a preciziei de evaluare reprezentate de sistemul de măsurare descris în paragraful V.2.3., bazat pe relațiile (V.21) ... (V.30).

b) *Constatări privind direcționalitatea mișcării.* Datele instrumentale arată, prin intermediul înregistrărilor pe seismoscop (fig. V.9), direcții sensibile ale mișcării, atât la București cât și la Galați. În ambele cazuri, direcția

predominantă apare a fi cea care leagă amplasamentul de zona de sursă. Aceste constatări sînt confirmate de alura generală a rezultatelor furnizate de analizele spectrale, de elipsele de deactivitate din figura V.19b și, de asemenea, de rezultatele cu caracter statistic prezentate în paragraful V.4 și de unele studii mai detaliate menționate în capitolul IX.

c) *Constatări privind compoziția spectrală a mișcării în București.* Diferitele caracteristici ale mișcării, furnizate de rezultatele prezentate în figurile V.14...V.20 permit să se aprecieze în mod detaliat distribuția după frecvență a violenței mișcării. Din examinarea spectrelor de acțiune (fig. V.14) și a spectrelor Fourier (fig. V.16) se pot desprinde următoarele constatări pe direcțiile orizontale.

1. Ordonatele spectrelor de acțiune pentru accelerațiile observate sînt, de regulă, sensibil mai mari pe direcția N—S decît pe direcția E—V.

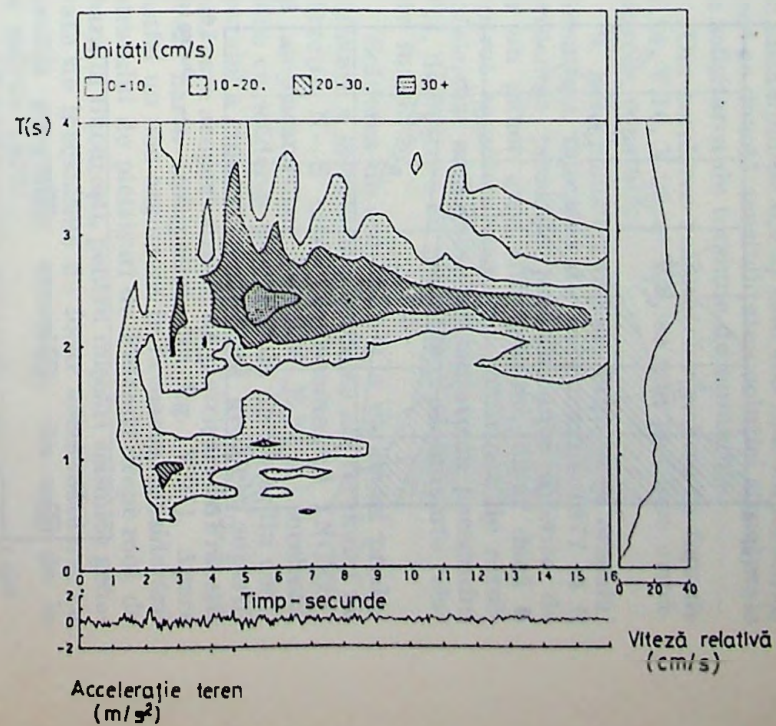
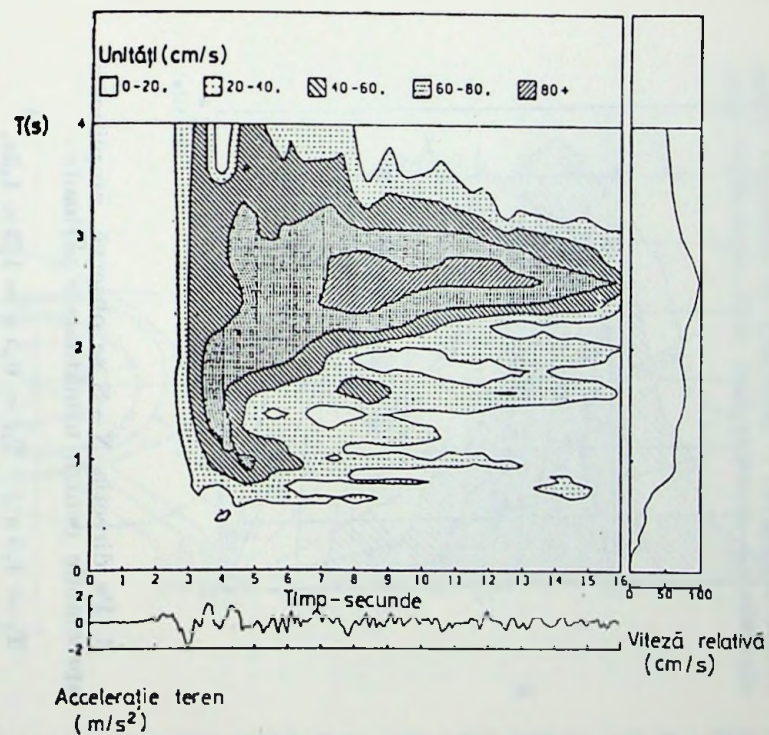
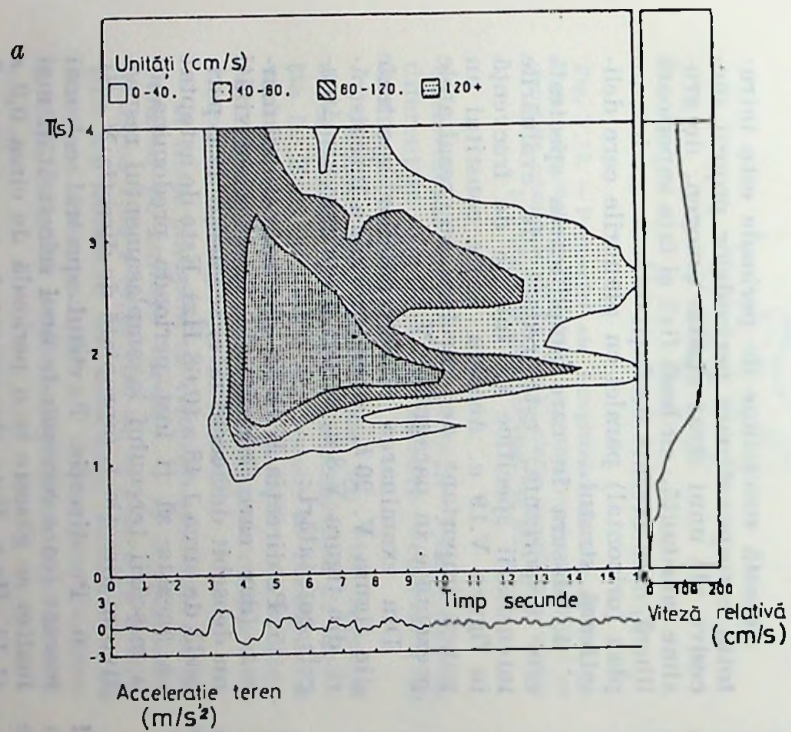


Fig. V.17. — Spectre înfășurătoare al răspunsului în viteze, determinate pe baza înregistrării din figura V.7, pe direcțiile: *a* — N — S; *b* — E — V; *c* — verticală.

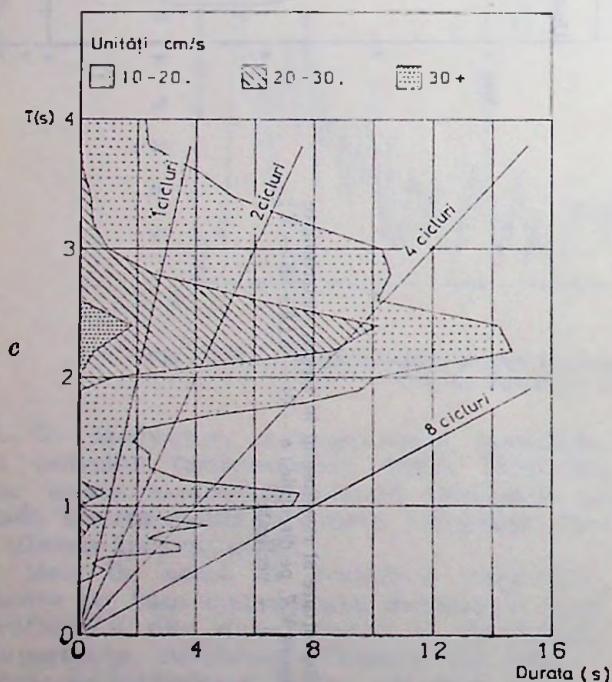
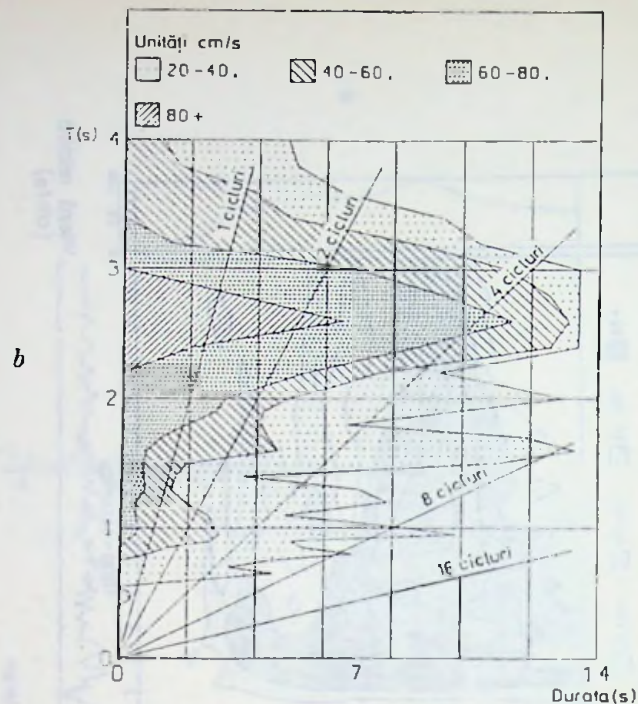
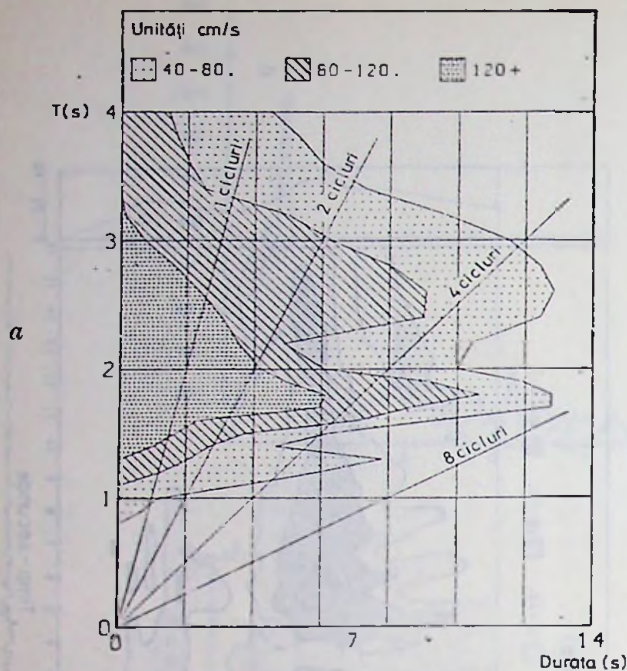


Fig. V.18. — Spectrele duratei (numărului de cicluri) de solicitare peste anumite praguri, determinate pe baza înregistrării din figura V.7, pe direcțiile: *a* — N—S; *b* — E—V; *c* — verticală.

2. Se observă amplificări mari, în intervalul de perioade 1...1,6 s pe direcția N—S și în intervalul 0,7...1,2 s pe direcția E—V. Se obține astfel o imagine a perioadelor predominante ale mișcării seismice.

3. Pe direcția N—S se observă amplificări apreciable pentru următoarele perioade:

$$T_I = 1,5 \text{ s}; \quad T_{II} = 0,5 \text{ s} = 1/3 \times 1,5 \text{ s},$$

$$T_{III} = 0,3 \text{ s} = 1/5 \times 1,5 \text{ s}; \quad T_{IV} = 0,21 \text{ s} = 1,5 \text{ s}.$$

Accastă succesiune de perioade este întru-totul corespunzătoare perioadelor proprii succesive ale unui strat elastic omogen, de grosime constantă, cu bază fixă și fața superioară liberă, care execută oscilații de lunecare într-un plan (orizontal) paralel cu planurile care delimitează stratul.

4. Măsura în care amplificarea spectrală este importantă, este redată de evaluările intensității specifice ca funcție de frecvență în figura V.19 *a*. Aceasta poate constitui un punct important de corelare cu rezultatele prezentate în paragraful V.4.

Din examinarea caracteristicilor spectrale din figura V. 20 *b*, corespunzătoare înregistrării din figura V.8 *a*, se pot desprinde următoarele constatări:

5. Pe direcția L vârful spectral cel mai marcat (dar care corespunde unei selectivități nu deosebit de accentuate) se găsește la o perioadă de circa 1,48 s (0,68 Hz). Este de așteptat ca aceasta să fi fost perioada predominantă a mișcării terenului la amplasamentul respectiv, pe direcția L (apropiată de direcția N—S).

6. Pe direcția T vârful spectral cel mai marcat (care corespunde unei selectivități mai înalte) se găsește la o perioadă de circa 0,9 s (1,11 Hz.). Este de așteptat ca aceasta să fi fost perioada proprie corespunzătoare rigidi-

tății reduse a ansamblului structură-reazem la nivelul de solicitare datorit cutremurului (se știe din literatură, [12, 49] și s-a confirmat de încercările pe mai multe modele mari, efectuate în INCERC*) că selectivitatea unei structuri este mai ridicată pe direcție

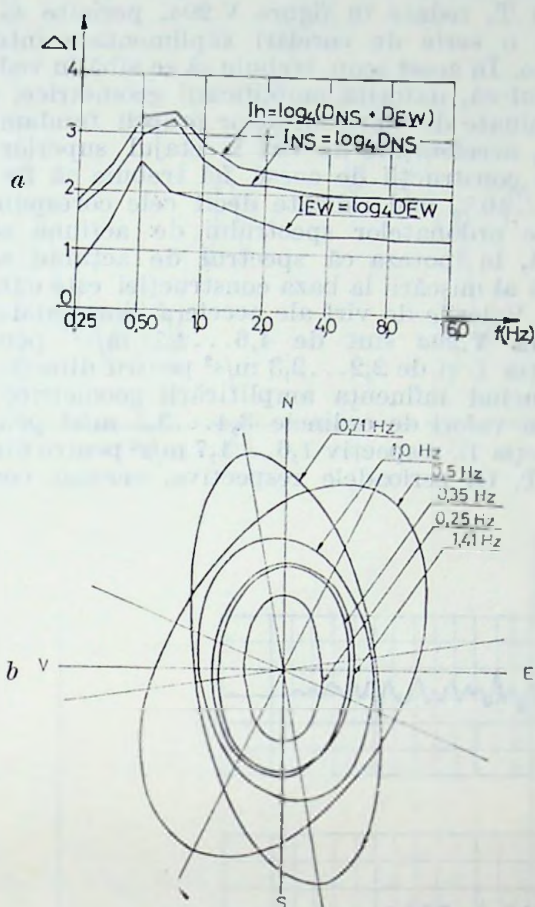


Fig. V.19. — Prelucrări ale înregistrării din figura V.7, pe baza măsurii destructivității: a — spectre de intensități pe direcțiile orizontale (N—S, E—V) efecte cumulate în plan); b — elipse de destructivitate în plan.

transversală decât pe direcție longitudinală, diferențele crescînd pe măsura depărtării de forma pătrată în plan).

7. Este mai puțin clar un vîrf spectral corespunzător perioadei fundamentale pe direcția L. Este probabil ca acesta să corespundă vîrfului cu perioada de circa 0,82 s (1,22 Hz), ceea ce corespunde unei flexibilizări comparabile cu cea constatată pe direcția T.

8. Este plauzibil ca vîrfurile spectrale corespunzînd pe ambele direcții, T și L, perioadei de circa 1,06 s (0,94 Hz) să se refere la oscilațiile de torsiune de ansamblu (oscilațiile de torsiune de ansamblu au influențat accelero-graful, datorită poziției excentrice a acestuia).

*) Încercările au fost efectuate de G. Șerbănescu, H. Sandi, și alții.

Vîrfurile nu sînt foarte importante, probabil datorită dimensiunilor reduse în plan orizontal, [64], dar selectivitatea este ridicată, iar flexibilizarea (față de perioada inițială de torsiune de ansamblu de 0,4 s) este cea mai importantă, ceea ce denotă sensibilitatea soluției structurale la solicitarea de torsiune de ansamblu.

Din corelarea rezultatelor redată în figurile V.14, V.16, V.20, și V.8, se mai pot face următoarele constatări:

9. Este plauzibil ca, pe întinderea orașului București, mișcarea de la 4 martie 1977 să fi prezentat perioade predominante diferite de la un punct geografic la altul, chiar dacă a apărut caracterul comun, confirmat de rezultatele mai numeroase prezentate în paragraful V.4, de mișcare cu perioade predominante relativ lungi.

Scăderea de ordinul 5% a perioadei predominante a solicitărilor seismice ale terenului pe direcție N—S între amplasamentul INCERC și amplasamentul blocului E 5 se corelează bine cu scăderea procentuală de un ordin comparabil a grosimii pachetului geologic superficial care acoperă stratul de pietrișuri de Frătești (vezi harta izohipselor din fig. V.27). Apare astfel un nou argument în favoarea considerării stratului de pietrișuri de Frătești drept rocă de bază în București, pentru mișcări seismice generate de mecanisme de focar asemănătoare, cu poziții geografice apropiate, de cele de la 4 martie 1977.

10. Examinînd rezultatele analizelor spectrale redată în figurile V.16 și V.20 se pot face câteva observații suplimentare asupra mișcării seismice a terenului. Astfel, la amplasamentul INCERC, zona din stînga (sub 3 Hz) a spectrului din figura V.16 a pus în evidență foarte bine pentru direcția N—S o frecvență proprie fundamentală de circa 0,65 Hz și destul de bine o a doua frecvență proprie de circa 2 Hz. Forma spectrului în vecinătatea vîrfului spectral fundamental permite să se estimeze [3] o fracțiune din amortizarea critică de ordinul 0,10 . . . 0,12, care trebuie să fie considerată în corelare cu amplitudinea deformațiilor de luncare de teren. Pentru direcția E—V nu apar atît de marcat vîrfuri spectrale, totuși valoarea 0,65 Hz poate fi identificată pe figura V.16b. Pe de altă parte, forma mai complicată a spectrului din figura V.16b sugerează necesitatea de a considera, pentru direcția E—V, un model dinamic mai complicat decât acela al unui pachet de strate plan-paralele (probabil, datorită forme interfeței între pachetul superficial mai moale și pietrișurile de Frătești).

d) *Constatări privind compoziția spectrală a mișcării în alte zone.* Înregistrarea reprodușă în figura V.10 a fost incompletă și, deci, nu a putut fi prelucrată. Examinarea ei vizuală permite însă să se tragă concluzia că a existat o mare diferență între compoziția spectrală a mișcării la Vrîncioaia și, respectiv, la București. Este deci periculoasă o extindere nefundamen-

tată a concluziilor privind specificul spectral al mișcării seismice, constatat la București.

e) *Constatări privind specificul mișcării terenului în străinătate.* În orașul Niș s-au înregistrat valori extreme de peste $0,4 \text{ m/s}^2$ pentru accelerații. S-au observat, ca și la București, perioade predominante lungi. S-au înregistrat de asemenea traiectorii ale unor seismoscoape de tip Wilmot. Accelerațiile de vîrf au fost de circa 5 ori mai reduse decît la București, iar vitezele date de seismoscop au fost de circa 8 ori mai reduse decît la București. Intensitatea seismică evaluată pentru Niș a fost de gradul VI (comunicarea verbală a specialiștilor iugoslavi).

Din analiza înregistrărilor din figura V.12 se constată că, pentru deplasări, apare o perioadă predominantă, bine marcată, de $1,5 \dots 1,6 \text{ s}$. Este greu de făcut aprecieri directe pe această bază asupra importanței componentelor spectrale de frecvențe mai înalte, întrucît acestea sînt puțin vizibile pe o seismogramă în care sînt redată deplasările. Se poate însă menționa faptul că deplasările maxime ale terenului la Chișinău au fost de ordinul 7 cm .

f) *Corelarea între înregistrările pe teren și pe construcție.* Compararea ordonatelor spectrelor de acțiune seismică, pentru perioade corespunzătoare vîrfurilor spectrale asociate frecvențelor proprii reduse ale blocului E 5 ($0,82 \text{ s}$ pe direcția L, respectiv $0,90 \text{ s}$ pe direcția T) cu valorile de vîrf ale accelerațiilor pe direcțiile L și T, redată în figura V.20a, permite să se facă o serie de corelări suplimentare interesante. În acest scop, trebuie să se aibă în vedere faptul că, datorită amplificării geometrice, determinate de alura formelor proprii fundamentale, accelerațiile de vîrf la etajul superior al unei construcții de acest fel trebuie să fie cu $30 \dots 40\%$ mai ridicate decît cele corespunzătoare ordonatelor spectrului de acțiune seismică, în ipoteza că spectrul de acțiune seismică al mișcării la baza construcției este cunoscut. Valorile de vîrf ale accelerațiilor redată în figura V.20a sînt de $4,6 \dots 4,7 \text{ m/s}^2$ pentru direcția L și de $2,2 \dots 2,3 \text{ m/s}^2$ pentru direcția T. Reducînd influența amplificării geometrice se obțin valori de ordinele $3,4 \dots 3,5 \text{ m/s}^2$ pentru direcția L, respectiv $1,6 \dots 1,7 \text{ m/s}^2$ pentru direcția T. La perioadele respective, acestea corespun-

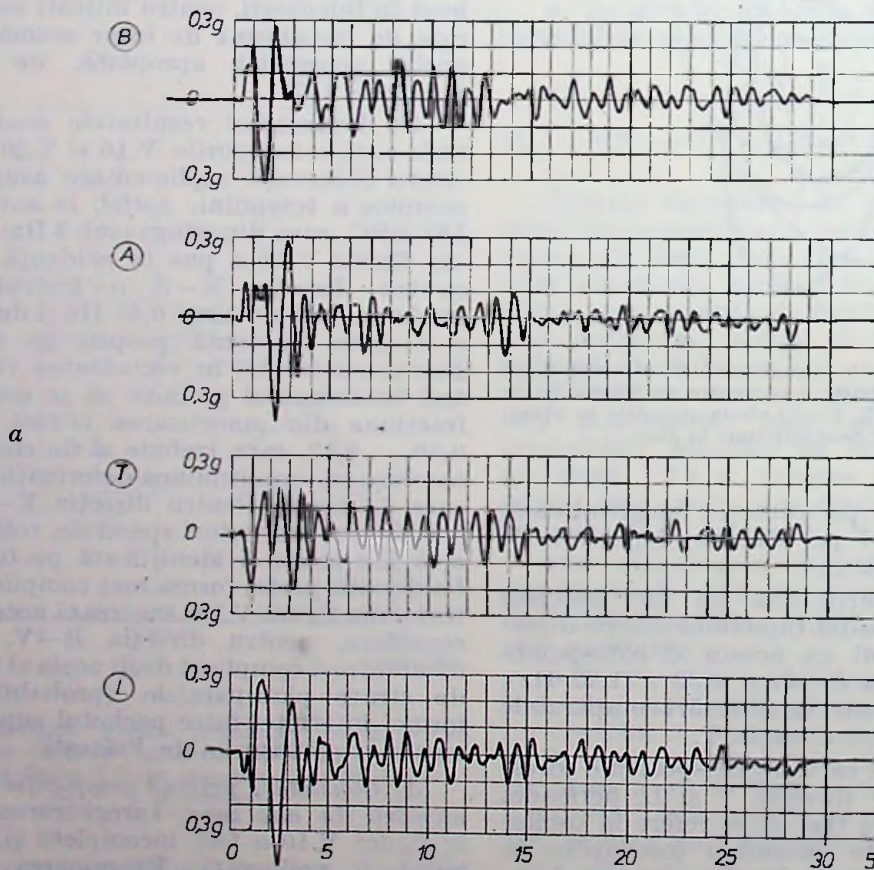


Fig. V.20. — Prelucrări ale înregistrării din figura V.8 a: a — accelero-grame trasate automat pe direcțiile A, B (corespunzător fig. V.8a), L (longitudinal) și T (transversal);

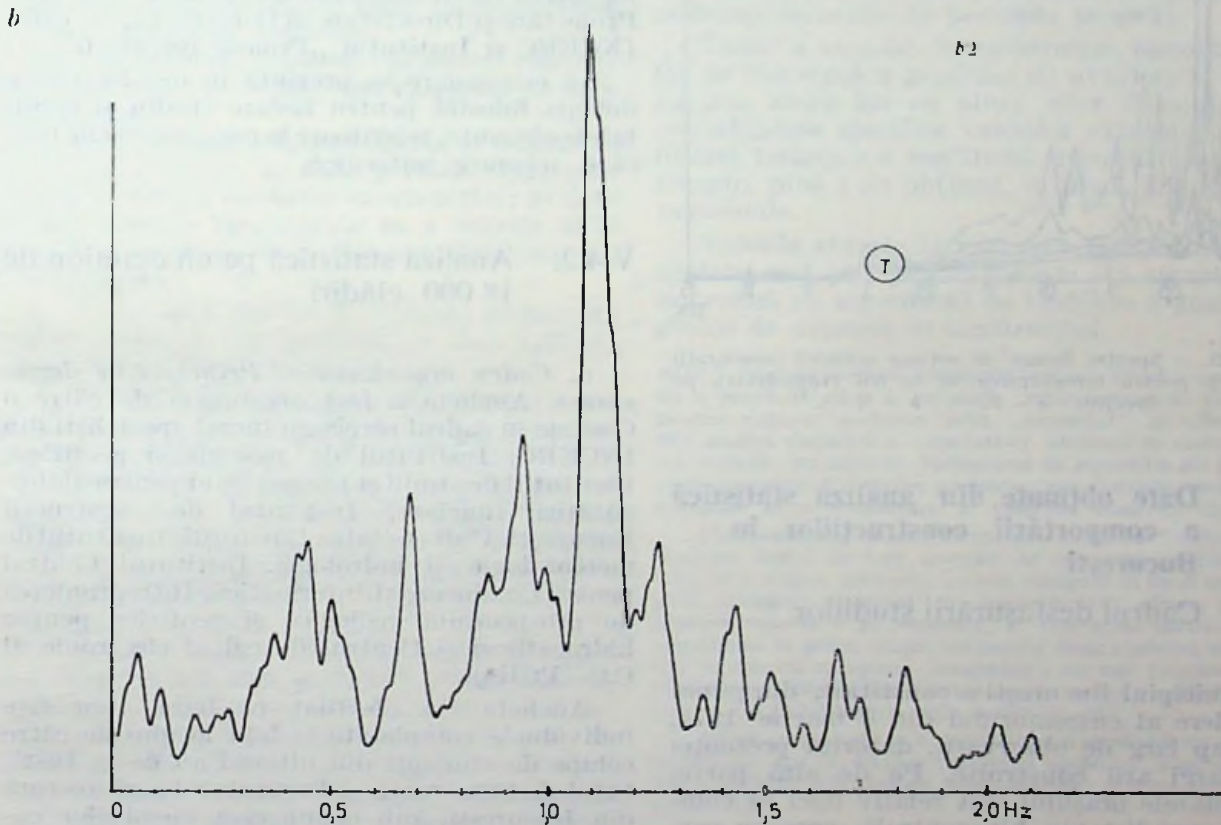
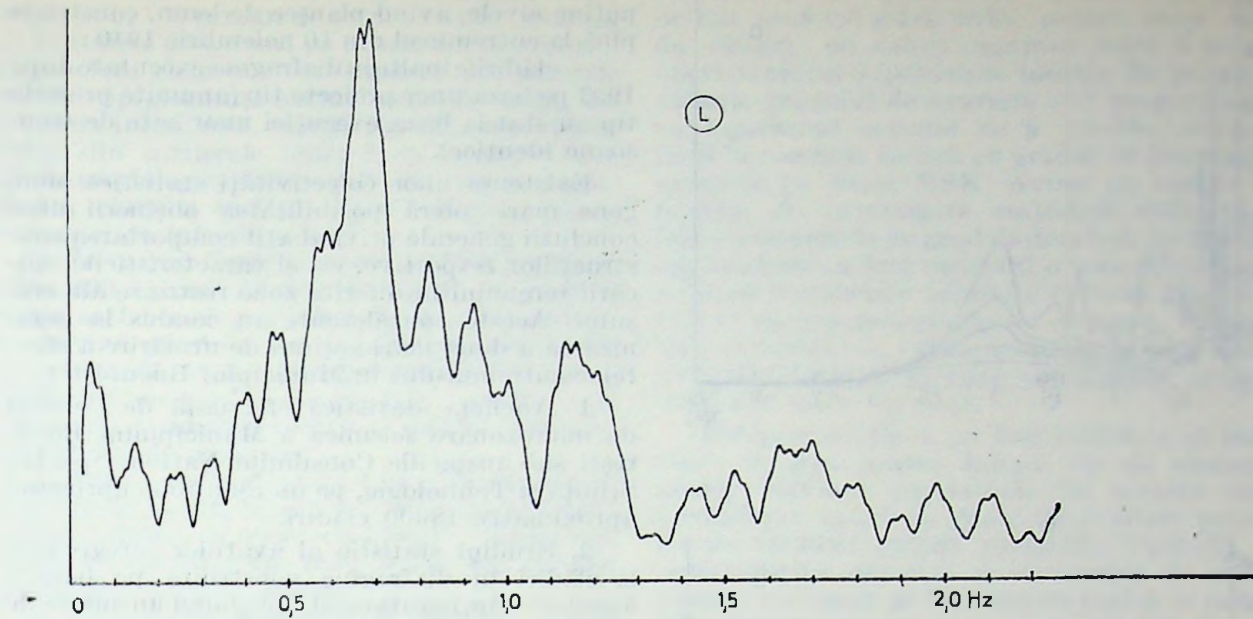


Fig. V.20. — Prelucrări ale înregistrării din fig. V.8a: *b* — rezultate ale analizei spectrale:
b 1: pe direcția L; *b* 2: pe direcția T.

pund, conform spectrelor de acțiune din figura V.14 *a* și *b*, unor valori $n \approx 0,2$ pentru direcția N — S, respectiv unei valori de ordinul $n \approx 0,3$ pentru direcția E — V. Se poate astfel aprecia indirect, dată fiind apropierea direcției L de

direcția N — S, respectiv a direcției T de direcția E — V, că mișcarea seismică a bazei construcției din Balta Albă nu a diferit esențial de mișcarea înregistrată la INCERC, cel puțin din punctul de vedere al intervalului de perioade considerat.

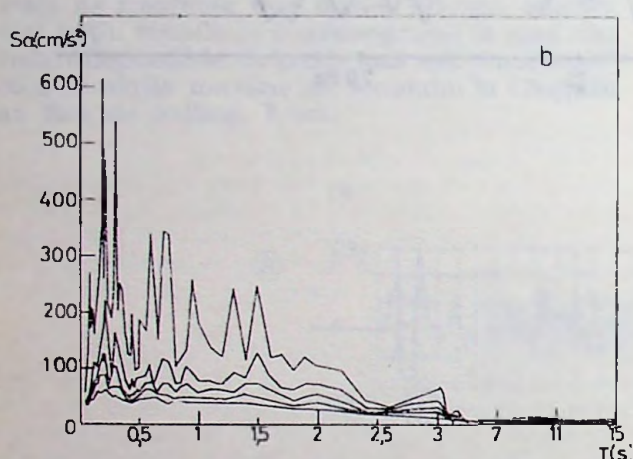
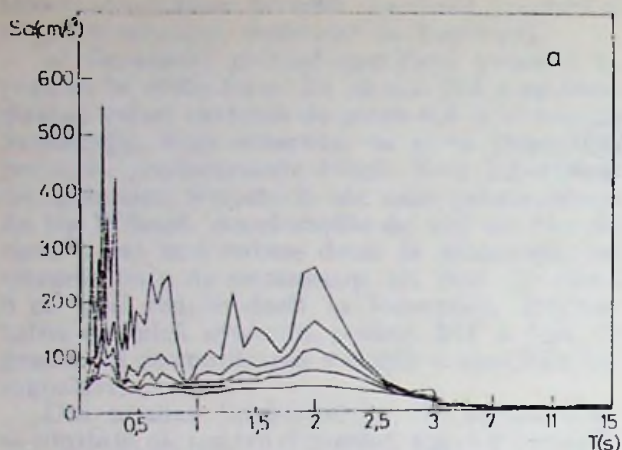


Fig. V.21. — Spectre liniare de acțiune seismică (acceleerații absolute), pentru înregistrarea de la Niš (Iugoslavia), pe direcțiile : a — E-V ; b — N-S.

V.4. Date obținute din analiza statistică a comportării construcțiilor în București

V.4.1. Cadrul desfășurării studiilor

Municipiul București a constituit, din punct de vedere al cutremurului din 4 martie 1977, un câmp larg de observații, datorită prezentei unei largi arii construite. Pe de altă parte, dimensiunile orașului sînt relativ mici în comparație cu distanța hipocentrală, ceea ce permite neglijarea efectului de distanță în interpretarea efectelor evidențiate în diferite puncte ale orașului. În ceea ce privește componența fondului construit, în București există cîteva categorii de clădiri relativ omogene din punct de vedere al comportării lor la mișcarea seismică puternică. Dintre acestea se menționează ca semnificative, pentru analiza statistică întreprinsă :

— clădirile de locuit din zidărie portantă cu puține nivele, avînd planșee de lemn, construite pînă la cutremurul din 10 noiembrie 1940 ;

— clădirile înalte în diafragme executate după 1953 pe baza unor proiecte tip (anumite proiecte tip au stat la baza execuției unor sute de tronsoane identice).

Existența unor colectivități statistice omogene mari oferă posibilitatea obținerii unor concluzii generale privind atît comportarea construcțiilor respective, cît și caracteristicile mișcării terenului în diferite zone restrînse ale orașului. Aceste considerente au condus la organizarea a două mari acțiuni de urmărire a efectelor cutremurului în Municipiul București :

1. Ancheta statistică efectuată de Comisia de microzonare seismică a Municipiului București sub auspiciile Consiliului Național pentru Știință și Tehnologie, pe un eșantion cuprinzînd aproximativ 18000 clădiri.

2. Studiul statistic al avariilor înregistrate la clădiri în diafragme construite pe baza a 5 proiecte tip, eșantioanele însumînd un număr de peste 800 tronsoane. Studiul a fost efectuat din inițiativa Institutului Central pentru Cercetare, Proiectare și Directivare în Construcții, de către INCERC și Institutul „Proiect București”.

În continuare se prezintă în detaliu metodologia folosită pentru fiecare studiu și rezultatele obținute, referitoare la caracteristicile mișcării seismice puternice.

V.4.2. Analiza statistică pe un eșantion de 18 000 clădiri

a. *Cadru organizatoric. Principii de desfășurare.* Ancheta a fost organizată de către o Comisie în cadrul căreia au lucrat specialiști din INCERC, Institutul de geologie și geofizică, Institutul de studii și prospecțiuni pentru îmbunătățiri funciare, Institutul de construcții București, Universitatea București, Institutul de meteorologie și hidrologie, Institutul Central pentru Conducere și Informatică, Întreprinderea de prospecțiuni geologice și geofizice pentru hidrocarburi și Centrul de calcul electronic al C.C.—PCR*).

Ancheta s-a efectuat pe baza unor fișe individuale completate la fața locului de către echipe de studenți din ultimul an de la Institutul de Construcții și Institutul de arhitectură din București, sub conducerea membrilor comisiei și a unor cadre didactice. Numărul studenților participanți a fost de peste 200. Activitatea pe teren s-a desfășurat în intervalele 4—8 aprilie și 25—28 aprilie 1977.

*) Colectivul de coordonare a cercelărilor și de redactare a raportului final a fost compus din: Acad. Ștefan Bălan, Marciun Bleahu, Dan Patrușiu, Liviu Constantinescu, Tiberiu Constantinescu, Nicolae Ticleanu și alți specialiști consultanți.

1. Teritoriul Municipiului București, a fost împărțit în 150 careuri de 1 km². Dintre acestea, au fost alese 66 careuri pe următoarele criterii: 1) să ofere elemente constructive comparabile (clădiri tip „locuințe ieftine”, clădiri înalte din perioada interbelică, clădiri tip vile, clădiri moderne din cartierele noi); 2) să cuprindă elemente morfologice distincte (luncă, terase, interfluvii, cimpuri înalte); 3) să acopere zonele puternic afectate de seism.

2. În cadrul fiecărui careu, au fost analizate circa 300 clădiri situate pe străzi dispuse în rețele, astfel ca să poată furniza date concludente privind efectele de amplificare locală. Pe fiecare stradă, au fost înregistrate casele la rând, indiferent de gradul de afectare, pentru a se obține un estimator corect al mediei statistice a gradului de avariere.

3. Pentru anchetă, au fost înregistrate numai clădirile de locuit, școlile și hotelurile. Celelalte clădiri, edificii publice, construcții social-culturale și construcțiile industriale, nu au fost investigate în acest cadru.

4. În vederea desfășurării anchetei a fost elaborată o fișă tip, mai analitică decât cea care a servit la desfășurarea anchetei macroseismice la scara întregului teritoriu.

Fișa de anchetă, întocmită în cadrul comisiei (fig. V.22 a și b) conține trei categorii de date individuale:

1) date privind amplasamentul și poziția în ansamblul edilitar; 2) date privind tipul constructiv, vîrsta și calitatea construcției; 3) date privind avariile înregistrate la 4 martie 1977 pentru fiecare categorie de element structural sau nestructural.

b. *Prelucrarea datelor.* În vederea prelucrării datelor obținute din anchetă au fost aplicate următoarele criterii și reguli:

1. Clădirile au fost împărțite în cinci categorii pe sisteme constructive, după cum urmează: 1) clădiri din materiale de slabă calitate (paianță, chirpici etc.); 2) clădiri cu zidărie portantă și planșee flexibile (lemn); 3) clădiri cu zidărie portantă și planșee rigide (beton etc.); 4) clădiri cu schelet de beton armat; 5) clădiri cu diafragme (sistem monolit și sistem prefabricat).

2. În categoriile 2 și 3, care oferă un eșantion statistic suficient de mare, a fost posibilă defalcarea clădirilor după criteriul de vechime, fiind analizate separat cele construite pînă la cutremurul din 1940 și cele construite ulterior.

3. În cadrul fiecărei categorii, clădirile au fost separate pe domenii de perioade proprii de vibrație, apreciate în domeniul elastic, determinate cu ajutorul unor formule empirice în funcție de elementele cuprinse în fișa de anchetă. Au fost alese opt domenii de perioadă, după cum urmează: 0,05–0,15 s; 0,15–0,25 s; 0,25–0,35 s; 0,35–0,50s; 0,50–0,70s; 0,70–1s; 1–1,30 s; peste 1,30 s.

4. Pentru fiecare tip de element structural și anumite tipuri de elemente nestructurale s-a

stabilit o scară a gradului de avariere (în mare, definit conform scării MSK pentru clase largi de clădiri) cu valori cuprinse între 0 (avarii neexistente) și 5 (prăbușire totală). În principiu valorile gradului de avariere sînt proporționale cu logaritmul acțiunii ce a produs avariile, fiind în corelație liniară cu gradul de intensitate seismică pe scara MSK. Avînd în vedere că metoda de investigare statistică utilizată a fost concepută la un grad de detaliere încă neutilizat în lume, a fost necesară o testare iterativă a valorilor numerice acordate fiecărui grad descriptiv de avariere pe tip de element. În acest sens matricea de valori acordate a fost îmbunătățită succesiv, la baza concluziilor actuale știind o a treia variantă.

Echipele de teren au fost instruite să marcheze în fișe, pentru fiecare tip de element, avaria maximă constatată. În această idee s-au atașat valori de grade de avariere pentru fiecare element (prima variantă). Operația de îmbunătățire iterativă a sistemului de valori atașate s-a bazat pe testarea statistică în cadrul unor eșantioane omogene mari (clădiri de același tip, din același sferă de careu și aparținînd aceluiași domeniu de perioade proprii).

Testul a constat în construirea histogrameilor de frecvență a gradului de avariere și compararea alurii lor cu alura unor densități de probabilitate specifice valorilor extreme. După fiecare testare s-a modificat sistemul de valori atașate, pînă s-au obținut, în final, histograme verosimile.

Valorile atașate în varianta finală sînt prezentate mai jos, pentru fiecare tip structural, împreună cu algoritmul de stabilire a gradului global de avariere al construcției.

NOTĂ. Fișa de anchetă, concepută în prima etapă a studiului, nu a prevăzut nici o categorie intermediară de avariere pentru zidurile portante între „neafectat” și „fisurat”. Din analiza statistică a rezultatelor obținute în cadrul primei iterații, au rezultat histograme de repartiție ale gradului de avariere al zidurilor portante, neverosimile, ceea ce a condus la o recalibrare a valorilor numerice afectate.

Prin acordarea valorii 1,75 categoriei „fisurat”, a rămas un domeniu destul de larg acoperit de categoria „neafectat”, ceea ce a impus divizarea acestei categorii în două subcategorii, „complet neafectat” și „ușor afectat”, cărora li s-au atribuit valorile 0 și, respectiv, 1. Din acest motiv, fișele completate în prima etapă, nu conțin decît simbolul obținut (N) în dreptul categoriei „neafectat”, ne mai existînd posibilitatea reanalizării lor. Pentru aceste cazuri s-a afectat valoarea 0,5 (subcategoria este nespecificată).

Fișele completate în a doua etapă a studiului nu au fost modificate, dar în dreptul categoriei neafectat, s-au diferențiat cele două subcategorii prin simboluri diferite (N și respectiv A).

Acest lucru evidențiază dificultatea estimării intensității în cazul existenței unor grade reduse de avariere, și explică creșterea coeficientului de variație al gradului de avariere odată cu scăderea intensității.

1. *Zidărie portantă.* Ziduri portante: neafectate. — complet neafectate (N) = 0; ușor afectate (A) = 1,00; grad de afectare nespecificat (X) = 0,50; fisurate = 1,75; crăpate = 2,30. crăpături 45° = 3,00; ieșiri din verticală = 4,00; prăbușite = 5,00.

Zidărie atic, calcan: neafectate: complet neafectate (N) = 0; ușor afectat sau neafectat (A sau Y) = 0,50; fisurată = 1,00; prăbușită parțial = 2,00; prăbușită total = 3,00.

CAREUL		CAREUL MIC		COD FIȘA		
CUI POSTAL		STR.		NR.	BLOC	
DATA CONSTRUCȚIEI		INAINTE DE 1940		A		
		INTRE 1940-1950		B		
		DUPA 1950		C		
CLĂDIRI VECHI DIN MATERIALE DE SLABĂ CALITATE		1 0 0 0		17		
CLADIRI CU ZIDĂRIE PORTANTĂ		Cu planșee elastice (lemn)		2 1 0 0		
		Cu planșee rigide (beton etc.)		2 2 0 0		
SCHELET DE BETON ARMAT		Cu spații mari la parter		3 1 0 0		
		Cu structura omogenă pe toate nivelele		3 2 0 0		
STRUCTURA CONSTRUCȚIEI	CU DIAFRAGMĂ	OMOGENE PE TOATE NIVELELE	Monolite	fagure	4 1 1 1	18, 19
				celular	4 1 1 2	20, 21
			Prefabricate	fagure	4 1 2 1	
				celular	4 1 2 2	
	CU PARTER FLEXIBIL	OMOGENE PE TOATE NIVELELE	Monolite	fagure	4 2 1 1	
				celular	4 2 1 2	
			Prefabricate	fagure	4 2 2 1	
				celular	4 2 2 2	
IV NUMĂRUL DE NIVELE (Parter + etaj)				22, 23		
V CALITATEA CONSTRUCȚIEI (înainte de seism)		bună		B		
		slabă		S		
VI PANTA TERENULUI		orizontal		6, 1		
		înclinat		6, 1		
VII TERENUL DE FUNDATIE		argilă		7, 1		
		pietris + nisip		7, 2		
		loess		7, 3		
		umplutură		7, 4		
VIII POZIȚIA ÎN ANSAMBLUL EDILITAR		izolată		8, 1, 0		
		alipită		8, 2, 1		
		înaltă egală		8, 2, 2		
		înaltă înegală		8, 2, 2		
IX FORMA ÎN PLAN		patruilateral		9, 1		
		triunghiular		9, 2		
		poligonal		9, 3		
X ORIENTAREA AXEI PRINCIPALE A CONSTRUCȚIEI		structurală		10, 1		
		dimensională		10, 2		
XI ADÂNCIMEA APELOR FREATICE în metri				11, 1		

Se răspunde cu DA NU
La punctul IV se scrie numărul de nivele
La punctul X se scrie direcția (ex 15)

GRADUL DE AVĂRIERE

I 38		II 38		III 38		
ZIDĂRIE PORTANTĂ		CADRE DE BETON ARMAT		DIAFRAGME		
ZIDĂRIE PORTANTĂ	neafectate	39	neafectate	39	neafectate	39
	fisurate	40	fisurate	40	fisurate	40
	crăpate	41	crăpate	41	crăpate	41
	crăpături la 45°	42	beton zdrobit - caștele stîlp	42	rupte	42
	ieșiri din verticală	43	armături flambate	43	neafectate	43
	prăbușite	44	neafectate	44	fisurate	44
	neafectate	45	fisurate	45	crăpate	45
	fisurate	46	crăpate	46	rupte	46
	crăpate	47	rupte	47	neafectate	47
	prăbușite	48	neafectate	48	fisurate	48
ZIDĂRIE PORTANTĂ	neafectate	49	fisurate (pătrunse)	49	crăpate	49
	fisurate	50	crăpate	50	beton zdrobit	50
	crăpate	51	prăbușite	51	neafectate	51
	armături flambate	52	neafectate	52	fisurate	52
	neafectate	53	fisurată pe centur	53	crăpate	53
	fisurate	54	fisurată	54	rupte	54
	crăpate	55	crăpată	55	neafectată	55
	prăbușite	56	dislocată	56	fisurată pe centur	56
	neafectate	57	prăbușită	57	fisurată	57
	alterate	58	neafectate	58	crăpată	58
ZIDĂRIE PORTANTĂ	prăbușite	59	fisurate	59	dislocată	59
	neafectate	60	crăpate	60	prăbușită	60
	fisurată	61	desprinse	61	neafectată	61
	prăbușită	62	prăbușite	62	fisurate	62
	parțial	63	BOVINDOURI	63	crăpată	63
	total	64	intregi nr.	63,64	prăbușite	64
	neafectate	65	fisurate nr.	65,66		
	fisurate	66	crăpate nr.	67,68		
	crăpate	67	prăbușite nr.	69,70		
	dislocate	68				
ZIDĂRIE PORTANTĂ	intregi nr.	61,62				
	fisurate nr.	63,64				
	crăpate nr.	65,66				
	prăbușite nr.	67,68				
COORDONATE		x		7, 22, 7		
		y		7, 75, 7		
IV 38						
CLĂDIRI VECHI DIN MATERIALE DE SLABĂ CALITATE						
ZIDĂRIE PORTANTĂ	neafectate	39				
	fisurate	40				
	crăpate	41				
	prăbușite	42				
ZIDĂRIE PORTANTĂ	intregi nr.	43,44				
	fisurate nr.	45,46				
	crăpate nr.	47,48				
	prăbușite nr.	49,50				

Numele și prenumele: 1. _____
2. _____

Fig. V.22. — Fișa de anchetă pentru studiul statistic al avariilor: a — fața 1; b — fața 2.

Gradul de avariere atașat clădirii a fost valoarea maximă între gradul de avariere al zidurilor portante și gradul de avariere al aticului sau calcanului.

II. *Cadre de beton armat*. Stâlpi de beton armat: neafecțați = 0,50; fisurați = 2,00; crăpați = 4,00; beton zdrobit = 4,00; armături flambate = 4,00.

Grinzii de beton armat: neafectate: complet neafectate (N) = 0; ușor afectate (A) = 1,00; nespecificat = 0,50; fisurate = 2,00; crăpate = 3,00; rupte = 4,00.

Zidărie de umplutură:
ancheta I: neafectată = 0; dislocată = 2,00; prăbușită = 3,00;

ancheta a II-a: neafectată = 0; fisurată pe contur = 1,00; fisurată = 1,50; crăpată = 2,00; dislocată = 2,50; prăbușită = 3,00.

Gradul de avariere atașat clădirii a fost:
— pentru clădiri construite până în 1950, valoarea maximă între gradul de avariere al stîlpilor și gradul de avariere al zidăriei de umplutură;

— pentru clădiri construite după 1950, valoarea maximă între gradul de avariere al grinzilor și gradul de avariere al zidăriei de umplutură.

III. *Diafragme (pereți portanți)*: neafectate: complet neafectate (N) = 0; ușor afectate (A) = 1,00; nespecificat (X) = 0,50; fisurate = 2,00; crăpate = 3,00; rupte = 4,00.

Pentru zidăria de umplutură și stâlpi se folosesc valorile de la cadre de beton armat.

Gradul de avariere atașat clădirii a fost:
— pentru clădiri cu structură omogenă pe toate nivelele, valoarea maximă între gradul de avariere al diafragmelor și gradul de avariere al zidăriei de umplutură;

— pentru clădiri cu parter flexibil, valoarea maximă între gradele de avariere ale diafragmelor, stîlpilor și zidăriei de umplutură.

IV. *Clădiri vechi din materiale de slabă calitate*.

Pereți: neafecțați: complet neafecțați (N) = 0; ușor afectate (A) = 1,00; nespecificat (X) = 0,50; fisurați = 2,00; crăpați = 3,00; prăbușiți = 5,00.

Gradul de avariere atașat clădirii a fost gradul de avariere al pereților.

NOTĂ. Prin „ușor afectat” se înțelege fisurarea exclusivă a tencuiei ce acoperă elementul.

c. *Rezultate statistice obținute*. Rezultatele obținute au fost reprezentate grafic în tabelul V.1, în care liniile corespund careurilor din figura V.23, iar coloanele corespund categoriilor de clădiri analizate. Pentru diferitele careuri și categorii de clădiri, sint reprezentate în tabel spectrele statistice ale gradului de avariere, adică variația gradului mediu de avariere în funcție de perioada proprie fundamentală, exprimată, pe abscisă, în secunde. Acest spectru corespunde logaritmului spectrului de acțiune al mișcării seismice pe fiecare amplasament.

Gradul mediu de avariere pentru fiecare domeniu de perioade proprii este prezentat, cu două zecimale, deasupra dreptunghiului respectiv. În interiorul dreptunghiului este notat numărul de clădiri pentru care s-a obținut valoarea medie respectivă. Acolo unde nu a fost posibil, numărul de clădiri este notat după valoarea medie și separat de aceasta printr-o bară înclinată.

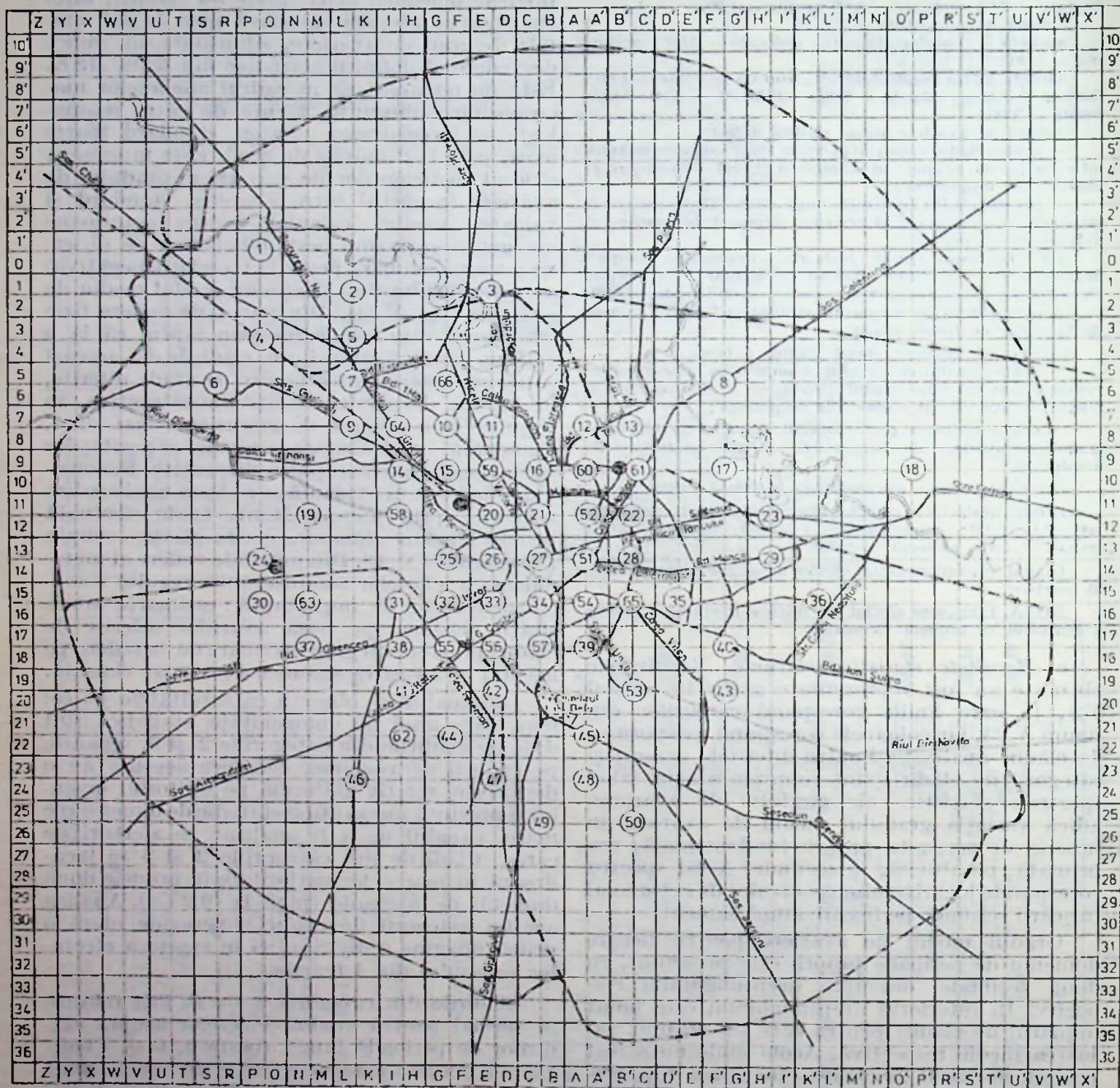
În fiecare careu cercetat este reprezentat spectrul statistic al gradului de avariere, adică variația gradului mediu de avariere al construcțiilor (pe ordonate), în funcție de domeniul de perioade proprii fundamentale de vibrație (pe abscisă, în secunde). Acest spectru corespunde logaritmului spectrului de acțiune al mișcării seismice pe fiecare amplasament.

Gradul de incredere pe care îl prezintă rezultatele din punct de vedere al caracterizării fidele a acțiunii seismice este ilustrat de abaterea standard obținută de eșantioanele omogene din care s-au calculat gradele medii de avariere. Valoarea abaterii este în general mică, pe eșantioanele omogene mari (peste 30 clădiri), înregistrându-se abateri standard până la 0,7 unități de grad de avariere, admisibile din punct de vedere al definiției statistice din scara MSK. Este de remarcat că în cadrul anchetelor macroseismice obișnuite, făcute de către seismologi, se înregistrează abateri standard foarte mari, până la 2 unități de grad. Este interesant studiul coeficienților de variație ai gradului de avariere (raportul între abaterea standard și valoarea medie), calculat pentru eșantioane omogene cuprinzând peste 60 clădiri. Se observă o regresie liniară perfectă (corelație negativă) a coeficientului de variație cu gradul mediu de avariere (fig. V.24). Din punct de vedere fizic fenomenul este explicabil prin faptul că la o acțiune de mică intensitate, clădirile din aceeași categorie suferă avarii ușoare de grade diferite, în funcție de particularitățile constructive, în timp ce la o acțiune de intensitate mai mare, elementele sint sollicitate la nivelul capacităților ultime, care sint mai puțin dispersate. Fenomenul a fost pus în evidență și pe baza unei analize numerice prin metoda Monte Carlo efectuată pe un sistem dinamic elasto-plastic simplu [56], figura IX. 18. Din punct de vedere al metodologiei anchetelor macroseismice rezultă o concluzie deosebit de importantă: estimarea intensității seismice pe baza avariilor suferite de clădiri prezintă un grad mai mare de incredere pe măsură ce mișcarea seismică a fost mai violentă.

Din analiză se observă că rezultatele cu cel mai mare grad de omogenitate statistică sint date de clădirile din categoriile 2 și 3, separate pe criterii de vechime, deoarece acestea au o distribuție relativ uniformă pe teritoriul orașului și prezintă un eșantion statistic de dimensiune mare, capabil de a fi analizat pe sferturi de careu. Clădirile din categoriile 2 și 3 se încadrează în marea lor majoritate în primele două domenii de perioade (până la 0,25 s). Analiza acestei categorii de clădiri și perioade oferă o primă imagine a distribuției în spațiu a efectelor seismului din 4 martie.

Clădirile din categoria a 4-a au fost folosite în special pentru analiza efectelor asupra clădirilor de perioadă lungă (peste 0,70 s). Clădirile din această categorie (cadre de beton armat cu perioada între 0,70 și 1,00 s) au o distribuție inegală pe suprafața Municipiului București, fiind concentrate în zona centrală. De aceea, ele oferă posibilitatea de estimare a intensității cutremurului în special pentru această zonă.

Din spectrele statistice se evidențiază clar creșterea gradului de avariere odată cu creșterea perioadei proprii a construcțiilor. Faptul este clar în special pentru clădirile din categoria



● Clădin noi

Fig. V.23. — Amplasarea careurilor pentru care sint prezentate spectre statistice de avarie in tabelul V.1.

SPECTRE ALE GRADULUI MEDIU DE AVARIERE

Careu	CLADIRI DE TIPUL						
	1	2		3		4	5
		Construite înainte de 1940	Construite după 1940	Construite înainte de 1940	Construite după 1940		
0	1	2	3	4	5	6	7
1							
2							
3							
4							
5							
6							

TABELUL V.1. continuare

	0	1	2	3	4	5	6	7
7								
8								
9								
10								
11								
12								
13								

TABELUL V.1. *continuare*

0	1	2	3	4	5	6	
14							
15							
16							
17							
18							
19							
20							

TABELUL V.1. *continuare*

0	1	2	3	4	5	6	7
21							
22							
23							
24							
25							
26							
27							

TABELUL V.1. continuare

0	1	2	3	4	5	6	7
28							
29							
30							
31							
32							
33							
34							

TABELUL V.1. *continuare*

0	1	2	3	4	5	6	7
35							
36							
37							
38							
39							
40							
41							

TABELUL V.1. *continuare*

0	1	2	3	4	5	6	7
42							
43							
44							
45							
46							
47							
48							

0	1	2	3	4	5	6	7
49							
50							
51							
52							
53							
54							
55							

TABELUL V.1. *continuare*

3	1	2	3	4	5	6	7	
56								
57								
58								
59								
60								
61								
62								

	0	1	2	3	4	5	6	7
63								
64								
65								
66								

4 și se explică prin caracteristicile mișcării seismice înregistrate la București, unde perioada predominantă pe direcția principală a fost de 1,5 s.

Pentru completarea imaginii au fost utilizate datele oferite de înregistrarea și prelucrarea agitației microseismice permanente, efectuată în 10 stații pe teritoriul orașului, în perioada octombrie 1976 — aprilie 1977.

Din corelarea rezultatelor obținute pe statistica avarierilor (grad de avariere) cu cele rezultate din studiul microseimelor (coeficienți de amplificare și perioade predominante, rezultate din spectrele Fourier de viteze) se constată aspecte cartografice diferite în funcție de domeniile de perioadă (fig. V.25 a...e).

Astfel, pentru domeniul de perioadă (0,05... 0,15) zona de avarii maxime se plasează în centrul orașului, pentru domeniul de perioadă (0,15... 0,25) o zonă de maximă avariere se extinde spre NE și NV, și are o tendință de migrare spre S. Tendința de migrare spre S se accentuează pentru perioadele mai mari (până la 0,7 s). Zona de intensitate maximă pentru perioadele lungi se deplasează din nou spre centrul orașului, unde se constată avarii grave la clădirile cu aceste perioade.

Este interesant de remarcat (fig. V.25 a și b) că în zona bulevardului Magheru, considerată imediat după cutemur ca zonă cu avarii maxime în București, gradul mediu de avariere pentru clădiri cu perioadă scurtă este relativ scăzut, crescând rapid pe măsura deplasării către E (zona străzii Iulius Fucik). Pentru această zonă se obține însă un grad mediu de avariere foarte mare la clădirile cu perioade lungi (peste o secundă), poate și datorită prezenței în această zonă a unui mare număr de clădiri vechi înalte, defectuos concepute sau executate.

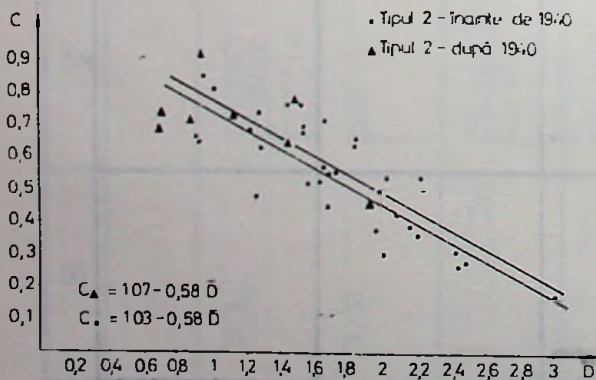


Fig. V.24. — Regresia coeficientului de variație c al gradului de avariere în funcție de gradul mediu de avariere D pentru clădiri din zidărie de cărămidă cu planșee de lemn.

Legenda: C_{\bullet} clădiri construite înainte de 1940; C_{Δ} clădiri construite după 1940.

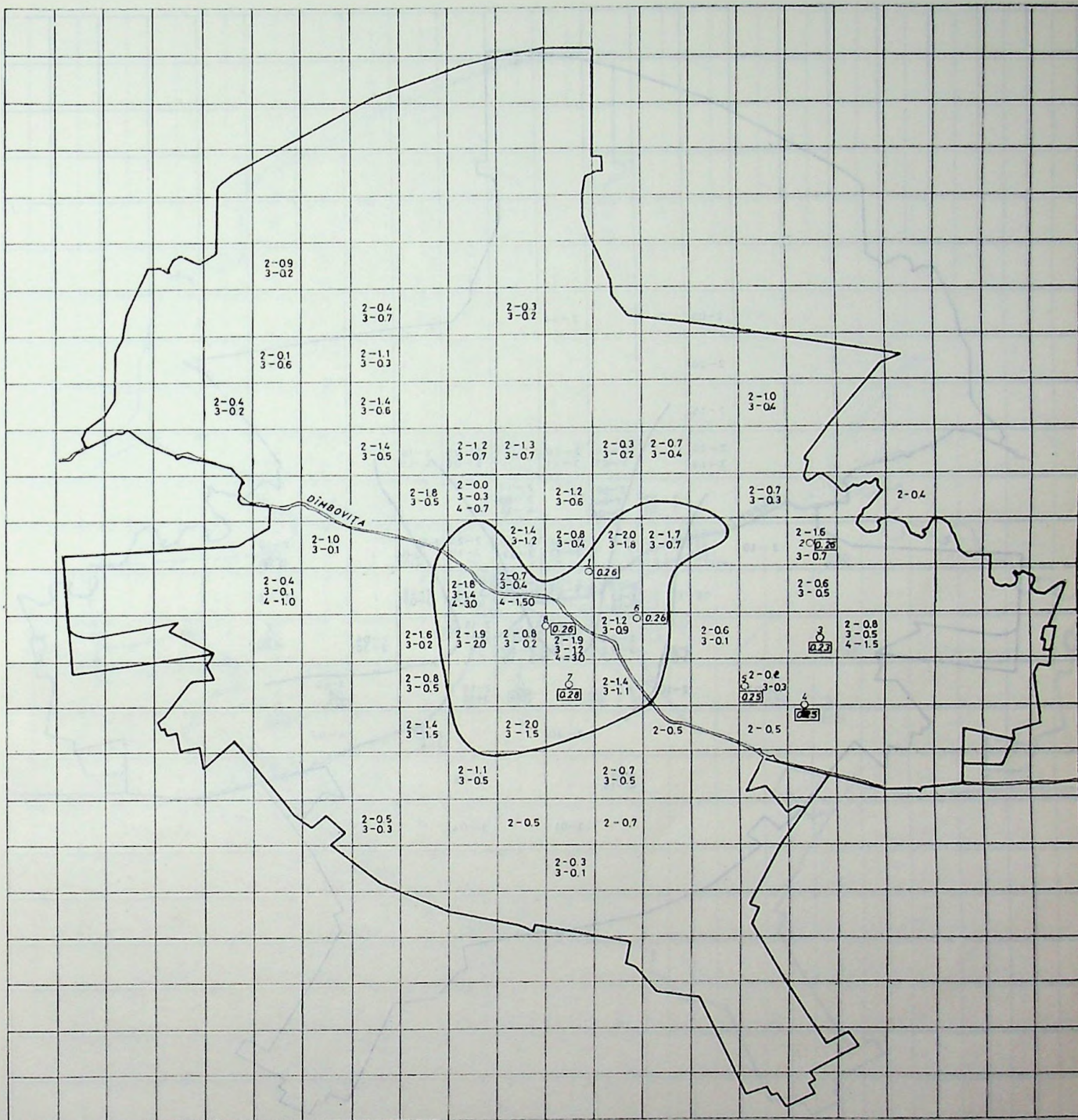


Fig. V.25. — Hărți cu coeficienți de amplificare și gradele de avariere, pentru domeniile de perioade: a — 0...0,15 s; b — 0,15...0,25 s; c — 0,25...0,35 s; d — 0,35...0,50 s; e — 0,50...0,70 s.

Legendă: 0,28 coeficient de amplificare rezultat din microseisme.
 ○ — Numărul stației de măsurare a microseismelor a — b — Grad mediu de avariere (b) pentru tipul de clădire (a).

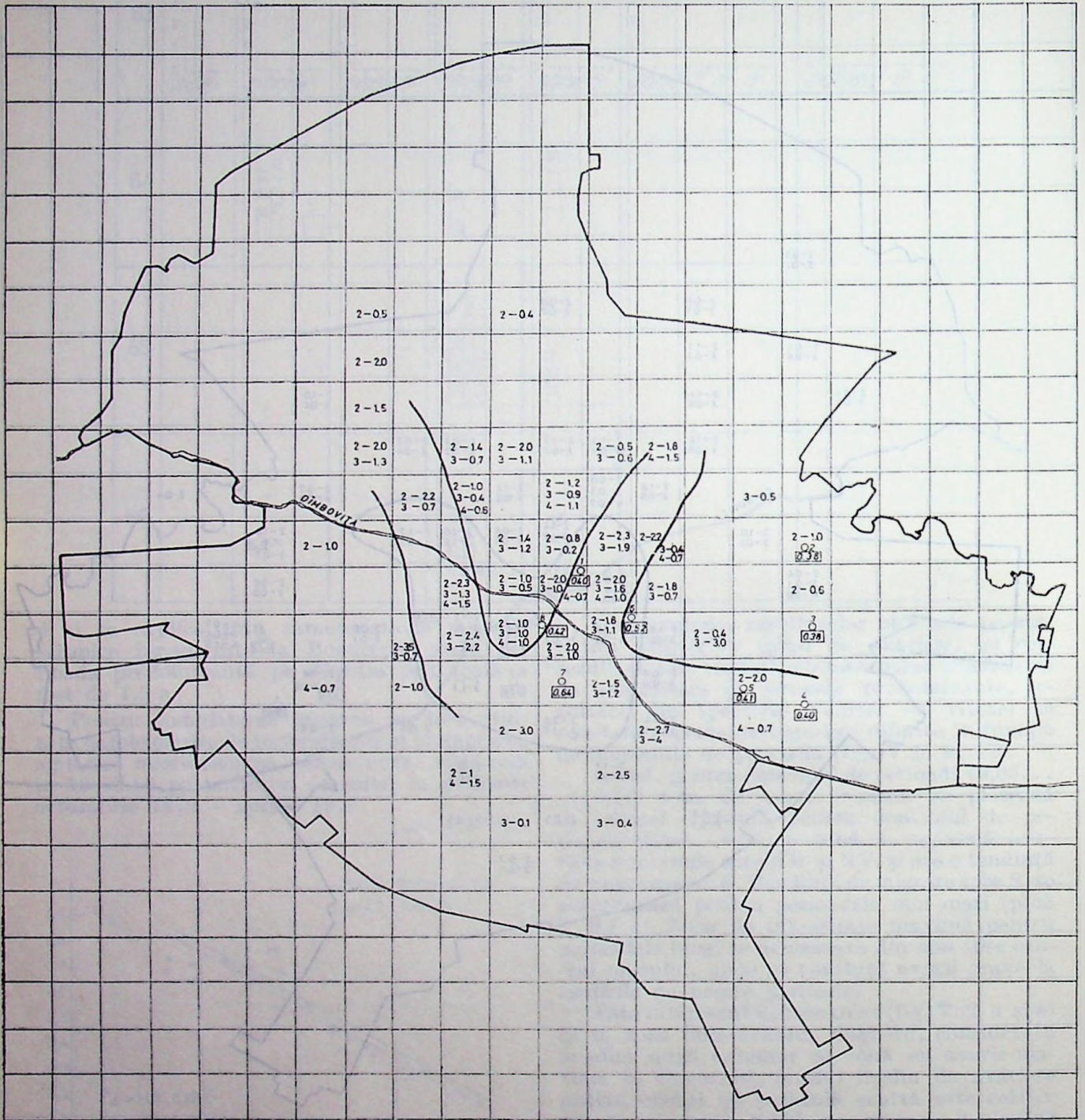


Fig. V.25 b.

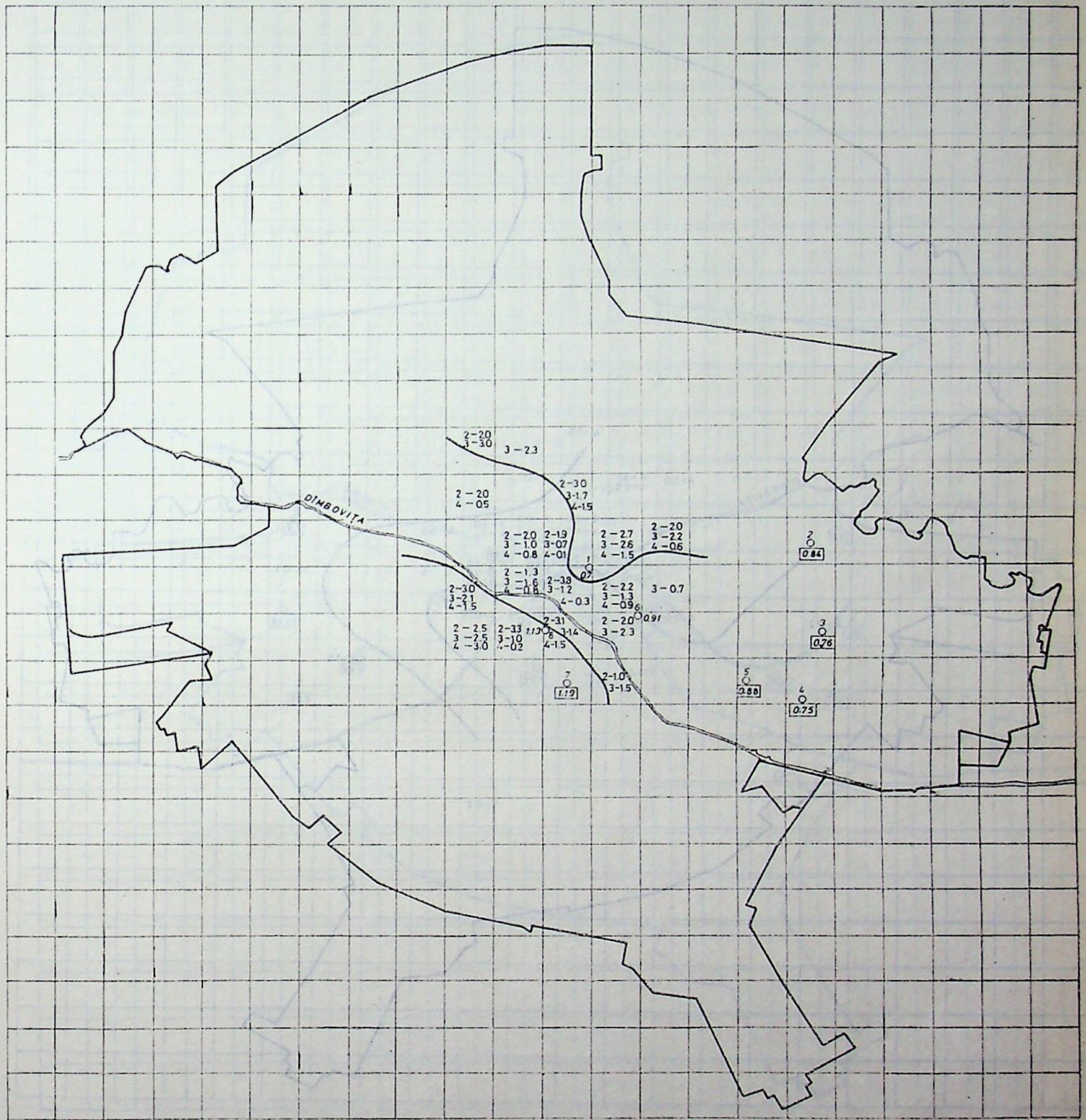


Fig. V.25 c.

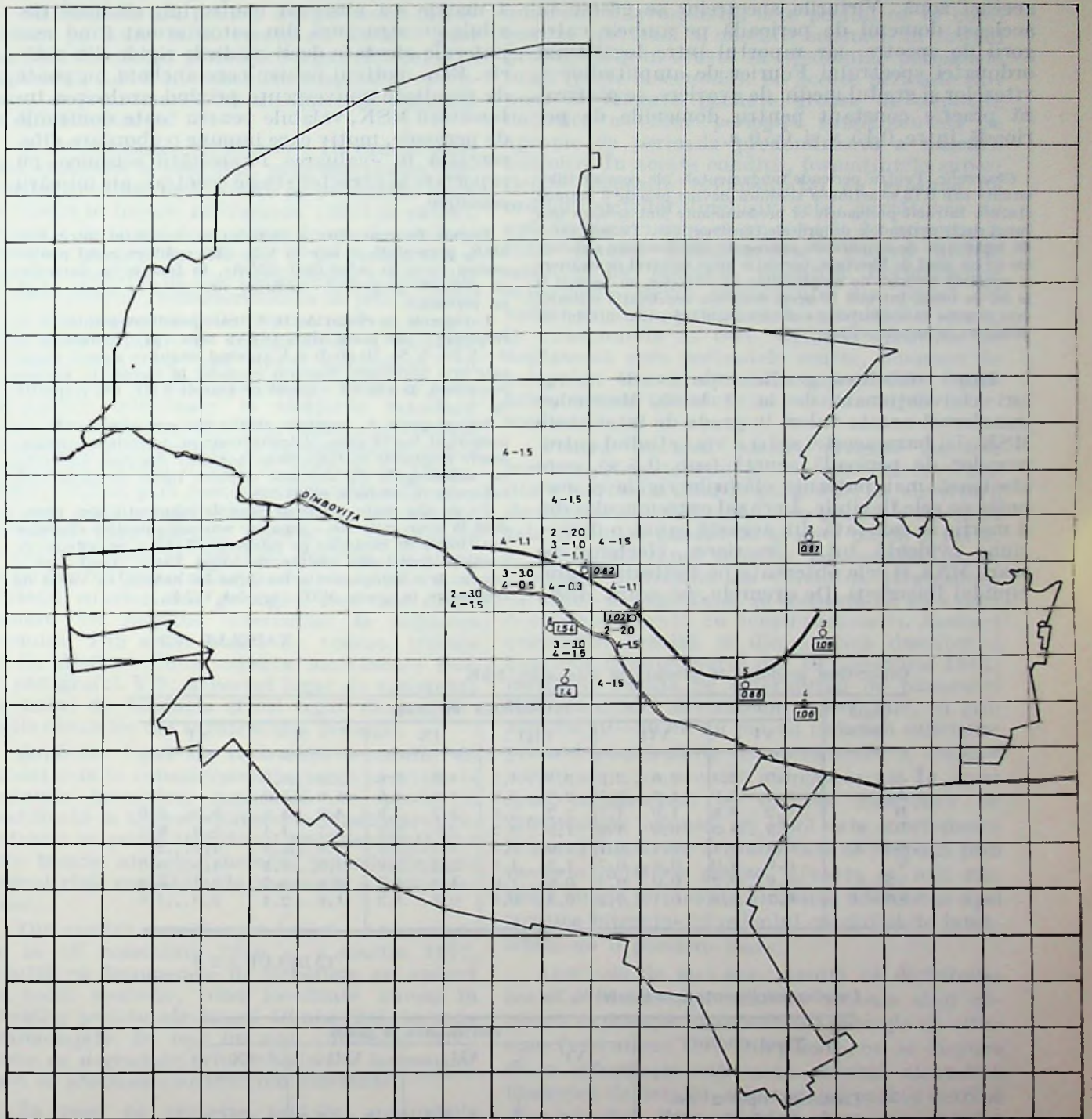


Fig. V.25 e.

Cercetări ulterioare ale INCERC au stabilit că există, în diferite puncte ale oraşului Bucureşti, o corelaţie foarte bună, calitativă şi cantitativă, între spectrele gradului mediu de avariere şi spectrele de agitaţie microseismică pentru aceeaşi zonă. Virfurile spectrelor se găsesc în aceleaşi domenii de perioadă pe ambele categorii de spectre, iar raportul între logaritmul ordonatei spectrului Fourier de amplitudine a vitezelor şi gradul mediu de avariere, se păstrează practic constant pentru domeniile de perioadă între 0,15 s şi 0,70 s.

Observație. Pentru perioade fundamentale ale construcțiilor situate sub 0.15 s, acțiunea seismică devine practic o acțiune statică. Întrucât perioadele ei predominante sînt sensibile mai lungi decît perioadele proprii ale construcțiilor. Ținînd seama de rapoartele de amplificare cunoscute din dinamica sistemelor cu un grad de libertate, corelația între spectrul de avariere și spectrul Fourier de amplitudine al vitezelor nu va mai fi la fel de bună. Întrucît în acest domeniu accelerația seismică este practic în exclusivitate determinată pentru nivelul de solicitare al construcțiilor.

După stabilirea gradului de avarie în valori convenționale de la 0 la 5, Medvedev transformă aceste valori în grade de intensitate MSK. La baza acestei scări a stat studiul cutremurelor de perioadă scurtă (sub 0,5 s), care afectează mai puternic clădirile rigide și mai puțin pe cele flexibile. În cazul cutremurului din 4 martie se constată din această cauză o distorsiune evidentă între descrierea efectelor pe scara MSK și cele observate pe teritoriul Municipiului București. De exemplu, pe scara MSK,

care nu face nici o diferențiere după criterii spectrale, avariile la clădirile cu structura de beton armat apar la un grad de intensitate mai ridicat decît acela la care clădirile de zidărie suferă grave avarii, în timp ce în București la 4 martie s-a observat contrariul, clădirile flexibile cu structură din beton armat fiind mai puternic afectate decît clădirile rigide din zidărie. Este motivul pentru care ancheta nu poate da rezultate convergente privind evaluarea intensității MSK, valabile pentru toate domeniile de perioade, motiv care impune o abordare diferențiată în evaluarea intensității seismice, cu raportare la caracteristicile spectrale ale mișcării seismice.

Regula de convertire a gradului de avarie în intensități MSK, prezentată în tabelul V.2a [72] conduce astfel pentru același careu la intensități diferite, în funcție de domeniul de perioade proprii ale clădirilor (intensitatea crește odată cu perioada).

Categoriile de clădiri A, B, V, corespund categoriilor A, B respectiv C din scara MSK (STAS 3681-71), subcategoriile S-8, S-9, S-10 ale B și V cuprind clădiri ce au fost asigurate prin proiectare, conform normelor în vigoare la vremea respectivă, la mișcări seismice de gradele VIII, IX, respectiv X.

Subcategoria A₁ cuprinde clădiri din materiale locale, cu acoperișul foarte greu, datorită cerinței de izolare termică, foarte răspindite în Republicile Sovietice din Asia Centrală, iar subcategoria A₂ cuprinde celelalte tipuri de clădiri din categoria A, conform scării MSK.

Pe de altă parte, volumul mare de informații, fără precedent în lume, a permis o separare mai amănunțită a clădirilor din zidărie de cărămidă pe categoriile 2 și 3 și pe criteriul de vechime (construite înainte sau după 1910). Acest fapt a condus la o completare a tabelului lui Sebalin cu valori de convertire în grade MSK (tabelul V.2 b).

TABELUL V.2 a

Convertirea gradului de avariere în intensități MSK

Tipul clădirii	Intensitatea în grade					
	VI	VII	VIII	IX	X	XI
A ₁	1,5...2,1	2,8...3,5	3,8...4,3	4,9...5,6	5,8...6,5	—
A ₂	-0,2...1,6	1,6...2,5	2,9...3,6	4,0...4,6	5,0...5,7	—
B	-0,2...0,6	1,0...1,7	2,2...2,8	3,2...3,8	4,2...4,6	5,3...6,0
BS-8	-0,3...0,3	0,6...1,2	1,5...2,2	2,5...3,2	3,7...4,4	5,0...6,2
BS-9	-0,4...0,1	0,4...0,7	1,0...1,5	1,7...2,4	2,8...4,0	4,7...5,7
V	-0,5...0,0	0,3...0,7	1,2...1,8	2,2...2,8	3,3...4,1	4,5...5,5
VS-8	-0,6...0,2	0,0...0,4	0,6...1,0	1,4...1,9	2,4...3,2	3,8...5,3
VS-10	-0,7...0,3	-0,1...0,2	0,3...0,6	0,8...1,3	1,6...2,4	3,0...4,6

TABELUL V.2 b

Detalii suplimentare la tabelul V. 2 a

Tipul clădirii	Intensitatea în grade			
	VI	VII	VIII	IX
Clădiri de tipul 2 construite înainte de 1910	0,2...1,0	1,4...2,1	2,6...3,2	3,6...4,2
Clădiri de tipul 3 construite înainte de 1910	0...0,5	0,9...1,6	2,1...2,7	3,1...3,7
Clădiri de tipul 2 construite după 1910	0...0,6	1,0...1,7	2,2...2,8	3,2...3,8
Clădiri de tipul 3 construite după 1910	0...0,2	0,6...1,3	1,8...2,4	2,8...3,4

Prin convertirea gradului mediu de avariere (a valorilor convenționale de la 0 la 5) în grade MSK, au fost elaborate 3 hărți pentru domeniile de perioadă 0...0,15 s, 0,15 s...0,25 s și 0,7 s...1,00 s (figurile V.26 a, b, c).

Se constată că, pentru aceeași zonă, intensitatea pe scara MSK crește cu peste 1 grad pentru clădirile cu perioadă lungă. Efectul este explicabil, luând în considerare spectrul cutremurului și caracteristicile dinamice ale terenului în diferite puncte.

d. *Interpretarea rezultatelor.* În cadrul analizei statistice a avariilor, prin efectuarea mediilor gradului de avariere pe un număr mare de clădiri în fiecare microcareu (sfert de carcu), separate pe tipuri de construcție, pe domenii de perioade proprii de vibrație și pe vechime, s-a realizat condiția de comparabilitate a efectelor pe microcareuri, considerându-se că prin aceasta ponderea caracteristicilor constructive, a calității materialului de construcție, a calității execuției etc., au fost mult diminuate. În sprijinul acestei afirmații se pot aduce și considerentele referitoare la abaterile standard relativ mici ale gradului de avariere, prezentate în paragraful precedent. În consecință, se poate aprecia că gradul diferit de avariere pe microcareu, obținut prin mediere statistică, reflectă o variație reală a intensității mișcării seismice pe teritoriul Municipiului București. Distribuția intensității care se constată trebuie de aceea să fie atribuită factorilor geologici, adică variabilității substratului geologic, care are drept urmare un răspuns diferențiat la acțiunea seismică. Din acest punct de vedere, trebuie să fie distinse două aspecte menționate încă în paragraful V.2: aspectul legat de rezistența terenului de fundație și cel legat de proprietățile dinamice ale substratului geologic.

Aspectul legat de rezistența terenului de fundație ia în considerare rezistența acestuia la acțiunile mecanice, rezistență ce poate fi modificată în timpul unui seism. Modificarea rezistenței se poate manifesta prin lichiefiere sau prin tasare, ambele fenomene putând afecta în primul rând condițiile de rezemare a construcțiilor.

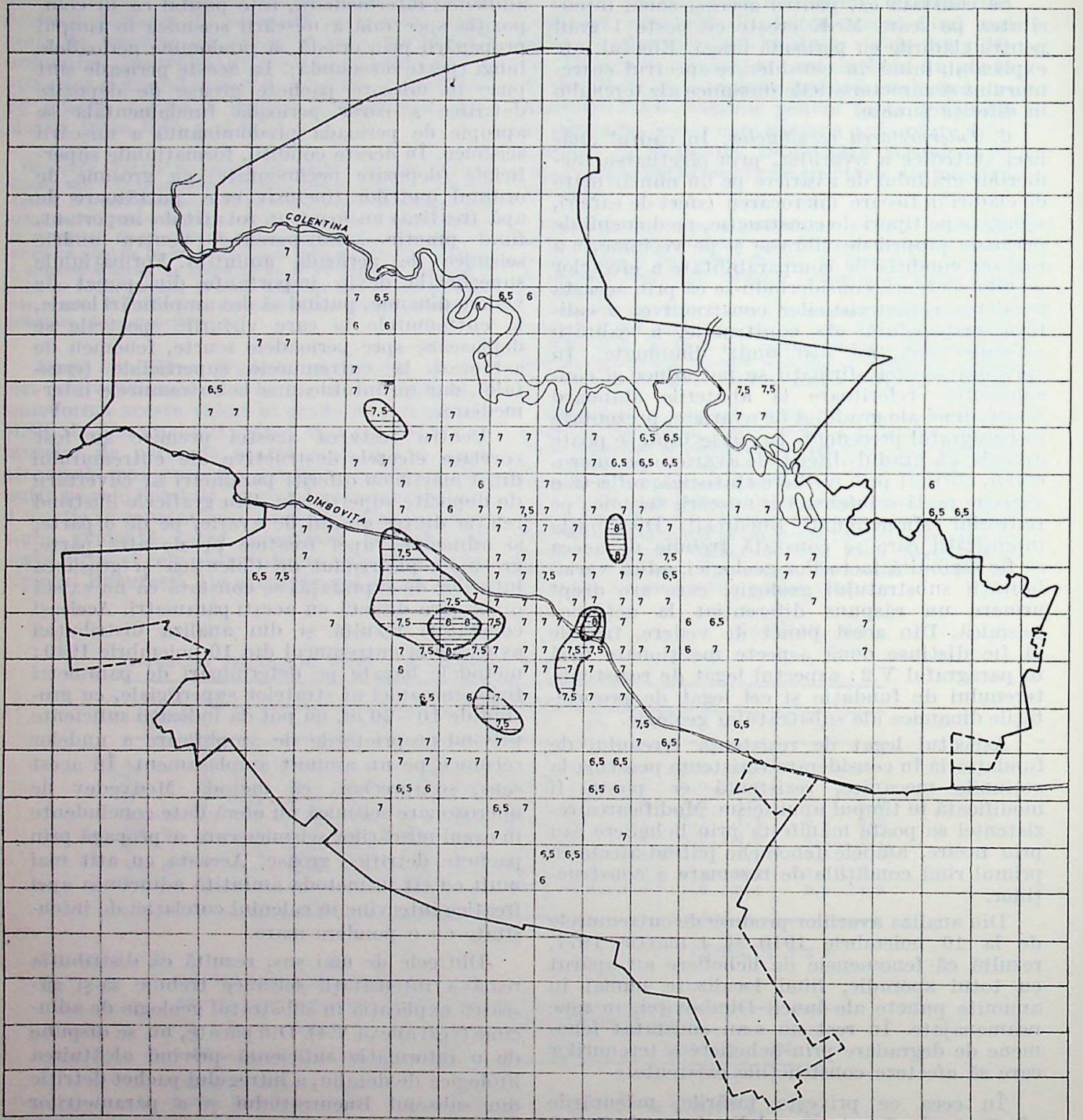
Din analiza avariilor produse de cutremurele de la 10 noiembrie 1940 și 4 martie 1977, rezultă că fenomenele de lichiefiere au apărut cu totul sporadic, fiind localizate numai în anumite puncte ale luncii Dimboviței, în zone neamenajate. În rest nu s-au constatat fenomene de degradare prin lichiefiere a terenurilor care să afecteze construcțiile existente.

În ceea ce privește tasările, măsurările efectuate după cutremurul din 4 martie indică valori cuprinse între 0,2—2,5 cm, pentru clădiri cu 11—12 nivele. Măsurările menționate nu indică tasări diferențiale. Se constată astfel că aspectul legat de rezistența terenului de fundație joacă un rol secundar în diferențierea efectelor seismice la București în raport cu aspectul legat de proprietățile dinamice ale

substratului geologic. Aspectul legat de proprietățile dinamice ale substratului geologic este determinat de compoziția spectrală a mișcării seismice, care poate diferi de la un cutremur la altul. În cazul cutremurelor vrâncene, de adâncime intermediară, este posibil ca în compoziția spectrală a mișcării seismice în timpul propagării prin crustă să predominie perioadele lungi (peste o secundă). La aceste perioade sînt puse în mișcare pachete groase de depozite detritice a căror perioadă fundamentală se apropie de perioada predominantă a mișcării seismice. În aceste condiții, formațiunile superficiale (depozite necimentate) cu grosime de ordinul metrilor (inclusiv cele purtătoare de apă freatică) nu joacă un rol atât de important, fiind practic „transparente” pentru undele seismice de perioadă amintită. Formațiunile superficiale devin importante din punct de vedere dinamic, putînd să dea amplificări locale, la cutremurele la care vîrfurile spectrale se deplasează spre perioadele scurte, fenomen de așteptat la cutremurele superficiale (crustale), dar nu întotdeauna la cutremurele intermediare.

Pentru testarea acestei premise au fost corelate efectele destructive ale cutremurului din 4 martie cu diferiți parametri ai cuverturii de depozite superficiale. Din graficele ilustrînd relația dintre gradul de avarie, pe de o parte, și adîncimea apei freactice pe de altă parte, grosimea pietrișului de Colentina și grosimea luturilor de suprafață, se constată că nu există o corelare directă cu acești parametri. Aceleași constatări rezultă și din analiza distribuției avariilor la cutremurul din 10 noiembrie 1940; metodele bazate pe determinări de parametri fizico-mecanici ai straturilor superficiale, cu grosimi de 10—20 m, nu pot da indicații suficiente privind proprietățile de amplificare a undelor seismice pe un anumit amplasament. În acest sens, se apreciază că metoda Medvedev de microzonare seismică nu oferă date concludente în cazul mișcărilor seismice care se propagă prin pachete detritice groase. Aceasta cu atât mai mult cu cît în metoda amintită adîncimea apei freactice intervine în calculul corelației de intensitate cu o pondere mare.

Din cele de mai sus, rezultă că distribuția reală a intensității seismice trebuie să-și găsească explicația în substratul geologic de adîncime (vezi anexa V.1). Din păcate, nu se dispune de o informație suficientă privind alcătuirea litologică de detaliu, a întregului pachet detritic din subsolul Bucureștiului și a parametrilor de propagare a undelor seismice prin fiecare strat, care să permită elaborarea unui model matematic. În această situație, pe baza datelor cunoscute în prezent, se pot avansa doar unele ipoteze pentru explicarea unor fenomene de amplificare locală a intensității seismice, așa cum se menționează ulterior.



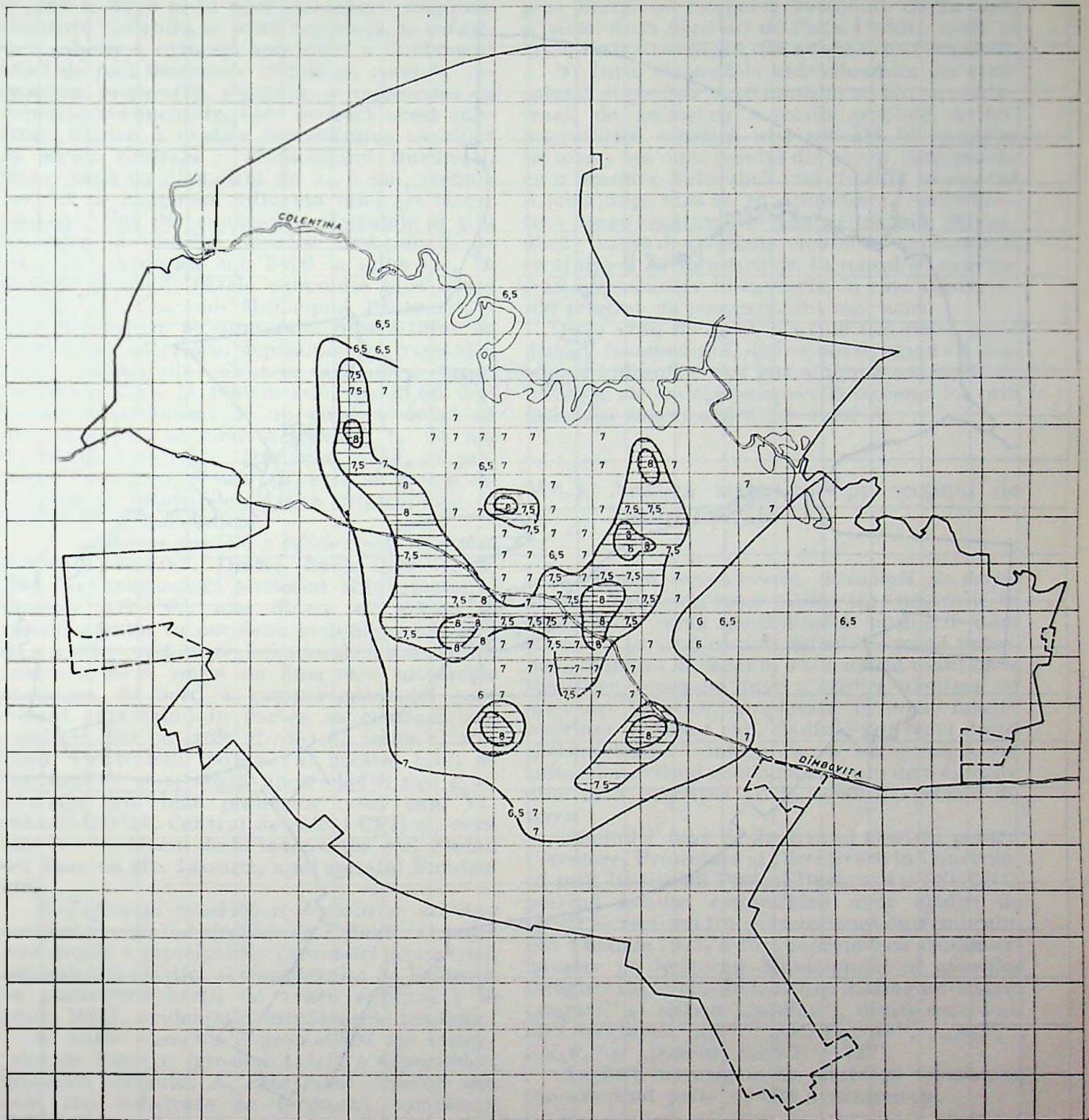


Fig. V.26 b.

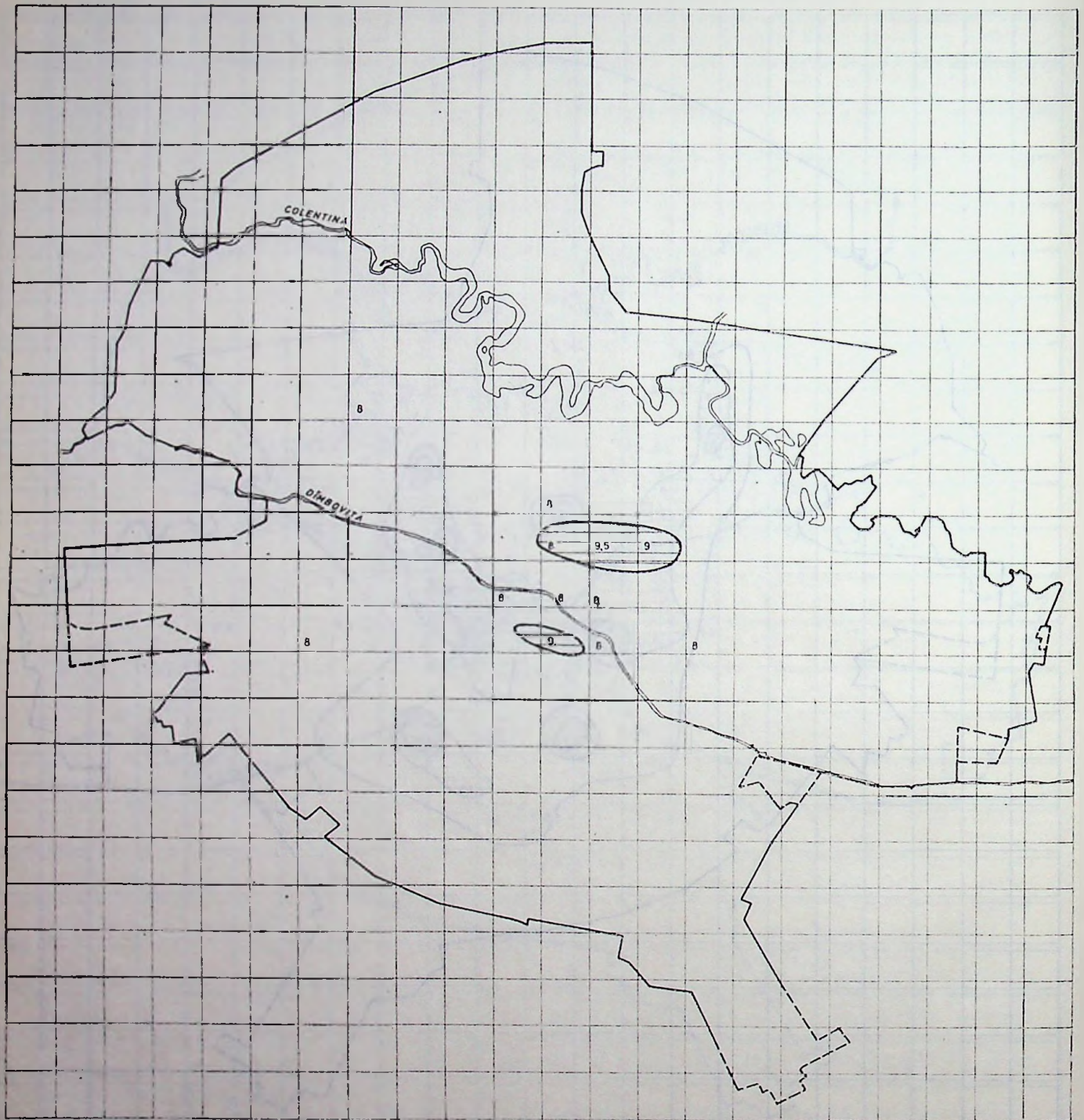


Fig. V.26 c.

1) *Concentrarea avariilor în partea centrală a Municipiului București ar putea fi efectul unei focalizări cauzate de structura geologică adâncă.* Dacă se consideră structura geologică de ansamblu, până la 2000 m în sudul orașului și până la 3000 m în nord (Băneasa), singurele elemente variabile, la scară regională, le constituie coborârea regulată spre nord a fundamentului de roci mezozoice rigide și, corelat, îngroșarea progresivă, regulată, a succesiunii de depozite necimentate, care acoperă acest substrat. Pentru a explica concentrarea avariilor în partea centrală a Municipiului București, într-o zonă cu diametrul de 5--6 km, trebuie deci să ne imaginăm influența unui alt factor geologic. Una din explicațiile plauzibile ar fi o focalizare a undelor seismice condiționată de structura geologică sub 3000 m adâncime. În această privință, datele cunoscute până acum indică existența, sub Municipiul București, a unei depresiuni pe suprafața substratului de formațiuni paleozoice, depresiune cu versantul nordic format din calcarele carbonifere interceptate la Periş la 4000 m adâncime și cu versantul sudic format de un puternic relief de roci eruptive permice (Dobreni, la 20 km S-SE de București). Din acest relief, ar proveni fragmentele de crupții, care se găsesc remaniate în depozitele triasice interceptate de forajul Popești-Leordeni.

2) *Influența posibilă a faliilor care afectează cuvertura neogenă.* Dintre liniile ipotetice de falie care traversează teritoriul Municipiului în direcția NE-SV, una dintre ele reține în special atenția ca accident tectonic susceptibil de a fi intervenit în creșterea locală a intensității seismice. Este vorba de linia care urmărește marginea de nord a compartimentului ușor ridicat cuprinzând în partea sa centrală sectorul cel mai puternic afectat de seism al orașului. Pe traseul ipotetic al acestei falii, se constată că se situează unele clădiri mai grav avariate sau chiar prăbușite (vezi cap. VI) (blocul OD 16, Centrul de calcul CFR și, ceva mai la sud, blocul de la intersecția șos. Ștefan cel Mare cu str. Lizeanu, apoi spitalul Fundeni etc).

3) *Influența posibilă a depozitelor detritice acvifere aparținând stratelor de Frătești.* O corelare simplă a principalilor parametri geometricei, hidraulici și elastici ai complexului de Frătești, cu parametrii hărții de avarii exprimată în grade MSK, evidențiază următoarele tendințe:

a) Între elementele geometrice ale straturilor de Frătești (grosime totală a depozitelor, grosimea stratului A, substratul superior din cele trei substrate ce formează complexul Frătești) și efectele seismului din 4 martie 1977 exprimate în grade MSK, nu se pot stabili corelări directe. O semnificație ar putea avea unele pante mai mari (până la 18 %) ale morfologiei acoperișului stratului A ce se evidențiază pe harta izopahitelor din figura V.27, separate prin arii evasiorizontale sau ușor depresiionate în anumite sectoare. În zonele în care

taluzul îngropat cu pante mari întâlnește suprafețele evasi-orizontale, se pot produce focalizări ale undelor seismice, ce au ca rezultat amplificarea mișcării. Există două asemenea zone în București (zona Cotroceni din luncă plus marginea cîmpului învecinat de la sud, și zona de la nord-est de Piața Unirii), unde și intensitatea rezultată din avarii a fost maximă.

b) Între elementele hidrodinamice ale stratului A și efectele cutremurului recent se conturează de asemenea corelații posibile. Astfel, intensitatea seismică mai ridicată în anumite sectoare, așa cum rezultă din avarii, corespunde cu o presiune hidrolică mai ridicată în stratul A (ce ajunge până la 16 atmosfere). Semnificativă apare legătura de aceeași natură (hidraulică) între denivelările create de exploatarea stratului și harta avariilor, în sensul că avariile scad semnificativ în careurile în care denivelările produse de pompare sînt mai mari.

Este greu de găsit o explicație fizică imediată a fenomenului, dar se poate bănuși că presiunile hidraulice mai pot schimba condițiile de refracție ale undelor seismice la trecerea lor prin interfața superioară a stratului A.

V.4.3. Analiza statistică pe secțiuni de clădiri tipizate

a) *Cadru organizatoric. Principii de desfășurare.* Existența unor clădiri tip construite în serie mare oferă posibilitatea obținerii unor concluzii privind caracteristicile mișcării puternice, mai ales în cazul în care există eșantioane statistice omogene mari: clădiri identice cu orientări identice, amplasate în zone relativ restrînse. În acest caz, clădirile pot servi drept „seismoscoape”, interpretarea statistică a rezultatelor evitînd concluzii alterate de o calitate diferită a execuției și de condiții speciale de teren.

Studiul inițiat de Institutul Central pentru Cercetare, Proiectare și Directivare în Construcții prin Institutul Proiect București și INCERC, privind analiza comportării unor clădiri de locuit — secțiuni tip — la acțiunea cutremurului din 4 martie 1977, a fost conceput ca studiu exhaustiv pe teritoriul Municipiului al avariilor înregistrate la clădiri înalte cu diafragme (sistem „figure” și sistem „celular”), dintre care s-au ales secțiunile „R”, „OD-Figure”, „M₁F₈”, „M₁F₄” și „pauouri mari P + 7E”.

Au fost investigate în total 808 tronsoane, reprezentînd peste 40 000 apartamente.

Examinarea avariilor la clădiri s-a făcut individual pentru fiecare tronson, pe baza unei fișe tip și pe baza unei anexe la fișa tip, unde se înscriu toate avariile structurale și nestructurale observate, cu localizarea respectivă.

Pe baza descrierii avariilor s-a încercat o cuantificare a gradului de avarie, separat pe cele două direcții principale ale clădirii, folosind

o scară logaritmică. Gradul de avariere atașat este estimat pe principii identice cu cele folosite în studiul elaborat de Comisia CNȘT, prezentat în paragraful anterior.

În studiul IPB-INCERC s-a întreprins extinderea și precizarea scării gradului de avariere separat pentru diversele tipuri de clădiri analizate. În același timp s-au acordat și valori fracționare între valorile întregi (0, 1, 2, 3, 4, 5), pentru a se obține o distribuție relativ continuă a gradului de avariere. În prealabil însă, după examinarea fișelor clădirilor de același tip, s-au selecționat avariile caracteristice, încercându-se explicarea lor prin lucrul de ansamblu al structurilor respective în timpul cutremurului. Referitor la cuantificarea gradelor de avariere pe cele două direcții principale ale structurilor se menționează următoarele:

Scopul scării „categoriilor de avarii” este clasificarea unor informații care să permită deducerea intensității seismice într-o zonă. Din acest motiv, obiectivul ideal în materie de scări de avariere ar fi o etalonare care să permită determinarea intensității pe direcția predominantă a acțiunii seismice cu ajutorul unei formule simple de transformare a componentelor (de tipul unui tensor referitor la coordonatele din planul orizontal). Pentru aceasta ar fi în particular necesar ca valoarea maximă a scării (5,00) să corespundă atingerii stadiului de prăbușire simultan pe ambele direcții principale: adică pe două clădiri identice și orientate perpendicular să se obțină valoarea 5,00 în momentul prăbușirii. În realitate acest lucru nu este realizabil deoarece, din motive constructive, clădirile reale, de formă dreptunghiulară în plan, au rigidități și capacități portante diferite pe cele două direcții. În această situație, dacă se imaginează o mișcare seismică izotropă, a cărei intensitate este făcută să crească treptat, în momentul prăbușirii clădirii pe direcție transversală, gradul de avariere pe această direcție va fi prin definiție 5,00, iar avariile pe direcție longitudinală (mai reduse decât cele din stadiul de prăbușire pe această direcție) vor avea note sub 5,00. Din acest motiv, în cazul ipotetic al unei clădiri prăbușite prin cedarea pe direcție transversală, se atașează un grad de avariere egal cu 5 pentru această direcție, pe direcția longitudinală gradul de avariere fiind în principiu mai mic, dar fără posibilitate practică de evaluare. Odată obținute gradele de avariere pe cele două direcții pentru fiecare tronson, se poate calcula un grad mediu de avariere, specific secțiunii respective, pentru toate tronsoanele de egală orientare, amplasate într-o anumită zonă a Municipiului București. Criteriile pe care au fost alese cele cinci secțiuni etalon au fost:

— număr de exemplare suficient de mare pe teritoriul Municipiului pentru a permite

o interpretare statistică, în scopul obținerii unor rezultate cu grad mare de încredere;

— o răspândire cât mai uniformă în cartierele noi din diferite zone ale orașului;

— o sensibilitate suficientă la cutremur, evidențiată de gradul relativ mare de avariere, pentru a permite diferențierea efectelor în funcție de severitatea mișcării seismice pe diferitele amplasamente.

În scopul obținerii unei aprecieri a gradului de avarie pe baze instrumentale, INCERC a măsurat după cutremur, perioadele proprii fundamentale de vibrație pe cele două direcții principale și la torsiune, pentru toate tronsoanele de tip „R” și pentru câteva tronsoane din celelalte tipuri. Rezultatele sunt prezentate în detaliu în capitolul IX. În cele ce urmează se prezintă pe scurt rezultatele obținute în cadrul studiului care pot conduce la concluzii privind caracteristicile mișcării seismice, urmînd ca rezultatele ce conduc la concluzii de natură structurală să fie prezentate în capitolul VI.

b) *Secțiunea „R”*. Secțiunea „R”-Bară decalată este o secțiune de tip „figure”, avînd de cele mai multe ori P + 10 etaje, dar apărînd uneori și în variantele P + 9E și P + 11E.

Acest tip de clădiri a fost executat, în general, prin glisare, în afară de câteva exemplare executate prin metode obișnuite (cofraje demontabile).

Există două variante principale de partiu al parterului, după cum sînt amplasate intrările. Într-una din variante intrările sînt amplasate axial, la capete, pe laturile scurte ale blocului, între cele două corpuri longitudinale decalate care alcătuiesc spațiile locuite ale tronsonului (fig. V.28a)

În altă variantă, anterioară celei de mai sus, intrările erau dispuse antisimetric, pe laturile lungi ale blocului, aproape de capetele acestuia (fig. V.28b).

Din punct de vedere al amplasării pe teritoriul Municipiului București, clădirile „R” sînt grupate în zone relativ restrinse, în 6 cartiere: Berceni, Drumul Taberei, Militari, Jiului-Scînteia, Colentina și Titan. Clădirile din fiecare cartier au orientare identică (cu o excepție în Jiului-Scînteia, unde două tronsoane sînt orientate perpendicular pe celelalte).

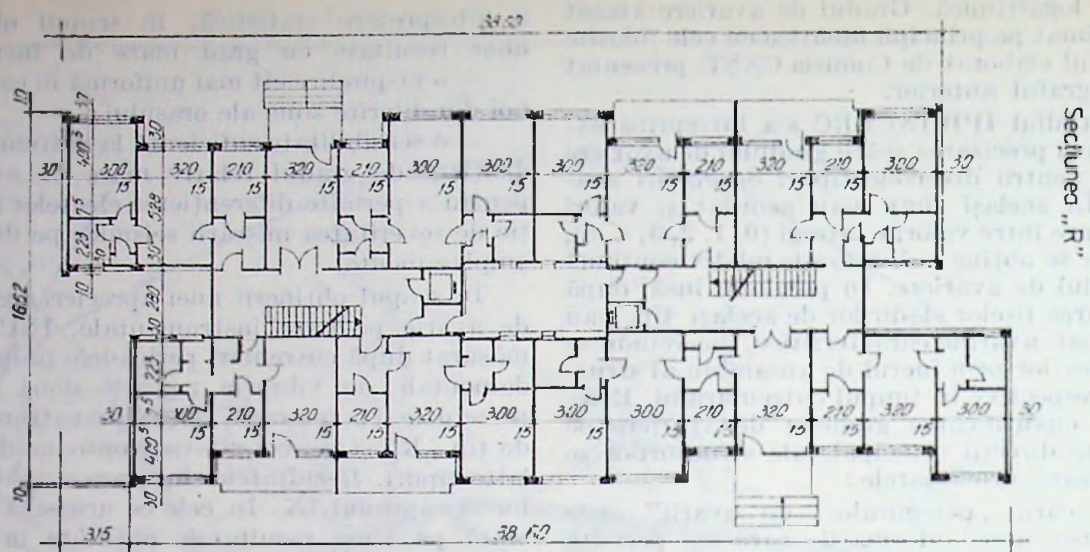
Există, cu aproximație, trei tipuri de orientări ale clădirilor „R” în Municipiul București:

- N—S (Drumul Taberei, Militari, Titan);
- NE—SV (Jiului-Scînteia, Berceni).
- VNV—ESE (Colentina).

Au fost investigate toate cele 113 tronsoane tip „R”.

Valorile așteptate pentru gradul de avariere au fost prelucrate statistic, considerînd ca eșantioane mulțimea clădirilor cu orientare identică și cu același număr de nivele, amplasate într-un cartier.

Rezultatele prelucrării statistice (valoarea medie \bar{D} și abaterea medie pătratică σ_D) sînt prezentate în tabelul V.3



PLAN PARTER
Varianta-1 Intrări antisimetrice

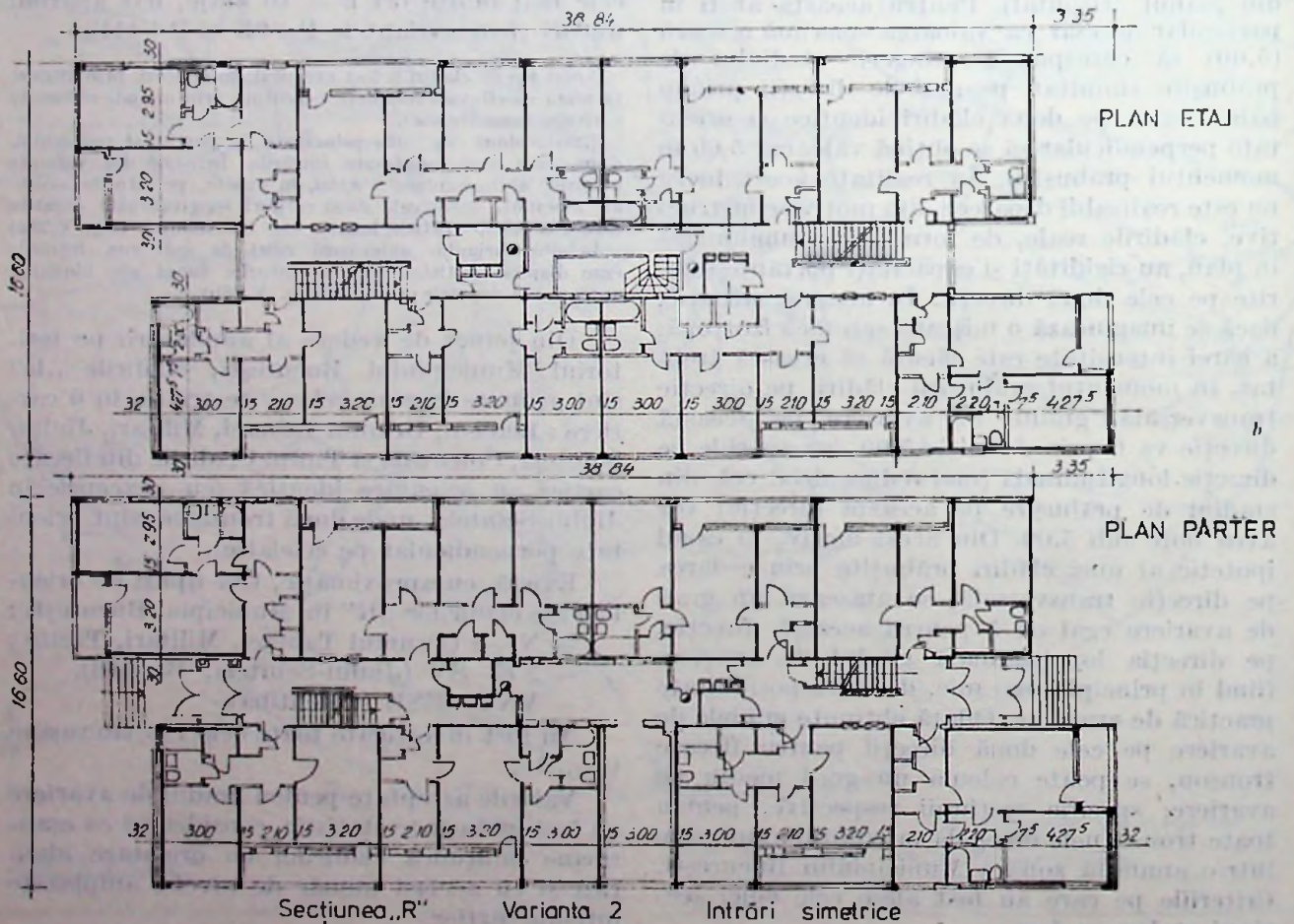


Fig.V.28. — Secțiunea R. a — varianta I. Intrări antisimetrice; b — varianta II. Intrări simetrice; c — amplasarea tranșanelor „R” șos. Colentina Var II (P + 10 E) d. Amplasarea tranșanelor „R” în cartierul Bercei.

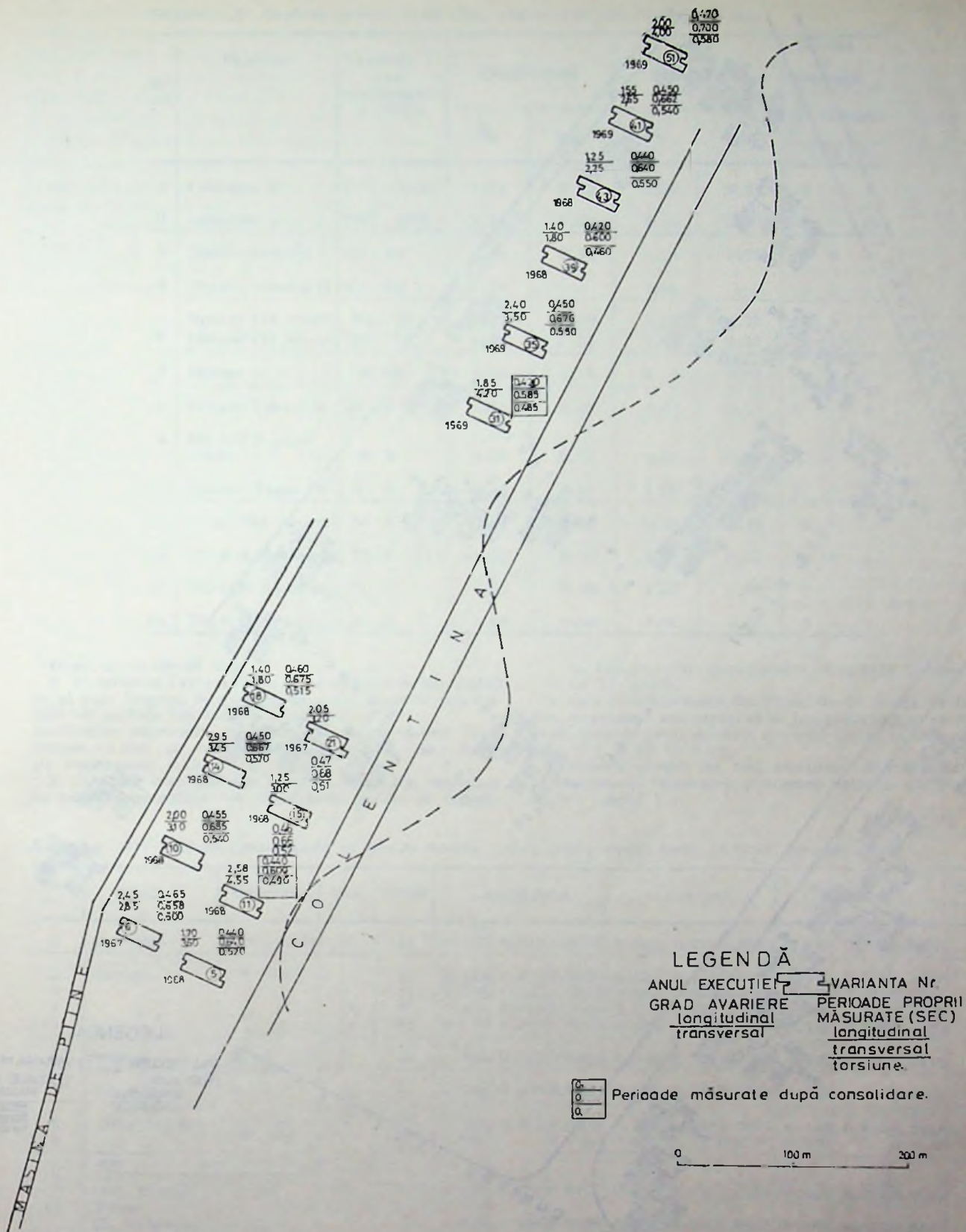


Fig. V.28 c

Notă: Linia punctată reprezintă variația intensității seismice în lungul șoselei.

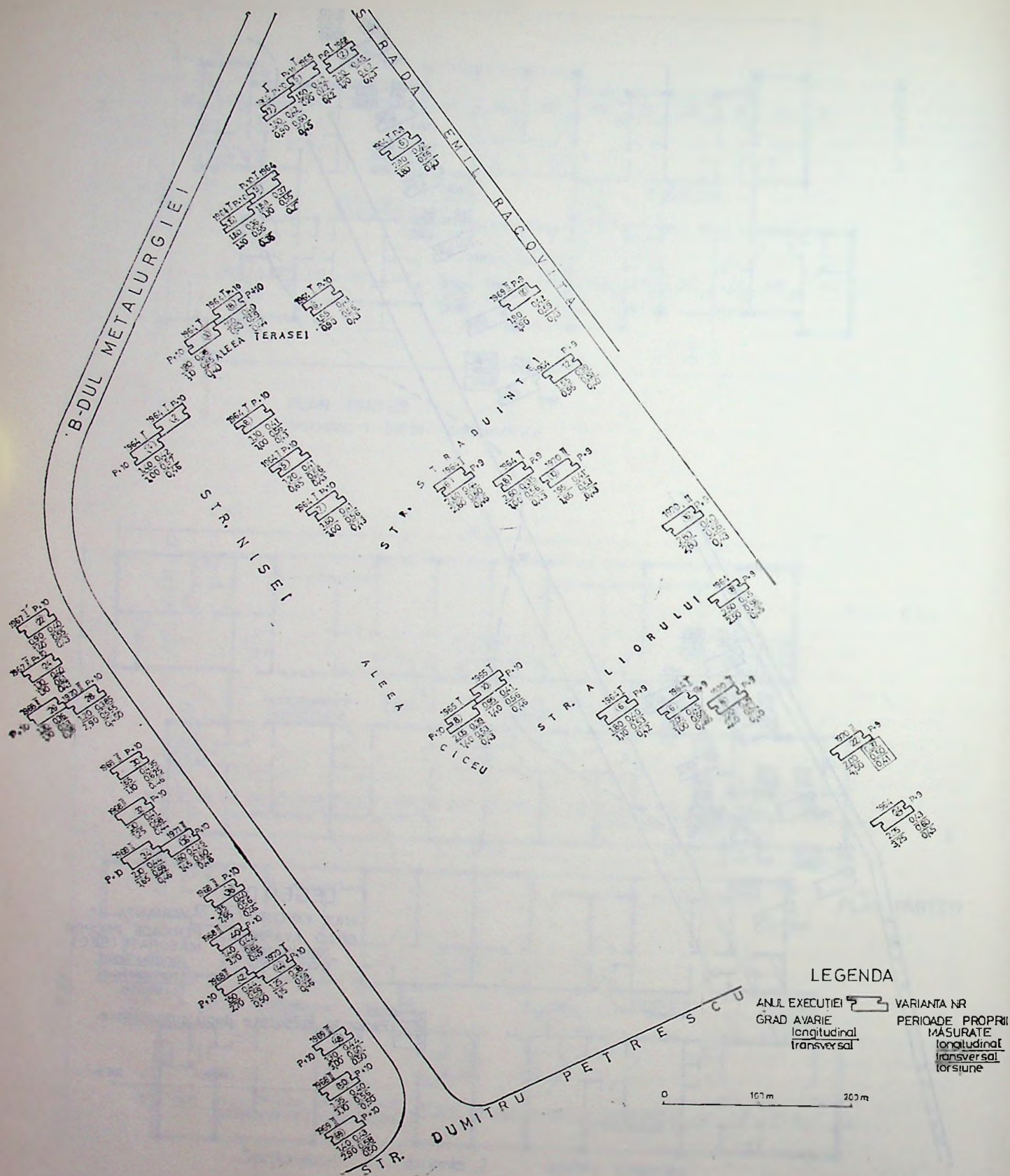


Fig. V.28 d

TABELUL V.3

Secțiunea „R”. Grade de avariere. Medii (\bar{D}) și abateri medii pătratice (σ_D), pe zone

Nr. crt.	Eșantion	Direcția axei longitudinale a clădirii	Longitudinal		Transversal		Număr de tronsoane		
			\bar{D}_L	σ_{DL}	\bar{D}_T	σ_{DT}	Total	Varianta	
								I	II
1	Colentina N	VNV-ESE	1,93	0,62	3,06	0,86	6	—	6
2	Colentina S	VNV-ESE	2,01	0,58	3,19	0,77	8	—	8
3	Jiului-Scinteia I	NE-SV	1,60	0,49	1,23	0,28	9	9	—
4	Jiului-Scinteia II	NV-SE	1,17	—	2,50	—	2	2	—
5	Bereeni (10 nivele)	NE-SV	2,22	0,10	2,15	0,78	14	9	5
6	Bereeni (11 nivele)	NE-SV	1,55	0,31	1,59	0,57	29	14	15
7	Militari	N-S	1,78	0,17	0,74	0,21	9	9	—
8	Drumul Taberei N	N-S	1,51	0,43	1,01	0,14	4	—	4
9	Drumul Taberei - Centru	N-S	1,25	0,18	0,83	0,20	3	—	3
10	Drumul Taberei S	N-S	2,58	0,63	1,93	0,90	3	—	3
11	Titian (Bd. Muncii)	N-S	0,87	0,08	0,68	0,19	6	6	—
12	Titian (L. Rebreanu)	N-S	2,35	0,73	2,07	0,57	10	10	—
13	Titian (M. Ambrozie)	N-S	1,57	0,26	1,65	0,83	7	—	7
14	Titian (N. Pascu)	N-S	1,00	0,00	1,00	0,00	2	—	2

Observații la tabelul V.3.

1. În cartierul Drumul Taberei-S a fost exclus din analiză un al 4-lea tronson, întrucât acesta a fost executat prin turnare cu metode tradiționale și nu prin glisare. Menționăm informaliv că gradele de avarie pentru acest tronson au fost: pe direcție longitudinală 1,35, iar pe direcție transversală 0,70.

2. Cele șase tronsoane din Titan-bd. Muncii se deosebesc de celelalte exemplare din următoarele puncte de vedere:

— au fost executate prin turnare cu metode tradiționale;
— au 12 nivele.

3. Cele două tronsoane din Titan, str. N. Pascu, se deosebesc de celelalte prin faptul că au fost proiectate cu un coeficient seismic sporit, datorită nivelului ridicat al apei subterane (6% în loc de 3,0%).

Perioadele proprii au fost măsurate pentru toate cele 113 tronsoane. Rezultatele prelucrării statistice sînt prezentate în tabelul V.4.

TABELUL V.4

Secțiunea „R”. Perioade fundamentale pe diferite direcții. Valori medii, abateri medii pătratice, perioade reduse

Nr. crt.	Eșantion	Orientare	Var.	Nivele	Longitudinal			Transversal			Torsiune			Tronsoane
1	Colentina	VNV-ESE	II	11	0,452	0,014	0,0110	0,662	0,026	0,0602	0,511	0,034	0,0493	12
2	Bereeni	E-SV	I	10	0,429	0,022	0,0129	0,557	0,030	0,0577	0,437	0,021	0,0437	9
3	"	" "	I	10	0,396	0,011	0,0361	0,567	0,023	0,0516	0,420	0,048	0,0381	14
4	"	" "	II	10	0,405	0,013	0,0405	0,555	0,026	0,0555	0,420	0,014	0,0420	4
5	"	" "	II	11	0,411	0,025	0,0375	0,581	0,032	0,0530	0,461	0,036	0,0420	15
6	Militari	N-S	I	10	0,406	0,025	0,0406	0,546	0,024	0,0546	0,416	0,010	0,0416	9
7	Dr. Taberei	N-S	II	11	0,426	0,020	0,0388	0,590	0,022	0,0536	0,417	0,019	0,0401	11
8	Jiului Scinteia	NE-SV	I	10	0,409	0,015	0,0409	0,537	0,024	0,0537	0,418	0,045	0,0448	9
9	" "	NV-SE	I	10	0,380	—	0,0380	0,580	—	0,0580	0,530	—	0,0530	2
10	Titian (Bd. Muncii)	N-S	I	12	0,511	0,018	0,0126	0,682	0,030	0,0568	0,648	0,026	0,0510	6
11	Titian (L. Rebreanu)	N-S	I	11	0,406	0,019	0,0369	0,573	0,024	0,0521	0,486	0,034	0,0442	10
12	Titian (M. Ambrozie)	N-S	II	11	0,424	0,012	0,0385	0,579	0,020	0,0526	0,472	0,022	0,0429	7
13	Titian (N. Pascu)	N-S	II	11	0,380	—	0,0315	0,535	—	0,0485	0,485	—	0,0368	2

Din analiza statistică efectuată asupra clădirilor cu secțiune tip „R”, rezultă următoarele concluzii privind mișcarea terenului: 1. Cartierul în care clădirile „R” au suferit avariile cele mai puternice (grade de avariere mari și perioade ridicate) a fost Colentina, unde orientarea a fost VNV—ESE, adică perpendiculară pe direcția presupusă drept predominantă a acțiunii seismice. Clădirile „R” din cartierele în care orientarea a fost N—S au suferit cel mai puțin. În cartierul Jiului-Scinteia, clădirile orientate NE—SV au avut grad de avariere mai mare pe direcție longitudinală decât pe direcție transversală, iar cele orientate perpendicular, prezintă un grad mediu de avariere mult mai mare pe direcție transversală decât pe direcție longitudinală. Aceste observații confirmă existența unei direcții predominante a mișcării. Direcția va fi determinată cu o precizie relativ mare din studiul celorlalte secțiuni tip.

2. În cartierul Colentina, clădirile sînt înșirate perpendicular pe șosea, pe o lungime de 900 m. (fig. V.2Sc). Un fenomen deosebit de interesant este acela că atît gradul de avariere, cît și perioadele proprii variază evasisinusoidal cu coordonata poziției în lungul străzii, prezentînd o lungime de undă de 900 m. Condițiile de teren fiind aproximativ identice pe toată zona considerată, se pare că apare în evidență un efect de interferență.

3. În cartierul Berceni (fig. V.8 a,d) calculul perioadelor proprii „reduse” (perioadele proprii împărțite la numărul de nivele) pune în evidență un alt fenomen deosebit de interesant: clădirile cu 10 nivele au „perioade reduse” mai mari decât „perioadele reduse” ale clădirilor cu 11 nivele, atît pentru clădirile existente în varianta I, cît și pentru cele construite în varianta II, ceea ce denotă o avariere net mai pronunțată a primelor. Examinarea gradelor medii de avariere separat pe cele două eșantioane, arată o diferență medie de 0,7 grade de avariere, deci peste jumătate de grad de intensitate seismică pe scara MSK.

Clădirile cu 10 nivele apar în special în partea de Est a cartierului. Fenomenul apare și mai pregnant dacă ne limităm numai la subzona din cartierul Berceni din jurul axei NV—SE în jurul căreia se „întîlnesc” clădirile cu 10 nivele și cele cu 11 nivele (diferență de grad pe scara MSK). Acest fenomen constituie manifestarea unui vîrf spectral foarte ascuțit în spectrul de răspuns al mișcării seismice în domeniul de perioade 0,50—0,55 secunde pentru această zonă. „Ascuișimea” virfului este datorată în mod evident și procentului redus din amortizarea critică propriu clădirilor în diafragme.

Observație. Acest vîrf coincide cu un vîrf din spectrul de acțiune pentru accelerații pe direcția NS din fig. V.14a).

4. În cartierul Berceni se observă o distribuție foarte neuniformă a intensității seismice, aceasta crescînd spre zona SE a cvartalului (intersecția străzilor Racoviță și Dumitru Petrescu).

5. În prelungirea Ghencea (Drumul Taberei-S) se evidențiază o zonă de amplificare a mișcării pentru domeniul de perioade studiat.

6. Cazul izolat al celor două tronsoane „R” din str. N. Păscu, proiectate cu un coeficient seismic sporit datorită nivelului ridicat al apei subterane, care au suferit cele mai mici avarii, este încă o confirmare a faptului că influența nivelului apei subterane asupra amplificării locale a mișcării a fost practic inexistentă în București.

7. Rezultatele aproape identice ale măsurărilor de perioade proprii înainte de cutremur la două clădiri „R” cu 12 nivele din Bulevardul Muncii ($T_1 = 0,410$, $T_T = 0,610$, $T_{Ter} = 0,520$ s) conduc la concluzia (extrapolată în cazul clădirilor „R” cu 10 și 11 nivele) că creșterea perioadelor proprii datorită cutremurului a variat, pentru fiecare din cele trei direcții generalizate, între 0 și 30%. Împrăștierea mare a gradului de scădere a rigidității, este datorată în mai mică măsură condițiilor de execuție și în mai mare măsură fenomenelor de amplificare locală și orientării clădirilor în raport cu direcția acțiunii predominante.

c) *Secțiunea „OD”-fagure*. Secțiunea „OD-fagure” este o secțiune executată în regim de înălțime atît P + 9 E, cît și P + 10 E (fig. V.29a).

Acest tip de secțiune are locuințe la toate etajele, inclusiv la parter.

Structura de rezistență a clădirilor „OD-fagure” este compusă din diafragme de beton armat monolit, pe două direcții, avînd grosimea uniformă (14 cm) atît în plan, cît și pe verticală. Pe direcție longitudinală există o diafragmă centrală, alcătuită din două segmente principale coplanare, de o parte și de alta a traveei casei scării. Diafragmele fațadelor longitudinale sînt alcătuite din șpaleti de lățime diversă, între ferestrele de lățime și distribuție variabilă, aceste diafragme avînd un traseu șicanat prin prezența logiilor, respectiv a unui rezalid pe fațada principală. Au fost investigate toate cele 161 tronsoane tip „OD-fagure”.

Rezultatele prelucrării statistice pe zone, subzone și orientări, a valorilor individuale ale gradelor de avariere sînt prezentate în tabelul V.5.

Din analiza statistică efectuată asupra clădirilor cu secțiune tip „OD-fagure” rezultă următoarele concluzii privind mișcarea terenului:

1. Direcția mișcării predominante se evidențiază și în cadrul studiului acestei secțiuni.

2. Cu toate că în studiu nu s-au inclus cele 6 tronsoane ale clădirii OD-16 din cartierul Militari, la care s-a prăbușit zona aferentă unei scări (vezi cap. VI), se observă că gradul de avariere al tronsoanelor din vecinătate crește treptat, concentrînd, prezentînd maximul pe amplasamentul OD-16 (figura V.29 b). Aceasta

Structura clădirii este compusă din: diafragme pe două direcții, planșee, grinzi și stâlpi. Din acestea, diafragmele, grinzile longitudinale și stâlpii sînt turnați monolit, restul elementelor fiind prefabricate, adică grinzile transversale, planșeele și scara. Au fost investigate toate cele 245 tronsoane tip $M_1 F_8$.

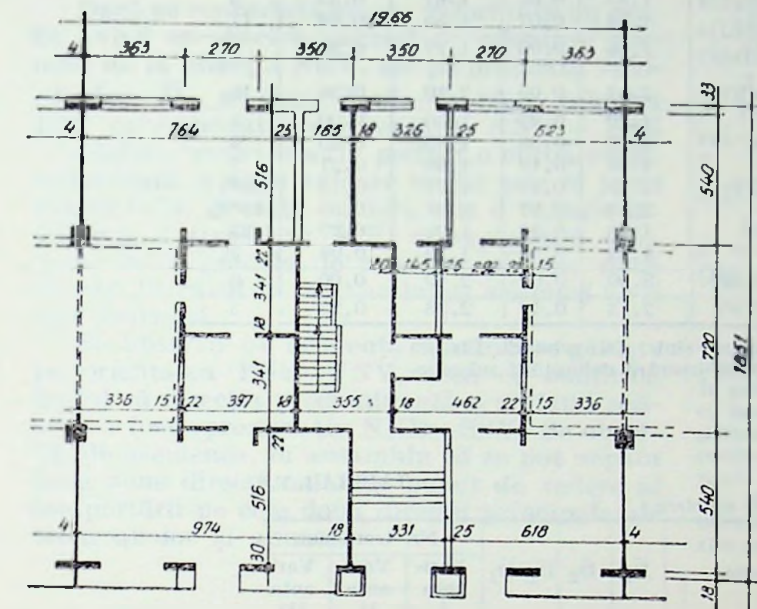
Există în mare trei variante ale acestei secțiuni:

- varianta I - cu magazine la parter.
- varianta a II-a - cu locuințe la parter.
- varianta a III-a - cu creșe sau grădinițe la parter, în care caz dispar la parter diafragmele transversale mediane din exteriorul nucleului central. În afară de acestea, pentru zonele în care s-a proiectat la gradul VIII de seismicitate (Parcul Tineretului) au fost adăugate diafragme transversale suplimentare la cele patru colțuri ale structurii.

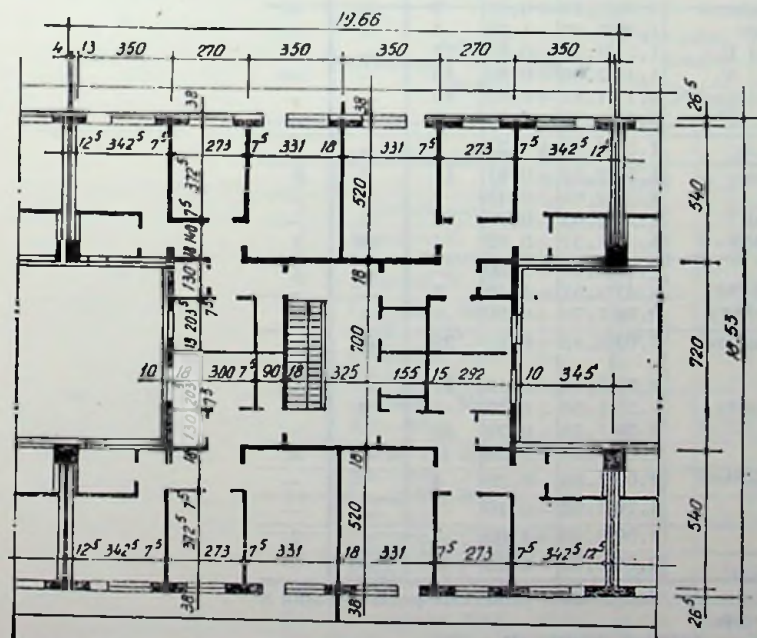
Rezultatele prelucrării statistice pe zone, subzone și orientări a valorilor individuale ale gradelor de avariere sînt prezentate în tabelul V.6.

Din analiza statistică efectuată asupra clădirilor cu secțiune tip „ $M_1 F_8$ ” rezultă următoarele concluzii privind mișcarea terenului:

1. În șos. Giurgiului se observă o creștere continuă, foarte mare, a intensității de la N spre S, pe o distanță de aproximativ 1300 m (aproape două grade de intensitate pe scara MSK). Valoarea medie a intensității se situează însă sub cea a celorlalte zone (fig. V.30b).



Plan parter



Plan etaj

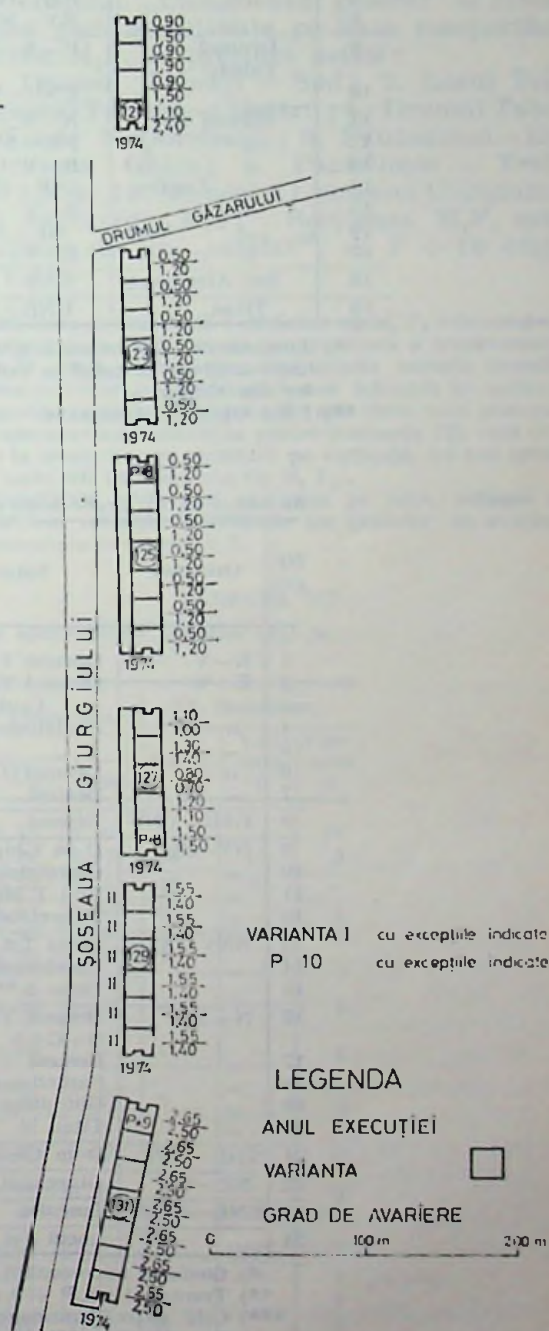


Fig. V.30. - Secțiune $M_1 F_8$: a - secțiune orizontală; b - amplasarea tronsoanelor $M_1 F_8$ în șos. Giurgiului. Varianta I - cu excepțiile indicate. P + 10 E cu excepțiile indicate.

TABELUL V.5

Secțiunea „OD-Figure”. Grade de avariere. Medii (\bar{D}) și abateri medii pătratiche (σ_D) pe zone și subzone

Nr. crt.	Eșantion	Orientarea axei long. a clădirilor	Longitudinal		Transversal		Nr. tronsoane
			\bar{D}_L	σ_{DL}	\bar{D}_T	σ_{DT}	
1	Colentina N	NE-SV	1,71	0,57	1,51	0,04	7
2	Colentina S	NNE-SSV	2,61	0,38	2,38	0,70	12
3	Colentina S	VNV-ESE	1,75	0,50	3,55	0,99	4
4	Iancului - Pantelimon	ENE-VSV	0,86	0,39	0,97	0,71	11
5	„ „	E-V	1,50	0,00	2,35	0,75	4
6	Berceni	NNE-SSV	2,06	0,11	2,12	0,59	10
7	„	NE-SV	1,83	0,05	1,67	0,52	6
8	„	NV-SE	1,51	0,07	1,55	0,08	17
9	Drumul Taberei	E-S	2,60	0,00	1,77	0,20	9
10	„ „	ENE-VSV	2,51	0,05	2,10	0,26	10
11	Militari Est	N-S	1,70	0,22	1,50	0,00	5
12	„ „	NE-SV	2,37	0,33	1,32	0,20	6
13	„ „	E-V	1,36	0,15	1,60	0,21	7
14	„ Centru	(NE-SV)	3,35	0,14	1,77	0,14	(6)*
15	„ „	S-V	2,19	0,37	2,06	0,53	15**)
16	„ Vest	NE-SV	1,78	0,53	1,09	0,27	23
17	„ „	E-V	1,30	0,10	1,23	0,06	3
18	Șos. Alexandria	VNV-ESE	2,60	0,00	2,10	0,00	3
19	Titian	ENE-VSV	2,13	0,40	2,73	0,23	3

*) Tronsoanele din această grupare sînt „OD-celular”. Ele au fost introduse în tabel în vederea ușurării delimitării subzonelor din Militari.

***) Fără OD16-6 tronsoane.

TABELUL V.6

Secțiunea M₁ F₆. Grade medii de avariere

Nr. crt.	Orientare	Subzona	\bar{D}_L	\bar{D}_T	$\bar{D}_T - \bar{D}_L$	Nr. tronsoane		
						Varianta I	Varianta II	Varianta III
1	E-V	Drumul Taberei S	2,80	3,80	+1,00	2	—	—
2	E-V	Drumul Taberei	3,04	3,13	+0,09	9	—	—
3	„	„ Centru	1,10	2,60	+1,20	4	—	—
4	„	Pantelimon E.	1,51	2,38	+0,84	27	—	—
5	„	„ V.	1,13	2,06	+0,63	13	—	—
6	„	Drumul Taberei N.	1,17	1,81	+0,61	15	—	—
7	„	Berceni	0,70	1,70	+1,00	5	—	—
8	ESE-VNV	Berceni	1,50	2,75	+1,25	3	—	—
9	NV-SE	D-na Ghica	1,58	2,19	+0,61	11	1	6
10	„	Giurgiului	1,57	2,05	+0,48	3	—	—
11	„	Bd-1 Mai	1,21	2,02	+0,78	5	—	—
12	„	Tineretului*)	1,35	1,37	+0,02	4	10	4
13	NNV-SSE	Lacul Tei	1,70	3,00	+1,30	—	—	2
14	„	Doroban (i****)	1,47	2,57	+1,10	6	—	—
15	„	Titian S.*****)	0,80	1,70	+0,90	—	—	2
16	N-S	Drumul Taberei N+C+S	1,62	2,43	+0,81	25	16	—
17	„	Berceni	1,62	1,46	-0,16	17	—	—
18	„	Pantelimon**)	1,35	1,50	+0,15	—	1	—
19	„	Giurgiului	1,26	1,55	+0,29	35	—	—
20	„	Titian N.	1,00	1,20	+0,20	—	—	2
21	NNE-SSV	D-na Ghica***)	2,05	1,85	-0,20	4	—	—
22	NE-SV	Giurgiului	1,76	1,66	-0,10	7	—	—
23	ENE-VSV	Iancului	1,50	2,50	+1,00	—	—	2
24	„	Lacul Tei	2,50	2,00	-0,50	4	—	—

*) Conform microzonării seismice, tronsoanele proiectate pentru gradul 8.

***) Tronsoanel are P + 9 etaje.

****) Cele patru tronsoane au înălțimi diferite (P + 7E, P + 8E, P + 9E, P + 10E).

*****) Două tronsoane sînt P + 6E și patru sînt P + 8E.

*****) Datorită condițiilor locale de teren (nivelul ridicat ale apei subterane) tronsoanele au fost proiectate eu un coeficient seismic sporit.

2. Mediind valorile diferențelor $\bar{D}_T - \bar{D}_L$, pentru toate zonele de orientare unde există tronsoane cu orientare identică, se obțin următoarele valori :

orientarea	E-V	$\bar{D}_T - \bar{D}_L = +0,77,$
"	ESE-VNV	" = +1,25,
"	NV-SE	" = +0,62,
"	NNV-SSE	" = +1,10,
"	N-S	" = +0,26,
"	NNE-SSV	" = +0,20,
"	NE-SV	" = -0,10,
"	ENE-VSV	" = +0,25.

Dacă se reprezintă aceste valori într-un grafic avind ca abscisă unghiul de orientare pornind de la direcția Nord, iar pe ordonată valorile $\bar{D}_T - \bar{D}_L$, se observă că — în afara valorilor 1,10 corespunzătoare orientării NNV — SSE — celelalte valori inseriu perfect o curbă evasi-sinusoidală, a cărei valoare medie este în jurul valorii 0,50. Această valoare este o valoare intrinsecă a structurii M_1F_8 și reprezintă diferența între gradele de avariere pe cele două direcții în cazul în care acțiunea seismică ar fi fost izotropă.

Se observă că diferența maximă se găsește pe orientarea ESE-VNV, ceea ce confirmă faptul că direcția predominantă a acțiunii seismice a fost aproximativ NNE-SSV. Se observă, de asemenea, în ansamblu că se pot separa două zone direcționale din punct de vedere al comportării pe cele două direcții principale ale tronsoanelor și anume :

— unghiul dintre direcția N10°E — E 10°S și direcția N 55°E — E 55°S, zonă în care gradul de avariere pe direcția longitudinală este mai mare decât cel pe direcția transversală ;

— unghiul suplimentar celui precedent, în care gradul de avariere pe direcția transversală depășește pe cel pe direcția longitudinală.

3. Interecorelind clasamentele obținute pentru fiecare direcție, se poate căpăta o imagine a variației intensității mișcării seismice pe teritoriul orașului. „Clasamentul general” al intensităților globale obținute pe baza comportării clădirilor M_1F_8 se prezintă astfel :

1. Drumul Taberei — Sud ; 2. Lacul Tei ; 3. Drumul Taberei — Centru ; 4. Drumul Taberei — Nord ; 5. Dorobanți ; 6. Pantelimon — Est ; 7. Doamna Ghica ; 8. Pantelimon — Vest ; 9. Bd. 1 Mai ; 10. Berceni ; 11. Șoseaua Giurgiului.

e) Secțiunea „ M_1F_4 ”. Secțiunea M_1F_4 este o secțiune de tip „celular”, cu P + 10 etaje (fig. V.31).

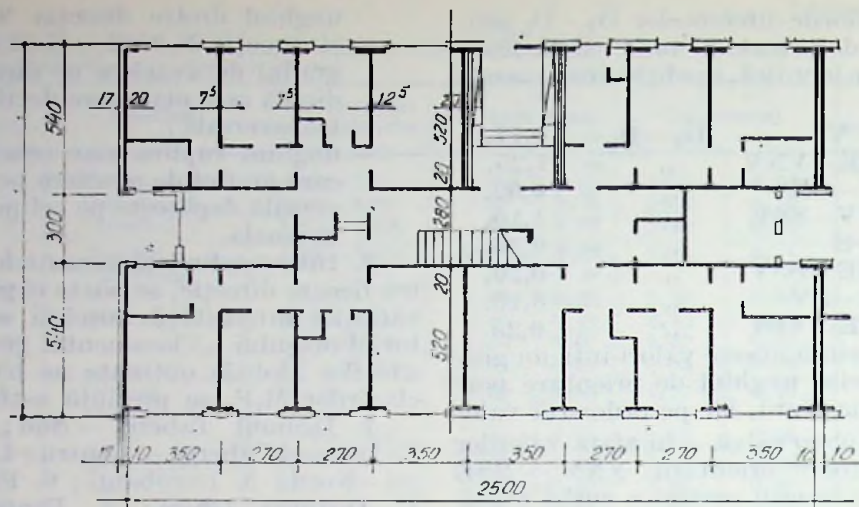
Structura de rezistență a clădirilor tip M_1F_4 este compusă din diafragme pe două direcții (longitudinale și transversale), planșee și grinzi prefabricate, diafragmele turnate monolit. În prima sa redactare, proiectul fusese întocmit în varianta cu magazine la parter (varianta I); mai târziu s-au proiectat și tronsoane avind locuințe la parter (varianta II), ceea ce a condus la omogenizarea structurii pe verticală. Au fost investigate toate cele 91 tronsoane tip M_1F_4 .

Rezultatele prelucrării statistice pe zone, subzone și orientări ale valorilor individuale ale gradelor de avariere sînt prezentate în tabelul V.7.

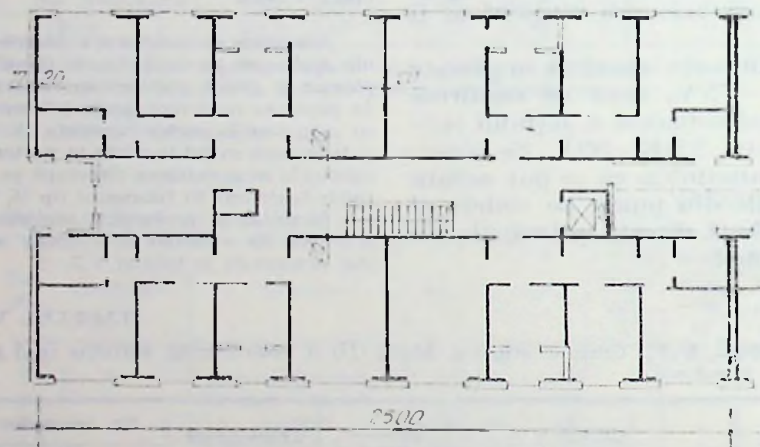
TABELUL V.7.

Secțiunea M_1F_4 . Grade de avariere. Medii (\bar{D}) și abateri medii pătratice (σ_D) pe zone și subzone

Nr. crt.	Cartier Orientarea axei long. a clădirii.	Longitudinal		Transversal		Nr. tronsoane		
		\bar{D}_L	σ_{DL}	\bar{D}_T	σ_{DT}	Total.	Varianta I	Varianta II
1	Pantelimon Est N-S	2,10	0,38	2,11	0,30	17	4	13
2	" " E-V	2,00	0,25	3,31	0,37	18	15	3
3	Pantelimon Vest E-V	2,32	0,28	2,52	0,15	10	10	—
4	Iancului E-V	1,22	0,16	1,51	0,60	5	—	5
5	Iancului ENE-VSV	0,30	0,00	0,30	0,00	2	—	2
6	Iancului N-S	1,10	—	1,10	—	1	—	—
7	Colentina Sud NNE-SSV	1,45	0,06	1,25	0,17	1	—	4
8	Colentina Sud VNV-ESE	1,30	—	2,50	—	1	—	1
9	Colentina Nord NE-SV	1,87	0,12	1,43	0,23	3	—	3
10	Lacul Tei Est NE-SV	2,06	0,10	2,00	0,49	7	5	2
11	Lacul Tei Est NV-SE	1,20	0,14	1,75	0,35	2	—	2
12	Lacul Tei Vest ENE-VSV	1,20	0,00	2,00	0,00	3	—	3
13	Giurgiului ENE-VSV	1,30	—	1,50	—	1	—	1
14	Giurgiului ESE-VNV	1,20	0,05	1,87	0,75	4	—	4
15	Militari E-V	1,90	0,14	2,10	0,90	2	—	2
16	Militari N-S	2,47	0,58	1,67	0,23	3	—	3
17	Drumul Taberei N-S	1,95	0,06	2,10	0,23	4	4	—
18	Titulescu NE-SV	2,00	0,00	1,00	0,44	3	3	—
19	Alexandria NE-SV	1,75	—	1,00	—	1	—	1



Plan parter cu locuințe



Plan etaj

Fig. V.31. — Secțiunea M₁ F₄.

Din analiza statistică efectuată asupra clădirilor cu secțiune tip „M₁F₄” rezultă următoarele concluzii privind mișcarea terenului: 1. Se observă în ansamblu că se pot separa două zone direcționale din punct de vedere al comportării pe cele două direcții principale ale tronsoanelor, și anume:

— unghiul dintre direcția N—S și direcția N 60°E — N 240°E, zonă în care gradul de avariere pe direcția longitudinală este mai mare decât cel pe direcție transversală;

— unghiul suplimentar celui precedent, în care gradul de avariere pe direcție transversală depășește pe cel pe direcție longitudinală.

Variația diferenței între gradele de avariere pe direcție longitudinală și transversală este continuă, diferența anulându-se pe cele două direcții limită definite mai sus. De exemplu, pe direcția N—S se obține:

Cartier	\bar{D}_L	\bar{D}_T
Pantelimon Est	2,10	2,11
Iancului	1,10	1,10
Militari	1,95	2,10
Drumul Taberei	1,90	2,10

Pe de altă parte, diferențele maxime apar pe direcțiile bisectoare ale celor două unghiuri menționate mai sus, după cum se observă în continuare.

Direcția NE—SV:

Cartier	\bar{D}_L	\bar{D}_T
Colentina Nord	1,87	1,43
Titulescu	2,00	1,00
Alexandria	1,75	1,00
Lacul Tei—Est	2,06	2,00

Direcția ESE—VNV :

Cartier	\bar{D}_L	\bar{D}_T
Giurgiului	1,12	1,87
Colentina Sud	1,30	2,50

Dacă se reprezintă valorile $\bar{D}_T - \bar{D}_L$ pe ordonatele unui grafic având în abscisă unghiul de orientare pornind de la direcția Nord, se observă că punctele se înscriu aproximativ pe o curbă evasisinusoidală cu valoarea medie 0,25 (reprezentând diferența între gradele de avariere pe cele două direcții în cazul în care acțiunea ar fi fost izotropă). În ceea ce privește direcția predominantă a acțiunii, și aici se obține NNE—SSV, confirmând rezultatul obținut prin studiul secțiunii M_1F_8 .

Desigur, fluctuații în raport cu o sinusoidă apar în diferite cartiere, iar acestea se pot explica astfel: diferența mare între perioadele proprii pe cele două direcții principale (0,35... 0,40 s pe direcție longitudinală și 0,60... 0,70 s pe direcție transversală) poate conduce într-un anumit cartier la răspunsuri foarte diferite pe cele două direcții. Pentru fixarea ideilor se poate considera un caz extrem în care perioada proprie pe o direcție să coincidă cu un maximum relativ al spectrului de răspuns, iar cealaltă perioadă — cu un minim al spectrului de răspuns pe direcția respectivă. În alt cartier se poate întâmpla ca spectrele de răspuns pe cele două direcții să difere de cele din cartierul considerat mai sus, datorită condițiilor geologice locale, iar coincidența perioadelor cu maximele sau minimele spectrale să fie inversată. În cazul cartierului Lacul Tei, unde s-a înregistrat fluctuația maximă, situația se datorează și faptului că ansamblul de 9 tronsoane este dispus în „U” și nu în sistem bară, ca celelalte cartiere. O astfel de fluctuație se observă și între părțile de Est și de Vest ale zonei Pantelimon, delimitate pe șoseaua Fundeni.

2. Se observă o diferență mare de intensitate seismică între zonele Pantelimon și Iancului. Intensitatea este mare în Pantelimon, medie în Pantelimon Vest și mică în Iancului. Se mai menționează că tronsoanele din Pantelimon Vest se găsesc la aproximativ 100 m de locul unde s-a obținut înregistrarea nr. 1 (§ V.3).

Se poate trage de aici concluzia că, cel puțin în anumite zone ale orașului, mișcarea seismică a fost mai violentă decât în zona INCERC, unde s-a obținut înregistrarea menționată.

3. În cartierul Colentina, grupul de tronsoane din Sud este mult mai avariat decât cel din Colentina Nord. Grupul din Sud este amplasat vizavi de tronsoanele „R” cu avariere maximă, pe când grupul din Nord este amplasat lângă Lacul Tei, departe de tronsoanele „R”

din Colentina. Această observație este în acord cu fenomenul semnalat la studiul tronsoanelor „R” din Colentina.

4. Intercorelind „clasamentele” obținute pentru fiecare direcție, se poate căpăta o imagine a variației intensității mișcării seismice pe teritoriul orașului. „Clasamentul general” al intensităților globale obținut pe baza comportării clădirilor M_1F_8 se prezintă astfel pentru diferitele cartiere: 1. Pantelimon Est; 2. Colentina Sud; 3. Pantelimon Vest; 4. Militari; 5. Drumul Taberei; 6. Colentina Nord; 7. Giurgiului; 8. Iancului.

Dacă se ține totuși seama de faptul că execuția tronsoanelor M_1F_8 a fost de o calitate mai slabă în Pantelimon decât în alte cartiere ale Bucureștiului, lucru evidențiat prin diferența calitativă și cantitativă a avariilor, primele două cartiere din clasament ar trebui să și inverseze locurile, ceea ce ar fi în concordanță cu clasamentul obținut pe baza comportării tronsoanelor „OD-figure”.

1) Clădiri în panouri mari P + 7 E, tip „IPB” și „IPCMC”. Clădirile cu panouri mari, P + 7 E, sînt secțiuni de tip figure, executate în cartierele „Grivița — 1 Mai” (în zona Pieții Chibrit după soluția IPB cu îmbinări continue la rosturi) și în zona șoselei Giurgiului, șoselei Viilor, inclusiv câteva străzi învecinate cu acestea, după soluția IPCMC (cu îmbinări la colțuri, prin bare groase la armătură).

Structura de rezistență a clădirilor tip IPB este alcătuită dintr-o diafragmă longitudinală centrală — întreruptă pe cele două travei centrale din dreptul casei scării și podestelor — și șase diafragme transversale (fig. V.32).

Îmbinarea pe verticală a panourilor a fost realizată prin armătura concentrată în stâlpișorii de monolitizare de la îmbinarea între panouri. Aceste armături au fost conduse pe toată înălțimea clădirii. Suprafețele orizontale de contact ale panourilor verticale erau netede, fără mustăți, și pozarea se făcea pe un strat de mortar. Au fost investigate toate cele 210 tronsoane, în panouri mari, P + 7E. Rezultatele prelucrării statistice pe zone, subzone și orientări, ale valorilor individuale ale gradelor de avariere, sînt prezentate în tabelul V.8

Din analiza statistică efectuată asupra clădirilor în panouri mari P + 7E rezultă următoarele concluzii privind mișcarea terenului: 1. Avînd în vedere faptul că soluțiile constructive adoptate pentru cele două soluții în panouri mari sînt mult diferite, aceste soluții nu pot fi utilizate ca o bază comună de comparație. Este necesar să se considere, separat, fiecare din cele două soluții. Gradele de avariere sînt sensibil mai reduse la soluția IPB decât la soluția IPCMC. Faptul este întru totul explicabil dacă se au în vedere forțele seismice considerate la proiectare, care au fost deosebit de mici pentru soluția IPCMC.

2. Se observă faptul că avariile au fost în medie mai pronunțate pe direcție transversală (excepția: clădirile din șos. Giurgiului, orientate pe direcția predominantă a mișcării seismice). Aceasta poate să explice avarierea pro-

Clădiri P+7 E în panouri mari. Grade de avariere medii (\bar{D}) și abateri medii pătratice (σ_D) pe zone și subzone

Nr. crt.	Cartier	Orientarea axei long. a clădirilor.	Longitudinal		Transversal		Nr. tronsoane
			D_L	σ_{DL}	D_T	σ_{DT}	
1	Bd. 1 Mai	VNV-ESE	1,10	0,15	1,57	0,45	58
2	Cal. Griviței	NV-SE	1,35	0,14	1,68	0,29	30
3	Șos. Viilor	NV-SE	1,41	0,16	1,96	0,21	18
4	Str. Șura Mare	E-V	2,40	—	3,00	—	8
5	Șos. Giurgiului	NEE-SSV	1,67	0,22	1,22	0,15	96

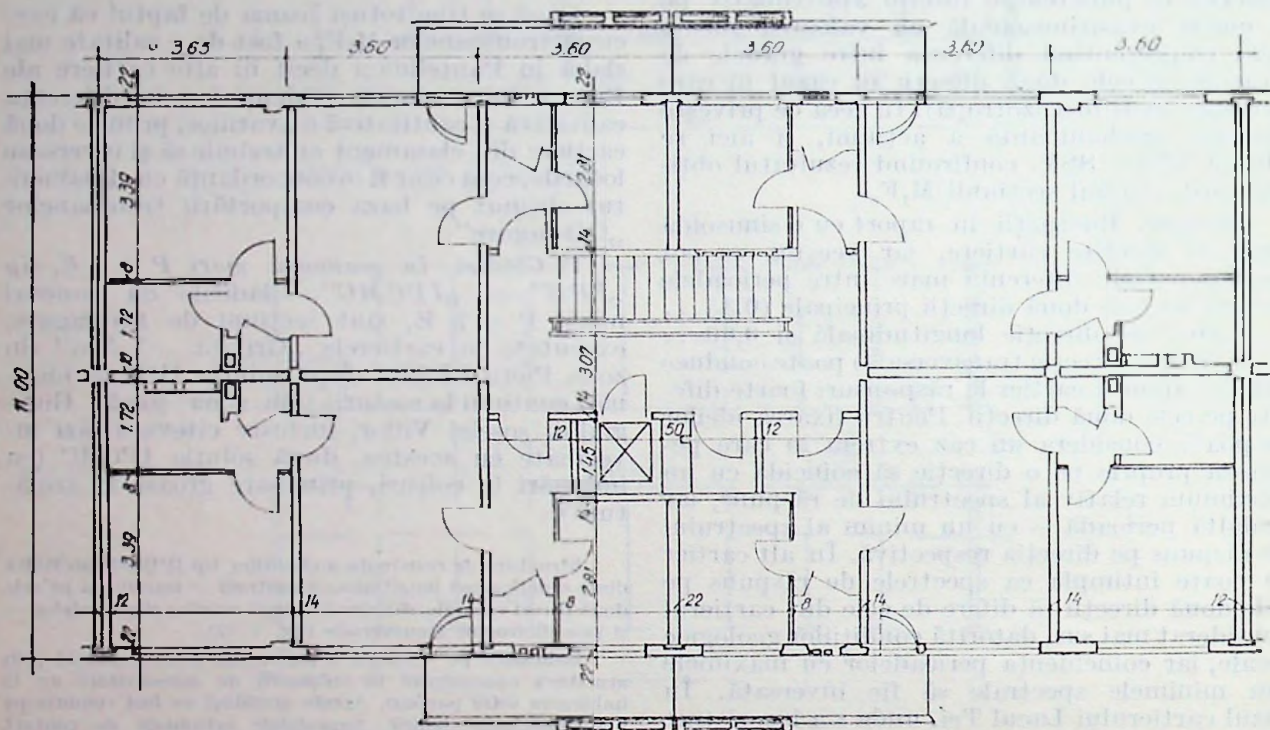


Fig. V.32. — Secțiunea „Panouri mari cu P + 7 etaje” — proiect IPB.

nuțată a tronsoanelor din str. Șura Mare, care a avut orientarea cea mai defavorabilă. Probabil că, datorită comportării spațiale complexe a soluției, clădirile din str. Șura Mare au fost afectate mai mult și pe direcție longitudinală, chiar dacă acțiunea seismică a fost mai puțin intensă pe această direcție.

3. Din punct de vedere al distribuției gradelor de avariere în cadrul cartierelor, se observă, în cazul zonei „Grivița — 1 Mai”, o oarecare creștere a valorilor pe măsura apropierii dinspre SIE spre Piața Chibrit. Dată fiind uniformitatea condițiilor de execuție (primii ani ai deceniului 60) se poate presupune că această creștere reprezintă o manifestare obiectivă a variabilității acțiunii seismice în această zonă.

4. Compararea rezultatelor obținute pe cele două direcții (T și L) și considerarea orientărilor permit să se tragă concluzia că intensitatea seismică a fost cu cel puțin 1/2 grad mai mare

pe direcția predominantă decît pe direcția normală acesteia.

V.4.4. Constatări generale pe marginea datelor obținute din analizele statistice asupra comportării construcțiilor

Studiile prezentate în cadrul paragrafelor V.4.2 și V.4.3 au permis să se facă o serie de constatări generale privind specificul mișcării terenului pe întinderea orașului București în timpul cutremurului de la 4 martie 1977. Aceste concluzii se referă la distribuția intensităților seismice considerată în raport cu mai multe variabile ca poziția geografică, direcția de mișcare și domeniul de perioade (sau de frecvențe). O reprezentare analitică mai aprofundată ar

trebui să aibă în vedere violența mișcării seismice (numită, convențional, intensitate) ca o funcție de mai multe variabile: coordonata geografică, direcția de mișcare și perioada sau frecvența. Fiindcă nu este practic posibilă o exprimare funcțională a dependenței de toți acești parametri, se recurge la o exprimare simplificată care consideră, succesiv, variația în raport cu câte un grup mai restrâns de variabile.

a. *Concluzii privind compoziția spectrală a mișcării terenului.* Pe întreg teritoriul Municipiului București s-a evidențiat o perioadă predominantă lungă, de peste o secundă. În zona INCERC, în partea de Est a diametrului Est-Vest al orașului s-a evidențiat în spectrul componentei N-S a accelerogramelor înregistrate, o perioadă predominantă de 1,5 s.

La cutremure mai slabe (I = III...V MSK) s-au constatat (în Parcul Libertății) perioade predominante de 1,2...1,4 s pe direcția N-S (în urma prelucrării unor înregistrări seismografice). Se pare că aceasta este perioada predominantă a stratului aluvionar care se găsește deasupra pietrișului de Frătești, care se situează, la INCERC, la aproximativ 130 m adâncime (viteza de propagare a undelor seismice transversale între această interfață și pînă aproape de suprafață variază puțin în jurul valorii de 400 m/s în cazul deformațiilor mici ale pămînturilor traversate de unde).

Deoarece stratul aluvionar susmenționat are, în Parcul Libertății, o grosime cu 20-30 m mai redusă, ipoteza prezentată pare realistă. Distanța hipocentrală mare a favorizat o pondere importantă, în spectrul mișcării sosite la această interfață, a componentelor de perioade lungi, care au fost apoi amplificate în jurul perioadei predominante. Ținînd seama de creșterea grosimii acestui strat de la Sud către Nord, ar fi posibil ca perioada predominantă lungă să fi avut valori cuprinse între 1 s în Sud și 2 s în Nordul orașului. Prezența perioadei predominante lungi s-a manifestat în mod pregnant în special prin prăbușirea unui număr de clădiri cu rigiditate redusă (vezi cap. VI), a căror perioadă proprie a atins în timpul mișcării seismice valori de ordinul 1,2...1,8 s.

În domeniul de perioade sub 1 s se poate afirma că compoziția spectrală a variat pe teritoriul Municipiului. Pe cele două componente orizontale ale mișcării s-au evidențiat câte 3-4 virfuri spectrale. Concordanța foarte bună obținută între valorile perioadelor predominante din spectrul mișcării seismice de la 4 martie 1977 și cele din spectrele Fourier ale microseismelor înregistrate la INCERC, ca și concordanța între spectrele microseismelor și spectrele gradului mediu de avariere în diferite puncte ale orașului, au permis extrapolarea concluziilor obținute pe baza înregistrărilor de microseisme. Conform unor date încă insuficient de numeroase, se pare că în fiecare zonă din București există, pentru componentele N-S și E-V, un grup de patru perioade predominante între

0,20 s. și 0,80 s. Valorile acestor perioade diferă de la o zonă la alta, prezentînd tendința generală de creștere de la sud către nord, în concordanță cu îngroșarea stratelor aluvionare. Prezența lor s-a evidențiat clar în special în comportarea unor structuri cu capacitate redusă de amortizare (structurile în diafragme). Un caz remarcabil este cel al clădirilor de tip „R” din Bereeni, unde diferența de înălțime de un nivel, a condus la o diferență de comportare echivalentă cu aproape un grad de intensitate seismică, în defavoarea clădirilor mai joase. În această ordine de idei, este instructivă o corelare cu spectrele de accelerație din figura V.14. Spectrul pentru direcția N-S la INCERC prezintă un virf ascuțit pentru perioade de circa 0,5 s și este foarte posibil ca un astfel de virf să fi existat și în cartierul Bereeni și să fi coincis cu perioadele fundamentale ale clădirilor mai joase (P+9E), în timp ce clădirile mai înalte (P+10E) să fi fost mult mai puțin solicitate.

b. *Concluzii privind direcția predominantă a acțiunii seismice.* Caracterul spectral al mișcării își spune cuvîntul și asupra direcției predominante. Pentru clădirile cu perioada peste o secundă, s-a observat că direcția predominantă a mișcării a fost N-S, datorită perioadei predominante lungi existente pe această direcție. Această concluzie rezultă din studiul avariilor la o serie de clădiri (Pavilionul Expoziției Realizărilor Economiei Naționale, hotelul Dorobanți etc.). Pentru clădirile cu perioadă sub 1 s, s-a pus în evidență o direcție predominantă, bine marcată, N-20°...30°E pe baza studiului statistic efectuat pe avariile înregistrate la secțiunile tip M_1F_4 și M_1F_8 . Este instructivă, în această ordine de idei, o corelare cu elipsa de destructivitate pentru frecvența de 1,41 Hz (perioada de 0,71 s), desenată în figura V.19 b pe baza prelucrării înregistrării de la INCERC.

c. *Concluzii privind distribuția intensității seismice pe teritoriul Municipiului București.* Este astăzi un lucru larg recunoscut că o mișcare seismică va prezenta înregistrări diferite în două puncte apropiate de la suprafața terenului, chiar dacă distanța între puncte este de 100-200 m. Punerea în evidență a unor astfel de fenomene a fost unul din scopurile principale ale cercetării efectuate. S-au evidențiat fenomene de variație accentuată, rapidă, a intensității, în mai multe zone din București:

- De-a lungul șoselei Colețina, distanța între un punct de maximă intensitate și un punct de minimă intensitate a fost de ordinul a 450 m (studiul clădirilor „R”). Diferența de intensitate între aceste două puncte a fost de aproape două grade.

- De-a lungul șoselei Giurgiului, pe o distanță de 800 m, s-a evidențiat o creștere gradată a intensității cu aproximativ două grade (studiul clădirilor M_1F_8).

- În cartierul Militari, datorită existenței unui mare număr de tronșoane OD-fagure, s-a putut evidenția o distribuție concentrică a

intensității, avînd centrul pe amplasamentul tronsonului prăbușit al clădirii OD-16.

Aceste variații se pot explica prin fenomene de interferență a undelor. O justificare analitică este greu de dat, în lipsa datelor geofizice.

Variația intensității la o scară mai mare a fost studiată în cadrul studiului organizat de CNȘT, unde s-a presupus o intensitate constantă în careuri cu latura de 500 m. La scara orașului, intensitatea a variat pentru clădirile de perioadă scurtă între VI și VIII, deci din nou o diferență de două grade de intensitate. S-au găsit trei zone de intensitate maximă în București (pentru clădiri cu perioada scurtă). În două din aceste zone (Cotroceni și Est de Piața Unirii) s-a emis ipoteza focalizării produse de interfața superioară a pietrișului de Frătești. Este interesant de remarcat că focalizarea este insolită, așa cum este normal, de o defocalizare (în Cotroceni, intensitatea descrește la marginea zonei pînă la gradul VI).

Variația intensității nu a avut nici o legătură verificabilă cu variația nivelului apei subterane, ceea ce era de așteptat.

Compoziția spectrală este desigur determinantă și pentru variația intensității; zonele de intensitate maximă își pot modifica conturul odată cu modificarea domeniului de perioade. Tendința generală este, însă, creșterea intensității într-o zonă, odată cu creșterea perioadei.

Dacă se urmărește să se evalueze o intensitate medie pe întinderea Municipiului București, aceasta ar fi:

- gradul VII MSK pentru clădirile cu perioadă proprie scurtă. (pînă la 0,50 s);
- gradul VIII MSK pentru clădirile cu perioadă proprie medie (0,50 s...1,00s);
- gradul IX MSK pentru clădirile cu perioadă lungă (peste 1 s).

d. *Concluzii privind posibilitatea de prognoză a distribuției de intensități și caracteristici spectrale.* În general, la mișcările seismice puternice, înregistrate repetat pe același amplasament, s-a constatat că fenomenele datorite amplificării locale nu se repetă întotdeauna, datorită mecanismului diferit de focar și unghiurilor de incidență diferite sub care sosesc undele seismice în stratele de la suprafață. În cazul orașului București, există o serie de premise care ar favoriza însă repetarea fenomenelor evidențiate:

- zona de sursă Vrancea are dimensiuni relativ reduse în comparație cu distanța pînă la București, deci probabilitatea de păstrare a unghiurilor de incidență este ridicată;
- pachetul foarte gros de straturi aluvionare, cu viteze de propagare a undelor seismice scăzute, constituie un filtru destul de selectiv, precum și un mediu favorabil producerii undelor de suprafață. În aceste condiții, este foarte verosimil că un studiu aprofundat al parametrilor

geofizici ai stratelor care poate conduce la evaluări analitice, studiul caracteristicilor spectrale ale agitației microseismice permanente, precum și rezultatele prezentului studiu statistic privind efectele cutremurului de la 4 martie 1977, pot conduce la o prognoză a distribuției spațiale și spectrale a mișcării seismice, materializîndu-se într-un studiu de microzonare seismică cu caracter de prescripție pentru proiectarea construcțiilor.

V.5. Date asupra comportării terenului

V.5.1. Aspecte considerate

În paragrafele precedente a fost subliniată importanța rolului terenului de fundație asupra formelor de manifestare și efectelor specifice ale fenomenelor seismice. Ținînd seama de aceasta, un studiu al legăturii dintre condițiile de teren și distrugerile provocate de cutremur va trebui să aibă în vedere o serie de aspecte strîns corelate, a căror analiză se face, din motive metodologice, separat, dar care se influențează reciproc, uneori într-o măsură considerabilă. Aceste aspecte se referă la rolul de filtru dinamic (influența terenului asupra formei accelerogramei și a intensității mișcării seismice) și la rolul de reazem deformabil (interacțiunea dinamică teren — structură, avînd în vedere influența solicitării seismice asupra rezistenței pămîntului și posibilitatea de producere în teren a unor deformații ireversibile). Aceste aspecte sînt discutate pe larg într-o serie de lucrări publicate, inclusiv în literatura tehnică românească [5, 12, 17, 25, 35, 49, 61, 76, 77 și altele].

În paragraful V.2. au fost abordate unele aspecte de această natură, utilizînd și un instrument de calcul aplicabil în ipoteza unei comportări liniare. Pe de altă parte, importanța practică a comportării neliniare a masivelor de pămînt face necesar să se aibă în vedere limitările unor astfel de analize prin calcul. În acest sens, dezvoltările care urmează pun accentul în mod primordial pe aspecte calitative importante ale comportării masivelor de pămînt naturale sau artificiale în condiții de solicitare seismică puternică, urmărind să facă legătura între unele concepte și cunoștințe de ordin general și datele de observație furnizate de experiența cutremurului.

Deși în timpul cutremurului din 4 martie 1977 s-au produs fenomene de degradare a terenului, manifestate prin alunecări, fisurări, ejectări de nisip și apă, prăbușiri etc., acestea nu au influențat sensibil construcțiile importante. Deoarece însă fundarea unor astfel de construcții pe terenuri slabe este din ce în ce mai frecventă, s-a considerat util ca în cele ce urmează să fie discutate mai pe larg aceste fenomene, influența posibilă a lor asupra construcțiilor și măsurile de prevenire a unor efecte defavorabile.

Din punct de vedere al comportării particulare la cutremur, masivele de pămînt pot fi clasificate astfel:

- teren cu suprafața practică orizontală și fără încărcări suplimentare;
 - idem, solicitat suplimentar cu încărcări transmise de construcții;
 - teren cu suprafața în pantă relativ lină, încărcate suplimentar sau nu, prezentînd mari rezerve de siguranță față de pierderea stabilității în condiții de solicitare statică;
 - teren în pantă, aflat în condiții apropiate de echilibrul limită chiar în situația de solicitare statică;
 - ramblee de pămînt artificiale (platforme, diguri, baraje, halde și iazuri de depozitare a materialelor sterile).
- Desigur, în cadrul fiecărei categorii, structura geologică și proprietățile dinamice ale diverselor straturi au o influență determinantă asupra comportării la cutremur.

V.5.2. Influența condițiilor de teren asupra solicitării seismice

a. *Efectele condițiilor geomorfologice.* Se constată, în general, amplificări ale mișcărilor terenului corespunzătoare anumitor perioade spre zonele cele mai înalte ale formelor de relief, cu reduceri spre baza lor; un efect opus îl au zonele de depresionare. Se citează, de exemplu, înregistrările replicilor cutremurului Haiceng din 1975 în China, care au indicat coeficienți de amplificare ai accelerației maxime a terenului de ordinul a 1,8, chiar în cazul unor coline de mică înălțime [52].

b. *Efectele de filtrare a undelor seismice.* Aglomerările urbane și zonele industriale se dezvoltă în speciale în luncele riuilor, a căror caracteristică geologică principală constă în prezența la suprafață a unor straturi depuse recent, așezate pe o rocă de bază formată într-o eră geologică anterioară. Contrastul între proprietățile diverselor straturi și ca urmare reflexiile și refracțiile multiple ale undelor seismice transversale, determină de regulă o amplificare în straturile de suprafață a valorilor maxime ale accelerației, vitezei și deplasării. Se manifestă amplificări ale undelor cu anumite perioade caracteristice; se definește astfel perioada proprie a terenului, care, în cazul unui singur strat uniform deasupra rocii de bază, este direct proporțională cu grosimea stratului și invers proporțională cu viteza undelor transversale. Este dificil de exprimat o legătură generală între prezența stratului de suprafață și mărimea amplificărilor, dificultate sporită de caracterul neliniar al comportării masivelor de pământ; se menționează totuși concluziile unor observații din timpul unor cutremure de tip crustal [37]:

- deplasările în straturile aluvionare pot fi de câteva ori mai mari decât în roca de bază;

- perioada căreia îi corespunde valoarea spectrală maximă pentru deplasare este de regulă diferită (mai lungă) în raport cu cea căreia îi corespunde valoarea spectrală maximă pentru accelerație;

- accelerațiile maxime măsurate în aluvioni sînt în general mai mari decât în depozitele deluviale, dar ele nu diferă atât de mult ca deplasări maxime (s-a constatat raportul lor în jur de 1,3, rareori 2);

- cele mai mari amplificări ale accelerațiilor în straturi aluvionare moi se constată în domeniul de perioadă 0,5–1 s; în straturile aluvionare compacte amplificările se produc în special în domeniul 0,3–0,5 s;

- în rocile stîlcoase deplasările sînt de regulă mai mici decât în depozitele aluviale, dar accelerațiile maxime pot fi mari în domeniul perioadelor scurte;

- degradări importante s-au constatat pe platformele formate artificial prin hidromecanizare; din punct de vedere seismic, astfel de terenuri de fundare trebuie asimilate cu cele mai moi depozite aluviale;

- intensitatea seismică (judecată în raport cu clădiri de lemn, concluziile neputînd fi extrapolate direct la alte tipuri de structuri) a crescut cu două grade de la teren tare (formațiuni terțiare), către depozite aluviale, nisip și pietriș aluvial, depozite aluviale prăfoase, argile și platforme artificiale.

c. *Particularități ale influenței condițiilor geologice asupra intensității locale a cutremurului din 4 martie 1977.* În timpul cutremurului din 4 martie 1977 zone întinse din țara noastră au fost afectate de mișcări seismice în al căror spectru au predominat perioade lungi. În aceste zone, perioada fundamentală a pachetelor groase de depozite detritice a amplificat componentele de perioadă lungă ale mișcării seismice propagate prin roca de bază; în aceste condiții, formațiunile superficiale (necimentate) cu grosimi de ordinul metrilor sau zecilor de metri nu filtrează undele seismice, fiind practic „transparente” pentru undele cu perioade mari. Astfel, așa cum se arată în paragraful V.4, nu s-a putut stabili nici o legătură directă între intensitatea distrugerilor provocate de cutremurul din 4 martie 1977 în orașul București și diverși parametri ai depozitelor superficiale (adîncimea apei frelice, grosimea pietrișurilor de Colentina, grosimea luturilor de suprafață). Se consideră că distribuția neuniformă a intensităților în raza Municipiului București poate fi datorită unor anomalii în substratul geologic de adîncime (depresiuni, falii etc.), dar datele disponibile sînt încă insuficiente în prezent pentru elaborarea unui model matematic [26]; unele considerații în acest sens au fost prezentate în paragraful V.4.

În alte zone din țară s-a putut constata o mărire a intensității seismice în depozitele cuaternare. Se remarcă astfel o accentuare a distrugerilor provocate la clădiri în cazul amplasării lor în condiții geologice și hidrogeologice pozitive depozitelor cuaternare și în special șesurilor aluvionare.

Așa cum se arată pe larg în capitolul VI, s-au observat intensificări importante în lunca Dunării și șesurile aluvionare ale afluenților ei din Moldova și Cîmpia Română. În orașe mari, cum sînt Iași și Craiova, s-au înregistrat diferențe între comportarea construcțiilor amplasate pe terase înalte în raport cu cele situate în zonele joase ale luncilor.

V.5.3. Interacțiunea dinamică teren-structură

a. *Formele de interacțiune.* În studiul interacțiunii teren-structură, sau mai exact teren-fundație-structură, trebuie avute în vedere trei fenomene:

- influența tipului de pământ asupra proprietăților de amortizare ale structurilor, respectiv asupra mișcărilor și forțelor induse în structură în timpul unui cutremur;

- influența prezenței construcției asupra formei accelerației în teren, în imediata ei vecinătate;

- influența construcțiilor asupra deformațiilor permanente ale terenului de fundare.

Au fost imaginabile multe tehnici pentru analiza interacțiunii teren-fundație (vezi și par. V.2), aplicate altă dată la probleme de inginerie seismică, cit și la studiul vibrațiilor fundațiilor de masini. În special în ultimul timp cînd calculatoarele electronice au permis utilizarea metodelor matematice care reclamă volume foarte mari de calcule. Sînt întîmpinate însă dificultăți importante cînd se urmărește o modelare riguroasă, astfel că poate apărea necesitatea unor schematizări, a neglijării neomogenităților, a impunerii unor frontiere artificiale. Tipul de fundație are o influență determinantă asupra modului de interacțiune. De exemplu, ca rezultat al faptului că într-un anumit amplasament mișcarea este de obicei mai amplă la suprafața terenului, descreșcînd cu adîncimea, excitația efectivă la contactul teren-fundație directă va fi o funcție descreșcătoare de adîncimea de fundare [52].

b. *Constatari în urma cutremurului din 4 martie 1977.* Numărul redus de înregistrări obținute în timpul cutremurului din 4 martie 1977 nu permite punerea în evidență directă a interacțiunii teren-structură. Au putut fi observate însă numeroase efecte ale acestora. Vibrațiile clădirilor supuse acțiunii seismice produc redistribuirea tranzitorie a tensiunilor de contact, provocînd deformații elastice și elasto-plastice ale terenului de fundație în timpul cutremurului, care ating valori maxime pe conturul clădirilor și mai ales în colțurile acestora (fig. V.33).

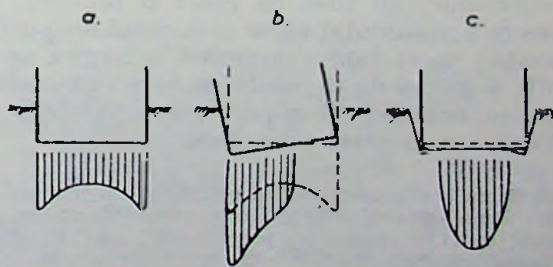


Fig. V.33. — Distribuția posibilă a eforturilor unitare pe talpa unei fundații rigide: a — înainte de cutremur; b — în timpul cutremurului; c — imediat după cutremur.

După încetarea cutremurului, clădirile au revenit practic la poziția verticală, dar au păstrat unele urmări vizibile ale procesului de balansare (desprinderi de teren înconjurător la nivelul trotuarului, ușoare înclinări etc.). Modificarea con-

dițiilor de rezemare a determină însă un proces lent de reazezare (cu o durată de luni de zile) în care părțile componente ale clădirilor au luerat și s-au adaptat unei noi situații de echilibru de ansamblu; ca rezultat s-au produs și unele degradări (fisuri) care au devenit vizibile la mult timp după cutremur. Este probabil ca în multe cazuri deformațiile elasto-plastice din terenul de fundație să fi jucat și un rol pozitiv în comportarea de ansamblu a construcțiilor, prin disiparea pe această cale a unei părți din energia indusă de seism.

Solicitările dinamice din timpul cutremurului la contactul teren-fundație, au produs unele tasări suplimentare; astfel de fenomene au fost observate în București, Galați și alte localități. În special în zone amplasate pe formațiuni de luncă, cu consistență redusă, sau pe terenuri sensibile la umezire și cu nivelul relativ ridicat al apelor subterane. Aceste tasări au fost însă mici (maximum 20–25 mm) și în general uniforme, astfel că nu au avut urmări defavorabile asupra integrității construcțiilor. Numai în cazuri rare, în particular în cazul fundațiilor izolate ale structurilor în cadre de beton armat, eventuale tasări diferențiate ale fundațiilor, produse în timpul cutremurului, au putut contribui la apariția unor avarii în elementele structurii, ca urmare a redistribuției spațiale a eforturilor și, respectiv, a majorării solicitărilor în unele elemente ale structurilor.

V.5.4. Reducerea rezistenței și degradarea masivelor de pământ

a. *Lichefierea nisipurilor saturate, principala cauză a degradării masivelor de pământ produse în timpul cutremurelor.* Nisipurile saturate relativ afinate, supuse unor solicitări de forfecare, manifestă o tendință de îndesare la care se opune apa din pori. Creșterea corespunzătoare a presiunii apei din pori duce la scăderea eforturilor unitare efective, aplicate la contactul între particule, ceea ce determină o reducere a capacității nisipului de a prelua eforturi unitare de forfecare și deci, a capacității portante a depozitului. Tendința de îndesare datorită deformațiilor de forfecare cu creștere monotonă se manifestă numai dacă indicele porilor este superior unor valori critice; nisipurile îndesate pot manifesta o tendință de mărire a volumului (dilatantă) însoțită de dezvoltarea unor presiuni negative în apa din pori. Eforturile unitare tangențiale cu variație ciclică, așa cum rezultă de exemplu din solicitarea dominantă determinată de cutremur, au însă ca efect o tendință de reducere a volumului chiar și în cazul nisipurilor îndesate; acest fapt determină o lărgire apreciabilă a gamei de depozite pe care cutremurul le poate lichefia, în raport cu solicitările de forfecare cu creștere monotonă.

Lichefierea în cele două situații corespunde unor fenomene diferite, deosebindu-se și prin efectele corespunzătoare. Se consideră astfel că „lichefierea propriu-zisă” este rezultatul unei cedări prin forfecare în condiții nedrenate a unui nisip saturat de tip contractiv (afinat) supus la o solicitare de forfecare ciclică sau cu creștere monotonă. Ca rezultat al acestei lichefierii rezistența la forfecare este considerabil redusă, dar nu se anulează complet. Un nisip dilatativ (îndesat) solicitat monoton (static) în condiții nedrenate nu se lichefiază; dacă i se aplică o solicitare ciclică, presiunea apei din pori crește, putând deveni egală cu eforturile unitare efective inițiale în anumite momente ale încălzirii ciclice, dar comportarea dilatantă a materialului va asigura mobilizarea unei rezistențe suficiente pentru a limita deformațiile produse de

efortul unilar ciclic de vîrf în alte momente ale încălzirii ciclice. De aceea se sugerează ca acest tip de lichefiere să fie numit „lichefiere inițială cu potențial de deformare limitat”, „mobilitate ciclică” sau „lichefiere ciclică” [9, 70].

Deformațiile produse datorită lichefierii ciclice vor depinde deci de durata solicitării care o generează; în cazul unei durate suficiente de mari, efectele lichefierii pot fi corespunzătoare anulării complete a rezistenței la forfecare a nisipului. Se constată numeroase moduri de manifestare a lichefierii depozitelor de nisip saturat în timpul cutremurelor:

1. Unul dintre cele mai spectaculoase moduri de manifestare, constatat și în țara noastră la 4 martie 1977 în zone cu suprafața practic orizontală din lunca Dunării și din albiile minore ale altor riuri, constă în fisurarea terenului și formarea unor vuleani sau furunculi de nisip, izolați sau aliniați în lungul fisurilor (fig. V.34). Aceste fenomene sînt deseori însoțite de inundarea temporară a terenului, țînirea apei



Fig. V.34. — Nisip ejectat prin fisuri în lunca Buzăului, în apropiere de Făurei, la 4 martie 1977.

în amestec cu nisip pînă la 2–3 m deasupra nivelului terenului, alterarea condițiilor de sol prin afınarea sau îndesarea sa, searea fînțimilor sau umplerea lor cu nisip. Dacă se consideră că lichefierea se produce în straturi sau lentile mai afinate, fisurarea poate fi explicată prin mișcarea diferită a masivului de pământ situat sub lentila lichefiată față de cea a blocului de deasupra către care nu se mai pot transmite mișcările orizontale oscilatorii (fig. V.35 a). Blocul evasi-staționar se poate tesa, iar materialul lichefiat, nisip și apă, va fi ejectat prin fisuri în timpul disipării presiunii apei din pori [2].

Crăpăturile se mai pot produce și în urma unei redistribuiri a eforturilor, inițial neuniforme chiar și în ceea ce privește eforturile unitare normale orizontale (datorită, de exemplu, unor condiții neuniforme de depozitare). Așa se poate explica și direcția lor deseori preferențială, în lungul lucrărilor ingineresti (diguri, canale, drumuri) care induc eforturi suplimentare în teren, sau orientate după formele de relief care determină schimbări accentuate ale stării de eforturi (luncile și terasele riurilor, malurile lacurilor). În figura V.35 b este schematizată formarea unui vulcan de nisip în jurul unui canal format de o succesiune de pori, aflat într-un sistem de vase comunicante cu alte canale care străbat și zone lichefiate. Se constată că nisipul ejectat nu este neapărat provenit din zona lichefiată sub încălzirea seismică, ci poate fi lichefiat de către eurentul ascendent de apă [40].

2. Depozitele lichefiabile cu îndesare medie și panta foarte redusă, de ordinul a 0,5–2%, pot suferi deplasări orizontale însoțite de fisurări, deplasările maxime putînd atinge valori

de ordinul mai multor metri. Aceste mișcări se produc numai în timpul șocului seismic puternic și se stabilizează imediat după încetarea cutremurului [79].

3. În condiții mai defavorabile, pante mai abrupte, depozite mai afinate, se pot produce curgeri de versanți sau de ramblee artificiale, care nu se opresc decât la realizarea unei

lichiefiere, care este un fenomen tipic produs în condiții nedrenate, fără variații de volum ale masivului lichefiat.

6. Lichiefierea unui strat de nisip saturat situat la mică adâncime sub rambleele de pământ, poate provoca fisurarea (de regulă longitudinală) și tasarea acestor ramblee (fig. V.38 și V.39) [80].

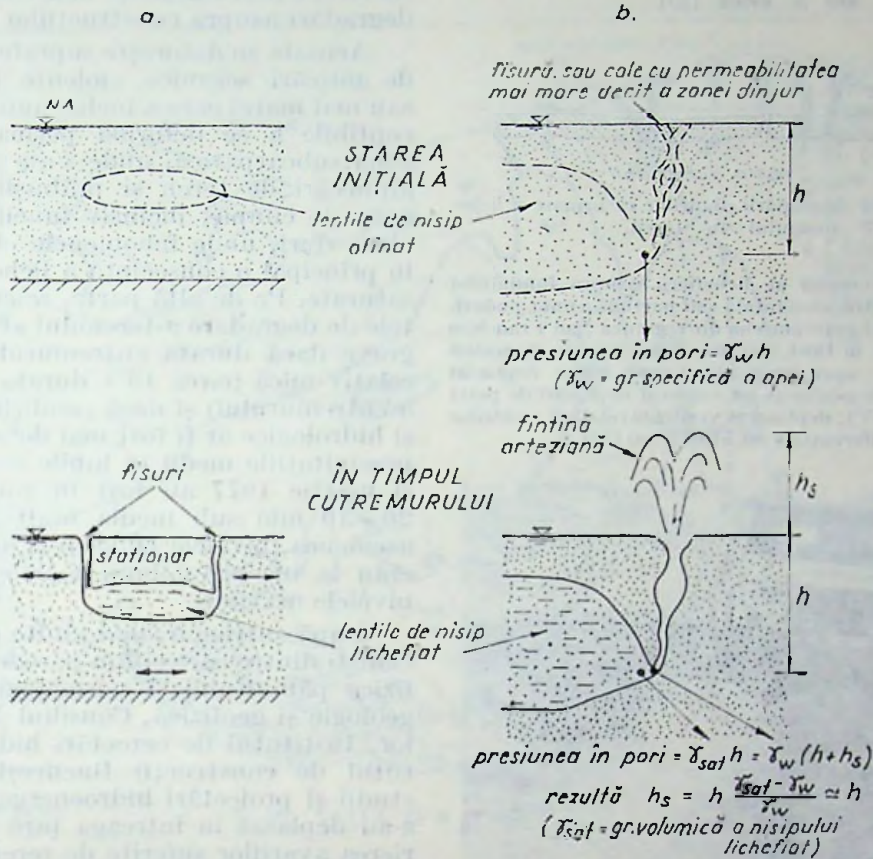


Fig. V.35. — Schema producerii unor degradări ale terenului datorită lichiefierii unei lentile de nisip: a — fisurarea terenului; b formarea unui izvor artezian.

forme de echilibru. Sînt caracteristice înclinări inițiale ale taluzelor de ordinul a 10–20°, după cedare suprafața depozitului căpătînd înclinări de 4–5°. Sînt deosebit de susceptibile la producerea unor astfel de degradări barajele sau alte tipuri de depozite artificiale executate prin hidromecanizare [69].

4. Lichiefierea unor depuneri aluvionare necoezive situate la adîncimi de ordinul citorva metri poate determina alunecarea unor masive din pămînt coeziv situate deasupra. În figura V.36 este prezentat schematic un caz tipic [14], iar în figura V.37 efectele distrugătoare ale unei astfel de alunecări produse la 4 martie 1977 în localitatea Bragadiru, situată în lunca rîului Vedea.

5. Se citează cazuri de tasare sau ridicare relativă a terenului în urma lichiefierii, cu valori ajungînd de ordinul a 60 cm. Astfel de deformări nu sînt caracteristice însă pentru

7. Fundațiile de suprafață se tasază de obicei aprecieabil în urma lichiefierii terenului de fundare; tasările sînt deseori însoțite de înclinări, astfel că degradarea structurilor poate fi datorată exclusiv tasărilor diferențiate, efectul forțelor dinamice nemanifestîndu-se. Ca exemplu caracteristic este deseori citat cel al unor blocuri de locuințe din orașul japonez Niigata; în timpul cutremurului din 1964 unele blocuri s-au răsturnat

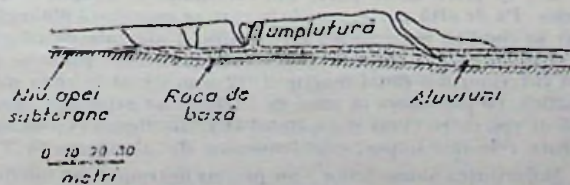


Fig. V.36. — Schema unei alunecări de teren produse în timpul cutremurului San Fernando, S.U.A., 1971.



Fig. V.37. — Distrugeri provocate de o alunecare produsă la 4 martie 1977 în localitatea Bragadiru, județul Teleorman.

practic complet, înclinarea față de verticală depășind 45° , fără ca structura de rezistență să fie afectată în mare măsură.

8. În urma transformării stratului lichefiat într-un material având proprietățile unui lichid greu, construcțiile subterane sînt împinse în sus de forțe arhimedice. Se citează cazuri de ridicare pînă la realizarea situației de plutire a unor rezervoare subterane, chesoane nelestate ale unor fundații de pod în construcție, sau a unor piloți de lemn care folosiseră ca fundații cu sute de ani în urmă [23].

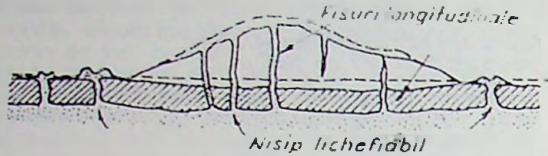


Fig. V.38. — Schema degradării digurilor ca urmare a lichefierii nisipurilor în teren.

9. Efectul defavorabil al lichefierii asupra fundațiilor pe piloți a dus la distrugerea totală sau parțială a unor poduri, de exemplu în timpul cutremurelor din regiunea San Francisco din 1906, din Alaska în 1964, sau din orașul Niigata în același an. S-au constatat: apropierea celor două culci; deplasări orizontale și rotiri ale pilor (s-au măsurat deplasări de peste 2m și rotiri pînă la 15°); deplasarea verticală relativă a culcilor și pilor (tasările diferențiate au atins 2 m) [53].



Fig. V.39. — Fisură longitudinală pe coronamentul unui dig din lungul râului Buzău, produsă la 4 martie 1977.

10. Lichefieria terenului afectează însuși răspunsul lui la solicitarea seismică. Astfel, seismograma înregistrată la Niigata în timpul cutremurului din 1964 cuprinde trei porțiuni diferite: prima se caracterizează prin frecvențe relativ înalte, ca la cutremurele obișnuite în acea zonă; a doua porțiune, de tranziție, cu o durată de circa 2 secunde, conține perioade sensibile mai lungi; ultima porțiune relevă mișcări cu perioade foarte lungi și amplitudini ale accelerației reduse, așa cum este de așteptat în cazul lichefierii pământului, care își pierde complet rezistența. De subliniat faptul că accelerațiile maxime (de ordinul a 0,16 g) s-au manifestat în porțiunea a doua, într-o perioadă cînd probabil presiunea apei din pori era în creștere [V 19].

b. *Fenomene de degradare a masivelor de pământ apărute în urma cutremurului din 4 martie 1977.* După cum s-a mai menționat cutremurul din 4 martie 1977 s-a manifestat prin apariția unor fenomene de degradare a terenului în zone răspindite într-o arie largă; nu s-au remarcat însă influențe defavorabile ale acestor degradări asupra construcțiilor importante.

Aceasta se datorește suprafeței mari afectate de mișcări seismice violente (intensitate VII sau mai mare) care a inclus numeroase zone susceptibile a se deforma permanent situate în zona subcarpatică, unde s-au produs în special alunecări de teren și prăbușiri de roci, și în zona de cîmpie, inclusiv luncele Dunării și ale altor râuri, unde fenomenele observate au fost în principal o consecință a lichefierii nisipurilor saturate. Pe de altă parte, se consideră că efectele de degradare a terenului ar fi fost mult mai grave dacă durata cutremurului nu ar fi fost relativ mică (circa 15 s durata fazei principale a cutremurului) și dacă condițiile meteorologice și hidrologice ar fi fost mai defavorabile. Astfel, precipitațiile medii în lunile ianuarie, februarie și martie 1977 au fost în zonele afectate cu 20–30 mm sub media multianuală [27]. De asemenea, nivelele Dunării și ale afluenților săi erau la începutul lunii martie 1977 mult sub nivelele maxime.

După cutremur, mai multe colective de specialiști dintre care cităm pe cele de la Centrul de fizica pământului și seismologie, Institutul de geologie și geofizică, Consiliul Național al Apelor, Institutul de cercetări hidrotehnice, Institutul de construcții București, Institutul de studii și proiectări hidroenergetice și INCERC, s-au deplasat în întreaga țară pentru inventarierea avariilor suferite de teren. S-au observat următoarele tipuri de degradări: alunecări de teren; căderi de stînci; crăpături și fisuri; ejectări de apă și nisip; prăbușiri; tasări; modificări ale nivelului apelor subterane.

Alunecările de teren. Pierderea stabilității unor versanți naturali este datorită numai în mică măsură forțelor inerțiale determinate de mișcarea seismică; principala cauză se dovedește deseori a fi reducerea rezistenței pământului în condiții de solicitare seismică, prin pierderea coeziunii structurale sau prin creșterea accentuată a presiunii apei din pori. Reducerea eforturilor unitare efective determinată de creșterea presiunii apei din pori face ca mărirea rezistenței datorită frecării între particule, ce poate fi mobilizată, să scadă apreciabil. Ca o consecință directă a acestui mecanism de producere a alunecărilor în timpul cutremurelor, apariția lor nu este legată direct de existența unor taluze abrupte; alunecările se pot produce chiar în terenuri practice orizontale, atunci cînd structuri de pământ cu oarecare coeziune sînt așezate pe pământuri moi care își pierd mare parte din rezistență în timpul cutremurelor. Pe de altă parte, zonele în care se manifestă alunecări active în condiții normale nu sînt neapărat afectate de mișcările seismice [37]. Cele mai numeroase alunecări produse în urma cutremurului din 4 martie 1977 s-au situat în zona subcarpatică, cu precădere în zona de curbură a Carpaților, apropiată de epicentru (vezi și capitolul IV). În figura V. 40 sînt marcate cele mai importante fenomene de alunecare [V.27].

Majoritatea alunecărilor s-au produs în timpul sau imediat după cutremur; cîteva au declanșat la un interval de timp mai mare (Jugureni 21 ore, Slon 44 ore, Albești 3 săptămîni și Zăbala 5 săptămîni).

Unele alunecări s-au dovedit a fi determinate în principal de creșterea forțelor active și nu de reducerea rezistenței la forfecare pe planul de alunecare, în momentul producerii cutremurului existând condiții favorabile producerii alunecărilor. Din această categorie se citează alunecările produse în localitățile Predealul—Sărari și Slon, din județul Prahova [38].

vechi, stabilizate, și porțiuni umede, cu izvoriri și înmlăștiniri. Având în vedere gradul redus de cimentare al unora dintre straturile de gresie, este posibil ca în deluviu să fi existat punți de material nisipos care, prin lichefiere, să contribuie la pierderea stabilității versantului în timpul cutremurului. Așa cum s-a mai arătat, lichefierea unor lentile de nisipuri saturate poate provoca alunecarea masivelor coezive situate deasupra

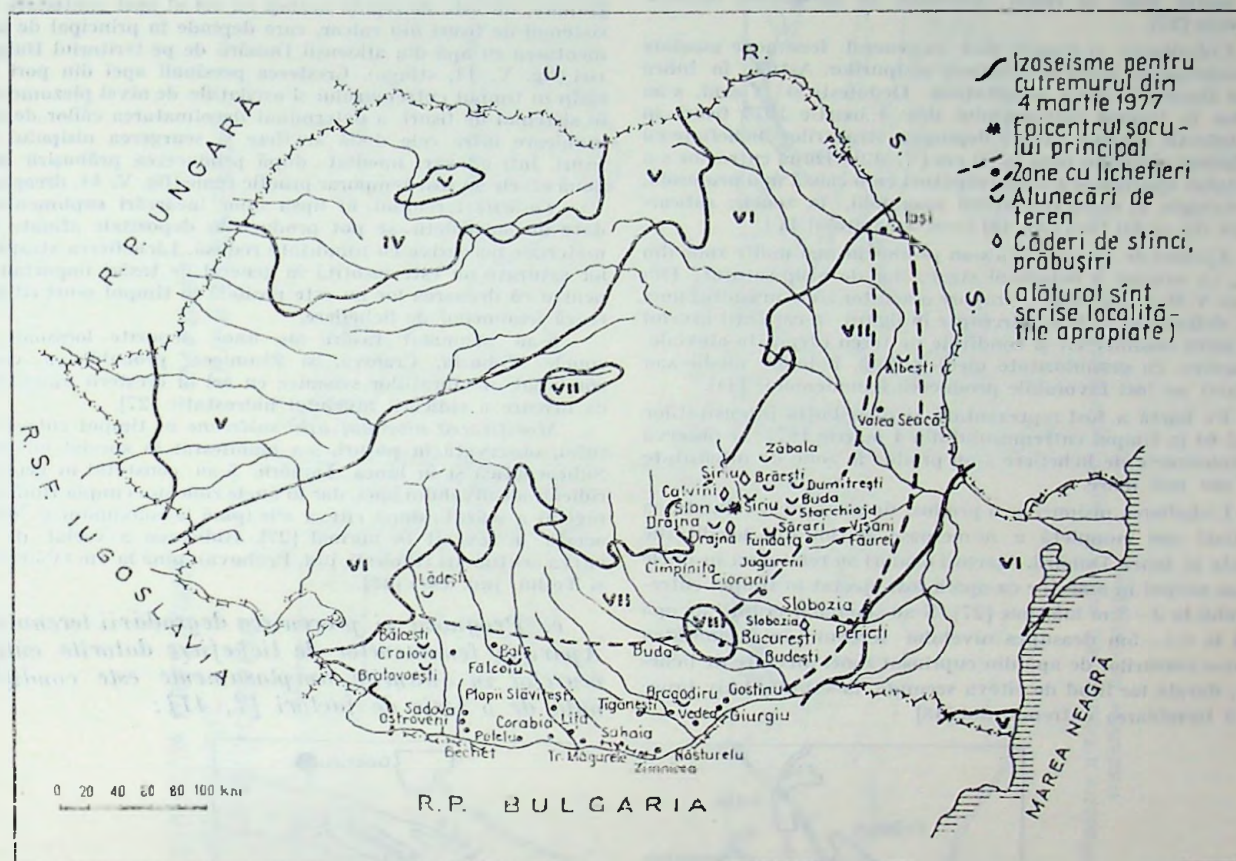


Fig. V.40. — Zonele din România unde s-au produs alunecări de teren, căderi de stînci și fenomene de lichefiere în timpul cutremurului din 4 martie 1977.

În unele cazuri, materialul alunecat de pe versanți a barat cursurile de apă, formînd lacuri; a fost necesară o intervenție promptă pentru îndepărtarea barajelor naturale, care prin eventuala lor rupere ar fi putut produce pagube. Lacul format pe riul Zăbala, la circa 20 km amonte de localitatea Nereju, a avut aproximativ 2 km lungime și aproape 40 m adîncime. Lungimi de circa 500 m și adîncimi de peste 5 m au avut și lacurile de pe riul Drăjnița (Slon) și de pe pîrîul Slănie (la circa 20 km amonte de comuna Lopătari).

Alunecarea de la Slon (fig. V.11) a antrenat o porțiune de teren cu lungimea de 350 m, lățimea de 250 m și grosimea de 4—5 m. Masa alunecată era formată din argile și argile nisipoase cu blocuri și fragmente de gresii, iar substratul alunecării din argile și șisturi argiloase, cu coeficient de frecare interioară mic, în alternanță cu gresii. Suprafața alunecării era ondulată, cu trepte rotunjite, panta generală fiind de 30°—35° [27].

Alunecarea de pe valea Sîrului Mare s-a produs pe versantul drept al pîrîului la circa 700 m amonte de confluența cu riul Buzău și s-a dezvoltat pe un front de circa 400 m și pe o adîncime de 3 m. Roca de bază era alcătuită din gresii cu diferite grade de cimentare în straturi de 0,1—2 m grosime, în alternanță cu șisturi marnoase ușor alterabile, cu grosimi de 0,1—0,5 m; înclinarea straturilor era practic paralelă cu versantul opus alunecării. Alunecarea a antrenat un material deluvial, format dintr-o masă prăfos-argiloasă cu sfîrșimături de rocă de dimensiuni variate, depeș la capetele de strat ale rocii de bază. Întreaga zonă prezintă urme de alunecări

(fig. V.36). Se atribuie acestei cauze producerea alunecărilor din comunele Bragadiru, jud. Teleorman (fig. V.37), Albești, jud. Vaslui și Gîmpinița, jud. Prahova [7, 27].



Fig. V.11. — Casă avariată de alunecarea de teren din comuna Slon, județul Prahova (foto: N. Mindrescu).

Căderile de stînci sînt caracteristice zonelor muntoase, cu taluze abrupte, cînd rocile stîncioase sînt puternic fisurate. Astfel de fenomene se pot produce în timpul cutremurelor și pe versanții lipsiți de vegetație din regiunile colinare.

În timpul cutremurului din 4 martie 1977 s-au semnalat căderi de stînci la Siriu și Calvini (jud. Buzău), Drajna (jud. Prahova) și în alte zone cu relief accidentat. S-au produs și prăbușiri în roci nestîncioase, anume în depozitele loessoide din malul înalt al râului Ialomița, în apropierea orașului Slobozia [27].

Crăpăturile și fisurile sînt în general fenomene asociate alunecărilor de teren și lichiefierii nisipurilor. Astfel, în lunca râului Buzău, în zona localităților Dedulești și Vișani, s-au produs în timpul cutremurului din 4 martie 1977 fisuri în pămînturile coezive situate deasupra straturilor lichiefiate cu deschideri ajungînd pînă la 50 cm [V. 42]. După cutremur s-a constatat apariția și a unor crăpături cu o cauză mai profundă, de exemplu în urma reactivării unor falii, în zonele subcarpatice din sudul țării [38, 48] (vezi și capitolul IV).

Ejectări de apă și nisip s-au produs în mai multe zone din țară, ca urmare a lichiefierii straturilor de nisip saturat. Din figura V.40 se constată o grupare a acestor zone în cadrul unei fișii, delimitate cu linii interupte în figură, în care atît nivelul solicitării seismice cît și condițiile de teren (depozite aluviale, necoezive, cu granulozitate medie și fină, indesar medie sau afinate) au fost favorabile producerii fenomenului [41].

Pe hartă a fost reprezentată și distribuția intensităților MSK-64 în timpul cutremurului din 4 martie 1977: se observă că fenomenele de lichiefiere s-au produs în zone de intensitate VII sau mai mare.

Lichiefierea nisipurilor a produs, de asemenea, colmatarea parțială sau completă a numeroase fîntîni din localitățile situate în lunca Dunării. Martori oculari au relatat că în unele fîntîni nisipul în amestec cu apa a fost ejectat în timpul cutremurului la 2—3 m înălțime [27]. S-au semnalat erupții de apă pînă la 0,5—5 m deasupra nivelului terenului în vecinătatea tuturilor cursurilor de apă din cuprinsul zonei afectate de lichiefieri, durata lor fiind de cîteva secunde, încetînd relativ brusc după terminarea cutremurului [48].

Prăbușirile. Un fenomen mai neobișnuit, prăbușiri cu dimensiuni în plan de ordinul a 15—40 m și pereți practic verticali, s-au produs în timpul cutremurului pe două insule necoluite din vecinătatea orașului Giurgiu și în lunca Dunării în condiții geologice similare (fig. V. 42 și V. 43). [71].

În zona afectată, cea mai mare parte a depozitului cuaternar cu grosimea de 15—19 m este constituită din nisip mediu indesar; urmează calear eolacice fisurat pînă la sute de metri adîncime. Nivelul freatic determinat de nivelele în Dunăre, nu este de regulă același cu cel al apei cantonate în sistemul de fisuri din calear, care depinde în principal de alimentarea cu apă din afluenții Dunării de pe teritoriul Bulgariei (fig. V. 44, stînga). Creșterea presiunii apei din pori în nisip în timpul cutremurului și oscilațiile de nivel piezometric în sistemul de fisuri, a determinat decolmatarea căilor de comunicare între cele două acvifere și scurgerea nisipului în fisuri. Într-adevăr, imediat după producerea prăbușirii cele două nivele au fost temporar practic egale (fig. V. 44, dreapta).

Tasările terenului, în lipsa unor încălzări suplimentare date de construcții, se pot produce în depozitele afinate de materiale necoezive cu umiditate redusă. Lichiefierea straturilor saturate nu este însoțită în general de tasări importante, pentru că drenarea lor nu este posibilă în timpul scurt cît durează fenomenul de lichiefiere.

S-au semnalat tasări ale unor depozite loessoide în zonele Slobozia, Craiova, și Zimnicea, probabil ca efect combinat al vibrațiilor seismice cu cel al creșterii umidității ca urmare a ridicării nivelului hidrostatic [27].

Modificarea nivelului apei subterane în timpul cutremurului, observată în puțuri, s-a manifestat în special în zona Subcarpatică și în lunca Dunării. S-au constatat în general ridicări ale nivelului apei, dar în unele zone din cîmpia Română nivelul a scăzut; după cîteva zile (pînă la maximum o lună) acesta a revenit la normal [27]. Ridicarea a variat de la cîteva centimetri (Ploiești, jud. Prahova), pînă la 1 m (Vădăștia și Teslui, jud. Olt) [48].

e. Prognostica și prevenirea degradării terenului. Apariția fenomenelor de lichiefiere datorite cutremurelor în anumite amplasamente este condiționată de o serie de factori [7, 41]:

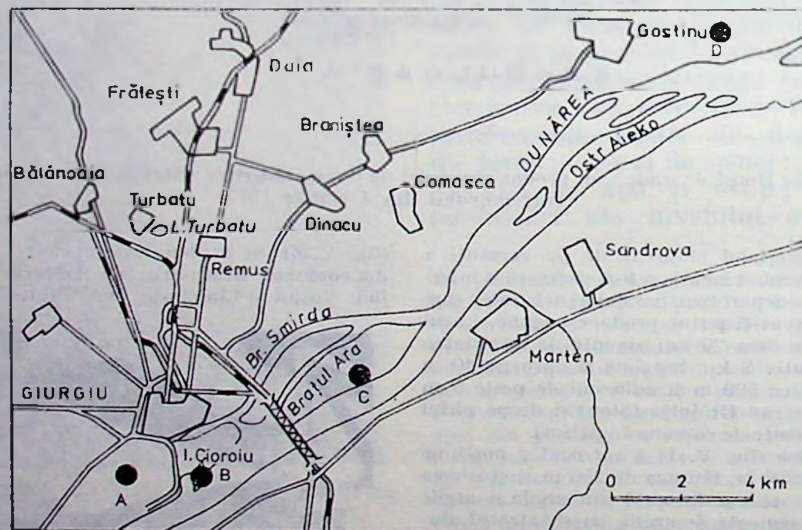


Fig. V.42. — Pozițiile prăbușirilor produse în timpul cutremurului din 4 martie 1977.



Fig. V.43. — Prăbușirea cu dimensiunile cele mai mari din vecinătatea orașului Giurgiu (diametral în plan orizontal cea 40 m) (foto: N. Măndrescu).

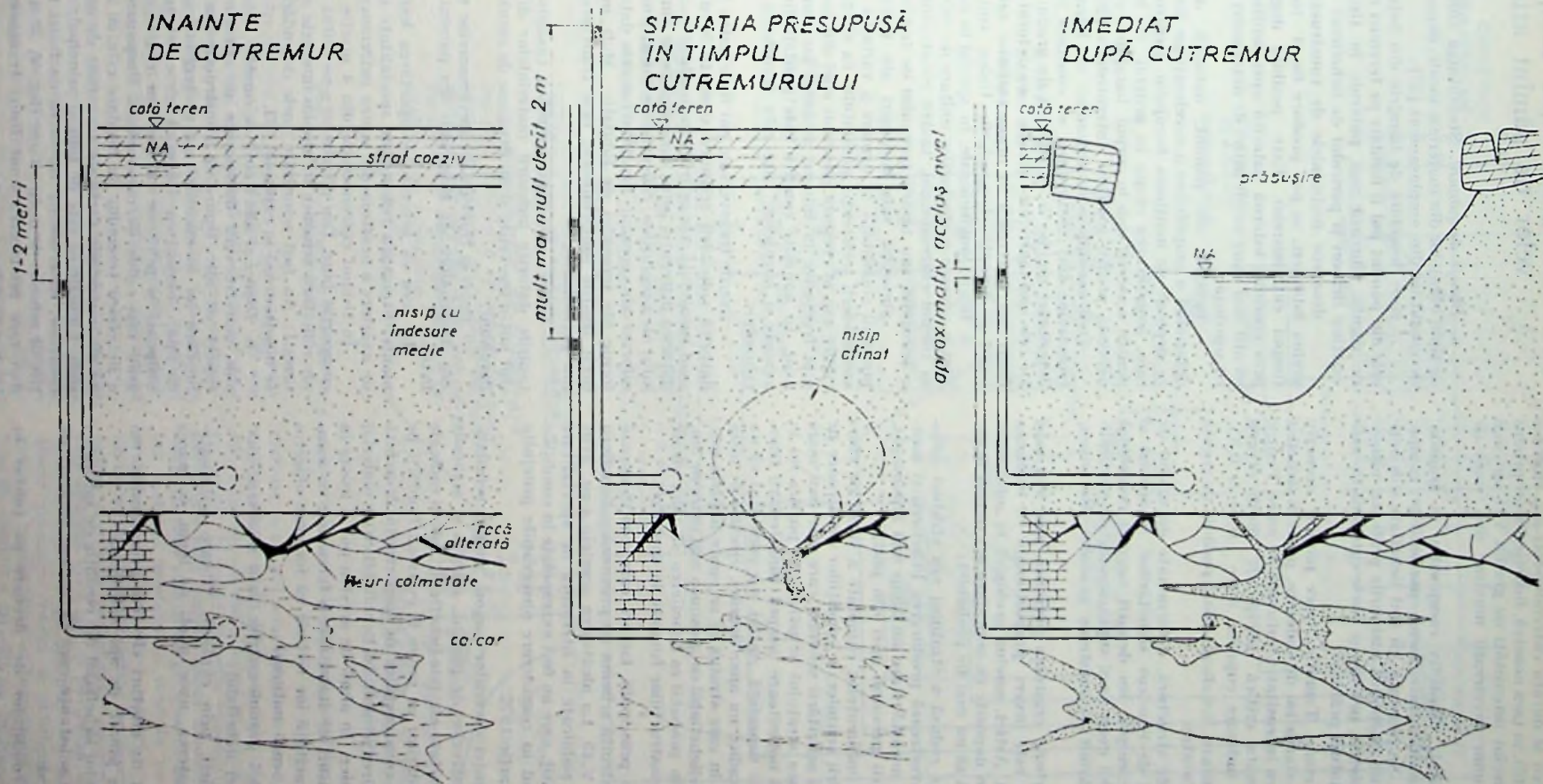


Fig. V.44. — Fenomenul probabil de decolmatare a fisurilor din calcar în timpul cutremurului, urmat de prăbușirea straturilor de deasupra.

-- parametrii solicitării seismice, în special accelerația maximă indusă în teren și durata cutremurului; așa cum s-a arătat mai sus (fig. V.10), în țara noastră, lichiefieri s-au produs în zone unde s-au apreciat intensități de gradul VII sau mai mari (corespunzător unor accelerații maxime mai mari de $0,5 \text{ m/s}^2$);

— tipul de pământ, respectiv compoziția sa granulometrică, gradul de neuniformitate, forma particulelor, compoziția lor mineralogică. Se constată că sînt lichiefiate sub acțiunea seismică: prafulurile nisipoase, nisipurile prăfoase, nisipurile și nisipurile cu pietriș, precum și unele categorii de nisipuri argiloase și pămînturi prăfoase;

— starea de îndesare. Teoretic, orice pămînt necoeziv saturat, indiferent de starea lui de îndesare, poate fi lichiefiat de o solicitare ciclică cu intensitatea suficient de mare. Pentru solicitări seismice, limita critică corespunde după diverși autori unui grad de îndesare cuprins între 0,60 și 0,85;

— starea de umiditate, lichiefierea fiind posibilă de regulă numai la depozite saturate;

— caracteristici de structură, determinate de modul de depozitare în strat și de istoricul solicitărilor, în special al celor dinamice. De exemplu, un depozit normal consolidat este mai ușor lichiefiabil decît unul supraconsolidat, sensibilitatea la lichiefiere scăzînd cu creșterea gradului de supraconsolidare;

— starea de eforturi; creșterea presiunii apei din pori sub solicitarea ciclică este invers proporțională cu mărimea efortului unitar inițial. Astfel, sarcina geologică la adîncimea de 15—20 m face ca în depozite cu suprafața orizontală lichiefierea sub această cîotă să nu mai fie probabilă;

— permeabilitatea redusă a stratului sau straturii adiacente impermeabile favorizează producerea lichiefierii și menținerea pămîntului în această stare un timp mai îndelungat, prin întîrzierea dispării presiunii apei din pori;

— ca o urmare a influențelor cumulate a stării de eforturi anterioare solicitării seismice, a condițiilor de drenare pe contur și a intensității solicitării seismice care este mai mare spre suprafață, grosimea stratului lichiefiabil și poziția lui în depozit au o influență hotărîtoare asupra manifestării fenomenului de lichiefiere la suprafață. Astfel, s-a constatat că nu se observă lichiefierea (adică nu apar fisurări, ejetări de nisip la suprafață) în cazul în care stratul ce se poate lichiefia este acoperit cu un strat nelichiefiabil cu grosimea mai mare de 3m. În acest caz este puțin probabil ca lichiefierea să aibă efecte defavorabile asupra construcțiilor fondate la suprafață.

Avînd în vedere principalii factori care condiționează lichiefierea, a fost construită schema de prognoză a lichiefierii prezentată în figura V.45. La alcătuirea acesteia s-au avut în vedere rezultatele publicate în literatura de specialitate [19, 20, 21, 30, 37, 51, 70], care au fost extrapolate în condițiile din țara noastră, luînd în considerare observațiile prilejuite de cutremurul din 4 martie 1977.

Din analiza influenței diversilor factori asupra sensibilității la lichiefiere a masivelor de pămînt, rezultă și acțiunile prin care ar putea fi limitate efectele lichiefierii. Soluții radicale pentru evitarea degradărilor ar putea fi evitarea fundării pe terenuri lichiefiabile a construcțiilor de importanță deosebită sau excavarea și înlocuirea pămîntului lichiefiabil cu un material stabil la acțiuni dinamice. În afară de acestea pot fi avute în vedere următoarele măsuri de stabilizare a terenului, cu menținerea că studiul eficacității lor trebuie să formeze obiectul unor experimentări la scară naturală:

— corectarea curbei granulometrice prin adaos de material în amestec cu cel lichiefiabil;

— mărirea îndesării prin explozii, vibrare (vibroînțepare), vibroflotație, bătarea unor piloți de lemn, formarea unor piloți de nisip;

— creșterea stării de eforturi efective prin rambleierea terenului sau coborîrea pinzei de apă subterană;

— scoaterea terenului lichiefiabil din condiția de saturare;

— injectarea unor substanțe care să asigure legături de tip coeziv între particule;

— îmbunătățirea condițiilor de drenare pe contur în masiv (de exemplu cu coloane de balast).

V.5.5. Particularitățile comportării masivelor de pămînt artificiale

a. *Baraje de pămînt.* Stabilitatea construcțiilor masive, de tipul barajelor din materiale locale, depinde în mare măsură de condițiile din amplasament [37]:

— spre deosebire de barajele din beton și beton armat, cele din pămînt pot fi fondate pe terenuri mai slabe, care însă de regulă vibrează mai puternic în timpul cutremurelor, existînd deseori și pericolul de lichiefiere;

— deoarece materialele de construcție folosite nu pot prelua întînderi, se pot produce fisuri locale în interior în timpul cutremurelor. Este posibilă degradarea ulterioară prin eroziune internă datorită apei infiltrate. Pericolul este cu atît mai mare cu cît astfel de deteriorări nu pot fi detectate cu ușurință;

— barajele din pămînt, datorită deformabilității lor, determină o amplificare a accelerațiilor din teren, amplificarea ce depinde de înălțimea barajului. Pentru teren de fundație tare, amplificarea crește în general cu înălțimea barajului; pentru material slab în corpul barajului, amplificarea poate fi maximă pentru înălțimi intermediare [29].

Deși exemplele de degradări ale barajelor în timpul cutremurelor sînt numeroase, se constată că nu s-au produs deteriorări majore la intensități de gradul VI sau mai mici. De cele mai multe ori cedările s-au datorat infiltrării apei prin fisuri sau deversării în urma tasărilor sau cedării unui alt baraj în amonte. Degradările tipice sînt:

— fisuri longitudinale, în special în zona de coronament. Sînt o urmare a eforturilor unitare de întindere, dezvoltate în timpul cutremurului. Tasării zonei centrale impermeabile a barajului sau tasării terenului de fundație;

— alunecări sau burdușiri ale taluzelor. Se datorează pierderii stabilității ca urmare a variației eforturilor unitare sau scăderii rezistenței pămîntului ca efect direct al solicitării ciclice sau al creșterii presiunii apei din pori. Alunecările sînt mai frecvente la taluzul amonte, iar burdușirile la taluzul aval. În anumite condiții este posibilă lichiefierea în partea amonte a barajelor, care este favorizată de pante line ale taluzului;

— fisurile transversale pot fi de patru tipuri: cele formate datorită solicitării seismice violente în direcția paralelă cu axul barajului; cele apărute în zonele de încadrare a barajului, datorită diferenței între caracteristicile dinamice ale rambleului și ale versanților; cele produse datorită unor consolidări neuniforme ale corpului barajului; și cele datorită tasării neuniforme ale terenului de fundație. Mult mai puțin frecvente decît fisurile longitudinale, cele transversale sînt însă mult mai periculoase;

— tasări; principala cauză a tasărilor sînt alunecările; tasările datorite îndesării materialelor din corpul barajelor sînt puțin frecvente și nu depășesc de regulă 6% din înălțimea barajului;

— fisuri și fracturi ale deversoarelor și golirilor de fund, sau desprinderi ale masivului din pămînt de elementele de beton.

În ceea ce privește comportarea barajelor din aurocamente, literatura tehnică de specialitate nu relatează cazuri de avariere a acestora din cauza cutremurelor.

În timpul cutremurului din 4 martie 1977 barajele s-au comportat bine. Din păcate nu s-au putut efectua măsurători ale solicitării seismice în amplasamentele acestor lucrări ingineresti: Au fost semnalate unele degradări minore, așa cum se menționează în capitolul VI.

b. *Diguri și alte tipuri de ramblee.* Lucrările de îndiguiri sînt mai frecvent deteriorate de cutremure puternice în raport cu alte tipuri de construcții din pămînt, datorită fundării lor în exclusivitate pe terenuri aluvionare saturate cu apă, folosirii ca material de construcție a pămînturilor nisipoase și prăfoase cu coeziune redusă, precum și a unui grad mai redus de compactare. Propagarea sub construcție a lichiefierii terenului de fundare este cu atît mai probabilă cu cît încărcările verticale transmise de construcție sînt mai mici. Lichiefierea este de fapt și principala cauză a degradării digurilor, determinînd formarea de fisuri longitudinale însoțite de refulări de nisip cu apă (fig. V.38 și V.39), și în cazuri mai rare producerea unor fisuri transversale, alunecări de taluz și tasări.

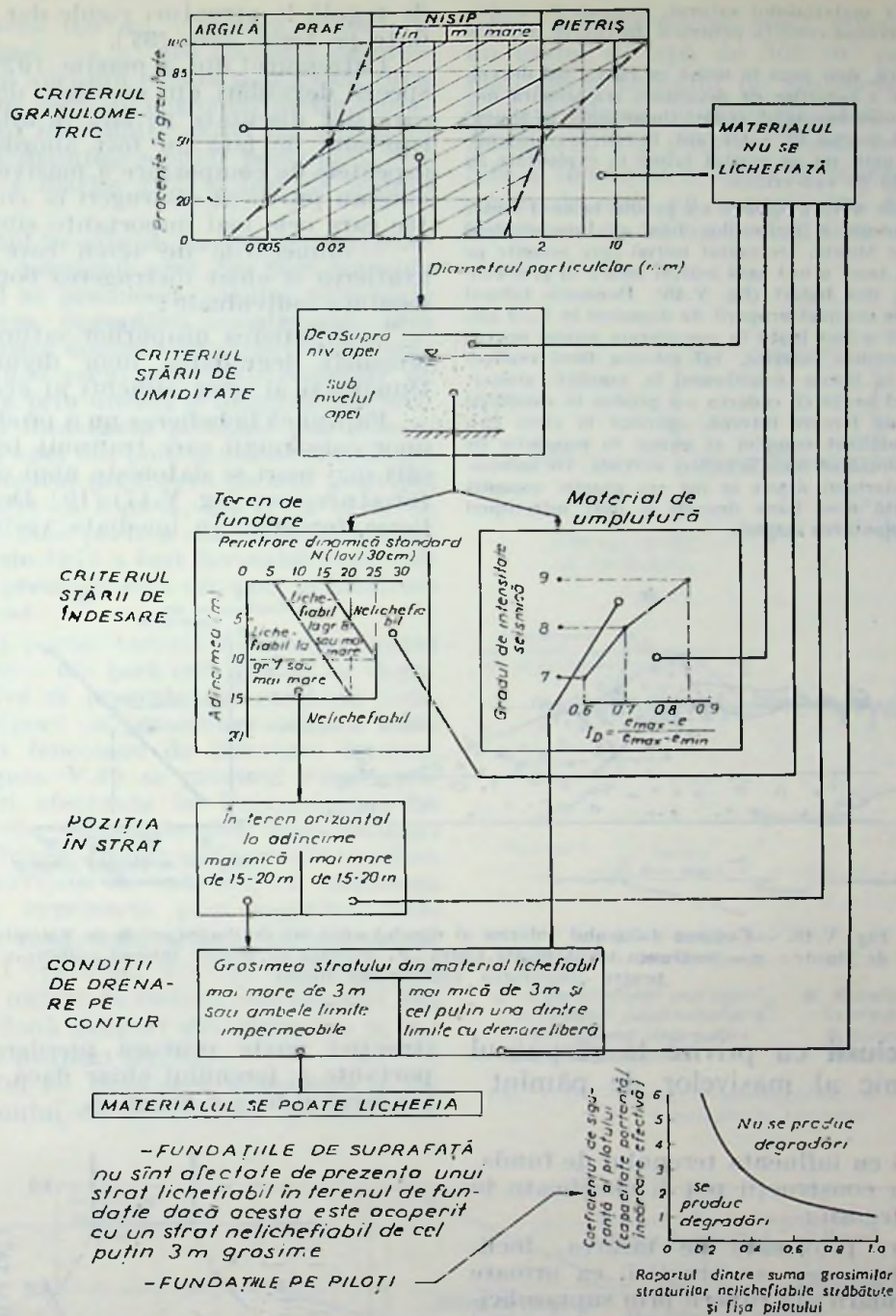


Fig. V.15. — Criterii calitative de apreciere a lichefiabilității pământurilor.

În timpul cutremurului din 4 martie 1977 s-au produs numeroase astfel de degradări de-a lungul a circa 25 km diguri [43]. Aceste degradări s-au manifestat în special prin fisurarea în direcția longitudinală (fig. V.39), uneori și transversală, a corpului digurilor pe coronament, taluzuri sau banchete, și prin apariția unor grifoane ca rezultat al lichefierii terenului de fundație și al modificării echilibrului de presiuni. Mai rar s-au produs alunecări de taluz și tasări, așa cum se arată în capitolul VI.

c. *Halde de steril.* Sînt numeroase exemple prezentate în literatura tehnică de specialitate de iazuri de decantare a sterilului din industria minieră, chimică ș. a., care au cedat în timpul cutremurelor, provocînd daune importante. Printre cele mai dezastruoase evenimente de acest tip se citează iazurile din vecinătatea orașului El Cobre, Chile, care au fost

distruse în timpul unui cutremur din 1965 provocînd moartea a 200 persoane. În 1978 au cedat două iazuri în peninsula Izu, Japonia, ducînd la infestarea unei arii întinse cu substanțe toxice. În toate cazurile cunoscute, iazurile cedate erau dezvoltate prin metoda „spre amonte” adică cu digulete de mică înălțime construite pe măsura înălțării depozitului chiar din material depozitat și fundate pe material depus hidromecanic, consolidat într-o măsură mai mare sau mai mică. Ca rezultat al acestui sistem de depozitare hidromecanică se obține o crustă consolidată acoperind un masiv saturat, care cedează greu apa și păstrează un timp îndelungat presiuni în exces în apa din pori. Pe măsura înălțării, raportul dintre grosimea crustei și înălțimea iazului scade, situația devenind critică chiar în condiții de solicitare statică la înălțimi de ordinul a 20—30 m. În timpul cutremurelor se pro-

duce o lichefiere a materialului saturat, împingerile asupra crustei creșe și se crează condiții pentru o distrugere totală și bruscă a iazului.

În țara noastră, deși pînă în urmă cu cîțiva ani dezvoltarea spre amonte a iazurilor de decantare era singura metodă folosită, nu s-au semnalat cedări importante în timpul cutremurului din 4 martie 1977. De fapt, în zonele cu intensități VII sau mai mari nu au existat iazuri în exploatare cu înălțimea apropiată de cea critică.

O degradare de mică amploare s-a produs la unul dintre iazurile de decantare a nisipurilor fine al Întreprinderii miniere Vălenii de Munte. Dezvoltat inițial spre amonte pe o înălțime de 8 m, iazul a fost apoi înălțat încă 5 m prin construirea unui dig din balast (fig. V.46). Deoarece taluzul interior urma să fie complet acoperit de depuneri în 1-5 ani, solicitarea seismică a fost luată în considerare numai pentru dimensionarea taluzului exterior, cel interior fiind realizat cu panta stabilă la limita echilibrului în condiții statice. Graficul din figură arată că cedarea s-a produs în condițiile în care unghiul de frecare internă, apreciat la circa 25° , nu a putut fi mobilizat complet ci numai în proporție de circa 50%, corespunzător unei lichefieri parțiale. De menționat faptul că materialul depus în iaz era practic complet consolidat, datorită unei bune drenări și unei întreruperi îndelungate în exploatarea iazului.

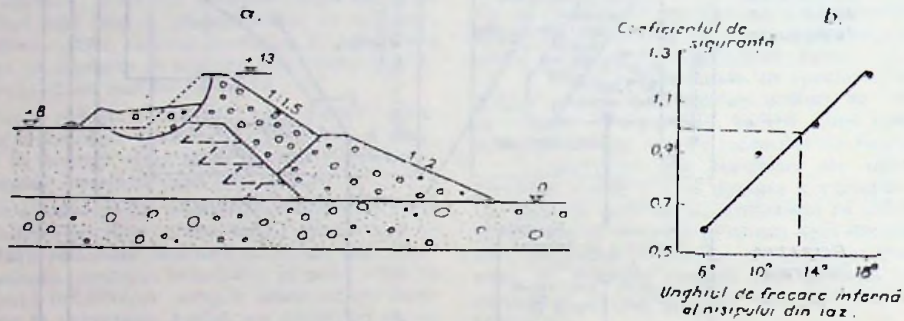


Fig. V.46. — Cedarea taluzului interior al digului unui iaz de decantare de la Vălenii de Munte: a — secțiunea transversală tipică; b — unghiul de frecare internă mobilizat pentru asigurarea echilibrului limită.

V.5.6. Concluzii cu privire la răspunsul seismic al masivelor de pământ

În legătură cu influența terenului de fundație, avariile la construcții pot fi clasificate în două mari categorii:

— degradări provocate de tasarea, înclinarea sau răsturnarea construcției, ca urmare directă a deformării sau ruperii prin suprasolicitare a terenului de fundație: aceste degradări sînt însoțite de fisurări și alte avarii în structură, care iusă nu formează cauza principală a distrugerii;

— degradări a căror manifestare principală constă în fisurarea celei mai mari părți a construcției sau în dislocarea în plan orizontal la nivelul terenului cu avarii grave numai în această zonă.

Ambele categorii de degradări depind direct atît de tipul de pământ din terenul de fundație, cît și de tipul de structură. Astfel, prima categorie de degradări este caracteristică structurilor flexibile sau cu greutate mare fondate pe terenuri slabe, în timp ce a doua categorie se produce

de regulă la structuri rigide dar casante, fondate pe teren tare [37].

Cutremurul din 4 martie 1977 a produs în special degradări din cea de-a doua categorie, care sînt discutate pe larg în alte capitole. În capitolul de față au fost abordate în special aspectele de comportare a masivelor de pământ care au provocat distrugerii la construcții, dintre care cele mai importante sînt:

— alunecările de teren care au provocat avarierea și chiar distrugerea completă a unor locuințe individuale;

— lichefierea nisipurilor saturate care a determinat degradarea unor diguri din lungul Dunării și al unor afluenți ai acesteia.

Faptul că lichefierea nu a produs degradarea unor construcții care transmit terenului încărcări mai mari se datorește unui efect stabilizator al acestora (fig. V.47) [19]. Desigur că lichefierea terenului în imediata vecinătate a con-

strucției poate provoca pierderea capacității portante a terenului chiar dacă sub construcție terenul nu s-a lichefiat.

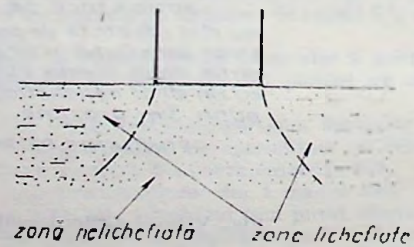


Fig. V.47. — Efectul probabil al construcțiilor asupra lichefierii terenului de fundație.

O altă explicație a cuantumului redus de degradări datorite lichefierii o constituie însuși tipul de solicitare la care au fost supuse construcțiile în timpul cutremurului. Observațiile din natură, modelările în laborator și considerațiile teoretice au condus la următoarele concluzii [19]:

— un cutremur de tip șoc (care se caracterizează prin mai puțin de trei accelerații de

virf cu valoarea $0,6 a_{max}$ inaintea producerii șocului principal — a_{max}) are un efect de creștere a presiunii apei din pori în pământ cu circa 20 % mai redus decât un cutremur de tip vibrație (cu trei sau mai multe astfel de virfuri în accelerogramă inaintea șocului principal). Cutremurul din 4 martie 1977 a fost de primul tip;

— momentul în care se înregistrează creșterea maximă a presiunii apei din pori coincide practic cu cel al producerii șocului principal;

— amploarea degradării construcției prin tasare și înclinare depinde de caracterul mișcării seismice după șocul principal, respectiv de măsura în care prin durată și amplitudine mișcarea seismică în această perioadă poate menține presiunea apei din pori la valoarea ridicată atinsă în momentul producerii șocului principal (fig. V.48). Atât ca durată, cât și ca nivel de sollicitare în ultima parte a sollicitării, cutremurul din 4 martie 1977 a fost favorabil unei disipări rapide a presiunii apei din pori în masivele de nisip saturat.

Pe de altă parte, trebuie menționat faptul că în multe zone din țară este posibil ca depozitele necoezive să prezinte caracteristici defavorabile în raport cu pământuri similare unde s-au semnalat fenomene de lichefiere intense. Astfel, în figura V.49 se prezintă rezultatele unor încercări efectuate la Universitatea din Tokyo pe probe remaniate din nisip recoltat din Craiova (lunca Jiului) și București (vechea albie a Dimboviței). Se constată că rezistența la lichefiere, exprimată prin raportul între efortul unitar tangențial ciclic și efortul unitar efectiv inițial ($\sigma_{d1}/2\sigma'_0$), necesar lichefierii într-un anumit număr de cicluri, este sensibil mai mică la cele două nisipuri din România în raport cu unele nisipuri japoneze.

Este posibil ca reducerea temporară a rezistenței terenului de fundație să fi contribuit

totuși la distrugerea unor construcții. Astfel, un castel de apă de $300 m^3$ capacitate și o înălțime a turnului de susținere de 40 m, la Întreprinderea de industrializare a laptelui din București, s-a prăbușit după tasarea apreciabilă a terenului sensibil la umezire. La un alt castel de apă, cu capacitatea de $2000 m^3$ și înălțimea de 30 m, la I.M.G.B. București, s-a

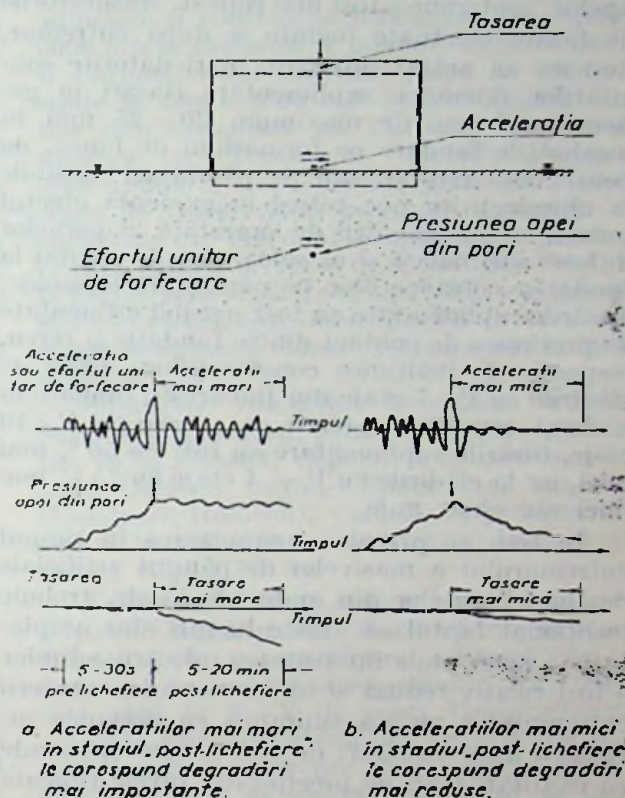


Fig. V.48. — Tasarea construcțiilor ca urmare a lichefierii terenului de fundare.

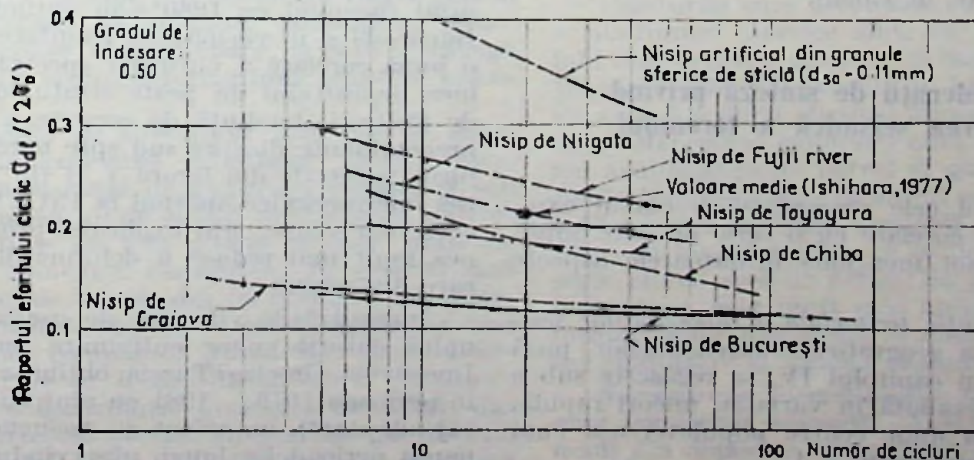


Fig. V.49. — Rezistența la lichefiere a unor nisipuri (conform rezultatelor prezentate în Raportul Comisiei municipalității din Tokyo de investigație a urmărilor cutremurului din România, 1977).

observat o cedare locală a terenului de fundație care a putut constitui o cauză a distrugerii lui.

La blocurile de locuințe s-a observat o legătură directă între amploarea degradărilor și natura terenului de fundație. Astfel, în orașele amplasate pe loess (Iași, Galați, Brăila), degradările fondului vechi de locuințe (clădiri de zidărie de cărămidă cu fundații de beton simplu) au fost mai mari, mai ales acolo unde nivelul apelor subterane a fost mai ridicat. Măsurătorile de tasare efectuate înainte și după cutremur, deși nu au arătat diferențe mari datorite solicitărilor dinamice suplimentare (tasări în general uniforme de maximum 20–25 mm în localitățile fondate pe formațiuni de luncă, de consistență redusă, sau pe pământuri sensibile la umezire), au pus totuși în evidență efectul pozitiv al compactării de suprafață al pernelor de loess sau balast și al coloanelor de pământ la fundarea construcțiilor pe pământuri loessoide. Tasările suplimentare au fost sensibil influențate de presiunea de contact dintre fundație și teren, respectiv de înălțimea construcțiilor; astfel, la clădirile cu P+7 etaje din București, fondate în aceleași condiții de teren ca și cele cu P+10 etaje, tasările suplimentare au fost cu 50 % mai mici, iar la clădirile cu P+4 etaje cu 75 % mai mici sau chiar nule.

În ceea ce privește comportarea în timpul cutremurului a masivelor de pământ artificiale de tipul barajelor din materiale locale, trebuie menționat faptul că aceste lucrări sînt amplasate în zone unde intensitatea mișcării seismice a fost relativ redusă și că momentul producerii cutremurului nu s-a suprapus cu acțiunea intensă a unor solicitări de altă natură (perioade cu cantități mari de precipitații, nivele ridicate ale apei subterane etc.); astfel, nivelurile în lacuri erau cu 10–50 % sub nivelurile normale de retenție, iar subpresiunile reale 20–70% din cele luate în calcul.

V.6. Considerații de sinteză privind mișcarea seismică a terenului

Sintetizînd cele prezentate în cursul capitolului V, în corelare cu o serie de date suplimentare, se pot menționa următoarele aspecte principale:

1. *Distribuția teritorială a intensităților seismice.* Variația geografică a intensităților, pusă în evidență în capitolul IV, se regăsește sub o formă mai detaliată în variația, uneori rapidă, pe întinderea unor centre populate, așa cum rezultă din paragraful V.4.

2. *Direcționalitatea mișcării.* Direcționalitatea mișcării a fost pusă în evidență de datele instrumentale (§ V.3), de analizele statistice asupra comportării construcțiilor (§ V.4) și de studiile

mai detaliate făcute asupra unor construcții individuale. Direcțiile predominante ale mișcării terenului au diferit de la o zonă la alta (în București: N–S, cu ușoară deviere NNE–SSV) și pare verosimil ca, de regulă, direcția predominantă la un amplasament să fi fost apropiată de direcția geografică spre zona de sursă.

3. *Compoziția spectrală a mișcării și corelarea cu condițiile geografice locale.* Datele prezentate în paragrafele V.3 și V.4 atestă predominanța perioadelor lungi în București și în zona învecinată, caracterizată geologic de depozite superficiale relativ moi și groase. Pe de altă parte, date de aceeași natură (fig. V.10, [13]) permit să se concluzioneze că în unele regiuni perioadele predominante au fost considerabil mai scurte, putîndu-se face corelări încurajatoare cu efectul prezenței fundamentului rigid în apropierea suprafeței libere a terenului.

4. *Corelarea cu alte date instrumentale privind mișcarea terenului.* Cu ocazia cutremurului din 10 noiembrie 1940 nu s-au obținut înregistrări de interes ingineresc în România. În cadrul INCERC s-au efectuat, însă, prelucrări ale unor înregistrări obținute de CFPS în mai multe stații, în timpul unor cutremure slabe, generate în zona de curbură a Carpaților. Prelucrările unor seismograme corespunzînd unor intensități seismice de ordinul gradului IV au permis să se calculeze (cu o precizie mai redusă în domeniul perioadelor scurte) spectre de acțiune seismică. Rezultatele au permis să se pună în evidență perioade predominante peste 1 s în București, de ordinul 0,6 s la Cîmpulung, de ordinul 0,3...0,4 s la Bacău și Iași. Virfurile spectrale din București (zona Observatorului astronomic din str. Cuștil de Argint) au fost relativ apropiate de virfurile spectrale care apar în figuraile V.14a și b cu tendință, normală, de deplasare spre stînga.

În cadrul unui program de studiu aprofundat al agitației microseismice a terenului, organizat începînd cu 1980 s-au obținut în orașul București și în vecinătate, rezultate care permit o bună corelare a virfurilor spectrale cu grosimea depozitului de peste stratul de pietrișuri de Frătești (tendență de creștere a perioadelor predominante dinspre sud spre nord) și cu virfurile spectrale din figura V.14 (în cazul agitației microseismice apărînd la INCERC perioade ceva mai scurte, fapt explicabil prin amplitudinea mult mai redusă a deformațiilor de lunecare din teren).

Înregistrările vitezelor de oscilație ale terenului datorite unor cutremure puternice din Iugoslavia, Grecia și Turcia, obținute la INCERC în perioada 1979...1981 cu ajutorul unui montaj adaptat*), au arătat de asemenea predominanța perioadelor lungi, observîndu-se, de asemenea, că în acest caz eștigă în importanță virfuri spectrale de perioade mai lungi, care nu

*) autor: D. Rădulescu

au fost semnificative la 4 martie 1977, dar care sînt puse în evidență de analiza agitației micro-seismice.

★

Concluziile privind specificul mișcării seismice a terenului la 4 martie 1977 trebuie să constituie un punct de plecare pentru o reconsiderare a bazei normative privind condițiile seismice din țara noastră, avîndu-se în vedere implicațiile referitoare la: caracterizarea mișcării seismice locale; zonarea seismică a teritoriului; microzonarea zonelor construite; compoziția spectrală a acțiunii seismice considerată în proiectare; considerarea succesiunii în timp a diferitelor cutremure; considerarea aspectelor specifice ale comportării terenului; dezvoltarea și aplicarea unor metodologii de nivel superior în anumite situații.

În acest sens, în paragraful IX.9 se face o scurtă descriere a bazei normative existente la data cutremurului, o analiză a necesităților de îmbunătățire, o enumerare a unor îmbunătățiri aduse în perioada următoare cutremurului și o analiză a acțiunilor necesare în viitor.

ANEXA V.I.

STRUCTURA GEOLOGICĂ A TERITORIULUI MUNICIPIULUI BUCUREȘTI *)

Cadrul geologic. Municipiul București se află amplasat în partea centrală a Platformei moesice, unitate structurală de primul ordin a teritoriului României. Sectorul platformei moesice situat la nord de Dunăre și de o linie care unește Călărașii și Mangalia, constituie un bloc al scoarței terestre rămas singur rigid de la sfîrșitul Precambrianului. El cuprinde un soclu constituit din șisturi cristaline și o acoperitură foarte groasă de formațiuni sedimentare paleozoice, mezozoice, terțiare și cuaternare, la care se adaugă în anumite sectoare formațiuni eruptive paleozoice.

Substratul de formațiuni paleozoice și mezozoice. Din corelarea diferitelor foraje adînci situate la distanță de București rezultă că sub municipiu, soclul de șisturi cristaline al platformei moesice se află situat la mai mult de 6000 m adîncime. Depozitele, în general slab cimentate ale Triasicului (și eventual ale Jurasicului mediu), suportă o masă rigidă de roci carbonatice compacte, groasă la Popești Leordeni de 1278 m. Toate formațiunile mezozoice prezintă o contribuție litologică omogenă, dar unele dintre ele variază în grosime pe direcția N—S. Astfel, spre nord formațiunea detritică

roșie a Triasicului scade repede în grosime, așa că la Periș, la 25 km Nord de centrul Municipiului București, calcarele și gresile carbonifere ale substratului adine suportă direct depozite jurasice. În schimb, în aceeași direcție, spre nord, crește în grosime depozitele Cretacicului mediu, la care se adaugă și marne tari ale Cretacicului superior (260 m grosime Periș.)

În formațiunile paleozoice și mezozoice ale platformei moesice, viteza de propagare a undelor seismice longitudinale variază în funcție de adîncime și constituție litologică. Ea depășește 6000 m/s în calcarele și dolomitele Devonianului și Carboniferului inferior (pînă la 6800 m/s), scade la 4900—4000 m/s în formațiunile detritice slab cimentate ale Carboniferului mediu-superior și Triasicului inferior, crește la 5300—6000 m/s în calcarele Triasicului mediu, scade la 3600—3400 m/s, în depozitele slab cimentate ale Triasicului superior și Jurasicului mediu, pentru a crește apoi la 5000—5800 m/s la partea inferioară a calcarelor Jurasicului superior — Cretacicului inferior. La partea superioară a aceluiași calcare viteza scade la 3900—3300 m/s.

Suprafața calcarelor mezozoice înclină în ansamblu spre nord, panta ei fiind de aproximativ 40‰. Astfel, depozitele acoperitoare, terțiare (Miocen mediu-Pliocen) și cuaternare (Pleistocen-Holocen), variază în grosime de la 500 m la sud (Jilava) la 1500 m la nord (Băneasa) (fig. V.50 a).

Faliile. Liniile ipotetice care traversează teritoriul Municipiului racordînd fracturile identificate prin prospectiunea seismică la periferia lui au o orientare generală NE—SV (la est), pînă la E—V (la vest). Compartimentele separate prin aceste fracturi nu prezintă o scădere regulată în trepte de la sud la nord. Pe fondul general de cădere spre nord se înscriu două compartimente mai coborîte decît cele învecinate: Popești-Leordeni în sud și Andronache — Casa Scintei în nord.

Fracturile care afectează acoperitura terțiară a platformei moesice sînt, în parte cel puțin, falii mai vechi, reactivitate în mai multe rînduri. Mișcările cele mai recente în lungul acestor falii au avut loc după sfîrșitul Miocenului (respectiv după Meoțianul superior) cînd au fost puse în loc acumulările de petrol și gaze din împrejurimile Bucureștiului. În etajul superior al acoperiturii terțiare săritura verticală a compartimentelor, în lungul faliilor ce le despart, nu depășește cîteva zeci de metri. Se poate presupune însă că ea este mult mai amplă în intervalul formațiunilor paleozoice și mezozoice, ca rezultat cumulativ al fazelor repetate de reactivare.

Succesiunea formațiunilor terțiare și cuaternare (acoperitura neozoică). Aceasta constă în general din depozite necimentate: argile, nisipuri și pietrișuri.

La partea inferioară a succesiunii, în intervalul Miocenului mediu superior și Pliocenului inferior, sînt dominante argilele. Formațiunile

*) Text adaptat după capitoul redactat de D. PATRULIUS și M. BLEANIU, în cadrul studiilor prezentate la V.4.2.

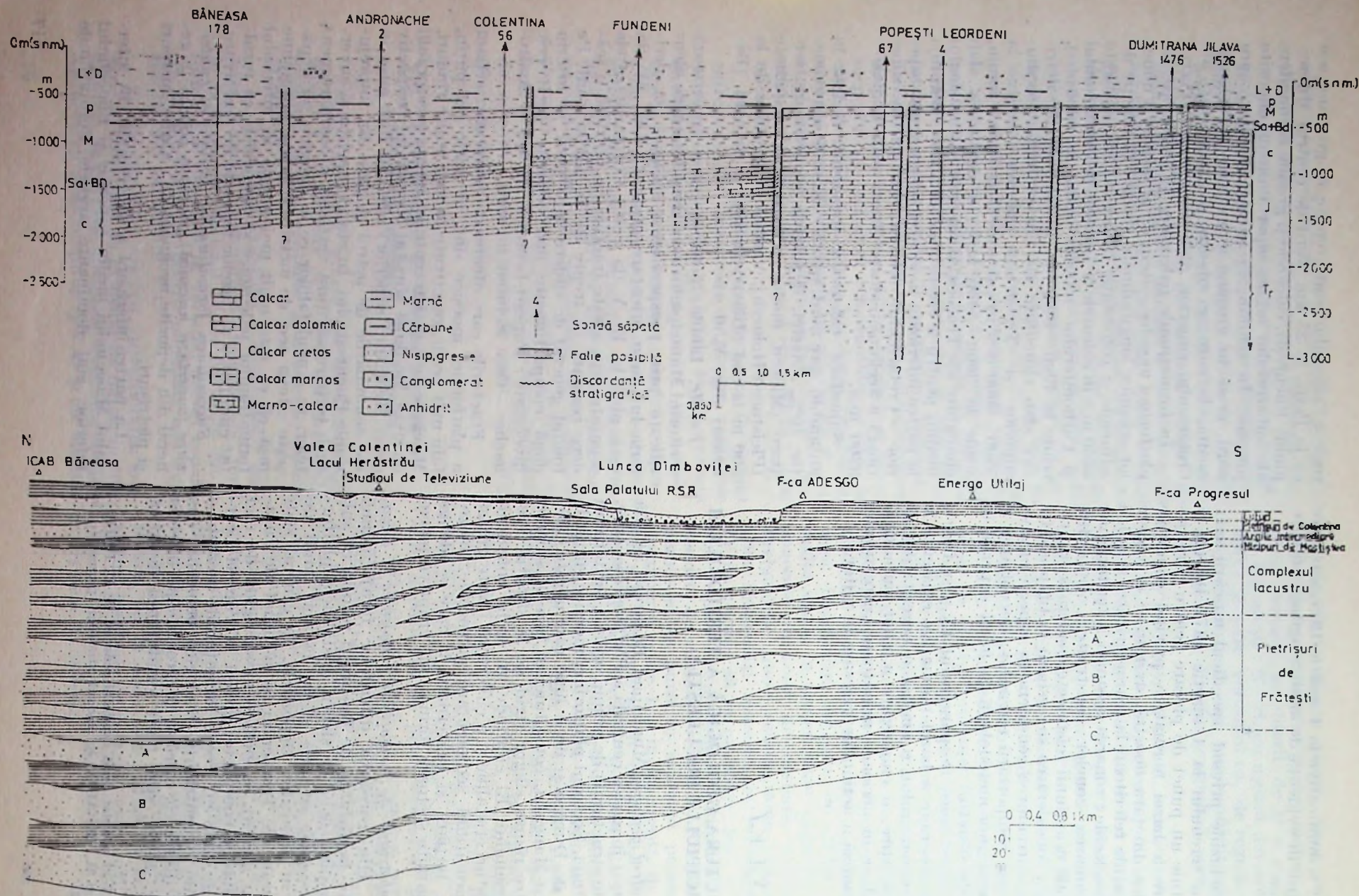


Fig. V.50. — Secțiuni geologice N – S în zona Municipiului București: a – secțiunea geologică N – S prin forajele executate în partea de est a orașului; b – secțiunea N – S prin depozitele cuaternare.

acestui interval au o dezvoltare relativ regulată și o construcție omogenă; grosimea lor cumulată variază de la 250 m în sud (Jilava) la 750 m în nord (Băneasa).

Spre deosebire de partea inferioară, partea superioară a cuverturii neozoice (Dacian-Cuaternar) este constituită mai ales din depozite nisipoase și prezintă o dezvoltare mult mai puțin omogenă, în special în intervalul Cuaternarului. Grosimea intervalului Dacian-Cuaternar variază de la 250 m în sud (Jilava) la 750 m în nord (Băneasa).

Viteza de propagare a undelor seismice longitudinale marchează o schimbare notabilă la trecerea de la calcarele Mezozoicului la depozitele terțiare acoperitoare, scăzând de la 3300 m/s în calcarele și marnele cretacee la 2200–1800 m/s în intervalul supraiacent cu formațiuni argiloase.

Depozitele cuaternare vechi (Pleistocen). Succesiunea acestor depozite, care variază în grosime de la 170 m în sud (Fabrica Progresul) la mai mult de 300 m în nord (Băneasa) cuprinde de jos în sus următoarele formațiuni (fig. V.50b):

1. pietrișurile de Frătești (92–150 m grosime);
2. complexul marnos lacustru (30–130 m);
3. nisipurile de Mostiștea (6–30 m);
4. complexul argilos intermediar (0–25 m);
5. pietrișurile de Colentina (0–15 m).

Formațiunile 1, 3, 5 constituie pe teritoriul Municipiului București principalele rezervoare de apă intergranulară (rezervoare acvifere-granulare).

Pietrișurile de Frătești reprezintă o formațiune neomogenă cu pachete groase de depozite detritice grosiere (acviferele A, B și C) separate prin depozite argilo-nisipoase. În sud de București, grosimea întregului complex scade mai întâi prin reducerea intercalațiilor argiloase, iar mai departe spre sud și prin reducerea ansamblului rezultat din contopirea stratelor A, B și C. În nord de București, formațiunea își păstrează pe o anumită distanță grosimea, dar este înlocuită printr-o alternanță de nisipuri relativ fine și de argile. Suprafața stratului acvifer A nu prezintă o pantă regulată de cădere spre nord, ci în trepte. Sectoarele slab înclinate ale acestei suprafețe prezintă depresiuni puțin adânci cu diametrul de 1–2 km.

Stratele acvifere și în special stratul A, fac obiectul unei exploatare foarte active a apei intergranulare pentru nevoile industriale și de apă potabilă ale Municipiului. Această exploatare nu este însă omogen distribuită, așa că diferența de presiune de strat, între sectoarele exploatare și cele neexploatare, a ajuns pe alocuri la 2 atm.

Complexul marnos lacustru este și el neomogen, depozitele sale argilo-marnoase alterând cu strate sau lentile de depozite nisipoase-argiloase.

Formațiunile nisipurilor de Mostiștea prezintă în general o dezvoltare regulată, în schimb

complexul argilos intermediar se reduce pe alocuri până la dispariție, și în aceste cazuri acviferul nisipurilor de Mostiștea comunică direct cu cel al pietrișurilor de Colentina (șos. Vergului).

Pietrișurile de Colentina ocupă două suprafețe, una la sud de Dimbovița, corespunzătoare cu terasele Argeșului (paleofluviul Argeșului), alta la nord de Dimbovița, extinsă pe tot cimpul cuprins între Dimbovița și Colentina, și mai departe spre nord până la nord de Băneasa (paleofluviul Dimboviței). Cele două suprafețe sunt separate, imediat la sud de Dimbovița, într-o zonă relativ îngustă (până la 2,5 km lățime) lipsită de pietrișuri de Colentina (partea de N-E a cimpului Cotroceni-Văcărești) și care reprezintă interfluviul cuprins între albiile celor două paleofluvii. Pe teritoriul corespunzător paleofluviului Dimbovița, albiile supraimpuse ale riurilor Dimbovița și Colentina, au fost adâncite până sub baza pietrișurilor de Colentina. Pe interfluviul vechi Argeș-Dimbovița, pietrișurile de Colentina le corespunde partea inferioară a depozitelor argiloase și argiloprafoase (loessoide), care acoperă aici direct nisipurile de Mostiștea sau complexul argilos intermediar.

Depozitele cuaternare tinere (Holocen). Acestea aparțin la trei categorii:

1. nisipurile și pietrișurile din luncile Dimboviței și Colentinei (4–10 m grosime);
2. aluviunile fine din lunci (1–6 m) reprezentate de pământuri argiloase și prăfoase, local cu intensități sau cuvertură miloasă (organice);
3. laturile din zonele de cimpie, groase de 2–20 m și a căror succesiune cuprinde la partea inferioară (orizontul C) prafuri argiloase sau argile prăfoase (depozite loessoide) macroporice, foarte compresibile în stare de saturație, iar la partea superioară (orizontul B) — argile prăfoase și argile, având cel puțin 2 m grosime, de consistență ridicată și de o compresibilitate redusă, cu o cuvertură subțire de sol propriu-zis (orizontul A) sau de depozite de umplură.

Bibliografie

1. ATANASIU, I., *Cutremurele de pământ din România*, Edit. Academiei R. S. România, București, 1961.
2. ATKINSON, J., *On the liquefaction of foundation materials*, Proc. 3rd European Symp. on Earthquake Engrg., Sofia, 1970, p. 299–307.
3. BĂLAN, ȘT., ARCAN, M., (editori), *Încercarea construcțiilor*. Edit. tehnică, București, 1965.
4. BELEȘ, A. A. *Cutremurul și construcțiile*, Extras din *Buletinul Școlii politehnice București*, 1911.
5. BELEȘ, A. A., IFRIM, M., *Elemente de seismologie inginerească*, Edit. tehnică, București, 1962.
6. BERG, G. V., *Earthquake in Romania, March 4, 1977*. A preliminary report to Earthquake Engineering Research Institute. Newsletter EERI, 11, 3 B. May (1977).
7. BOTEA, E., PERLEA, V., PERLEA, M., *Liquefaction susceptibility of sand deposits in the Danube flood plain*. Sixth Danube-European Conf. on SMFE, Varna, 1, p. 51–61 (1980).

8. BRADY, A. G., ROJAHN, C., PÉREZ, V., GARYDIS, P. C., SBOKOS, J. G., *Seismic engineering data report. Romanian and Greek records 1972-77*. US Geological Survey Open - file Report 78-1022, 1978.
9. CASTRO, G., POULOS, S. J., *Factors affecting liquefaction and cyclic mobility*, Journal of the Geol. Engrg. Div., Proc. ASCE, **103**, GT 6, p. 501-516, iunie (1977).
10. CĂPĂȚINĂ, D., CORNEA, T., *Spectre de răspuns inelastic la cutremurul din Vrancea - 4 martie 1977*, Revista Construcțiilor, **11** (1979).
11. GIȘMIGIU, A., *După 4 martie 1977*, Arhitectura, **4** (1977).
12. GLOUGH, R. W., PENZIEN, J., *Dynamics of structures*, Mc. Graw Hill, 1975.
13. DIACONU, D., CÎRLAN, S., *Aspects regarding the behaviour of five-story large panel buildings in Jassy, during the March 4, 1977, earthquake*, Proc. COPISEE Symp. on Earthquake Protection of Construction in Seismic Areas. București, 1978.
14. DIXON, S., BURKE, J., *Liquefaction case history*, Journal of the Soil Mech. and Found. Div., Proc. ASCE, **99**, SM 11, p. 921-937, nov. (1973).
15. DRUMEA, A. V., PERELBERG, A. I., ALKAZ, V. C., GLINSAR, V. N., ROMAN, A. A., *Inregistrări ale oscilațiilor terenului și ale unei clădiri cu 5 nivele din panouri mari în Chișinău, în timpul cutremurului carpatic din 4 martie 1977* (în l. rusă), Seismostoiokoe Stroitelstvo, **8** (1977).
16. FATTAL, G., SIMIU, E., CULVER, CH., *Observations on the Behavior of Buildings in the Romania Earthquake of March 4, 1977*, NBS Special Publication 490.
17. HOUSNER, G. W., *A Broad View on the State of Knowledge in Earthquake Engineering*. In: Proc. 7-th World Conf. on Earthquake Engineering, Istanbul, 1980.
18. IFRIM, M., *Analiza dinamică a structurilor și inginerie seismică*, Edit. didactică și pedagogică, București, 1973.
19. ISHIIHARA, K., *Pore water pressure response and liquefaction of sand deposits during earthquake*, Proc. of the Symposium Dynamical Methods in Soil and Rock Mechanics, Karlsruhe, **3**, p. 161-193 (1977).
20. ISHIIHARA, K., LYSMER, J., YASUDA, S., HIRAO, H., *Prediction of liquefaction in sand deposits during earthquakes*, Soils and Foundations, **16**, 1, p. 1-16, martie (1976).
21. ISHIIHARA, K., OGAWA, K., *Liquefaction susceptibility map of downtown Tokyo*, Proc. 2nd Int. Conf. on Microzonation for Safer Construction, San Francisco, 1978.
22. KOLSKY, H., *Stress waves in solids*, Oxford, 1953 (trad. în l. rusă, Moscova, IIL, 1955).
23. KURIBAYASHI, E., TATSUOKA, E., *History of earthquake-induced soil liquefaction in Japan*, Bull. of Public Works Res. Inst., **31**, ian., p. 1-26 (1977).
24. LOMNITZ, C., ROSENBLUETH, E. (editori), *Seismic risk and engineering decisions*. Elsevier, Amsterdam-Oxford-New York, 1976.
25. MAZILU, P., SANDI, H., *Dinamica construcțiilor, Secțiunea IX în „Manual pentru calculul construcțiilor”* (coordonator A. Caracostea), Edit. tehnică, București, 1977.
26. MĂNDRESCU, N., *Cutremurul vrancean din 4 martie 1977 și microzonarea seismică a municipiului București*, În „Cercetări seismologice asupra cutremurului din 4 martie 1977”, CFPS București, 1979, p. 289-408 (și în Rev. Roum. Géol., Géophys. et Géogr.-Géophysique, **23**, 27-37, Bucarest, (1979)).
27. MĂNDRESCU, N., *Cutremurul vrancean din 4 martie 1977: aspecte ale comportării terenului*, În „Cercetări seismologice asupra cutremurului din 4 martie 1977”, CFPS București, 1979, p. 569-614 (și în Rev. Roum. Géol., Géophys. et Géogr.-Géophysique, **25**, p. 35-56, Bucarest, (1981)).
28. MEDVEDEV, S. V., *Injenernaia seismologhia*, Gosstroizdat, Moscova, 1962.
29. MOROIANU, A., *Comportarea seismică a digurilor de pământ*, Hidrotehnica, **25**, 10, octombrie, p. 218-223 (1980).
30. MIROMACHI, T., *Critical N-value for liquefaction*, Proc. of the European Symp. on Penetration Testing, **2**, 1, Stockholm (1974).
31. MÜLLER, G., BONJER, K. N., STOCKL, H., ENESCU, D., *The Romanian Earthquake of March 4, 1977. Rupture Process as Inferred from Fault - Plane Solution and Multiple - Event Analysis*, Geophysikalisches Institut, Karlsruhe, 1977.
32. NAKANO, K. (conducător), *Survey report, Japan International Cooperation Agency*, June 1977.
33. NAPETVARIDZIE, S., SACHANSKI, S., PASKALEVA, I., *Determination of the peak acceleration of the Vrancea, March 4, 1977, earthquake*, Proc. COPISEE Symp. on Earthquake Protection of Construction in Seismic Areas, București, 1978.
34. NAUMOVSKI, N., PETROVSKI, D., *Analysis of the strong motion records of the Vrancea - Romanian earthquake of March 4, 1977, obtained in Niš - Yugoslavia*, IIEES, Publication No. 55, Skopje, May 1977.
35. NEWMARK, N. M., ROSENBLUETH, E. M., *Fundamentals of Earthquake Engineering*, Prentice Hall, Englewood Cliffs, N. J. 1971.
36. NIGAM, N. C., JENNINGS, P. C., *Digital calculation of response spectra from strong - motion earthquake records*, California Inst. of Technology, Earthquake Engineering Research Laboratory, 1968.
37. OKAMOTO, S., *Introduction to Earthquake Engineering*. Edit. John Wiley & Sons, New York, Toronto, 1973.
38. PANTEA, A., *Efecte macroseismice ale cutremurului din 4 martie 1977, observate în județele Prahova, Dâmbovița și Argeș*. În „Cercetări seismologice asupra cutremurului din 4 martie 1977”, CFPS, București, 1979, p. 615-641.
39. PÉREZ, V., *Peak ground accelerations and their effects on the velocity response envelope spectrum as a function of time. San Fernando earthquake. February 9, 1971*, Proc. 5-th World Conf. on Earthquake Engineering, Roma, 1973.
40. PERLEA, V., *Caracterizarea terenurilor de fundare din punct de vedere al sensibilității la lichiefiere generată de cutremur*. Conf. Int. „Protecția construcțiilor în regiuni seismice” COPISEE, București, 1978.
41. PERLEA, V., PERLEA, M., *Posibilități de evidențiere a lichiefiabilității nisipurilor în terenurile de fundație*, A 3-a Conf. de Geol. și Fundații, Iași, 1979.
42. PIETRARU, V., ILIE, L., *Constatări privind lichiefierea nisipurilor la cutremur*, Hidrotehnica, **25**, 1, aprilie, 76-79 (1980).
43. PODANI, M., POPESCU, O., *Comportarea lucrărilor hidrotehnice realizate din pământ care au fost afectate de seismul din 4 martie 1977*, Hidrotehnica, **22**, 5, septembrie-octombrie, p. 102-101 (1977).
44. POLIAKOV, S. V., CERKAȘIN, A. V., *Rezistența la cutremur a clădirilor din panouri mari și din blocuri spațiale prefabricate în timpul cutremurului din 4 martie 1977 în R.S. România* (în l. rusă), Seismostoiokoe Stroitelstvo, **8** (1977).
45. POLIAKOV, S. V., EISENBERG, I. A., JAROV, A. M., *Cutremurul carpatic din 4 martie 1977 și efectele sale pe teritoriul R. S. România* (în l. rusă), Seismostoiokoe Stroitelstvo, **8** (1977).
46. POLȘKOV, M. K., PETRAȘENI G. I., *Voprosi dinamiceskoi teorii rasprostraneniia seismiceskih voln*, Izd. Lenigrad. neflianoi i gornoploivoi Lit., 1957.
47. PUGACIOV, V. S., *Teoria sluciatnih funkții i cio primeneniia k zadacem avtomaticeskogo regulirovaniia* (ed. 2), GIFML, Moscova, 1960.
48. RADU, C. et al., *Fenomene geologice asociate cutremurului din 4 martie 1977*, În „Cercetări seismologice asupra cutremurului din 4 martie 1977”, CFPS, București, 1977, p. 409-422.
49. RICHART, F. E., HALL, J. R., WOODS, R. D., *Vibration of soils and foundations*, Prentice Hall, Inc., New Jersey, 1970.
50. ROESSET, Y. M., *Fundamentals of soil amplification*. The MIT Press, Cambridge, Mass. and London, England, 1969.
51. ROSENBLUETH, E., *Soil and rock mechanics in earthquake engineering*, Proc. of the Symposium Dynamical Methods in Soil and Rock Mechanics, Karlsruhe, **3**, p. 3-62 (1977).
52. ROSENBLUETH, E. (editor), *Design of earthquake resistant structures*, Pentech Press Ltd., Plymouth, 1980.

53. ROSS, G., SEED, H. B., MIGLIACCIO, R., *Bridge foundation behaviour in Alaska earthquake*, Journ. of the Soil Mech. and Found. Div., Proc. ASCE, 95, SM 4, iulie p. 1007-1036 (1969).
54. SANDI, H., *A theoretical investigation of the interaction between ground and structure during earthquakes*. In: Proc. 2-nd World Conf. on Earthquake Engineering, Tokyo, 1960.
55. SANDI, H., *Plăci rezemate pe un semispațiu solid, solici-tate dinamică*, St. cerc. mec. apl. 2 (1961).
56. SANDI, H., *Earthquake simulation for the estimate of structural safety*, Proc. RILEM Symp. on the Effects of Repeated Loadings, Ciudad de Mexico, 1966.
57. SANDI, H., *Conventional seismic forces corresponding to non-synchronous ground motion*, Proc. 3-rd European Conf. on Earthquake Engineering, Sofia, 1970.
58. SANDI, H., *Discrete methods in some linear dynamic problems* (Invited lecture), Proc. International Symp. on Discrete Methods in Engineering, CISE, Segrate, Milano, 1974.
59. SANDI, H., *Estimates on non-synchronous seismic dis-turbances*, Proc. 5-th European Conf. on Earthquake Engineering, Istanbul, 1975.
60. SANDI, H., *Metode matriceale în mecanica structurilor*, Ed. tehnică, București, 1975.
61. SANDI, H., *Measures of ground motion*, Proc. US Nat. Conf. on Earthquake Engineering, Stanford Univ., 1979.
62. SANDI, H., *Refinements in characterizing ground motion*, Proc. 7-th World Conf. on Earthquake Engineering, Istanbul, 1980.
63. SANDI, H., *Design for spatial ground motion*, Proc. 7-th World Conf. on Earthquake Engineering, Istanbul, 1980.
64. SANDI, H., *Elemente de dinamica structurilor*, Ed. tehnică, București, 1983.
65. SANDI, H., ȘERBĂNESCU, GH., *Experimental results on the dynamic deformation of multi-story buildings*, Proc. 4-th World Conf. on Earthquake Engineering, Santiago, 1969.
66. SANDI, H. et al., *Lessons from the Romania, 4 March 1977, earthquake*, Proc. 6-th European Conf. on Earth-quake Engineering, Dubrovnik, 1978.
67. SANDI, H., et al., *Unele învățăminte în urma cutre-murului din 4 martie 1977*, Revista Construcțiilor, 11 (1978).
68. SAVARENSKI, E., *Seismic waves*, Mir Publisher, Moscova, 1975.
69. SEED, H. B., *Dynamic analysis of the slide in the lower San Fernando dam during the earthquake of February 9, 1971*, Journ. of the Geot. Engrg. Div., Proc. ASCE, 101, GT 9, sept., p. 889-911 (1975).
70. SEED, H. B., *Evaluation of soil liquefaction effects on level ground during earthquake*, State-of-the-art paper. ASCE Annual Convention and Exposition "Liquefaction Problems in Geotechnical Engineering", Philadelphia, 1976, p. 1-105.
71. STOICA, R., *Phénomènes karstiques dans la plaine du Danube*, 12 ème Congr. Assoc. Géol. Carpato-Balkanique, Bucarest, 1981.
72. ȘEBALIN, N. V., *Oșenka seismiceskoi intensiionosti. Șkali seismiceskoi intensiionosti i metodi oșenki*, Nauka, Moscova, 1975.
73. TAJIMI, H., *Seismic effects on piles*, Preliminary State of the Art Report, Specially Session 10, IX Int. Conf. on SMFE, Tokyo, 1977.
74. TEZCAN, S. S., YERLIÇI, V., DURGUNOĞLU, H. T., *Romanian Earthquake of March, 4, 1977*, Boğaziçi University, Bebek - Istanbul, June, 1977.
75. TRIFUNAC, M., *Response envelope spectrum and inter-pretation of strong earthquake ground motion*, Bull. Seismo-logical Society of America, 61 (1971).
76. VAICUM A., VAȘILE, I., *Răspunsul masivului de pământ la acțiunea încărcărilor seismice*, A 4-a Conferință de Geo-tehnică și Fundații, 1979, Iași.
77. WHITMAN, R., În: *Seismic design for nuclear power plants* (Editor: Hansen, R.). Cap.: Soil - structure interaction; Cap.: Evaluation of soil properties for site evaluation and dynamic analysis for nuclear power plants.
78. WIEGEL, R. L. (editor), *Earthquake Engineering, Prentice Hall, Englewood Cliffs, N. J., 1971.*
79. YOUNG, T., *Liquefaction, flow and associated ground failure*, Proc. U. S. Nat. Conf. on Earthquake Engrg., Ann Arbor - Michigan, 1975, p. 146-155.
80. ZAHARESCU, E., PERLEA, V., PERLEA, M., *Licheșie-rea nisipurilor în timpul cutremurului de la 4 martie 1977*, Hidrotehnica, 22, 5, 123-126 (1977).
81. * * * CEE- NOU, HBP 6/3 Proceedings of the Seminar on Construction in Seismic Regions and in Regions With Difficult Ground Conditions, București, 1974.
82. * * * CEE - ONU, HBP 28. Proc. of the 2-nd Semi-nar on Construction in Seismic Regions, Lisabona, 1981.
83. * * * UNESCO. Intergovernmental conference on Seis-mic Risk, Paris 1964.
84. * * * UNESCO. Proceedings of the Intergovernmental Conference on Assessment and Mitigation of Seismic Risk, Paris 1976.

Comportarea diferitelor categorii de construcții din zonele afectate de cutremur^{*)}

ING. MIRCEA LUPAN

Institutul de cercetări în construcții și economia construcțiilor (INCERC)

Specialiști consultați:

PROF. PANAIT MAZILU

PROF. GH. CĂLIN

PROF. RADU PRIȘCU

Institutul de construcții, București

PROF. ALEX. CIȘMIGIU

Institutul de arhitectură, București

ING. GHEORGHE SĂNDULESCU

ING. CĂLIN IONESCU

Institutul de proiectare a construcțiilor tipizate (IPCT)

ING. EMILIAN TIȚARU

ING. EMILIAN BAICULESCU

Institutul de cercetare și proiectare pentru materiale de construcții (ICPMC)

ING. TUDOR DINESCU

Institutul de studii și proiectări pentru construcții în agricultură și industria alimentară (ISPCAIA)

VI.1. Caracteristici generale

VI.1.1. Considerații preliminare

Deși preocupările de specialitate în domeniul ingineriei seismice au apărut în unele țări dezvoltate, bintuite de cutremure (Japonia, S.U.A., Italia etc.) încă de la începutul secolului al XX-lea, aceste preocupări erau restrânse și mult timp nu au putut fi concretizate în reguli pentru asigurarea construcțiilor la cutremur, structurile de rezistență fiind dimensionate pentru a rezista numai la încărcări gravitaționale. Abia în perioada dintre cele două războaie mondiale s-a ajuns la stadiul, ca pe baza acumulării de noi date și cunoștințe, în urma studierii efectelor unor cutremure puternice asupra construcțiilor, să se elaboreze (în țările dezvoltate menționate mai sus, la care s-a adăugat și U.R.S.S.), primele norme tehnice cuprinzând prevederi pentru asigurarea antiseismică a construcțiilor.

Dar aceste prime norme tehnice erau deosebit de simpliste stipulând, în esență, o verificare a construcțiilor la forțe orizontale, reprezentând încărcări seismice, evaluate prin aplicarea unor metode statice, deci neglijând efec-

^{*)} La elaborarea acestui capitol au fost utilizate — în afară de lucrările publicate, citate în bibliografie — numeroase date și informații extrase din materiale nepublicate, analize și dezbateri (fișe de constatare și înregistrare a efectelor cutremurului, studii, proiecte, expertize, avize, rezultate ale unor încercări etc.) elaborate sau efectuate în urma cutremurului, în cadrul unor organe centrale (în special Inspectoratul general de stat pentru investiții și construcții — IGSIC și Institutul central de cercetare, proiectare și directivare în construcții — ICCPDC), a unor institute de cercetare și proiectare (Institutul de cercetări în construcții și economia construcțiilor — INCERC, Institutul de proiectare a construcțiilor tipizate — IPCT, Institutul de cercetări hidrotehnice — ICH, Institutul Proiect-București, Institutul de cercetare și proiectare pentru sistematizare, locuințe și gospodărie comunală — ISLGC, Institutul de studii și proiectare pentru construcții în agricultură și industria alimentară — ISPCAIA, Institutul de proiectări transporturi auto, navale, aeriene — IPTANA, Institutul de proiectări căi ferate — IPCF, Filiala de cercetare și proiectare pentru construcții ICCPDC — Iași etc.), a unor catedre de specialitate din învățământul

tele deformării la acțiuni dinamice a structurilor. Abia spre sfârșitul primei jumătăți a secolului actual, s-a înregistrat un progres calitativ important, prin aplicarea unor noțiuni ale dinamicii sistemelor materiale la analiza comportării construcțiilor supuse mișcărilor seismice.

În țara noastră, deși construcțiile au luat un oarecare avânt între cele două războaie mondiale, realizându-se în special blocuri înalte de locuit, preocupările ingineresti în domeniul asigurării antiseismice a construcțiilor sînt de dată mai recentă, deoarece abia cutremurul din 10 noiembrie 1940, a pus pentru prima dată în mod accentuat această problemă, fapt ilustrat în mod foarte pregnant de articolul prof. A. Beleş: „Cutremurul și construcțiile”, publicat la sfârșitul anului 1941 [1].

Constituind principalul document tehnico-ingineresc din acea vreme, cu privire la comportarea construcțiilor din țara noastră la un cutremur de pămînt, în această lucrare se făcea referire la prăbușirea blocului Carlton, arătîndu-se printre altele: „... Acest dezastru, precum și deteriorarea gravă a umoră din clădirile mari — așa denumitele blocuri — din Capitală, au ridicat pentru prima oară problema siguranței construcțiilor și în special aceea a apărării contra cutremurului?”.

Înainte deci de acel cutremur din 1940, toate construcțiile realizate în țara noastră, erau concepute și calculate pentru a rezista numai la încărcări gravitaționale, așa cum se făcea și în majoritatea țărilor dezvoltate.

Cutremurul din 10 noiembrie 1940, primul mare cutremur de pămînt din perioada României contemporane, care ar fi oferit ocazia stringerii unor date și concluzii utile în privința

superior de construcții din București, Iași, Cluj-Napoca și Timișoara, a unor unități județene de proiectare în construcții, precum și de către colective de specialiști în construcții constituite ad-hoc. Coordonarea elaborării principalelor materiale privind analiza efectelor cutremurului din 4 martie 1977 a fost asigurată de un colectiv de sinteză instituit de ICCPDC, din care au făcut parte următorii: Ing. Valeriu Cristescu (director general ICCPDC), acad. prof. Ștefan Bălan (Institutul de construcții București, ICB), prof. Dan Mateescu (Institutul politehnic Timișoara), prof. dr. ing. Dan Ghiocel (ICB), prof. emerit ing. Victor Popescu (ICB), prof. emerit ing. Gh. Călin (ICB), prof. emerit ing. Panaite Mazilu (ICB), prof. emerit ing. Constantin Avram (Institutul politehnic Timișoara), prof. dr. docent ing. Alex. Negoită (Institutul politehnic Iași), prof. ing. Ion Stăneulescu (ICB), prof. dr. ing. Mihai Ifrim (ICB), prof. ing. Mircea Mihailescu (Institutul politehnic Cluj-Napoca), prof. ing. Alex. Cișmigiu (Institutul de arhitectură București), ing. Radu Negru (director general adjunct ICCPDC), ing. Dinu Eliade (ICCPDC), ing. George Slădărescu (IGSIC), ing. Petru Vernescu (director IPCT), ing. Emilian Titaru (ICPMC), ing. Vasile Vierescu (IGSIC), ing. Mircea Lupan (INCERC), dr. ing. Horea Sandi (INCERC), ing. G. Șerbănescu (INCERC). De asemenea, au colaborat la această acțiune și alți specialiști care au coordonat sau elaborat studii privind comportarea la cutremur a principalelor categorii de construcții sau au participat la elaborarea de prescripții tehnice în acest domeniu, dintre care se menționează: prof. dr. docent ing. Radu Prișcu (ICB), prof. dr. docent ing. Simion Hâncu (ICH), prof. emerit ing. Alexandru Gheorghiu (ICB), prof. dr. ing. Radu Agent (ICB), prof. dr. ing. Const. Dalban (ICB), prof. dr. ing. Anatolie Mihail (Institutul politehnic Iași), ing. Călin Ionescu (IPCT), ing. Gh. Săndulescu (IPCT), ing. Tudor Dinescu (ISPCAIA), ing. Mircea Neicu (Proiect București), ing. Ioan Ban (INCERC), dr. ing.

comportării construcțiilor la cutremur, ne-a găsit nepregătiți și din acest punct de vedere, așa cum rezultă tot din mărturisirea profesorului Aurel Beleş, din același articol [1].

Sub impulsul dezastrului provocat de cutremurul din 1940, unii ingineri români au inițiat primele preocupări în domeniul ingineriei seismice din țara noastră, care au generat și primele prescripții românești în acest domeniu (vezi cap. IX). Aceste prescripții însă, nu au fost aplicate practic, decît în foarte mică măsură, dată fiind starea de război ce a urmat, distrugerile provocate de acesta, precum și perioada de stagnare economică.

Dezvoltarea economico-socială a țării noastre, ce a urmat după naționalizarea principalelor mijloace de producție, respectiv începînd din anul 1950, cînd existau deja organizații centrale de proiectare în construcții (capabile să introducă pe scară largă noi metode de calcul) și întreprinderi de stat pentru executarea lucrărilor (care au început să aplice noi tehnologii), a făcut să crească și preocuparea unor specialiști pentru cunoașterea comportării construcțiilor supuse la acțiuni seismice.

În acest sens a avut loc un proces de înțelegere și asimilare treptată a cunoștințelor și datelor acumulate în țările avansate în acest domeniu, punîndu-se astfel, mai pregnant, problema aplicării unor metode de calcul mai avansate pentru proiectarea construcțiilor în regiuni seismice.

Astfel, au apărut treptat noi reglementări de zonare seismică a teritoriului țării noastre și prescripții de proiectare antiseismică a construcțiilor, care au fost revizuite și îmbunătățite pe parcurs.

Ioan Brinzan (INCERC), ing. Ștefan Enescu (INCERC), ing. Neculai Gămbă (INCERC), ing. Teodor Cărare (INCERC), dr. ing. Mihai Simionci (INCERC), dr. ing. Decebal Anastasescu (Institutul județean de proiectare Timișoara — IPRO-TIM), dr. ing. Vasile Zaharia (ICCPDC), dr. ing. Ioan Făcăoaru (INCERC), ing. Emilian Baiculescu (ICPMC), ing. Daniel Diaconu (Filiala ICCPDC — Iași).

Din numeroasele materiale elaborate, analize și dezbateri organizate, menționate mai sus, la care a participat și autorul, acesta a selectat, în urma unei atente examinări, cele mai semnificative și pe această bază a elaborat prezentul capitol, în care a încercat să prezinte o sinteză a datelor și informațiilor privind comportarea la cutremur a diferitelor categorii de construcții, însoțită de analize suplimentare, comentarii, explicații și material ilustrativ și completată cu concluzii și învățăminte rezultate în urma cutremurului, folosind și bibliografia citată. Unii dintre membrii colectivului de sinteză instituit de ICCPDC sau dintre ceilalți specialiști, au fost consultați pe parcursul elaborării acestui capitol. La efectuarea fotografiilor utilizate ca material ilustrativ au participat operatorii fotografi Emil Sfeteu, Nicolae Bodnareno și Osep Kahane din cadrul Oficiului de documentare pentru construcții — ODCAS și INCERC, precum și alte persoane din aceste unități, din institutele de proiectare Proiect București, IPCT, ISLGC și altele.

În afară de trimiterile bibliografice la lucrări publicate, în cuprinsul capitolului s-au făcut mențiuni separate (prin text sau prin note de subsol) despre cele mai importante contribuții, privind elucidarea comportării construcțiilor la cutremur, aduse în cadrul acțiunii colective amintite, la care au participat zeci și sute de specialiști în construcții, care, spre regretul nostru, nu au putut fi citați, toți, în lucrare.

Întrucit însă, înainte de cutremurul din 4 martie 1977, nu s-a făcut, în țara noastră, o înregistrare sistematică de date și o cercetare mai aprofundată a modului de comportare la cutremur a construcțiilor, au lipsit informațiile conexe cu privire la caracteristicile și efectele mișcărilor seismice asupra construcțiilor din România.

Lipsa de date și informații în acest domeniu, sporită și de lipsa unei activități mai bine structurată în domeniul seismologiei, nu au permis formularea unor concluzii și a unor învățăminte bazate pe experiență proprie, valabile pentru viitor, în ceea ce privește proiectarea și realizarea unor construcții rezistente la cutremure, ceea ce a influențat defavorabil reglementările apărute în ultimele decenii (vezi cap. IX), cu privire la zonarea seismică a teritoriului României și mai ales cu privire la orientarea corectă a concepției de proiectare antisismică a construcțiilor, aceasta trebuind să fie bazată, aproape exclusiv, pe surse de informare din alte țări, afectate de mișcări seismice puternice. Din acest punct de vedere, cutremurul din 4 martie 1977 a constituit un prilej excepțional pentru colectarea, pentru prima dată, în mod sistematizat, a unui mare volum de date și informații cu privire la comportarea la acțiunii seismice puternice a numeroase și variate tipuri de construcții situate în toate zonele țării afectate de cutremur.

● În analiza comportării unei construcții la solicitările rezultate din acțiunea unui cutremur, trebuie pornit de la ideea că, în mod obiectiv, cutremurul fiind prin el însuși un fenomen natural, a cărui manifestare este greu previzibilă în timp, comportarea construcției va fi determinată de *capacitatea* pe care o are construcția respectivă, în momentul când este acționată de acel cutremur, *de a rezista* la solicitările reale produse de cutremurul respectiv. Deteriorările grave provocate de cutremur se pot datora deci lipsei de măsuri tehnice corespunzătoare pentru a crea dar și de a menține această rezistență.

Capacitatea de rezistență antisismică a unei construcții depinde, în esență, la rindul ei, de mai mulți factori, cei mai importanți fiind legați de modul cum a fost concepută, realizată și folosită construcția respectivă:

a) Modul și măsura în care *capacitatea de rezistență antisismică a fost asigurată inițial*, la proiectarea construcției, prin concepția și dimensionarea acesteia, este în funcție de gradul de cunoaștere științifică a problemelor de inginerie seismică și de maniera în care aceste cunoștințe se reflectă în normele și legislația tehnică aferentă (cunoașterea cât mai aproape de realitate a acțiunilor seismice ce pot interveni, în funcție de amplasament, orientare, condiții geologice locale etc.: cunoașterea cât mai corectă a răspunsului dinamic, elastic și postelastice al construcțiilor, cu luarea în considerare a caracteristicilor reale de deformație și de rezistență ale materialelor, elementelor de construcții și a ansamblurilor structurale, precum și a modificării succesive a acestora, în parcursul diferitelor cicluri repetate de solicitare provocate de cutremur; măsurile de asigurare antisismică prescrise și modul lor practic de rezolvare prin proiectare etc.).

b) Măsura în care *capacitatea inițială de rezistență antisismică a structurii, gândită la proiectare, a fost realizată*

efectiv la execuția construcției, este determinată de respectarea proiectului, de calitatea materialelor folosite și de calitatea execuției etc.

c) Menținerea, respectiv conservarea în timp, a *capacității de rezistență antisismică* realizate, de la data execuției construcției până la data cutremurului respectiv, este în funcție de numeroase influențe și acțiuni exterioare intervenite pe parcurs (eventuale solicitări extraordinare, influențe agresive ale mediului exterior și remedierea defecțiunilor ivite; degradări în timp ale materialelor; condiții de exploatare și întreținere, inclusiv eventuale intervenții dictate de schimbarea destinației construcției, care au antrenat modificări de alcătuire și de încărcare etc.).

După cum se vede, comportarea la cutremur a unei construcții este rezultatul unui proces amplu, la care participă mulți factori variabili; ținând seama că în afară de factorii principali menționați, mai pot interveni și numeroși alți factori secundari — în fiecare caz în parte — reiese clar că aprecierea comportării construcțiilor la cutremurul din 4 martie 1977 a necesitat serioase analize bazate pe cunoașterea și considerarea tuturor acestor factori.

● Dintre numeroșii factori menționați, care influențează comportarea la cutremur a construcțiilor din zonele mai puternic afectate, o importanță deosebită pentru aprecierea judicioasă a acestei comportări o are, în cazul specific al recentului cutremur din România, grupul de factori legați de *perioada de realizare a construcției*, în care se includ, pe de o parte, nivelul de asigurare antisismică, determinat de gradul de cunoaștere a acestei probleme și de modul de reflectare a acestei cunoașteri în reglementările și practica de proiectare și de execuție a construcțiilor din perioada respectivă (caracteristicile materialelor de construcție, alcătuirile constructive specifice acelei perioade și calitatea execuției), iar pe de altă parte, vechimea construcției și diferitele influențe exterioare suferite de construcție de la data execuției până la cutremurul din 4 martie 1977.

Din acest punct de vedere, sub aspectul perioadei de realizare, pentru sistematizarea și explicarea interpretărilor, construcțiile din țara noastră, care au suferit efectele recentului cutremur, pot fi împărțite în două mari categorii: construcții vechi și construcții noi.

Sub denumirea de *construcții vechi* trebuie cuprinse toate construcțiile executate înainte de începerea aplicării, în mod organizat, a unor concepții și reguli de asigurare și protecție la cutremur a construcțiilor din țara noastră, respectiv toate construcțiile executate până la sfârșitul anului 1950 și care erau caracterizate, în general, prin lipsa unei concepții antisismice (cu alcătuirii dezordonate în plan și chiar pe verticală), prin absența calculului la încărcări seismice, precum și prin utilizarea, de multe ori, a unor materiale (betoane, zidării etc.) cu rezistențe reduse.

În cadrul acestei categorii de construcții trebuie făcută și o distincție între construcțiile executate înainte de cutremurul din 10 noiembrie 1940 (care au suferit, deci, efectele acestui cutremur) și cele executate după acest cutremur, respectiv în deceniul 1941—1950. Astfel, la cele dintâi, problema rezistenței la cutremur, în general, nu s-a pus, neexistând descripții proprii de proiectare, construcțiile fiind concepute strict pentru preluarea încărcărilor gravitaționale (folosindu-se pentru proiectare, prevederile circularelor ger-

mane), dar, în multe cazuri, erau subdimensionate chiar la acțiunea solicitărilor verticale. În cazul construcțiilor realizate după 1940, deși au fost elaborate primele instrucțiuni provizorii pentru prevenirea deteriorării construcțiilor din cauza cutremurelor (MLP Nr. 84351 din 30 decembrie 1941), acestea nu au fost practic aplicate, decât în puține cazuri, din cauza războiului și a urmărilor acestuia, așa cum s-a menționat. În ambele cazuri multe construcții au suferit influențe defavorabile de lungă durată ale mediului exterior și ale condițiilor de exploatare (oboseală, coroziune etc.) și uneori schimbări de destinație, care au afectat încărcările și au condus în unele cazuri la modificări structurale (ceea ce a înrăutățit aproape totdeauna comportarea la cutremur), precum și influența bombardamentelor din timpul celui de-al doilea război mondial (pentru construcțiile realizate înainte de 1945).

Sub denumirea de *construcții noi*, se înțeleg toate construcțiile executate începând din anul 1951, la proiectarea cărora s-au avut în vedere, în mod organizat, măsuri de asigurare antisismică pe baza prescripțiilor oficiale în vigoare, care au început să fie aplicate și s-au perfecționat de la etapă la etapă.

Și această perioadă, de după 1950, poate fi împărțită în subperioade, cuprinzând construcții executate în intervalul 1951—1963, deci până la stabilirea ultimei zonări seismice anterioare cutremurului din 1977 și apariția primelor prescripții românești mai complete de proiectare antisismică (normativul P. 13—1963) și construcții realizate după 1963 și apoi după 1970 (când a avut loc o revizuire a prescripțiilor respective). În general, în întreaga această perioadă, în proiectarea construcțiilor, odată cu înființarea primelor institute de proiectare în construcții, s-a avut în vedere o concepție antisismică, eliminându-se lipsurile flagrante semnalate în cazul construcțiilor vechi, iar la executarea lucrărilor s-au folosit materiale (mai ales betoane) cu caracteristici fizico-mecanice sensibil îmbunătățite față de perioada anterioară. De asemenea, construcțiile noi au suferit, în majoritatea cazurilor, mai puține influențe defavorabile ale mediului exterior și ale condițiilor de exploatare decât cele vechi și nu au suferit de loc avarii anterioare, din cutremure.

Se menționează că diferențierea de mai sus a construcțiilor (în construcții vechi și noi) nu trebuie să fie considerată absolută sub aspectul gradului de asigurare antisismică și al efectului negativ al unor influențe exterioare, deoarece analiza comportării construcțiilor la cutremurul din 4 martie 1977, a pus în evidență — așa cum se va vedea — și cazuri de comportare satisfăcătoare a unor construcții realizate înainte de cutremurul din 1940, care aveau o concepție structurală rațională (și implicit o anumită asigurare la forțe laterale, datorită mai ales pereților de zidărie, împănați între elementele scheletului, deși acestea erau calculate numai la încărcări gravitaționale), după cum au existat și construcții noi, concepute pe baza unor prescripții de asigurare antisismică și executate în ultima perioadă, care au suferit avarii importante. Desigur, totul trebuie privit și în legătură cu intensitatea cutremurului, care a fost, în multe zone, mult mai mare decât cea luată în considerare în calcul.

În general, însă, ținând seama de cele arătate mai sus și de datele cunoscute, a reieșit clar influența mare pe care a avut-o perioada de realizare a construcțiilor (cu factorii aferenți menționați) asupra comportării acestora la cutremur și de aceea este rațional ca la aprecierea modului de comportare a construcțiilor situate în zonele afectate de cutremur, să se cunoască și să se ia în considerare perioada de realizare a acestor construcții, inclusiv rezerva

de rezistență asigurată prin proiectare, modul de execuție și condițiile de exploatare.

În acest sens, din datele cunoscute până în prezent, se poate stabili de la început, că la cutremurul din 4 martie 1977, în afară de unele mici excepții, clădirile vechi, care nu au fost concepute și proiectate pentru a rezista la cutremure mari, fiind executate și din materiale cu rezistențe mai reduse, dar deseori supuse la solicitări ridicate din încărcări gravitaționale și care au suferit atât acțiunea distrugătoare a cutremurului din 1940, cât și diverse influențe defavorabile ale mediului exterior, au avut o comportare mult mai slabă la ultimul cutremur (înregistrându-se numeroase prăbușiri și avarii grave mai ales în București), în timp ce construcțiile noi, care au fost proiectate într-o concepție antisismică și au fost calculate să preia încărcări seismice laterale, au avut în general o comportare bună, fără a exclude însă, și la acestea, unele cazuri cu comportare nesatisfăcătoare.

VI.1.2. Aspecte specifice ale comportării structurilor la cutremur și natura avariilor rezultate

Comportarea unei construcții supusă unor mișcări dinamice complexe, de natura celor seismice, caracterizează *răspunsul dinamic* (seismic) al acelei construcții, care depinde de o multitudine de factori, legați atât de specificul fenomenelor fizice produse în timpul cutremurului (intensitatea acțiunii seismice, poziția spectrală a mișcării seismice, caracterul spațial al acesteia etc.), de condițiile locale de teren și amplasament (condiții geologice, hidrologice și de altă natură), cât și de caracteristicile intrinseci ale construcțiilor (inerție, rigiditate, capacitate de amortizare, ductilitate etc.), de fenomenul de interacțiune dinamică dintre teren și construcție și de alți factori.

Comportarea neelastică a materialelor, a elementelor și a nodurilor structurilor, constituie, de asemenea, un factor de importanță deosebită, care influențează efectele cutremurului asupra construcțiilor și joacă un rol hotărâtor în capacitatea acestora de a supraviețui cutremurelor puternice.

Cunoștințele actuale rezultate din observarea comportării construcțiilor reale, din cercetări experimentale pe modele, precum și din analize aprofundate prin calcul, arată faptul că răspunsul dinamic al structurilor reale este diferit, respectiv solicitările reale din construcții, datorite mișcărilor seismice puternice ale terenului, sint, de regulă, mai reduse decât cele care rezultă din calcule pe baza teoriei liniare, respectiv deduse prin metodele analitice ale dinamicii structurilor perfect elastice, datorită capacității construcțiilor reale de a absorbi și disipa o parte din energia indusă de acțiunea

dinamică a cutremurului chiar la niveluri mici de deformație, precum și de a amortiza vibrațiile, ceea ce contribuie la atenuarea răspunsului dinamic.

• Deși la cutremurul de la 4 martie 1977, ca și în cazul altor cutremure de pământ, s-a manifestat caracterul complex, spațial și multidirecțional al mișcării seismice a terenului, totuși, în numeroase situații, s-a pus în evidență predominarea sensibilă a acțiunii seismice și a efectelor sale pe o anumită direcție, cum a fost cazul mai ales la București, unde atât înregistrările obținute, cât și efectele observate asupra construcțiilor au arătat valori maxime pe o direcție apropiată de NS [2]. Aceasta a fost confirmată prin analiza comportării construcțiilor cu simetrie de rotație (ca, de exemplu, castelele de apă, pavilionul central EREN), cât și a unor hale industriale cu schemă statică simplă, ușor de analizat. Dar în același timp, caracterul spațial al mișcării seismice a determinat în construcțiile surprinse de cutremur, pe lângă mișcările orizontale predominante de încovoiere sau forfecare de ansamblu, dezvoltate pe o anumită direcție, și oscilații de torsiune de ansamblu, care au condus la suprasolicitarea elementelor portante verticale perimetrice, fapt manifestat prin avarii grave și chiar prăbușiri, ce au avut loc mai ales la porțiunile de colț ale clădirilor amplasate la intersecții de străzi, la clădiri cu dispuneri excentrice ale maselor (cazul blocurilor vechi de locuit din București), sau la tronsoanele de capăt ale construcțiilor lungi. Dar chiar în cazul structurilor simetrice a pavilionului principal al expoziției EREN, solicitările de torsiune de ansamblu s-au manifestat prin avarii evidente la elementele structurii și spargerea geamurilor din închiderile perimetrice, datorită și perioadelor proprii mai lungi ale mișcării de torsiune [3]. De asemenea, s-a constatat că valorile solicitărilor seismice și efectele defavorabile ale acestora asupra construcțiilor, au fost cu atât mai mari cu cât masele antrenate în mișcare au fost dispuse nerățional sau disproportionat, îndeosebi când erau concentrate la înălțimi mari. Astfel, s-au pus în evidență avarii importante, mai ales la baza construcțiilor flexibile de înălțime mare (ținând seama și de compoziția spectrală a mișcării seismice), având mase mari amplasate la partea superioară, cum a fost cazul castelelor de apă sau al unor construcții înalte cu acoperișuri grele etc. Dimpotrivă, s-a verificat comportarea mai favorabilă a construcțiilor mai puțin înalte, ușoare, corect alcătuite.

Avariile produse asupra construcțiilor au fost cauzate de efectele dinamice ale mișcării seismice ale terenului, transmise asupra construcțiilor, care au putut fi amplificate în unele cazuri, de condițiile locale geologice și hidrologice ale terenului de fundație, cum a fost cazul unor orașe fondate pe loess-uri sau pământuri contractile (Iași, Galați, Craiova etc.). La

rîndul ei, mișcarea seismică a terenului de fundație, produsă de cutremur, a fost influențată de vibrațiile clădirilor supuse acțiunii seismice, care au putut produce unele tasări locale mai accentuate ale terenului de fundație în unele puncte mai sensibile (de exemplu la colțurile clădirilor), ceea ce poate constitui o explicație a oscilațiilor de mare amplitudine a clădirilor înalte (în condițiile compoziției spectrale a mișcării seismice de la 4 martie 1977), observate în timpul cutremurului, mai ales la București.

O cauză importantă a efectelor defavorabile, deosebit de pronunțate, observate asupra construcțiilor înalte și flexibile, a constituit-o, așa cum s-a arătat în capitolul V, compoziția spectrală a mișcării seismice a terenului la cutremurul din 4 martie 1977, precum și slaba capacitate a unor construcții de a absorbi și disipa prin deformații neelastice energia indusă de seism, respectiv lipsa de „ductilitate” [2]. În cazul unor deformații și deplasări exagerate sau a unei ductilități de ansamblu nesatisfăcătoare, s-au produs distrugerii generalizate, urmate uneori de prăbușiri, iar în alte cazuri, cu deformații mai reduse, sau când construcția a prezentat numai unele zone mai slabe cu ductilitate mai redusă, deformațiile postelastice s-au dezvoltat în aceste zone slabe unde au produs avarii și distrugerii locale, protejind, pentru moment, restul construcției [3].

În proiectarea antisismică este de mare însemnătate adoptarea unui compromis rațional în jocul rezistență-ductilitate, prin compensarea lipsei de rezistență care ar fi necesară pentru o comportare elastică — ceea ce ar fi neeconomic — cu o creștere a ductilității, dar fără a depăși anumite limite dictate de necesitatea evitării deformațiilor prea mari.

În cazul realizării unor construcții lipsite de ductilitate (sau cu o ductilitate mai redusă), pentru obținerea unei asigurări antisismice comparabile cu cea a unor construcții ductile, este necesară o creștere corespunzătoare a capacității portante la acțiunea solicitărilor considerate ca aplicate static, ceea ce implică, de obicei, sporiri de consumuri de materiale.

Obținerea unei ductilități adecvate în stadiul de solicitare postelastice (respectiv evitarea rușii casante, fragile) a construcțiilor trebuie asigurată, atât printr-o concepție adecvată a structurii și elementelor sale, prin adoptarea unor sisteme constructive „cu rezerve”, cât și printr-o serie de măsuri constructive generale, care au o mare importanță, în special în cazul construcțiilor de beton armat.

Acțiunea și efectele cutremurului din 4 martie 1977 au pus în evidență creșterea gradului de avariere a construcțiilor care au prezentat o ductilitate nesatisfăcătoare, manifestată printr-o serie de avarii caracteristice, așa cum se va vedea în paragrafele următoare, dintre care pot fi reținute în special distrugerea capetelor stîlpilor de cadre în apropierea nodurilor (unde solicitările din momente încovoietoare sînt mai mari și unde s-au constatat zone slabe datorită întreruperii armăturilor, insuficienței ecrierilor și rosturilor de turnare defectuoase), sau deteriorarea unor diafragme de beton, localizată în special în zona capetelor acestora, mai ales atunci când au avut o armare insuficientă pe înălțimea parterului (datorită acelo-

rași cauze ca la stâlpi, dar manifestate, de obicei, mai accentuat, precum și alți factori de mai mare complexitate, legați de concepția și alcătuirea de ansamblu a diaframelor clădirilor.

În legătură cu aceasta trebuie subliniată și constatarea făcută în urma cutremurului din 4 martie 1977, cu privire la procesul de degradare a materialelor casante (betoane, zidării, mortare) și a celor de slabă calitate din construcțiile mai vechi, datorită suprasolicităților repetate, degradare care s-a manifestat fie prin dislocări și ruperi, fie prin fisuri vizibile, fie prin microfisuri invizibile, depistate pe cale nedistructivă.

De asemenea, trebuie menționată, ca o constatare generală, concentrarea majorității avariilor grave la partea inferioară a construcțiilor și descreșterea frecvenței și a gravității avariilor de la bază spre partea superioară.

● În comportarea construcțiilor la cutremur, apariția unor avarii trebuie considerată ca o realitate ce nu poate fi evitată, după cum a arătat experiența tuturor marilor cutremure de pe glob. Valorile forțelor seismice de calcul, stabilite prin prescripțiile tuturor țărilor, presupun, implicit, din motive economice, apariția unor avarii la cutremure puternice, întrucât majorarea forțelor de calcul peste o anumită limită, duce la consumuri excesive de materiale, fără a putea evita totuși anumite avarii, care trebuie să fie însă controlate.

La cutremurul din 4 martie 1977, accelerațiile dezvoltate în clădirile noi din București, au depășit de mai multe ori valorile stabilite de prescripțiile de proiectare, ceea ce a dus la deformări inelastice, clădirile adaptându-se și absorbind energia indusă de cutremur, cu prețul unor avarii în elementele structurale și nestructurale [4]. Dar riscul admis al avarierii trebuie limitat și controlat astfel încât să nu apară fenomenul de colaps și să existe un echilibru rațional între economie și gravitatea avariilor.

Cu toată diversitatea avariilor apărute la cutremur în structurile construcțiilor, pot fi diferențiate o serie de avarii specifice, mai ales în cazul structurilor de beton armat, care reprezintă ponderea cea mai mare în totalitate a structurilor de rezistență, folosite la construcțiile de masă, civile și industriale, realizate înainte de cutremur în țara noastră. Cunoștințele actuale și experiența acumulată permit să se analizeze aceste avarii specifice și să se explice cauzele lor, precum și posibilitățile de diminuare a gravității acestora în viitor.

În funcție de caracteristicile materialelor, ale elementelor de structură sau ale structurii în ansamblu, degradarea (avarierea) poate fi produsă de deformări postelastice de natură ductilă sau cu caracter *casant* [4].

Astfel, în categoria avariilor aferente unor deformări postelastice de natură ductilă se încadrează, în primul rând dezvoltarea articulațiilor plastice, de la capetele stâlpilor sveltși sau a grinzilor cadrelor de beton armat, solicitate în mod preponderent la încovoiere (și mai ales în zone cu frecvente defecte de execuție).

În cazul cind aceste articulații plastice constau numai în formarea de fisuri normale pe axa elementului fără a implica distrugerii locale ale acestuia (sau sînt însoțite numai de distrugerii cu totul reduse) și nici deformații care să pericliteze stabilitatea sistemului, ele ar putea să nu fie considerate drept avarii propriu-zise, fiind de fapt admise de la început, prin proiectare și chiar dirijate (în sensul limitării lor și a apariției în secțiuni mai puțin periculoase).

Avariile aferente unei deformări postelastice cu caracter casant, mai evidente și mai periculoase, se manifestă de regulă sub formă de fisuri și crăpături oblice sau dislocări cu caracter exploziv, provenite din eforturi principale de întindere, datorită preponderenței forței tăietoare, care pot apărea atît la grinzi, cît și mai ales la stâlpii medii sau scurți.

Ambele categorii de avarii, de natura celor menționate mai sus, sînt în general *avarii clare*, a căror cauză tehnică este evidentă: preponderența unui anumit tip de efort (de regulă moment încovoietor sau forță tăietoare).

În afară de aceste două tipuri de avarii simple și clare, de cele mai multe ori la cutremur apar cazuri de avariere de natură mai complexă și mai gravă, care pot cuprinde o gamă întregă de forme de avarii, provenind fie din combinarea celor două tipuri arătate, fie din apariția altor tipuri de avarii nediferențiate, avînd o configurație mai confuză și mai extinsă. În cazul stîlpilor cadrelor de beton armat, la capetele acestora se concentrează, de obicei, toate cele trei eforturi provenite din încovoiere, forță axială și forță tăietoare, a valorile lor maxime, astfel că păstrarea caracterului de articulație plastică a avariei, cu capacitate de rotire ductilă, este posibilă numai în anumite condiții stricte (conformarea corectă tridirecțională a nodului de cadru, limitarea intensității efortului mediu de compresiune, armarea transversală judicioasă etc.), în caz contrar avarierea de la capetele stîlpilor căpătînd un caracter casant și nediferențiat, cu distrugerea betonului, flambarea armăturilor longitudinale etc.

De asemenea, avarii neclare și generalizate mai pot apărea pe înălțimea stîlpilor, în cazul preponderenței efortului axial cu compresiune și a prezenței unor forțe tăietoare, precum și la capetele unor grinzi și chiar în nodurile unor cadre, manifestate prin distrugerea și dislocarea masivă a betonului, flambarea armăturilor longitudinale și desfacerea etrierilor. Asemenea avarii cu ruperi casante se pot produce și în cazul unor acțiuni necontrolate sau a unor fenomene auxiliare ca: micșorarea deschiderilor unor grinzi prin prezența unor ziduri împănate, scurtarea stîlpilor datorită existenței unor parapete de zidărie, centuri rigide etc.

● Avariile construcțiilor, apărute în urma cutremurului din martie 1977, au diferit atît ca amploare, cît și ca gravitate, în funcție atît de intensitatea seismică în zona considerată, cît și de categoria și tipul construcției.

Natura și localizarea avariilor în cadrul diferitelor clădiri au variat după sistemul constructiv folosit și după alcătuirea structurii, în funcție de comportarea acestora la cutremur, așa cum se va arăta în subcapitolele următoare.

În legătură cu aceasta trebuie menționat și faptul că, după cutremur și după apariția avariilor constatate inițial, în unele cazuri procesul de deteriorare a continuat, fie prin accentuarea avariilor inițiale (în special a fisurilor), fie prin apariția în continuare a unor noi avarii (de regulă noi fisuri), datorită atît procesului lent de reazezare a structurii și, respectiv, a elementelor componente, cît și a mișcărilor seismice (replicilor) ulterioare, de intensitate mult mai mică, dar des repetate, care au făcut să se manifeste tendința construcțiilor avariate de a-și găsi noi stări de echilibru și noi căi de transmitere a eforturilor către terenul de fundare, ca urmare a proceselor complexe de deformare ce au luat naștere după cutremur.

VI.1.3. Categoriile și tipuri de construcții din zonele afectate de cutremur

Prin ariile întinse afectate de cutremurul din 4 martie 1977 și marile centre urbane și industriale situate în aceste zone — în special Capitala țării — cu mari concentrări de construcții de toate felurile, țara noastră a oferit o paletă de categorii și tipuri de construcții supuse, în masă, la acțiuni seismice puternice, dintre cele mai variate întâlnite vreodată pe glob, constituind prin aceasta un mare laborator la scară naturală [4].

Construcțiile situate în zonele afectate de seism pot fi grupate, din punct de vedere al analizei comportării și al efectelor cutremurului, în următoarele categorii principale: clădiri de locuit, clădiri social culturale și administrative, construcții industriale, construcții agrozootehnice, construcții hidrotehnice și construcții pentru transporturi.

În domeniul clădirilor civile (de locuit, social culturale și administrative) varietatea tipurilor de construcții s-a manifestat sub diferite aspecte ca: numărul de niveluri (de la clădiri parter, până la clădiri cu 15...25 niveluri); natura materialelor și a sistemelor constructive (zidărie portantă din diverse materiale — cărămidă, blocuri de beton, beton celular etc. —; schelet de beton armat monolit sau prefabricat; diafragme de beton armat monolite sau prefabricate; structuri mixte etc.); gradul de asigurare seismică (clădiri fără măsuri antiseismice și clădiri cu diferite grade de asigurare antiseismică); vechimea clădirilor (clădiri de vechime mare, chiar din secolul trecut, clădiri realizate între cele două războaie mondiale și clădiri noi realizate în deceniile din urmă); clădiri de diferite forme, destinații și dimensiuni (clădiri izolate individuale, clădiri colective de mare întindere, clădiri-parter cu deschideri mari, clădiri sistem turn etc.).

În ceea ce privește construcțiile industriale varietatea acestora este de asemenea foarte mare: hale parter (cu zidărie portantă și șarpantă metalică; cu structură de beton armat monolit; cu structură de beton armat prefabricat; cu structură metalică sau mixtă); clădiri etajate (cu structură de beton armat monolit sau prefabricat; cu structură metalică sau mixtă); construcții speciale, mai ales de beton armat (silozuri, castele de apă, rezervoare, estacade etc.), precum și foarte variate tipuri de instalații tehnologice.

Varietatea mare a naturii și caracteristicilor construcțiilor realizate în zonele afectate de cutremur a determinat o mare diversitate în comportarea acestor construcții, mai ales datorită variației intensității seismice între zonele respective și deseori pe arii limitate în interiorul acestora, precum și neconcordanței dintre încărcarea seismică considerată în calcul pentru diferite zone și construcții, pe baza prescripțiilor

în vigoare și încărcarea reală efectivă, care în unele zone a fost mult mai mare.

În afară de aceste aspecte, varietatea în natura și caracteristicile construcțiilor surprinse de cutremur, a mai fost sporită și de calitatea intrinsecă a diferitelor materiale utilizate, care a diferit în limite mari, mai ales în funcție de perioada când au fost realizate construcțiile respective. Astfel, în ceea ce privește structurile de beton armat, a existat o mare diferență de calitate între betonul folosit la construcțiile mai vechi (înainte de 1950), care era în general de o calitate slabă și betonul construcțiilor mai noi, realizate în ultimii 25 ani, care avea o marcă sensibil superioară; de asemenea, la construcțiile mai noi apare o diferență între calitatea mult mai bună a betonului prefabricat și calitatea mai slabă a betonului monolit. La fel, la construcțiile de zidărie portantă, apare o mare varietate în calitatea cărămizilor și a mortarului folosit în diferite perioade.

Ca urmare, ținând seama de variația mare a intensității mișcării terenului și de varietatea naturii construcțiilor, efectele cutremurului asupra diferitelor categorii și tipuri de construcții și avariile suferite de acestea au fost de o foarte mare diversitate, atât din punct de vedere al gravității, mergând de la avarii ușoare până la prăbușiri (cum s-a întâmplat în special în București), cât și din punct de vedere al aspectelor specifice ale comportării, chiar la structuri similare, situate în aceeași zonă sau localitate, apărând diferențe mari.

VI.1.4. Date și aspecte generale privind efectele cutremurului asupra construcțiilor, pe zone geografice și destinații

Sub aspectul factorilor legați de *zona geografică* și amplasamentul în care au fost situate construcțiile afectate de cutremurul din 4 martie 1977, ținând seama de întinderea mare a ariei acestor zone (circa o treime din suprafața țării) și de direcția de propagare a undelor, pot fi concretizate unele constatări de ansamblu cu privire la efectele cutremurului asupra construcțiilor, mai ales în ce privește intensitatea mișcării seismice a terenului, care a fost deosebit de ridicată pe zone întinse, așa cum s-a arătat și în capitolele anterioare.

Zonele în care efectele cutremurului au fost deosebit de importante și în care construcțiile au fost afectate în cea mai mare proporție și cel mai grav, sînt situate în exteriorul arcului carpatic și mai ales în partea de sud a țării, cuprinzînd municipiul București, sectorul agricol Ilfov și județele: Dolj, Argeș, Teleorman, Giurgiu, Prahova și Buzău. De asemenea, cu toate că efectele cutremurului s-au manifestat cu deosebire spre sud-vest în raport cu epicentrul, și în

Moldova au fost constatate avarii importante în unele zone, în special în județele Vaslui și Iași.

După cum s-a arătat, în cadrul zonelor menționate, intensitatea mișcării seismice a măreat culminații — depășind cu cel puțin un grad intensitatea normată pentru multe zone — în primul rând în București, dar și în alte zone și centre, constatându-se variații mari de intensități seismice chiar în interiorul unor orașe și centre importante, cu efecte foarte variate în ce privește distrugerile și avariile clădirilor provocate de cutremur, datorate și compoziției spectrale a mișcării seismice în diferite zone, concretizată prin durata perioadelor predominante, care au variat în funcție de condițiile geologice locale.

La București, acțiunea cutremurului a fost pusă în evidență în mod deosebit de comportarea clădirilor de locuit și social culturale, concentrate în Capitala țării, situată la o distanță de circa 160 km de Vrancea și de numai circa 125 km de epicentrul ultimului șoc — Pătirlagele — Buzău (cel mai puternic și mai adânc șoc al multiplului eveniment seismic) și pe direcția de maximă intensitate a propagării undelor seismice generate de acest cutremur. Intensitatea acestor unde a fost amplificată și de alți factori, ca, de exemplu, așa zisul „efect de mare oraș”, putând fi delimitată o zonă centrală cu distrugerii maxime, în care se situează practic, aproape totalitatea clădirilor prăbușite și multe din cele avariate grav, după cum s-a arătat și în capitolul V. Această zonă este amplasată în partea de sud a Cîmpului Bucureștilor (interfluviu Dimbovița-Colentina) și parțial în Lunca Dimboviței și cuprinde, în principal, părțile limitrofe arterelor Calea Victoriei și Bd. Magheru-Băleescu — 1848, până la riul Dimbovița, cu tendință de prelungire spre sud-vest (fig. VI. 1).

În județul Dolj au fost afectate numeroase clădiri urbane mai ales în municipiul Craiova și rurale, în vecinătate și în alte localități din Lunca Jiului. La Craiova, unde nu s-au luat măsuri de asigurare antisismică, deoarece orașul era amplasat în zona de grad 6, conform STAS 2923—63, iar intensitatea reală a cutremurului a fost cu 1...2 grade mai mare, s-au înregistrat prăbușiri de clădiri (vechi) și numeroase clădiri avariate din care multe foarte grav, mai ales în cartierul Valea Roșie de pe terasa medie a Jiului în partea de sud-vest a orașului, cu pământ sensibil la umezire.

În județul Teleorman au fost afectate în special orașele Zimnicea și Roșiorii de Vede, apoi Turnu Măgurele și în mai mică măsură Alexandria. La Zimnicea, oraș situat pe direcția de maximă intensitate Vrancea—București—Zimnicea, a fost afectată grav aproape totalitatea clădirilor vechi, în majoritate executate din materiale grele și de slabă rezistență, cum este zidăria de cărămidă cu mortar de var și chirpiciul (existând numeroase prăbușiri sau clădiri care au trebuit demolate ulterior).

În județul Prahova, localitățile cele mai afectate, cu clădiri prăbușite și multe avariate grav, au fost cele situate în zona centrală a județului, la sud de o linie ce ar uni Breaza cu Mîneciu și în special municipiul Ploiești (mai ales zona centrală și de nord a orașului), orașele Cîmpina și Vălenii de Munte, precum și localitățile Valea Călugărească, Boldești, Ceptura, Drajna și altele. Intensitatea mare a cutremurului și efectele grave ale acestuia, manifestate în acest județ și mai cu seamă în municipiul Ploiești și în alte orașe — datorită compoziției spectrale a mișcării seismice — au reeșit atât din bilanțul prăbușirilor și avariiilor grave produse la unele clădiri vechi, cât și din comportarea unor clădiri noi, la care — cu toate că au fost calculate pentru gradul 8 de seismicitate — s-au constatat prăbușiri și avarii, proporțional mai mari (atât ca pondere cât și ca gravitate) decât cele produse la aceleași tipuri de clădiri (zidărie portantă, panouri mari, cadre și diafragme de beton armat monolit) executate în București sau în alte zone.

În municipiul Iași, construcțiile cu degradările cele mai importante au fost amplasate în lunca aluvionară a Bahluiului, din cartierele Socola-Nicolina, Mircea cel Bătrîn, Alexandru cel Bun și Păcurari, unde terenul de fundație era constituit din argilă contractilă, iar nivelul apelor subterane

era mai ridicat; în același timp, construcțiile amplasate pe teren sensibil la umezire din cartierele Tătărași-Copou și cele din zona centrală, s-au comportat mai bine. În acest oraș, însă, deși intensitatea seismică a fost mai redusă decât la București, au fost afectate mai grav, în comparație cu situația din Capitală, clădirile joase, mai rigide, din panouri mari, datorită compoziției spectrale diferite a mișcării terenului, care la Iași a fost, probabil, caracterizată prin perioade predominante mai scurte.

În ceea ce privește datele referitoare la volumul avariilor constatate asupra construcțiilor cu diverse destinații, pe primul loc se situează atit sub acest aspect, cât și din punct de vedere al gravității avariilor, construcțiile de locuințe și apoi cele social culturale.

În privința altor categorii de construcții, se poate aprecia o pondere ceva mai mare a avariilor și a pierderilor înregistrate la construcțiile agrozootehnice precum și la cele din sectorul industriei alimentare apoi la construcții din industria chimică, industria ușoară, industria constructoare de mașini și industria materialelor de construcție. În restul sectoarelor avariile au fost mai reduse.

VI.2. Comportarea la cutremur a clădirilor de locuit *)

VI.2.1. Date și considerații generale

Construcțiile de locuințe (ca și o parte din cele social culturale, cum sînt de exemplu spitalele și altele), prin specificul lor funcțional, sînt ocupate cea mai mare parte din timp aproape la capacitatea lor maximă, încît comportarea acestor clădiri la cutremur prezintă o importanță deosebită. De altfel marea majoritate a numărului de victime, în cazul cutremurelor de mare intensitate, a provenit din prăbușirea clădirilor de locuit.

Diversitatea comportării construcțiilor sub acțiunea cutremurului din 4 martie 1977, a fost pusă în evidență cu deosebire, în cazul clădirilor de locuit, ca urmare a faptului că acestea, constituind ponderea cea mai mare de clădiri situate în diferite zone și centre afectate grav de seism, au avut cel mai mult de suferit și au cuprins, în același timp, o mare varietate ca formă, înălțime, destinație, alcătuire constructivă, grad de rezistență la cutremur, calitatea execuției, vîrsta construcțiilor, influențe ale perioadei de exploatare etc.

*) La stabilirea modului de comportare la cutremur a acestor categorii de clădiri, o contribuție importantă reprezintă datele colectate și analizele efectuate cu îndrumarea prof. ing. Panait Mazilu, în cadrul Institutului de proiectare pentru construcții tipizate — IPCT — sub coordonarea Ing. Călin Ionescu și în cadrul Institutului „Proiect București”, precum și alte studii de specialitate sau expertize tehnice efectuate de diverși specialiști, dintre care unele sînt menționate în text.

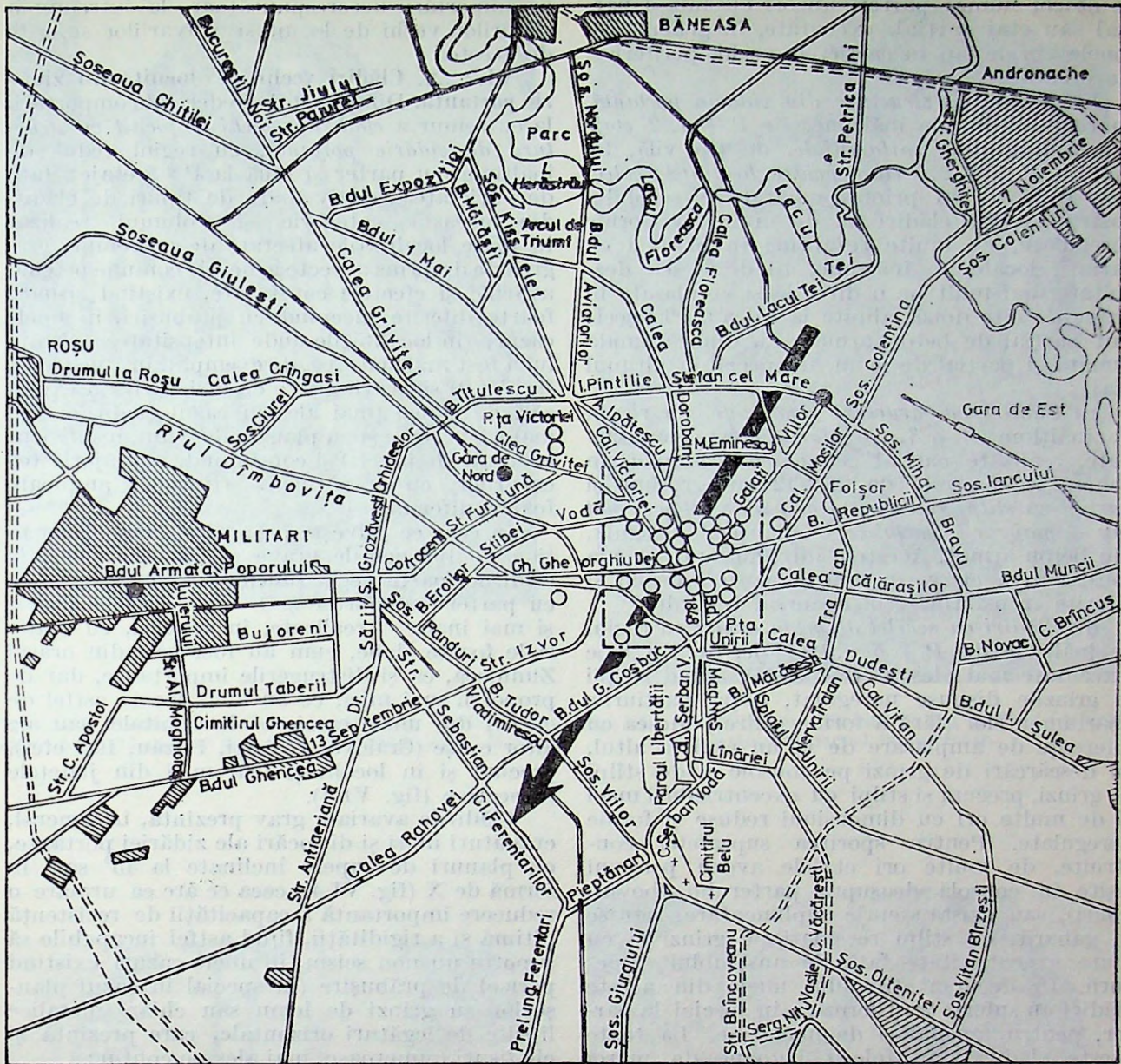


Fig. VI.1. — Amplasarea zonei centrale din București, cu clădirile prăbușite la cutremurul din 4 martie 1977.

În prezentarea comportării la cutremur a diferitelor grupe și tipuri de clădiri de locuit trebuie făcută deosebirea după perioada de realizare a construcțiilor respective (clădiri vechi și clădiri noi), scoțindu-se în evidență, totodată, unele aspecte specifice privind comportarea clădirilor din București, datorită atât concentrării lor într-o zonă centrală, grav afectată de cutremur, cât și caracteristicilor aparte corespunzătoare mai ales înălțimii lor (până la 13 etaje la clădirile vechi și până la 20 etaje la cele noi), fapt care, în condițiile cunoscute, a mărit pericolul de expunere la acțiuni seismice.

VI.2.2. Comportarea clădirilor de locuit vechi

VI.2.2.1. Aspecte generale. Din punct de vedere al alcătuirii constructive, clădirile de locuit vechi, afectate de cutremurul din 4 martie 1977, pot fi grupate astfel:

a) *Clădiri foarte vechi cu structura portantă (pereți) din zidărie de cărămidă* (uneori din piatră) sau de multe ori din paiantă (și chiar din lemn sau chirpici), în funcție de materialele locale disponibile și cu planșee de lemn, având

de obicei numai parter, uneori cu subsol parțial sau etaj parțial, executate, în general, în zonele rurale sau în cartierele vechi, periferice, ale orașelor.

b) *Clădiri cu structura din zidărie portantă*, cu regim redus de înălțime, fie $P + 1, 2$ etaje pentru locuințele unifamiliale, de tip vilă, fie până la $P + 3 \dots 5$ etaje pentru locuințele colective, edificate în prima jumătate a secolului nostru. Aceste clădiri au de multe ori forme neregulate, cu multe rezalituri în plan și cu variații locale pe înălțime, fiind adesea dezvoltate mai mult pe o direcție și amplasate în grupe de cite două, alipite la calcan. Planșeele sînt parțial de beton armat sau din cărămidă armată și parțial de lemn, în special la ultimul etaj.

c) *Clădiri cu structuri combinate*, cu regim de înălțime $P + 3 \dots 6$ etaje, adesea mansardate, realizate parțial cu zidărie portantă, în general perimetrală de 28—42 cm grosime și parțial cu stîlpi interiori și grinzi de beton armat sau — mai rar — metalice, cu planșee, de regulă, din beton armat. Aceste clădiri nu au o schema constructivă clară, în multe cazuri suferind și diferite transformări în decursul timpului.

d) *Clădiri cu schelet de beton armat* cu regim de înălțime de $P + 6 \dots 12$ etaje, de tip bloc (executate mai ales în București), avînd stîlpii și grinzi dispuse neregulat, după partiurile apartamentelor (fără a forma cadre), adesea cu diferențe de amplasare de la un etaj la altul, cu descărcări de grinzi pe console și de stîlpi pe grinzi, precum și stîlpi cu excentricități mari și de multe ori cu dimensiuni reduse și forme neregulate. Pentru sporirea suprafeței construite, de multe ori etajele aveau porțiuni ieșite în consolă deasupra parterului (bovindowi), sau existau etaje suplimentare, retrase în gabarit, cu stîlpi rezemați pe grinzi și cu mare excentricitate față de ansamblul structurii. În decursul timpului unele din aceste clădiri au suferit transformări, în special la parter, pentru amenajări de magazine. La toate aceste clădiri s-au folosit betoane de mărci inferioare (în general B 120).

Nici unul din tipurile de clădiri menționate mai sus, nu au fost proiectate la încărcări seismice și foarte multe din ele nu au respectat regulile de proiectare și execuție pentru condiții normale de încărcare și exploatare, avînd, în general, scheme statice neordonate, cu mase excentrice și rezemări intermediare a elementelor de structură, cu rigidități foarte diferite între niveluri și chiar între părțile aceluiași nivel etc., fiind lipsite aproape complet de o conformare corespunzătoare pentru preluarea forțelor laterale. Majoritatea acestor clădiri au suferit degradări la cutremurul din 1940, care, din cauza războiului, nu au fost remediate decît parțial. Această situație a constituit, alături de alte împrejurări (deficiențe de concepție, folosirea de materiale de slabă rezistență și slabă calitate, degradări produse în decursul timpului și neînălțurate etc.), o cauză agravantă

a comportării necorespunzătoare la cutremur a clădirilor vechi de locuit și a avariilor suferite de acestea.

VI.2.2.2. *Clădiri vechi de locuit din zidărie portantă*. Din punct de vedere al comportării la cutremur a clădirilor vechi de locuit cu structura de zidărie portantă, cu regim redus de înălțime (cu parter și pînă la $P + 5$ etaje), față de varietatea relativ mare de tipuri de clădiri din această categorie și volumul realizat în toate localitățile afectate de cutremur, este greu de desprins aspecte generale comune privind avariile și efectele constatate, existînd situații foarte diferite începînd cu prăbușiri, în unele cazuri (în localitățile unde intensitatea seismului a fost mai mare, ca, de exemplu, în București, fig. VI.2) și avarii grave cu dislocări sau expulzări de ziduri (mai ales în cazul clădirilor din materiale slabe și cu planșee de lemn, insuficient ancorate de pereți) și continuînd, în majoritatea cazurilor, cu crăpături și fisuri de amplasare foarte diferite.

În ceea ce privește prăbușirile, trebuie menționate distrugerile grave produse în masă la clădirile foarte vechi (unele din secolul trecut), cu parter sau parter și 1—2 niveluri — uneori și mai înalte — realizate, în general, cu materiale foarte slabe, cum au fost cele din orașul Zimnicea, ca și distrugerile importante, dar de proporții mai mici, ce au avut loc la astfel de clădiri din unele cartiere ale Capitalei sau ale altor orașe (Craiova, Ploiești, Buzău, Iași etc.), precum și în localități mai mici din județele respective (fig. VI.3).

Clădirile avariate grav prezintă, în general, crăpături mari și dislocări ale zidăriei portante, cu planuri de rupere înclinate la 45° sau în formă de X (fig. VI.4), ceea ce are ca urmare o reducere importantă a capacității de rezistență ultimă și a rigidității, fiind astfel incapabile să suporte un nou seism, în unele cazuri existînd pericol de prăbușire (în special în cazul planșeelor cu grinzi de lemn sau chiar metalice lipsite de legături orizontale, care prezintă și ele fisuri numeroase, mai ales pe contur).

Tot la astfel de clădiri s-au mai constatat fisuri verticale la intersecția zidurilor insuficient țesute sau deasupra golurilor de uși, avarii la casa scării (fig. VI.5), iar calcaele de pod (de obicei din zidărie cu grosimea de $1/2$ cărămidă și nelegate pe lungimi mari) au fost dislocate și s-au prăbușit la multe construcții, producînd uneori avarii la clădirile învecinate (fig. VI.6). De asemenea, multe coșuri, îndeosebi la clădirile cu acoperișuri de țiglă, s-au retezat și au căzut.

În comportarea clădirilor vechi cu zidărie portantă a reeșit deci în evidență, cu claritate, efectul defavorabil al absenței unei legări transversale eficiente a zidăriei. Clădirile cu planșee și centuri de beton armat s-au comportat mult mai bine decît cele cu planșee de lemn sau chiar metalice, caracterizate prin lipsa de legături perimetrice la rezemarea pe pereți. Uneori s-a pus în evidență o comportare bună



Fig. VI.2. — Clădire veche din București (Piața Moșilor) din zidărie portantă (parter și 4 etaje) prăbușită parțial la cutremur.



Fig. VI.3. — Clădire din Filipești de țirg (județul Prahova) prăbușită parțial la cutremur.

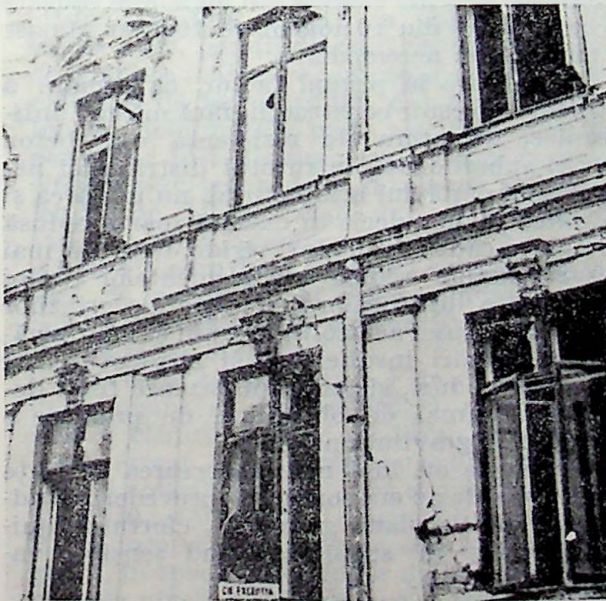


Fig. VI.4. — Avarii caracteristice provocate de cutremur în zidăria portantă la clădiri de locuit vechi (București, str. Ion Vidu 12, parter și 4 etaje).



Fig. VI.5. — Prăbușirea zidăriei de la casa scării la o clădire veche din zidărie portantă (București, str. dr. Brindză, parter și 3 etaje).

și în cazul planșelor cu grinzi metalice și bol-
 țoșoare de cărămidă sau plăci de beton, datorită
 monolitismului și rigidității caracteristice ace-
 stor soluții de planșeu, care se apropie de cele
 de beton armat, prin conferirea legăturii ori-
 zontale necesare unei comportări îmbunătă-
 țite a zidăriei.



Fig. VI.6. — Calcan prăbușit la cutremur la o clădire veche
 de zidărie (București, str. Șelari 9 — 11, parter și 3 etaje)
 Prăbușirea calcanului a produs avarierea acoperișului la
 clădirea învecinată.

Formele neregulate ale unor clădiri vechi
 din zidărie portantă, în marea majoritate pro-
 prietăți particulare, dezvoltate adesea mult pe
 una din direcții, grupate câte două la calcan
 și uneori de înălțimi diferite, au creat cele mai
 dificile probleme de consolidare, deoarece aceste
 clădiri — fără a se prăbuși — s-au comportat
 prost la cutremur, îngreunând astfel lucrările
 de reparații și consolidări, pentru care nu s-a
 putut beneficia totdeauna de posibilități și
 asistență tehnică corespunzătoare.

Unele clădiri mai joase (cu puține niveluri),
 în special cele de tip vilă, având o rigiditate
 mai mare și o execuție mai îngrijită s-au com-
 portat în general mai bine la acțiunea cutre-
 murului, mai ales în cazul clădirilor cu planșee
 de beton armat, care au asigurat o legătură și
 o conlucrare de ansamblu a pereților la forțe
 laterale, astfel încât avariile au fost de mai
 mică importanță.

Comportarea la cutremur a clădirilor vechi
 cu structuri combinate, cu zidărie portantă
 perimetrală și stâlpi interiori de beton armat,
 a fost în general slabă, chiar în cazul planșelor
 de beton armat, datorită lipsei pereților inter-
 riori de rezistență, care să asigure rigiditatea
 și preluarea forțelor orizontale seismice. Ca
 urmare, la aceste tipuri de clădiri, cutremurul a
 provocat numeroase crăpături în toate zidu-
 rile și chiar dislocări, în special la colțuri, pre-
 cum și fisuri în grinzi și plăci, avarierea casei
 scărilor etc. Uneori s-a ajuns chiar la prăbușiri
 complete cum a fost cazul unui cămin de nefa-
 miliști, cu parter și 3 etaje din orașul Plopeni
 județul Prahova.

O mențiune separată poate fi făcută cu
 privire la comportarea la cutremur a *clădirilor
 de locuit individuale, cu caracter tradițional* (cu
 parter și mai rar cu parter și etaj), realizate în
mediul rural din materiale locale ieftine, specifice
 diferitelor zone geografice (în general din piatră
 și lemn, în zonele de deal și din paiantă, chir-
 pici sau pământ bătut, în zonele de cîmpie)*).
 Alcătuirea și conformarea acestor clădiri, ce le-a
 fost conferită în mod intuitiv — datorită tra-
 diției — de către constructorii populari (cea mai
 mare parte din clădiri aveau o formă drept-
 unghiulară, regulată), a fost în concordanță cu
 caracterul seismic al zonelor respective, evi-
 tîndu-se astfel producerea unor distrugerii grave
 la cutremure mari, cu pierderi de vieți omenești.
 Dintre diferitele tipuri de structuri folosite la
 aceste construcții, cea mai bună comportare
 au avut-o structurile din lemn, din piatră și
 lemn sau din paiantă, iar cea mai slabă, cele
 din chirpici sau din lut, la care s-au consemnat
 avarii grave și chiar prăbușiri. O confirmare a
 unei comportări corespunzătoare la cutremurul
 din 4 martie 1977, a majorității clădirilor rurale
 tradiționale, a fost oferită de cele peste 100 de
 case sătești, aduse din toată țara și reconstruite
 identic în Muzeul Satului din București, la care
 ultimul cutremur a provocat numai unele avarii
 nesemnificative, deși clădirile respective au o
 vechime destul de mare.

VI.2.2.3. Clădiri vechi de locuit cu schelet
 de beton armat. Comportarea la cutremurul din
 4 martie 1977 a clădirilor vechi, înalte, de tip
 bloc, cu schelet de beton armat, a fost influen-
 țată, așa cum s-a arătat, mai ales de doi factori
 esențiali și anume: pe de o parte lipsa gene-
 rală de conformare și de asigurare antisismică
 (uneori chiar subdimensionare la solicitări gra-
 vitaționale) și pe de altă parte, efectele dis-
 tructive și avariile vizibile sau invizibile cauzate
 de cutremurul din 10 noiembrie 1940 și rămase
 în mare parte nerezolvate.

Cu referire la primul factor, ca urmare a
 proiectării acestor construcții, fără măsuri anti-
 seismic, structura de rezistență din beton
 armat, subordonată întrutotul distribuției ne-
 regulate a partiului arhitectural, nu urmărea și
 nu putea realiza decît în măsură foarte redusă
 efectul de cadru cu noduri rigide, datorită mai
 ales secțiunilor reduse ale elementelor (stâlpi
 și grinzi), a dezaxărilor frecvente ale grinzilor
 sau chiar a lipsei acestora, precum și unor alcă-
 tuiți și armări insuficiente și neadecvate, în
 special la noduri, sistemul de armare fiind de-
 terminat numai de obiectivul de preluare a
 încărcărilor gravitaționale.

De multe ori însă nici proiectarea la forțe
 gravitaționale nu era conformă prevederilor ad-
 mise (după circulara germană), eforturile uni-
 tare efective în stâlpi depășind sensibil va-
 lorile admisibile.

* E. S. GEORGESCU și MAGDA CRĂINICESCU
 Clădiri de locuit tradiționale pentru zone rurale în România.
 Comportarea la cutremurul din 4 martie 1977. INCERC.
 Studii și cercetări, 4 (1979).

Această situație a condus implicit la existența unor structuri cu rigiditate redusă, de slabă rezistență antisismică, preluarea într-o anumită măsură a forțelor orizontale fiind obținută, practic, mai ales prin pereții de zidărie de umplutură executați între elementele scheletului de beton armat, ajungându-se astfel la o schimbare calitativă a rolului celor două componente principale ale clădirii (scheletul de beton armat și pereții de zidărie) în special în prima fază a apariției solicitărilor seismice.

Dar, ținând seama de faptul că această alcătuire era întâmplătoare, fără a avea la bază o concepție antisismică, rezistența globală la forțe orizontale era, în ansamblu, de asemenea întâmplătoare și deseori redusă și cu totul insuficientă pentru solicitările provenite din cutremure puternice. În funcție de modul de alcătuire a clădirilor și de calitatea celor două părți componente (schelet și zidărie), comportarea acestor clădiri la cutremur a prezentat o mare varietate de cazuri. Astfel, în cazul unor clădiri cu pereții de umplutură bine executați între stâlpii și grinzele scheletului de beton armat, acești pereți au putut suplini o parte din deficiențele scheletului de rezistență. De multe ori însă rezistența globală la forțe orizontale a fost diminuată și de caracteristicile reale nesatisfăcătoare și de numeroase deficiențe ale zidăriei de umplutură (pereți executați în multe cazuri în afara planului vertical format de stâlpi și grinzi și având multe goluri de uși și ferestre; pereți de grosime foarte mică și executați cu mortare slabe; diminuarea numărului de pereți la parter din cauza dezvoltării magazinelor etc.), întrucât înainte de 1945, clădirile respective au fost realizate, în multe cazuri, și cu caracter de speulă.

Ca urmare, la cutremurele puternice (10 noiembrie 1940 și 4 martie 1977), când aceste clădiri au fost supuse la solicitări seismice foarte mari, pereții din zidărie având în general o rigiditate mai mare, au protejat în prima fază scheletul de beton armat, dar fiind incompatibili cu deformațiile mari ale structurii, acești pereți au fost distruși, iar în continuare solicitările s-au transmis în întregime asupra scheletului de beton armat, ducând la distrugerea sau avarierea gravă a acestuia (mai ales a stâlpilor), care era lipsit de capacitatea necesară de rezistență și deformabilitate; uneori zidăria a avut un rol defavorabil, contribuind la retezarea stâlpilor.

În ceea ce privește cel de-al doilea factor determinant al comportării la recentul cutremur a clădirilor vechi de locuit cu schelet de beton armat — și anume urmările cutremurului din 10 noiembrie 1940 — se constată că seismul din 1940 a solicitat puternic clădirile respective, lăsând urme adânci, care au constat în avarierea gravă, în special, a stâlpilor de la parter și de la primele niveluri (la numeroase blocuri) precum și în fisuri importante atât la stâlpii, cât și la grinzele clădirilor, fără a mai aminti de fisurile mai fine sau chiar invizibile, care au afectat

aproape toate clădirile, datorită calității slabe a betoanelor folosite la realizarea lucrărilor. Unele din aceste clădiri au fost consolidate după cutremurul din 1940, dar aceste așa-zise „consolidări” s-au referit de foarte multe ori numai la repararea locală și provizorie a elementelor deteriorate. Neexistând o concepție clară în privința modului de consolidare antisismică și nici mijloacele necesare, nu s-au putut lua măsuri de sporire a rezistenței antisismice a structurii, astfel încât, de fapt, în majoritatea cazurilor clădirile au fost doar puse în stare de folosire, fără a fi fost readuse nici cel puțin în situația existentă înainte de cutremur, în ce privește rezistența.

Ca urmare, cutremurul din 4 martie 1977 a surprins o mare parte din aceste clădiri, cu defecțiuni și leziuni interne, deci cu o capacitate de rezistență redusă.

Toate cele arătate mai sus au făcut ca la cutremurul din 4 martie 1977, clădirile vechi de locuit cu multe niveluri și cu schelet de beton armat să aibă o comportare foarte slabă, ajungându-se la numeroase prăbușiri în Capitală, cu consecințe tragice și la avarii grave la majoritatea clădirilor realizate în acest sistem, așa cum se ilustrează în continuare.

Comportarea clădirilor de locuit vechi, cu schelet de beton armat, din București. Clădirile de locuit vechi, specifice pentru București, sînt reprezentate mai ales de blocurile înalte cu schelet de beton armat executate în special în centrul orașului, în perioada generalizării betonului armat în țara noastră (1930—1940), când au fost construite în Capitală circa 300 asemenea blocuri în scopul comercializării apartamentelor.

Comportarea nesatisfăcătoare la cutremurul din 4 martie 1977 a clădirilor vechi cu schelet de beton armat din București, este oglindită în ponderea mare a clădirilor de acest tip, prăbușite total sau parțial (aproape 10% din totalul blocurilor construite înainte de 1940), precum și avarierea aproape a tuturor celor rămase în picioare, dintre care unele foarte grav. Astfel, din cele circa 300 blocuri vechi, cu peste 8 niveluri, s-au prăbușit la recentul cutremur 25 clădiri, dintre cele mai înalte, toate fiind amplasate în centrul Capitalei (fig. VI. 7); alte trei au fost demolate ulterior, deoarece erau puternic avariate, iar circa 100 au prezentat avarii grave, constituind obiectul lucrărilor de consolidare din prima urgență.

Cu privire la condițiile de amplasare a imobilelor prăbușite pe planul stradal al orașului (fig. VI. 7) sînt de observat două aspecte particulare și anume:

— amplasarea aproape a tuturor acestor clădiri la intersecții de străzi, cu dezvoltări în formă de L pe 2 laturi și în formă de turn mai înalt pe colț, unele dintre ele fiind flancate și de clădiri cu mai puține niveluri, fără a fi separate prin rosturi corespunzătoare; aceasta a avut ca urmare o amplificare atât a efectului de torsione generală din cauza măririi distanței

dintre centrul maselor și centrul de rigiditate, cât și a efectului de ciocnire dintre clădiri ;

— unele tipuri de forme cu totul neregulate ale clădirilor, datorită interesului comercial de a folosi integral parcelele de teren disponibile, pe care au fost amplasate clădirile ; aceasta a accentuat efectele de conformare antisismică nesatisfăcătoare, prin nesimetria mare a construcției rezultate, ce prezenta numeroase anomalii și dezavantaje : forme neregulate (cu aripi lungi și cu dezvoltări mici pe o direcție) ; variații mari pe înălțime la același corp, fără ca porțiunile de înălțimi diferite să fie separate prin rosturi ; orientare defavorabilă față de direcția predominantă a undelor seismice etc.

Aceste aspecte au favorizat amploarea și gravitatea efectelor seismului din 4 martie 1977 asupra clădirilor respective.

• Ca aspecte particulare negative ale caracteristicilor structurale ale alcătuirii și comportării la cutremur a clădirilor de locuiri vechi, cu schelet de beton armat, constatate la București, pe lângă aspectele generale menționate, se mai relevă următoarele :

a) Distribuția nesatisfăcătoare, pe înălțimea clădirilor, a caracteristicilor de rigiditate și de rezistență antisismică agravată în special de amenajarea parterelor flexibile, destinate pentru funcțiuni libere (mai ales spații comerciale), cu puține compartimentări, precum și, uneori, prevederea de garaje la subsol, a favorizat dezvoltarea fenomenului periculos al concentrării sollicitărilor în zonele de la baza construcțiilor, fără ca elementele structurii să dispună de capacitatea portantă și de deformație capabilă să asigure disiparea energiei indusă de cutremur, prin deformații post-elastice.

b) În unele cazuri partea inferioară, flexibilă a construcțiilor, a fost slăbită și datorită unor modificări ulterioare pentru lărgiri de spații (suprimări de pereți despărțitori și de umplutură etc.), sau deteriorări ale stâlpilor de la parter sau subsol prin acțiuni mecanice (fixări de vitrine metalice, treceri de conducte etc.) și prin acțiuni agresive ale mediului exterior. Au fost, astfel, puse în evidență frecvente cazuri de corodare puternică a armăturilor de la capetele inferioare ale stâlpilor exteriori ai parterului, pe o înălțime pînă la circa 1,00 m deasupra trotuarelor, precum și la stâlpii subsolurilor, datorită unui strat de acoperire cu beton necorespunzător, atât ca grosime, cât și sub aspectul compactității, care nu a putut asigura protecția oțelului contra acțiunii umezelii sau a unor medii nocive [5]. Această slăbire a secțiunii stâlpilor, cuplată și cu rezistența redusă a betonului din aceștia, diametre reduse ale armăturii longitudinale, lipsa etrierilor etc., a dus la cedarea lor și prin aceasta, în unele cazuri, la prăbușirea clădirilor.

c) La multe clădiri scările de serviciu se cuplau cu scara principală, la care se mai adaugă și golul liftului, astfel încît întregul sistem de circulație verticală, tăia în două planșeele, creînd puncte slabe în șabelele orizontale.

Cutremurul din 10 noiembrie 1940 a provocat, pe lângă prăbușirea blocului Carlton [1] (avînd un turn pe colț de 47 m înălțime, cu două subsoluri, parter, mezanin și 11 etaje) și avarierea gravă a multor altor blocuri din Capitală. Literatura timpului, și în primul rînd articolul amintit al acad. prof. Beleş [1], a semnalat degradarea la cutremurul din 1940 a următoarelor blocuri vechi din București : Belvedere (str. Brezoianu 7), Agiu (cofetăria Scala), Broșteni (blocul Casata), Wilson (bd. Bălcescu 25), Gălășescu (str. N. Beloianis 8) Pherekyde (bd. Bălcescu 24), Lengyel (bd. Bălcescu 28), blocul din Calea Victoriei 95. La aceste blocuri ca și la altele care au suferit

acțiunea cutremurului din 10 noiembrie 1940 au fost semnalate grave avarii, în special la stîlpii parterului și uneori la etajul 1 sau 2, constînd din fisuri și ruperi, mai ales la capetele acestora.

Rezultă deci că seismul din 1940 a epuizat o bună parte din capacitatea portantă a blocurilor vechi de locuințe din București, fără ca aceasta să se compenseze printr-o consolidare corespunzătoare, ceea ce a avut o influență hotărîtoare asupra comportării acestora la recentul cutremur, soldat cu efectele cunoscute. Astfel, o parte din blocurile menționate mai sus și citate de literatura de specialitate, cit și altele care au fost consolidate numai parțial și, în multe cazuri, în mod insuficient, s-au prăbușit total sau parțial la cutremurul din 4 martie 1977, neputînd rezista, deci, la al doilea cutremur puternic. Amploarea acestor prăbușiri reiese și din fotografiile unor clădiri, care prezintă situația înainte de cutremur, după cutremur și, în unele cazuri, după reconstrucția acestora (fig. VI.8. . . VI.13).

De asemenea, cea mai mare parte din blocurile înalte vechi din București, au suferit avarii grave la structura de rezistență, precum și la elementele nestructurale, așa cum rezultă și din fotografiile din figurile VI.14. . . VI.17.

Avariile principale constatate la structura de rezistență a porțiunilor rămase ale blocurilor prăbușite parțial sau la blocurile avariate dar neprăbușite (în special la primele niveluri) pot fi caracterizate prin următoarele :

a) *La stâlpi* : (fig. VI.18. . . VI.20) fisuri și chiar crăpături ale betonului, de regulă la stâlpii marginali sau de colț, avînd orientări înclinate și adesea cu dislocări mari de beton (cauzate de acțiunea forțelor tăietoare) ; striviri ale betonului, în special la unul din capetele stîlpului, la nivelul parterului sau la etajul 1, asociate uneori cu forfecări secundare și de cele mai multe ori cu flambarea armăturilor longitudinale de rezistență și cu expulzarea betonului pe una sau ambele fețe în sensul de acționare principală a cutremurului, mergînd pînă la ruperea completă a secțiunii de beton și cedarea stîlpilor prin acțiunea compresiunii asociată uneori cu încovoiere oblică ;

b) *La grinzi* (fig. VI.21) : fisuri în zonele dinspre reazeme, verticale, la 45° sau ușor variabile și mai apropiate de orizontală, în lungul grinzilor ; fisurile au uneori deschideri relativ mici, dar alteori ajung la peste 1 mm ; striviri ale betonului comprimat, la fața inferioară a grinzii, spre reazeme, sau chiar în deschidere, uneori cu flambarea armăturii longitudinale ;

c) *La planșee*, mai rar, fisuri fine sau mergînd pînă la 1 mm în plăci ; de asemenea au apărut numeroase crăpături transversale în podestele sau rampele scărilor, în special la schimbările de direcție ale rampelor (fig. VI.22).

Avariile elementelor nestructurale (fig. VI.23) au constat din deteriorări importante (fisuri puternice sau crăpături ale zidăriei de umplutură și adeseori dislocări și chiar prăbușiri par-

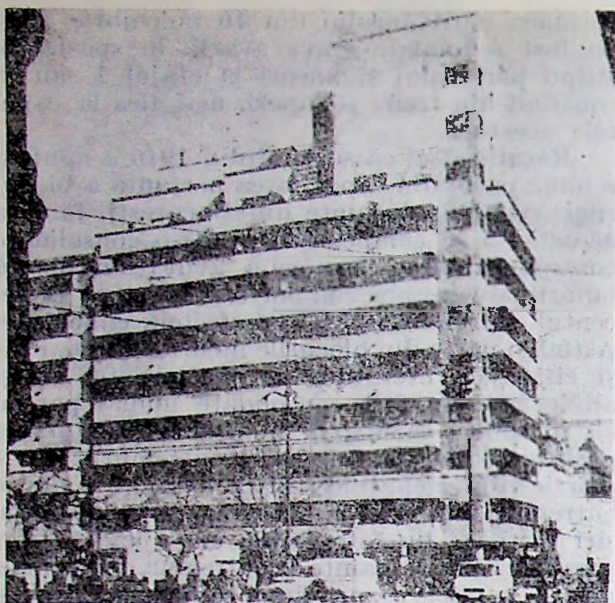


Fig. VI.8. — Blocul de locuințe „Casata” din București, bd. Magheru 26 : a — Vedere înainte de cutremur (clădire veche cu schelet de beton armat, parter și 6...10 etaje). b — Vedere după cutremur (prăbușire aproape totală: partea rămasă a fost demolată ulterior); c — Blocul nou construit pe același amplasament (clădire cu cadre de beton armat, parter și 8...10 etaje).

țiale sau totale ale unor pereți despărțitori) în special la nivelurile inferioare ale clădirilor. La pereții de fațadă s-au semnalat, de obicei, crăpături în formă de X în spațiile dintre ferestre, precum și deteriorări la bovindouri.

● *Cauzele principale ale comportării necorespunzătoare* — puse în evidență la cutremurul din 4 martie 1977 — a blocurilor vechi de locuințe cu schelet de beton armat, care au dus la prăbușiri și avarieri grave de natura celor menționate, pot fi grupate în: cauze legate de proiectare, cauze legate de execuție și alte cauze.

a) *Cauzele legate de proiectare* constând, în esență, din lipsa unei concepții de conformare și de asigurare antisismică a clădirilor, ca urmare a necunoașterii acestor probleme și a inexistenței în perioada respectivă a unor pres-

cripții tehnice de proiectare adecvate, pot fi concretizate în câteva aspecte principale:

— lipsa unui calcul de asigurare la acțiuni orizontale;

— adoptarea unor forme neregulate ale clădirii în plan și dispunerea neregulată a stîlpilor;

— diferențe uneori însemnate de rigiditate între niveluri și adesea între diferite zone ale aceluiași nivel;

— dispunerea unor mase mari la nivelurile superioare;

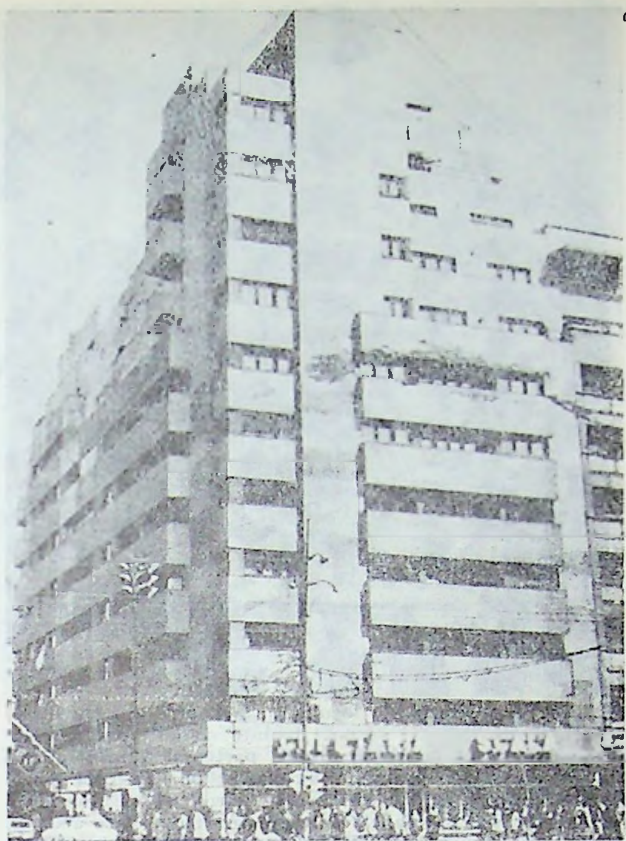
— realizarea necorespunzătoare a unor retrașeri gabaritice;

— adoptarea unor stâlpi de dimensiuni reduse și de multe ori cu solicitări mari care au condus la depășirea rezistențelor admisibile prescrise ($50...60 \text{ kgf/cm}^2$ și chiar mai mult față de $35...40 \text{ kgf/cm}^2$ admis) și — ca urmare — la reducerea ductilității, deci la mărirea corespunzătoare a vulnerabilității la acțiuni seismice;

— dezaxări și rezemări de ordin superior ale grinzilor, astfel încît nu s-a realizat rigiditatea spațială, iar datorită deficiențelor de armare nu s-au realizat în mod adecvat nici noduri de cadre;

— adoptarea unor procente mici de armare în stâlpi (uneori sub 0,5%) rezultînd cantități reduse de armătură longitudinală ca urmare și a neconsiderării în calcule a forțelor orizontale seismice;

— prevederea unor cantități insuficiente de etrieri în stâlpi (numai etrieri simpli pe contur, fără a lega în unghi toate barele longitudinale, ci numai pe cele de la colțuri) și în special prin



dispunerea lor la distanțe mari, mergînd pînă la 30 cm și uneori mai mult, chiar la extremitățile stîlpilor ;

— înădîri de lungime insuficientă a armăturilor din stîlpi, care erau calculați numai la efectele de compresiune date de încărcările gravitaționale.

b) *Cauzele mai importante legate de execuție*, care au determinat comportarea necorespunzătoare menționată a clădirilor, au constatat în următoarele :

— calitatea deseori necorespunzătoare a betonului, care nu a respectat nici marca și așa redusă (B 120), uzuală în acea epocă (și cu o mare împrăștiere a calității reale, deci cu porțiuni de rezistență sensibil mai redusă), rezultînd astfel betoane slabe (cu rezistențe sub 100 kgf/cm²), avînd mult nisip și o mare porozitate și chiar cu defecte de execuție ca : segregări, includere de corpuri străine, rosturi de lucru greșit amplasate sau necorespunzător tratate la reluarea betonării etc. ;

— defecțiuni în ce privește armarea elementelor, constînd mai ales din : nerespectarea distanțelor prescrise dintre etrieri, la stîlpi și uneori și la grinzi ; ancorări insuficiente ale armăturilor longitudinale ; graifuii defectuoase etc. ;

— deteriorări ale structurii de beton în timpul executării lucrărilor de instalații sau a fixării altor elemente, prin spargeri și străpungeri mari, care reduc secțiunea de beton — și așa destul de mică — și uneori chiar taie armătura de rezistență.

Fig. VI.9. — Blocul de locușe „Cofetăria Scala” din București bd. Bălcescu 35 (colț cu Str. C. A. Rosetti) : a — Vedere înainte de cutremur (clădire veche cu schelet de beton armat, parter și 7...11 etaje) ; b — Vedere după cutremur (prăbușire totală) ; c — Blocul nou, construit pe același amplasament (clădire cu cadre de beton armat, parter și 10 etaje).

c) În ceea ce privește *alte cauze* (în afară de cele de proiectare și execuție), care au contribuit la comportarea necorespunzătoare la cutremur a clădirilor vechi de locuit, cu schelet de beton armat, trebuie menționat faptul că aceste clădiri au suportat efectele distructive ale marelei cutremur din 10 noiembrie 1940, fără a avea asigurarea antisismică necesară și mai ales fără a fi consolidate în mod corespunzător după acel cutremur, la care s-au mai adăugat :

— degradarea în timp a materialelor, mai ales a betonului și mortarului (și așa avînd o calitate inițială slabă și deci o durabilitate insuficientă, datorită porozității avansate), care au fost sensibile la acțiunea unor solicitări mecanice repetate sau agresive din timpul exploatarei (s-au găsit în stîlpii unor clădiri prăbușite, betoane cu rezistența de numai 60...80 kgf/cm² și armături corodate, care, în unele cazuri, au exfoliat betonul [5] ; în alte cazuri s-au găsit betoane friabile) ;

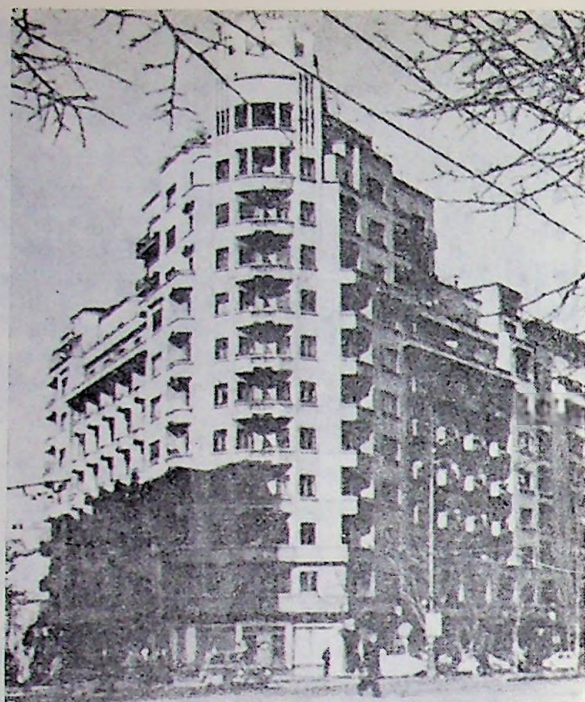


Fig. VI.10. — Blocul de locuințe „Wilson” din București, bd. Bălecescu 25: a — Vedere înainte de cutremur (clădire veche cu schelet de beton armat, parter și 9...11 etaje); b — Vedere după cutremur. Prăbușire pe verticală cu un nivel a colțului clădirii ca urmare a ruperii stîlpilor de la parter (se văd balcoanele laterale înclinate, care reazemă cu un capăt pe părțile clădirii rămase în situația inițială, iar cu celălalt pe porțiunea de colț, scufundată pe verticală cu un nivel); c — Blocul cu colțul reconstruit (modificat prin retragere, față de conturul vechi).

au putut concura la cedarea completă a unor elemente ale structurii de rezistență, antrenînd apoi prin supraîncărcarea celorlalte elemente, cedarea în lanț a structurii unor asemenea clădiri, soldată cu consecințele tragice cunoscute.

● Dintre analizele detaliate cu privire la prăbușirile blocurilor vechi de locuințe cu schelet de beton armat din București, cea efectuată*) în legătură cu blocul „Belvedere” din strada Brezoianu 7, poate fi considerată că prezintă un caz tipic al grupului de blocuri vechi înalte din Capitală, prăbușite la recentul cutremur. Principalele elemente și concluzii ale acestei analize sînt redată în continuare.

Blocul „Belvedere” construit în anii 1937—1938, avea o formă neregulată în plan (fig. VI. 13), după forma terenului situat la intersecția a două străzi și o înălțime foarte mare, constînd din 2 subsoluri, parter și un număr variabil de etaje de la 6—8 pe aripile laterale, pînă la 10—13 etaje la turnul de colț (care avea o înălțime maximă de 40 m de la teren) (fig. VI. 13 a), fiind asemănător din acest punct de vedere cu blocul „Carlton”, prăbușit la cutremurul din 10 noiembrie 1940. Se menționează ca un fapt caracteristic pentru modul de realizare a blocurilor de locuințe din acea epocă, că inițial blocul a fost conceput pentru 10 etaje, apoi a fost obținută autorizație pentru 11 etaje, dar în final s-au executat 13 etaje fără aprobare, depășindu-se prevederile regulamentelor de construcție și aprobările date. Parterul blocului a fost destinat spațiilor comerciale, iar etajele pentru apartamente de locuit.

Structura de rezistență a blocului „Belvedere” era constituită — ea și la toate celelalte blocuri vechi din București — dintr-un schelet de beton armat monolit, caracterizat pe de o

*) Analiza a fost efectuată de prof. ing. AL. CIȘMIGIU și ing. EM. ȚIȚĂRU.

— efectele bombardamentelor din timpul celui de-al doilea război mondial, care au afectat unele clădiri;

— flexibilizarea accentuată a unor structuri prin modificări ulterioare defavorabile, în timpul exploatării.

Dacă la toate aceste cauze — cu preponderență de natură tehnică — se adaugă și valoarea ridicată a intensității cutremurului din 4 martie 1977, care a depășit în multe zone chiar prevederile luate în considerare în prescripțiile ulterioare de proiectare antisismică, precum și apropierea între perioada predominantă de oscilație a mișcării terenului și perioada proprie de vibrație a structurilor flexibile de beton armat ale clădirilor în cauză, se obține un tablou suficient de explicit și complet al cauzelor care



a



b

Fig. VI.11. — Blocul de locuințe „Dunărea” din București, bd. Băleescu 3—5: a — Vedere înainte de cutremur (clădire veche cu schelet de beton armat, parter și 8 etaje); b — Vedere după cutremur (prăbușire aproape totală); c — Blocul nou construit prin extinderea amplasamentului (clădire cu cadre de beton armat, parter și 8...11 etaje).

parte prin rezistența redusă a betonului folosit, iar pe de altă parte prin lipsa — în proporție apreciabilă — a legăturilor prin grinzi între stâlpi, care să formeze un oarecare efect de cadru pe ambele direcții. În ceea ce privește pereții, executați din zidărie de cărămidă cu mortar de calitate slabă, majoritatea erau amplasați în afara planului stâlpilor, aveau grosimi reduse și goluri mari de uși și ferestre.

La cutremurul din 10 noiembrie 1940, blocul „Belvedere” a suferit avarii grave, fiind menționat ca atare și în articolul citat al prof. A. Beleş [1], prin fisurarea și zdrobirea betonului la stâlpi, fisurarea grinzilor, crăparea și dislocarea pereților, iar consolidarea după acel cutremur a constat numai în cămășuirea parțială a unor stâlpi și grinzi, elemente avariate mai grav și subdimensionate la încărcări gravitaționale, fără nici o măsură suplimentară pentru preluarea forțelor orizontale în cazul unui viitor cutremur.

În perioada 1965—1967 blocul a fost supus unor reparații capitale, dar fără a se face noi consolidări, în lumina cunoștințelor mai recente de la acea dată.

La cutremurul din 4 martie 1977, blocul „Belvedere” s-a prăbușit complet, această catastrofă fiind însoțită și de un incendiu care a îngreunat și întârziat cu câteva zile deblocarea dărâmăturilor și a împiedicat, în mare măsură, efectuarea unor constatări mai amănunțite la fața locului (fig. VI.13 c).

Ca și majoritatea blocurilor din această categorie, blocul „Belvedere” nefiind conceput și realizat pentru a rezista la solicitări seismice, a avut o serie de deficiențe de proiectare și execuție, dintre care se menționează:

- distribuția nesatisfăcătoare pe înălțimea imobilului și chiar în cadrul aceluiași nivel, a caracteristicilor de rezistență și rigiditate, accentuată de înălțimea foarte mare a turnului de colț și de flexibilitatea mai ridicată a parterului cu spații comerciale, care au dus la dezvoltarea fenomenului periculos, al localizării, la baza construcției, a proceselor de absorbție și disipare a energiei induse de cutremur;

- subdimensionarea stâlpilor la încărcări gravitaționale, eforturile unitare efective depășind, în foarte multe cazuri, cu 50...100 % rezistențele admisibile ale betoanelor respective, ceea ce — în cazul unor solicitări seismice suplimentare, de mare intensitate — a putut duce la cedarea unor stâlpi;

- lipsa, în mare măsură, a grinzilor între stâlpi și secțiunea redusă a grinzilor existente, precum și conformarea și armarea nesatisfăcătoare a nodurilor dintre stâlpi și grinzi având efecte negative asupra rigidității scheletului de rezistență

- zidăria neportantă exterioră și interioară în cantitate redusă (exprimată prin aria secțiunilor orizontale la fiecare

c



nivel), mai ales la parter, ca urmare a grosimii mici a zidăriei, a existenței unor goluri mari de uși și ferestre și de calitate slabă, având o contribuție redusă la rezistența antisismică a clădirii;

- greșeli de execuție, cuprinzând mai ales vicii ascunse ale stâlpilor ca: lipsa etrierilor pe lungimi pînă la 80 cm, mai ales spre capete, fiare îndoite parțial la schimbările de secțiune și lipsa ciocurilor la înădări; deteriorarea stâlpilor de fațadă de la parter, cu ocazia fixării vitrinelor magazinelor etc.

Prăbușirea blocului „Belvedere” se explică deci prin combinarea defavorabilă a mai multor cauze tehnice și a unor factori care au favorizat producerea unor defecțiuni tehnice sau au împiedicat prevenirea unui astfel de accident, așa cum s-a arătat.

● Dintre alte aspecte particulare puse în evidență de comportarea blocurilor vechi de locuințe din București la cutremurul din 4 martie 1977, se mai menționează:

- avarierea gravă a unor clădiri din cauza prăbușirii unor imobile vecine, mai înalte, întrucît nu s-a respectat regimul de înălțime prescris pentru zona respectivă, în funcție de lățimea străzilor (exemplu clădirile învecinate cu imobilele prăbușite din str. Brezoianu nr. 7 și str. Hristo Botev nr. 10—fig. VI.20 b);

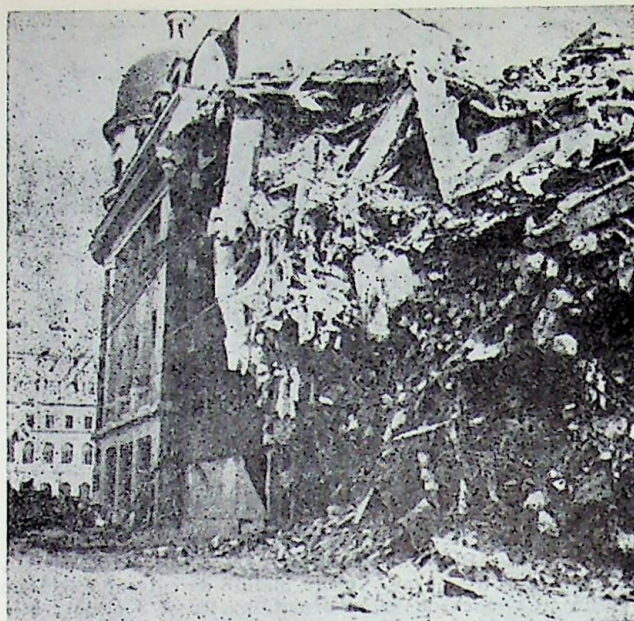
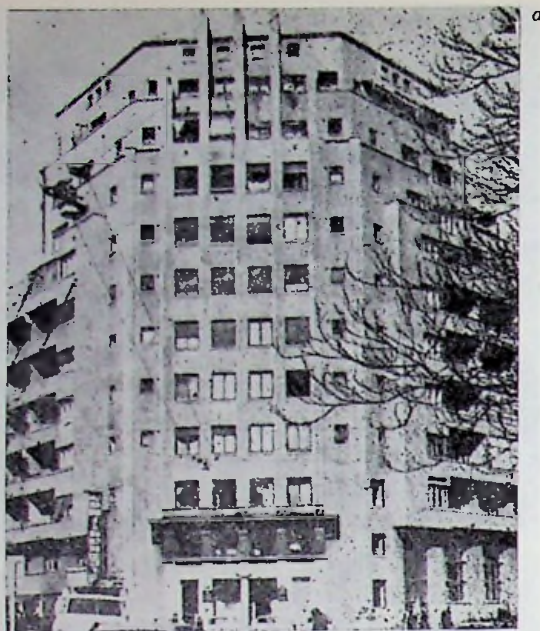


Fig. VI.12. — Blocul de locuințe „Continental” din București, str. Colonadelor (colț cu Str. Ion Ghica): a — Vedere înainte de cutremur (clădire veche cu schelet de beton armat, parter și 10...12 etaje); b — Vedere după cutremur (prăbușire totală); c — Blocul nou construit pe același amplasament (clădire cu cadre de beton armat, parter și 8...10 etaje).

— rolul important al elementelor nestructurale, constituind uneori elemente decisive în asigurarea supraviețuirii clădirilor, pus în evidență, de contribuția pereților de umplură la preluarea sarcinilor verticale, în cazul cedării locale a unor stâlpi și grinzi ale scheletului de beton armat, până la realizarea sprijinirilor provizorii (exemplu blocul Pherekyde din Bd. Bălcescu 24, unde s-au distrus câțiva stâlpi de calcan la nodurile de la parter și etajele 1,2 — fig. VI.17b);

— o frecvență mai mare a deteriorărilor la rezemarea grinzilor pe stâlpi, în cazul desființării unor pereți despărțitori, pentru a se crea spații mai mari (exemplu blocul din str. V. Conta 3—5), într-o zonă unde s-au suprimat pereții despărțitori pentru a se crea o încăpere foarte mare în cadrul unui apartament.

Un caz mai singular de comportare la cutremurul din 4 martie 1977 îl constituie acela al unor clădiri cu schelet de beton armat executate după cutremurul din 1940, la care s-a

obișnuit să se introducă — ca măsură de asigurare antiseismică — diagonale de beton armat, în unele panouri cu ziduri de umplură, pentru rigidizarea structurii. S-a constatat însă că aceste diagonale nu au fost totdeauna judicios amplasate, introducând în elementele scheletului de beton armat, eforturi axiale importante după direcția lor sau după alte direcții, care, în unele cazuri, au produs avarierea stîlpilor și grinzilor, atunci cînd nu s-au luat măsuri antiseismice adecvate pentru preluarea acestor eforturi. Astfel de situații s-au constatat, spre exemplu, la blocul din str. V. Conta nr. 7—9 (la care unele diagonale nici măcar nu au ajuns la nod, oprindu-se la oarecare distanță de el, introducînd astfel solicitări perpendiculare pe axul elementelor din scheletul structurii), precum și la construcții executate mai tirziu, cum au fost primele blocuri executate în cartierul Ferentari (fig. VI.24).

Au existat, desigur, și clădiri vechi cu schelet de beton armat care, deși nu au fost proiectate la încărcări seismice, au avut o comportare corespunzătoare, datorită unor scheme constructive mai clare, avînd stâlpi și grinzi cu secțiuni mai mari, armate mai corespunzător și realizate cu betoane de calitate mai bună. Este cunoscut faptul că asemenea clădiri, chiar dacă nu sînt dimensionate în mod special la forțe orizontale (din vînt sau din cutremure) posedă totuși o oarecare capacitate de rezistență antiseismică, oferită, pe de o parte, de rezervele de rezistență ale scheletului de beton armat, judicios proiectat la sarcini gravitaționale, iar pe de altă parte, de rezerva de rezistență a pereților de zidărie de umplură, mai ales cînd aceștia sînt bine împănați între stîlpii și grinzi ale scheletului și sînt realizați cu mortar de bună calitate (cu var și ciment).

În concluzia prezentării aspectelor specifice ale comportării la cutremur a blocurilor de

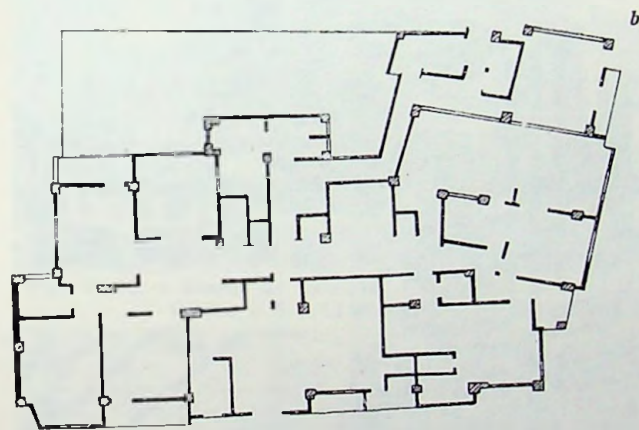


a



c

Fig. VI.13. — Blocul de locuințe „Belvedere” din București, str. Brezoianu 7: a — Vedere înainte de cutremur (clădire veche cu schelet de beton armat, parter și 6...13 etaje); b — Partiuł unui etaj curent (se observă forma neregulată în plan și amplasarea neordonată a stîlpilor); c — Vedere după cutremur (prăbușire totală); d — Vedere după cutremur (prăbușire totală); d — Blocul nou construit pe același amplasament (clădire cu cadre de beton armat, parter și 10 etaje).



b

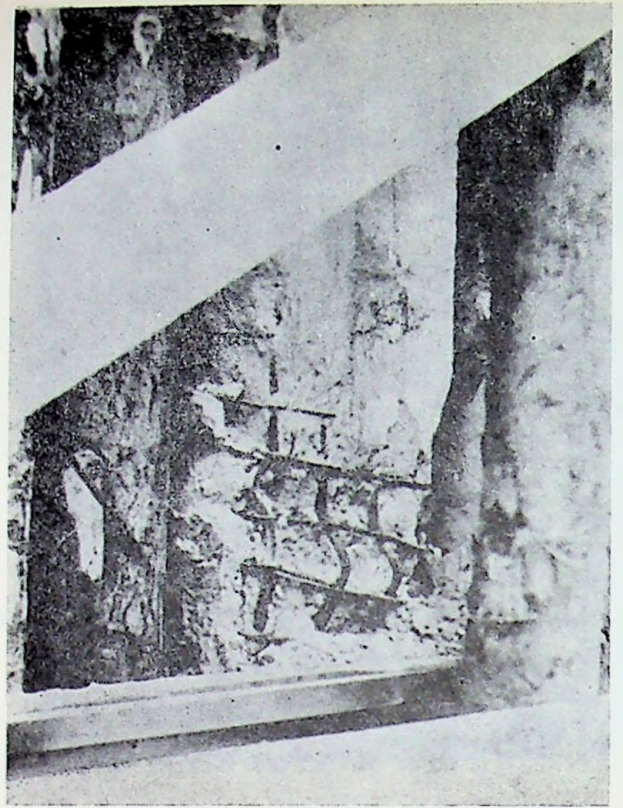
d



locuiri vechi din București, trebuie subliniat faptul că atragerea atenției făcută după cutremurul din 1940 de acad. prof. Beleş [1], în legătură cu prăbușirea blocului Carlton și deteriorarea gravă a altor clădiri înalte, capătă proporții mult mai importante după recentul cutremur, care a afectat grav și pentru a 2-a oară multe clădiri de acest tip din București, acestea suferind, în masă, avarii vizibile și invizibile, ceea ce impune necesitatea continuării și adîncirii preocupărilor privind siguranța acestor clădiri la viitoare cutremure puternice.



a



b



c

Fig. VI.14. — Blocul de locuințe „Turist” din București, bd. Magheru (colț cu Piața Romană). Clădire veche cu schelet de beton armat (parter și 9 etaje): a — Vedere după cutremur (avarierea gravă a parterului a necesitat o sprijinire generală); b — Stîlp rupt la parterul clădirii; c — Vederea clădirii după consolidare (se observă retragerea prin tăierea colțului clădirii).



Fig. VI.15. — Blocul de locuințe „Podgoria” din București, str. N. Beldian (colț cu Bd. Magheru). Clădire veche cu schelet de beton armat (parter și 8...10 etaje), consolidată parțial după cutremurul din 1940 și avariată grav la cutremurul din 4 martie 1977, mai ales la partea neconsolidată; a — Vedere de ansamblu, după cutremur; b — Vedere interioară a pereților prăbușiți la etajul I.



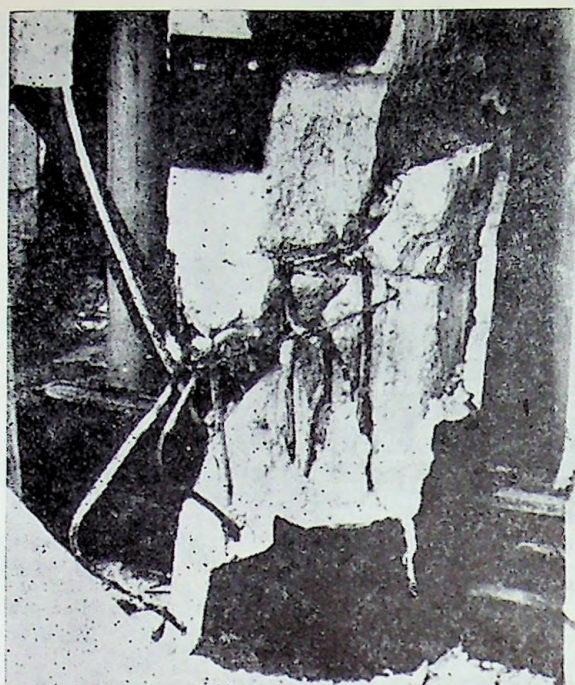
Fig. VI.16. — Blocul de locuințe „Patria” din București, bd. Magheru 12-14. Clădire veche cu schelet de beton armat (parter și 8...12 etaje); a — vedere de ansamblu; b — Stîlp distrus prin forfecare la etajul I.



Fig. VI.17. — Blocul de locuințe „Pherekyde” din București bd. Bălcescu 24. Clădire veche cu schelet de beton armat (parter și 8...10 etaje); a — Vedere de ansamblu; b — Avarii la fațade și la un stîlp de colț.

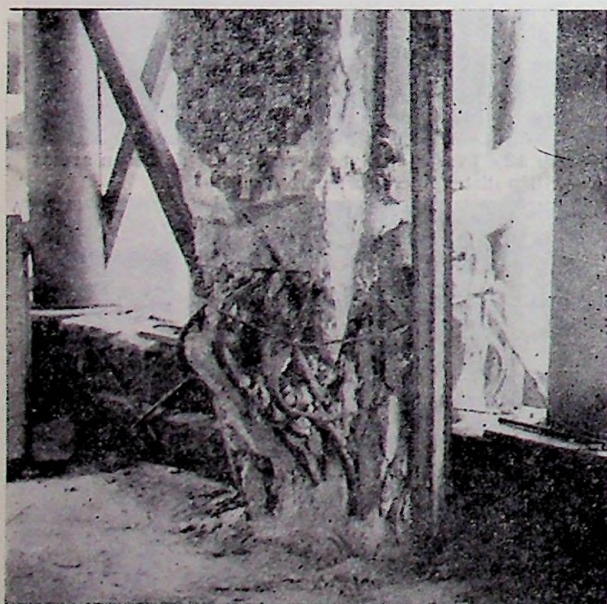


a



b

Fig. VI.18. — Stâlpi de beton armat avariați de cutremur la clădiri vechi de locuit din București (rupere la forță tăietoare):
a — Stâlp de la parter rupt la blocul de locuințe „Podgoria”; *b* — Stâlp de la parter rupt la blocul de locuințe din str. Matei
 Voevod (Austrului), care a fost demolat ulterior din cauza avariilor foarte grave suferite la cutremur.

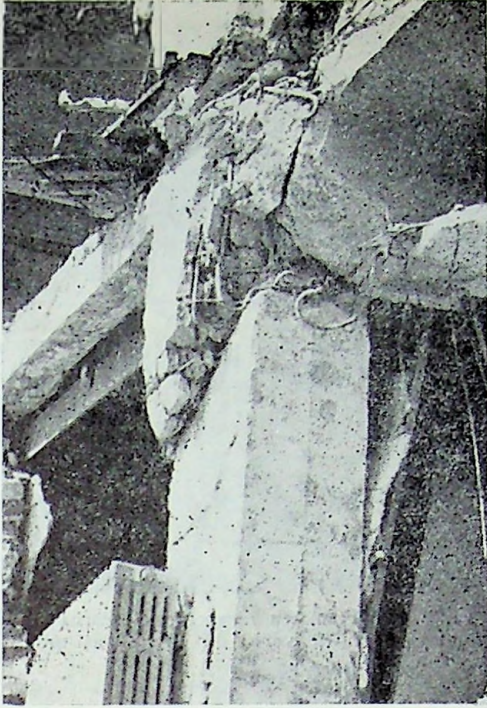


a

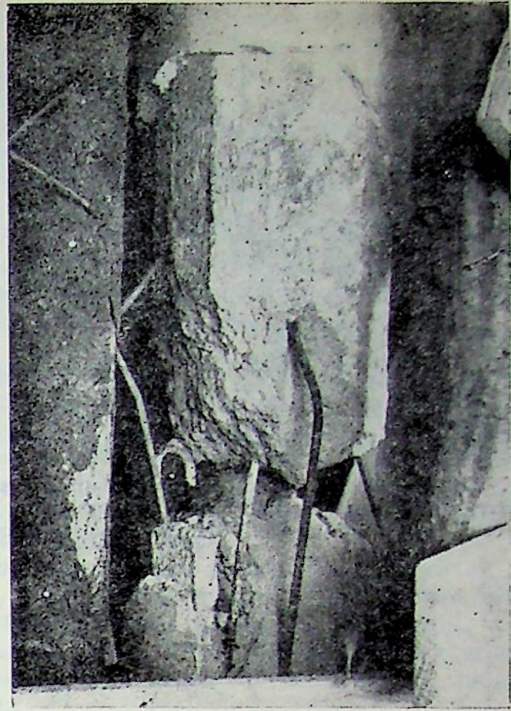


b

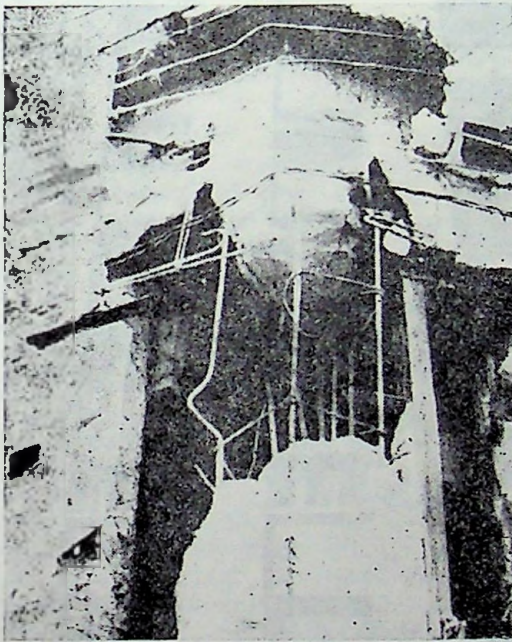
Fig. VI.19. — Stâlpi de beton armat avariați de cutremur la clădiri vechi de locuit din București (rupere prin compresiune
 din încovoiere): *a* — Stâlp de la parter rupt la capătul inferior (blocul de locuințe din Str. Matei Voevod); *b* —
 Stâlp de la etajul II rupt la capătul superior (blocul de locuințe din str. Apolodor 31, cu prăbușire parțială).



a



b



c



d

Fig. VI.20. — Stâlpi de beton armat distruși de cutremur la clădiri vechi de locuit din București (ruperea completă a secțiunii de beton, la solicitări complexe): *a* — Stâlp de la etajul I, rupt la nodul superior (Blocul de locuințe „Dunărea”, porțiunea neprăbușită); *b* — Stâlp de la parter, rupt spre partea inferioară (blocul de locuințe din Calea Moșilor 80). Se observă lipsa crierilor; *c* — Stâlp de colț distrus pe circa 1,0 m înălțime spre partea superioară (Blocul de locuințe din bd. 1848 nr.5); *d* — Stâlp de la parter, distrus prin lovire, datorită prăbușirii blocului de vizavi (bd. Hristo Botev 5).



Fig. VI.21. — Grindă de beton armat la un planșu peste parter, ruptă prin antrenarea porțiunii prăbușite, la blocul vechi de locuințe „Lido” (bd. Magheru 5, București).



Fig. VI.22. — Avarierea rampei unei scări de beton armat, la blocul de locuințe vechi din Str. Galați nr. 21 București.



Fig. VI.23. — Avarii la elementele nestructurale ale clădirilor vechi de locuit din București: *a* — Distrugeri la pereții interiori (Blocul de locuințe din str. Apolodor 31); *b* — Avarii la fațade (Blocul de locuințe din str. Beldiman 1).

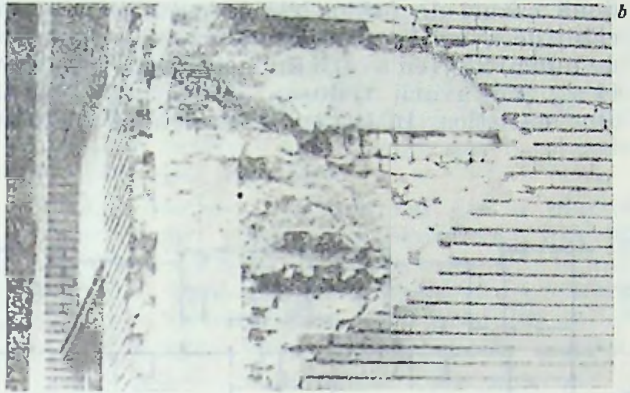


Fig. VI.21. — Clădiri de locuit din București, Calea Ferentari 72, cu structura în cadre de beton armat și zidărie aparentă (parter și 3 etaje); a — Vedere de ansamblu; b — distrugerii la nodurile cadrelor (armătura diagonală smulsă din nod).

VI.2.3. Comportarea clădirilor de locuit noi

VI.2.3.1. Aspecte generale. Clădirile de locuit noi, executate după anul 1950 și pînă în prezent, cuprind o varietate relativ mare de scheme funcționale și soluții constructive, determinate de preocupările diverselor institute de proiectare de a îmbina, prin rezolvările date, numeroase condiții legate de îndeplinirea obiectivelor impuse de realizarea unui număr mereu crescînd de locuințe corespunzătoare creșterii continue a nivelului de trai economic și ecologic al populației țării noastre, dintre care se citează următoarele :

— sporirea treptată a gradului de industrializare a execuției lucrărilor ;

— conferirea unei siguranțe cît mai ridicate clădirilor realizate, inclusiv la solicitări seismice, conform gradului de seismicitate stabilit pentru zonele respective, prin actele normative în vigoare, în condiții adecvate de economicitate ;

— asigurarea unei flexibilități funcționale și a unui aspect estetic corespunzător dezvoltării exigențelor utilizatorilor și încadrării construcțiilor în mediul înconjurător construit, potrivit sistematizării centrelor urbane și industriale etc.

Aceste soluții au fost incluse în special în proiectele tip aplicate pe scară largă, începînd cu perioada de după 1960, de cînd s-au exe-

cutat, pînă în prezent, peste 90% din totalul clădirilor noi de locuit realizate în țara noastră, în cadrul economiei planificate socialiste.

Soluțiile tipizate ale clădirilor de locuit de mare serie, folosite în țara noastră, în perioada menționată, inclusiv în regiunile seismice, pot fi grupate în următoarele sisteme constructive principale :

a) Pentru clădiri cu puține niveluri :

— zidărie portantă (deseori întărită cu simburii de beton armat) pentru parter + 1...4 etaje, cu planșee monolite și mai ales prefabricate ;

— panouri mari pentru parter și 4 etaje ;

— diafragme de beton armat monolit pentru parter și 4 etaje, în sistem fagure în sistem rigid sau flexibil și în sistem celular, realizate cu diverse tehnologii (cofraje glisante, cofraje plane, cofraje spațiale-tunel etc.), cu planșee monolite sau prefabricate ;

— cadre de beton armat pentru parter și 4 etaje, avînd stîlpi monoliți, grinzi monolite sau prefabricate, iar planșeele, de regulă, din panouri (semipanouri) prefabricate sau predale suprabetonate și mai rar din beton armat monolit ;

— elemente spațiale pentru parter și 4 etaje.

b) Pentru clădiri cu multe niveluri :

— panouri mari pentru parter și 7...8 etaje ;

— diafragme de beton armat monolit pentru parter și 10 etaje în sistem fagure (diafragme dese) sau celular (diafragme rare), idem ca la parter și 4 etaje ;

— cadre de beton armat pentru parter și 6...14 etaje, cu stîlpi monoliți și restul elementelor idem ca la parter și 4 etaje ;

— nucleu central și stîlpi în beton monolit pentru parter și 10 etaje cu grinzi și planșee monolite sau prefabricate.

O situație caracteristică prezintă clădirile de locuit executate în București după anul 1950 și înainte de cutremurul din 4 martie 1977, care însumează aproape 400 000 de apartamente, dintre care marea majoritate (circa 80%) o constituie apartamentele în clădiri colective realizate din fondurile de stat sau prin credite acordate de stat.

Clădirile colective de locuit din Capitală au fost realizate în cea mai mare parte cu multe niveluri (circa 2/3 din total), ponderea principală a acestora fiind formată de clădirile cu diafragme de beton armat monolit (60%), apoi urmînd în ordine : clădirile din panouri mari (23%), zidărie portantă (13%) și cadre de beton armat (4%).

În cadrul diferitelor tipuri de sisteme constructive au fost utilizate, pe lîngă diversele tehnologii menționate (prefabricate, cofraje industrializate pentru beton monolit etc.) și variante în ceea ce privește forma în plan a clădirilor (inclusiv numărul și poziția diafragmelor) și modul de asamblare al tronsoanelor de clădiri, cît și variante în ceea ce privește materialele pentru pereții exteriori și interiori.

În figurile VI.25 a...f, se prezintă câteva secțiuni schematice ale unora din tipurile de clădiri menționate.

Diversitatea mare a sistemelor constructive folosite și a variantelor de soluții în cadrul acestora, a prilejuit, la recentul cutremur, obținerea a numeroase date și informații cu privire la comportarea comparativă, foarte variată, a diferitelor tipuri de clădiri noi de locuit, deosebit de utile, în vederea alegerii și perfecționării soluțiilor pentru noile clădiri din zonele afectate de cutremur, în care sînt prevăzute și în viitor ample programe de construcții de locuințe.

O caracteristică generală a comportării la cutremur a clădirilor noi de locuit, executate în serie, o constituie faptul că acestea au avut o

comportare mult mai bună în comparație cu clădirile vechi, cazurile de prăbușire fiind cu totul izolate, iar cele cu avarii grave fiind, în general, proporțional mult mai reduse. Această diferență de comportare se explică, prin faptul că la proiectarea acestor clădiri s-a avut în vedere, în general, acțiunea încălzărilor seismice și prin aceea că aceste clădiri nu au mai suportat un alt cutremur pe durata lor de viață.

Și la București, în ansamblu, comportarea la cutremur a clădirilor noi de locuit a fost mai bună decît a celor vechi, înregistrîndu-se numai două cazuri de prăbușiri; în ceea ce privește clădirile avariate acestea reprezintă o pondere de numai 2% (cu avarii importante) și respectiv 11% (cu avarii reduse), după cum rezultă din statistica Institutului Proiect București.

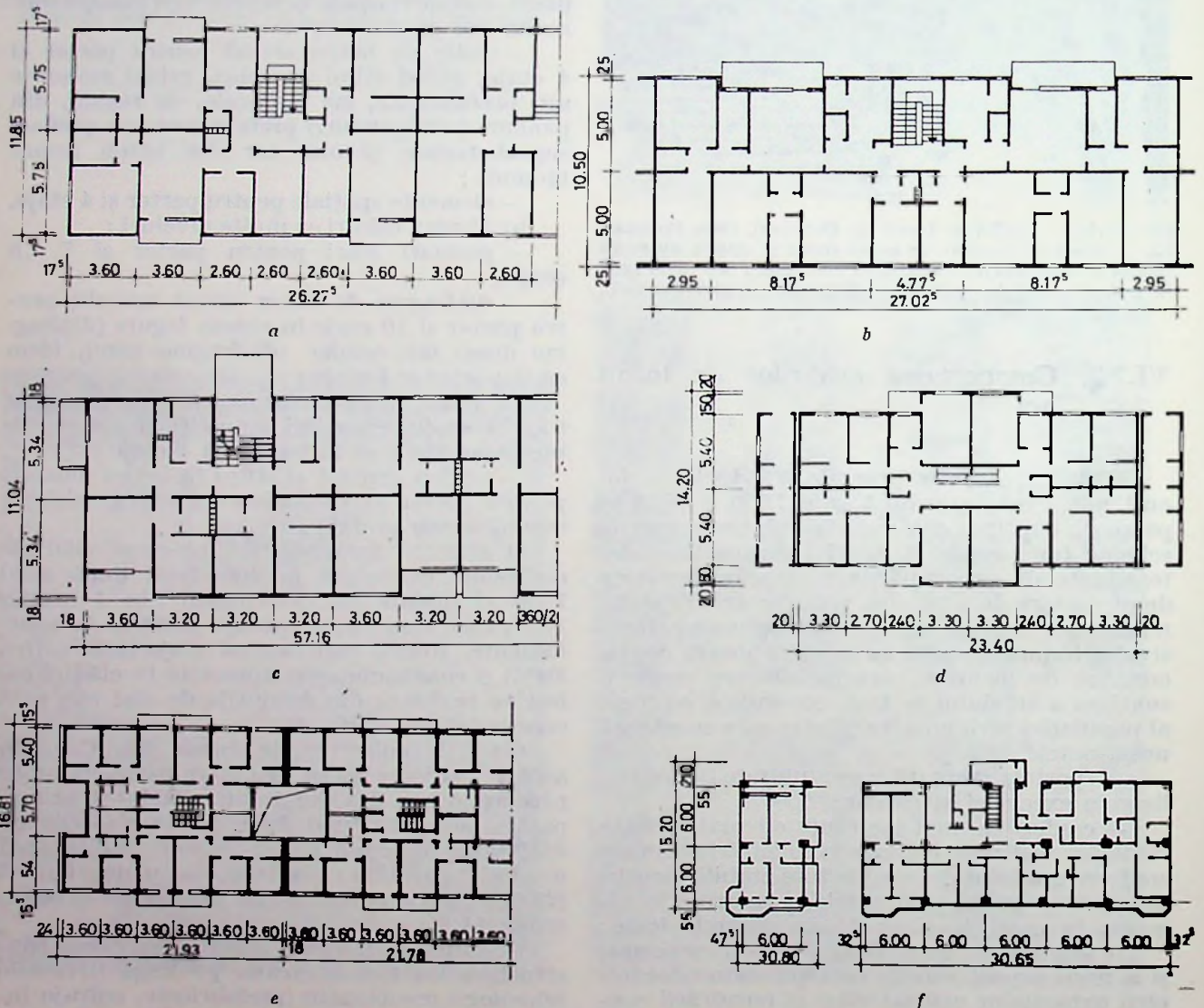


Fig. VI.25. — Secțiuni schematice ale clădirilor de locuit noi, tipizate, utilizate pe scară largă înainte de cutremurul din 4 martie 1977, în România; a — Clădire de locuit cu parter și 4 etaje, cu structura din zidărie portantă transversală și planșee prefabricate din flșii cu goluri; b — Clădire de locuit cu parter și 4 etaje, cu structura din zidărie portantă longitudinală și planșee prefabricate; c — Clădire de locuit cu parter și 4 etaje, cu structura din panouri mari prefabricate; d — Clădire de locuit cu parter și 8 etaje, cu structura din panouri mari prefabricate; e — Clădire de locuit cu parter și 10 etaje, cu structura în diafragme de beton armat monolit, sistem fagure; f — Clădire de locuit cu parter și 10...12 etaje, cu structura în cadre de beton armat monolit.

Buna comportare la cutremur a clădirilor noi de locuit, în ansamblu, oglindește competența inginerilor români, care și-au însușit într-o perioadă relativ scurtă tehnica proiectării și realizării unor noi sisteme constructive rezistente la cutremur.

În paragrafele următoare se analizează comportarea la cutremur a clădirilor pe principalele tipuri de sisteme constructive.

VI.2.3.2. Comportarea clădirilor de locuit noi din zidărie portantă. Clădirile de locuit cu puține niveluri (în majoritate cu parter și 4 etaje) din zidărie portantă, constituie un fond locativ important, intrucât pînă acum circa 12 ani, intrau cu ponderea principală în volumul de locuințe realizat anual, mai ales în orașele și centrele din provincie.

Comportarea la cutremurul din 4 martie 1977 a acestor clădiri s-a manifestat diferit, în funcție mai ales de măsura în care a fost asigurată o alcătuire corespunzătoare preluării încărcărilor seismice și potrivit gradului de intensitate seismică, considerat, al zonei respective.

Asupra acestei comportări s-a efectuat o analiză amănunțită de către INCERC*), cuprinzind grupuri de clădiri ce însumează peste 20 000 apartamente, cu variate alcătuiri constructive, situate în diverse orașe din țară (București, Ploiești, Gh. Gheorghiu-Dej, Iași, Suceava, Constanța, Rîmnicu-Vâlcea, Craiova, Turnu-Severin) aflate în zone afectate de intensități seismice ce diferă de la 8 1/2 la 6. De asemenea, s-au obținut informații asupra comportării acestor clădiri și din alte zone.

Clădirile de locuit cu structura de zidărie portantă s-au realizat în două forme principale: tip bară și tip punct.

La clădirile tip bară, cele mai frecvente, se disting două tipuri de scheme constructive și anume: schema cu pereți portanți transversali situați la circa 3...4 m interax, pe care reazemă planșeele (cea mai utilizată în zone seismice) și schema cu pereți portanți longitudinali, cu planșeele rezemate pe pereții fațadelor și pe peretele median, avînd pereți transversali de contravîntuire la circa 10...12 m interax, numai în dreptul caselor scării și la separația între apartamente.

La clădirile tip punct, pereții portanți sînt distribuiți pe ambele direcții, încadrînd casa scării, amplasată central.

Varietatea foarte mare de partiuri de arhitectură, nelegate de condiții de industrializare, a condus la un mare număr de scheme structurale, cu rezolvări diferite, în special în ceea ce privește capetele clădirilor, rezaliturile, cuplările de tronsoane etc., unele mai bine conformate din punct de vedere al asigurării antiseismice, iar altele mai slab, fapt care a avut repercusiuni asupra modului de comportare.

Pereții portanți au fost realizați — în prima etapă — cu grosimea de 37,5 cm (atît la exterior, cît și la interior), iar ulterior s-a trecut la adoptarea pereților exteriori din zidărie eficientă de 30 cm grosime, iar la cei interiori de 25 cm, prevăzîndu-se întărirea colțurilor și intersecțiilor cu stîlpișori de beton armat. Planșeele clădirilor cu zidărie portantă s-au realizat la început din beton armat monolit și din fișii prefabricate cu goluri sau alte sisteme prefabricate, iar în ultima perioadă, mai ales din panouri și semipanouri prefabricate.

*) Analiza a fost efectuată sub conducerea dr. ing. MIHAI SIMONICI.

Asigurarea antiseismică a clădirilor din zidărie portantă, conform prescripțiilor în vigoare, începînd cu anul 1962, cuprindea, pe lîngă o conformare generală adecvată, și o serie de măsuri constructive, menite să permită preluarea eforturilor de întindere ce apar sub acțiunea forțelor orizontale seismice, pe care zidăria simplă nu le poate suporta și anume: simburi de beton armat la colțuri și la intersecția diafragmelor de zidărie, turnași odată cu executarea zidăriei; centuri de beton armat în lungul pereților portanți și realizarea unor planșee alcătuiind șaibe orizontale rigide; folosirea unor mărci superioare pentru cărămizi și mortar; înglobarea de armături în rosturile zidăriei etc.

Clădirile din zidărie portantă, proiectate și executate conform prevederilor din prescripțiile tehnice (normativul P.13. 63—70 și normativul P.2.62—75) pentru zone seismice de grad 7 și 8, la care s-a realizat o bună conformare antiseismică, printr-o alcătuire adecvată a structurii, cu diafragme din pereți continui pe ambele direcții, de grosime suficientă, cu procent limitat de goluri (în special la pereții de capăt al clădirilor), cu asigurarea conlucrării spațiale, prin planșee ce formează șaibe rigide și a unor elemente corespunzătoare de beton armat pentru legături (stîlpișori la colțuri și intersecții, centuri, buiandrugii etc.), nu au suferit în general, decît avarii neînsemnate, nefiînd pusă în pericol stabilitatea și rezistența construcțiilor, chiar în zonele unde intensitatea seismică a fost foarte ridicată. În această categorie se situează majoritatea clădirilor cu parter și 4 niveluri executate la București, la a căror bună comportare a contribuit și faptul că aceste clădiri au fost mai rigide și au avut o perioadă mai scurtă de vibrație.

În cazul cînd măsurile antiseismice prescrise nu au fost respectate, au apărut o serie de avarii de gravitate variabilă, în special la parter și etajul I, în funcție, mai ales, de gradul de nerespectare a măsurilor prescrise, începînd cu avarii mai reduse, care au afectat parțial numai unele elemente și ajungînd pînă la afectarea rezistenței și stabilității ansamblului structurii, cum a fost cazul unor clădiri din Ploiești (ansamblul Nord fig. VI.26), Buzău, Iași (cartierul Socola-Nicolina), Gh. Gheorghiu Dej și Craiova (fig. VI.27) precum și a unor clădiri din București (str. Pricopan, fig. VI.20).

Aceste defecțiuni și avarii au fost foarte mari acolo unde clădirile au fost proiectate pentru un grad de intensitate seismică mai mic decît intensitatea reală apărută la recentul cutremur, cum a fost cazul municipiului Craiova (mai ales în cartierul Valea Roșie pe terasa medie a Jiului, cu teren sensibil la umezire) considerat în trecut în zonă de grad 6. Dar chiar și acolo unde degradările au fost de mai mică importanță, trebuie luată în considerare posibilitatea producerii unor procese de deteriorare a structurii interne a zidăriei și acu-

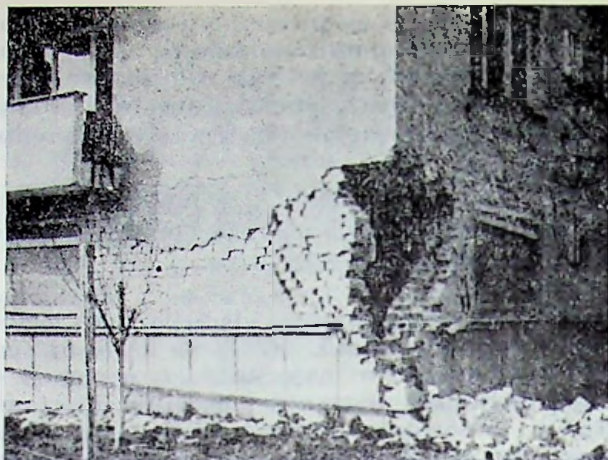


Fig. VI.26. — Clădiri de locuit noi la Ploiești-Nord, din zidărie portantă (parter și 4 etaje): a — Vedere de ansamblu; b — Dislocări și expulzări de zidărie la colțurile clădirilor. Se observă lipsa stlpișorilor de beton armat la colțuri.

mularea în structură a unor deformații neelastice care eventual se pot accentua în cursul exploatării construcțiilor, în cazul acțiunii îndelungate a unor solicitări relativ ridicate și care ar putea aduce cu timpul construcția într-o stare vulnerabilă la un viitor cutremur de mare intensitate. Se impune deci ca și remedierea degradărilor mici să fie tratată cu toată seriozitatea.

Avariile caracteristice provocate de cutremur la clădirile din zidărie portantă, au crescut progresiv, în măsura în care discrepanța dintre gradul de asigurare a măsurilor antiseismice și gradul de intensitate al cutremurului în zona respectivă a fost mai mare. Astfel, pentru zone cu intensitate seismică efectiv realizată de 7—8, a fost înregistrată toată gama tipurilor de avarii, de la simple fisuri izolate, până la degradări foarte grave, care pot periclita stabilitatea clădirilor.

Dintre avariile mai caracteristice provocate de cutremur la clădirile noi din zidărie portantă, se menționează următoarele:

- fisuri oblice, mai ales în pereții longitudinali, amorsate de obicei la colțurile golurilor de ferestre sau uși, mergând până la crăpături mari, înclinate, de obicei la 45° pe o direcție sau în formă de X, pe două direcții, denotând ruperea zidăriei la acțiunea eforturilor principale (pe care nu le poate prelua din cauza lipsei rezistenței la întindere), fie prin rosturile dintre cărămizi, fie — uneori — și cu distrugerea unor cărămizi (fig. VI.27);

- fisuri orizontale în pereți, situate mai ales sub planșul peste parter, sau la partea inferioară și superioară a spațiilor dintre ferestre;

- fisuri verticale de lungime mare în pereți, uneori pe toată înălțimea peretelui, de obicei în continuarea fisurilor apărute în rosturile dintre elementele prefabricate ale planșelor (fșii, semipanouri) precum și în parapetele ferestrelor sau la intersecția diafragmelor transversale cu cele longitudinale, apărute în special la clădiri fără centuri sau alte legături orizontale corespunzătoare, datorite de asemenea și unor defecte locale ale zidăriei (rosturi neumplute, mortar slab etc.)

- deplasarea pereților de la verticală;
- dislocări și expulzări de zidărie la colțurile clădirii (fig. VI.26).

În legătură cu avariile apărute la clădirile cu zidărie portantă, mai sînt de menționat unele particularități. Astfel, utilizarea cărămizilor eficiente pentru fațade, avînd alt format decît cărămizile folosite pentru zidurile interioare, a

produs dificultăți de țesere la intersecțiile pereților, din cauza diferenței de grosime a asizelor, care permiteau legături numai la 3—4 rînduri, țeserile fiind deci defectuoase și favorizînd desgrădări între ziduri și fisuri verticale la intersecția acestora.

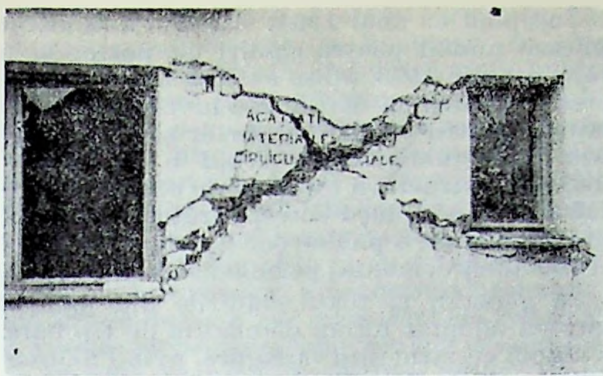
Un caz tipic este acela al clădirilor tip bară, la care fisurile produse în pereți de împingerile provocate de planșul terasă (insuficient izolat termic și care se deformează și fisurază sub influența variațiilor de temperatură, ne mai îndeplinindu-și rolul de saibă rigidă), s-au deschis mai puternic la cutremur, sau la care au apărut fisuri noi reducînd rigiditatea ansamblului. Astfel de situații s-au întîlnit la unele clădiri din București, în cartierele Pajura, Giulești, Drumul Taberei etc., precum și în alte centre.

Dintre cazurile de clădiri noi de locuit din zidărie portantă, avariate mai grav la cutremurul din 4 martie 1977, prezintă importanță, mai ales clădirile cu parter și patru etaje realizate în serie în cartierul Ploiești-Nord, în anii 1963—64 la care s-a constatat*) o comportare net necorespunzătoare. Aceste clădiri prezentau, ca aspecte caracteristice principale, orientarea, în cea mai mare parte cu axa longitudinală pe direcția Nord-Sud, deci primind, întîmplător, solicitarea seismică predominantă la Ploiești (ținînd seama de poziția orașului în raport cu epicentrul ultimului șoc), pe o direcție mai apropiată de axa transversală, precum și, lipsa măsurilor antiseismice deși clădirile erau amplasate într-o zonă cu grad de intensitate seismică 8.

Astfel, clădirile respective aveau pereți portanți transversali de 25 cm grosime la 3,60 și 2,60 m interax, din zidărie de cărămidă plină de 24 × 11,5 × 6,3 cm și pereții exteriori din zidărie de 30 cm grosime din cărămidă eficientă cu goluri verticale de 29 × 14 × 8,8 cm, avînd goluri mari, prezentînd o serie de deficiențe în ce privește conformarea și măsurile antiseismice:

- diafragmele de zidărie nu au fost continui pe ambele direcții, fiind fragmentate și întrerupte de numeroase goluri mari, avînd o secțiune orizontală redusă, cu diferențe mari între diafragme, din cauza procentului diferit de goluri în anumite porțiuni, care duceau la efecte de torsiune;

*) Asupra comportării acestor clădiri la cutremur, a fost efectuată o analiză în cadrul Institutului de proiectare al județului Prahova cu participarea ing. EMILIAN ȚĂȚĂRU.



a b

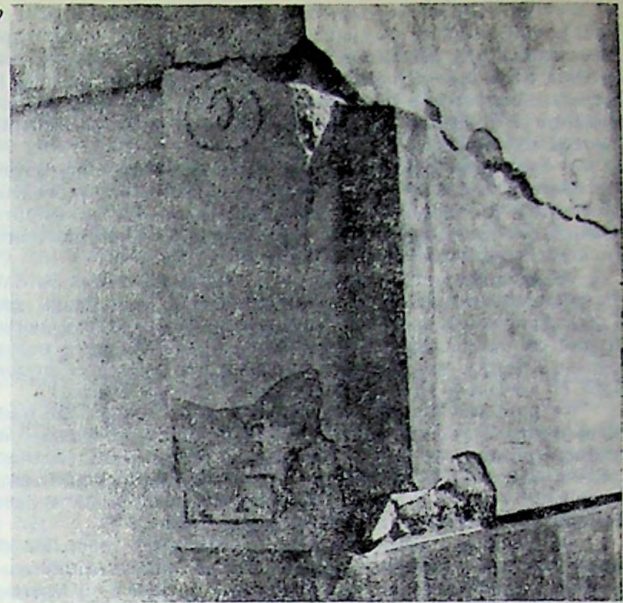


Fig. VI.27. — Clădiri de locuit noi la Craiova, Cartier Valea Roșie din zidărie portantă (parter și 4 etaje): a, b. Avarii la pereții exteriori.



a

Fig. VI.28. — Clădiri de locuit noi în București, str. Pricopan 7, din zidărie portantă (parter și 4 etaje): a — Vedere de ansamblu; b — Avarii la pereții exteriori și la un stâlpișor de colț din beton armat; c — Avarii interioare la parter.



b



c

— au lipsit elementele de beton armat monolit de legătură la colțuri și intersecții (stâlpișorii și centurile), pentru sporirea capacității portante la forțe orizontale și verticale; nici zidăria nu a fost armată la colțuri și intersecții, unde și legătura între pereți a fost slabă, datorită țeserii defectuoase, cauzată de diferența de grosime a asizelor între pereții interiori și exteriori;

— planșeele din fșii prefabricate cu goluri (fără supra-betonare) și cu rezemare directă pe zidării (fără subcenturi și centuri) cu monolitizări nesatisfăcătoare, nu au asigurat o șabă orizontală rigidă pe ambele direcții și nici distribuirea încărcărilor laterale pe toate zidurile;

— golurile mari pentru uși și ferestre nu au fost bordate cu elemente de beton armat monolit, iar buiandrugi prefabricați aveau o rezemare insuficientă (15 .. 20 cm), nerealizându-se încăstrarea lor în zidărie și dimensiuni prea reduse pentru a putea prelua forțele tăietoare din încărcarea orizontală, în special la diafragmele longitudinale exterioare;

— calitatea materialelor utilizate a fost slabă: cărămida avea marca 75, iar mortarul M 25, astfel că fiind seama și de slăbirea produsă de goluri și de șlițurile orizontale și verticale pentru instalații tăiate ulterior în zidărie, mai ales în dreptul spațiilor, rezultă o capacitate portantă insuficientă a pereților (în unele cazuri sub 30 % din cea necesară).

Ca urmare a acestei situații, majoritatea clădirilor de acest tip din cartierul Ploiești-Nord au suferit numeroase avarii la cutremurul din 4 martie 1977, începând cu fisuri și mergând până la crăpături mari cu diferite orientări (orizontale sau înclinate) răspândite la toți pereții și ajungând chiar la distrugerii importante, constând din dislocări de ziduri, expulzări de colțuri, frontoane ieșite din plan, menținându-se într-un echilibru labil (fig. VI.26). La unele clădiri la care conformarea și rezistența antiseismică a lăsat mai mult de dorit, avariile au fost mari și concentrate mai ales la parter și etaj I (de exemplu blocurile 14 și 16 care prezintă forfecări generale pe tot conturul de bază, pe lângă celelalte avarii menționate), iar la altele la care au existat unele măsuri antiseismice, avariile sînt de mai mică amploare dar sînt răspândite pe toate nivelurile. De asemenea, la blocurile avariate mai grav au apărut fisuri pronunțate în dreptul rosturilor dintre fșiiile cu goluri ale planșeelor, care nu au fost umplute corect la execuție și s-au mai constatat degradări mari la scări, constând în dislocarea rampelor și podestelor, rotirea unor grinzi și numeroase fisuri.

În ansamblu, clădirile de locuit cu conformare deficientă și lipsite de măsuri antiseismice (ca de exemplu blocurile 14 și 16 de la Ploiești-Nord) au suferit avarii extrem de grave la cutremur, care le-au periclitat rezistența și stabilitatea și deși nu s-au prăbușit, aceste clădiri au trebuit să fie evacuate pentru a fi consolidate. Dintr-o verificare prin calcul în stadiul postelastice, efectuată în cadrul analizei menționate, a reieșit o capacitate de rezistență insuficientă a diaframelor — în special pe direcție longitudinală — pentru preluarea forțelor tăietoare din cutremur, conducând la necesitatea unor îmbunătățiri însemnate a caracteristicilor de rezistență, deformabilitate și ductilitate, prin cămășuirea pe ambele părți a diaframelor de zidărie, cu beton torcretat.

VI.2.3.3. Comportarea clădirilor de locuit noi din panouri mari. Clădirile de locuit integral prefabricate, din panouri mari, s-au realizat pe scară mare în regim de înălțime cu parter și 4 etaje, în multe centre din țară situate în zone seismice, inclusiv la București, iar în regim de parter și 7...8 etaje numai la București.

Astfel, în Capitală, acest sistem constructiv a fost introdus pentru prima dată la clădiri cu parter și 4 etaje în anii 1959...1960 (blocuri pe șos. Giurgiului), pe baza proiectelor IN CERC-IPCT, apoi a fost extins în perioada 1961...1963 la clădiri cu parter și 7 etaje (circa 7.300 apartamente) pe baza proiectului IPIMPC, cu îmbinări punctuale la colțurile panourilor (șos. Giurgiului și șos. Viilor) și pe baza proiectului IPB, cu îmbinări pe contur (Calea Griviței și bd. 1 Mai).

Începînd cu anul 1964, sistemul a rămas în aplicare numai pentru clădiri cu parter și 4 etaje, iar din 1973 a fost extinsă din nou aplicarea la clădiri cu mai multe niveluri, de data aceasta pentru clădiri cu parter și 8 etaje, pe baza proiectului IPCT, avînd o conformare adecvată a structurii (grupuri de celule tip tub-diafragmat) și soluții corespunzătoare de îmbinare și montare a panourilor (îmbinări cu bucle și subbetonare, montaj pe buloane de reglaj etc.)

În general, la toate clădirile din panouri mari s-a adoptat forma de clădire de tip bară, de regulă cu structura în fagure, avînd diafragme pe ambele direcții, acordîndu-se o atenție deosebită atît bunei conformări structurale, cit și realizării corecte a unor detalii de îmbinări capabile să realizeze transferul de eforturi și să asigure monolitismul de ansamblu al structurii.

Aceste clădiri s-au comportat bine la cutremurul din 4 martie 1977, nesemnalandu-se avarii la elementele structurale care să afecteze stabilitatea și rezistența clădirilor chiar în zonele unde cutremurul a avut o intensitate cu peste un grad mai mare decît cea normală (cum a fost cazul la București).

Această comportare bună a clădirilor din panouri mari se explică prin rigiditatea relativ ridicată a structurii, datorită unor diafragme dese pe ambele direcții, simetric dispuse și continui, avînd îmbinări corespunzătoare, precum și prin calitatea bună a betonului prefabricat.

Avariile reduse evidențiate în unele cazuri, la clădirile din panouri mari cu mai multe niveluri din București, constau în general din fisuri în zonele de monolitizare dintre panouri (mai ales la cele cu îmbinări realizate la colțuri), la intersecțiile pereților, ca și la rosturile de rezemare a panourilor de planșeu pe cele de pereți. Unele din aceste fisuri au existat, în general și înainte de cutremur, avînd însă o deschidere foarte mică. De asemenea, în dreptul zonei de reazem a buiandrugilor din panouri, s-au semnalat cazuri de fisuri la 45° în pereți, mai ales în zona casei scărilor, la clădirile cu parter și 7 etaje realizate în București în prima etapă.

La clădirile din panouri mari cu parter și 4 niveluri executate la Iași s-au constatat, în unele cazuri, fisuri de aceeași natură și ordin de mărime ca și la unele clădiri cu parter și 7 etaje din București, deci mai pronunțate decît la clădirile cu parter și 4 etaje realizate în Capitală; aceasta pare a arăta o comportare specifică a clădirilor din panouri mari de la Iași, diferită de a celor executate în alte zone, ceea ce a pus în evidență o compoziție spectrală diferită a cutremurului, fiind afectate și construcțiile cu mai puține niveluri, la care a apărut o diminuare a rigidității laterale.

Diferențele de comportare a clădirilor din panouri mari executate pe baza diferitelor proiecte nu sînt sensibile, putîndu-se totuși afirma că la

clădirile cu parter și 8 etaje executate după proiectele mai recente, în București, cu structura sub formă de tub-diafragmă și cu îmbinările orizontale, prin subbetonare (fig. VI.25), reprezentând o nouă concepție a acestui sistem constructiv, promovată în țara noastră, comportarea a fost mai bună și frecvența fisurilor mai mică. Natura îmbinărilor dintre panourile mari, cu profilaturi pentru transmiterea compresiunilor din lunecare și cu armături pentru preluarea întinderilor, a contribuit probabil, ca acestea să lucreze ca disipatori de energie și să asigure conlucrarea structurală a ansamblului.

În ceea ce privește clădirile de locuit integral prefabricate din *elemente spațiale* realizate înainte de cutremur, în principal la Craiova, acestea nu au avut de suferit la cutremur.

VI.2.3.4. Comportarea clădirilor de locuit noi cu diafragme de beton armat monolit.

Soluțiile de structuri cu diafragme verticale de beton armat monolit, constituie ponderea cea mai mare dintre sistemele constructive noi aplicate în zone seismice, mai ales pentru clădirile de locuit cu multe niveluri (în general parter și 10 etaje).

În acest sistem clădirile au în general forma de bară, dar au fost realizate și unele clădiri de tip punct, în ambele cazuri existând diafragme pe două direcții: longitudinale și transversale.

La clădirile în formă de bară s-au utilizat două scheme constructive: cu diafragme transversale dese, la fiecare travec (sistem fagure) și cu diafragme transversale rare, la 2—3 traveci (sistem celular), având grinzi transversale intermediare, monolite sau prefabricate, rezemate pe stâlpi de fațadă și pe diafragmele longitudinale interioare.

Pentru clădirile situate pe artere de circulație din orașe, s-au adoptat, uneori, scheme mai particulare, pentru a permite realizarea de magazine la parter, prin suprimarea fie a tuturor diaframelor la acest nivel și înlocuirea lor cu cadre (parter flexibil), fie numai a unora din ele, realizând astfel o structură cu diafragme mai rare la parter. Ambele soluții sînt însă dezavantajoase din punct de vedere al asigurării antiseismice, după cum au arătat avariile produse de cutremur, datorită variației bruște de rigiditate ce apare la nivelul planșeului peste parter. Din acest punct de vedere s-a dovedit mai indicată soluția mixtă avînd parter liber realizat cu cadre, ai căror stâlpi au armătură rigidă, continuați pe 2—3 niveluri, pentru a asigura o variație mai lentă de rigiditate între parter și etajele superioare cu diafragme (se citează ca exemplu blocul cu magazine „UNIC” din București, Bd. Bălcescu, care a avut o bună comportare la cutremur).

Structurile în diafragme verticale de beton armat monolit s-au realizat în diferite variante tehnologice cu grad din ce în ce mai ridicat de industrializare și anume: în cofraje plane de inventar din placaje și apoi metalice universale; în cofraje glisante; în cofraje metalice spațiale, tip tunel.

Aceste tehnologii s-au utilizat cu pondere variabilă în decursul timpului. Astfel, în perioada de început s-au utilizat pe scară mare cofraje plane de inventar din placaje mai ales la clădirile cu puține niveluri și cofraje glisante la clădirile cu multe niveluri. Cu trecerea timpului au cîștigat teren cofrajete metalice plane, universale, care au fost aplicate alături de clădiri cu puține, cît și cu multe niveluri, datorită și faptului că extinderea insuficient controlată a cofrajelor glisante a dus la apariția frecventă a unor defecte grave de execuție, ceea ce a limitat treptat folosirea lor și a favorizat generalizarea utilizării cofrajelor metalice plane. Cofrajetele metalice spațiale au fost utilizate numai în câteva cazuri singulare.

Folosirea diferitelor tipuri de cofraje a impus unele condiții restrictive în ceea ce privește alcătuirea structurii de rezistență, care n-au permis, în toate cazurile, rezolvări adecvate din punct de vedere al rezistenței antiseismice. Astfel folosirea cofrajelor glisante a impus executarea ulterioară a planșelor (monolite sau uneori prefabricate) cu rezemări dificile, în lăcașuri lăsate în pereți; folosirea cofrajelor spațiale tip tunel a limitat grosimea bulbilor de la capetele dinspre fațadă ale diaframelor transversale; de asemenea folosirea cofrajelor metalice plane universale (în forma concepută) a impus unele condiții restrictive în ce privește bulbiile din fațadă, intersecțiile de diafragme și altele.

Sub aspectul armării pereților de beton, în unele cazuri s-a redus această armare, practicîndu-se numai o armare generală la parter și la ultimul etaj, pentru preluarea parțială a contracției și, respectiv, a dilatării, completată cu armări locale la capetele de diafragme și la bordările de goluri. Această situație a accentuat gradul de fisurare (o deschidere mai mare a fisurilor) la aceste diafragme, care s-a resimțit negativ în comportarea la cutremur a acestor structuri.

În ultimii ani, odată cu intrarea în producție a fabricii de plase sudate de la JSPS-Buzău, s-a trecut la o armare mai satisfăcătoare, prin utilizarea acestor plase ca armătură generală constructivă a diaframelor, completată cu armătură din oțel ductil pentru preluarea principalelor solicitări provocate de acțiunea cutremurului.

În ceea ce privește realizarea restului de elemente ale clădirilor s-a urmărit de asemenea sporirea gradului de industrializare mai ales odată cu generalizarea utilizării cofrajelor metalice plane universale, prin trecerea de la planșee de beton armat monolit la planșee cu panouri și semipanouri prefabricate, prin folosirea panourilor prefabricate de fațadă, precum și prin realizarea pereților interiori despărțitori din fișii de beton celular autoclavizat.

Comportarea la cutremur a clădirilor de locuit noi cu diafragme de beton armat monolit a fost, în general, satisfăcătoare, dacă se ține seama și de faptul că proiectarea acestor clădiri nu a dispus de prescripții adecvate pentru acest sistem constructiv, iar calitatea execuției nu a fost totdeauna satisfăcătoare.

Această comportare a fost diferită, în funcție atît de numărul de niveluri, de tipul de structură utilizat, cît și de intensitatea mișcării seismice în zonele de amplasament ale acestor clădiri, precum și în funcție de calitatea execuției și de alți factori. În ansamblu, această comportare constituie prima mare experiență a unui cutremur de pămînt asupra acestui gen de construcții [4]. O analiză a comportării la cutremur a diaframelor de beton armat a fost făcută recent și în [6].

Clădirile cu diafragme, avînd parter și 4 etaje s-au comportat bine la cutremur, atît cele cu structura de tip fagure (cu diafragme dese), cît și cele de tip celular (cu diafragme rare), nesemnăindu-se avarii structurale importante.

Clădirile cu diafragme de beton armat monolit, cu multe niveluri, au avut însă o compor-

tare mai puțin bună la cutremur, constatându-se în unele cazuri degradări puternice (inclusiv 2 cazuri de prăbușiri parțiale la București) și mai ales frecvente cazuri de avarii de importanță medie, atât la clădirile cu structura de tip fagure cit și la cele celulare, în special la parter și la etajele inferioare. Aceste degradări s-au concentrat mai ales în zonele cu sensibilități ale acestor tipuri de structuri, cum sînt: riglele de legătură între plinurile diafragmelor cu goluri, respectiv buiandrugii de deasupra golurilor, baza diafragmelor și zonele de capăt (unde din acțiunea cutremurului apar deseori solicitări alternante de compresiune și întindere) [7].

Între diferitele tipuri structurale, este dificilă o comparație din punct de vedere al comportării la cutremur, dar se poate totuși aprecia că structurile caracterizate printr-o simetrie în distribuție, cu elemente de rigidizare, echilibrate și continue, au avut o comportare mai bună.

Degradările au fost mai pronunțate la diafragmele orientate paralel cu direcția de acțiune predominantă a cutremurului.

În ceea ce privește influența tehnologiei de execuție, se poate aprecia că la clădirile executate în cofraje glisante, gradul de avariere este mai accentuat decît la cele executate cu cofraje plane de inventar (din placaj sau metalice), în toate localitățile, datorită defecțiunilor de execuție la primul sistem.

În ansamblu este de subliniat comportarea mai slabă a clădirilor cu diafragme de beton armat monolit, în raport cu cele din panouri mari prefabricate, datorită calității mai slabe a betoanelor executate pe șantier (de exemplu betoane segregate, mai ales la rosturile de turnare, betoane cu rezistențe scăzute) precum și armării insuficiente a unor diafragme sau poziționării defectuoase a armăturilor prevăzute.

Între cauzele principale ale apariției degradărilor structurale la clădiri cu diafragme de beton armat monolit, pe lângă intensitatea deosebit de ridicată a acțiunii seismice în zonele unde s-au realizat astfel de clădiri (în primul rînd la București), care a depășit valorile prevăzute în normele de proiectare în vigoare, trebuie menționate: conformarea antisismică deficientă sub aspectul geometriei generale, al distribuției rigidităților de nivel și al legăturilor între elementele structurale pentru asigurarea conlucrării spațiale, asigurarea insuficientă la forțe tăietoare, precum și deficiențe de execuție, mai ales sub aspectul calității betonului [6]. În acest sens trebuie citat în primul rînd cazul clădirilor în diafragme, cu parter flexibil, prezentînd discontinuități pronunțate de rigiditate pe verticală, care au condus la concentrarea la parter a absorbției energiei provocate de cutremur, cu deformații exagerat de mari și la suprasolicitarea stîlpilor de la acest nivel, datorită schimbării bruscte de rigiditate, producînd avarii grave la o serie de clădiri din București (între care și unul din cele 2 cazuri

de prăbușire parțială menționate) și din Ploiești la blocurile din centrul civic. De remarcat este și faptul că au apărut avarii importante (fisuri și crăpături) în special la clădirile cu o singură diafragmă longitudinală și la care au existat discontinuități ale diafragmelor în plan—avarii localizate la diafragma longitudinală, datorită decalării diafragmelor transversale (la multe clădiri din București și la unele din provincie, de exemplu la Craiova în cartierul Craiovița) — precum și tendințe de separare în zona casei scărilor, unde diafragma longitudinală este întreruptă (clădirea avînd o singură diafragmă longitudinală), sau avarii la placa culoarului lipsită de nervuri (la clădirile cu două diafragme longitudinale).

Comportarea uneori defavorabilă a diafragmelor de beton armat monolit la cutremurul din 4 martie 1977, s-a datorat și lipsei unor prescripții oficiale pentru proiectarea structurilor cu diafragme. Unele prevederi constructive precum și procedeele de calcul adoptate de unele institute de proiectare, preluate din recomanările străine insuficient fundamentate, s-au dovedit nesatisfăcătoare, expunînd diafragmele la ruperi datorită atât solicitărilor ridicate la compresiune, cit și (mai ales) acțiunii forțelor tăietoare (de exemplu insuficienta secțiune orizontală a diafragmelor și slaba armare transversală a acestora), mai ales în cazul schimbării sensului solicitării.

În legătură cu această problemă, este util a se menționa comparația prezentată de specialiștii japonezi, care ne-au vizitat țara după cutremur [8], între unele sisteme structurale cu diafragme de beton armat din țara noastră și cele folosite în Japonia (fig. VI.29), din punct de vedere al grosimii, armării diafragmelor și al ponderii acestora în ansamblul clădirii (exprimată prin raportul secțiunii lor orizontale față de suprafața totală a etajului — cm^2/m^2), precum și al capacității de rezistență la forță tăietoare. Aceste caracteristici au valori mai reduse în cazul unor structuri folosite la noi, ceea ce explică comportarea mai nefavorabilă a unor clădiri cu diafragme de beton armat din țara noastră la recentul cutremur.

Ca tipuri de avarii caracteristice, apărute la clădirile cu diafragme de beton armat monolit, cu multe niveluri, se menționează următoarele:

a) Avarierea buiandrugilor de deasupra golurilor din diafragme (care constituie prima linie de rezistență postelastice, de adaptare a diafragmelor cu goluri, fiind elemente supuse unor solicitări deosebit de dure din forță tăietoare, datorită rolului specific de legătură relativ slabă între elementele mult mai robuste reprezentate de fișile verticale pline dintre golurile diafragmei) și care a cuprins întreaga gamă de avarii, de la fisuri fine, pînă la rupere completă și ieșire din lucru (fig. VI.30); avariile au apărut mai ales la primele niveluri, dar uneori s-au extins pe întreaga înălțime a clădirilor. Cele mai frecvente au fost fisurile înclinate, într-un sens sau în ambele sensuri (în X) provocate de forța tăietoare, dar au existat și numeroase cazuri cu fisuri verticale, uneori orizontale și chiar trasee arbitrare. Foarte multe fisuri

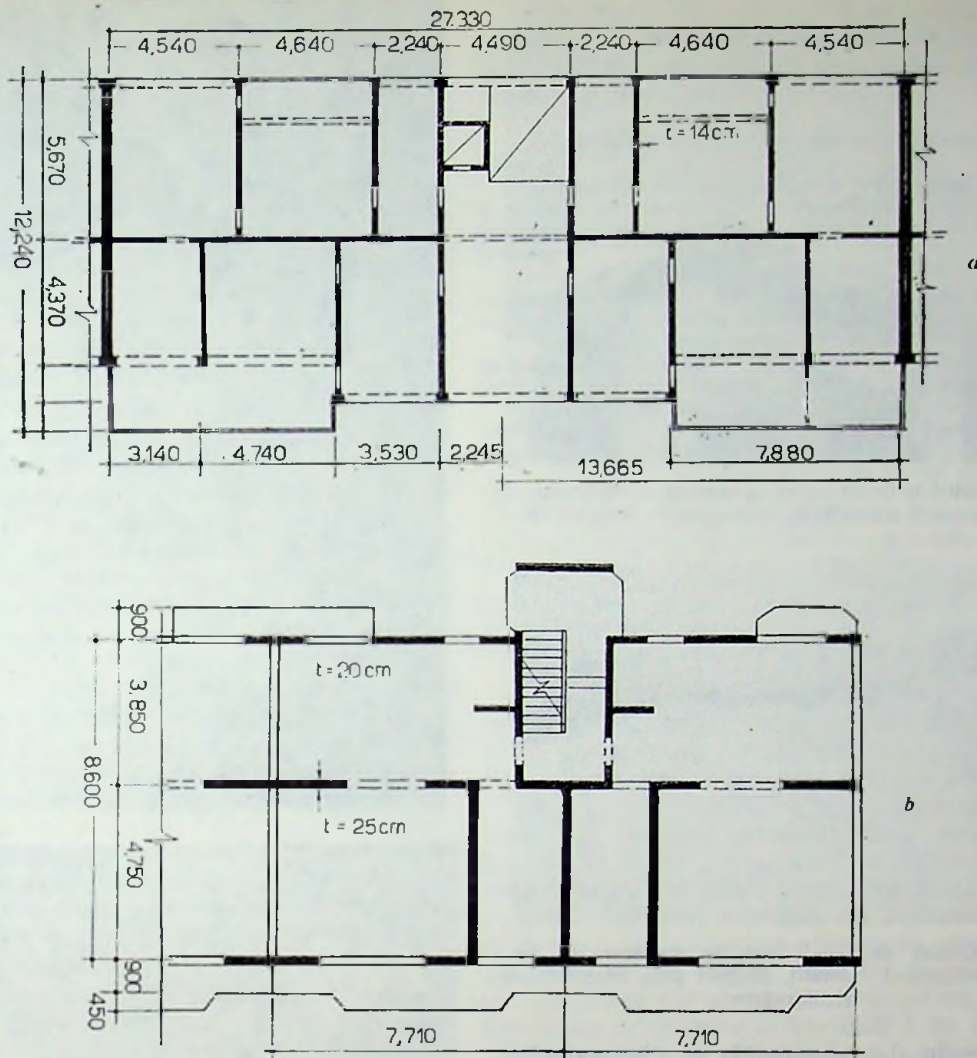


Fig. VI.29. — Comparație între structurile clădirilor cu diafragme de beton armat monolit, realizate în România și Japonia (planurile etajelor curente): *a* — Clădire cu parter și 10 etaje în România; *b* — Clădire cu parter și 7 etaje în Japonia (se observă grosimea mai mare a diafragmelor).

din buiandrugii au continuat în dala planșeelor, cu care conlucrează, în special la casa scârilor, unde diafragmele orizontale sînt slăbite și supra-solicitate.

b) Avarierea diafragmelor pline sau a spațiilor diafragmelor cu goluri (fișilor verticale de diafragme cuprinse între goluri) constă din :

— ruperi casante în zona comprimată de la capetele diafragmelor (cu sau fără bulbi), mai ales în zona inferioară a diafragmei (localizată de obicei între soclu și planșul peste parter, de regulă în locuri cu defecte de execuție), caracterizate prin zdrobirea și expulzarea betonului, flambarea armăturilor longitudinale și uneori desfacerea celor transversale (fig. VI.31). Aceste avarii, mai puțin frecvente, dar mai periculoase, s-au produs sub efectul conjugat al eforturilor de compresiune, determinate de încărcările verticale și de momentul încovoietor și a

celor produse de forța tăietoare, care în stadiul ultim se concentrează în această zonă [6];

— fisurarea multiplă a corpului diafragmelor, cu caracter general, pe mai multe etaje, începînd cu fisuri abia perceptibile și mergînd pînă la crăpături de 2...3 mm (fig. VI.32), care constituie cele mai frecvente avarii. Direcția preferențială de fisurare a fost cea oblică, specifică eforturilor principale de întindere din forța tăietoare seismică, la care diafragmele erau insuficient asigurate (accentuată și de lipsa unei armări continue sau de întreruperi în turnarea betonului), dar au existat și cazuri numeroase de fisurare apropiată de orizontală (mai ales în zona rosturilor de turnare, în special la clădirile executate în cofraje glisante, dar și în zona de îmbinare a diafragmelor cu planșeele etajelor, unde nu s-a găsit o soluție adecvată de realizare a acestei îmbinări), sau apropiată de verticală (mai ales la diafragmele

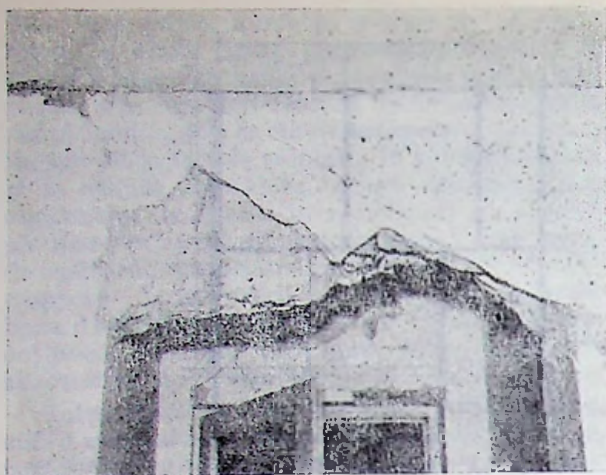


Fig. VI.30. — Clădiri de locuit noi cu structura în diafragme de beton armat monolit : avarii și distrugereri la buiandrugi.

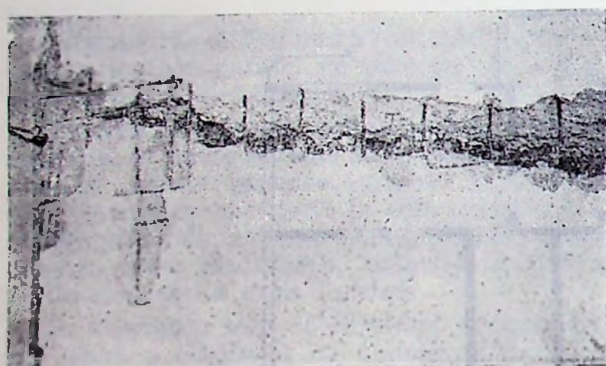


Fig. VI.31. — Clădiri de locuit noi, cu structura în diafragme de beton armat monolit. Ruperi prin compresiune în diafragme.

lungi în zonele de intersecție a diafragmelor longitudinale cu cele transversale sau în zonele slăbite de tije de glisare).

c) Fisuri pe conturul planșelor la clădirile executate în cofraje glisante în zonele de rezezare, pe dinți (în golurile lăsate la glisare), datorită defecțiunilor de execuție.

Cele mai numeroase și mai grave cazuri de avarii ale diafragmelor de beton armat au fost constatate la clădirile cu multe niveluri executate în București, unde și intensitatea cutremurului a fost mai mare decât în alte zone.

În ansamblu, se poate rezuma că avarierea structurilor cu diafragme de beton armat, la cutremurul din 4 martie 1977, se datorește, pe de o parte, unor insuficiențe de conformare și dimensionare (inclusiv armare) mai ales la forță tăietoare, ca urmare a lipsei unor prescripții fundamentate pe cercetări corespunzătoare, care au condus la existența unor sensibilități mai mari la acțiuni seismice a unor elemente de structură (buiandrugi, baza diafragmelor, stâlpii zonelor cu parter liber etc.), suprapuse, de multe ori, și cu insuficiențe de execuție (betoane slabe, segregări, lipsa sau poziționarea incorectă a armăturilor etc.), iar pe de altă parte, intensi-

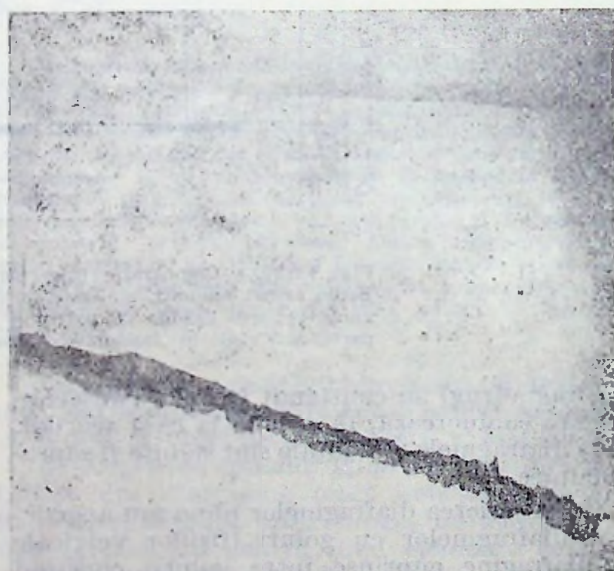


Fig. VI.32. — Clădiri de locuit noi cu structura în diafragme de beton armat monolit. Avarii multiple în corpul diafragmelor (Blocurile de locuințe 6-10 din șos. Pantelimon): a — Fisuri și crăpături cu diferite direcții în diafragmele de la etajul I; b — Crăpătură pe linia unui rest de turnare, defectuos, la o diafragmă de la etajul V.

tății seismice efective foarte ridicate, care a depășit cu mult pe cea corespunzătoare încărcărilor luate în considerare la proiectare. Toate aceste constatări nu trebuie să ducă însă la concluzia că sistemul constructiv în diafragme de beton armat nu este adecvat pentru structuri antiseismice.

Aspecte specifice privind comportarea clădirilor de locuit noi cu diafragme de beton armat monolit din București. Clădirile de locuit cu structura din diafragme de beton armat monolit, cu multe niveluri, reprezintă principala pondere din totalul clădirilor noi din municipiul București, fiind realizate cu acest sistem, în perioada 1958—1976, peste 185 000 apartamente în clădiri colective, respectiv circa 60% din total, având diferite tipuri constructive și tehnologii, oferind astfel cel mai mare cimp experimental, in situ, din lume, pentru comportarea clădirilor cu acest sistem constructiv la un cutremur de mare intensitate.

La aceste clădiri s-au utilizat în general aceleași tipuri de structuri și tehnologii ca cele arătate la paragraful anterior.

În cadrul comportării generale la cutremurul din 4 martie 1977 a clădirilor noi de locuit cu multe niveluri, cu diafragme din beton armat monolit din București, trebuie relevate și cele două cazuri de prăbușiri parțiale, și anume: o porțiune de capăt a blocului din șos. Ștefan cel Mare, colț cu str. Lizeanu și un tronson de capăt al blocului OD 16 din bulevardul Păcii, însumând în total 65 apartamente, care constituie cazuri caracteristice de clădiri de acest tip prăbușite la un cutremur de pământ, dar a căror pondere nu reprezintă decât $0,4\%$ din totalul apartamentelor construite cu acest sistem constructiv. Apoi, urmează a fi analizată comportarea generală la cutremur a clădirilor noi cu diafragme din beton armat monolit, realizate în masă la București, după diferite secțiuni tip, care au suferit avarii.

a. *Blocul de locuințe nr. 30 din București, șos. Ștefan cel Mare, nr. 33 (colț cu str. Lizeanu)* a format obiectul mai multor studii și expertize tehnice*) în ceea ce privește efectele cutremurului asupra acestei clădiri, care a fost realizată în anii 1961—1962. Clădirea are o formă liniară lungă, de tip bară, ușor curbată, după curba descrisă de șoseaua Ștefan cel Mare la intersecția cu strada Lizeanu (fig. VI.33 a), cu orientarea laturii lungi aproximativ pe direcția NV—SE, având lungimea de 117,55 m, lățimea 10,85 m și o înălțime de circa 30 m de la trotuar, cuprinzând subsol, parter, 8 etaje complete și etajul 9 parțial retras, cu o suprafață totală desfășurată de 12 400 m². Pe lungimea sa, blocul era împărțit în trei tronsoane: a, b, c, separate prin rosturi și avea 5 scări; tronsonul a situat spre str. Lizeanu (fig. VI.33b), avea o lungime mai mare și două scări de acces (nr. 1 și nr. 2), între care exista un pasaj transversal de trecere cu două deschideri a 3,00 m fiecare. Parterul blocului era ocupat de spații comerciale, iar etajele de locuințe (total 168 apartamente).

*) Studii efectuate în cadrul Institutului Proiect București și expertize tehnice întocmite de către cadre didactice din Institutul de construcții București și în cadrul Inspecției de Stat în construcții.

Structura de rezistență a clădirii consta dintr-un parter flexibil cu stâlpi de beton armat și un sistem mai rigid cu diafragme monolite la etaje, de tip „celular”.

Această structură era compusă, în esență, din următoarele elemente:

— fundații continue pe tălpi de beton simplu (pătrunzând în teren în general până la o adâncime de 4,30 ... 4,75 m) și cuzineți de beton armat, iar pentru stâlpii mediani, fundații izolate;

— stâlpi de beton armat de la fundații la etajul 8 inclusiv cu excepția stâlpilor de pe șirul interior median, care se opresc la etajul 2, de unde stâlpii sînt înlocuiți cu diafragme;

— pereți de beton armat la subsol, de 40 cm grosime pe întregul contur între stâlpii exteriori și de 30 cm, legînd între ei — cu întreruperi — doi cîte doi, stâlpii interiori;

— diafragme discontinue de beton armat, de 15 cm grosime, la etajele I și II, legînd între ei, transversal, cîte 2—3 stâlpi și longitudinal, șirul median de stâlpi;

— diafragme de beton armat de 15 cm grosime la etajele III...VIII, care nu au stâlpi;

— la parter nu existau diafragme de beton armat (parter flexibil) ci numai pereți transversali din zidărie de cărămidă la casele scărilor și la pasajele transversale;

— planșee de beton armat din grinzi și plăci de 12 cm peste subsol și parter și din plăci groase (14—16 cm) fără grinzi, la restul etajelor;

— scările și casele lifturilor din beton armat.

La cutremurul din 4 martie 1977, capătul vestic al tronsonului a, dinspre str. Lizeanu, pe o lungime de circa 10 m, a fost dislocat, necesitînd demolarea ulterioară (fig. VI.33 c).

Distrugerea provocată de cutremur a constat din cedarea primelor două niveluri la o porțiune din tronsonul a și desprinderea pe întreaga înălțime a acestei porțiuni (rezultate ca un corp distinct cu structura practică nedeformată, avînd secțiunea în plan de circa 10 × 10 m) de restul blocului și prăbușirea ei pe verticală cu circa două niveluri, prin scufundarea parterului și etajului I în subsol (fig. VI.33d). Această desprindere și prăbușire s-a produs ca urmare a ruperii stâlpilor de la parter, iar în timpul cedării corpul dislocat a antrenat și planșeele adiacente, provocînd ruperea podestelor scării de acces nr. 1 și a planșeelelor camerelor alăturate (fig. VI.33 e).

Unii stâlpi din parter au rămas în poziție, întregi, după ruperea capătului superior, perforînd planșeele superioare, care s-au scufundat pe verticală (fig. VI.33 f, g, h).

De asemenea, în cădere, corpul s-a deplasat cu circa 50 cm la nivelul parterului, spre nord-est și s-a oprit într-o poziție de echilibru cu o înclinare față de verticală de circa 10° spre șos. Ștefan cel Mare (fig. 33i).

Examinările făcute de experți, după evacuarea molozului din cuva subsolului, au arătat că aceasta era uscată și nu au existat indicii care să denote cedări ale fundațiilor.

Porțiunea de bloc distrusă la cutremur și demolată ulterior, cuprindea circa 12% din suprafața totală desfășurată, respectiv circa 1550 m² din 12 400 m².

La porțiunea de bloc neprăbușită s-au constatat avarii la stâlpii de beton armat de la parter, în special la casele scărilor 2 și 3, constînd fie

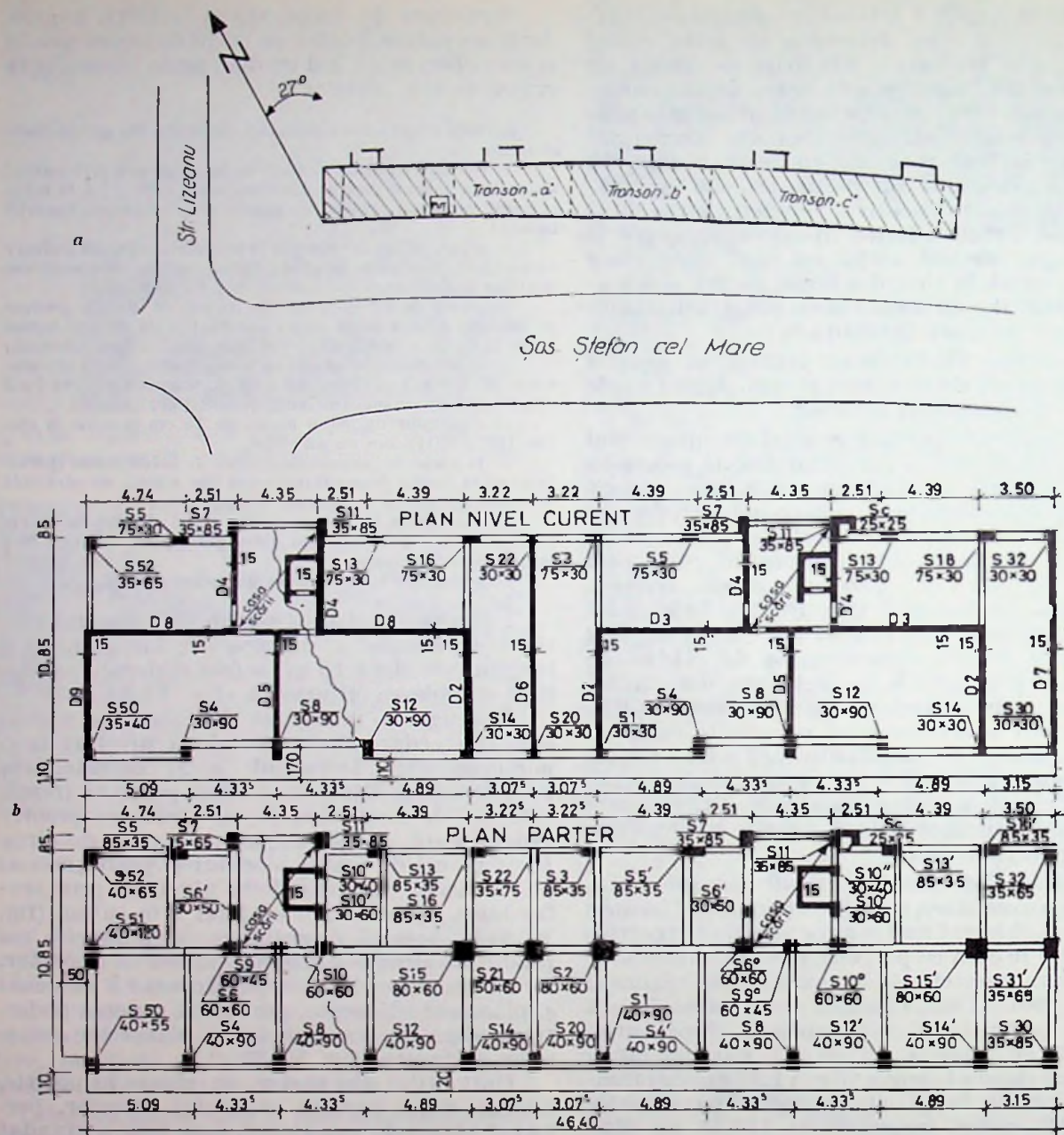


Fig. VI.33. — Blocul de locuințe nr. 30 din București, șos. Ștefan cel Mare nr. 33 (colț cu Str. Lizeanu). Clădire nouă cu structura în diafragme de beton armat monolit și parter flexibil (parter și 8 etaje): a — Plan de situație; b — Planul tronsonului „a”; c — Schema porțiunii distruse; d — Vedere de ansamblu a blocului, cu tronsonul de colț distrus de cutremur și scufundat pe verticală; e — Vedere frontală a tronsonului de colț distrus de cutremur cu ruperea planșeilor adiacente; f, g, h — Stâlpi de la parter rupți și rămași în poziție, lângă clădirea scufundată sau perforând planșeul peste parter; i — Înelinarea corpului distrus; j, k — Avarii la stâlpii parterului în partea de clădire neprăbușită.

din zdrobiri și expulzări de beton, cu flambarea armăturilor, fie din forfecări ale secțiunii de beton, după planuri înclinate la circa 65° față de verticală, situate la bază sau la capătul superior al stâlpilor, sub nivelul planșeului peste parter fig. VI.33 j,k). Asemenea avarii au mai fost constatate și la alte blocuri similare executate în București (de exemplu blocul de lângă Stadionul Dinamo, fig. VI.35).

Din examinarea situației clădirii la fața locului și din analiza proiectului construcției, au rezultat următoarele constatări cu privire la concepția constructivă, în raport cu comportarea la cutremur:

— *Subsolul construcției*, cu elemente legate între ele și o structură rigidă, nu a suferit degradări la cutremur, cu excepția planșeului de la cota $\pm 0,00$, care a fost distrus în porțiunea dislocată, ca urmare a căderii unor elemente ale corpului dislocat.

— *Parterul construcției*, cu o structură flexibilă, avea o parte din stâlpii legați la partea superioară de grinzile planșeului, iar restul de diafragmele de la etajul I. La partea

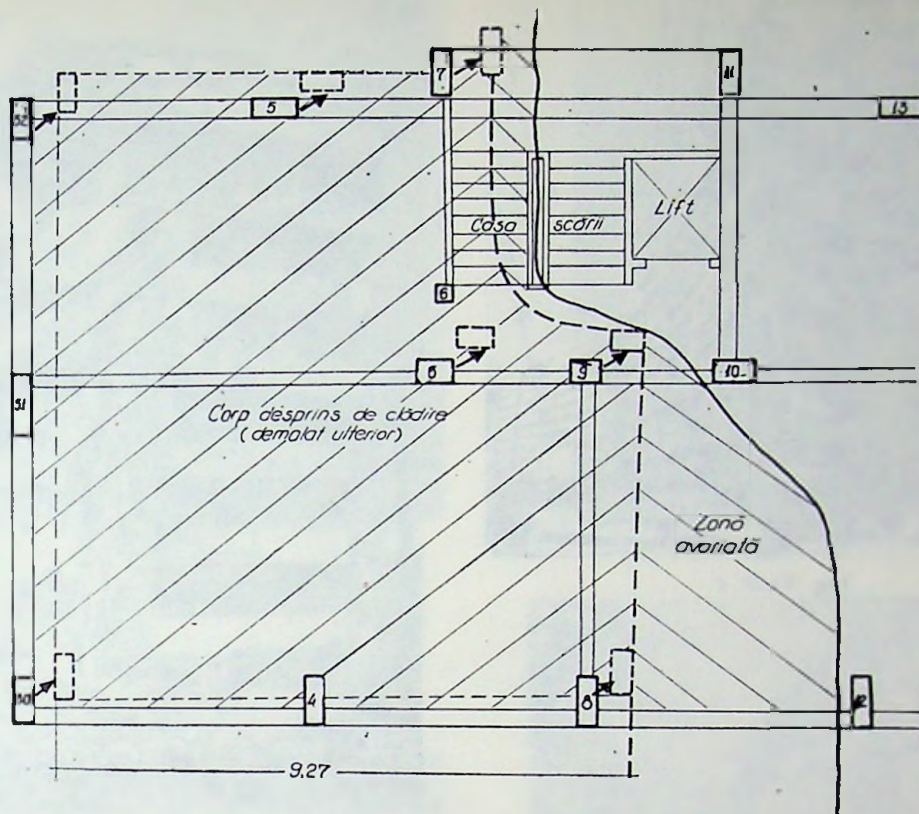


Fig. V.133 c

inferioară, stâlpii aveau, de asemenea, rezemări diferite (cei marginali fiind rezemați pe pereții subsolului, iar cei interiori făcând corp comun cu diafragmele de la subsol). În acest fel stâlpii de la parter aveau rigidități diferite între ei, situație accentuată și prin amplasarea unor stâlpi cu momente de inerție minime pe direcția cadrelor transversale (apropiată de direcția solicitării maxime, N-S).

— Etajele construcției aveau structura alcătuită din diafragme, din care însă majoritatea erau amplasate numai pe jumătate din lățimea construcției. În sens longitudinal, exista o singură diafragmă verticală, discontinuă, pe șirul intermediar de stâlpi.

— În ansamblu, se constată că structura adoptată, cu stâlpi la parter și diafragme la etaje, prezintă o variație bruscă de rezistență și rigiditate pe verticală, având ca efect concentrarea solicitărilor orizontale, la parter, precum și, în general, o conformare antisismică nesatisfăcătoare (lungime mare și disimetrie în plan, plasarea nesimetrică a stâlpilor etc.).

Verificările făcute prin calcule elastice pentru gradul 7 de seismicitate, conform prescripțiilor celor mai apropiate de perioada proiectării și execuției blocului (P.13-63 și STAS 1546-50), au arătat o concordanță satisfăcătoare cu prevederile acestor prescripții (coeficient seismic global $c = 0,024$ și un coeficient de siguranță de 1,6 pentru sarcini fundamentale și extraordinare).

Sub aspectul calității execuției, din verificările făcute pe probe extrase din lucrare, a rezultat că aceasta a corespuns pentru beton, măreii prevăzută în proiect (B 200). De asemenea, condițiile de fundare au fost corespunzătoare.

Dintr-o analiză mai amplă a comportării în domeniul postelastice a structurii în timpul cutremurului*), au rezultat și următoarele aspecte esențiale :

— Datorită specificului structural, deformațiile neelastice și procesele de absorbție de energie indusă de cutremur s-au concentrat la nivelul parterului (fenomen general pentru construcțiile înalte cu parter flexibil), ceea ce a impus cerințe de ductilitate sporite pentru acest nivel, față de construcțiile la care distribuția energiei imprimată de cutremur, poate fi absorbită prin deformații postelastice la mai multe niveluri.

— Majoritatea stâlpilor parterului, au lucrat ca fiind încastrați în pereții subsolului și în diafragmele care încep de la planșeu peste parter în sus, astfel că a apărut clar tendința formării articulațiilor plastice la extremitățile acestor stâlpi ; aceasta a avut ca rezultat faptul că la cutremur, comportarea construcției a depins de caracteristicile de ductilitate și de rezistență la forță tăietoare a stâlpilor parterului.

— Solicitățile stâlpilor, destul de ridicate la încărcări gravitaționale, au fost amplificate și de acțiunea ridicată a cutremurului, exercitată de diafragmele etajelor superioare, sub influența defavorabilă a direcției impulsurilor principale (care s-au manifestat mai puternic spre capătul vestic al tronsonului a), ceea ce a dus la creșterea efortului unitar de compresiune, σ_0 , în stâlpii acestuia, față de rezistența betonului la compresiune, R_c , respectiv la creșterea raportului $\frac{\sigma_0}{R_c}$, reducând astfel capacitatea de ductilitate a acestora (care și așa la stâlpi este mai redusă decît la grinzi). Ca urmare, mai mulți stâlpi au prezentat un risc mai mare de cedare, prin zdrobirea și expulzarea betonului comprimat în zonele articulațiilor plastice.

— La unii din stâlpi, a fost pusă în evidență și o sensibilitate mai mare de cedare în secțiuni înclinate datorită rezistenței mai reduse la forțe tăietoare.

*) Analiza a fost efectuată de ing. EM. ȚIȚARU.

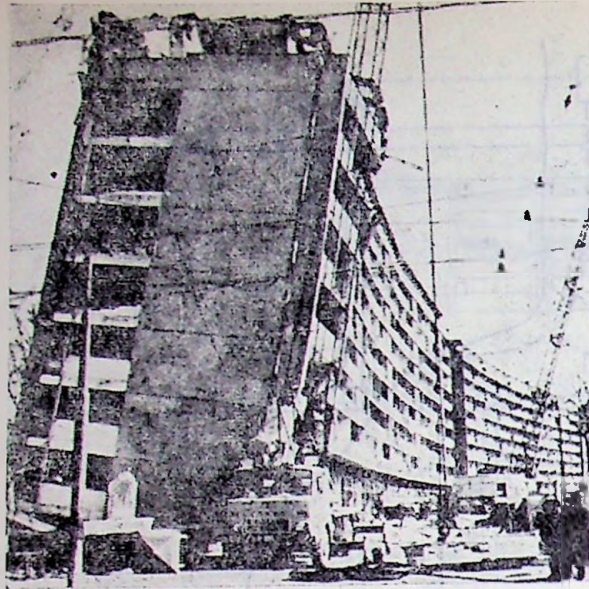


Fig. VI.33 *d*

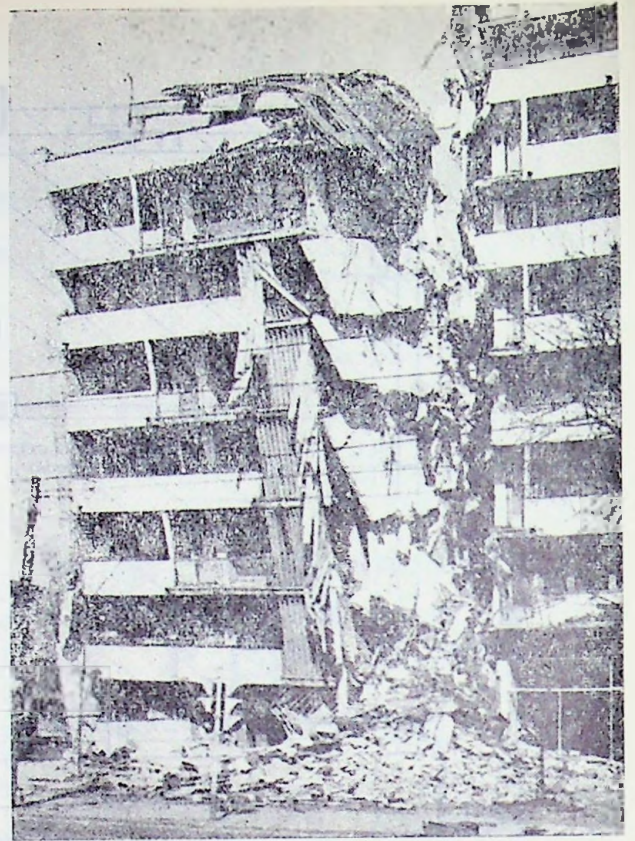
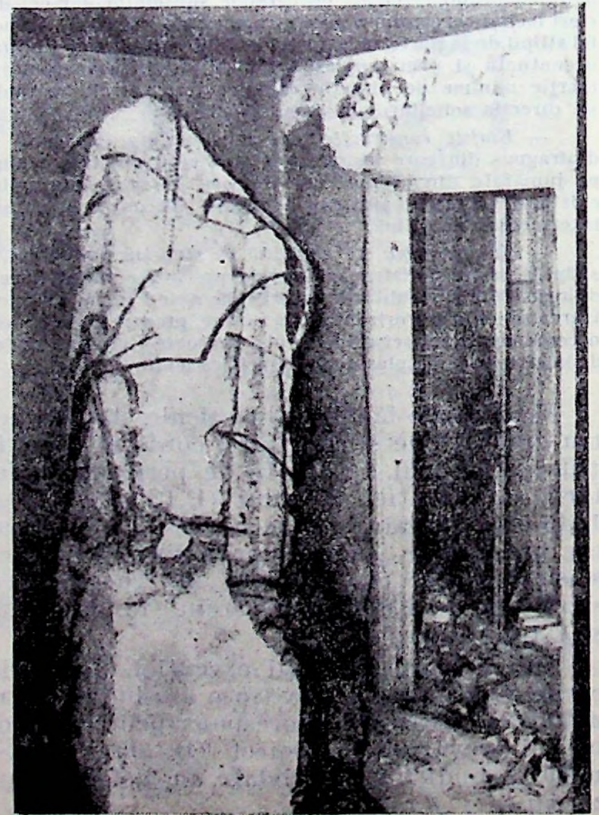


Fig. VI.33. *e*

Fig. VI.33 *f*



Fig. VI.33 *g*



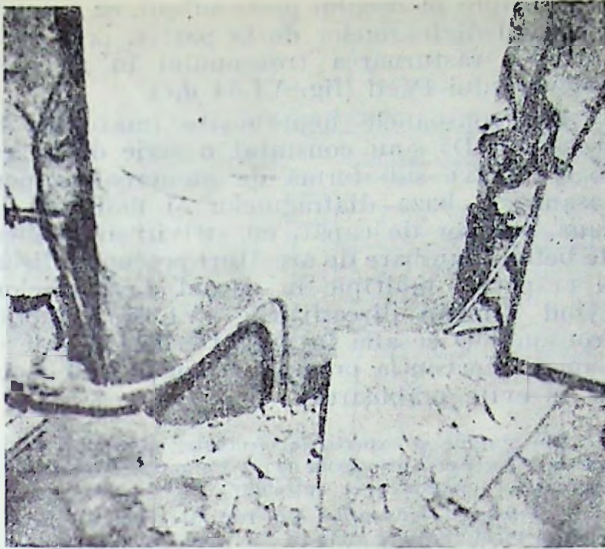


Fig. VI.33 h

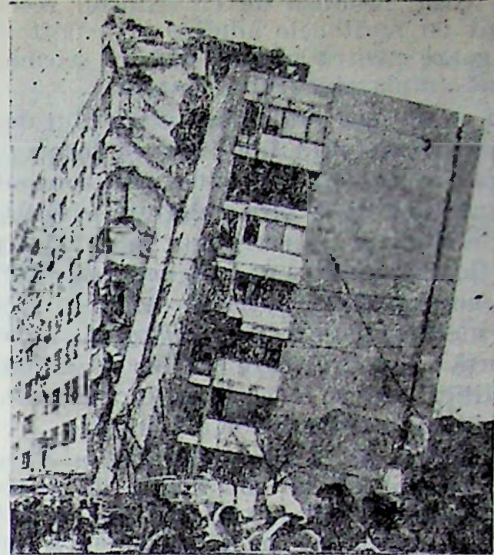


Fig. VI.33 i

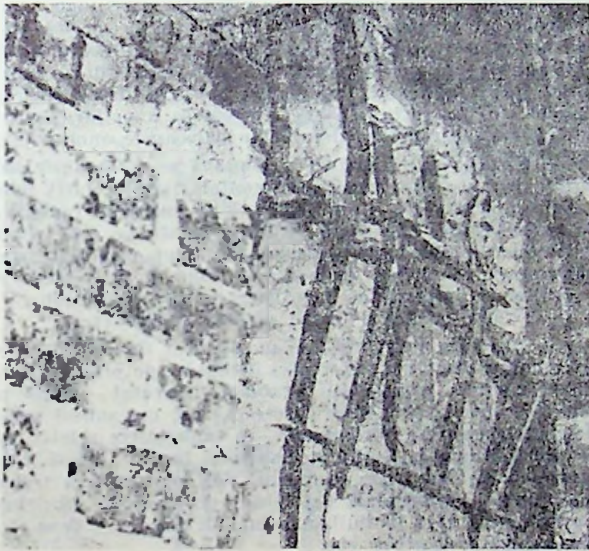


Fig. VI.33 j

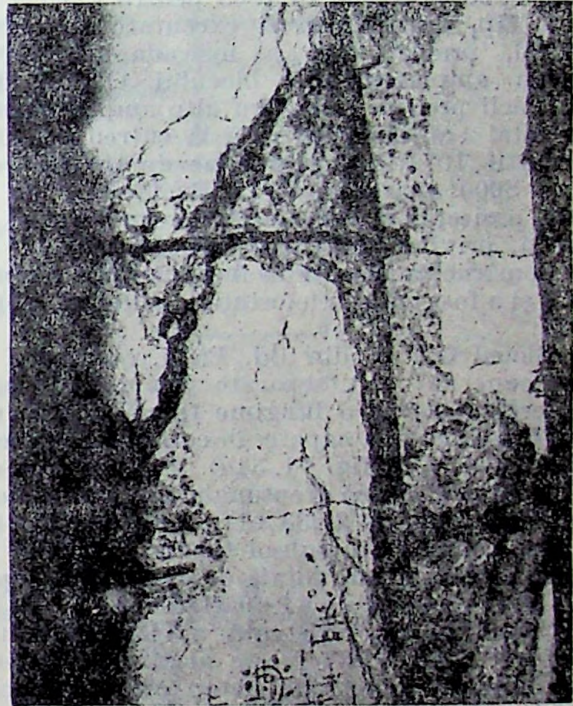


Fig. VI.33 k

— Sub aspectele de mai sus, colapsul parțial de la tronsonul *a*, poate fi explicat prin cedarea unor stâlpi de la parter, la care a apărut situația cea mai defavorabilă cauzată de un mecanism de rupere complex (încovoiere cu forță tăietoare), care s-a declanșat datorită ductilității reduse a secțiunii, inclusiv din insuficienta rezistență la forțe tăietoare.

După cedarea acestor stâlpi, au fost antrenați în procesul de rupere și alți stâlpi determinând dislocarea și înclinarea zonei distruse, către sud. Aceste aspecte rezultate din analiză sînt confirmate de constatările făcute la fața locului după cutremur și de fotografiile efectuate (fig. VI. 33 *f, g, h, i*).

În concluzie, cauzele prăbușirii capătului blocului 30 din șos. Ștefan cel Mare, colț cu str. Lizeanu constau, în principal, în diferența mare ce a existat între capacitatea efectivă de

rezistență antiseismică a construcției realizate, și solicitările reale produse de cutremurul din 4 martie 1977. Astfel, pe de o parte, clădirea în cauză a fost proiectată înainte de apariția primului normativ oficial de proiectare antiseismică (P. 13-63), avînd la bază numai o practică de proiectare fundamentată de cunoștințe și experiență încă reduse în domeniul ingineriei și proiectării antiseismice, ceea ce a dus la adoptarea unor soluții constructive care prezintă unele deficiențe în lumina cunoștințelor actuale, fapt pentru care această soluție n-a mai fost aplicată după anul 1963. Pe de altă parte solici-

tările reale produse de cutremurul recent au depășit cu mult cele admise prin normativele în vigoare pentru gradul VII de seismicitate, aferent amplasamentului respectiv.

În acest sens prăbușirea capătului de tronson vest (care prin lungimea și forma sa era mai puțin rigid) s-a produs prin concentrarea deformațiilor și a proceselor de absorbție de energie cauzate de cutremur, la nivelul parturului flexibil, unde a apărut cedarea unor stâlpi de la acest tronson, puternic solicitați și supuși unui mecanism de rupere complex (incovoiere cu forță tăietoare) care s-a declanșat datorită ductilității reduse a secțiunii, inclusiv din insuficiența rezistență la forțe tăietoare.

b. *Blocul de locuințe OD 16 din București, bd. Păcii nr. 7*, a constituit, de asemenea, obiectul unor studii și expertize tehnice*). Această clădire, amplasată pe latura de sud a bulevardului Păcii, a fost proiectată de Institutul Proiect București, pe baza unui proiect refolosibil elaborat inițial în 1965 pentru blocuri de acest tip, destinate a fi executate cu cofraj spațial, proiect care a fost adaptat în 1972 pentru amplasamentul blocului OD 16 din bd. Păcii precum și pentru alte amplasamente (în total s-au executat pînă la cutremurul din 4 martie 1977, 166 tronsoane de tip OD, cu circa 8000 apartamente în București, iar în 1974 proiectul a suportat unele modificări la fațadă, privind alcătuirea balcoanelor.

Construcția blocului a început în octombrie 1973 și a fost dată în folosință la sfîrșitul anului 1974.

Blocul OD 16 din Bd. Păcii, cuprindea 6 tronsoane (A...F), separate prin rosturi mici și desfășurate pe o lungime totală de 225 m, avînd adăugate la capete, în continuare, blocurile 16 a și 16 b (fig. VI.34a). Fiecare tronson al blocului, de formă dreptunghiulară, are dimensiunile în plan de 27,33 × 11,34 m (fig. VI.34b) și este compus din subsol tehnic, parter și 10 etaje, cu o înălțime totală de 31,0 m deasupra solului și un total de 44 apartamente.

Structura de rezistență a clădirii de tip „fagure” (fig. VI.34c) este alcătuită dintr-un ansamblu de pereți de beton armat monolit de 14 cm grosime, cu bulbi la capete, formînd o diafragmă longitudinală centrală (în axul construcției) și o serie de diafragme transversale pline (la capete) sau cu goluri dispuse decalat, în plan. Planșeele sînt de beton armat monolit, din dale de 12 cm grosime, încastate în pereți și rezemate elastic pe grinzile de fațadă. Construcția are balcoane mari în consolă, turnate odată cu planșeele.

La cutremurul din 4 martie 1977, tronsonul F al blocului s-a prăbușit complet, de la nivelul

de deasupra planșeului peste subsol, ca urmare a cedării diafragmelor de la parter, ceea ce a antrenat răsturnarea tronsonului în mijlocul bulevardului Păcii (fig. VI.34 d,e).

La tronsoanele neprăbușite (mai ales la tronsonul D) s-au constatat o serie de avarii foarte grave sub formă de numeroase ruperi casante la baza diafragmelor și mai ales în zona bulbilor de capăt, cu striviri și exfolieri de beton, flambare de armături precum și fisuri și crăpături multiple în corpul diafragmelor, avînd diferite direcții (fig. VI.34f). Practic, tronsonul D se afla în pragul cedării totale și numai intervenția promptă cu sprijiniri a făcut să se evite prăbușirea.

Din studiile și expertizele efectuate, au rezultat următoarele aspecte mai principale cu privire la realizarea clădirii, legate de comportarea la cutremur:

— *Fundarea construcției* s-a realizat, conform proiectului, la o cotă variînd între -3,50... -5,95 m, într-un strat de argilă prăfoasă, care poate fi considerat ca un teren bun de fundare, ce nu a prezentat lasări, așa după cum s-a constatat după cutremur, cu ocazia examinării subsolului rămas de la tronsonul F prăbușit, precum și a celorlalte tronsoane neprăbușite.

— *Proiectul de rezistență* al clădirii a fost elaborat pentru gradul 7 de seismicitate conform prescripțiilor în vigoare la data proiectării inițiale (standardele de microzonare și P. 13-63), rezultînd un coeficient seismic de bază de circa 0,03 și eforturi unitare în limite normale, în diafragme. În calculele inițiale nu au fost luate în considerare unele sporuri de încărcări și modificări survenite ulterior proiectării și anume: greutatea tencuielilor necesitate din cauza nerealizării unor fețe plane la pereții de beton, așa cum s-a scontat inițial, prin tehnologia adoptată; sporirea deschiderii balcoanelor cu 90 cm în consolă; adăugarea unor jardiniere de beton armat amplute cu pămînt la balcoanele unor etaje etc.

— *Structura de rezistență* adoptată prezintă unele sensibilități marcate de o secțiune orizontală totală relativ redusă a diafragmelor și de o diferență relativ mare între ponderea diafragmelor pe cele două direcții; existența unei singure diafragme longitudinale și declararea în plan a diafragmelor transversale; secțiunea redusă a bulbilor de la capetele diafragmelor și armarea lor insuficientă (bare longitudinale de Ø 10-12 mm și etrieri foarte rari, la 30 cm) etc.

— *Execuția structurii* deși nu a putut fi verificată prin determinări directe a rezistenței betonului pe probe rezultate din elementele tronsonului prăbușit, a arătat — după probele efectuate asupra unor carote extrase din subsol sau din elementele celorlalte tronsoane — o împrăștiere relativ mare și valori situate la limită și chiar sub limita admisă, fără a fi însă foarte slabe. De asemenea, s-au constatat, la tronsoanele rămase, o serie de defecțiuni de execuție ca: beton segregat mai ales în bulbi, rosturi de betonare dese și necorespunzător tratate etc.

Din verificările ulterioare efectuate în cadrul expertizelor tehnice, pe baza ultimelor prescripții în vigoare înainte de cutremur (P.13-70 și STAS 8000-67), luîndu-se în considerare și efectele diferitelor încărcări suplimentare și modificări ulterioare, precum și efectele excentricității rezultantei încărcărilor gravitaționale, în raport cu centrul de greutate al diafragmelor prin sporirea momentului de răsturnare al forțelor seismice, a rezultat, în general, că în cadrul unui calcul în stadiul elastic nu se depășesc valorile rezistențelor betonului și armăturii în secțiunile principale ale diafragmelor, astfel că, sub acest aspect, proiectul corespundea prescripțiilor oficiale în vigoare la data

*) Aceste studii au fost efectuate în cadrul Institutului Proiect București, iar expertizele tehnice în cadrul Inspecției de Stat în construcții, cu participarea unor cadre didactice din Institutul de construcții București și a altor specialiști din proiectare.

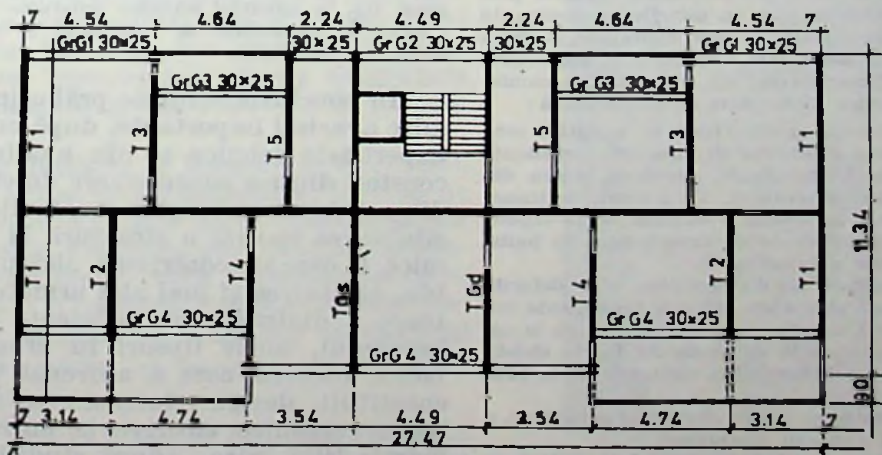
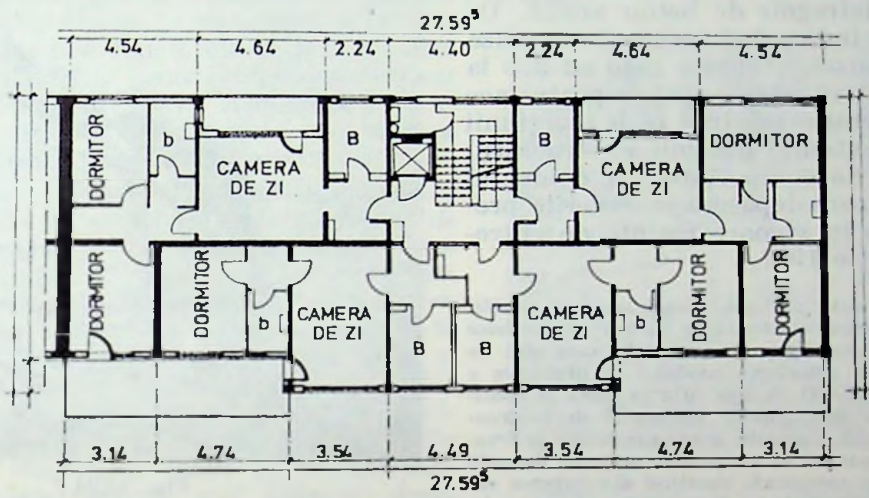
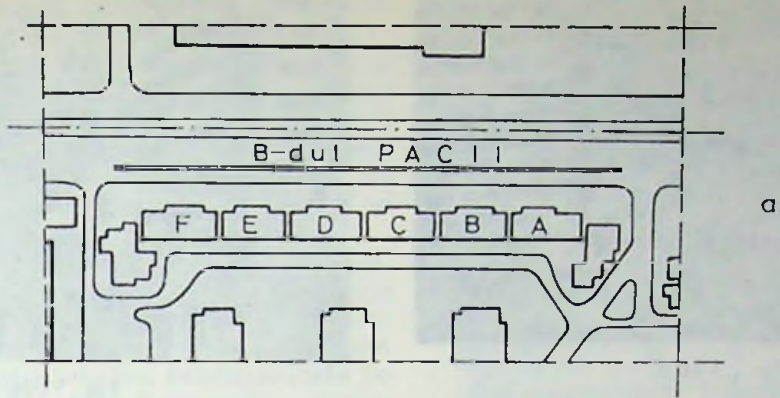


Fig. VI.34 - Blocul de locuințe OD16 din București, bd. Păcii 16. Clădire nouă cu structura în diafragme de beton armat monolit (parter și 10 etaje): a - Plan de situație; b - Plan etaj curent; c - Schema structurii de rezistență; d, e - Vederi generale după cutremur. Prăbușirea totală a unui tronson; f - Avarii în diafragme la partea de clădire neprăbușită.



Fig. VI.34 d

realizării construcției, pentru gradul 7 de seismicitate.

Prăbușirea tronsonului F al blocului OD 16, clădire cu 11 niveluri, reprezintă prima clădire prăbușită și cea mai înaltă, realizată cu sistemul constructiv în diafragme de beton armat. Ca urmare, apare ca indicată și necesară o analiză aprofundată a cauzelor tehnice care au dus la prăbușirea respectivă, ceea ce nu se poate face decât prin considerarea mărimii reale a acțiunii seismice și a răspunsului dinamic al structurii, ținând seama și de comportarea în domeniul inelastice, aspecte care depășesc prevederile prescripțiilor ce erau în vigoare înainte de cutremurul din 4 martie 1977.

Dintr-o primă analiză parțială, având la bază oastfel de abordare a problemei, efectuată în cadrul expertizelor menționate, au reeșit unele aspecte esențiale, care sînt de natură să contribuie la elucidarea modului de prăbușire a tronsonului F al clădirii OD 16, așa cum se arată în continuare. Astfel, cedarea diaframelor parterului de la tronsonul F, după cum arată și avariiile grave constatate la tronsoanele similare D și parțial E, s-a produs probabil datorită unui proces de rupere complexă, constînd din ruperea casantă în zona sensibilă de la baza diaframelor transversale, sub acțiunea combinată a eforturilor din momente, forță axială și forță tăietoare; acestea au provocat strivirea, forfecarea și exfolierea betonului cu flambarea armăturilor longitudinale, începînd cu ruperea zonelor de bulb de la capetele acestor diafragme, sub acțiunea eforturilor mari de compresiune, rezultate din încărcările gravitaționale, sporite prin acțiunea indirectă a cutremurului, cu direcție predominantă aproximativ paralelă cu direcția acestor diafragme. Cedarea fragilă a acestor diafragme a fost favorizată și accentuată de suprapunerea unor efecte rezultate din acțiunea combinată a mai multor factori, dintre care se menționează:

- Sensibilitatea sporită a structurii la solicitări seismice la care a contribuit alcătuirea de ansamblu: existența unei singure diafragme longitudinale, decalarea unora din diafragmele transversale, precum și, în general, secțiunea redusă a diaframelor și în special a bulbilor de la capete, ceea ce a dus la eforturi ridicate de compresiune în bulbi, sub acțiunea încărcărilor gravitaționale.

- Lipsa de ductilitate a diaframelor, atît datorită compresiunii ridicate, cît și armării generale insuficiente (un fel de beton slab armat), înclusiv în zona bulbilor de la capete (cu o armare transversală de asemenea foarte slabă), ceea ce a dus la zdrobirea betonului în secțiunile de la bază și în bulbi.

- Insuficiența, pentru preluarea eforturilor principale, a armării transversale a corpului diafragmei.

- Deficiențe de execuție (beton segregat și rosturi de turnare relativ dese, necorespunzător executate, eventuale defecte ascunse etc.) în secțiunile de la baza diaframelor și mai ales în zona bulbilor, datorită și unei tehnologii insuficient studiate, care au localizat ruperile casante ce au apărut în timpul cutremurului.



Fig. VI.34 e



Fig. VI.34 f

Cedarea, respectiv prăbușirea efectivă a unui singur tronson, F, al blocului OD 16, trebuie considerată în contextul avarierii grave și a altor tronsoane care au necesitat foarte ample lucrări de consolidare prin cămășuire generale de beton armat, ceea ce arată sensibilitatea structurii de acest tip, la solicitări seismice puternice, din cauza insuficienței de capacitate de rezistență și deformabilitate în domeniul postelastice.

În concluzie, cauzele prăbușirii și ale celorlalte avarieri importante, după cum rezultă din expertizele tehnice și din analizele efectuate, constau dintr-o suprapunere de efecte rezultate din acțiunea combinată a mai multor factori (sensibilitatea sporită a structurii la solicitări seismice, la care au contribuit alcătuirea de ansamblu, alcătuirea și mai ales armarea nesatisfăcătoare a diaframelor, deficiențe de execuție a betonului, unele lipsuri în armare etc.). Un factor esențial care a antrenat prăbușirea l-a constituit, desigur, intensitatea mare a solicitărilor seismice efective la cutremurul din 4 martie 1977, care — după studiile efectuate în cadrul Institutului Proiect București — au marcat o culminație în zona amplasamentului blocului OD 16 din bd. Păcii, depășind cu mult solicitările convenționale prevăzute în prescrip-

ții și pentru care capacitatea de rezistență anti-seismică a construcției era insuficientă.

Această suprapunere de efecte a condus la dezvoltarea unor eforturi excesive din acțiunea conjugată a momentului încovoietor, forței axiale și forței tăietoare în diafragmele de beton armat care, având o ductilitate foarte redusă, au cedat, ducând la prăbușirea tronsonului F și la avarierea foarte gravă a altor tronsoane.

Insuficiențele privind conformarea, capacitatea de rezistență antiseismică și de deformare postelastice a diafragmelor de la această construcție, se explică, ca și în alte cazuri, prin lipsa unor prescripții tehnice, fundamentate pe cercetări corespunzătoare (referitoare la comportarea structurilor cu diafragme la solicitări dinamice în stadiul postelastic), pentru proiectarea unor astfel de structuri.

Ținând seama de toate cele menționate, este indicată o aprofundare în continuare a analizei comportării acestui tip de structură, atât prin încercări pe modele fizice, cât și prin analize numerice pe calculator pentru elucidarea tuturor aspectelor și fundamentarea științifică a comportării și a rezervei de capacitate portantă a clădirilor realizate cu tipul de secțiune OD.

c. În ceea ce privește *comportarea generală la cutremurul din 4 martie 1977 a clădirilor de locuit cu diafragme de beton armat monolit din București*, realizate în masă cu diferite secțiuni tip, aceasta se înscrie, în genere, în comportarea de ansamblu a acestor clădiri, caracterizată la paragraful VI.2.3.4., sub aspectul degradărilor și avariilor produse de cutremur și a cauzelor acestora, cu mențiunea că numărul și gravitatea avariilor au fost mai mari la clădirile realizate în București, unde și intensitatea cutremurului s-a resimțit mai puternic decât în alte zone, fapt ce rezultă și din fotografiile prezentate (fig. VI.35... fig. VI.40).

Desigur, în foarte multe cazuri, astfel de clădiri s-au comportat bine, datorită unei concepții antiseismice corespunzătoare și unei execuții îngrijite, cum a fost, spre exemplu, cazul blocurilor de locuințe din ansamblul Pieții Palatului din București și de pe magistrala Nord-Sud realizate în anii 1959—1960, precum și altele.

Condițiile întâlnite în Municipiul București, așa cum s-a arătat și în capitolul V, privind pe de o parte, o arie relativ mare construită, iar pe de altă parte, existența unor clădiri tip construite în serie mare, oferă posibilitatea obținerii unor date și concluzii foarte prețioase asupra analizei comportării clădirilor la recentul cutremur de pământ și interpretării statistice a rezultatelor.

În același timp, mișcarea seismică a avut la București (vezi cap. V) direcții preferențiale de manifestare, lucru evidențiat atât de înregistrările cutremurului obținute la INCERC, cât și de cele ce au rezultat din examinarea sumară a avariilor la unele construcții, care toate au indi-

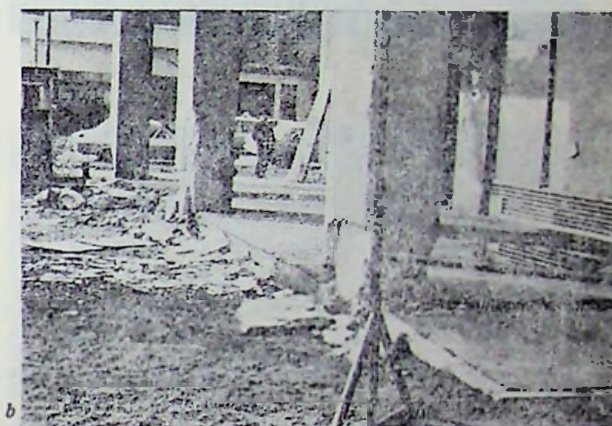


Fig. VI.35. — Blocul de locuințe „Dinamo 6” din București, șos. Ștefan cel Mare. Clădire nouă cu diafragme de beton armat monolit și parter flexibil (parter și 8 etaje): a — Vedere de ansamblu; b — Avarii la stâlpii fațadei laterale; c — Stâlp avariat la parter.

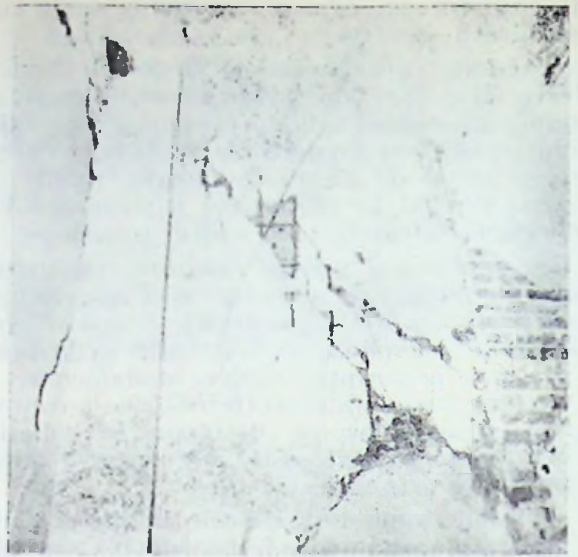
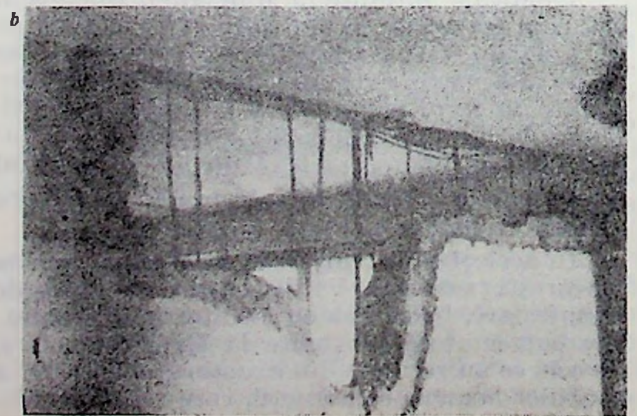
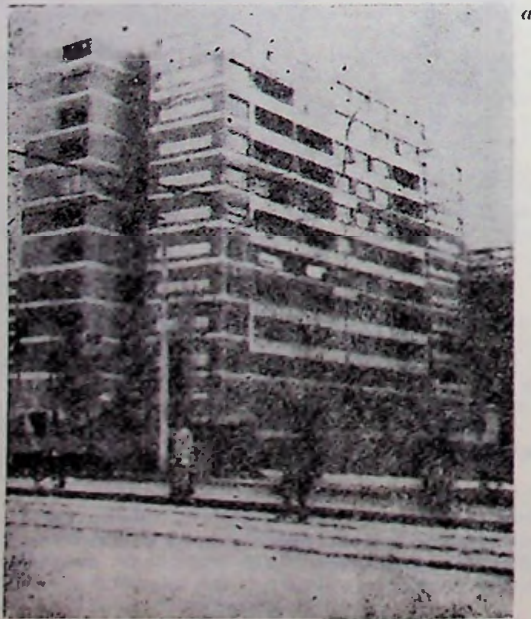


Fig. VI.36. — Blocul de locuințe „Dioda” din București, bd. 1 Mai. Clădire nouă cu diafragme de beton armat monolit și parter flexibil (parter și 6 etaje); *a* — Vedere de ansamblu; *b* — Avarii la caja liftului; *c* — Stîlp avariat la capătul superior (parter).



Fig. VI.37. — Blocul de locuințe R. 26 din București, șos. Colentina. Clădire nouă cu diafragme de beton armat monolit (parter și 10 etaje); *a* — Vedere de ansamblu; *b* — Diafragmă distrusă la cutremur (beton segregat, armături rupte), pregătită pentru remediere prin rebetonare.



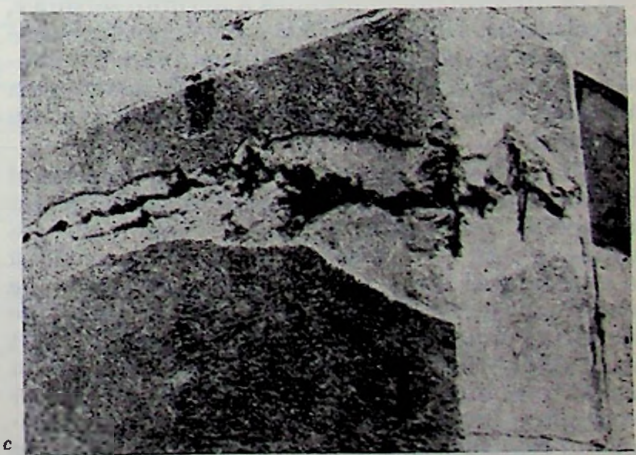
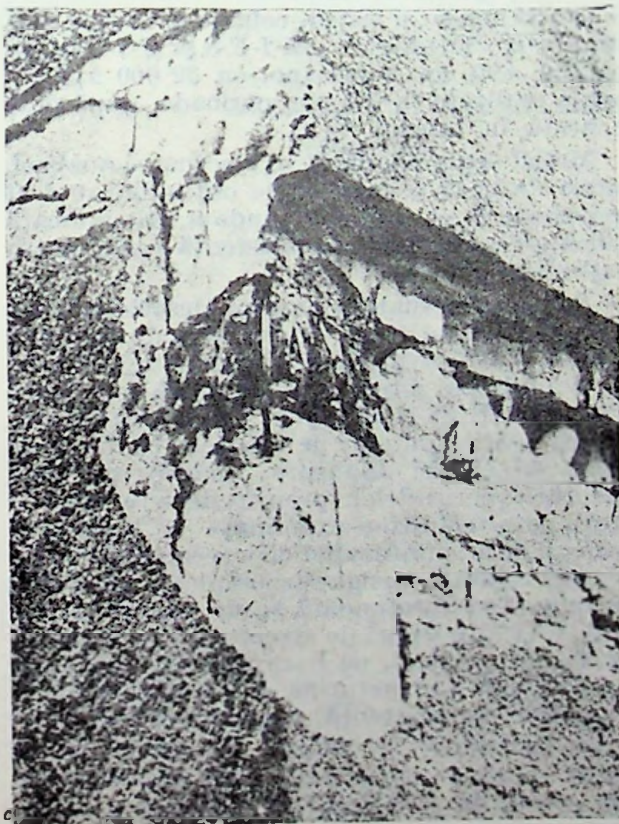
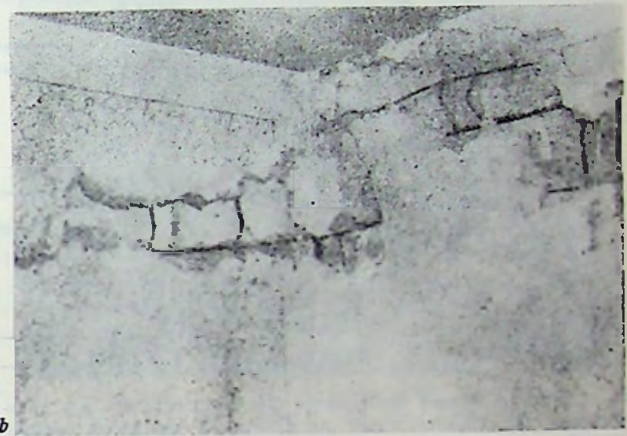


Fig. VI.38. — Blocul de locuințe OD44 din București, șos. Colentina. Clădire nouă cu diafragme de beton armat monolit (parter și 10 etaje): *a* — Vedere de ansamblu; *b* — Diafragmă avariată (fisuri și crăpături orizontale în rosturile de turnare); *c* — Avarierea unui stâlp (bulb) în fațadă, la parter.

Fig. VI.39. — Blocul de locuințe „E₃” din București. Drumul Taberei (microraion 7). Clădire nouă cu diafragme de beton armat monolit (parter și 10 etaje): *a* — Vedere de ansamblu; *b* — Avarii la o intersecție de diafragme, în zonă cu defecte de execuție. Vedere interioară (poziția greșită a blocurilor de beton celular autoclavizat a redus grosimea stratului interior de beton de la 13 cm la 1 cm); *c* — Vedere exterioară a aceluși colț (segregări, armături flambate, etc.).



Fig. VI.40. — Blocul de locuințe din București, str. Dumitru Petrescu 85. Clădire nouă cu diafragme de beton armat monolit (parter și 10 etaje): a — Vedere de ansamblu; b — Avarii exterioare la capătul unei diafragme.

cat ca direcție predominantă a acțiunii seismice, direcția aproximativă NNE—SSV, ceea ce conduce la ideea de a lega studiul comportării construcțiilor și de amplasament și de orientarea acestora față de direcția predominantă a cutremurului.

Ținând seama de cele de mai sus, Institutul Proiect București în colaborare cu INCERC au întreprins un studiu detaliat — așa cum s-a arătat în cap. V — privind analiza comportării la cutremurul din 4 martie 1977 a clădirilor de locuit cu multe niveluri realizate în serie, pe teritoriul municipiului. În acest scop au fost alese clădiri cu structura în diafragme de beton armat monolit, executate în număr mare de exemplare (circa 60% din totalul apartamentelor noi realizate în București), pentru a permite o interpretare statistică și obținerea unor rezultate cu grad mare de încredere și în același timp cât mai uniform răspândite în cartierele noi din diferite zone ale municipiului (fig. VI.41)



Fig. VI.41. — Amplasarea în București a clădirilor de locuit noi cu secțiuni tip, având structura cu diafragme de beton armat monolit: Δ — secțiunea „R”; + — secțiunea „OD-fagure”; \bullet — secțiunea „M.I.F.8”; \square — secțiunea „M.I.F.4”.

În acest sens, din variatele tipuri de clădiri realizate cu diafragme de beton armat monolit în București, au fost selecționate 4 secțiuni tip, aplicate mai frecvent, mai ales în ultimii ani înainte de cutremur pe aproape întreg teritoriul municipiului la clădirile cu multe niveluri, în sistem fagure și sistem celular și anume secțiunile: R; OD-fagure; M-I-F-8 și M-I-F-4, totalizând 600 de tronsoane, cu 32 000 apartamente realizate în diferite perioade, după cum se arată în tabelul VI.1

Metodologia adoptată în efectuarea analizei, datele de bază și rezultatele obținute, au fost prezentate în capitolul V, unde a fost indicată și alcătuirea structurii de rezistență a celor patru secțiuni tip.

Analiza efectuată a cuprins descrierea avariilor și o cuantificare a gradului de avariere (între 0 — fără avarii și 5 — prăbușire), corelat cu gradul de intensitate seismică pe scara MSK (STAS 3684-71), prin extinderea și precizarea scării gradului de avariere la diversele tipuri de clădiri analizate, inclusiv pe baza măsurării perioadelor proprii de vibrație, la câteva din clădirile examinate și ținându-se seama și de orientarea clădirilor (vezi capitolul V). Această analiză, desigur incompletă, va trebui continuată și aprofundată și, de asemenea, extinsă și la alte tipuri de structuri, cuprinzând o analiză prin calcul, pe baze științifice, a comportării reale a structurilor și determinării proprietăților de rezistență, a proprietăților energetice (absorbție și disipare de energie etc.), ținând seama de natura dinamică a solicitărilor seismice și de comportarea inelastică a structurilor, pentru a putea explica cauza apariției

TABELUL VI.1

Secțiunea tip	Volum realizat		Perioada de realizare
	Tronsoane (nr.)	Apartamente (nr.)	
R	111	10 000	1962-1972
OD	166	8 000	1965-1976
M-I-F-8	235	9 000	1973-1976
M-I-F-4	91	5 000	1970-1976
Total	603	32 000	-

avarilor și a fundamenta măsurile cele mai judicioase de evitare a acestora în viitor.

Din analiza efectuată a rezultat ponderea tronsoanelor avariate pe diferite secțiuni și grade de avariere, așa cum se arată în tabelul VI.2.

În ceea ce privește comportarea propriu-zisă la cutremur a diferitelor secțiuni tip, din cele analizate, se prezintă principalele aspecte:

Secțiunea R (fig. V.28). Dintre avariile apărute la cutremur, la clădirile cu această secțiune se menționează următoarele mai frecvente și mai caracteristice, în ordinea gravității:

- Avarii ușoare constând de regulă din: fisuri orizontale, verticale, oblice sau în X, în buiandrugi (aproape la toate nivelurile); fisuri oblice în spațiile creați la parter prin spargerea diafragmelor longitudinale pentru golurile intrărilor; fisuri verticale, oblice sau în X în parapetii casei scării (care leagă perechile de diafragme transversale ale celor două corpuri de apartamente decalate din fiecare tronson); fisuri în diafragme longitudinale și transversale (în special la parter și primele niveluri) apărute în zonele slăbite de rosturile de turnare defectuos realizate (fisuri orizontale sau ușor înclinate) sau în dreptul orificiilor tijelor de glisare (fisuri verticale), apărute mai ales la capetele diafragmelor transversale, unde au provocat separarea netă a bulbilor de restul diafragmelor; fisuri orizontale în diafragme, uneori cu striviri locale la nivelul rezemării planșelor; fisuri și crăpături la rezemarea rampelor prefabricate de scări.

- Avarii moderate cuprinzând: crăpături, mai ales oblice sau în X în majoritatea buiandrugilor; fisuri până la crăpături - verticale sau orizontale - în diafragme (cu excepția celor de la aliniatul precedent), apărute mai ales în diafragmele longitudinale, în dreptul unor nișe de instalații sau la intersecția cu diafragmele transversale, la elementele scării; fisuri orizontale în dreptul rosturilor de turnare din diafragmele transversale, care au pătruns în bulbi; fisuri oblice (la 45°) în diafragme, mai ales în cele transversale mai rigide, continue pe întreaga lățime a clădirilor.

- Avarii importante constând din: fisuri și striviri orizontale în bulbii diafragmelor transversale; crăpături oblice la 45° în diafragme, mai ales în cele transversale și în bulbi; distrugerii până la rupe complete, cu ieșire din uz a buiandrugilor.

- Distrugerii cuprinzând: ruperea betonului cu dislocări, desprinderi, expulzări, și chiar deplasări de la verticală. În diafragme și bulbi (mergând până la secționarea completă a

TABELUL VI.2

Nr. crt.	Grad de avariere	Numărul și ponderea tronsoanelor avariate $\left(\frac{\text{nr.}}{\%}\right)$				
		Total	din care pe secțiunile tip			
			R	OD	M-I-F-8	M-I-F-4
0	1	2	3	4	5	6
1.	Avarii foarte ușoare sau fără avarii: <1,0	18	7	7	2	2
		3,0%	6,4%	4,2%	0,8%	2,0%
2.	Avarii ușoare 1,0...1,9	219	49	61	89	20
		36,3%	44,0%	36,5%	38,0%	22,0%
3.	Avarii moderate 2,0...2,9	284	38	72	126	48
		47,0%	34,0%	43,1%	53,5%	53,0%
4.	Avarii importante 3,0...3,9	71	13	19	18	21
		11,7%	12,0%	11,4%	7,7%	23,0%
5.	Distrugerii 4,0...4,9	11	4	7	-	-
		1,8%	3,6%	4,2%	-	-
6.	Prăbușiri 5,0	1	-	1*)	-	-
		0,2%	-	0,6%	-	-
7.	Total	604	111	167	235	91
		100%	100%	100%	100%	100%

* Tronsonul prăbușit al blocului OD 16 (Bd. Păcii).

acestora), cu flambarea armăturii, în special la parterul clădirilor.

Ca particularități și aspecte specifice de comportare la cutremur a clădirilor cu diafragme executate cu secțiunea R rezultă următoarele :

a) Deși această secțiune are două diafragme longitudinale mediane, comportarea sa la cutremur a fost în general mai slabă, datorită alături faptului că diafragmele longitudinale au fost sparte de golurile intrărilor, cit și, mai ales, din cauza lipsei de continuitate a diafragmelor transversale ale celor două corpuri de apartamente separate de culoarul central și decalate în lungul clădirii.

b) Această comportare a fost determinată și de condițiile de execuție prin glisare, aceste clădiri fiind caracterizate de la început printr-o serie de lipsuri și defecțiuni, care au fost puse în evidență încă înainte de cutremur, mai ales cu ocazia diverselor constatări și expertize efectuate în cadrul Inspecției de Stat în construcții — ISC (ca, de exemplu, la o serie de blocuri din șos. Colentina).

Dintre aceste lipsuri și defecțiuni constatate se menționează unele cu caracter general, comune și altor tipuri de blocuri ca : armare insuficientă a diafragmelor și poziționarea necorespunzătoare a armăturilor ; calitatea neomogenă și de multe ori sub marea prescrisă a betonului ; întreruperi frecvente în turnarea betonului, cu rosturi orizontale defectuos tratate și segregări de betoane în numeroase locuri ; zone cu crăpături și fisuri datorate antrenării betonului la glisare sau apărute în secțiunile slăbite din dreptul lăcașurilor lăsate de tije de glisare, uneori amplasate excentric ; armare necorespunzătoare și frecvente defecțiuni de betonare a buiandrugilor ; neuniformitatea grosimii pereților de beton și incorporarea în masa betonului de corpuri străine, mai ales la pereții exteriori cu termoizolație din beton celular, înglobată în mod neregulat (cu consecințe defavorabile și asupra izolării termice), etc.

Aceste lipsuri și defecțiuni remediate în parte, înainte de cutremur (acolo unde au fost mai vizibile), au fost de natură să diminueze capacitatea de rezistență a acestor structuri, fapt care a avut drept consecință o comportare defavorabilă la cutremur a clădirilor respective, producându-se apariția de avarii, mai ales în zonele cu defecțiuni inițiale.

c) Avariile constatate la clădirile cu secțiune R au cuprins întreaga gamă de forme și gravitate de la simple fisuri, cu orientări diferite, până la crăpături înclinate sau în formă de X în buiandrugii și diafragme, atît longitudinale dar mai ales transversale, dintre care unele au pătruns și în bulbi, în special la primele niveluri ale clădirilor și mergînd chiar la avarii importante și distrugerii, cuprinzînd rupe și dislocarea betonului, cu flambarea armăturii, în primul rînd la parterul clădirilor.

Secțiunea OD (fig. V.29). La această secțiune s-au înregistrat, în general, avarii de același tip ca la secțiunea R. Ținînd seama, însă de caracteristicile secțiunii (o singură diafragmă longitudinală mediană și diafragme transversale continui numai la capetele tronsoanelor și la casa scării), mai pot fi menționate cîteva aspecte specifice, în legătură cu comportarea la cutremur a acestei secțiuni :

a) O accentuare a avariilor (ca număr, gravitate și extindere pe nivelurile superioare) la diafragma longitudinală mediană, atît sub forma fisurilor sau crăpăturilor verticale, cit și sub forma fisurilor sau crăpăturilor oblice, fenomen care a apărut mai pregnant la clădirile orientate cu axa longitudinală pe direcția predominantă a acțiunii cutremurului (cartierul Berceni și Drumul Taberei), ceea ce denotă sensibilitatea mai mare a clădirilor cu o singură diafragmă longitudinală la solicitări seismice. De asemenea, au fost constatate fisuri pătrunse, oblice și mai ales în formă de X a spaletului central dintre cele două uși, care străpung diafragmele transversale ce încadrează casa scării.

b) La blocurile cu secțiuni OD, alcătuite din mai multe tronsoane decalate pe direcția transversală, s-a observat o accentuare a avariilor la tronsoanele din zona decalării.

Secțiunea M-1-F-8 (fig. V.30), de tip „celular”, cu diafragme pe două direcții, formînd un nucleu central, a avut o comportare mai bună și mai omogenă la cutremur, cu o mai egală distribuție a avariilor pe înălțimea structurii și de o gravitate mai redusă, nesemnalîndu-se rupturi sau dislocări.

Ca particularități de comportare la cutremur și avarii produse la această secțiune, se menționează următoarele :

a) Cele mai frecvente avarii structurale au fost fisurarea sau crăparea oblică sau în X a diafragmelor transversale centrale exterioare nucleului, mai ales la nivelurile inferioare. S-au semnalat și fisuri oblice în diafragmele longitudinale, acolo unde orientarea a favorizat acest lucru, mai frecvent la etajele inferioare, precum și — în unele cazuri — fisuri sau crăpături verticale în diafragma longitudinală, în dreptul intersecției cu diafragma transversală exterioară nucleului.

b) Fisurarea sau crăparea buiandrugilor (mai ales a celor din diafragmele transversale) a fost, în general, reparată pe mai multe niveluri decît la alte secțiuni, fiind, evident, mai pronunțată la etajele inferioare.

c) Rareori s-au observat fenomene de striviri în stâlpi sau bulbi și în aceste cazuri ele fiind în general reduse ca întindere și prezentînd numai un început de flambare a armăturii longitudinale.

Sub aspectul comportării la cutremur a secțiunii M-1-F-4 (fig. V.31), cuprinzînd două diafragme longitudinale mediane și trei diafragme transversale, întrerupte la mijloc, trebuie menționat că această comportare, precum și localizarea avariilor au fost influențate, în mod clar, de alcătuirea și conformarea structurii.

a) Astfel, discontinuitatea diafragmelor transversale (întrerupte de culoarul central și legate numai prin grinzi pendulare la nivelul planșelor), a făcut ca avariile cele mai frecvente și mai importante să fie întîlnite în diafragmele transversale : de la fisuri și crăpături orizontale și verticale, trecînd prin fisuri și crăpături oblice, pînă la fisurarea și crăparea în X, în dublu X și chiar neregulate, care au apărut uneori pînă la etajul VI (șos. Pantelimon).

b) Alte avarii caracteristice acestei secțiuni au fost fisurile, crăpăturile sau chiar ruperea grinzilor de legătură din culoar dintre diafragmele transversale discontinui.

În ansamblu, din studiul efectuat de Institutul Proiect București în colaborare cu INCERC cu privire la analizarea comportării la cutremur a clădirilor noi de locuit executate în mare serie cu structura în diafragme de beton armat monolit, ținînd seama și de cele arătate în capitolul V, pot fi reținute următoarele considerații :

a) În București s-a manifestat clar o direcție predominantă a acțiunii seismice la ultimul cutremur (direcția epicentrală), concretizată în distribuția avariilor majorității clădirilor studiate, precum și concentrări puternice de intensități seismice în unele zone, așa cum s-a arătat în capitolul V.

b) Din studiul global al secțiunilor tip, s-a putut contura un „clasament” al acestora, din punct de vedere al comportării acestora la cutremur (independent de amplasament și

orientare) și anume în următoarea ordine: o comportare mai bună a secțiunilor M-I-F-8, apoi M-I-F-4 și o comportare mai puțin satisfăcătoare a secțiunilor R și OD-fagure la care s-au constatat și distrugerii sau chiar prăbușirea unui tronson (OD 16). Față de toate secțiunile cu diafragme de beton armat monolit menționate, clădirile din panouri mari (parter și 8 etaje) au avut o comportare mai bună.

c) Majoritatea avariilor constatate la structurile cu diafragme de beton armat monolit din București provin — pe lângă cauzele generale arătate la paragraful 2.3.4. — din insuficiența armare a acestora. Tabloul de ansamblu al avariilor indică faptul că mecanismul de avariere este, în esență, spațial, ceea ce desigur, face foarte dificilă justificarea acestuia prin calculele la nivelul posibilităților actuale. În ceea ce privește avarierea buiandrugilor, de la fisurare până la distrugere, este de reținut faptul că aceștia constituie, prin însăși concepția de proiectare, elemente care — prin ieșirea din lucru — oferă prima posibilitate de disipare a energiei.

d) La secțiunile la care au existat tronsoane cu număr de niveluri variabil, nu s-a putut trage vreo concluzie în legătură cu relația dintre numărul de niveluri și gradul de avariere, ceea ce era de așteptat, deoarece, pe de o parte, în domeniul de perioade, corespunzător variației regiunii de înălțime (de la parter și 6 etaje la parter și 12 etaje), în cazul structurilor cu diafragme, vîrfurile spectrale locale pot avea fluctuații de poziție, în funcție de amplasament, iar, pe de altă parte, gama corespunzătoare de perioade este prea îngustă, pentru a marca tendința generală de creștere a intensității cu perioadele.

e) Cu privire la alcătuirea structurilor cu diafragme de beton armat în regiuni seismice, pot fi desprinse următoarele observații și recomandări pentru viitor:

— Este necesar să se aplice procedee de calcul și alcătuire constructivă îmbunătățite, corespunzător datelor celor mai recente ale cercetărilor aflate în curs, în multe țări, privind comportarea diafragmelor la solicitări seismice.

— Trebuie evitate, pe cât posibil, structurile avînd o singură diafragmă longitudinală, chiar dacă aceasta este dispusă pe axa mediană de simetrie a structurii.

— Trebuie evitate disimetriile atât cele geometrice, cât și cele elastice (în special dispunerea nesimetrică sau neechilibrată în plan, a nucleelor rigide: case-scări, caje-lift, grupuri de ghene verticale etc.).

— Partiurile clădirilor trebuie să fie cât mai simple, evitîndu-se, mai ales în cazul terenuri-

lor libere, partiuri neregulate, cu pereți longitudinali decalajați „în trepte”, sau cu pereți transversali decalajați.

— În cazul tronsoanelor cu caracteristici dinamice diferite, acestea trebuie separate prin rosturi mai mari (marcate la exterior).

— Rosturile de lucru (de betonare) trebuie practicate numai în locurile indicate în proiect sau cu acordul proiectantului și tratate în conformitate cu prevederile instrucțiunilor tehnice sau ale proiectului.

f) Deoarece din motive constructive, unele tipuri de clădiri prezintă o rezistență mai mare antisismică pe direcția longitudinală, rezultă că — în aceste cazuri — orientarea acestui ax pe *direcția epicentrală* ar conduce la efecte favorabile în ce privește comportarea clădirilor în cursul unor eventuale cutremure. Este de subliniat faptul că în cazul municipiului București, această orientare este și cea mai rațională din punct de vedere al însoririi și iluminării naturale a locuințelor (ferestre spre ESE și VNV) și de aceea se recomandă a se ține seama de aceasta la sistematizarea zonelor relativ libere.

g) Paralel cu îmbunătățirea alcătuirii și calculului structurilor de clădiri pentru zone seismice, este necesar să se producă și o ridicare substanțială a nivelului calitativ al execuției lucrărilor, pentru a putea asigura transpunerea fidelă în practică a soluțiilor proiectate. Acest obiectiv trebuie obținut prin îmbunătățirea organizării și a controlului preventiv, din afară.

VI.2.3.5. Comportarea clădirilor de locuit noi cu cadre de beton armat. Deși sistemul constructiv cu cadre de beton armat a avut până în prezent o utilizare mult mai restrînsă la clădirile noi de locuit, în raport cu celelalte sisteme constructive (diafragme de beton armat monolit sau panouri mari), analiza comportării la cutremur a clădirilor realizate cu acest sistem constructiv prezintă importanță, datorită atât unor particularități ale clădirilor noi cu cadre de beton armat, față de clădirile vechi cu schelet de beton armat, realizate până în 1950, cât și necesității a de aplica și în viitor acest sistem, datorită adaptabilității sale mai bune la cerințe funcționale variate, inclusiv cele privind amplasarea unor spații comerciale la parter și eventual chiar la primul etaj.

Spre deosebire de clădirile vechi cu schelet de beton armat realizate mai ales în București, în cea mai mare parte înainte de cutremurul din 10 noiembrie 1940, care aveau în general o formă neregulată și nesimetrică în plan și elevație, cu elemente de rezistență (stilpi și grinzi) dispuse neordonat, clădirile noi cu structura în cadre de beton armat se caracterizează prin adoptarea unor trame, în ansamblu ordonate, cu

grinzi pe ambele direcții, formînd cadre spațiale împreună cu stîlpii dispuși regulat.

Stîlpii structurii sînt din beton armat monolit (la început B 170 și B 200, apoi B 300), grinzile sînt monolite sau — foarte rar — prefabricate, iar planșeele sînt fie monolite, fie din panouri și semipanouri prefabricate, sau din pre-dale suprabetonate. Pereții despărțitori s-au realizat inițial din zidărie de cărămidă, apoi din blocuri sau plăci de beton celular autoclavizat iar, în ultimul timp, de regulă din fișii de beton celular autoclavizat; fațadele au fost executate la început, de asemenea din zidărie de cărămidă eficientă sau din blocuri de beton celular autoclavizat, iar ulterior din fișii de beton celular autoclavizat sau panouri prefabricate de beton armat, tip sandvici.

Clădirile de locuit cu structura din cadre de beton armat au fost realizate cu regim de înălțime variabil, începînd chiar cu parter și 3...4 etaje, dar mai ales cu număr mare de niveluri de la parter și 8 pînă la parter și 14 etaje și chiar mai mult, aplicarea lor fiind determinată de necesitatea amplasării unor magazine mari la parter și uneori la etajul I. Inițial s-au folosit trame de $4,50 \times 5,0$ m, apoi pe considerente de funcționalitate comercială, s-a adoptat trama de 6×6 m, dar ulterior a rezultat că se pot realiza clădiri cu magazine la parter și pe trame mai mici, de exemplu $5,40 \times 3,60$ m, care sînt mai avantajoase din punct de vedere al consumului de oțel beton.

Variatatea soluțiilor utilizate la proiectarea clădirilor noi de locuit cu structura în cadre de beton armat și totodată complexitatea factorilor, care influențează comportarea acestor construcții la acțiunea solicitărilor seismice, au făcut ca imobilele realizate cu acest sistem constructiv să prezinte caracteristici de comportare la cutremur foarte diferite, pornind de la situații cînd nu s-au înregistrat nici un fel de avarii în structură — chiar și în zone de seismicitate ridicată — și mergînd pînă la avarii grave și uneori (foarte rar) chiar la prăbușiri parțiale.

Un singur caz interesant — și cu totul deosebit — de distrugere l-a constituit clădirea parter și 3 etaje din Valea Călugărească (jud. Prahova) cu structura mixtă de beton armat și zidărie, avînd parterul amenajat pentru o cofetărie și spații comerciale, iar etajele pentru locuințe, la care stîlpii parterului s-au forfecat cam la jumătatea înălțimii lor, cei perimetrali înclinîndu-se spre exterior, permițînd astfel clădirii să se deplaseze pe verticală, așa încît planșeul de peste parter a ajuns la nivelul solului, fără ca în clădire să se producă prăbușiri sau alte degradări grave cu excepția zonelor de la cele două scări și a zonei mediane, unde stîlpii centrali au poansat planșeul (fig. VI.42.). În afară de conformarea și rezistența antiseismică insuficientă (parter flexibil cu stîlpi de secțiune redusă) față de marea intensitate a cutremurului, la această clădire s-a mai consta-



Fig. VI.42. — Clădire de locuit la Valea Călugărească, județul Prahova. Clădire nouă cu structura în zidărie și beton armat monolit (parter și 3 etaje): a — Vedere de ansamblu după cutremur a clădirii prăbușite pe verticală cu circa 3 m (un nivel) prin ruperea stîlpilor de la parter; b — Vederea stîlpilor parterului ruși la partea superioară și rezemați de pereții nivelului superior; c — Ruperea scării interioare.

tat și deficiențe de execuție (beton de slabă calitate, mai ales în stâlpii perimetrali, la care s-a distrus aderența cu armăturile din oțel PC 52; realizarea necorespunzătoare a etrierilor din porțiunile de la capetele superioare ale stâlpilor etc.).

Desigur, în comportarea generală a clădirilor de locuit cu structura în cadre, cel mai mult de suferit au avut clădirile mai înalte, cu multe niveluri, mai flexibile, la care au apărut și efecte de ordinul II și la care s-au înregistrat și avariile cele mai caracteristice. În ansamblu însă, s-a constatat o comportare mult mai bună a clădirilor noi de locuit, cu structura în cadre de beton armat, în comparație cu clădirile vechi de locuit cu schelet de beton armat.

Cazurile tipice de avarii la clădirile cu structura în cadre de beton armat, apărute în marea majoritate la cele cu multe niveluri (care sînt mai flexibile), constau atît în degradări ale structurii de rezistență propriu-zise (stâlpi și grinzi), cît și în avarieri importante ale elementelor nestructurale, care formează de regulă panouri de zidărie mai rigide (de închidere, de umplutură sau despărțitoare) amplasate între elementele mai flexibile ale cadrelor. Toate aceste avarii au fost localizate, în cele mai multe cazuri, la parter și la primele 2...4 niveluri.

Cauza principală a avariilor tipice apărute la clădirile cu structura în cadre de beton armat și panouri de zidărie a constat, în primul rînd, în intensitatea ridicată și caracteristicile spectrale ale cutremurului din 4 martie 1977, care au dus la solicitări mult mai mari decît cele prevăzute în calcul, mai ales la construcțiile mai înalte cu perioade de vibrație lungi (1...2s), la care, datorită alurii curbei spectrale „ β ” din normativul P.13-70, cu totul nepotrivită pentru cutremurele vrîncene, au putut să rezultate forțe convenționale seismice de 3...4 ori mai mici decît cele corespunzătoare forțelor efective produse la cutremur. Legat de această situație, trebuie relevată și insuficienta cunoaștere a modului de comportare a cadrelor de beton armat în domeniul inelastice, care este caracteristic pentru astfel de structuri supuse la solicitări dinamice mari, la care preluarea solicitărilor laterale se face prin deformații de ansamblu și deplasări relative de etaje (influențate la rîndul lor de modurile superioare de vibrație), iar modul de dezvoltare a eforturilor în elementele cadrelor de clădiri înalte supuse la forțe laterale de tip seismic, este afectat în mod deosebit de raportul caracteristicilor de rezistență și rigiditate dintre grinzi și stâlpi și de modul de dezvoltare a procesului de degradare urmată la rîndul ei de mărirea periculoasă a deplasărilor relative de etaj.

În al doilea rînd, ca factor agravant al acestei situații, trebuie menționate rezistența și rigiditatea redusă a cadrelor de beton armat, în special la forțe tăietoare din cutremur precum și cunoașterea insuficientă și lipsa de reglementare, fundamentată prin prescripții, a modului de luare în considerare a rigidității structurilor

în cadre și mai ales a modului de conlucrare la solicitări dinamice-seismice de mare intensitate, a ansamblului format din două categorii de elemente (ce nu pot fi separate) cu caracteristici foarte diferite: cadrele de beton armat și panourile de zidărie, de regulă împănate între stâlpii și grinzele cadrelor.

Ca urmare a acestei situații, a apărut o diferență mare între rigiditatea structurii, estimată prin proiectare (fără luarea în considerare a conlucrării structurii de beton armat, cu zidăria de umplutură) și rigiditatea efectivă din construcție, sporită prin contribuția reală a panourilor de zidărie. Datorită conlucrării dintre cadre și pereții de zidărie, în prima fază a acțiunii cutremurului, răspunsul construcției corespunde unui sistem cu rigiditate de ansamblu sensibil mai mare decît cea rezultată din calcul, răspunsul apropiindu-se mai mult de comportarea unui sistem cu diafragme din „zidărie înrămată”.

Prin aceasta, pe de o parte, se mărește încărcările seismice ale cadrelor, cu mult peste cele luate în considerare în calcul, putînd să apară și nesimetrii și efecte sensibile de forsiune de ansamblu, din cauza distribuției neregulate a pereților, ceea ce poate provoca suprasolicitarea și deci degradarea, mai ales a stâlpilor cadrelor la acțiunea forțelor tăietoare; pe de altă parte, elementele nestructurale sînt antrenate de cadre în deformarea lor (a căror deplasare nu a fost suficient limitată prin calcul), pe care pereții nu o pot urmări, fiind alcătuiți din materiale rigide și casante (zidării de cărămidă, de beton celular etc.), fără rezistență la întindere. În acest mod, zidăriile participă la preluarea primelor solicitări date de forțele seismice constituind primele posibilități de disipare a energiei induse și ca urmare suferă deteriorări importante, constînd din fisuri și degradări, după care solicitările transmise cadrelor crește considerabil. În continuare, dacă structura este bine conformată și dimensionată, cadrul de beton armat poate asigura noi rezerve de disipare a energiei prin lucrul său în domeniul postelastice și, de asemenea, zidăria poate continua să lucreze prin porțiunile sale nedegradate, în noi forme de echilibru și chiar poate realiza disipări suplimentare de energie prin continuarea procesului de fisurare-crăpare. Atunci cînd structura are deficiențe de conformare și de capacitate de rezistență, cum s-a întîmplat în multe cazuri, aceasta a suferit avarii importante.

Rezultă deci că solicitările foarte mari provocate de intensitatea mare a cutremurului precum și cunoașterea insuficientă a modului de conlucrare a celor două părți componente ale clădirii (structura de beton armat și panourile de zidărie), cu proprietăți atît de diferite încît se poate ajunge — în lipsa unor măsuri adecvate — la o incompatibilitate ridicată între ele, datorită flexibilității globale mult mai mari a structurii, au fost cauzele principale ale degradărilor și avariilor apărute la clădirile înalte cu cadre de beton armat, întrucît deplasările

relative de nivel, impuse de acțiunea seismică, au depășit valorile limită la care apar primele avarii.

Problema conlucrării dintre cadre și pereți este în realitate foarte complexă, existând posibilitatea unei game întregi de rezolvări pentru tratarea ansamblului structură + panouri de pereți, atât sub aspectul gradului de solidarizare a celor două părți componente, cât și a luării în considerare prin proiectare, a modului de conlucrare între ele. În funcție de modul de rezolvare a acestor aspecte, rolul celor două părți ale ansamblului, poate varia foarte mult, influențând atât comportarea acestuia, cât și a fiecărei părți.

Ca exemplificări ale rolului jucat de pereții din zidărie în sporirea rigidității și a modului de comportare la cutremur a clădirilor cu structura în cadre de beton armat, se menționează două blocuri executate la Buftea, cu același tip de structură și aceeași alcătuire, cu excepția parterului, care la blocul 213 avea prevăzut un spațiu comercial necompartimentat, iar la blocul 215 a fost amenajat cu compartimentări pentru crearea unor ateliere ale cooperăției meșteșugărești. Această deosebire de compartimentare concretizată deci, în lipsa sau prezența unor pereți despărțitori la parter, a atras după sine o comportare diferită la cutremurul din 1 martie 1977 și anume: la blocul 213 fără compartimentări, stâlpii parterului au fost puternic deteriorați, imediat sub planșeu, unde s-a pus în evidență rostul de întrerupere a turlării pentru rezemarea grinzilor prefabricate și unde betonul a fost expulzat datorită și lipsei etrierilor pe înălțimea grinzilor; în schimb la blocul 215 cu compartimentări la parter, structura nu a fost afectată deloc, dar toți pereții despărțitori de la parter au jucat rolul unor disipatori de energie și s-au degradat puternic.

În general, se menționează că procentual, cele mai multe deteriorări la structurile în cadre

s-au produs la clădirile de locuit cu spații comerciale la parter, la care a apărut o discontinuitate de rigiditate între parter și restul clădirii.

Avariile caracteristice provocate de cutremur la elementele structurilor noi în cadre de beton armat reprezintă, în general, avarii clare apărute în stâlpi și grinzi, care au fost semnalate la toate cutremurele din ultimele două decenii, ca urmare a diferitelor eforturi produse de încărcări: încovoiere, efort axial, forță tăietoare. În afară de aceste avarii clare, au apărut însă și o serie de avarii cu o configurație mai puțin clară [4] datorate unor fenomene auxiliare (inclusiv defecte de execuție).

În cazul stâlpilor, avariile clare sînt legate de preponderența tipului de efort menționat.

a) Astfel, atunci cînd a predominat încovoierea, M , fenomenul caracteristic apărut, mai ales la stâlpii scurți, a constat din producerea articulațiilor plastice la ambele capete ale stâlpilor (unde se concentrează valorile maxime ale sollicitărilor) sub acțiunea momentului și a forței axiale (compresiune excentrică), manifestată, de regulă, sub forma unor fisuri orizontale (normale pe axa stîlpului) indicînd intrarea în curgere a armăturii, deseori în dreptul unor rosturi de lucru defectuos tratate; aceste deschideri de rosturi pot căpăta chiar caracterul unor avarii importante fiind însoțite de multe ori de zdrobirea și exfolierea betonului în zona comprimată (fig. VI.13a) și flambarea armăturilor longitudinale. Uneori au apărut numai distrugerii mîci ale stratului exterior de beton de acoperire a armăturilor, ceea ce se poate explica prin diferența de rezistență care există între betonul mai slab al acestui strat și betonul „simburelui” prins între etrieri.

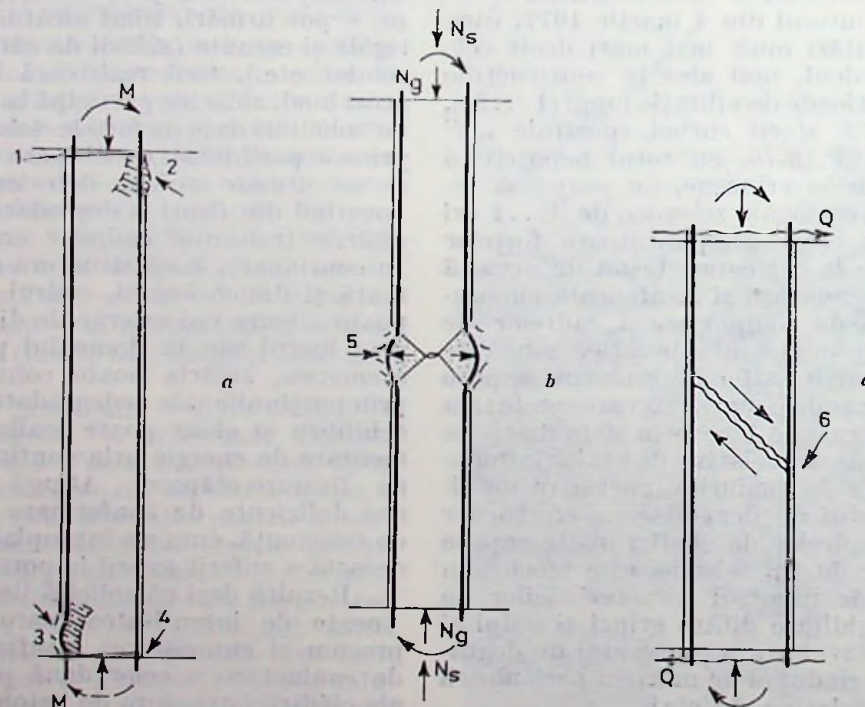


Fig. VI.13. — Avarii caracteristice la stâlpii cadrelor din beton armat în funcție de tipul de efort predominant, rezultat din acțiunea cutremurului: a — Stâlp solicitat la moment încovoietor — M (articulații plastice): 1 — curgerea armăturii; 2 — exfolierea betonului; 3 — zdrobirea (exfolierea) betonului și flambarea armăturii; 4 — curgere; b — Stâlp solicitat la efort axial de compresiune — N : 5 — zdrobirea (exfolierea) betonului, flambarea armăturii și desfacerea (ruperea) etrierilor; c — Stâlp solicitat la forță tăietoare — Q : 6 — dislocare oblică, ensantă (luncare).

care fiind mai rezistent și mai deformabil nu s-a strivit, astfel, că nu a apărut nici flambarea armăturilor (s-au putut observa uneori numai ușoare desprinderi ale armăturii față de betonul din „simbură”).

b) În cazul preponderenței efortului axial de compresie N , datorat încărcărilor gravitaționale și acțiunii indirecte (de răsturnare) a încărcărilor seismice orizontale, au apărut ruperi (zdrobiri), uneori chiar în porțiunile centrale ale stâlpilor și mai ales în zonele cu beton segregat, de tipul „dublu-con” (fig. VI.43b), similare cu cele cunoscute de la încărcările de compresie ale epruvetelor de beton simplu. Aceste ruperi au fost însoțite de exfolierea laterală a betonului, flambarea armăturilor și uneori desfacerea sau ruperea etrierilor.

c) Acțiunea predominantă a forțelor tăietoare, s-a manifestat în mod foarte clar, în special la stâlpii medii și scurți, insuficient asigurați la astfel de solicitări (mai ales sub aspectul armării), având ca urmare fisuri sau chiar ruperi casante pe secțiuni înclinate, producând o dislocare oblică a stâlpului (fig. VI.43 c) și putând duce direct la cedare.

În general, fisurarea (sau ruperea) înclinată a stâlpilor este rezultatul unei suprasolicitări în domeniul postelastice, provocată de cutremur, de fapt o stare compusă de solicitare din încovoiere, forță tăietoare (preponderentă) și forță axială și a mecanismului care asigură rezistența stâlpului în secțiuni înclinate și care depinde, înainte de fisurare, de rezistența la întindere a betonului, iar după fisurare, de armarea transversală și rezistența betonului zonei comprimate.

De multe ori prezența unor forțe tăietoare alternative s-a suprapus cu efectul important al forțelor axiale, transformând ruperea, sub formă de dublu-con, în avarii generalizate. Asemenea situații periculoase apar mai rar, necesitând o combinație dezavantajoasă a parametrilor menționați mai sus, dar ele trebuie evitate cu orice preț, orice proces de cedare a stâlpilor (ca și a oricărui element de beton armat), trebuind să se producă de regulă, prin depășirea capacității portante la încovoiere și forță axială, după dezvoltarea unor deformații postelastice și numai în caz extrem să se ajungă la o cedare, la limită, din forță tăietoare.

d) Avarii mai puțin clare au apărut la stâlpi, în cazul unor interacțiuni necontrolate, cauzate de prezența unor elemente aparent nestructurale ca: parapete, scări, centuri, rigide etc., care au dus la scurtarea lunginii de lucru a stâlpilor și au generat ruperi casante, din forța tăietoare, având direcții oblice sau în formă de X.

La grinzile cadrelor, de asemenea au fost puse în evidență cazuri clare de avarii provocate de cauze bine determinate.

a) Astfel, ca și la stâlpi, una din avariile caracteristice ale grinzilor, a constat din producerea articulațiilor plastice la capete, datorate momentului încovoietor, manifestată sub forma unor fisuri (mai rar crăpături) normale, situate la partea întinsă superioară sau inferioară a grinzilor (fig. VI.44a).

Asemenea fisuri mai dezvoltate (crăpături) au fost însoțite și de cedări ale zonei comprimate de beton, în unele cazuri cu flambări de armături, dar numai sub acțiunea

momentelor negative rezultate din suprapunerea efectelor, deci la partea inferioară a grinzii în apropierea reazemelor (zona comprimată sub acțiunea momentelor pozitive de la partea superioară, fiind sensibil mai puternică datorită prezenței plăcii).

b) O a doua categorie de avarii clare apărute la grinzii a constat din fisuri oblice (la circa 45°) situate spre reazeme și pornind de la partea inferioară unde sînt mai deschise (fig. VI.44b) uneori fiind însoțite și de dislocări izolate. Aceste avarii, cu caracter casant și foarte periculoase provin din eforturi principale provocate de acțiunea forței tăietoare. În unele cazuri fisurile oblice au fost fine și distribuite pe o zonă mai întinsă.

c) Mai frecvente au fost însă, în cazul grinzilor, avariile cu configurație neclară, datorate unor fenomene auxiliare, neglijate în proiectarea curentă, ale căror efecte suprapuse au influențat modul de avariere. Asemenea cazuri au fost provocate de: micșorarea deschiderilor, datorită unor reazeme intermediare apărute prin prezența unor ziduri bine împănate, care au scurtat deschiderea grinzii, conducând la ruperi casante oblice sau în X; existența unor încărcări concentrate mari, ca efect al rezemării unor grinzii secundare importante pe grinda principală, al căror efect poate fi amplificat de seism, producând fisuri verticale în dreptul lor; efecte de „tirant” din interacțiunea cu panourile de zidărie înrămată, producând întinderi care s-au suprapus peste solicitarea de încovoiere cu forță tăietoare a grinzilor și conducând la fisuri în mai multe secțiuni normale pe axa grinzii, care au trecut uneori și în plăci; acțiunea alternantă a solicitării seismice care a produs uneori fisuri înclinate din forțe tăietoare acționând — în cazuri speciale (de tipul celor menționate anterior) — cu sens invers față de cazul curent respectiv pornind de la partea superioară a reazemului și coborînd înclinat spre cîmp.

Ca avarii specifice structurilor în cadre de beton armat produse de cutremur, trebuie menționate avariile nodurilor de cadru, fenomen rar, dar extrem de casant [1], manifestat prin degradarea generalizată a volumului de beton din centrul nodului, cuprinzînd exfolierea și desfacerea betonului în bucăți, flambarea barelor longitudinale, desfacerea eventualilor etrieri, avînd ca rezultat scurtarea stîlpului și prelungirea crăpăturilor și distrugerilor în volumul alăturat de beton. Asemenea avarii grave pot periclita stabilitatea locală a construcției, iar în cazul afectării mai multor stâlpi chiar stabilitatea generală a acesteia și de aceea ele trebuie evitate printr-o proiectare judicioasă a nodurilor de cadre care constituie elementele de bază ale unor structuri antiseismice.

În figurile VI.45 și VI.46, se prezintă o serie de exemplificări ale diverselor avarii apărute în stâlpii și grinzile cadrelor de beton armat

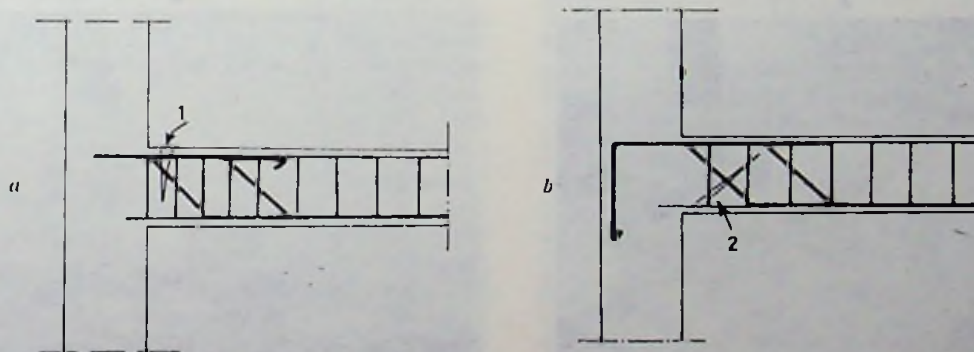
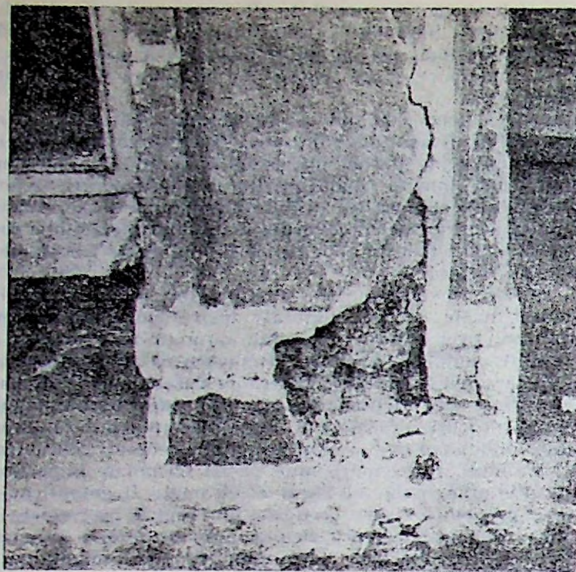


Fig. VI.44. — Avarii caracteristice la grinzile de beton armat, în funcție de tipul de efort predominant; a — Grindă solicitată la moment încovoietor M (articulație plastică): — fisură (crăpătură) perpendiculară pe axa grinzii; b — Grindă solicitată la forță tăietoare: 2 — fisură (crăpătură) înclinată la 45° .

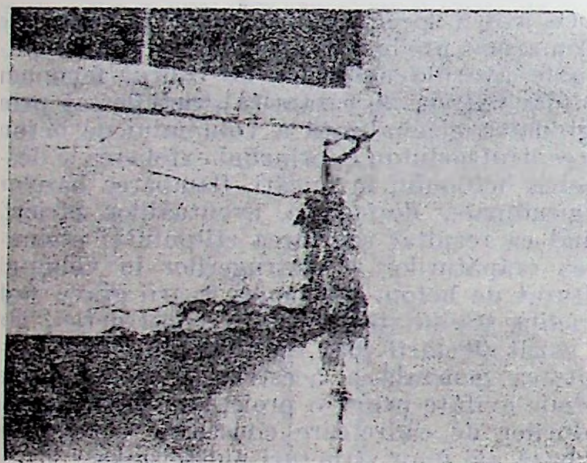


a



b

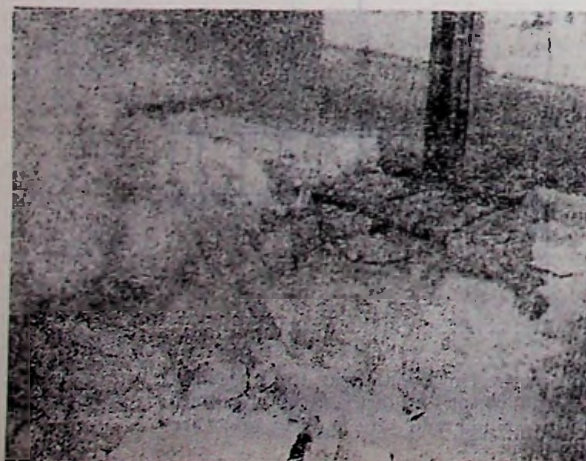
Fig. VI.45. — Stâlpi de beton armat avariați de cutremur la structuri în cadre, de la clădiri de locuit noi cu multe niveluri, din București: *a* — Stâlp de colț la parter, avariat la capătul inferior (Blocul de locuințe 118 — 128 din șos. Ștefan cel Mare); *b* — Stâlp de la parter, cu rupere înclinată (Blocul de locuințe nr. 10 din Calea Dorobanți).



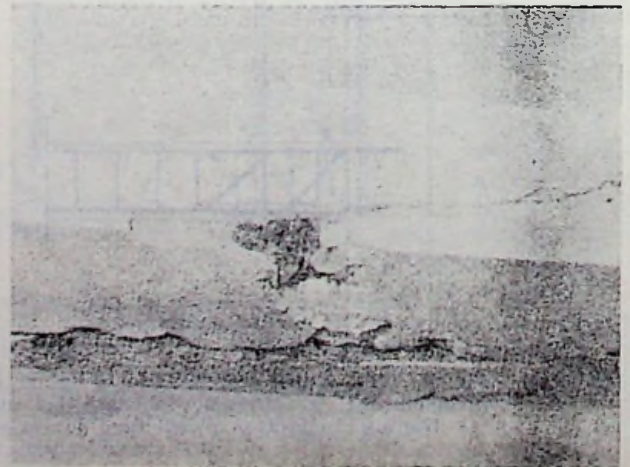
a

Fig. VI.46. — Grinzi de beton armat, avariate de cutremur la structuri în cadre, de la clădiri de locuit cu multe niveluri din București: *a* — Grindă de rost la casa scării, avariată la partea inferioară în zona de rezemare (Blocul de locuințe nr. 13 — 14 din bd. Armata Poporului); *b* — Grindă avariată la partea superioară (Blocul de locuințe nr. 10 din Calea Dorobanți); *c* — Grindă cu fisură înclinată (Blocul de locuințe nr. 9 din Calea Dorobanți).

b



c



ale clădirilor de locuit noi la recentul cutremur din țara noastră.

Cu privire la modul de comportare a structurilor în cadre de beton armat la acțiunea cutremurului și la natura avariilor apărute, necesită a fi subliniate și alte aspecte principale puse în evidență de recentul cutremur.

a) Apariția articulațiilor plastice a fost în foarte multe cazuri întâmplătoare, nefiind stabilită prin proiectare, ceea ce a dus de multe ori la producerea unor avarii importante mai ales în secțiuni nedorite. În general, apariția articulațiilor plastice (sau a zonelor inelastice), concretizată prin fisuri reduse, perpendiculare pe axele elementelor de beton armat, nu trebuie să constituie avarii periculoase, chiar dacă armătura a suferit unele deformații plastice reduse, cu condiția ca să se fi împiedicat zdrobirea betonului. Asemenea fisuri corespund unei comportări normale a structurilor, în cazul cutremurelor foarte puternice, răspunzând cerinței de disipare a energiei induse; acest fenomen trebuie însă să fie dirijat și controlat prin proiectare, impunând pozițiile unde pot apărea astfel de zone cu deformații inelastice reduse. În acest sens măsurile de asigurare antisismică impun — în principiu — ca la structurile în cadre articulațiile plastice să apară în primul rând în zonele de capăt ale grinzilor și nu în stâlpi, care constituie elementele principale ale rezistenței și stabilității structurii.

b) Solicitarea la forță tăietoare din cutremur și avariile produse de această solicitare în

elementele cadrelor de beton armat și mai ales în stâlpi, constituie o problemă complexă, insuficient elucidată (mai ales în ce privește mecanismul de rupere prin forță tăietoare în elementele și zonele supuse la deformații postelastice sub acțiunea seismică) de natură să producă situații grave care pot periclita rezistența și stabilitatea clădirilor supuse la cutremure puternice. Pentru a evita asemenea situații se impune o dimensionare adecvată a secțiunii stâlpilor inclusiv a armării transversale care, împreună cu betonul comprimat de marcă mai ridicată, să asigure o ductilitate și rezistență suficientă la forțe tăietoare, folosindu-se relații de calcul adecvate și alcătuirii constructive îmbunătățite.

În legătură cu această problemă este util de arătat că, în comparație cu structurile în cadre de beton armat utilizate în Japonia pentru clădiri similare [8], structurile proiectate și realizate în țara noastră au, în unele cazuri, o rezervă de rezistență la forță tăietoare mai mică.

În afară de avariile apărute în elementele structurii de rezistență propriu-zisă, la recentul cutremur s-au constatat avarii foarte importante în așa-zisele elemente nestructurale, respectiv în panourile de zidărie ale clădirilor în cadre de beton armat (fig. VI.17). Aceste avarii prezintă o varietate foarte mare de forme și aspecte de gravitate, în funcție de factorii care au determinat comportarea zidărilor și configurația avarierii și anume: gradul de înrămare al panoului de zidărie între elementele cadrelor și de conlucrare a acestora; dimensiunile panou-

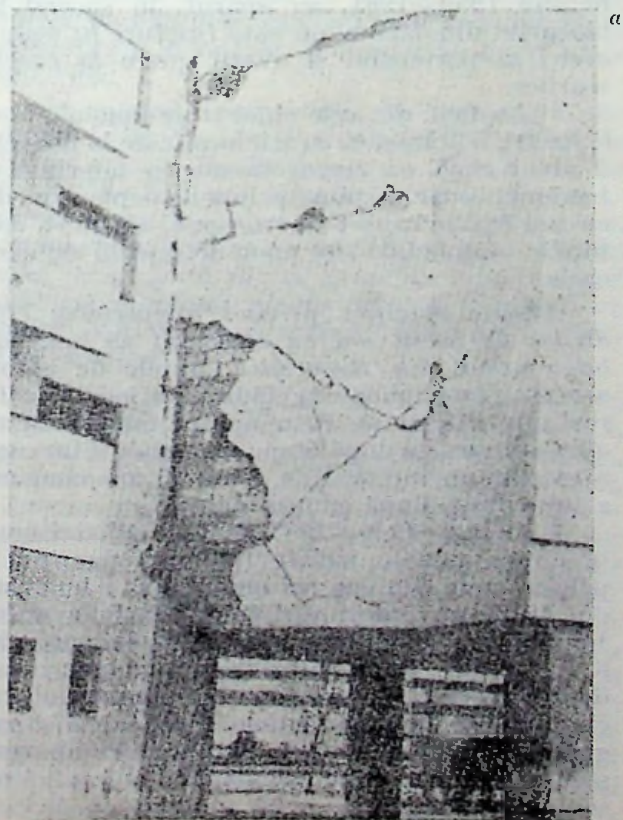


Fig. VI.17. — Avarii la elementele nestructurale de la clădirile noi de locuit din București: a — Avarii la fațade cu pereți din zidărie de blocuri mici de beton celular autoclavizat (Blocul de locuințe nr. 18 din șos. Pantelimon); b — Avarii la pereți interiori (Blocul de locuințe nr. 9 din Calea Dorobanți).



lui; prezența și procentul golurilor; calitatea materialelor folosite etc. Astfel, gradarea avariilor apărute la zidăriile clădirilor în cadre de beton armat a cuprins o întreagă gamă, de la fisuri superficiale în tencuială sau fisuri de separație, pe conturul panourilor de zidărie, de structura de beton armat, trecând prin fisuri și erăpături pătrunse, înclinate la 45°, simple sau în formă de X și ajungând până la dislocări locale, deplasări și dislocări generalizate și uneori chiar prăbușiri parțiale sau totale ale zidăriei.

În ceea ce privește cauzele comportării necorespunzătoare la cutremur a unor clădiri de locuit cu structura în cadre de beton armat, pe lângă cauza legată de concepție menționată anterior, respectiv a neluării în calcul a modului de conlucrare dintre structură și zidărie (care a modificat comportarea reală față de cea estimată la proiectare, prin crearea condițiilor pentru apariția unor forțe seismice mai mari și prin realizarea disipării energiei cu prețul unor deteriorări puternice ale zidăriilor) mai trebuie amintite și alte cauze sau situații legate atât de proiectare, cât și de execuție și anume:

a) Diferențele sensibile de rigiditate ce apar între parter și etaj, datorită în special gradului mai mic de umplere cu zidărie a golurilor dintre elementele cadrelor de la parter, a făcut ca stâlpii parterului să fie puternic solicitați.

b) Apariția unor nesimetrii de rigiditate datorită distribuției neregulate a pereților la același nivel, care nu sînt prînse în calcul, unde se ține seama numai de rigiditatea cadrului.

c) Valoarea prea redusă a forțelor seismice convenționale de calcul prevăzute în prescripțiile în vigoare înainte de cutremur, pentru construcțiile mai flexibile de tipul cadrelor, care au fost mai afectate de recentul cutremur, a făcut ca dispariția energiei seismice să necesite incursiuni repetate în domeniul inelastic, cu plasticizări puternice, ceea ce a influențat comportarea structurii și a provocat ruperi ale unor secțiuni.

d) Insuficiențe ale prevederilor de proiectare în vigoare înainte de cutremur (metode de calcul și alcătuire constructivă) privitoare în special la condițiile asigurării ductilității necesare a construcțiilor: condiții privind mărirea solicitării de compresie, procente de armare minime și maxime ale armăturilor longitudinale, condiții de ancorare ale armăturilor specifice acțiunii dinamice alternante, calculul și alcătuirea armăturii transversale, calculul și alcătuirea nodurilor etc.

e) Lipsa unui calcul al deplasărilor efective ale clădirii în timpul cutremurului, alături de prevederile unor asemenea verificări în prescripții, cât și datorită lipsei unei metode adecvate, a condus la inconveniente importante ca: deteriorări grave de zidării (ca cele menționate mai sus), deformări ale limplăriei, spargeri de geamuri, izbiri între construcții datorită mării reduse a rostului etc., soldate cu pagube importante.

f) Între cauzele de comportare necorespunzătoare, legate de execuție, la clădirile de locuit în cadre, se menționează cele privind calitatea uneori slabă a execuției atât la structura de rezistență (armări necorespunzătoare caracterizate prin lipsa etrierilor sau distanța prea mare între aceștia în zonele de intersecție dintre grinzi și stâlpi, ancorări insuficiente și petreceri defectuoase ale armăturilor, graifuiți greșite, închiderea incompletă a etrierilor sau cu ciocuri prea scurte și amplasate incorect etc.; betoane necorespunzătoare ca: zone neumplute cu beton sau beton de calitate slabă, segregări, rosturi de lucru amplasate în zone vitale și necorespunzător tratate etc.; deteriorări ale structurii de beton în timpul execuției lucrărilor de instalații etc.), cât și la zidăria de umplutură (cărămizi și mortar de calitate inferioară, rosturi neumplute, împănarea insuficientă a zidăriei etc.).

În rezumat, cauzele comportării mai slabe la cutremurul din 4 martie 1977 a unor clădiri noi de locuit cu structura în cadre de beton armat constau atât în dezavantajarea acestei structuri prin valoarea redusă a forțelor convenționale seismice considerate în calcul în raport cu acțiunea reală a cutremurului asupra acestor structuri flexibile, cât și în o serie de insuficiențe ale cunoștințelor cu privire la luarea în considerare a neconcordanței dintre flexibilitatea cadrelor și rigiditatea panourilor de zidărie (aspect greu de controlat, de altfel) sau la prevederea în prescripții a calculului la forțe tăietoare, care împreună au condus la o insuficiență a capacității de rezistență și rigiditate a structurii la acțiunile seismice efective, precum și o serie de insuficiențe de execuție care s-au suprapus peste cele de concepție și proiectare.

Se menționează faptul că cele mai semnificative cazuri de comportare la cutremur a clădirilor de locuit noi cu structura în cadre de beton armat monolit, au apărut la București, așa cum se va arăta în continuare unde s-au înregistrat și cele mai numeroase cazuri de avarii. În ceea ce privește comportarea la cutremur a unor asemenea clădiri din alte centre, se confirmă modul de comportare generală prezentat mai sus și în acest sens se citează următoarele exemplificări:

— La Craiova, blocul „Ciufuliei”, cu magazine la parter, a suferit ruperi de stâlpi la parter și erăparea puternică a zidăriei.

— La Ploiești, în cadrul ansamblului de locuințe cu magazine din centrul civic, executat în anii 1959—1961, au apărut, în special la blocurile din latura de est, fracturi în stâlpii svelți ai parterului și avarii grave la casele scării.

— La Iași, din cele cinci tronșoane ale blocului D1 Tătărași cu avarii localizate la primele 2—4 niveluri, un singur tronșon a suferit și o torsionare, concretizată printr-o deplasare de circa 4 cm, în raport cu tronșonul alăturat, datorită — probabil — și unor defecțiuni de execuție.

Aspecte specifice privind comportarea clădirilor de locuit noi cu structura în cadre de beton armat din București. Cadrele de beton armat au fost aplicate la clădirile de locuit înalte realizate înainte de cutremur pe marile artere ale Capitalei, în două etape distincte, între care a existat un interval de circa 10 ani cînd nu s-au utilizat, după cum urmează:

— În etapa 1956—1963, pentru clădiri situate în amplasamente izolate (plombe) pe principalele artere din centrul orașului ca: bulevardul Magheru, bulevardul 6 Martie, bulevardul Republicii etc., cu regim de înălțime parter și 6...8 etaje, avînd stâlpi legați cu grinzi pe două direcții și planșee de beton armat monolit cu zidărie de umplutură din cărămidă de 37,5 cm grosime la exterior și de 25 cm între apartamente, structura fiind calculată cu un coeficient seismic $c = 3,5\%$;

— în etapa 1974—1976 (și în continuare) pentru clădiri formind fronturi stradale pe artere importante ca: șoseaua Pantelimon, Calea Dorobanți, bulevardul Titulescu, Piața Obor, bulevardul Armata Poporului etc., cu regim de înălțime parter și 8...14 etaje, cu trame mărite ($6,0 \times 6,0 \dots 4,5$ m), cu planșee din beton armat monolit sau prefabricate (semi-panouri, predale), cu pereți de umplutură din beton celular autoclavizat (blocuri sau fișii), proiectate pe baza normativului P.13-70, cu un coeficient seismic mai mic decât în prima etapă.

Trebuie menționat deci că, în comparație cu clădirile noi în cadre de beton armat realizate în prima etapă în Capitală (1956—1963), cele din ultima etapă (începând cu anul 1974), au fost dezavantajate în ceea ce privește comportarea la cutremurul din 4 martie 1977, pe de o parte, fiind mai flexibile, cu o perioadă proprie de vibrație în general peste 1,0 s (deci mai sensibile la influența caracteristicilor spectrale ale acestui cutremur), datorită înălțimii sporite (parter și 10...14 etaje în loc de parter și 6...8 etaje), traveilor mai mari (în general 6×6 m), cu partere libere și înlocuirii zidăriei de cărămidă la fațade exterioare și compartimentări interioare cu blocuri de b.c.a., iar pe de altă parte, fiind calculate la forțe seismice mai reduse conform prescripțiilor în vigoare. În parte, aceste dezavantaje au fost compensate printr-o proiectare mai judicioasă și adoptarea unor betoane de mărce mai ridicate (B 300), fără a putea totuși evita unele insuficiențe de concepție, dimensionare și alcătuire, datorită și prescripțiilor incomplete, precum și unor deficiențe de execuție, care au condus la avarii în structură și în zidărie, de tipul celor menționate anterior.

În general, comportarea la cutremur a clădirilor înalte de locuit cu structură în cadre de beton armat din București, a diferit atît în funcție de înălțime (număr de niveluri) și conformare sau alcătuire, cît și de amplasament, constatîndu-se o mare varietate de avarii. În cele ce urmează se vor prezenta cîteva cazuri mai caracteristice dintre numeroasele clădiri cu cadre avariate de cutremurul din 4 martie 1977 la București.

a. *Blocuri de locuințe cu parter și 10...12 etaje.* Aceste clădiri realizate după anul 1974, pe unele magistrale ale capitalei (Dorobanți, Pantelimon, Titulescu, 1 Mai, Colentina etc.), dintr-un număr variabil de tronsoane dreptunghiulare de circa 12×30 m, au trama stîlpilor de 6×6 m (fig. VI.48), fiind prevăzute la parter (uneori și la mezanin) cu spații comerciale mari. Cadrele sînt realizate din beton armat monolit de mărca B 300, avînd stîlpi dreptunghiulari cu secțiuni de $60 \times 70 \dots 80$ cm, la parter și etajul I, apoi mai reduse la etajele superioare; grinzile au secțiune constantă la toate etajele 30×65 cm la interior și 30×55 cm pe conturul exterior — (în unele cazuri s-au realizat grinzi în cofraje pierdute de beton armat); planșeele

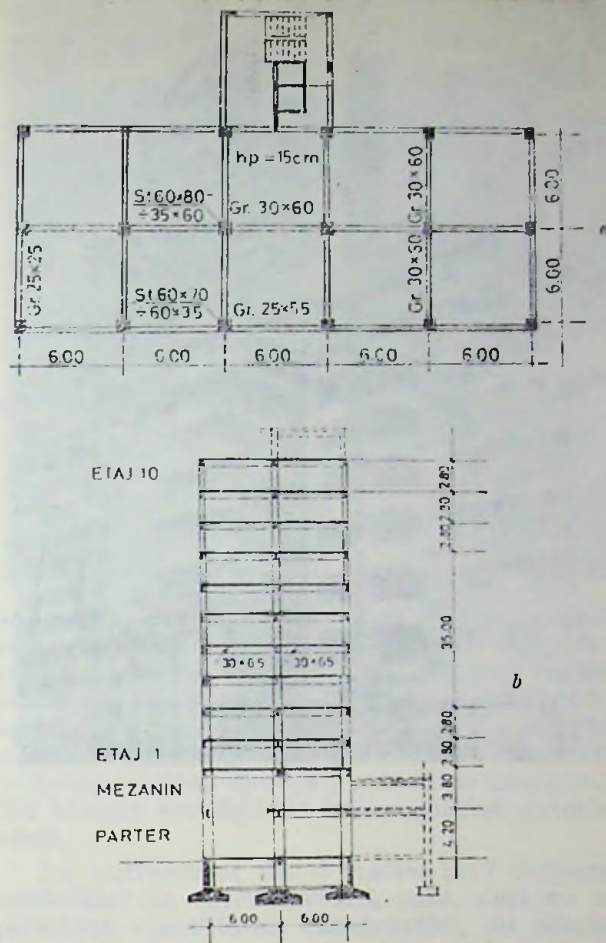
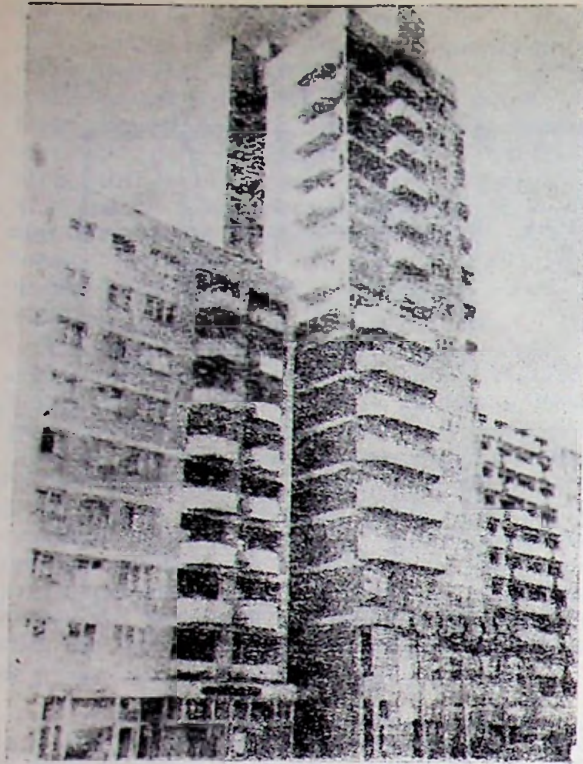


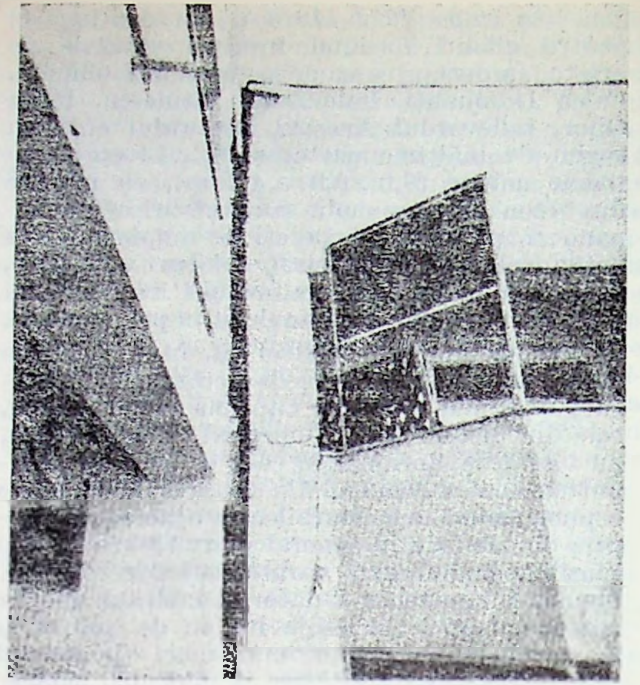
Fig. VI.48. — Blocuri de locuințe cu structura în cadre de beton armat monolit, pe magistralele Capitalei. Clădiri noi cu parter și 10...12 etaje: a — Schema structurii; b — Secție transversală.

sînt din semipanouri prefabricate cu zone largi de monolitizare, sau din predale cu suprabetonare, sau, în unele cazuri, din dale de beton armat monolit de 15 cm grosime. Pereții interiori și exteriori sînt din beton celular autoclavizat.

În urma cutremurului din 4 martie 1977, la o parte din aceste clădiri au fost evidențiate avarii (fig. VI.49...VI.53), cele mai grave constatîndu-se la stîlpii și grinzile nivelurilor inferioare, dar în unele cazuri și la niveluri superioare. Astfel, la stîlpi au apărut avarii mai ales în zona rosturilor orizontale de întreruperea turnării de sub grinzi sau la noduri, constînd din fisuri cu zdrobirea și expulzarea betonului pe contur și flambarea armăturilor longitudinale (de exemplu la un bloc din șoseaua Pantelimon asemenea avarii au fost constatate la 15 stîlpi de la etajele I, IV, VII, VIII și IX). În grinzi s-au constatat fisuri sau crăpături înclinate și verticale în zona reazemelor și, de asemenea, au fost evidențiate fisuri în plăci și la rampele scărilor mai ales la primele niveluri. Zidăria de beton celular autoclavizat a fost grav avariata, constatîndu-se crăpături, dislocări și fisuri

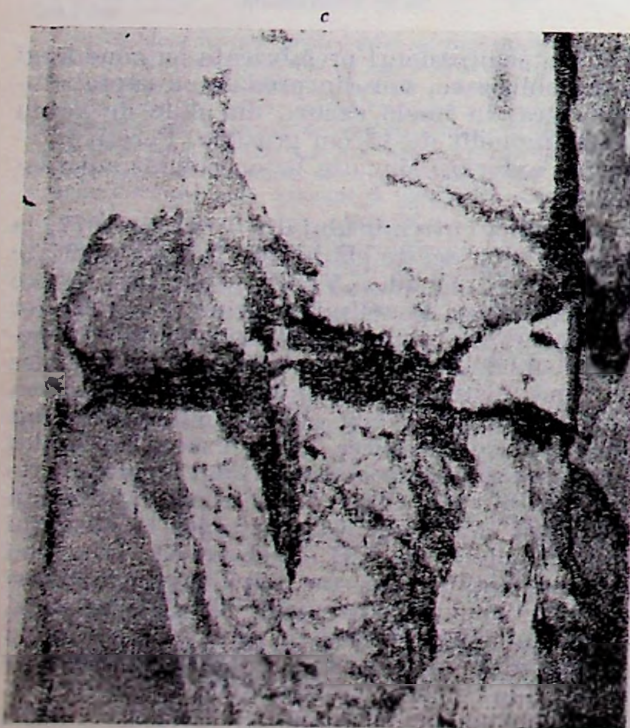


a

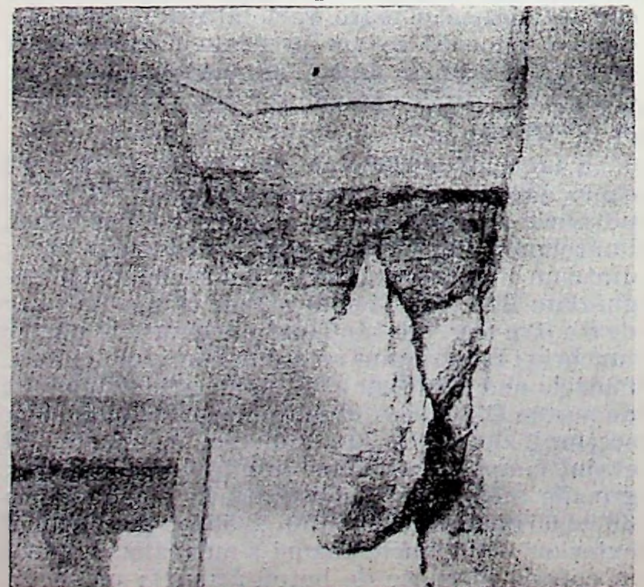


b

Fig. VI.49. — Blocurile de locuințe nr. 9 și 9B din București Calea Dorobanți. Clădiri noi cu structura în cadre de beton armat monolit (parter și 8...15 etaje): *a* — Vedere de ansamblu; *b* — Stîlp de rost între cele două blocuri, la etajul VIII rupt din cauza ciocnirii blocurilor în timpul cutremurului; *c* — Avarii la un stîlp de la etajul X; *d* — Avarii la o grindă de rost, de la etajul V.



c



d

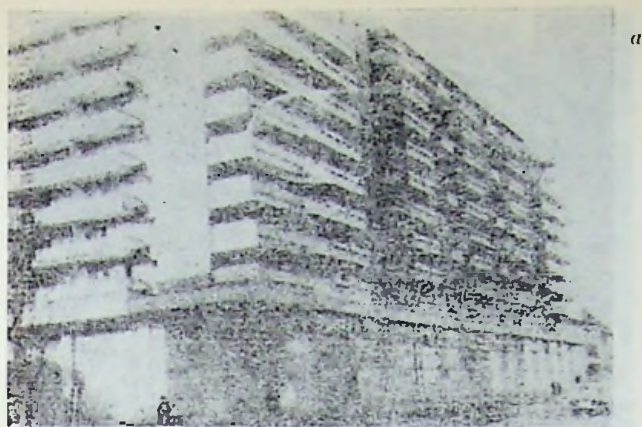
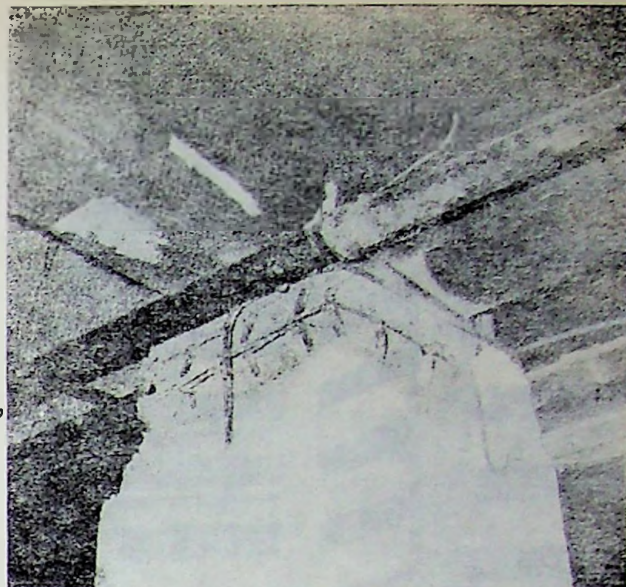


Fig. VI.50. — Blocul de locuințe nr. 10 din București, Calea Dorobanți. Clădire nouă cu cadre de beton armat (parter și 10 etaje); *a* — Vedere de ansamblu; *b* — Avarii la un stâlp de la parter (secțiuni slăbite prin trecerea conductelor de instalații).



generalizate mai ales la parter și mezanin și primele 3—4 etaje; o mare parte din tencuieli (unele foarte groase) s-au desprins.

Avariile constatate la aceste blocuri au fost agravate de defecte de execuție. Astfel, la unul din blocurile din șoseaua Pantelimon, au fost constatate numeroase defecte de execuție, printre care se menționează: abateri mari de la verticalitatea stâlpilor cu graifuirea exagerată a armăturii; armarea defectuoasă (nerespectarea poziției din proiect, rezultând strat de acoperire foarte variabil, de la 2 la 10 cm, distanțe mari între etrieri și lipsa etrierilor la noduri); defecțiuni de betonare (goluri și caverne sub nodurile cadrelor în stâlpi, rosturi de lucru netratate corespunzător, segregări de betoane etc.).

Tot la acest bloc, la care riglele cadrelor au fost turnate în cofraje laterale pierdute din dulapi prefabricați de beton armat s-a constatat că folosirea acestei soluții a avut o serie de consecințe negative, printre care se menționează:

- lățimea redusă a riglei monolite a îngreunat montarea armăturii longitudinale, care nu a mai putut respecta distanța minimă admisă între bare și deci a îngreunat pătrunderea betonului;

- s-au produs strangulări la nodurile cadrelor, făcând dificilă turnarea betonului, ținând seama și de aglomerarea armăturilor pe cele două direcții (efect de grătar);

- nu s-a asigurat conlucrarea dintre riglele prefabricate și betonul monolit, astfel încât diferența de contracție între cele două betoane a dus de fapt la apariția unor rosturi de separație între acestea;

- soluția nu a permis controlul execuției betonului monolit din grinzi, care se face în mod obișnuit la decofrare, ascunzând defecte mari;

- de asemenea, nu s-a putut evita tencuirea fețelor prefabricate ale grinzilor.

În afară de aceste dezavantaje, care au agravat avariile structurii la cutremur, sistemul a prezentat mari dificultăți la efectuarea consolidărilor, întrucât injectarea cu rășini epoxidice în fisurile grinzilor nu s-a putut practica din cauza cofrajelor pierdute.

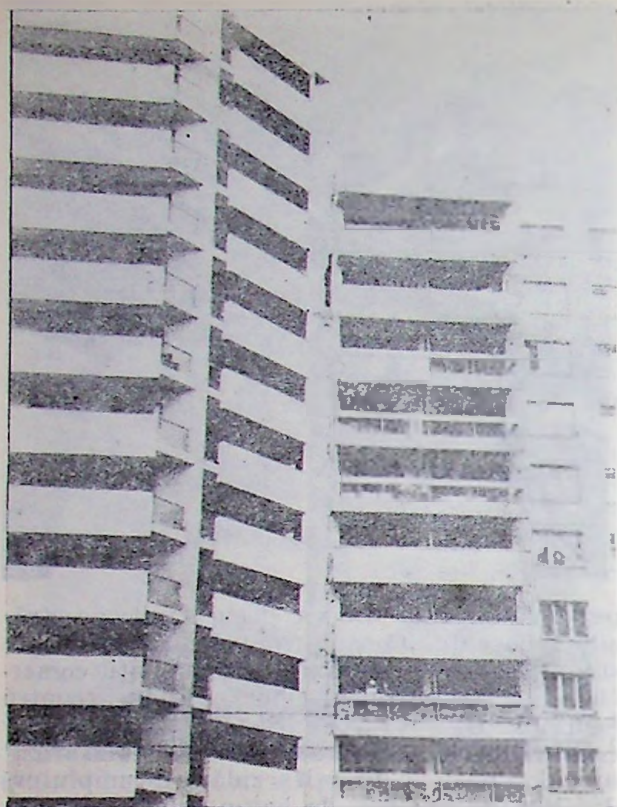
b. Blocul „ALMO-Obor, construit în anii 1973—1975, are o mare întindere în plan, cu fațade pe trei străzi, cuprinzând de fapt trei corpuri de clădiri, I, II, III, alcătuite din mai multe tronsoane formînd un U deschis, cu baza

pe șoseaua Mihai Bravu și cu aripile pe străzile adiacente. Corpul frontal mai înalt are subsol, parter și mezanin pentru spații comerciale (magazinul Bucur-Obor) și 14 etaje pentru locuințe (fig. VI.54a). Sistemul constructiv constă dintr-o structură în cadre de beton armat monolit pe două direcții și zidărie de umplură din blocuri sau fișii de beton colular autoclavizat.

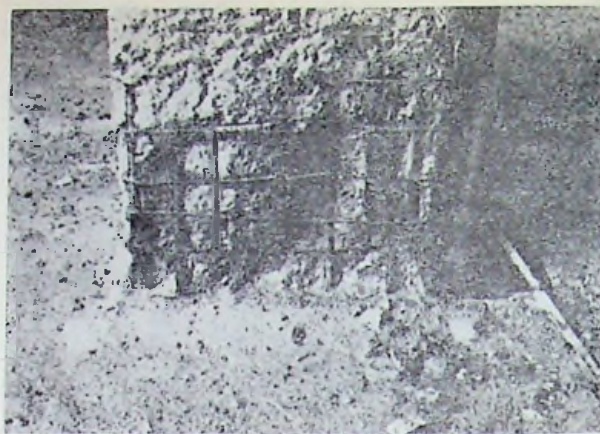
La cutremurul din 4 martie 1977 corpurile imobilului au suferit avarii, care, deși nu au periclitat stabilitatea construcției, au afectat atât unele elemente structurale de rezistență, cât și elemente nestructurale (fig. VI.54b, c, d). Astfel, structura a fost afectată mai ales la corpurile II (situat spre șoseaua Mihai Bravu) și III (spre Halele Obor), constatîndu-se fisuri în riglele cadrelor, precum și fisuri în proporție mare la planșee, în general concentrate la primele niveluri. De asemenea, s-au constatat fisuri și avarii la cajele lifturilor, la rampele scărilor și în proporție mai mică, la unii stâlpi. În unele locuri fisurile au fost favorizate de golurile lăsate pentru instalații. Pereții interiori și exteriori au suferit avarii foarte mari și extinse, producîndu-se prăbușiri și dislocări, ruperi, crăpături mari, mai ales la primele niveluri, continuînd în măsură mai mică pînă la etajul VIII.

Cauza principală a avariilor constă în marea flexibilitate a structurii în cadre, la solicitările extraordinare produse de cutremur, care a lucrat în domeniul postelastice, provocînd, pe lângă avariile relativ reduse ale structurii, mari avarii în elementele nestructurale, rigide, respectiv în zidăria de beton colular. Unele avarii au fost accentuate și de defecțiuni de calitate ale betoanelor (segregări, rosturi de turnare tratate necorespunzător, lipsă de etrieri etc.).

c. Blocuri de locuințe cu parter și 10...11 etaje tip punct. Aceste blocuri construite pe bulevardul Păcii, au dimensiuni în plan de

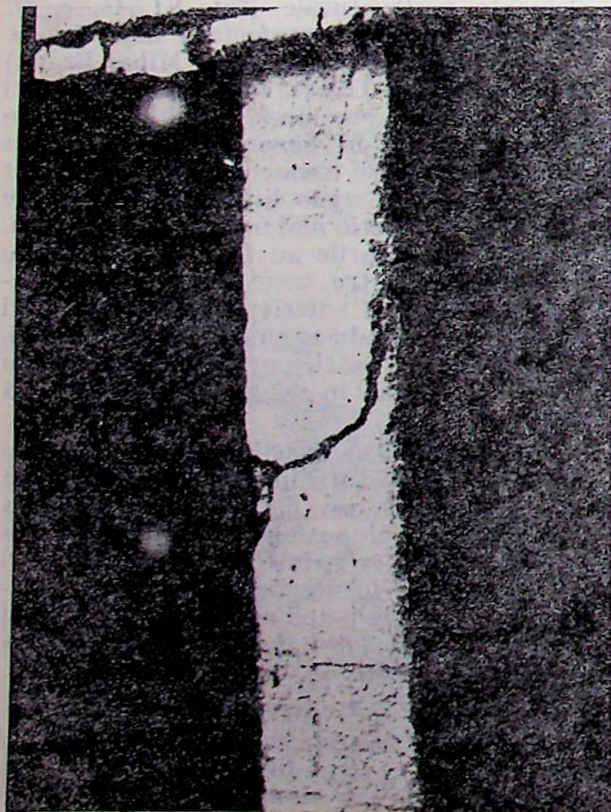


a



b

Fig. VI.51. — Blocuri de locuințe din Eucurești, șos. Pantelimon. Clădiri noi cu cadre de beton armat (parter și 10... 12 etaje): *a* — Vedere de ansamblu (bloc 48); *b* — Stîlp avariat la bază (bloc 47 parter); *c* — Stîlp cu rupere înclinată (bloc 47 parter); *d* — Stîlp avariat la capătul superior (bloc B₂, etaj I).



c



d

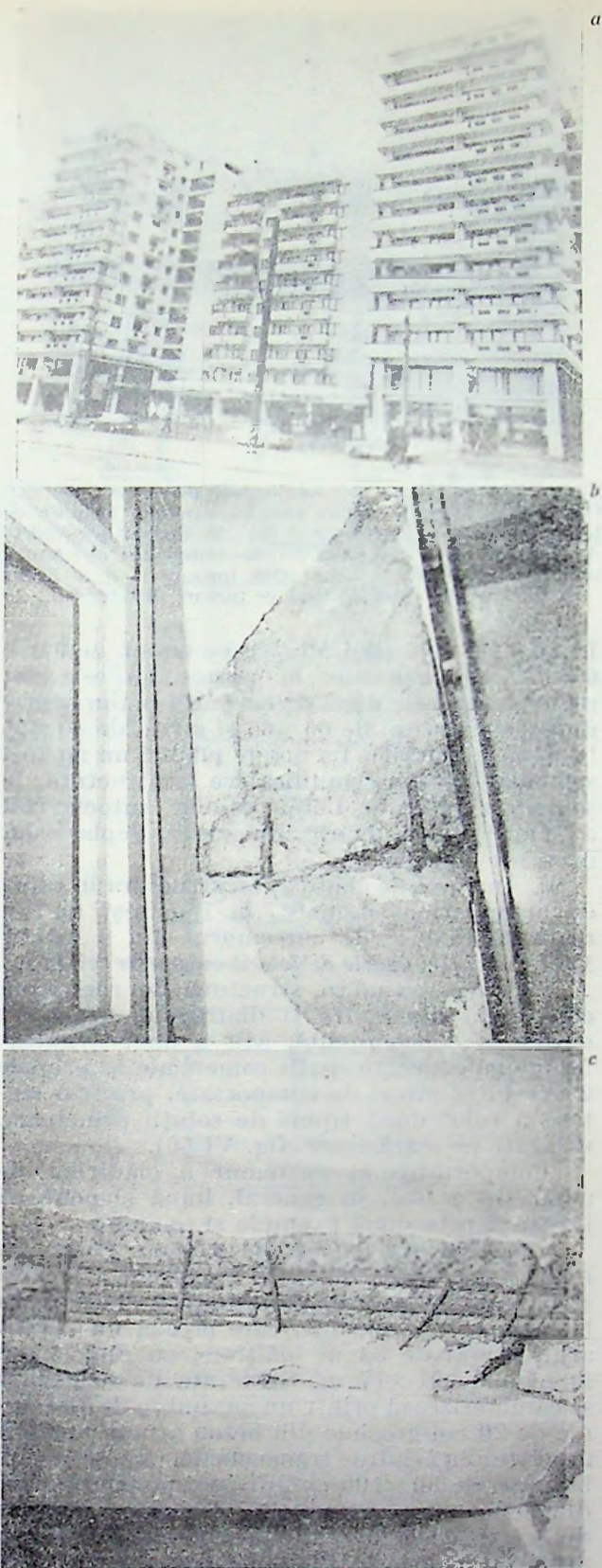


Fig. VI.52. — Blocurile de locuințe nr. 13—11 din București, bd. Armata Poporului. Clădiri noi cu structura în cadre de beton armat monolit (parter și 9...11 etaje): *a* — Vedere de ansamblu; *b* — Stlp avariat la mijloc (rost de turnare greșit amplasat și defectuos realizat); *c* — Grindă de rost avariată, la etajul 1.

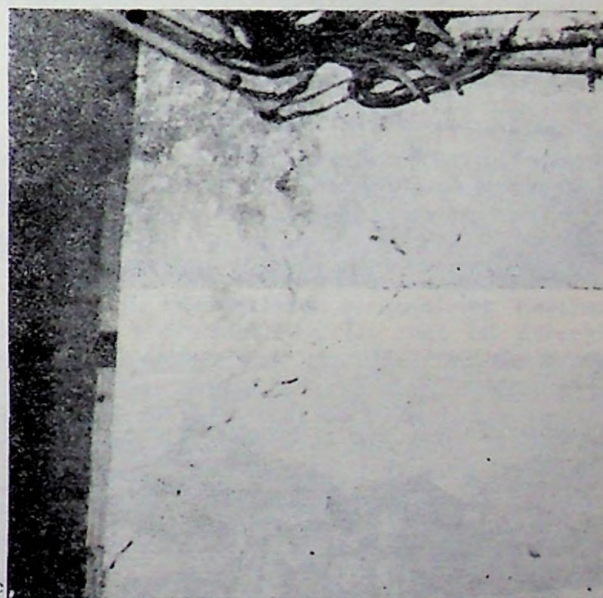
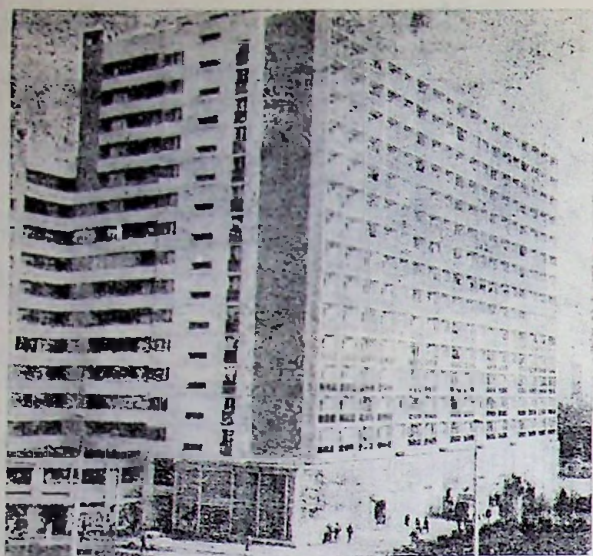
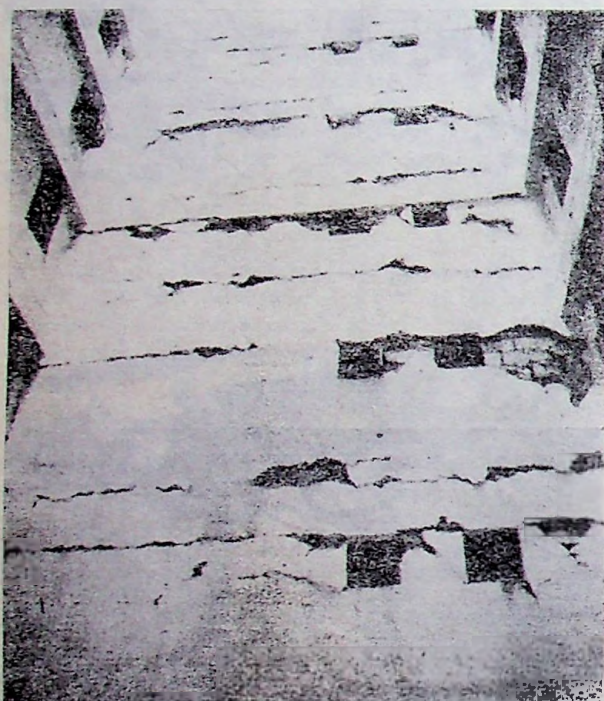


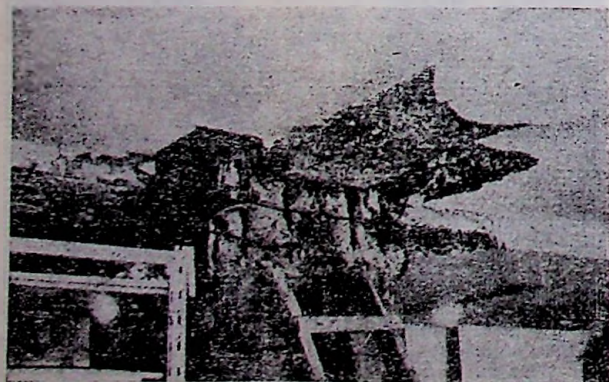
Fig. VI.53. — Blocurile de locuințe „ONT” și „EVA” din București, bd. Magheru nr. 7 și 9. Clădiri noi cu structura de beton armat monolit (parter, mezanin și 9 etaje): *a* — Vedere de ansamblu; *b* — Grindă avariată, cu fisuri în X (bloc ONT, mezanin); *c* — Stlp avariat, cu fisuri înclinate (bloc EVA, mezanin).



a



b



c



d

Fig. VI.54. — Blocul de locuințe și magazine „ALMO-Ohor” din București. Clădire nouă cu structura în cadre de beton armat monolit (parter și 10...16 etaje): a — Vedere de ansamblu; b — Avarii la fațada interioară; c — Avarii la capătul superior al unui stâlp (mezanin); d — Fisuri înclinate la o grindă (rost de turnare defectuos).

12,70 × 12,70 m (fig. VI.55), pe tramă de 6,0 × 6,0 m, cu magazine la parter. Cadrele sînt realizate pe cele două direcții din beton armat monolit, cu stâlpi de 65 × 65 și grinzi de 40 × 55 la toate nivelurile. La aceste clădiri nu au fost semnificate avarii semnificative la structură, în schimb zidăria de beton celular autoclavizat a suferit avarii mari, din cauza deplasărilor mari ale cadrelor.

d. În afară de clădirile cu structura în cadre de beton armat monolit, în București au fost realizate înainte de cutremurul din 4 martie 1977 și clădiri înalte de locuit cu parter și 14...17 etaje, avînd o structură de rezistență combinată din cadre și diafragme, urmărind obținerea concomitentă, atât a unor avantaje funcționale (pentru spații comerciale la primele 2 niveluri), cât și de comportare, printr-o sinteză a celor două tipuri de soluții principale, utilizate pe scară mare (fig. VI.56).

Comportarea la cutremur a clădirilor de acest tip a fost, în general, bună și poate fi ilustrată prin două exemple și anume:

Blocul 4 din bulevardul Armata Poporului realizat în 1975—76 din 8 tronsoane tip bară și de colț, cu subsol, parter și 10 etaje și un tronson cu 15 niveluri, care crează un accent arhitectural de 34 m înălțime, cu dimensiuni în plan de 21 × 17 m. Structura de rezistență se caracterizează printr-un ansamblu de diafragme de 20 cm grosime din beton armat monolit asociate cu cadre transversale, avînd stâlpi lamelari de 30 × 100 cm, dispuși pe contur, tot din beton armat monolit. Grinzile, rampele de scări, balcoanele și parapetii sînt din beton armat prefabricat. Planșeul peste parter este monolit, iar la celelalte niveluri planșele sînt din panouri mari prefabricate. Blocul este fundat pe piloți prefabricați introduși prin vibropresare și un radier general, din care pornesc pereții subsolului. La cutremurul din 4 martie

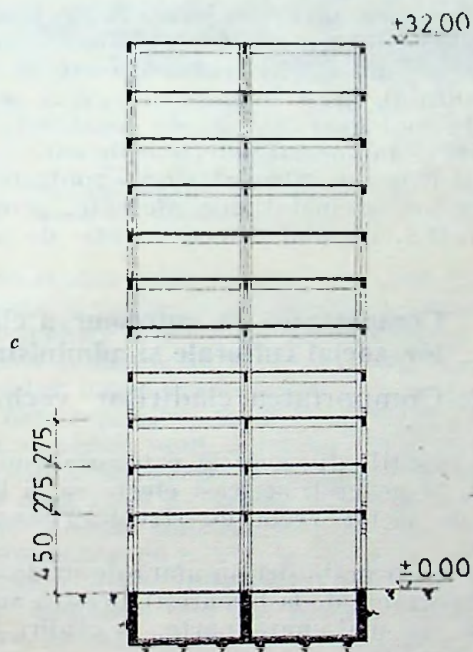
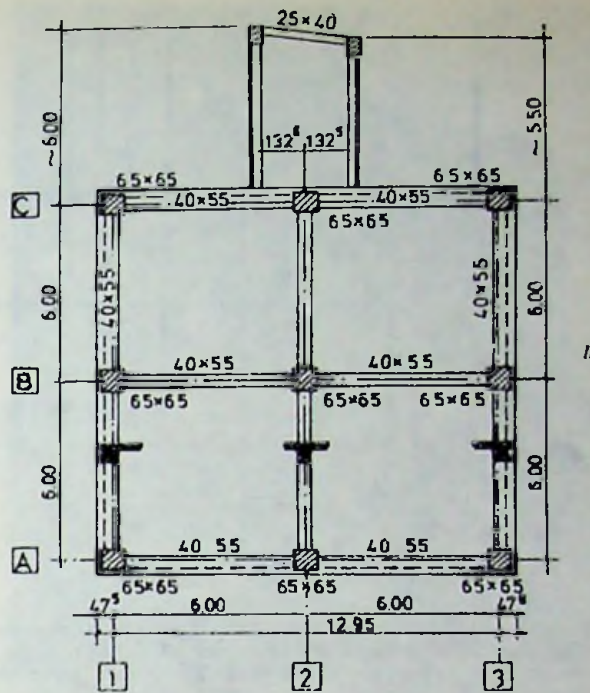
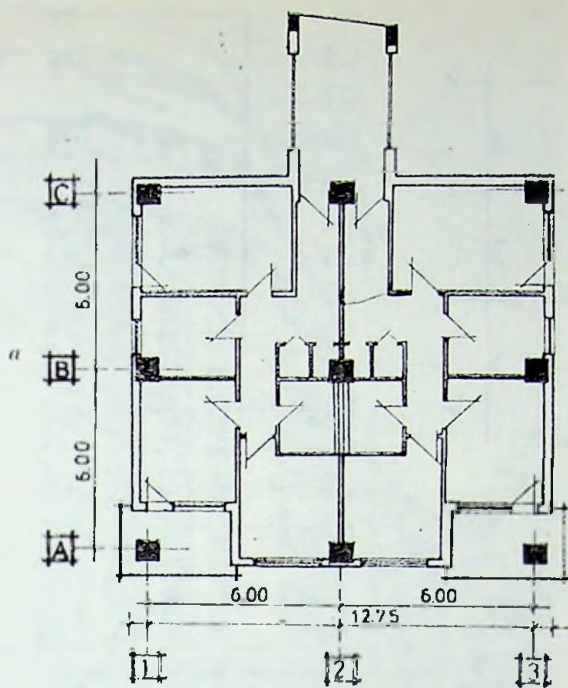


Fig. VI.55. — Blocuri de locuințe noi în București cu structura în cadre de beton armat monolit, tip punct (parter și 10...11 etaje): a — Plan etaj curent; b — Schema structurii de rezistență; c — Secție transversală.

1977, construcția s-a comportat bine, neînregistrându-se decât ușoare fisuri în patru buian-drugi.

Blocul 59—60 din șoseaua Pantelimon, construit în 1975, are o formă de L, cu un mare complex comercial pe primele două niveluri și locuințe la etajele 2...14. La tronsonul de colț structura de rezistență este alcătuită dintr-un ansamblu de diafragme în jurul casei scării și două diafragme periferice asociate cu cadre din beton armat, cu deschideri de 6×6 m, toate în beton armat monolit (fig. VI.57). Construcția este fundată pe un radier general.

Cutremurul din 4 martie 1977 a produs unele avarii la tronsonul de colț: crăpături în buian-drugi din casa scării mai accentuate la primele niveluri; fisuri înclinate în unele grinzi de la primele etaje; crăpături și uneori dislocări în pereții despărțitori din beton celular autoclavizat în special la primele niveluri. De asemenea, s-au evidențiat avarii în dreptul defecțiunilor produse în timpul execuției, la rosturi de turnare, în grinzi și diafragme, precum și în locurile unde s-au făcut spargeri ulterioare pentru lucrări de instalații.

VI.2.3.6. Comportarea elementelor nestructurale și a instalațiilor. În ceea ce privește elementele nestructurale ale clădirilor de locuit, așa cum s-a arătat, pereții despărțitori interiori și pereții exteriori de fațadă, au marcat cele mai mari deteriorări la cutremur, la clădirile cu structuri flexibile cum a fost cazul clădirilor cu structura în cadre de beton armat, datorită lipsei de concordanță dintre deformabilitatea structurii și lipsa capacității de deformare a acestor pereți. De fapt, sub acest aspect, acești pereți nu au rămas simple elemente „nestructurale”, ci au jucat, de multe ori, un rol important în comportarea de ansamblu a clădirii la cutremur, conluerând cu structura, chiar dacă acest lucru nu a fost luat în considerare la proiectare.

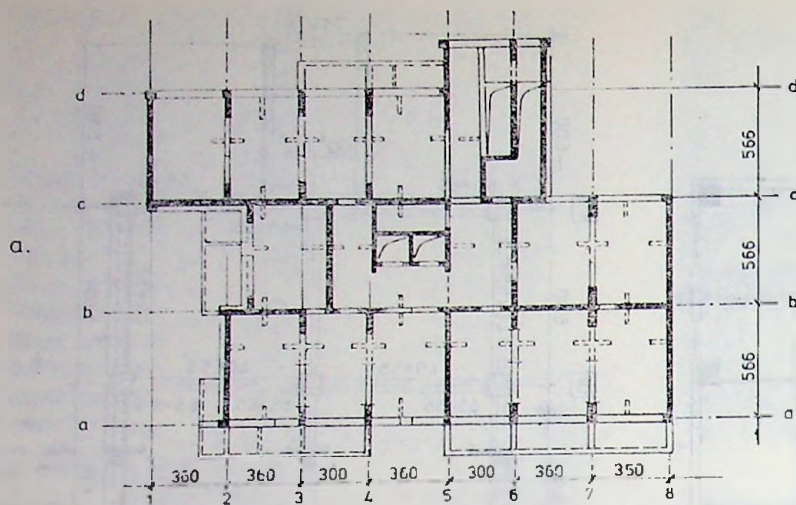


Fig. VI.56. — Blocuri de locuințe noi cu structura combinată în București. Bd. Armata Poporului (parter și 11...17 etaje); a — Schema structurii de rezistență; b — Secție transversală.

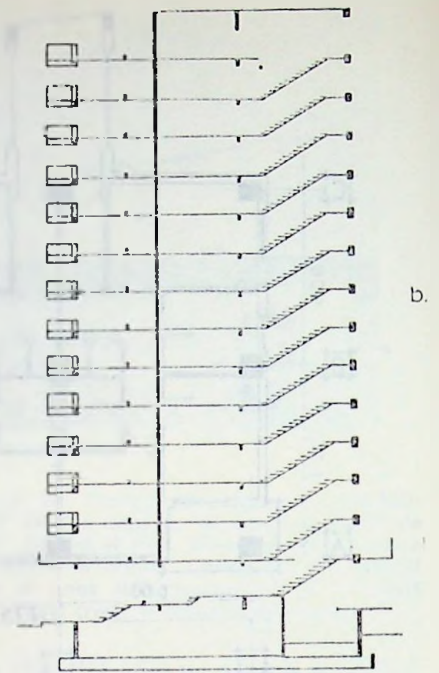


Fig. VI.57. — Blocuri noi de locuințe cu structura combinată în București, șos. Pantelimon. Schema structurii de rezistență la un etaj curent.

Pereții din beton celular autoclavizat din blocuri mici sau plăci, s-au comportat mai slab decât cei din zidărie de cărămidă, datorită aderenței mai slabe cu mortarul, precum și nerespectării tehnologiei de execuție prescrise. Și la pereții despărțitori din fișii de b.e.a. armate s-au produs unele desprinderi între fișii, îndeosebi atunci când nu s-a folosit mortar adeziv, precum și desprinderi la contactul cu planșeele și uneori ieșiri din verticalitate.

În zonele de contact dintre tronsoanele de clădiri adiacente, diferite între ele (ca înălțime, volum etc.) și fără rosturi de separație corespunzătoare, au apărut defecțiuni, în special la zidăria exterioară și interioară datorită mărimii insuficiente a rosturilor (3...5 cm), întrucât în timpul oscilațiilor seismice, clădirile adiacente s-au ciocnit, exercitând șocuri reciproce.

În ceea ce privește lucrările de instalații din clădirile de locuit, la fel ca și din alte clădiri, acestea nu au suferit avarii directe în urma cutremurului, decât în măsura în care au fost avariate mai grav părțile de construcții propriu-zise — în special pereții — de care au fost fixate și care au antrenat, prin expulzarea sau căderea lor, și instalațiile aferente, provocându-le astfel, în mod direct, o serie de avarii.

VI.3. Comportarea la cutremur a clădirilor social culturale și administrative

VI.3.1. Comportarea clădirilor vechi

La clădirile din această categorie s-au înregistrat, în general, aceleași efecte ca și la clădirile de locuit vechi cu structură asemănătoare.

Astfel, ca prăbușiri, în afară de unele cazuri mai importante de la București, acestea au avut loc, în cea mai mare parte, la clădiri foarte vechi și mici.

În ceea ce privește avariile, de tipul celor menționate la clădirile vechi de locuit, acestea au cuprins în mare măsură aproape toate categoriile de clădiri social culturale și administrative din zidărie portantă sau cu structură de beton armat din București sau provincie ca: hoteluri, spitale, școli, clădiri culturale și administrative etc.

Nu s-au semnalat prăbușiri la clădirile adăpostind săli mari de spectacol, iar avarii grave numai în cazuri particulare la unele săli foarte vechi, de mică importanță.

O mențiune aparte trebuie făcută cu referire la clădirile pentru cult și în speță bisericile,

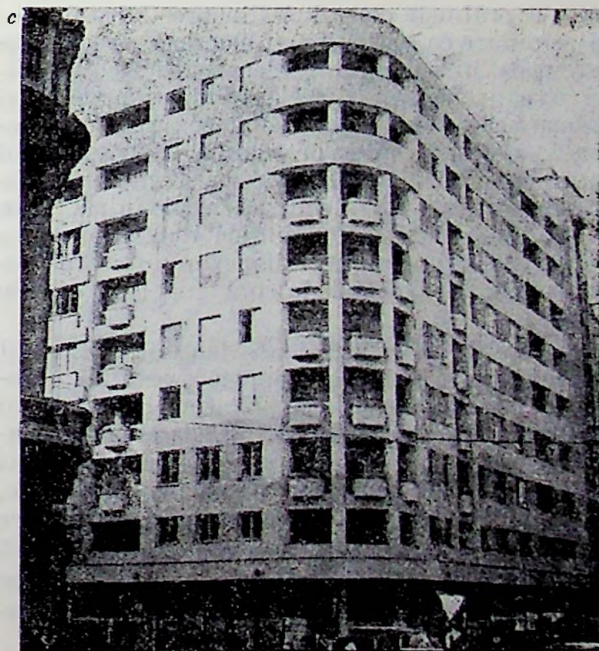


Fig. VI.58. — Blocul „Carpați” (birourile Ministerului Industrii Metalurgice — MIM) din București, str. Academiei nr. 5: a — Vedere înainte de cutremur (clădire veche cu schelet de beton armat, parter și 9 etaje); b — Vedere după cutremur (prăbușire parțială la colțul clădirii); c — Blocul cu colțul reconstruit și consolidat în părțile neprăbușite.

care prin modul lor de construcție, prin volumul lor specific și vechimea lor, rămase neschimbate de zeci și chiar sute de ani (caracterizate prin acoperirea deschiderilor cu arce și bolți masive, care produc împingeri în pereți și prin turnuri înalte, care reprezintă mase importante pentru care se amplifică mult mișcarea și accelerația), au constituit totdeauna o categorie de clădiri care au avut mult de suferit la acțiunea cutremurelor. Aceste construcții pot oferi multe date interesante cu privire la compararea între ele a intensităților diferitelor cutremure și la efectele cunulate ale mai multor cutremure succesive, la care au fost supuse pe durata lor de viață. Și cutremurul din 4 martie 1977 a produs distrugeri și avarii importante la unele biserici, atât în București, cât și în alte localități, ceea ce arată că acest cutremur a fost mai puternic decât alte cutremure mari din trecut, pe care le-au suferit aceste lăcașuri.

• Cu privire la comportarea *clădirilor social culturale și administrative vechi din București*, trebuie menționată în primul rând prăbușirea la cutremurul din 4 martie 1977 a patru clădiri mai importante și anume:

— Două clădiri înalte (subsol, parter, mezanin și 7—8 etaje) cu schelet de beton armat (clădirea administrativă a Ministerului Indus-



triei Metalurgice — blocul Carpați — din str. Academiei nr. 7, la care s-a prăbușit colțul dintre str. Academiei și str. Edgar Quinet, fig. VI.58, și clădirea administrativă pentru birouri și magazine — fosta cofetărie Nestor — din Calea Victoriei nr. 63—69, fig. VI.59, la



Fig. VI.59. — Blocul de birouri „Cofetăria Republica” (fost Nestor) din București, Calea Victoriei nr. 63—69 : a — Vedere înainte de cutremur (clădire veche cu schelet de beton armat, parter și 8 etaje); b — Vedere după cutremur (prăbușire totală a corpului din față); c — Clădirea reconstruită prin extinderea amplasamentului inițial.

care s-a prăbușit corpul A dinspre Calea Victoriei), similare ca alcătuire cu blocurile de locuințe prezentate în subcapitolul anterior. Aceste clădiri aveau aceleași deficiențe de concepție și conformare antisismică, fiind supuse, de asemenea acțiunii defavorabile a cutremurului din 10 noiembrie 1940, precum și unor modificări importante în decursul exploatării, prin crearea de goluri și desființări de ziduri, care au redus secțiunea pereților despărțitori, nestructurali, în special la parter și la etajele inferioare.

— Alte două clădiri joase (subsol, parter și 3 etaje), foarte vechi, din zidărie portantă (Hotelul Victoria din Calea Victoriei nr. 15 și Facultatea de chimie din Splaiul Independenței nr. 87), la care s-au produs prăbușiri parțiale și avarii foarte grave la porțiunile rămase, necesitând demolarea ulterioară, având în vedere că au fost realizate cu materiale slabe și fără legături suficiente pentru preluarea forțelor orizontale (planșee cu grinzi de lemn și metelice).

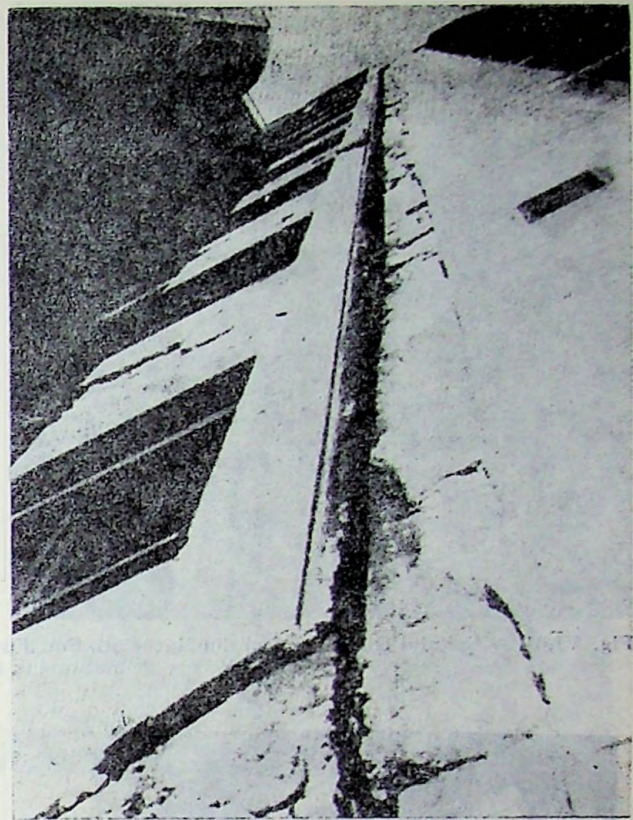
Dintre clădirile vechi social culturale și administrative din București, avariate la recentul cutremur, trebuie menționate, pe de o parte, unele clădiri având o alcătuire și o structură de același tip cu cea a clădirilor de locuit vechi, și la care au apărut, în general, avarii de aceeași natură cu cele descrise la subcapitolul

respectiv. Dintre acestea se exemplifică: clădirile pentru unele hoteluri (hotel Ambasador, hotel Union etc.), spitale (Colentina, Caritas, Grivița, Fundeni, Clinica universitară de stomatologie etc.), unele clădiri pentru administrație-birouri (Ministerul Industriei Construcțiilor de Mașini, ISPIF, Banca Română de Comerț Exterior, Direcția Centrală de Statistică etc.), sau clădiri asemănătoare pentru alte destinații (fig. VI.60...VI.63).

Pe de altă parte, trebuie amintite și o serie de clădiri monumentale sau cu caracter mai deosebit, la care au apărut avarii parțiale importante, ca, de exemplu, Ateneul Român (desprinderea portalului de intrare de corpul

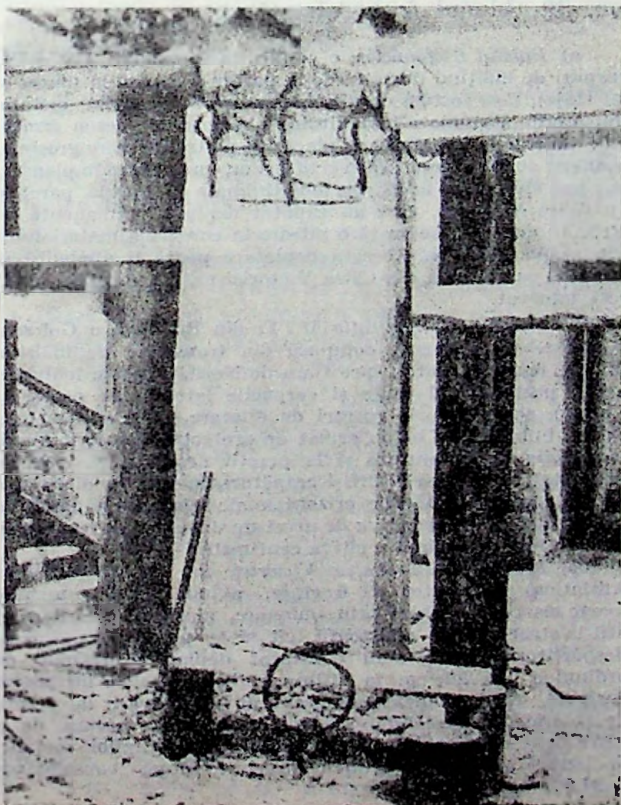


a



b

Fig. VI.60. — Hotelul „Ambasador” din București, Bd. Magheru 10. Clădire veche cu schelet de beton armat (parter și 10...12 etaje): *a* — Vedere de ansamblu înainte de cutremur; *b* — Avarii la fațadă; *c* — Avarii la un stâlp de la etajul I; *d* — Avarii la casa scării.



c



d

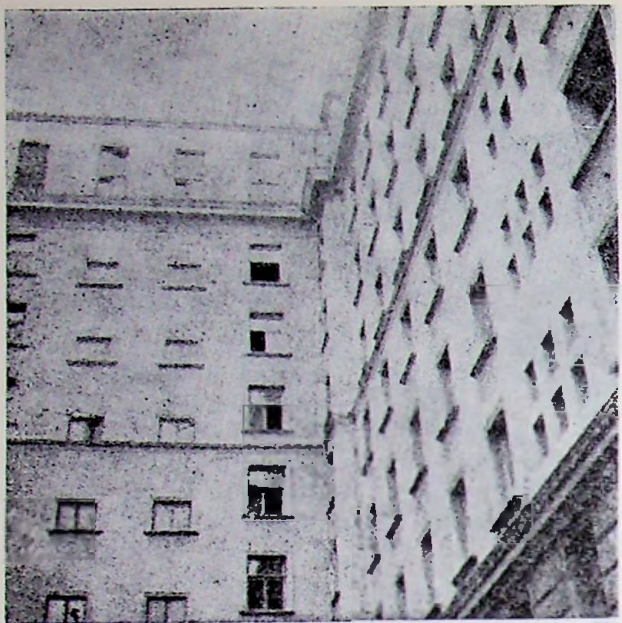


Fig. VI.61. — Spitalul clinic Fundeni din București. Șos. Fundeni 37. Clădire cu schelet de beton armat (parter și 8 etaje):
a — Vedere de ansamblu; b — Avarii la un stâlp de colț.

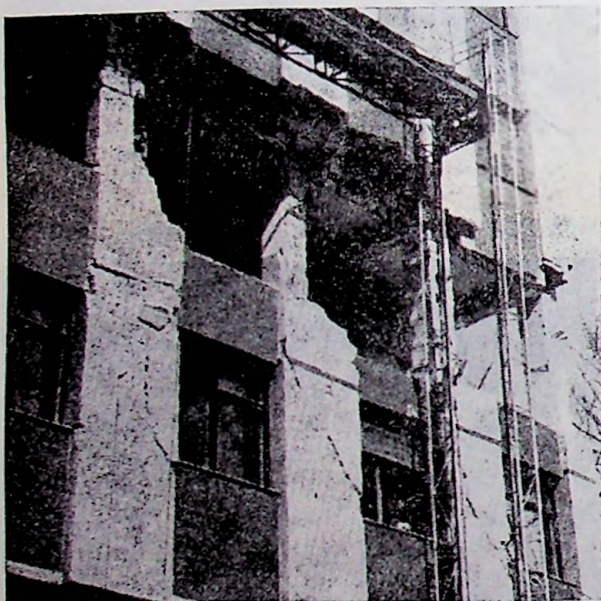
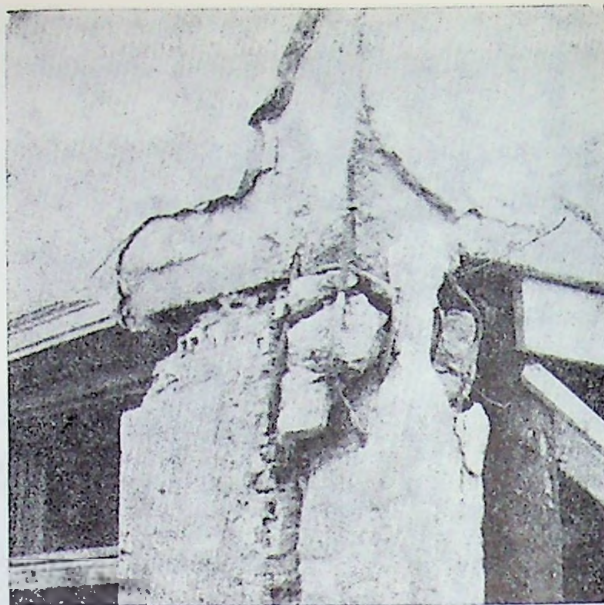


Fig. VI.62. — Spitalul clinic de urgență din București, Calea Floreasca 8. Clădire cu schelet de beton armat: — Avarii la fațade.

principal, fisuri în zidăria portantă a sălii principale și a sălii bibliotecii de la etajul I etc.), Palatul Justiției (crăpături puternice și dislocări în pilaștrii de zidărie etc., fig. VI.64), Universitatea București — Aula Rectoratului (fisuri și crăpături în elementele de susținere a cupolei aulei, fig. VI.65), Facultatea de medicină generală (deplasări ale coloanelor și dislocarea frontului triunghiular la intrarea principală, crăpături și dislocări în zidăriile exterioare și interioare, fig. VI.66). De asemenea, s-au înregistrat avarii grave sau chiar prăbușiri

parțiale ale unor biserici (în special turle), monumente funerare din cimitire etc. (fig. VI.67, 68), atât în București cât și în alte localități din jur.

În afară de acestea, mai sînt de menționat unele cazuri specifice de avariere la trei clădiri vechi, înalte, cu schelet metalic din București și anume: Palatul telefoanelor, Palatul administrativ MTTe și imobilul din Calea Victoriei nr. 39 (blocul fost Adriatică).

a) *Palatul telefoanelor*, o clădire în formă de „U” avînd corpuri de înălțimi diferite (de la parter și 2 pînă la parter și 10 etaje), fără rosturi de dilatare-tasare, cu schelet metalic din profile asamblate prin nituire și planșee de beton armat, cu fațade grele îmbrăcate în placaj de piatră de mare grosime, a suferit avarii în zona scării și lifturilor, unele fisuri în planșee, dar mai ales avarii la cadrele longitudinale din fațadă, paralele cu Calea Victoriei, care au căpătat deplasări remanente de 10...15 cm, ceea ce arată o intrare în curgere a materialului din stîlpii metalici. Această deplasare poate fi atribuită și ciocnirii cu clădirea din Calea Victoriei nr. 33, din lipsa unui rost adecvat.

b) *Palatul administrativ MTTe* din Bd. Dinicu Golescu, o clădire foarte mare, compusă din tronsoane de înălțimi diferite (corpul frontal, spre Gara de Nord, de 58 m înălțime, avînd parter și 11 etaje și corpurile laterale cu parter și 8 etaje), separate prin rosturi de dilatare, cu schelet metalic sudat, îmbrăcat în beton armat de protecție, a suferit avarii la zidăria de umplutură și la pereții despărțitori, care au prezentat numeroase fisuri și crăpături, lucrînd ca diafragme la preluarea solicitărilor orizontale ale seismului și neputînd urmări deplasările relative de nivel ale structurii de rezistență, care au fost de ordinul a cîțiva centimetri.

c) *Imobilul din Calea Victoriei nr. 39* (fostul bloc Adriatică), cu parter și 6 etaje, avînd schelet metalic foarte elastic, asamblat prin bulonare, a suferit avarii mari atât la structura de rezistență, cât și la pereții exteriori și despărțitori. Astfel, s-au constatat deplasări maxime de ordinul a 18—20 cm la stîlpii (profilele metalice intrînd în curgere), care, evident, au provocat mari avarii la pereții de zidărie. La consolidarea clădirii s-a luat măsura de a mări rigiditatea structurii prin îmbrăcarea stîlpilor metalici în beton armat pe primele niveluri, după consolidarea secțiunii metalice.

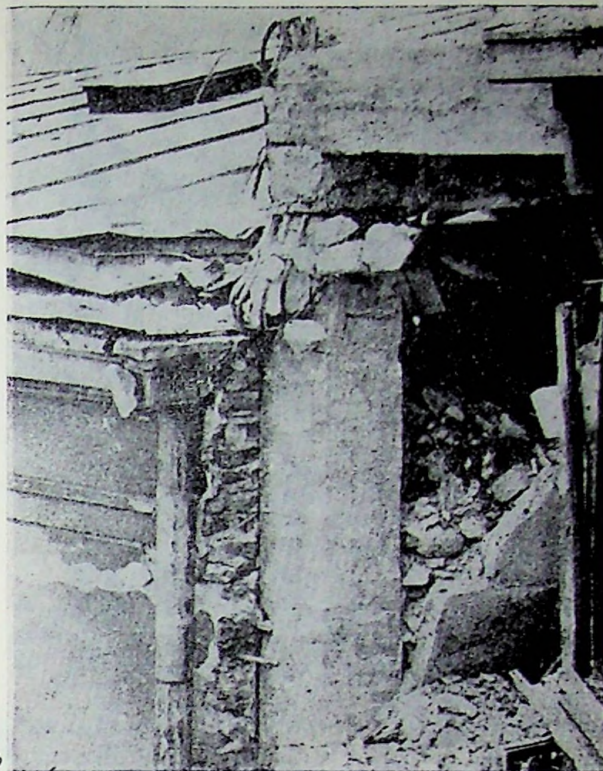
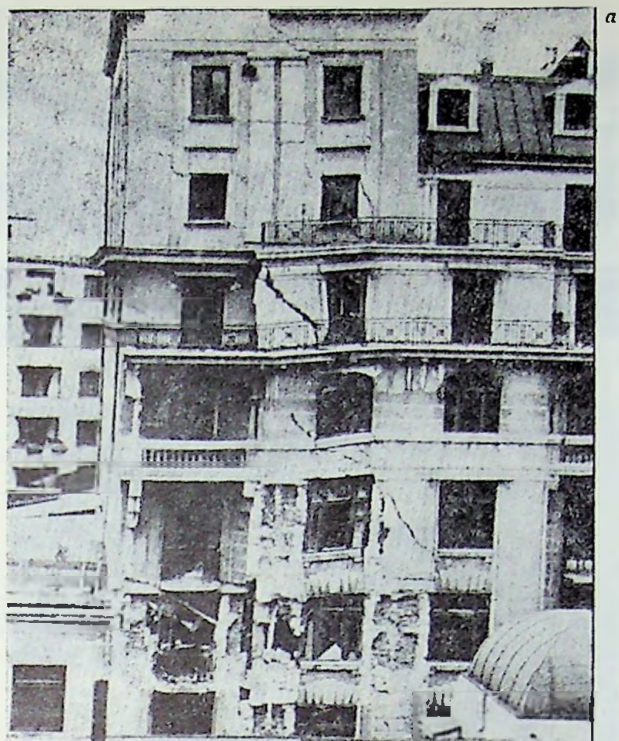


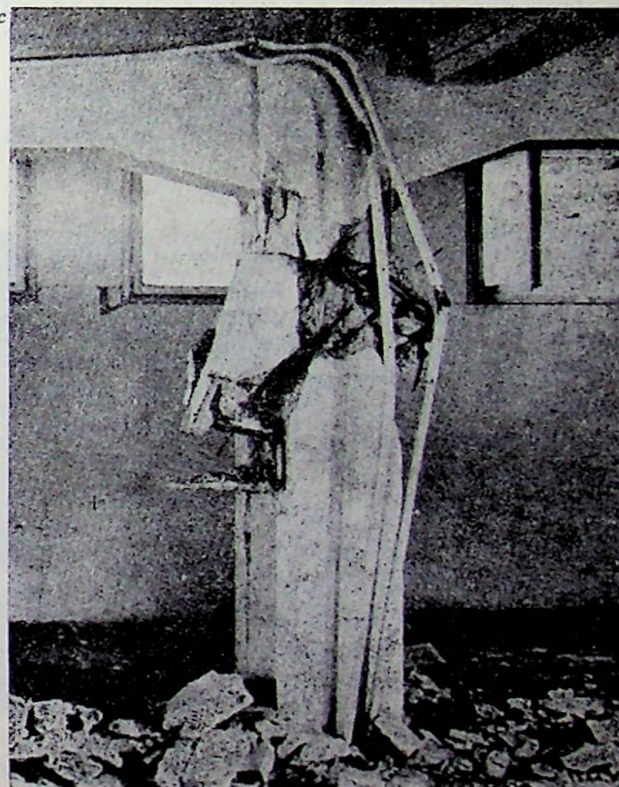
Fig. VI.63. — Clădirea pentru birouri a Institutului de proiectări I.S.P.I.F. din București, Str. Rîgoreanu nr. 1—3. Clădire veche cu schelet de beton armat și zidărie (parter și 6..7 etaje): a — Vedere de ansamblu, după cutremur. Avarii la zidăria fațadei și la bovindouri; b, c — Distrugerii totale la capătul superior al unor stâlpi de la etajul II.

În toate cele trei cazuri, a apărut evidentă incompatibilitatea zidăriei de umplură și a pereților despărțitori din materiale rigide, cu flexibilitatea mare a scheletului metalic, avînd și o rigiditate redusă la torsiune, ceea ce a avut ca urmare avarierea ridicată a zidărilor și pereților.

● În ceea ce privește comportarea clădirilor social culturale și administrative vechi din alte orașe și centre, trebuie amintit faptul că au existat multe cazuri de comportare nesatisfăcătoare la recentul cutremur a unor astfel de clădiri, dintre care unele de mare valoare arhitecturală și artistic-culturală, din orașe importante cum sînt: Craiova, Ploiești, Iași și altele, la care au fost provocate pagube importante.

Astfel de clădiri, realizate în cea mai mare parte la sfîrșitul secolului trecut și începutul acestui secol, aveau ca principal sistem constructiv, ziduri portante, masive, de rezistență slabă (din cărămidă cu mortar de var, fără ciment sau cu foarte puțin ciment) și planșee de alcătuire foarte variată, întilnindu-se chiar la aceeași clădire mai multe tipuri de planșee (bolțișoare de cărămidă pe profile metalice sau planșee cu grinzi de lemn, fără centuri sau alte legături, bolți de cărămidă și, mai rar, avînd și unele porțiuni cu plăci de beton armat monolit).

Deși numărul de niveluri la aceste clădiri era redus (parter și 1—2 etaje), înălțimea etajelor era relativ mare, ajungînd pînă la 5..7 m, ceea ce a contribuit la agravarea



avariilor. În plus clădirile aveau numeroase elemente constructive neadecvate din punct de vedere al comportării la cutremur: turnuri decorative la colțuri, bovindouri, atice și cornișe grole, coșuri înalte, arcade interioare etc.,

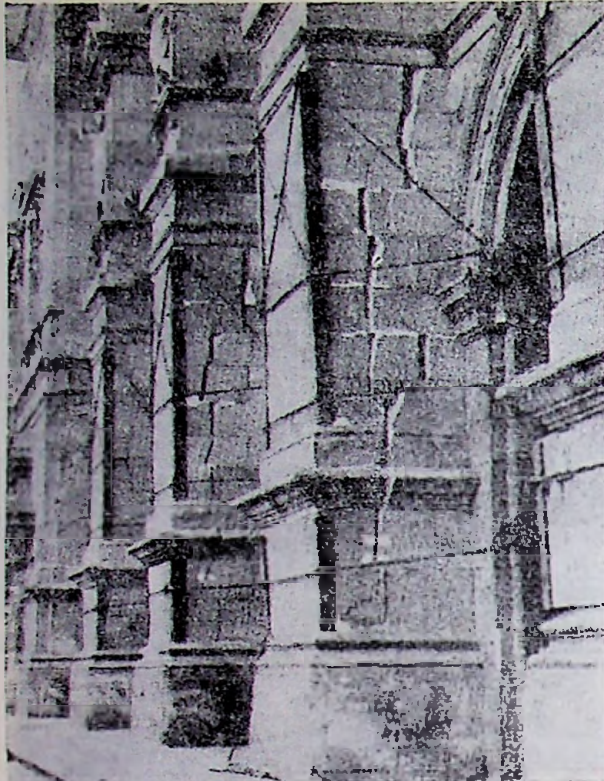
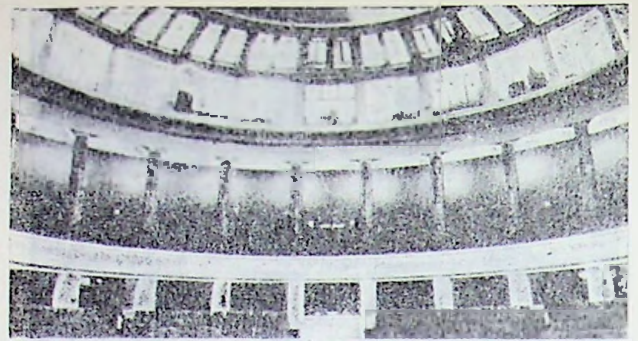


Fig. VI.61. — Palatul de justiție din București. Clădire veche din zidărie portantă masivă. Crăpături puternice și dislocări în pilaștrii de zidărie din fațadă. Se observă legăturile provizorii cu tiranți de oțel.



a

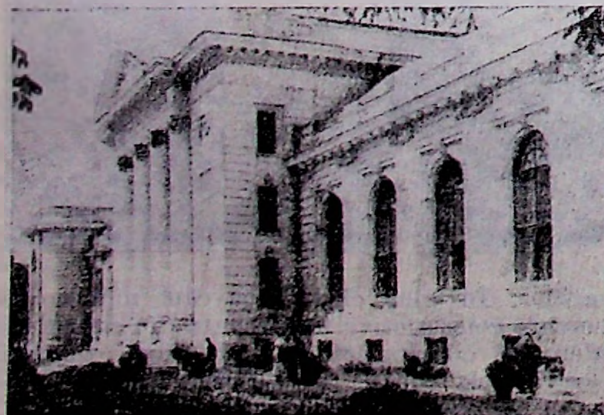


b

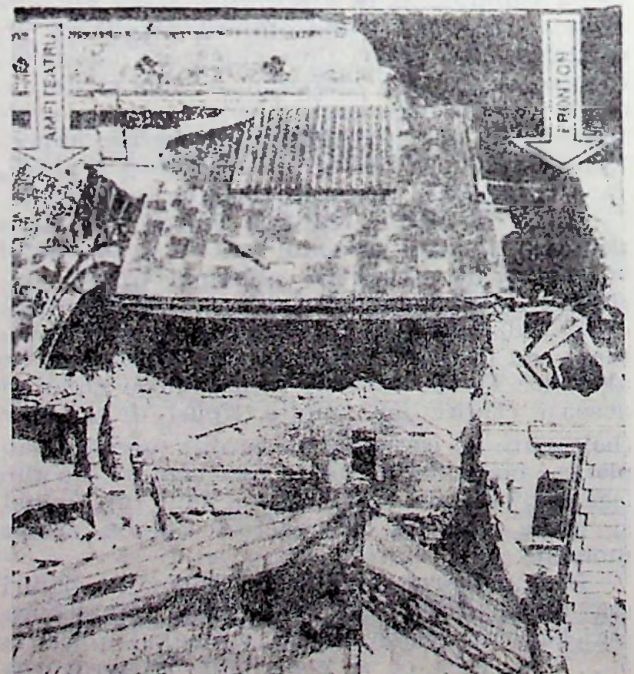
Fig. VI. 65. — Universitatea din București. Cupola Aulei Rectoratului. Clădire veche, cu structură de beton armat: a — Vedere generală din interiorul aulei; b — Avarii la stâlpii interiori, înclinați.

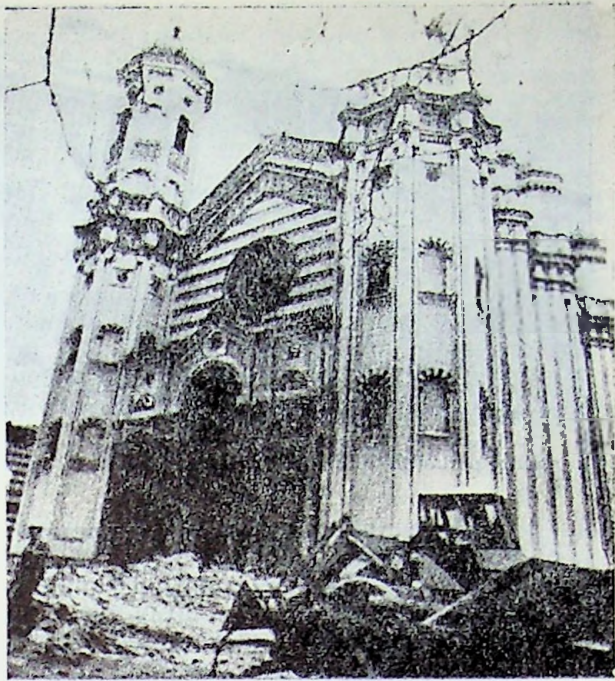
Fig. VI.66. — Institutul medico-farmacutic din București, Facultatea de medicină generală. Clădire veche din zidărie portantă: a — Vederea fațadei principale; b — Vedere de ansamblu după cutremur. Se vede zidăria prăbușită parțial la fronton și la zidurile transversale.

a



b





a



b

Fig. VI.67. — Biserici avariate de cutremur. Prăbușiri de turle și avarii la zidărie : *a* — Biserica Sf. Spiridon din București ; *b* — Biserica Sf. Vasile din Ploiești.



a



b

Fig. VI.68. — Monumente avariate sau prăbușite la cutremur : *a* — Obelisc în București, bd. Armata Poporului, deplasat de cutremur ; *b* — Monument funerar în cimitirul Șerban Vodă din București, prăbușit la cutremur.

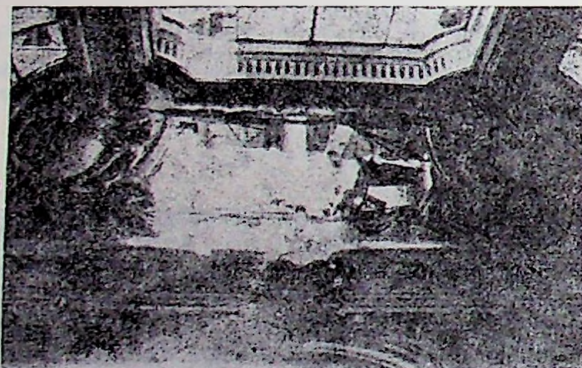
care nu erau concepute pentru a rezista la șocuri orizontale.

Cutremurul din 4 martie 1977 a provocat avarii importante la aceste clădiri, unele având caracter grav, ducând la scoaterea totală sau parțială din uz a clădirilor respective și la

necesitatea unor consolidări foarte costisitoare, ca, de exemplu, consolidarea pereților portanți prin cămășuiele de beton armat și introducerea unor elemente antiseismice (stâlpișori, centuri etc.); înlocuirea planșelor de lemn cu planșe de beton armat; introducerea unor stâlpi de susținere și echilibrarea zonelor instabile etc.



a



b

Fig. VI.69. — Muzeul de artă din Craiova. Clădire veche din zidărie portantă: a — Vedere de ansamblu. Avarii la zidăria exterioră, b — Avarii interioare.

Dintre cazurile mai importante de avariere mai gravă ale unor astfel de clădiri social culturale, în diferite centre din țară, afectate de seism, se menționează:

a) *La Craiova*

— La clădirea muzeului de artă, cu demisol, parter și etaj, din zidărie de cărămidă cu planșee de lemn, s-au produs, pe lângă crăparea zidăriei, prăbușiri de coșuri și ornamente grele, distrugând local planșeele cu tavane decorative pe două nivele și portalul de intrare (fig. VI. 69).

— La clădirea liceului N. Bălcescu, cu subsol, parter și 2 etaje, din zidărie portantă și planșee mixte (cu traverse metalice la subsol și parter, cu grinzi de lemn la etaj 1 și beton armat la etaj 2) s-au constatat crăpături și deplasări la ziduri, desprinderi de elemente decorative și prăbușiri de planșee.

— la clădirea Consiliului Popular județean, cu demisol, parter și etaj, din zidărie masivă de cărămidă și planșee din profile metalice și bolțisoare de cărămidă peste subsol și parter, din grinzi de lemn în rest, precum și arce de zidărie în zona scării principale, s-a constatat crăparea turnului intrării



Fig. VI.70. — Palatul culturii din Ploiești. Clădire veche din zidărie portantă. Prăbușirea unei porțiuni din zidăria fațadei.

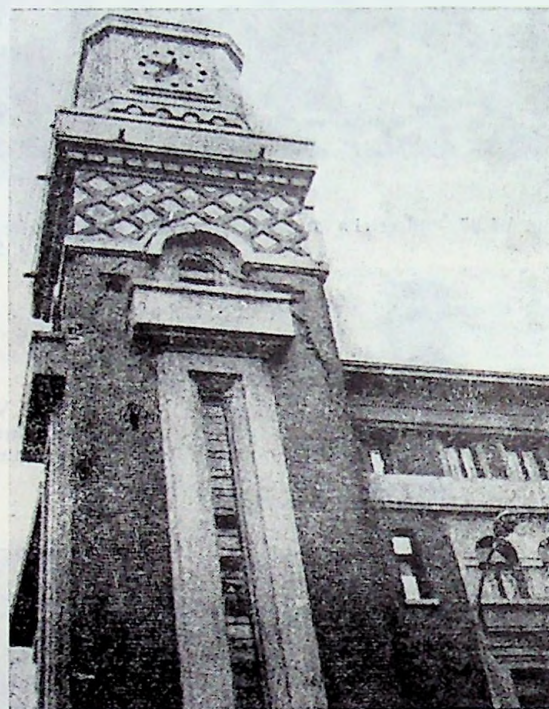


Fig. VI.71. — Halele centrale din Ploiești. Clădire veche cu structură de beton armat. Dislocarea zidăriei turnului.

principale avind tendință de instabilitate, cu zidăria exterioră fisurată, crăpată și deplasată, precum și coșuri prăbușite.

— La clădirea bisericii catolice a căzut turla.

b) *La Ploiești*

— La multe clădiri vechi situate în zona centrală ca: fosta primărie, palatul culturii (fostul tribunal, fig. VI.70), poșta veche etc., avind subsol, parter și 2...3 etaje, cu zidărie portantă și planșee rigide peste subsol și parter și cu grinzi de lemn la restul nivelurilor, au apărut crăpături și dislocări ale majorității pereților. La unele clădiri foarte vechi de acest gen (de la sfârșitul secolului trecut) s-au constatat chiar prăbușiri parțiale de pereți portanți și de planșee la nivelurile superioare, astfel că au trebuit să fie demolate.

— La Halele Centrale, de construcție relativ mai recentă (înaintea celui de-al 2-lea război mondial), cu schelet de beton armat și parțial zidărie portantă, s-a constatat o dislocare la zidăria turnului (fig. VI.71).

— La unele biserici din Ploiești și din alte localități din jud. Prahova s-au produs avarii grave și chiar prăbușiri de turla (fig. VI.67).

e) La Iași

— La o serie de clădiri școlare foarte vechi (Liceul internat, liceul M. Eminescu, Școala populară de artă, corpul vechi al Universității „A. I. Cuza” etc.) având parter și 1—2 niveluri, cu zidărie portantă și planșee de lemn și parțial de beton armat, s-au constatat crăpături și dislocări în ziduri, prăbușiri parțiale de planșee etc.

— De asemenea, la numeroase clădiri de biserică (aproximativ jumătate din circa 50 existente), unele de mare vechime, care sînt monumente istorice, s-au constatat avarii importante ca: dislocări și crăpături în zidăria masivă, în arce și bolți, uneori chiar prăbușiri de bolți, separări între turle și restul corpului clădirilor cu avarii grave (crăpături și deplasări) la pilaștrii turlelor datorită efectului de torsiune etc., necesitînd importante măsuri de consolidare și refaceri parțiale.

VI.3.2. Comportarea clădirilor social culturale și administrative noi

VI.3.2.1. Aspecte generale. Clădirile noi social culturale și administrative sînt de o diversitate funcțională foarte mare, cuprinzînd: clădiri pentru cazare colectivă și hoteluri, clădiri școlare, clădiri sanitare, clădiri culturale, cantine, clădiri comerciale, clădiri administrative pentru birouri, clădiri pentru sport etc. Astfel de clădiri s-au realizat atît în București, cit și în marile centre din toate județele țării, într-un volum din ce în ce mai mare după anul 1950 și în special începînd cu deceniul al șaptelea.

În ceea ce privește structura de rezistență, s-au utilizat, în general, aproape toate sistemele constructive și procedeele tehnologice aplicate la clădirile de locuit (zidărie portantă, panouri mari, diafragme de beton armat monolit, cadre etc.), precum și structuri mixte.

Sub aspectul comportării la cutremur trebuie menționat faptul că s-a constatat o comportare mult mai bună a clădirilor noi social culturale și administrative, în comparație cu cele vechi, cazul de prăbușire totală al Centrului de Calcul MTT din București, fiind cu totul izolat.

De asemenea este de subliniat că marea majoritate a clădirilor social culturale și administrative importante, în special clădirile monumentale și sălile cu deschideri mari, realizate în zone cu grad ridicat de seismicitate și în special în București, la care s-a luat o acoperire mai mare la proiectare și execuție, au avut o comportare bună la cutremur.

Sub aspectul avariilor — dată fiind varietatea mare a sistemelor constructive folosite — s-au înregistrat, în general, toate tipurile de avarii apărute și la clădirile de locuit, iar cazurile cele mai caracteristice ivite, îndeosebi la structura de rezistență, s-au produs mai ales la o serie de clădiri executate în Capitală, care sînt prezentate într-un paragraf separat.

În ceea ce privește comportarea la cutremur a clădirilor social culturale și administrative noi, din alte centre, în afară de București, fără a exista cazuri semnificative diferite față de cele ale comportării generale ale unor structuri simi-

lare folosite la clădirile de locuit, se menționează ca exemple următoarele:

— Clădirea laboratoarelor Institutului de petrol și gaze din Ploiești, cu parter și 4 etaje, cu structura din cadre mixte (stilpi de beton armat monolit și rigle prefabricate), la care s-au produs articulații plastice în rosturile dintre rigle și nodurile monolite, iar fișile de b.c.a. au ieșit din planul pereților și unele s-au rupt.

— Hotelul „Muntenia” din Cimpina, cu structura pe cadre, a fost avariat, producîndu-se fisuri puternice în zidărie și forfecări ale stilpilor de beton armat.

Aspecte specifice privind comportarea clădirilor social culturale și administrative noi din București. Clădirile social culturale și administrative noi din București prezintă importanță pentru analiza comportării acestei categorii de clădiri, datorită atît faptului că în Capitală au fost realizate în anii socializmului cele mai reprezentative clădiri social culturale, cit și intensității ridicate a cutremurului manifestată în acest centru. Cea mai mare parte a acestor clădiri s-a comportat bine la cutremur. În acest sens trebuie reținută, în primul rînd, buna comportare a *clădirilor monumentale*, cuprinzînd săli cu deschideri mari dintre care se menționează: Sala Congreselor de la Palatul R.S. România și Teatrul Național. Ambele construcții cu funcții complexe, realizate din mai multe sisteme portante (beton armat, zidărie de cărămidă și uneori forme metalice pentru acoperiș), au fost proiectate pentru gradul 8 de seismicitate, astfel că la cutremur nu s-au înregistrat avarii care să afecteze structura de rezistență. Asemenea comportare bună s-a mai constatat și la alte clădiri cu deschideri mari (săli de cinematograf), precum și la clădiri cu multe niveluri.

În continuare vor fi prezentate cazurile cele mai caracteristice, între care figurează, în primul rînd, prăbușirea corpului central al clădirii Centrului de calcul electronic al Ministerului Transporturilor și Telecomunicațiilor. Se menționează apoi avarierea, uneori gravă, constatată la clădiri înalte cu structura în cadre de beton armat monolit (cum sînt clădirile pentru diverse instituții, hoteluri etc.), precum și la clădiri mai joase pentru spitale, învățămînt etc., a căror comportare a fost în general asemănătoare cu aceea a clădirilor noi de locuit cu aceeași structură; față de acestea există însă o diferență, mai ales de efecte, determinată de faptul că la clădirile înalte social culturale sau administrative, procentul de pereți interiori este mai redus decît la clădirile de locuit cu aceeași structură, astfel încît și aspectele de conlucrare între structură și acești pereți sînt mai puțin accentuate și deci avariile elementelor nestructurale sînt relativ mai reduse.

a. *Clădirea Centrului de calcul electronic al Ministerului Transporturilor și Telecomunicațiilor din București*, a format obiectul mai

multor expertize tehnice sub aspectul prăbușirii sale la cutremurul din 4 martie 1977*).

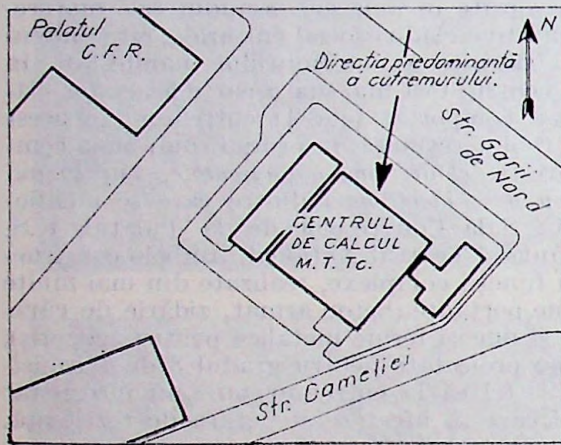
Accastă clădire, amplasată în spatele Palatului CFR, la intersecția Străzii Gării de Nord cu Strada Cameliei (fig. VI.72a), a fost proiectată în anul 1967 și executată în perioada iunie 1967—decembrie 1968.

Clădirea, cu o suprafață construită de 1230m², desfășurată pe trei niveluri, cuprindea trei corpuri separate (fig. VI.72b și fig. VI.73a): corpul principal tehnologic adăpostind calculatorul electronic și anexele sale, corpul de birouri și grupuri sanitare amplasat spre Palatul CFR și corpul casei scării amplasat spre Strada Ca-

meliei. Separarea dintre corpul principal și cel de birouri era alterată prin faptul că rostul dintre ele nu avea spațiu liber și în plus existau legături între ele la nivelul planșelor și anume, câte 7 legături pe nivel, formate fiecare din câte 2×4 bare de oțel beton Ø 20 mm.

Corpul principal prăbușit la cutremur, avea o formă pătrată de 30×30 m, cu parter și două etaje și adăpostea instalațiile și funcțiunile tehnologice ale Centrului de calcul electronic și anume: la parter, instalații și încăperi auxiliare; la etaj I, serviciu mecanografic cu sălile aferente; la etaj II, sala calculatorului cu agregate și instalații anexe, constituind piesele cele mai grele. Înălțimea nivelurilor a fost de 6,0 m la parter și 5,0 m la etaje. Structura de rezistență din beton armat monolit de marcă B 200, cu armături din oțel PC 52 și OB 38, era formată la corpul principal din stâlpi și planșee casetate

*) Principalele expertize tehnice au fost efectuate în cadrul Inspecției de Stat în Construcții, de către cadre didactice din Institutul de construcții București și de alți specialiști din proiectare, cu colaborarea Institutului de proiectări pentru Căi Ferate.



Plan planșeu

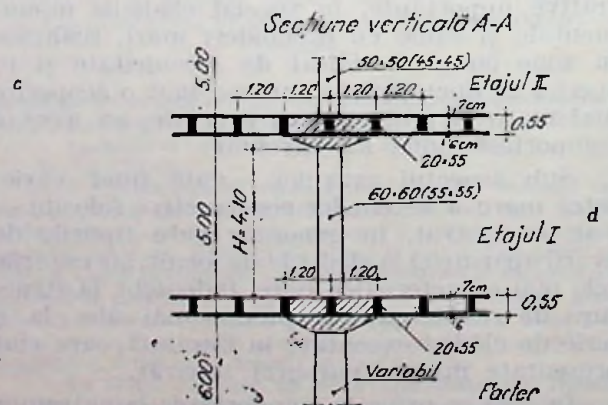
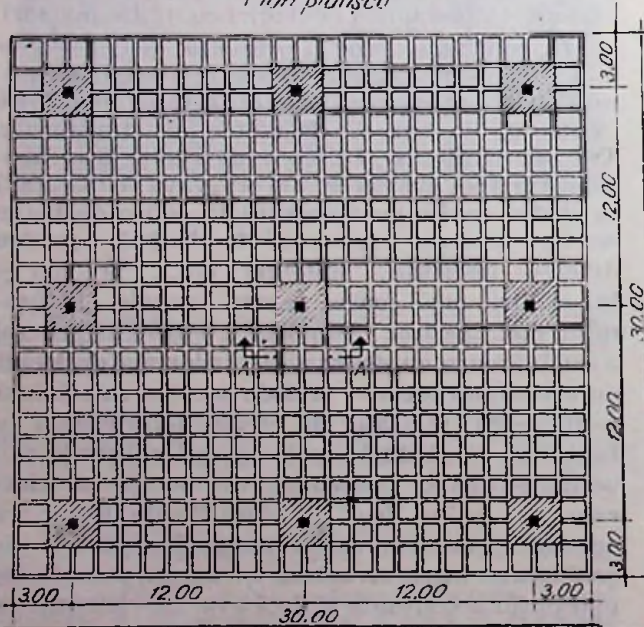
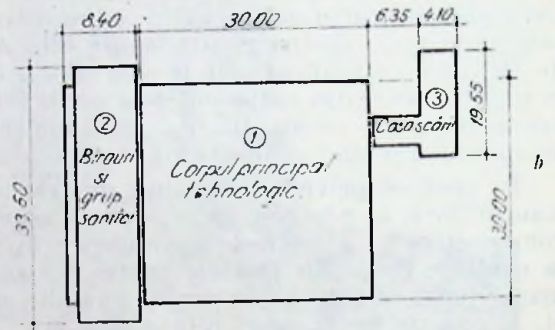


Fig. VI.72. — Clădirea Centrului de calcul electronic al Ministerului Transporturilor și Telecomunicațiilor (MTTC) din București, str. Gării de Nord. Clădire nouă cu schelet de beton armat monolit (parter și 2 etaje): a—Amplasament; b—Alcătuirea generală a clădirii; c, d—Alcătuirea structurii de rezistență din beton armat, a corpului principal (plan planșeu și secțiune verticală).

ale căror grinzi formau cadre pe două direcții cu stâlpii, având deschideri de 12,0 m cu console de cîte 3,0 m la capete (fig. VI.72c).

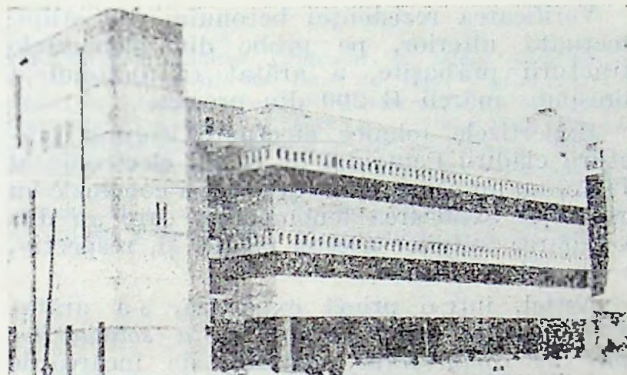
Fundațiile pentru stâlpii constau din cuzineți de beton armat pe blocuri de beton simplu, avînd cota inferioară la -4,0 m, pe un teren din nisip grosier și pietriș galben, cu o presiune admisibilă de 2,5 kgf/cm² și apă subterană la -6,7 m adîncime, ceea ce corespunde, după prescripțiile în vigoare la data proiectării, unui teren de fundație normal, fără sporiri de încălzire convenționale seismice, față de gradul 7; fundațiile zidurilor erau din tălpi de beton simplu amplasate la cota de -1,20 m.

Stâlpii scheletului de rezistență (în total 9 buc. pe un nivel) aveau o secțiune variabilă la parter, în formă de cruce, cu un contur la bază de 1,0×1,0 m și la capătul superior de circa 65×65 cm, iar la etaje o secțiune pătrată, de 55×55 cm (respectiv 60×60 cm la stîlpul central) la etajul 1 și de 45×45 cm la etaj 11; stâlpii aveau o armătură longitudinală puternică, iar etrierii numai pe contur, la distanțe de 15...20 cm.

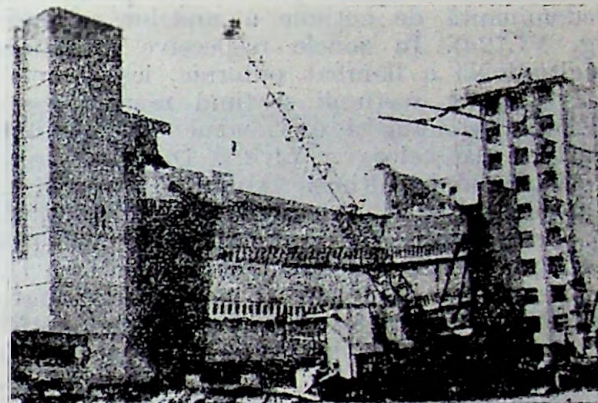
Grinzile planșelor casetate erau situate la 1,20 m interax și aveau secțiunea de 20×55 cm la planșele peste parter și etaj I și de 20×50 cm la planșele de acoperiș; grinzile erau solidarizate cu plăci de beton armat monolit în grosime de 7 cm la partea superioară și de 6 cm la cea inferioară, formînd

un planșeu cu racordări masive cu stâlpii, prin capituluri dezvoltate pe o suprafață în plan de 2,40×2,40 m și pe o înălțime de circa 1,0 m, pentru a realiza noduri de cadru. Consolele planșelor susțineau șorțuri verticale de beton armat spre exterior la fiecare nivel, placate cu plăci de travertin, constituind fișii în lungul fațadelor, între șirurile de ferestre ale etajelor (fig. VI.73 a). Aceste elemente de fațadă, destul de grele, încăreau construcția, fără a contribui la rezistența acesteia.

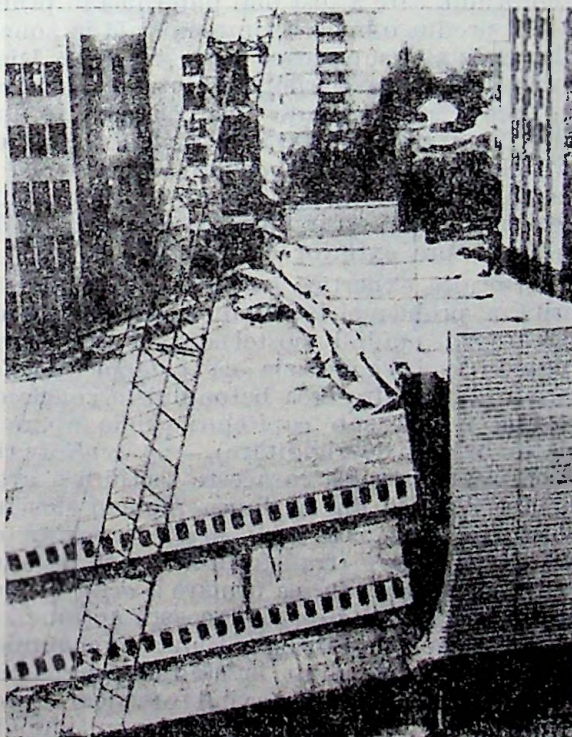
La cutremurul din 4 martie 1977, s-a produs prăbușirea corpului principal tehnologic, prin cedarea (ruperea) tuturor stîlpilor de la toate nivelurile, ca urmare a distrugerii betonului pe întreaga secțiune, mai ales sub capituluri, și flambării puternice a armăturilor longitudinale. Aceasta a dus la scurtarea înălțimii stîlpilor cu mărimi variabile, antrenînd planșele casetate, care s-au prăbușit pe verticală, deformîndu-se diferit — fără a se rupe — pe etaje sau în cadrul aceluiași etaj, astfel încît au rezezat pe porțiunile rămase din stîlpii rupți sau — pe alocuri — pe șorțurile exterioare de be-



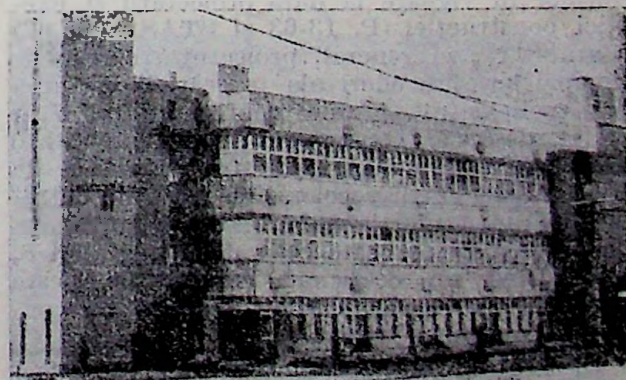
a



b



c



d

Fig. VI.73. — Clădirea Centrului de calcul electronic al MTT-e din București, str. Gării de Nord. Clădire nouă cu schelet de beton armat monolit (parter și 2 etaje): a — Vedere de ansamblu înainte de cutremur; b — Vedere de ansamblu după cutremur. Corpul central prăbușit; c — Legătura corpului central prăbușit cu corpul lateral dinspre gara de nord; d — Vederea clădirii reconstruite pe același amplasament.

ton armat, așa cum rezultă și din fotografiile din fig. VI.73 b, c, d.

Din declarațiile unor martori oculari rezultă că ruperea stâlpilor și prăbușirea planșelor a început în timpul cutremurului dar fenomenul a continuat după cutremur, mai ales în ce privește lăsarea planșelor, ceea ce explică faptul că majoritatea personalului a putut părăsi clădirea fără a fi accidentați. Calculatorul electronic și celelalte echipamente au fost în cea mai mare parte distruse.

După cum s-a constatat la fața locului după prăbușire și după cum reiese și din fotografiile făcute după cutremur, rezultă că toți stâlpii de la cele trei niveluri s-au rupt în majoritatea cazurilor la circa 50 cm sub capitel, în unele cazuri mai jos, sau chiar în mai multe locuri (la parter) și uneori și spre baza lor (la etaj I și II) (fig. VI.74). Ruperea stâlpilor s-a produs prin zdrobirea betonului pe întreaga secțiune, pe lungimi variabile, marele uneori și suprafețe înclinate de ambele părți situate pe direcția predominantă de acțiune a undelor seismice (fig. VI.72a). În zonele respective armătura longitudinală a flambat puternic, ieșind complet în afara secțiunii și fiind răsucită; s-a observat totodată și un fenomen de torsiune la nivelul planșelor (fig. VI.72). Datorită rușării betonului, înălțimea stâlpilor s-a redus, în general cu 0,5...1,0 m, iar la câțiva stâlpi, în special la cei situați spre strada Cameliei și bulevardul Dinicu Golescu, la etajele I și II, distrugerea s-a produs pe o lungime mai mare (un stâlp de colț a fost complet distrus), astfel încât micșorarea înălțimii etajelor respective a ajuns în vecinătatea lor la circa 1,50...2,0 m. Fenomenul de distrugere a betonului din stâlpi s-a manifestat cel mai puternic la etajul I, unde stâlpul central a fost distrus la bază (fig. VI.74d). La etajul II a apărut și o înclinare a stâlpilor, care au fost rușiți atât sus (sub capitel), cât și jos (la nivelul pardoselii). Planșele nu s-au rupt, dar, prin scurtarea stâlpilor pe care reze-mau, s-au prăbușit, deformându-se masiv, în funcție de poziția noilor rezeme găsite, creînd astfel spații cu tavane și pardoseli mult denivelate și înălțimi diferite.

Verificările făcute prin calcule elastice cu încărcările seismice convenționale, conform prescripțiilor în vigoare la data proiectării și execuției construcției (P. 13-63 și STAS 8000-67) au arătat că, în general, proiectul a corespuns principalelor prevederi ale prescripțiilor, după care coeficientul seismic pentru gradul 7 a rezultat de 0,022, construcția avînd flexibilitate relativ ridicată, cu perioada fundamentală de $T = 1,25$ s. Pentru accelerațiile reale ale cutremurului din 4 martie 1977, care au corespuns unei intensități seismice ce a depășit gradul 8, reprezentînd un coeficient seismic de peste 2 ori mai mare, verificările au arătat că construcția nu putea rezista.

În același timp însă, din examinarea proiectului mai rezultă o serie de particularități ale

structurii precum și dispoziției de armare neadecvate pentru comportarea acesteia la acțiunea unor încărcări gravitaționale importante și mai ales a unor încărcări orizontale, de tip seismic.

Astfel:

— clădirea nu avea contravînturi, nici chiar prin elemente nestructurale de umplură (lipsind compartimentări interioare mai importante), astfel încît rigiditatea la forțe laterale era bazată numai pe cei 9 stâlpi;

— Stâlpii prezentau discontinuități mari de rigiditate, în secțiunile de sub capiteluri, unde apăreau concentrări mari de eforturi;

— planșele aveau deschideri mari, cu console de 3 m, care erau încărcate cu fațade grele;

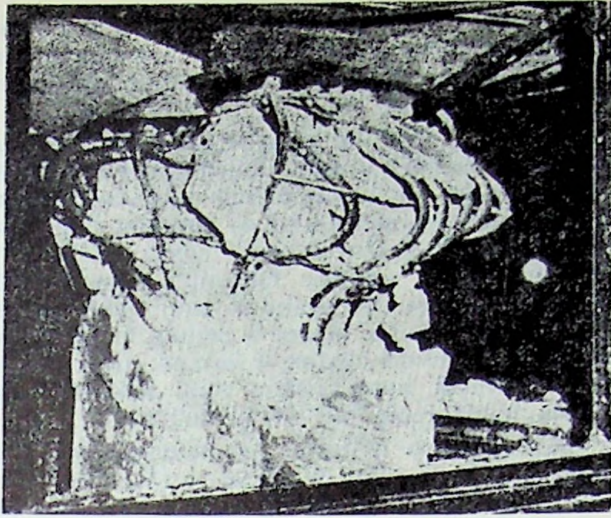
— armarea stâlpilor era necorespunzătoare, mai ales sub aspectul dispozițiilor constructive, constînd dintr-o armătură longitudinală foarte puternică, care încăpea foarte greu în perimetrul stâlpilor, în special la petrecerile (necorespunzător realizate) din dreptul planșelor; armătura transversală a stâlpilor era insuficientă, fiind formată din etrieri perimetrali cu diametrul de 8 mm (avînd puncte de îndoire numai la colțuri), fără a exista și etrieri suplimentari (pentru prinderea barelor intermediare), iar distanța dintre etrieri era de 15—20 cm (în dreptul nodurilor lipsind complet).

Verificarea rezistenței betonului din stâlpi, efectuată ulterior, pe probe din elementele structurii prăbușite, a arătat că betonul a corespuns mării B 200 din proiect.

Expertizele tehnice efectuate asupra prăbușirii clădirii Centrului de calcul electronic al MTTc, nu au ajuns toate la aceeași concluzie cu privire la explicarea fenomenelor care au dus la cedarea stâlpilor acestei clădiri și, respectiv, la un colaps total.

Astfel, într-o primă expertiză, s-a arătat că *stâlpii au cedat ca urmare a solicitărilor mari de compresiune*, cauzate de încărcările verticale mari, sporite de acțiunea verticală a cutremurului, care a fost mai puternică în prima fază și a produs o microfisurare inițială în zonele de la capetele superioare ale stâlpilor. Apoi, ulterior, în faza mișcărilor orizontale puternice, s-au produs și momente încovoietoare, stâlpii fiind solicitați la compresiune excentrică, ceea ce a dus la *depășirea capacității de rezistență a zonei comprimate* din secțiunile cu microfisuri și deci la strivirea și expulzarea betonului și la flambarea spre exterior a armăturilor.

Într-o altă expertiză s-a încercat o abordare diferită a problemei, apelîndu-se la calcule de verificare în stadiul postelastice al structurii, ajungîndu-se la concluzia că *cedarea stâlpilor* — produsă prin zdrobirea betonului în zonele de capăt (de regulă sub capiteluri, unde apare o variație bruscă de rigiditate) — *se explică* prin dezvoltarea puternică în aceste secțiuni a articulațiilor plastice din acțiunea momentelor încovoietoare, dar *mai ales prin apariția de fisuri și crăpături* (transformate apoi în adevărate ruperi) *înclinate*, ca urmare a *acțiunii preponderente a forței tăietoare*. Această acțiune s-a manifestat concomitent cu acțiunea momentelor și a crescut foarte mult în stadiul postelastice, devenind predominantă (avînd o valoare proporțională cu valoarea momentelor ultime de plastifiere) și — fiind constantă pe înălțimea

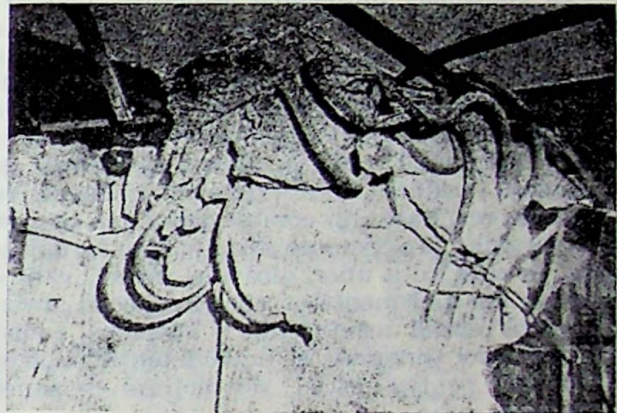


a



b

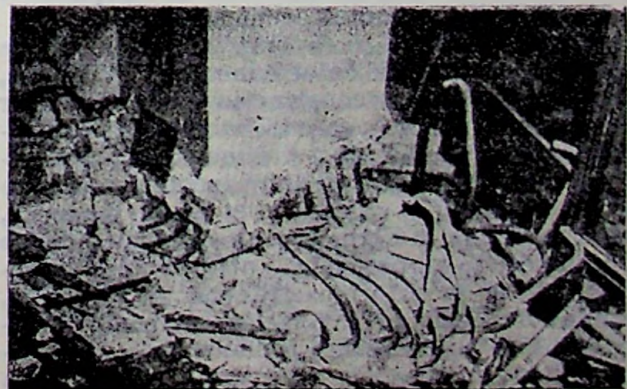
Fig. VI.74. — Clădirea Centrului de calcul electronic al MTTc din București, str. Gării de Nord. Clădire nouă cu schelet de beton armat monolit (parter și 2 etaje). Distrugerii provocate de cutremur la stâlpi: *a* — Stâlpu 3 de la parter (distrugere la partea superioară, sub capitel); *b* — Stâlpu 7 de la parter (distrugere la partea inferioară); *c* — Stâlpu 2 de la etajul I (distrugere la partea superioară); *d* — Stâlpu 5 (central) de la etajul I (distrugere la partea inferioară); *e* — Stâlpu 8 de la etajul II (distrugere la ambele capete).



c



e



d

stîlpilor — efectul ei a fost localizat în zonele de rezistență mai slabă ale articulațiilor plastice, de la extremitățile stîlpilor. Mecanismul de rupere prezentat a fost favorizat de capacitatea redusă de ductilitate a stîlpilor, datorită solici-tării produse de încărcările gravitaționale și a armării necorespunzătoare (mai ales pe direcție transversală).

Desigur, explicarea completă a mecanismului de cedare a stîlpilor, care a dus la prăbușirea clădirii centrului de calcul electronic al MTTE, nu este o problemă simplă și mai necesită aprofundări teoretice și eventual verificări experimentale, astfel încît concluziile și părerile prezentate aici, mai comportă completări.

După cum rezultă și din fotografiile prezentate, este probabil că cedarea stîlpilor — care prezintă configurația unor distrageri generalizate sub capituluri (similare distrugerilor casante ale unor noduri de cadru) — s-a produs sub acțiunea suprapunerii mai multor feluri de solici-tări, în condițiile unei combinații dezavantajoase a diferiților parametri intrinseci (proprii structurii) și extrinseci (aferenți acțiunii seismice).

În concluzie, prăbușirea structurii, care reprezintă un caz singular de colaps total, s-a produs prin ruperea concomitentă aproape a tuturor stîlpilor, sub acțiunea unor încărcări seismice mari (determinate și de compoziția spectrală caracteristică mișcării terenului), structura nedispunînd, practic, de o a doua linie de rezistență; cedarea a fost datorită și cumulării de efecte rezultate din combinarea unor situații nefavorabile, preexistente sau apărute la cutremur, ca urmare a unor alcătuirii neadecvate a structurii și a elementelor sale (în special armarea transversală insuficientă a stîlpilor), avînd caracteristici dinamice și de rezistență nesatisfăcătoare pentru astfel de acțiuni seismice puternice.

Factorii principali contributivi la prăbușire au fost determinați de fenomene dinamice și postelastice impuse de cutremur, dar și de caracteristicile dinamice de rezistență postelastice și de ductilitate ale structurii proiectate. Ca urmare, se poate aprecia că acest caz de prăbușire reprezintă o cumulare întîmplătoare a acțiunilor celor mai defavorabili factori contributivi la cedare, atît pe elemente, cît și pe ansamblul structurii, ceea ce explică și caracterul de unicat al accidentului.

Această situație nefavorabilă a putut apărea ca urmare a insuficienței cunoașteri științifice, la data proiectării construcției, a problemelor de inginerie seismică, care trebuiau să fundamenteze concepția, alcătuirea și dimensionarea structurii, cît și din cauza modului incomplet în care unele cunoștințe existente în acest domeniu, erau reflectate în norme și prescripțiile tehnice de proiectare antisismică, atît pe plan mondial, cît și în țara noastră (ca, de exemplu, modul de evaluare a forțelor seismice; particularitățile solici-tărilor dinamice, a caracteristicilor dinamice ale structurii; comportarea

structurii în afara domeniului elastic, probleme de dimensionare și de alcătuire constructivă a elementelor și secțiunilor de beton armat la solici-tări seismice etc.).

b. Un caz tipic de comportare la cutremurul din 4 martie 1977 a unei clădiri înalte cu structura în cadre de beton armat monolit, il constituie clădirea Institutului de cercetări și proiectări tehnologice pentru sectoare calde — ICPTSC, din București, șoseaua Olteniței, proiectată în anul 1967 și executată în anii 1968—1970, avînd ca destinație încăperi pentru laboratoare și birouri. Această clădire a format, după cutremur, obiectul unei analize mai detaliată din partea institutelor ICPMC și ICPTSC.

Clădirea are o formă dreptunghiulară, cu dimensiunile în plan de 43,90 × 15,10 m, amplasată cu axa longitudinală perpendiculară pe șoseaua Olteniței și avînd o direcție NNE, care formează un unghi de circa 20° cu direcția nord (fig. VI.75a). Clădirea cuprinde subsol, parter și 13 etaje (al 13-lea etaj este numai parțial), avînd o înălțime totală de la sol de 43,60 m ± ± 3,90 m (etajul 13).

Structura de rezistență a clădirii realizată din cadre de beton armat monolit pe ambele direcții (fig. VI.75b) era compusă din: 5 cadre principale transversale cu trei deschideri a 4,80 m, așezate la o distanță de 7,20 m (axele b, c, d, e, f); 2 cadre longitudinale centrale, cu 6 deschideri a 7,20 m și formînd travei de 4,80 m (axele II și III); stîlpi intermediari așezați pe linia pereților exteriori, la 2,40 m distanță pe întregul contur al clădirii formînd — împreună cu grinziile înțoarse peste nivelul planșeului — un fel de cadre în planul fațadelor; planșeu de beton armat, rezemînd pe riglele cadrelor și pe grinzi intermediare transversale (G_7 , G_8) situate la 2,40 m interax, în dreptul stîlpilor intermediari de pe fațadele longitudinale (axele 1...12); pereți de beton armat pe conturul exterior al subsolului și pe direcție transversală, în dreptul celor 5 cadre principale (la 7,20 m distanță); fundații din tălpi de beton armat sub pereții subsolului și grinzi de legătură longitudinale între fundații, în dreptul celor două cadre longitudinale interioare.

Pereții interiori sînt din zidărie de cărămidă normală la scări și grupuri sanitare și din blocuri de beton celular autoclavizat la compartimentări.

La cutremurul din 4 martie 1977, care a acționat, cu solici-tări alternante pe o direcție înclinată, apropiată de axa longitudinală a clădirii, s-au produs numeroase avarii în elementele structurii de beton armat și în pereții despărțitori, pe ambele direcții, dintre care se menționează: fisuri în majoritatea celor peste 1400 grinzi, din care peste 800 cu fisuri înclinate; fisuri în plăcile planșeelor la toate nivelurile; avarii în stîlpi manifestate prin zdrobirea locală a betonului și flambarea armăturilor longitudinale, datorită unor deficiențe de execuție, constînd din rosturi orizontale necurățate la 11 stîlpi marginali și la 4 stîlpi interiori; avarii grave la pereții interiori despărțitori din beton celular autoclavizat, constînd din crăpături orizontale și înclinate cu dislocări accentuate, desfacerea tencuielilor, precum și unele cazuri de prăbușire, datorită grosimii mari a tencuielilor, îngropării unor pachete de tuburi PVC ale instalațiilor electrice, cît și modului defec-

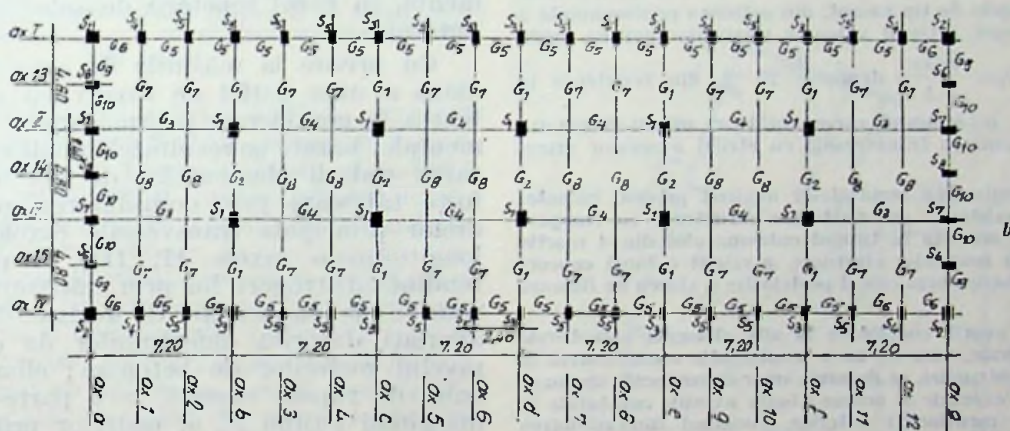
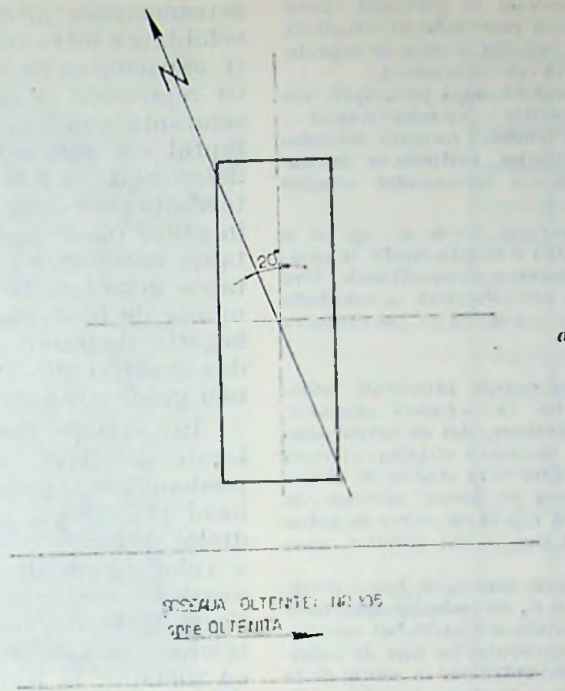


Fig. VI.75. — Clădirea Institutului de cercetări și proiectări tehnologice pentru sectoare calde — ICPTSC din București, șos. Olteniței 105. Clădire nouă cu structura în cadre de beton armat monolit (parter și 13 etaje): a — Amplasamentul clădirii; b — Dispoziția generală a structurii de rezistență.

tuos de solidarizare a pereților cu structura de beton armat.

Din verificarea prin calcule, conform prescripțiilor în vigoare la data proiectării (normativ P. 13-63 și STAS 8000-67), deci la solicitări în domeniul elastic, pe baza încărcărilor seismice convenționale, a rezultat că proiectul a respectat aceste prescripții. În același timp însă, din examinarea proiectului rezultă că structura clădirii prezintă unele particularități mai deosebite în raport cu conformarea generală a sistemului în cadre, în ce privește comportarea în domeniul elastic la acțiunea forțelor orizontale, precum și unele măsuri de armare. Astfel, stâlpii de pe conturul clădirii sînt mult mai deși decît cei interiori și cea mai mare parte au secțiunea constantă pe toată înălțimea construcției, ceea

ce conferă axelor longitudinale exterioare (I și IV) particularități speciale de rigiditate și rezistență. De asemenea, grinzile transversale intermediare (G_7 și G_8) ale planșelor situate pe axele 1..12, dau — la acțiunea forțelor orizontale seismice — eforturi de răsucire în riglele cadrelor longitudinale centrale (G_3 , G_4), pe care reazemă, datorită și faptului că aceste grinzi au o armare puternică, apropiată de secțiunile armăturilor cadrelor principale transversale (axele b..f), fiind considerate că formează împreună cu stâlpii exteriori (S_4 , S_5) un sistem de cadre intermediare (fără stâlpi interiori), care participă cu pondere importantă pentru rezistența și rigiditatea transversală a clădirii.

În afară de verificarea prin calcule în domeniul elastic s-a făcut și o verificare în domeniul postelastice al structurii, prin calcule speciale, din care au rezultat o serie de aspecte, cele mai importante fiind arătate în cele ce urmează :

— Deși structura a fost proiectată după prescripții mai vechi (P. 13—63), în ansamblu a rezultat — cu mici excepții — că la solicitări seismice a existat tendința formării articulațiilor plastice la extremitățile grinzilor, evitându-se dezvoltarea acestora în stâlpi, așa cum s-a recomandat ulterior prin prescripții mai noi.

— Cadrele principale transversale (axele $a...g$) au o capacitate portantă suficientă pentru a rezista elastic la nivelul solicitărilor date de forțele seismice convenționale, fără a mai fi necesară o participare semnificativă a celorlalte cadre intermediare (axele $1...12$), care și așa nu pot conlucra satisfăcător cu primele.

-- Stâlpii marginali S_3 , de la cadrele principale transversale, se comportă nesatisfăcător la acțiunea seismică, deoarece efectul alternant de răsturnare, dat de forțele seismice horizontale produce, în cazul încălzirii stâlpilor, eforturi unitare maxime de compresiune, care — în stadiul de deformare plastică a structurii — ajung în beton aproape de 150 kgf/cm^2 (deci mult prea mult în raport cu marea de beton B 250 din proiect), iar în cazul descărcării stâlpilor, nase puternice eforturi de întindere.

— Riglele G_1 și G_2 de la cadrele principale transversale (axele $b...f$), precum și riglele G_3 și G_4 ale cadrelor longitudinale centrale (axele II și III) prezintă caracteristici nesatisfăcătoare din punct de vedere al siguranței lor față de solicitările la forțe tăietoare provocate de cutremur în zonele de la extremitățile acestora, unde există și tendința formării articulațiilor plastice. Ca urmare, există riscul distrugerii acestor grinzi prin ruperi de tip casant, din acțiunea predominantă a forțelor tăietoare, întrucât valoarea eforturilor unitare medii

de forfecare $\tau_0 = \frac{Q_{max}}{b \cdot h}$, depășesc 75 % din rezistența la

întindere, R_t , a betonului, corespunzătoare mărcii B 250 din proiect, iar armarea transversală cu etrieri a acestor grinzi este redusă.

Din compararea rezultatelor analizei privind caracteristicile de rezistență postelastice a structurii, cu comportarea reală a acesteia în timpul cutremurului din 4 martie 1977, pe baza relevelor efectuate, a reieșit o bună concordanță între analiza prin calcul postelastice și starea de fisurare înregistrată.

Celelalte avarii constatate la alte elemente structurale sau nestructurale, care nu au o contribuție semnificativă la rezistența construcției, se datoresc unor cauze locale sau unor defecțiuni de execuție și anume: toate avariile constatate la cei 15 stâlpi menționați anterior, constind din zdrobirea locală a betonului la nivelul rosturilor horizontale de betonare lăsate sub partea inferioară a grinzilor (însoțită uneori de flambarea armăturii) au fost cauzate de defecțiuni de execuție (în primul rând necurățirea rosturilor de betonare) întrucât verificările prin calcule postelastice nu au arătat vreo deficiență de proiectare care să fi contribuit la aceste avarii; scările realizate fără grinzi la podeste, au suferit fisuri și deteriorări specifice, constatate și la alte scări de acest tip la multe alte construcții din București; avariile grave constatate la întreaga zidărie interioară de cărămidă sau din beton celular autoclavizat, se datoresc unor deplasări relative de nivel foarte importante, produse pe ambele direcții ale clădirii, care sînt caracteristice construcțiilor în cadre.

Analiza prin calcul postelastice a structurii clădirii, coroborată cu avariile constatate la fața locului, după cutremur, au permis tragerea unor concluzii utile cu privire la caracteristicile pozitive sau negative legate de siguranța construcției, la soluțiile de consolidare imediată, precum și la sporirea capacității de rezistență pentru viitoare cutremure puternice.

În ansamblu, capacitatea de rezistență a construcției, la încărcările seismice rezultate conform prescripțiilor anterioare, s-a dovedit

satisfăcătoare întrucît a existat, în general, o echilibrare între această capacitate de rezistență și capacitatea de deformare postelastice, ceea ce reprezintă o caracteristică pozitivă pentru siguranța construcției; aceasta se explică prin faptul că, sub aspectul ductilității, zonele cu deformații inelastice (articulații plastice) au tendința să se dezvolte, în cea mai mare măsură, în grinzi (unde au și apărut) astfel încît ductilitatea construcției depinde esențial de ductilitatea grinzilor, la care — deși există un mare număr de fisuri înclinate, care tind să afecteze negativ siguranța — totuși practic nu s-au produs scoateri din lucru ale acestor elemente și nici grade avansate de avariere.

În același timp, caracteristicile negative legate de siguranța construcției, deși nu sînt predominante, nu trebuie neglijate. Între acestea, locul principal îl ocupă avarierea grinzilor cadrelor principale transversale (axele $b...f$) și a celor longitudinale centrale (axele II, III), avarii concretizate prin tendința de rupere prin fisuri înclinate, cauzate de acțiunea forțelor tăietoare sau de efectele combinate ale acestora, cu solicitări la torsiune; aceasta indică de asemenea tendința de distrugere a acestor elemente, în cazul repetării de solicitări seismice puternice.

Cu privire la măsurile de consolidare imediată a unor astfel de cazuri s-a recomandat luarea în considerare a următoarelor idei fundamentale, bazate pe rezultatele analizei: împiedicarea cedării elementelor de beton armat la forțe tăietoare prin consolidarea grinzilor cadrelor principale transversale (axele $b...f$) și longitudinale (axele II, III), la care există tendința distrugerii lor prin crăpături înclinate; restabilirea capacității de rezistență la stâlpii avariați datorită defecțiunilor de execuție la nivelul rosturilor de betonare; eliminarea riscului de rupere casantă la o parte din stâlpii marginali (stâlpii S_3 ai cadrelor principale) pe înălțimea primelor 5 niveluri și asigurarea ca aceștia să lucreze la solicitări de întindere excentrică pentru a menține active grinzile cadrelor transversale, la rezistența laterală a construcției;

c. Un alt caz caracteristic de comportare la cutremur a unei clădiri înalte în cadre de beton armat monolit, este reprezentat de clădirea Institutului de geologie și geofizică din București, strada Caransebeș, o clădire cu 16 niveluri (2 subsoluri, parter și 13 etaje) cu o înălțime totală de circa 55 m peste sol (fig. VI.76a, b), realizată în anii 1968—1972, cu destinația laboratoare.

Avînd o formă mai particulară în plan (fig. VI.76c) determinată de condiții funcționale (un miez central de circulație verticală și legături horizontale cu încăperile dispuse pe fațadele longitudinale), construcția are structura de rezistență dintr-un ansamblu de cadre pe două direcții din beton armat monolit și pereții de închidere și compartimentare din zidărie de cărămidă cu goluri.



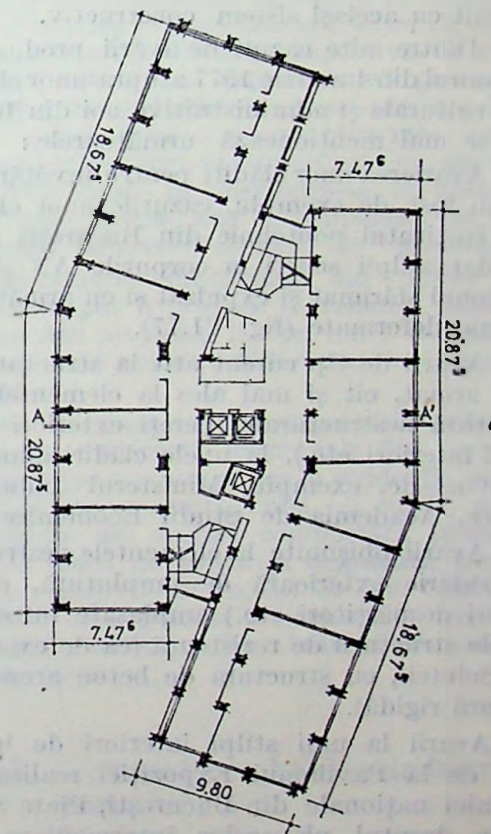
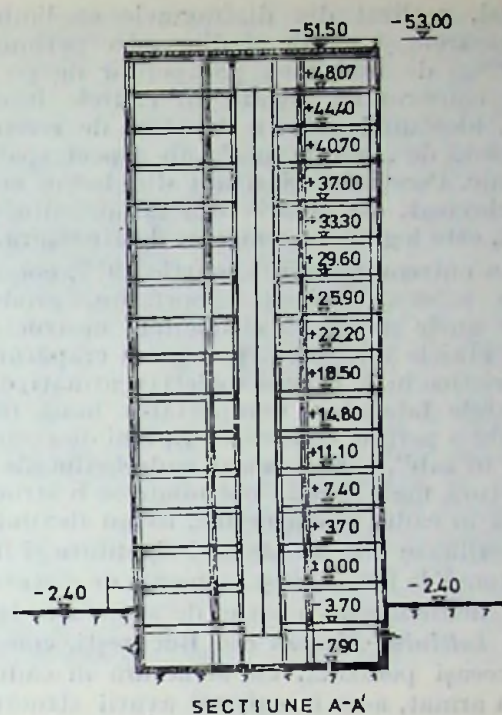
Fig. VI.76. — Clădirea Institutului de geologie și geofizică din București, str. Caransebeș 1. Clădire nouă cu structura în cadre de beton armat monolit (parter și 13 etaje): a — Vedere de ansamblu; b — Secțiune transversală; c — Plan etaj curent.

Cutremurul din 4 martie 1977 a provocat la parter și la primele 6 etaje degradări importante, constând în fisuri înclinate din forță tăietoare, în multe grinzi transversale sau longitudinale (la coridoarele centrale), fisuri verticale în unele grinzi transversale, în vecinătatea stîlpilor (articulații plastice), precum și crăpături și dislocări mari la majoritatea pereților interiori, cu degradarea și desprinderea tencuielilor (care erau foarte groase) pe mari suprafețe. Cele mai mari distrugereri au apărut în pereții interiori de 1/2 de cărămidă, cu goluri de uși și în pereții transversali, înrâmați între stîlpi și grinzi. Nu au fost constatate avarii la stîlpi.

Cauzele avariilor produse constau în primul rînd în combinarea nefavorabilă a caracteristicilor cutremurului de mare intensitate și a caracteristicilor de comportare dinamică a construcției în cadre, de mare înălțime, pentru care amplificarea efectelor seismice este maximă, suprasolicitarea seismică (care a depășit cu mult pe cea de calcul) fiind localizată în jumătatea inferioară a construcției, unde prin imprimarea unor deplasări de etaj mai importante, a provocat fisurarea grinzilor și distrugerea pereților.

Pentru remedierea avariilor s-a propus injectarea tuturor fisurilor cu rășini epoxidice și înlocuirea pereților de cărămidă — incompatibili cu o structură de mare flexibilitate — cu pereți ușori.

d. Să menționăm și *Hotelul Dorobanți* care s-a comportat bine. Construcția cu mai multe corpuri joase, cuprindând și o clădire înaltă, ca-



racterizată printr-un volum dreptunghiular în plan (27×30 m) și dezvoltat pe 67 m înălțime, cu subsol și 20 etaje din care etajele I și II pentru spații comerciale, iar ultimele două fiind etaje tehnice. Clădirea turn are un nucleu

central, realizat din diafragmele ce limitează ascensoarele și scările și din cadre perimetrice cu grinzi de înălțimea parapetilor de pe conturul construcției, legate cu cadrele intermediare, alcătuind astfel o structură de rezistență apropiată de „tub în tub” sub aspect spațial și dinamic. Pereții interiori sînt din beton celular autoclavizat, iar zidăria din fațadă, din cărămidă, este legată cu armături de structură.

La cutremurul din 4 martie 1977, construcția a suferit oscilații importante, producându-se unele avarii la elementele nestructurale de la etajele inferioare, precum și crăpături caracteristice în X la unii spaleți (nearmați) dintre ferestrele fațadelor. Comportarea bună în ansamblu a permis verificarea tipului de structură „tub în tub”, care asociază cadrele ductile cu o structură mai rigidă, obținându-se o structură mixtă în cadre și diafragme, avînd flexibilitate și ductilitate dar totodată și rigiditate și înaltă rezistență la forfecare și momente de răsturnare. Spre deosebire de o astfel de structură, la clădirea hotelului Modern din București, construit în aceeași perioadă, cu structura în cadre de beton armat, s-au înregistrat avarii structurale mai importante similare cu cele de la clădirile de locuit cu același sistem constructiv.

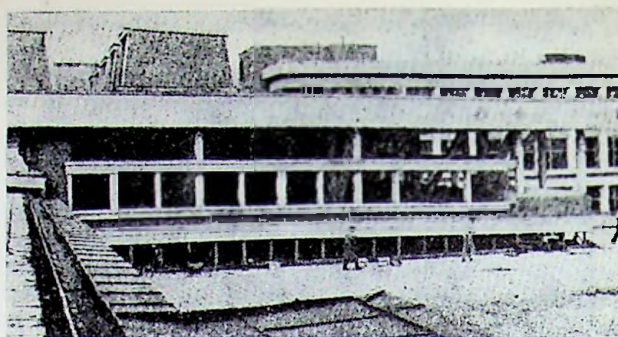
e. Dintre alte cazuri de avarii produse de cutremurul din 4 martie 1977 asupra unor clădiri social culturale și administrative noi din București, se mai menționează următoarele:

— Avarierea unor clădiri pentru învățămînt, cum au fost, de exemplu, cazurile unor clădiri de la Institutul politehnic din București unde au cedat stîlpii scurți la corpurile AN și CF cu betonul sfărîmat și expulzat și cu armăturile puternic deformat (fig. VI.77).

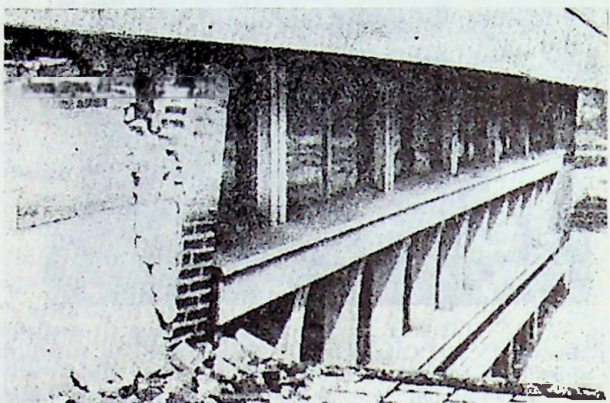
— Avarii de tip curent atît la structura de beton armat, cît și mai ales la elementele de umplură nestructurală (pereți exteriori și în special interiori etc.), la unele clădiri administrative ca de, exemplu, Ministerul Industriei Chimice, Academia de Studii Economice etc.

— Avarii obișnuite la elementele nestructurale (zidărie exterioară de umplură, pereți interiori despărțitori etc.) amplasate între elementele structurii de rezistență (ca de exemplu Casa Științei, cu structura de beton armat cu armătură rigidă).

— Avarii la unii stîlpi interiori de beton armat de la Pavilionul Expoziției realizărilor economiei naționale din București, Piața Științei, în dreptul planșelor intermediare (fig. VI.78a); la această clădire s-au spart și geamurile exterioare de pe contur, datorită unui efect de torsiune generală (fig. VI.78b). Se menționează comportarea bună a cupolei metalice a acoperișului de 100 m deschidere, care nu a avut nimic de suferit.



a

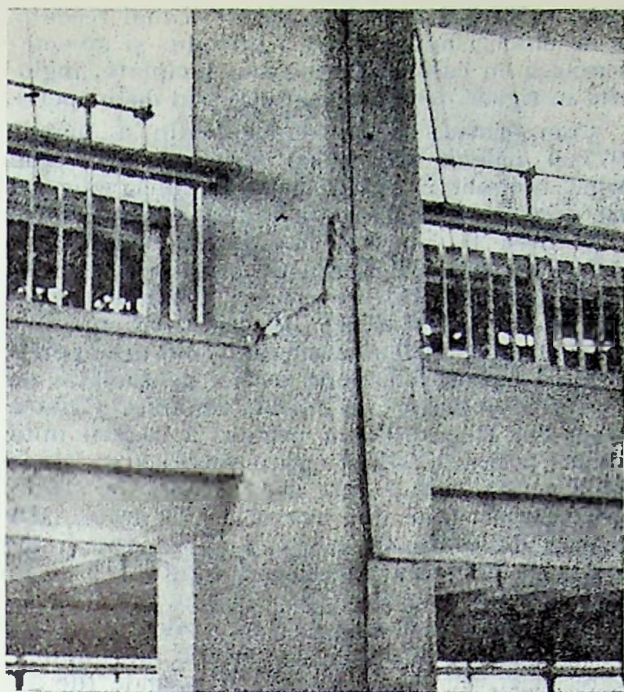


b

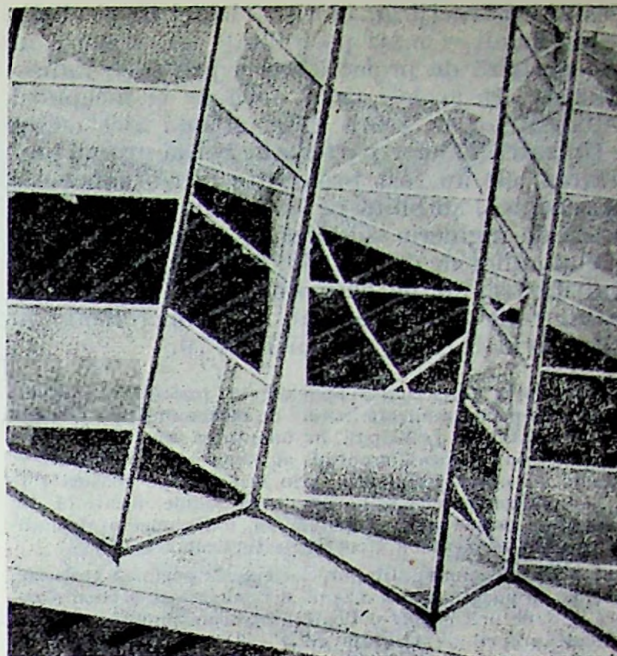


c

Fig. VI.77. — Institutul politehnic din București, Splaiul Independenței 313, corpul AN — Învățămîntul general. Clădire nouă, cu structura de beton armat monolit: a — Vedere de ansamblu; b — Dislocarea zidăriei exterioare la fațadă; c — Stîlp de beton armat în fațadă, distrus de cutremur.



a



b

Fig. VI.78. — Pavilionul Expoziției Economice Naționale EREN din București, Piața Schtefi. Clădire nouă cu structură de beton armat și acoperiș metalic în formă de cupolă: a — Stîlp interior de susținere, de beton armat avariat în dreptul unui plașen intermediar; b — Geamuri la ferestrele perimetrice, sparte la cutremur din cauza efectului de torsiune generală.

VI.4. Comportarea la cutremur a construcțiilor industriale*)

VI.4.1. Date și considerații generale

În cazul construcțiilor industriale, spre deosebire de clădirile de locuit, social culturale și administrative, o împărțire a acestora în construcții vechi și construcții noi, din punct de vedere al comportării la cutremur nu are obiect, întrucît marea majoritate a construcțiilor industriale, aflate în prezent în exploatare, au fost proiectate și realizate mai recent, respectiv în perioada de după 1950 și mai ales după 1960. De aici rezultă că la cele mai multe din construcțiile industriale existente, pe de o parte, cutremurul din 4 martie 1977 a fost primul cutremur mare care a intervenit în existența lor (ele neexistînd, în general — în afara unui număr redus — la data cutremurului din 10 noiembrie 1940), iar pe de altă parte, proiectarea și

realizarea lor s-a făcut cu luarea în considerare a unor măsuri de asigurare antiseismică, pe baza prescripțiilor din perioada respectivă. Ca urmare a celor arătate, o caracteristică generală a construcțiilor industriale și mai ales a celor de mare serie, apare o comportare mai bună la recentul cutremur, în comparație cu cea a clădirilor de locuit, înregistrîndu-se, în ansamblu, avarii mai reduse, atît ca amploare, cît și ca extindere, în zonele afectate de cutremur.

Construcțiile industriale din aceste zone geografice pot fi grupate în vederea analizării comportării acestora, în trei mari categorii și anume: hale parter, clădiri etajate și construcții speciale.

Analiza succintă a comportării diferitelor tipuri de construcții industriale din cele trei categorii menționate, a pus în evidență, pe lîngă comportarea generală bună, și unele aspecte particulare ale acestei comportări, precum și diferite feluri de avarii și degradări, care pot oferi numeroase informații ce pot conduce la concluzii utile pentru proiectarea și realizarea în viitor a construcțiilor industriale rezistente la cutremure.

VI.4.2. Comportarea halelor industriale — parter

VI.4.2.1. Aspecte generale. Halele industriale parter constituie cea mai importantă categorie de construcții industriale, sub aspectul numărului de obiecte și a mărimii suprafețelor construite în toate zonele țării, caracteristică determinată de domeniul lor larg de utilizare.

*) La stabilirea modului de comportare la cutremur a construcțiilor industriale o contribuție importantă reprezintă datele colectate și analizele efectuate cu îndrumarea prof. ing. VICTOR POPESCU în cadrul Institutului de proiectare pentru construcții tipizate — IPCT — sub coordonarea ing. P. VERNESCU, ing. GH. SÂNDULESU și dr. arh. MIRCEA ENESCU, pe baza datelor proprii și a celor furnizate de institutele de proiectare departamentale.

Aceste construcții au oferit — la fel ca și clădirile de locuit — mari posibilități de execuție în serie pe bază de proiecte tip și procedee industrializate. În același timp, încă de la începutul extinderii lor pe scară largă și mai ales odată cu tipizarea halelor parter din beton armat prefabricat, ele au fost proiectate într-o concepție antiseismică, stabilită pe baza cunoștințelor generale de inginerie seismică de care s-a dispus la nivelul anilor de după 1960, completată și îmbunătățită treptat pe baza documentării și a cercetărilor efectuate, care au fost concretizate în normativul P.13-63 și apoi P.13-70.

Concepția antiseismică aplicată la proiectarea halelor industriale parter realizate înainte de cutremur după proiecte tip, a constat în principal, în adoptarea unei conformări adecvate, ca element esențial al siguranței antiseismice. Aceasta s-a obținut mai ales, prin următoarele măsuri [9]:

- realizarea unei șabre orizontale rigide, alcătuită din elementele acoperișului, capabilă să uniformizeze deplasările tuturor elementelor structurale verticale;
- dimensionarea stîlpilor, ca elemente portante verticale, astfel ca să poată asigura o bună comportare la acțiuni dinamice a structurii, printr-o flexibilitate corespunzătoare unor perioade proprii de vibrație de 1...1,4 s, fără ca aceste perioade să difere prea mult pe ambele direcții ale halei și totodată pentru ca stîlpii să poată prelua încărcările rezultate din torsiunea generală a halei;
- realizarea și îmbinarea pereților exteriori și interiori astfel încît să poată lucra la solicitările seismice, independent de structura de rezistență, pentru a nu crea concentrări de rigidități.

În aplicarea acestei concepții antiseismice s-a ținut seama de faptul că solicitările seismice reale sînt mult mai mari decît cele prevăzute în prescripții și că structura trebuie să fie capabilă de a consuma deformațiile impuse de seism în regim postelastice, păstrînd însă, atît în timpul seismului, cît și după seism, o capacitate de rezistență și cerințele de stabilitate generală, necesare funcționalității construcției. Principalele grupe de structuri folosite la hale industriale parter, realizate în țara noastră înainte de cutremurul din 4 martie 1977, au fost următoarele: structuri din beton armat monolit, structuri din beton armat prefabricat, structuri mixte și structuri metalice. Dintre acestea, structurile în beton armat monolit, au fost utilizate mai ales la halele industriale realizate înainte de 1950, fiind înlocuite ulterior, treptat, în special cu structuri din beton armat prefabricat sau mixte.

În fig. VI.79 a...f, se prezintă unele secțiuni schematice ale unor hale industriale cu grad ridicat de prefabricare.

VI.4.2.2. Comportarea halelor industriale-parter din beton armat monolit. Tipurile de structuri în beton armat monolit folosite la halele industriale parter mai ales în cazul celor executate înainte de 1950 ca și la unele construcții realizate ulterior, au fost determinate în principal, de soluția acoperișului. Aceste structuri au constat din cadre de beton armat cu stîlpi drepecți sau evazați și rigle drepte, poligonale sau curbe (arce), susținînd planșeul de acoperiș alcătuit din plăci drepte cu nervuri sau plăci

curbe subțiri. La unele construcții mai recente, de deschideri mai mari, s-a introdus și precomprimarea cu cabluri drepte sau înclinate, înglobate în riglele cadrelor și în planșeul de acoperiș.

Comportarea la cutremurul din 4 martie 1977 a halelor parter cu structuri de beton armat monolit a fost în general bună, existînd atît construcții care n-au suferit deloc avarii, cît și altele la care s-au înregistrat unele degra-dări și avarii. Astfel, dintre acestea din urmă, ca un caz deosebit, se citează *prăbușirea parțială a acoperișului* de beton armat monolit susținut de cadre cu trame de 6×6 m și pereți portanți exteriori la hala secției de sculărie de la Întreprinderea de utilaj chimic Grivița Roșie din București, ca urmare a cedării unui perete portant (slăbit prin practicarea unor goluri mari), care a antrenat în cădere și structura acoperișului din traveele alăturate. Un alt caz de *prăbușire parțială* (două travei de capăt) s-a constatat la clădirea unui secții de la tăbăcăria Bucovăț de lângă Craiova, o construcție nesimetrică cu diferențe mari de rigiditate, avînd acoperișul de beton armat cu lumina-toare mari, cu două deschideri neegale (de 15 și 6 m) și travei de 6 m, susținut de grinzi principale rezemate pe stîlpi centrali și la capetele exterioare pe zidărie portantă (fig. VI. 80). Ambele clădiri au avut o rezervă de rezistență minimă, ca urmare a modului de alcătuire și au fost situate în zone unde intensitatea mișcării seismice a fost mult mai mare decît cea prevă-zută în calcule.

În afară de cazurile de prăbușire menționate la halele parter cu structura din beton armat monolit s-au constatat și o *serie de avarii mai frecvente sau locale*, în București și zona limitrofă, apoi în județele Prahova, Argeș și în alte județe.

Avariile cele mai frecvente au constat în (fig. VI. 81):

- fisuri și crăpături, de regulă perpendiculare pe axa stîlpilor (marcînd zonele de articulații plastice), cu sau fără dislocări de beton și uneori cu flambarea armăturii longitudinale, fie la partea inferioară la legătura cu fundațiile, fie la partea superioară sub riglele cadrelor (mai ales în cazul riglelor cu vute, avînd rigiditatea mare), unde etrierii nu erau suficienți;
- fisuri înclinate în stîlpi, produse de acțiunea forțelor tăietoare;
- fisuri și crăpături, cu sau fără dislocări, în stîlpii exteriori și interiori, la nivelul superior al parapetilor de zidărie executați între stîlpii cadrelor sau la nivelul unor planșee intermediare, care au împiedicat libera deplasare a stîlpilor și deci i-au încăreat cu solicitări suplimentare, pentru care nu erau dimensionați;
- fisuri și crăpături în grinzi, în zona nodurilor, produse de momentele încovoietoare pozitive rezultate din acțiunea cutremurului, sau în dreptul unor încărcări concentrate locale;
- fisuri și crăpături în zidăria de umplură dintre elementele cadrelor, demonstrînd participarea acestei zidării la preluarea încărcărilor seismice.

Cauzele generale ale avariilor menționate constau atît în suprasolicitarea elementelor structurale, datorită intensității ridicate a cutremurului, cît și în lipsa unei conformări seis-

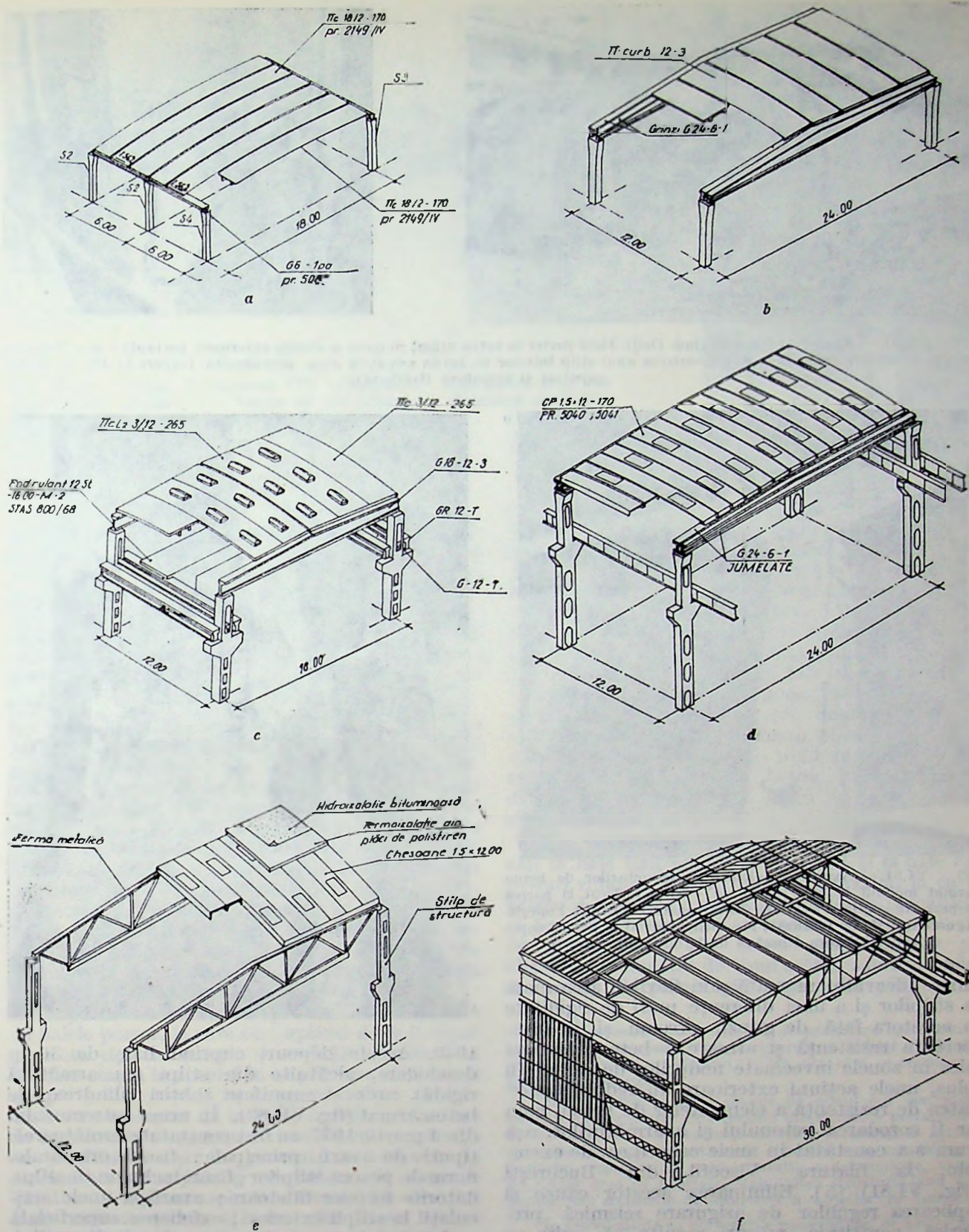


Fig. VI.79. — Secțiuni schematice de hale industriale-parter, cu grad ridicat de industrializare, folosite pe scară largă înainte de cutremurul din 4 martie 1977: a — Hală parter prefabricată: 6/12...6/18 m; b — Hală parter prefabricată: 12/24 m; c — Hală parter prefabricată: 12/18 m, cu pod rulant; d — Hală parter prefabricată: 12/24 m, cu pod rulant; e — Hală parter cu ferme metalice și elemente prefabricate de beton armat: 12/24—30 m; f — Hală parter metalică: 12/24—30 m, cu învelitoare ușoară.

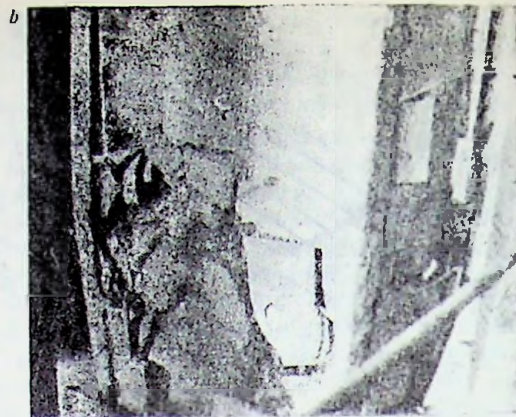


Fig. VI.80. — Tăbăcăria Bucovăț (jud. Dolj). Hală parter în beton armat monolit și zidărie exterioară portantă: *a* — Vederea părții de clădire prăbușită; *b* — Avarierea unui stâlp interior de beton armat în zona neprăbușită (rupere la 45°, cu beton expulzat și armătură flambată).

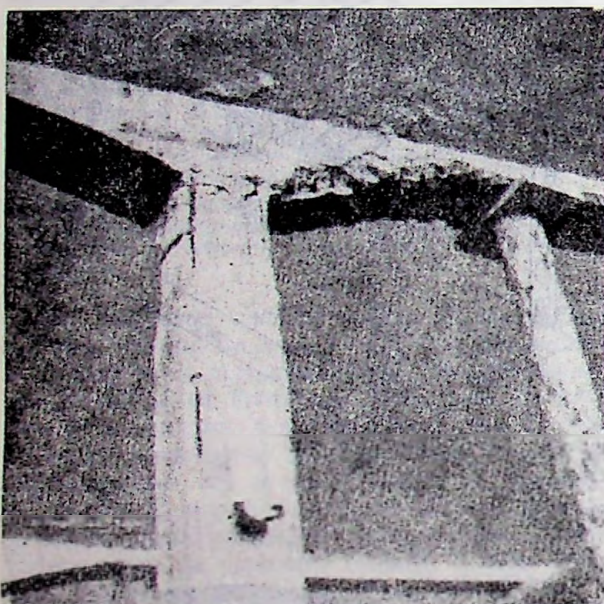


Fig. VI.81. — Avarii la elementele structurilor de beton armat monolit la hale parter: *a* — Stâlp forfecat la partea superioară și grindă avariată (Întreprinderea Viscofil, Popești-Leordeni, hală de filatură); *b* — Stâlp avariât la partea superioară (Filatura Română de bumbac, București).

mice adecvate, marcată prin flexibilitatea mare a stâlpilor și a unei diferențe mari de rigiditate a acestora față de grinzi, precum și în insuficiența rezistență și armare a betonului, mai ales în zonele învecinate nodurilor de cadre. În plus, unele acțiuni exterioare au redus capacitatea de rezistență a elementelor de beton, cum ar fi corodarea betonului și a armăturilor, așa cum s-a constatat în unele cazuri, ca, de exemplu, la filatura Viscofil din București (fig. VI.81) [5]. Eliminarea acestor cauze și aplicarea regulilor de asigurare seismică prescrise, constituie măsuri menite să evite pe viitor astfel de avarii.

Avarii locale au fost semnalate și la unele hale de la depourile de tramvaie din București, realizate în cea mai mare parte încă înainte de

1940. Aceste depouri cuprind hale de 30 m deschidere, alcătuite din stâlpi (cu armătură rigidă), arce și suprafețe subțiri cilindrice, de beton armat (fig. VI. 82). În urma cutremurului din 4 martie 1977, au fost constatate următoarele tipuri de avarii principale: fisuri orizontale, normale pe axa stâlpilor; fisuri înclinate în stâlpi, datorite forțelor tăietoare; avarii la unele articulații la stâlpii exteriori; exfolierea superficială a betonului și corозиunea armăturii din stâlpi. Cauza principală a acestor avarii și mai ales a fisurilor înclinate din stâlpi, constă într-o situație complexă provocată de marea intensitate a cutremurului care a indus în construcție depla-

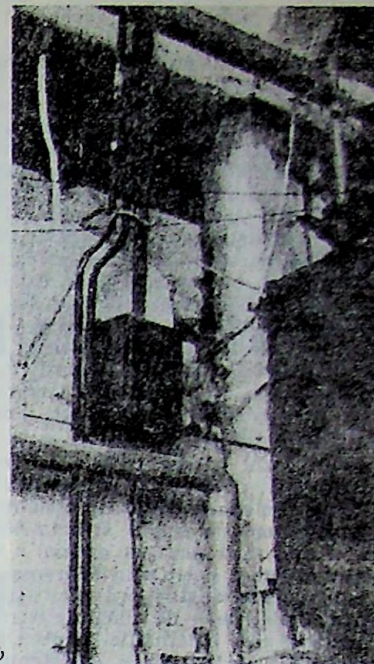
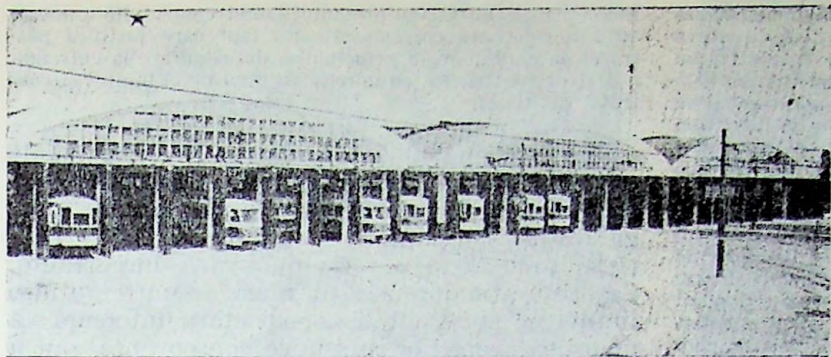


Fig. VI.82. — Depou de tramvaie ITB — București. Hale parter vechi din beton armat monolit: a — Vedere de ansamblu; b — Avarierea unui stîlp de susținere a acoperișului.

sări orizontale mari, producînd momente incovoietoare importante la capetele stîlpilor și o forță tăietoare mare, constantă pe înălțimea acestora. Ca urmare, în stîlpi a apărut o stare de suprasolicitare în domeniul inelastic, datorită combinării stărilor de tensiune din încovoiere, compresiune axială și forță tăietoare, precum și rezistenței betonului și armăturii transversale, devenite insuficiente.

VI.1.2.3. Comportarea halelor parter cu structura din beton armat prefabricat. Halele parter cu structura din beton armat prefabricat, au început să fie realizate în țara noastră abia după anul 1953, astfel încît la aceste construcții s-au aplicat de la început măsuri de asigurare antiseismică, care începuseră să se introducă în acea perioadă în mod organizat în proiectarea construcțiilor din țara noastră. Folosirea prefabricării integrale la halele industriale parter a luat o mare dezvoltare din necesități de industrializare, ajungînd să reprezinte în ultimii ani, principala soluție constructivă aplicată la această categorie de construcții.

Tipurile de structuri prefabricate utilizate la halele parter, la care s-au aplicat de la început proiecte tip, au suferit o evoluție continuă în diferite etape, în special în ce privește elementele acoperișului. Astfel, în timp ce stîlpii acestor hale s-au executat de la început prin preturnare la fața locului, așa cum se realizează — aproape în totalitate — și în prezent, în schimb elementele principale și secundare ale acoperișului s-au aplicat soluții diferite. La început s-au utilizat ferme și arce din beton armat preturnate pe care rezemau chesoane de beton armat de 6 m sau pane de 6 m și plăci prefabricate de 3 m (de beton armat sau de beton celular), și apoi s-a trecut la elemente principale sub formă de grinzi-arc, ferme-arc sau — mai

tîrziu — grinzi cu zăbrele realizate din panouri prefabricate executate în fabrici și asamblate prin precomprimare pe șantier, pe care rezemau aceleași tipuri de elemente secundare, fie pentru travei de 6 m, fie pentru travei de 12 m (prin folosirea unei grinzi-jug). Într-o etapă ulterioară s-a ajuns la grinzi cu inimă plină din beton precomprimat executate în fabrici, pe direcție transversală (cu deschideri de 12...24 m) sau pe direcție longitudinală (cu deschidere de 6 și 12 m), peste care rezemau elemente secundare de beton armat de tipul menționat, fie elemente secundare de beton precomprimat drepte sau curbe de 9...18 m de secțiune tip cheson, T sau II.

Aceste sisteme de acoperiș au fost utilizate atît la hale fără poduri rulante, cit și la hale cu poduri rulante. Pentru industria textilă, la care procesul tehnologic necesită ventilație mecanică și lumină orientată, s-au aplicat și alte soluții cu grinzi canal din beton precomprimat și elemente secundare de tipul arătat sau din unde în formă de paraboloid hiperbolic (PH).

● O prezentare a concepției de proiectare antiseismică și a modului de comportare la cutremur a halelor din beton armat prefabricat a fost făcută în [9], din care se redau mai jos ideile principale.

Sub aspectul schemei statice de calcul cea mai mare parte a halelor parter cu structura din elemente prefabricate de beton armat, s-au realizat cu stîlpi încastrați la nivelul fundației și legături articulate — parțial — la nivelul acoperișului, reprezentînd scheme statice nedeterminate, avînd un singur grad de libertate, stabilitatea structurii fiind asigurată prin secțiunile de încastrare a stîlpilor în fundații.

În conformitate cu prevederile prescripțiilor de proiectare în vigoare înainte de cutremur (normativul P. 13—1970), încărcările seismice totale orizontale, pe ansamblul construcțiilor de hale parter, luate în considerare în calcul, au avut valori de circa 2...2,5% din încărcarea gravitațională, pentru construcțiile amplasate în zone de gradul 7 de seismicitate și de circa 3,3...4 % din încărcarea gravitațională

pentru cele amplasate în zone de gradul 8. Față de aceste valori de calcul, încărcările seismice reale au fost de cîteva ori mai mari, dar cu toate acestea construcțiile respective au avut o capacitate portantă suficientă pentru menținerea stabilității generale a structurilor la cutremur, ținînd seama și de rezervele de rezistență aferente acțiunii vîntului și diferenței de temperatură, luate în considerare la proiectare, astfel încît, exceplînd cîteva cazuri izolate de prăbușiri parțiale ale unor tronsoane de acoperiș, nu s-a înregistrat nici un caz de „colaps generalizat”. Explicația acestei comportări satisfăcătoare, cu toată depășirea mare a încărcărilor de calcul, constă — conform ipotezelor de proiectare privind conformarea antisismică — în capacitatea de deformare în domeniul inelastic a acestor tipuri de structură, care a asigurat posibilitatea de disipare a energiei induse de seism prin deformații postelastice corespunzătoare, datorită caracteristicilor de ductilitate a structurii (inclusiv a unor încărcări axiale mai reduse), ceea ce a constituit factorul principal de supraviețuire a construcțiilor respective, dimensionate, la forțele convenționale din prescripții.

În cazul halelor parter cu structura din beton armat prefabricat, masa mare concentrată la nivelul acoperișului realizat din elemente relativ grele din beton armat sau beton precomprimat, a impus structurii în timpul cutremurului, deformații reale mari, de ordinul a 10...20 cm, care nu s-au putut produce decît prin fisurarea și plastifierea secțiunilor de încastrare a stîlpilor; aceste secțiuni au trecut, astfel din regimul elastic de solicitare în regim inelastic, mărindu-și capacitatea de deformație la rotire și asigurînd prin aceasta, deformația de translație a sistemului, reclanșată de seism (fig. VI.83). De aici rezultă că mecanismul de adaptare la solicitările seismice reale ale acestor hale, a implicat admiterea producerii unor deformații plastice deci avarii cu caracter limitat (în general fisuri și uneori cedări ale betonului la compresiune), în secțiunile caracteristice ale stîlpilor.

Aceste avarii au variat în funcție de o multitudine de factori (calitatea reală a betonului pus în operă, armarea secțiunilor, situații locale care au modificat schema statică

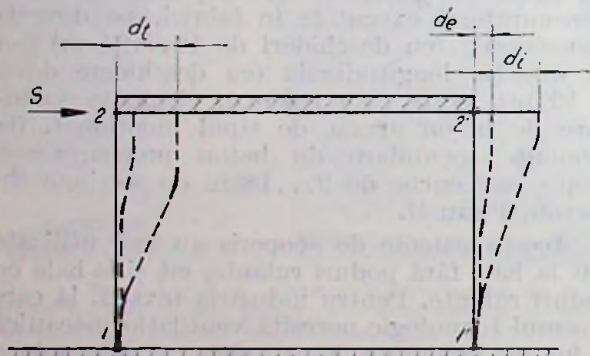


Fig. VI.83. — Schema deformării structurii la cutremur, în cazul halelor parter de beton armat: d_t — deformația totală; d_e — deformația elastică; d_i — deformația inelastică.

de calcul și au provocat abateri de la regulile generale de conformare etc.), putîndu-se ajunge la depășirea importantă — față de valorile normate — a eforturilor unitare în beton și armătură, avute în vedere la proiectare (calculul de dimensionare în stadiul elastic), deci la degradări mergînd pînă la striviri în masa betonului și cedarea armăturii la compresiune, prin flambarea barelor.

Dar chiar și în cazurile mai rare, în care unii stîlpi au prezentat avarii mai mari, ca urmare a unor deficiențe locale, construcția în ansamblul ei a rezistat în mod satisfăcător, întrucît prin efectul șabei de acoperiș, s-a uniformizat deplasarea întregii structurii și stîlpii neavariați au preluat, de la stîlpii avariați preamatur, funcțiunea de absorbție a energiei seismice, împiedicînd astfel transformarea întregii structurii în mecanism generalizat și deci prăbușirea.

În concluzia celor arătate [9] se poate spune că structurile de hale parter realizate din elemente prefabricate de

beton armat lipizate au prezentat la cutremurul din 4 martie 1977 o siguranță corespunzătoare, fapt care justifică păstrarea în continuare a principiului de asigurare la cutremur a acestor construcții, cu admiterea unui nivel limitat și controlat de avarii.

La cutremurul din 4 martie 1977, la halele parter cu structura integral prefabricată, pe lingă o comportare în general bună, s-au înregistrat totuși și unele cazuri de prăbușiri parțiale, precum și o serie de avarii importante, datorită atît intensității mari a cutremurului în diverse zone, cît și nerespectării întocmai a unei conformări antisismice consecvente sau a regulilor de execuție preserise.

În ceea ce privește prăbușirile, sînt de menționat următoarele cazuri izolate:

— *Prăbușirea parțială*, pînă la nivelul grinzilor de rulare, a acoperișului format din ferme transversale de beton precomprimat de 18 m deschidere și 6 m travee, cu pane de 6 m și plăci de 3 m, de la hala secției de beton celular autoclavizat a *Întreprinderii de prefabricate Craiova* (amplasată în zona seismică de grad 6 după vechea zonare, dar unde intensitatea cutremurului din 4 martie 1977 a fost mult mai mare și după noua zonare s-a ajuns la gradul 7 1/2). Prăbușirea s-a produs ca urmare a cedării porțiunii superioare a stîlpilor prefabricați situați deasupra căii de rulare din cauza suprasolicitării la încovoiere și forfecare a acestora, rezultată din diferența de rezistență și rigiditate a porțiunii prăbușite (porțiune în care stîlpii au fost legați rigid de un planșeu monolit intermediar construit în zona punctului termic și a unui post trafa) față de restul halei (fig. VI.84).

— *Prăbușirea parțială*, pe o latură longitudinală mediană, a unei porțiuni de acoperiș cu opt grinzi transversale de 18 m și chesoane de 3 x 6 m, la hala corpului principal de fabricație de la *Întreprinderea de cartoane și confecții din Boldești-Scăieni, județul Prahova*, în zona unde hala este legată de o anexă cu mai multe planșee intermediare, formînd în ansamblu, un corp cu două deschideri adiacente, fără să fi avut prevăzut un rost seismic între ele. În zona prăbușită, din cauza șocului puternic, grinzile acoperișului s-au smuls de pe reazemele situate pe stîlpii centrali, comuni celor două deschideri, prin dezgrădîmarea pieselor de legătură a îmbinărilor și au căzut, ajungînd să reazeme cu acest capăt pe calea de rulare (fig. VI.85). Cauza acestei prăbușiri constă în suprasolicitarea produsă de amplificarea locală a mișcării seismice de intensitate ridicată (zonă de gradul 8), în porțiunea în care a apărut o mare diferență de rigiditate între cele două deschideri (din care una, cu planșee intermediare pe trei niveluri, avea o mare rigiditate, iar cealaltă cu o înălțime liberă de circa 19 m, era foarte flexibilă), precum și în defectiuni locale de ancorare a pieselor de legătură.

— *Prăbușirea locală*, în zona a doi stîlpi, la hala conductorii de cauciuc de la *Întreprinderea*

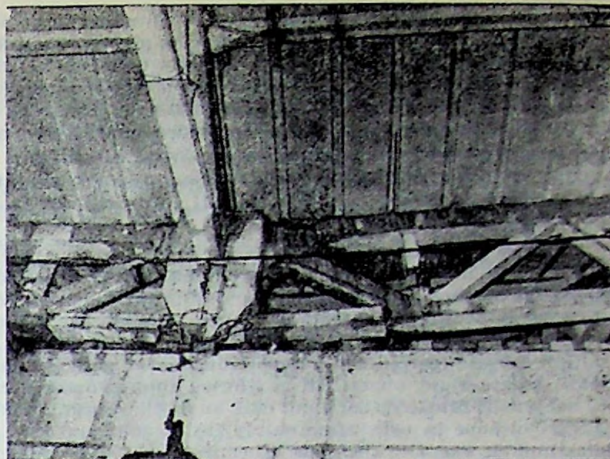
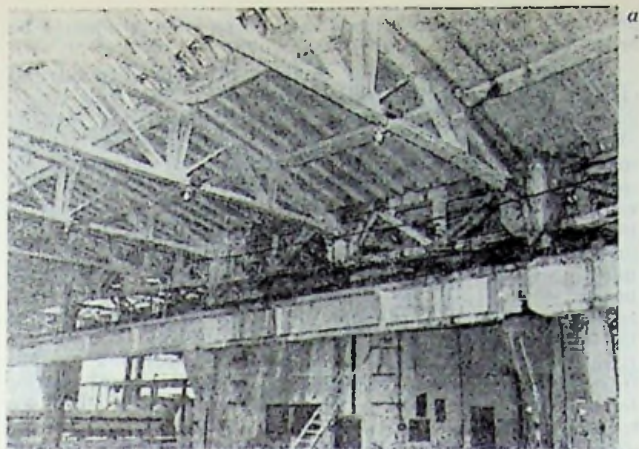


Fig. VI.84. — Întreprinderea de prefabricate din beton, Craiova. Hală parter prefabricată pentru secția de produse din beton celular autoclavizat: a, b — Prăbușirea parțială, pînă la nivelul căii de rulare, a acoperișului din elemente prefabricate, ca urmare a ruperii stîlpului de susținere, deasupra căii de rulare.

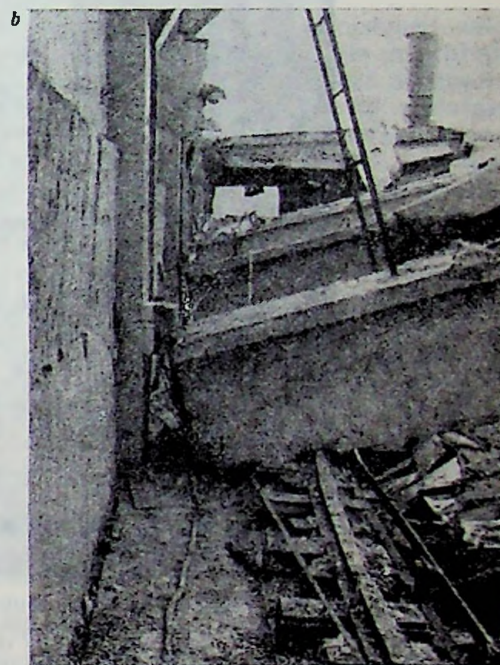
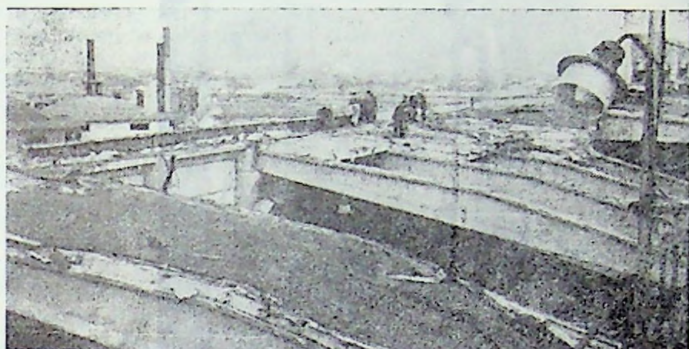


Fig. VI.85. — Întreprinderea de cartoane și confecții din Boldești-Scăieni, jud. Prahova. Hală parter cu acoperiș din elemente prefabricate din beton armat; a, b — Prăbușire parțială pe calea de rulare a acoperișului.

de cabluri și materiale electroizolante (ICME), București, prin ruperea părții superioare a acestora și deplasarea pe verticală cu circa 60 cm a capetelor fermelor transversale din beton precomprimat de 24 m deschidere (la care s-au rupt barele de legătură), antrenînd și chesoanele aferente de 6 m. Cauza prăbușirii, respectiv a ruperii stîlpilor, a constat în dezvoltarea unor momente încovoietoare și forțe tăietoare mult superioare celor ce puteau fi preluate în limitele capacității portante a stîlpilor, ca urmare a rigidizării acestor stîlpi printr-o platformă metalică intermediară situată cam la mijlocul înălțimii halei, încărcată cu utilaje grele și legată de stîlpi, care a introdus forțe seismice orizontale importante la nivelul legăturii platformei cu stîlpii.

Toate cazurile de prăbușiri parțiale de tipul celor arătate pot fi evitate în viitor, prin res-

pectarea strictă a unei concepții corespunzătoare de conformare antiseismică a structurilor, de dimensionare pe baza noii zonări seismice și a noilor prescripții stabilite în urma cutremurului din 4 martie 1977, precum și prin realizarea unor ancorări și îmbinări corespunzătoare a elementelor.

Avariile produse de cutremur la halele parter prefabricate au afectat, în general, numai o parte din totalul elementelor sau îmbinărilor de același fel din halele respective.

Principalele tipuri de avarii constatate la aceste hale constau în deteriorarea stîlpilor de beton armat, preturnați ai halelor, în secțiunile de deasupra pardoselilor (între cotele $\pm 0,00$ și $+ 2,00$ m) sub forma unor fisuri orizontale pînă la 1 mm deschidere, pe una sau pe toate laturile stîlpilor, în unele cazuri mergînd pînă la exfolierea betonului și dezgolirea armăturilor amplasate în colțurile secțiunii și chiar pînă la ruperea betonului și flambarea barelor de armătură. Avariile au fost mai accentuate la halele cu axa longitudinală

orientată pe direcția N—S, apropiată de direcția predominantă NNE—SSV a undelor seismice, la care au fost solicitate mai puternic secțiunile stâlpilor pe direcția momentului de inerție mai mic, precum și în general la stâlpii marginali, stâlpii de rost și mai ales de colț, cu solicitări mai mari provenite și din torsionarea generală a halei. Asemenea avarii, care au reprezentat cauzele cele mai tipice după cutremurul din 4 martie 1977, s-au constatat la unele hale amplasate în diferite zone și centre ca, de exemplu la București, în zona Ploiești ș.a. (fig. VI.86).

Cauzele principale ale acestor avarii au fost, pe de o parte, valorile mult mai mari ale încărcărilor seismice în raport cu cele de calcul, ceea ce a condus la depășirea pragului elastic de solicitare în secțiunile caracteristice ale stâlpilor, iar, pe de altă parte, existența unor rigidizări locale a stâlpilor, situate la înălțimi diferite (pereți sau parapete de zidărie, pardoseli mai groase legate rigid cu stâlpii, platforme intermediare etc.), sau schimbări bruște de secțiune, care au dus la concentrări de eforturi în zone în care armarea era insuficientă, precum și defecțiuni de execuție (betoane de calitate mai slabă, etrieri

prea rari, poziționări greșite ale barelor longitudinale de armătură etc.).

O altă grupă de avarii, apărută în urma cutremurului la unele hale parter integral prefabricate, o constituie *degradarea* (fisurarea și chiar ruperea) unor porțiuni mai flexibile ale elementelor de construcție situate în vecinătatea zonelor mai rigide și mai rezistente ale acestora sau deteriorări ale zonelor de rezemare și îmbinare. Dintre aceste avarii se menționează: fisuri sau ruperi la partea superioară a stâlpilor la unele hale fără pod rulant, în cazurile în care aceștia au fost integrați unor construcții auxiliare amplasate în interiorul halei, sau în porțiunea superioară a stâlpilor, cu reduceri bruște de secțiune, deasupra grinzilor de rulare; fisuri în zonele de îmbinare a grinzilor principale cu stâlpii, în special la stâlpii marginali și mai ales de rost și de colț, ca urmare a rigidizărilor suplimentare produse prin împănarea zidăriei între stâlpi; avarierea (fisurarea sau chiar ruperea) barelor fermelor de acoperiș sau a barelor de legătură cu stâlpii ale tălpilor inferioare a fermelor longitudinale și transversale (fig. VI.87) din cauza unor suprasolicitări puternice, cu mult

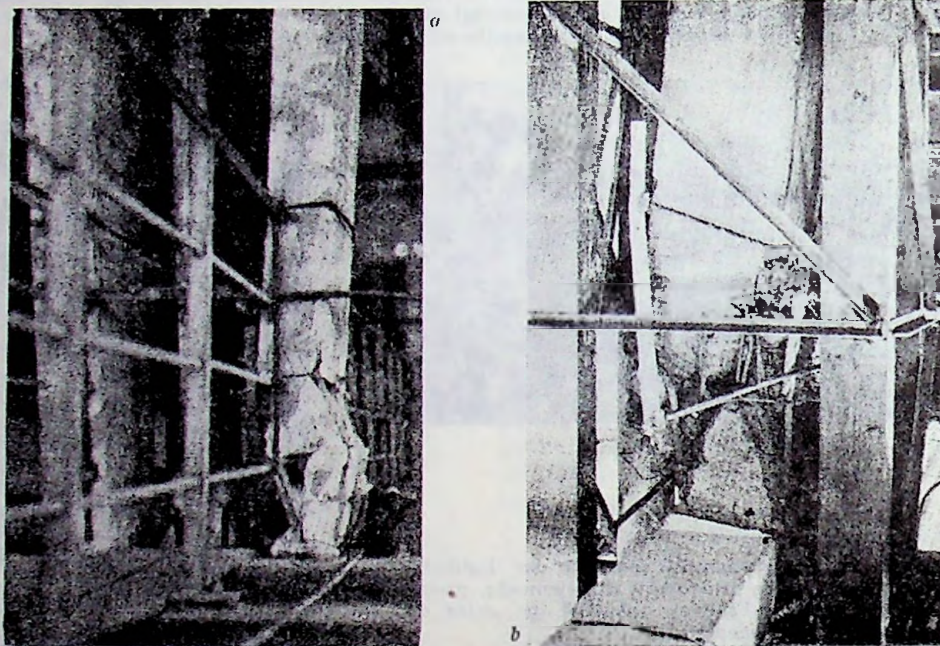


Fig. VI.86. — Avarii la stâlpii de beton armat ai halelor parter prefabricate: a — Întreprinderea de prefabricate Militari — București (stâlp rupt); b — Întreprinderea de cabluri și materiale electroizolante (ICME) — București (stâlp rupt).

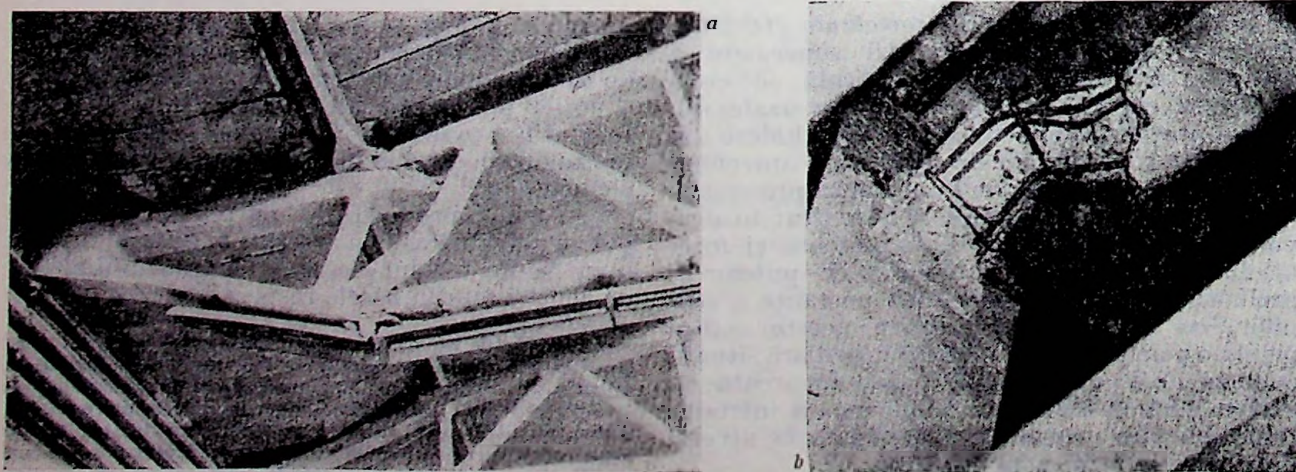


Fig. VI.87. — Avarii la elementele fermelor prefabricate de beton armat la acoperișul halelor parter: a — Întreprinderea de cabluri și materiale electroizolante (ICME) București (rupere la talpa inferioară a fermei); b — Detaliu de rupere (ICME).

peste cele de calcul, care au dus la formarea unor articulații plastice în zona nodului stlpi-grindă și anume în porțiunile mai slabe, formate de aceste bare (care au fost atât subdimensionate, cât și de o calitate mai slabă decât restul elementelor, fiind betonate la fața locului); fisurarea consolelor stlpiilor la rezemarea grinzilor principale de acoperiș sau a fermelor, din cauza unor rigidizări locale sau a unor armări insuficiente; exfolierea betonului și flambarea armăturilor în consolele stlpiilor, care susțin grinzile de rulare, din aceleași cauze; avarierea legăturilor sudate dintre grinzile principale și stlpi, prin smulgera plăcilor de îmbinare (insuficient ancorate și incapabile de a prelua deformațiile impuse), ruperea sudurilor și deplasări relative ale forțelor în contact dintre elemente, datorită unor diferențe de caracteristici dinamice între diferitele părți ale structurii, precum și a unor execuții insuficient controlate a detaliilor de înglobare a pieselor metalice de legătură în elementele prefabricate, inclusiv ca urmare a deteriorării betonului prin încălzire în timpul sudării plăcilor de îmbinare.

Asemenea avarii s-au constatat la unele hale prefabricate parter situate în centrele industriale din zonele afectate mai grav de cutremur ca: București, Ploiești, Teleajen, Buzău, Găești, Slatina, Iași etc.

În afară de grupele de avarii mai frecvente, menționate mai sus, se mai citează cazuri de avarii mai rare ca: fisurarea grinzilor principale ale acoperișului, fisurarea grinzilor de rulare, fisuri în rosturile dintre elementele sau în elementele propriu-zise, care formează șabla acoperișului, inclusiv defecțiuni la rezemarea acestor elemente secundare pe elementele principale etc., datorite unor cauze diverse.

În rezumat, se poate conchide că tipurile de avarii semnalate la halele parter realizate din elemente prefabricate, s-au datorat în principal următoarelor trei cauze: adaptarea structurii la regimul de solicitare intensă, creat de încărcările seismice reale, mult mai mari decât cele de calcul prin depășirea pragului elastic; uerespectarea strictă în unele cazuri a principiilor de conformare antisismică a ansamblului structural și constructiv; o execuție necorespunzătoare — în unele cazuri — în ce privește calitatea betoanelor, a armării elementelor și a îmbinărilor.

Totodată efectele cutremurului din 4 martie 1977 au pus în evidență faptul că cele mai multe construcții de hale parter prefabricate au avut o comportare bună sau satisfăcătoare la seism, chiar în cazul zonelor cu solicitări seismice superioare celor luate în calcul, ca de exemplu la București sau Craiova. Aceasta demonstrează încă o dată, faptul că totdeauna condițiile principale ale unei bune comportări la încărcări seismice sînt cele legate de asigurarea unei bune conformări antisismice (simetrie geometrică și rigidități uniforme, stlpi de secțiuni corespunzătoare, șabla rigidă la acoperiș, legături elastice între pereți și structură, acoperișuri mai ușoare etc.), precum și cele legate de calitatea ireproșabilă a execuției, în special a îmbinărilor dintre elementele prefabricate.

VI.4.2.4. Comportarea halelor parter cu structuri mixte. Halele parter cu structuri mixte constau din stlpi prefabricați de beton armat sau din metal, pe care reazemă elemente principale metalice (de regulă ferme) și elemente secundare prefabricate de beton armat sau beton precomprimat de tipul celor folosite la halele parter integral prefabricate. În general, aceste hale au avut o comportare bună la

cutremur, dar s-au înregistrat atît unele *prăbușiri parțiale*, cît și mai ales *avarii* la construcțiile amplasate în zone puternic afectate de seism, construcțiile respective reprezentînd totuși un procentaj redus [10].

a) Un prim caz de prăbușire parțială a fost cel de la *Centrala termoelectrică CET-VEST* (Militari-București), o construcție cu două corpuri alăturate (sala mașinilor — hală parter de 42 m deschidere și 31 m înălțime și corpul alăturat — o construcție etajată de 9 m deschidere cu 5 niveluri — fig. VI.88). Hala pentru sala mașinilor cu travei de 9 m, are stlpi din beton armat monolit, turnați în cofraje glisante, pe care reazemă o cale de rulare pentru poduri rulante grele și un acoperiș format — în soluția inițială dinainte de cutremur — din forme metalice și chesoane prefabricate de beton armat. Pereții halei sînt din beton armat monolit între stlpii periferiei și din zidărie de cărămidă între stlpii interiori și la fronton.

La cutremur s-a prăbușit acoperișul sălii mașinilor prin cedarea reazemelor de pe ambele șiruri de stlpi, ca urmare a distrugerii betonului și a smulgerii pieselor metalice de ancorare (fig. VI.88c). Stlpii marginali s-au fisurat puternic la cota +13,00 m și s-au deplasat spre exterior cu pînă la 15 cm, iar stlpii de pe șirul central au prezentat ruperi la nivelul cotei de rezemare a fermelor (+24,75 m), înregistrînd deformații mari, pînă la 11 cm. Peretele de cărămidă din fronton s-a desprins și s-a deplasat spre exterior cu circa 50 cm, fisurînd puternic.

Prăbușirea produsă, în condițiile intensității deosebit de mari a solicitărilor seismice efective — care au depășit cu mult pe cele de calcul (corespunzătoare unei zone seismice cotată de grad 7, înainte de cutremur) — a fost favorizată de factorii care au influențat puternic comportarea necorespunzătoare a construcției la cutremur: o concepție de ansamblu neadecvată pentru zone seismice, cu două corpuri de clădire avînd caracteristici de rigiditate foarte diferite, legate între ele, fără rost antisismic; prezența unor structuri interioare rigide aferente instalațiilor tehnologice (cazane și turbine de aburi, etc.) amplasate foarte apropiat de elementele structurii de rezistență, cu care au venit în atingere în timpul oscilațiilor; staționarea podurilor rulante grele (aflate în repaus în timpul cutremurului, la cele două capete ale halei; existența unui acoperiș greu de beton armat, amplasat la mare înălțime pe ferme metalice de deschideri mari. Influența acestor factori s-a manifestat prin apariția în timpul cutremurului a unui puternic efect de torsionare de ansamblu, care s-a suprapus peste solicitările directe date de seism asupra structurii, avînd ca rezultat sporirea deplasărilor mai ales la stlpii din șirul exterior, ceea ce a provocat deteriorarea lor și prăbușirea acoperișului. Avariile stlpiilor au fost prilejuite și de o calitate mai slabă a execuției betoanelor turnate monolit prin glisare.

Remedierea, în prima fază a avariilor produse la această construcție, a constatat în consolidarea

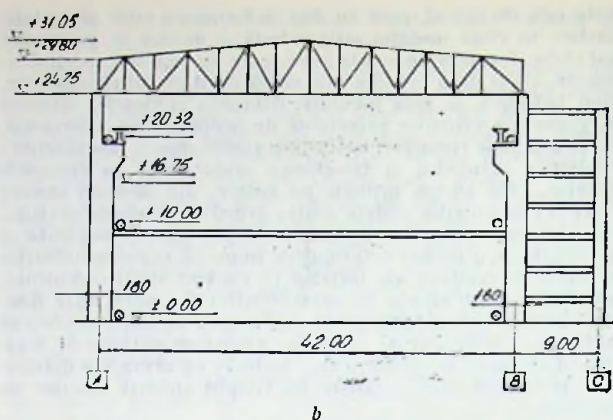
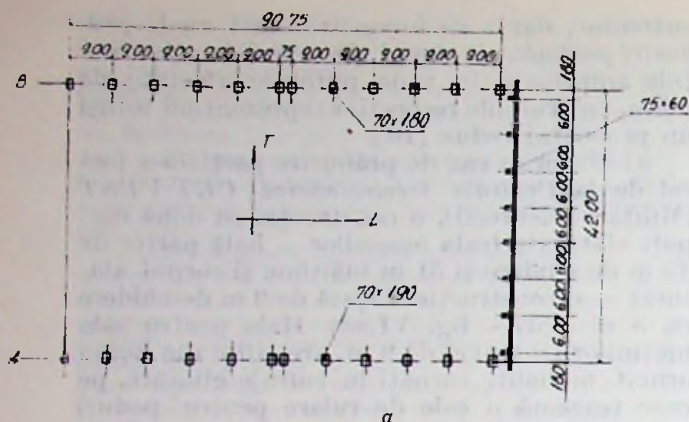


Fig. VI.88. — Centrala termoelectrică CET-Vest, Militari-București. Hală parter pentru sala mașinilor ($l = 42$ m) cu structură de beton armat, acoperiș din ferme metalice și elemente secundare din beton armat prefabricat: a — Plan; b — Secție transversală; c — Prăbușirea acoperișului la cutremur.

parțială a stîlpilor de beton armat și refacerea acoperișului într-o soluție nouă, cu greutate mai redusă, avînd ferme metalice și învelitoare din tablă cutată, prevăzută cu termoizolație ușoară. Construcția necesită însă o consolidare definitivă, pe baza unor studii mai aprofundate, pentru a reduce efectele defavorabile semnalate și totodată pentru a asigura o contravîntuire adecvată la forțe laterale, întrucît acoperișul ușor realizat nu poate avea rol de șabla rigidă.

b) La *Întreprinderea „23 August” din București* s-a prăbușit o porțiune a acoperișului halei de la secția de ansambluri sudate (hală cu trama de 24×12 m, cu 2 poduri rulante de 50 t, avînd acoperișul alcătuit din ferme metalice și elemente $11c \ 3 \times 12$ m, din beton precomprimat, rezemate pe stîlpi de beton armat) și a cedat un stîlp central (alături de care a fost construită o anexă pentru o stație de defectoscopie, al cărei planșeu situat la o cotă intermediară s-a turnat fără rost de lucru în jurul stîlpului), antrenînd cele două ferme rezemate pe acesta și acoperișul din traveele adiacente (fig. VI.89).

Cauza prăbușirii o constituie rigidizarea stîlpului flexibil prin planșeul intermediar, care a împiedicat libera deplasare a acestuia și a impus preluarea de către porțiunea superioară a stîlpului, a întregii deplasări a structurii, amplificată mult de masa mare a acoperișului, în condițiile intensității ridicate a cutremurului care a afectat zona Capitalei.

Totuși, datorită comportării foarte bune a șabei acoperișului, care a redistribuit încărcările orizontale la ceilalți stîlpi, prăbușirea acoperișului a fost limitată.

Cu privire la avariile produse de cutremur la halele parter cu structuri mixte, acestea s-au manifestat atît la stîlpii de susținere (în majoritatea cazurilor din beton armat), cît și la structura acoperișurilor halelor precum și la îmbinările dintre elementele de beton și metal, care sînt puncte sensibile la solicitările seismice



— mai ales în cazul unor rezolvări nesatisfăcătoare — datorită concentrărilor mari de eforturi din îmbinări.

Dintre variatele tipuri de avarii, se menționează cîteva mai caracteristice, în cele ce urmează.

c) *Degradări ale stîlpilor de beton armat*, mai ales în zona extremităților inferioare, deasupra pardoselilor, în general de aceeași natură ca în cazul stîlpilor de la halele integral prefabricate (fisuri pătrunse, striviri locale sau ruperi ale betonului și flambarea armăturilor în zonele comprimate) și mai accentuate — sub aspectul importanței și al extinderii lor — la stîlpii marginali și în special la cei de colț. S-au mai constatat avarii la stîlpi și în alte zone, pe înălțimea lor și anume deasupra secțiunilor în care stîlpii erau legați de alte elemente sau construcții anexe, care constituiau puncte de rigidizare în zona consolelor, sau la capetele superioare de rezemare și de îmbinare a grinzilor etc. Avariile stîlpilor de beton armat au fost mai reduse la stîlpii prefabricați decît la cei monoliți sau la porțiunile monolite turnate la fața locului. Avarii de natura celor menționate mai sus s-au constatat la o serie de hale industriale parter, cu structura mixtă, situate în zonele afectate de cutremur, ca de ex. la București, în zona Ploiești și în alte centre (fig. VI.90).

Cauzele avariilor produse la stîlpi sînt, în principal, aceleași ca și în cazul halelor integral prefabricate. Este de subliniat constatarea că diferitele tipuri de avarii întîlnite la stîlpii de beton armat au arătat o sensibilitate deosebită a acestora la variațiile de rigiditate sau la concentrări de eforturi, datorită unor neomogenități în secțiune, în special în zone care au prezentat defecte privind scăderea mărcii betonului,

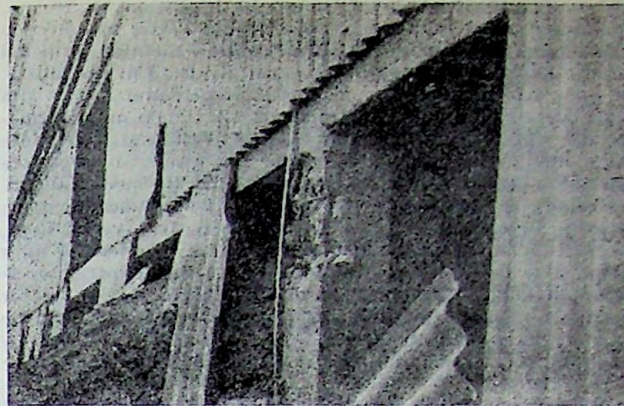
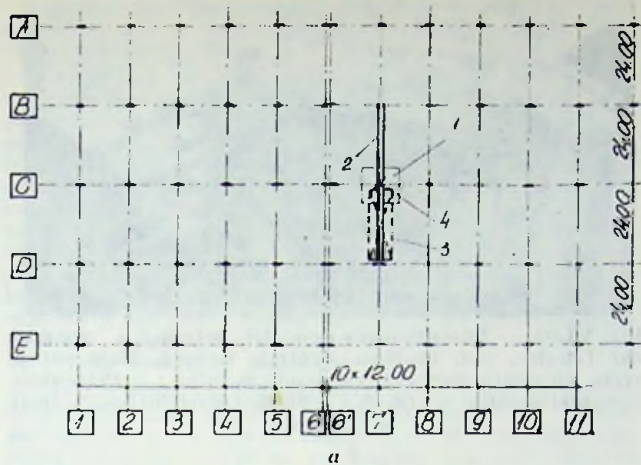
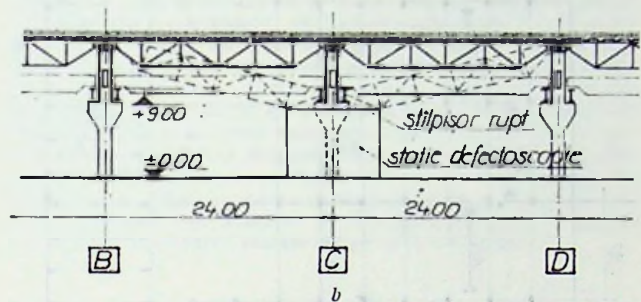


Fig. VI.90. — Avarii la stâlpii de beton armat la hale parter cu structura mixtă. Combinatul de Îngrășăminte chimice Valea Călugărească: Depozit de piatră (ruperea unui stâlp din fațadă, la partea superioară).



îmbinări), comportarea acestor îmbinări a fost direct influențată de soluționarea detaliilor constructive și de calitatea execuției.

Asemenea avarii au fost constatate la unele hale din București, județele Argeș, Prahova ș.a. Avariile constatate se datorează atât intensității mari a încăcărilor seismice produse de cutremur în zonele respective, în raport cu cele de calcul, cât și utilizării unor acoperișuri grele situate la înălțimi mari și cu deschideri mari, precum și rezolvării necorespunzătoare a unor detalii de îmbinare.

Astfel, hala turboagregatelor de la Întreprinderea de mașini grele din București a suferit avarii parțiale în navele centrale (fig. VI. 91), cu deschiderea de 35 m și înălțimea liberă de 30 m, prevăzute cu poduri rulante suprapuse de 10 tf, 80 tf și

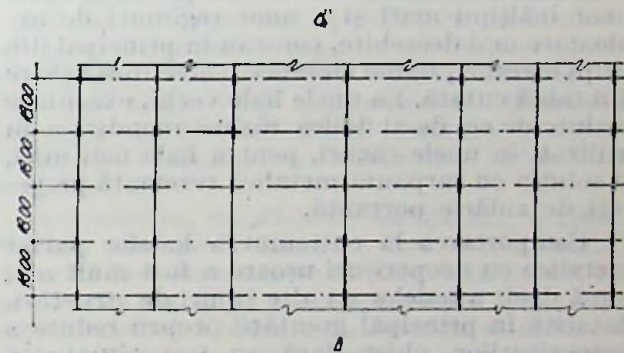


c

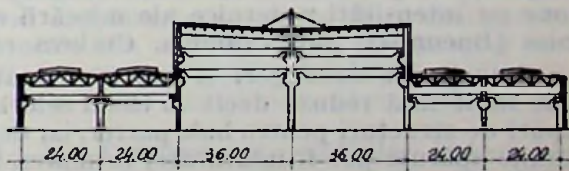
Fig. VI.89. — Întreprinderea „23 August” București. Hală parter pentru secția ansambluri sudate ($l = 24$ m) cu structură de beton armat, acoperiș din ferme metalice și elemente secundare din beton armat prefabricat: a — Plan; b — Secție transversală; c — Prăbușirea acoperișului la cutremur.

întreruperea bruscă a mai multor bare de armătură, lipsa sau distanța mare între etrieri etc., deși în aceste zone nu apăreau totdeauna solicitările maxime.

d) O altă categorie de avarii constatată la unele hale parter cu structură mixtă, se referă mai ales la structura acoperișului, constând în principal în distrugerea îmbinărilor — soluționate nesatisfăcător — între fermele metalice și stâlpi, prin smulgerea pieselor de prindere și expulzarea betonului din capetele stâlpilor, sau prin forfecarea șuruburilor de prindere ale fermelor sau a unor suduri etc., având ca urmare deplasări laterale a unor porțiuni de acoperiș, avarierea unor bare ale fermelor sau ale contravinturilor metalice etc. Deoarece îmbinările dintre elementele de beton și piesele metalice ale structurii reprezintă puncte sensibile la solicitările seismice (datată marilor concentrări de eforturi care se produc în aceste



b



c

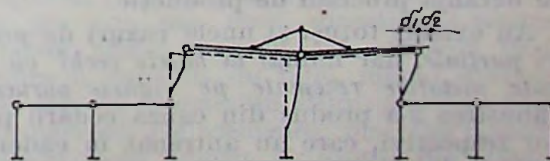


Fig. VI.91. — Întreprinderea de mașini grele București (I.M.G.B.), Secția turboagregatelor. Hală parter cu structura mixtă: a — Plan; b — Secție transversală; c — Schema deformată a cadrului transversal.

160 ... 320 tf, situate la înălțimi de 10, 18 și respectiv 22,5 m. Acoperișul acestor hale este alcătuit din grinzi metalice cu inimă plină (suspendate de stâlpii centrali metalici, prin doi tiranți înclinați) și pane metalice spațiale de 13 m deschidere, pe care este rezemat subsansamblul acoperișului format din plăci prefabricate de beton armat de $1,5 \times 3,00$ m cu termoizolație din beton celular autoclavizat, rezultând o greutate mare, de 350 kg/m^2 . La cutremur s-a produs o deplasare laterală a acoperișului halei cu $8 \dots 85$ cm (în medie 50 cm), forfecându-se buloanele de fixare a grinzilor metalice pe stâlpi. Grinzile deplasându-se pe reazeme, în sens transversal halei, cu circa 25 cm au produs deformarea părții superioare a unor stâlpi și a portalurilor situate deasupra căii superioare de rulare de la cota 22,50 m, precum și flambarea barelor acestor portaluri. Verificările prin calcul au arătat că solicitările seismice au avut, în regim elastic valori mergând până la 0,4 g depășind deci de mai multe ori valorile încărcărilor seismice de calcul, determinate conform prescripțiilor în vigoare (P.13—70), pentru o zonă seismică de gradul 7. S-a constatat că șaiba acoperișului formată din elementele prefabricate de beton armat s-a comportat bine, asigurând redistribuirea încărcărilor orizontale între stâlpi, fără a se deteriora îmbinările elementelor prefabricate; greutatea mare a subsansamblului de acoperiș, amplasat la o mare înălțime a condus însă la solicitări seismice orizontale mai mari decât cele prevăzute în proiect. Înlăturarea acestui neajuns se poate face prin înlocuirea elementelor grele de acoperiș cu o învelitoare ușoară și prevederea, în același timp, a unor contravânturi adecvate care să poată prelua rolul șaibei de acoperiș.

Totodată defecțiunile apărute la anumite îmbinări ale elementelor metalice de la halele cu structuri mixte au arătat că este necesar a se prevedea prin proiectare, o asigurare sporită în secțiunile respective, ținând seama de importanța concentrărilor posibile de eforturi, precum și un control foarte atent ale execuției.

VI.4.2.5. Comportarea halelor parter cu structuri metalice. Halele parter cu structura metalică, utilizate în țara noastră, în special în cazul unor înălțimi mari și a unor regimuri de exploatare mai deosebite, constau în principal din stâlpi metalici, ferme metalice și învelitori ușoare din tablă cutată. La unele hale vechi, executate înainte de cel de-al doilea război mondial s-au utilizat, în unele cazuri, pentru hale mai mici, și soluția cu șarpantă metalică rezemată pe pereți de zidărie portantă.

Comportarea la cutremur a halelor parter metalice cu acoperișuri ușoare a fost mult mai bună decât a halelor cu alte tipuri de structuri, datorită în principal greutății proprii reduse a acoperișurilor, chiar dacă au fost situate în zone cu intensități puternice ale mișcării seismice (București, jud. Prahova, Craiova etc.).

Cazurile de distrugeri și avarii constatate sînt mult mai reduse decât în cazul celorlalte tipuri de structuri pentru hale parter, iar defecțiunile apărute pot fi înlăturate, în marea majoritate a cazurilor, foarte ușor, prin consolidări simple și refaceri rapide, fără a se întrerupe sau deranja procesul de producție.

Au existat totuși și unele cazuri de prăbușiri parțiale, dar numai la halele vechi cu șarpantă metalică rezemate pe zidărie portantă. Prăbușirea s-a produs din cauza cedării pereților respectivi, care au antrenat în cădere și porțiuni din acoperișurile rezemate pe aceștia (exemplu, hala mecanic șef de la Uzina Vulcan, București de 18 m deschidere și 12 m înălțime; Centrala termică de la Întreprinderea de utilaj petrolier și reparații din Teleajen) (fig. VI.92).

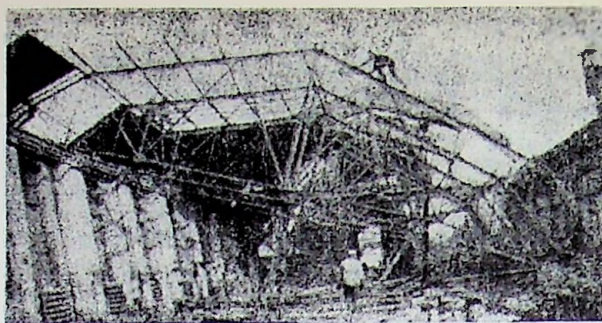


Fig. VI.92. — Întreprinderea de utilaj petrolier și reparații din Teleajen, jud. Prahova. Centrala termică. Hală parter veche, cu zidărie portantă și șarpantă metalică: — Prăbușirea șarpantei metalice ca urmare a deplasării peretelui longitudinal la cutremur.

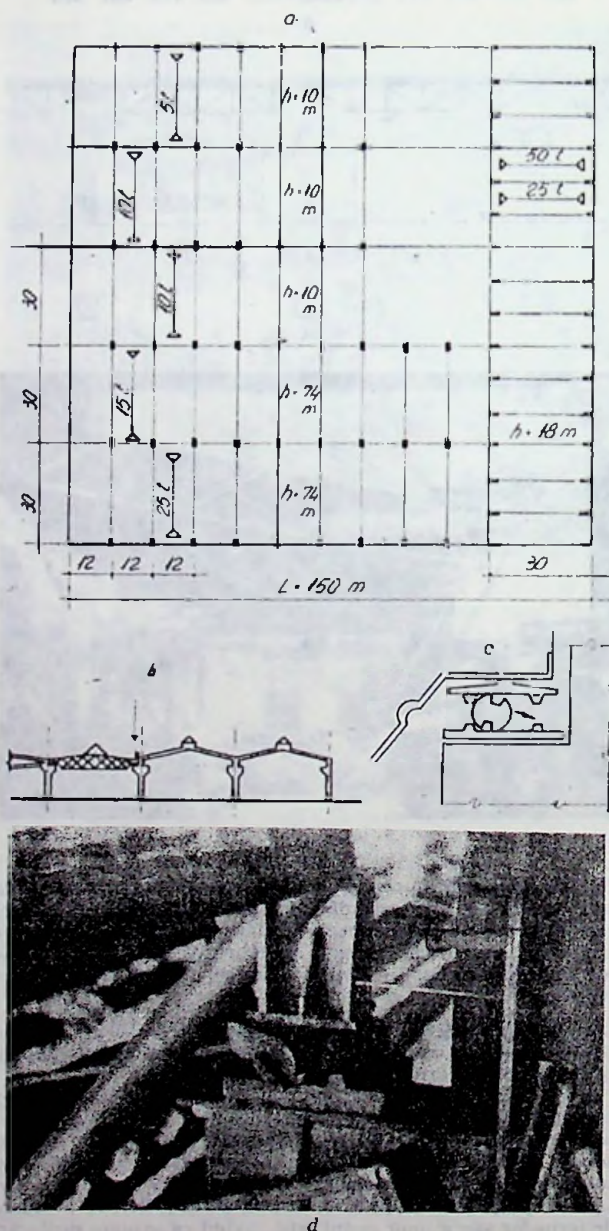


Fig. VI.93. — Întreprinderea de mașini unelte și agregate București (IMUAB), Secția de mașini grele. Hală parter cu structura metalică: a — Plan; b — Secție transversală; c — Detaliu de reazem, deplasat de cutremur; d — Vederea aceluiași reazem.

În ceea ce privește *avariile constatate la halele metalice*, acestea sînt de mică importanță, fiind înțiluite atît la halele vechi cît și la cele noi.

Astfel în ceea ce privește halele vechi, se citează cazul unei hale de 18 m deschidere de la Uzina mecanică din Plo-peni, județul Prahova, amplasată într-o zonă seismică de gradul 8, puternic afectată atît de cutremurul din 10 noiembrie 1940, cît și de cel din 4 martie 1977. Structura hălei este compusă din stâlpi metalici, ferme metalice de 18/6 m, pane metalice de 6/1 m și învelitoare din tablă ondulată, fiind prevăzută și cu portale longitudinale de frinare. La cutremur s-a produs avarierea portalurilor prin flambarea barelor comprimate și smulgerea barelor întinse ca urmare a forfecării buleanelor de fixare. Cauza avarierii constă în depășirea capacității portante a barelor portalurilor care aveau un coeficient de suplețe ridicat, nefiind calculate pentru preluarea unor forțe orizontale importante.

Dintre avariile produse la halele metalice noi, se menționează defecțiunile apărute la reazemele mobile de tip rului ale unor ferme la hala de mașini grele IMUAB-București, avînd trama de 30×12 m, cu acoperiș denivelat situat la înălțimi variabile de 18, 14 și 10 m (fig. VI. 93). În timpul cutremurului unele rulouri au forfecat pragurile, au alunecat și s-au răsturnat, iar fermele au fost smulse de pe reazeme, unele rămînînd rezemate direct pe consolele portalurilor care au oprit prăbușirea. Cauza avariei a constituit-o soluția neadecvată a detaliului de rezemare a fermei pe stîlp, dat fiind că fermele nu erau asigurate împotriva ridicării reazemelor, iar capacitatea dispozitivelor de rezemare era insuficientă pentru preluarea forțelor orizontale. Acest lucru va trebui evitat prin adoptarea unor dispozitive de fixare a fermelor prevăzute cu buleane de ancorare și calculate ținînd seamă de concentrarea eforturilor în aceste secțiuni

VI.4.3. Comportarea clădirilor industriale etajate

VI.4.3.1. Aspecte generale. Clădirile industriale (de producție) etajate, reprezintă o pondere mai redusă în ansamblul construcțiilor industriale, în comparație cu halele industriale-parter. O dezvoltare mai mare a acestor clădiri a apărut în ultimii 10—15 ani, pe linia comasării secțiilor de producție și a utilizării intensive a terenului. În acest scop clădirile etajate, care în prima perioadă aveau parter și un etaj, au de regulă în prezent parter și 3...4 etaje și uneori mai mult, însă cu trame mai mici, de regulă 6×6 m, cu înălțimi de etaje de circa 4,80 m și încărcări utile relativ mari pe planșee.

La realizarea clădirilor industriale etajate au fost utilizate următoarele grupe de structuri, în general cadre pe ambele direcții: structuri din beton armat monolit, structuri combinate (mixte) din beton armat monolit și prefabricat, structuri din beton armat prefabricat. Prima grupă de structuri s-a utilizat mai de mult pentru realizarea clădirilor industriale, deci și înainte de cel de-al doilea război mondial, astfel că în această categorie se cuprind atît clădirile vechi (realizate înainte de 1950), cît și clădirile noi. Celelate două grupe de structuri au început să fie aplicate în țara noastră după anul 1955, căpătînd o aplicare pe scară mai largă

(pe bază de proiecte tip) abia în ultimii 10—15 ani, sub impulsul dezvoltării industrializării construcțiilor, fiind realizate cu măsuri de asigurare antisismică.

Închiderile exterioare la diferitele tipuri de structuri s-au realizat, în majoritatea cazurilor, din zidărie de cărămidă, iar în ultimii ani și din zidărie sau panouri de beton celular autoclavizat la ultimele două tipuri de structuri.

Cu privire la comportarea clădirilor industriale etajate față de acțiunea cutremurului din 4 martie 1977, pot fi făcute cîteva observații cu caracter general [10]. Astfel, deși aceste clădiri au fost supuse în timpul recentului cutremur la solicitări care au depășit cu mult valorile de calcul, trebuie remarcată în general buna lor comportare. Aceasta se datorește atît capacității structurii de a absorbi energia indusă de seism, prin incursiuni în domeniul postelastie de deformare, cît și dimensionării structurii la încărcări utile ridicate, ceea ce a permis evitarea cedării, efectele cutremurului reducîndu-se în general numai la avarii relativ neînsemnate, caracterizate prin formarea unor articulații plastice. Solicitățile seismice mari au fost redistribuite la restul structurii prin conlucrarea spațială asigurată de planșee care au rolul de diafragme orizontale rigide. În unele cazuri și elementele nestructurale, ca pereții despărțitori interiori sau pereții casei scării, avînd o poziție adecvată și fiind realizați în bune condiții, au jucat un rol important, pozitiv, în procesul de absorbție a energiei seismice, în timp ce astfel de elemente nestructurale, amplasate neregulat sau legate în mod neadecvat cu structura, au avut efecte nefavorabile asupra comportării la cutremur a clădirilor industriale etajate.

În ansamblu, la clădirile industriale etajate, avariile produse se datoresc mai ales nivelului redus al forțelor seismice de calcul, în raport cu cele reale, rezultînd cerințe excesive de adaptare inelastică a structurii. Acestea se datoresc însă și unor rezolvări neadecvate a partiului privind amplasarea nesimetrică a elementelor structurale sau nestructurale, precum și a realizării incorecte a unor detalii de îmbinare, ceea ce a redus ductilitatea structurii.

VI.4.3.2. Comportarea clădirilor industriale etajate din beton armat monolit. La clădirile industriale etajate din beton armat monolit s-au aplicat, în principal, tipuri de structuri din cadre (pe una sau două direcții) și planșee din beton armat monolit; la clădirile vechi structura a constat, de fapt, numai dintr-un simplu schelet format din stâlpi, grinzi și planșee cu nervuri. De asemenea, mai ales la clădirile vechi, s-au folosit și soluții din zidărie portantă și planșee de beton armat monolit, inclusiv soluții combinate cu zidării exterioare portante și stâlpi interiori, pe care rezemau grinzi și planșee de beton armat monolit.

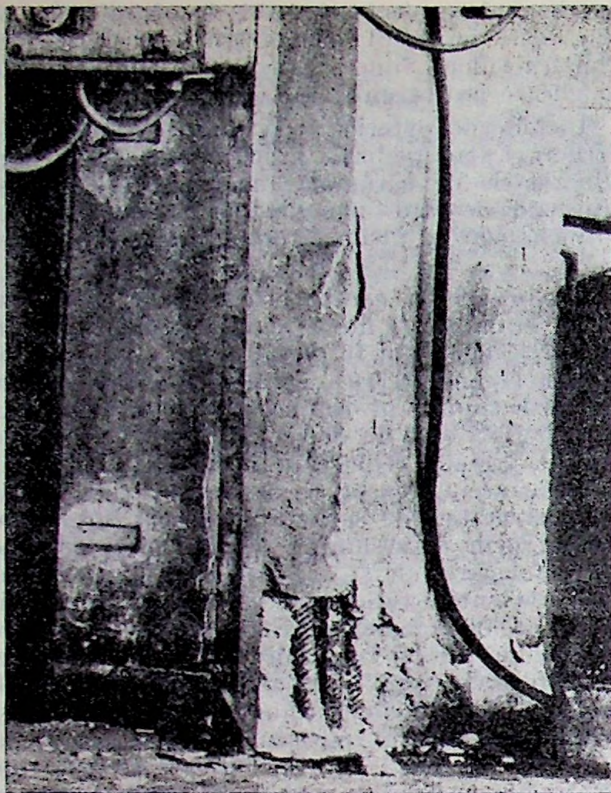


Fig. VI.94. — Avarii la capetele stîlpilor clădirilor etajate cu structura în beton armat monolit. Întreprinderea de pompe București: Stîlp avariat la hala de producție (parter și 4 etaje).

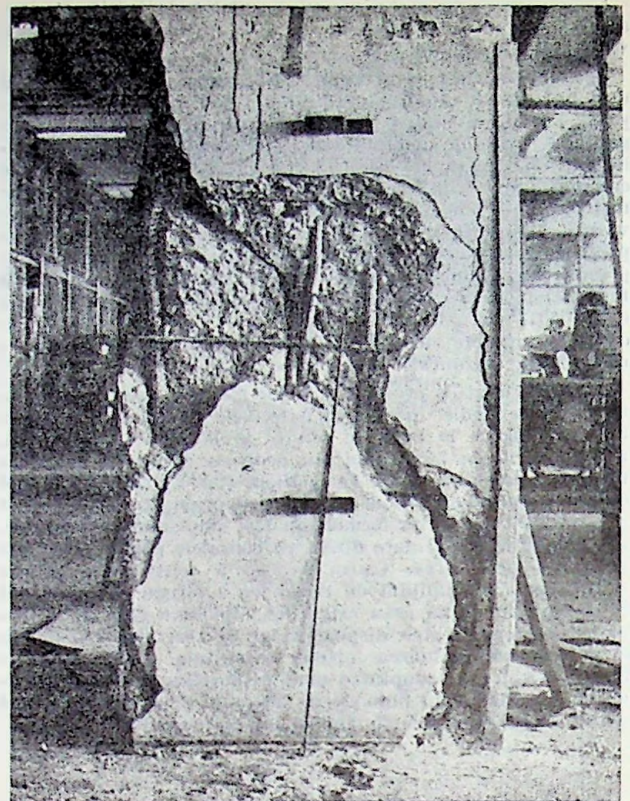


Fig. VI.95. — Avarii la stîlpii scurți ai cadrelor de beton armat monolit de la clădiri industriale etajate. Ruperi înclinate: Întreprinderea Electromagnetica București, hala principală de producție (parter și 4 etaje).

Din datele cunoscute rezultă o comportare în general bună la cutremur a clădirilor industriale etajate cu structuri din beton armat monolit, atât a celor vechi, cât și a celor noi, neînregistrându-se cazuri de prăbușiri.

S-au înregistrat însă unele avarii atât la clădirile vechi, cât și la cele noi, din care menționăm pe cele mai semnificative.

a) Cele mai multe avarii au apărut la stâlpi, mai ales prin formarea articulațiilor plastice la capetele stîlpilor (fisuri și exfolieri pînă la ruperi în beton, cu armătura flambată), datorită în primul rînd capacității de rezistență mai mari a grinzilor, în raport cu cea a stîlpilor, ducînd la cedarea acestora din urmă la acțiunea unor încărcări seismice mari (care la clădirile vechi nu au fost practic luate în considerare la proiectare, iar la cele noi au depășit pe cele de calcul) precum și unei armări transversale insuficiente în zonele de capăt. Asemenea avarii s-au constatat la o serie de clădiri etajate vechi, cât și la unele clădiri noi din zonele afectate de cutremur (fig. VI. 94).

b) Un alt tip de avarie constă în apariția de fisuri oblice la 45° și chiar crăpături, mai ales la stâlpii scurți (raport sub $1/4$ între înălțimea și lățimea stîlpilor), rigidizați prin planșee și alte construcții auxiliare (buncăre etc.), stâlpi care au cedat sub efectul acțiunii forței tăietoare și s-au rupt casant, neavînd ductilitatea necesară (lipsind și armătura transversală corespunzătoare). Astfel de avarii s-au constatat la unele clădiri etajate din diferite centre (fig. VI. 95).

c) La grinzile cadrelor s-au constatat fisuri și uneori crăpături în special în primele niveluri, datorite momentelor încovoietoare și forțelor tăietoare mari, ce au luat naștere la cutremur, atât la clădiri vechi cât și la unele clădiri noi eta-

jate ca, de exemplu, la Întreprinderea de prefabricate Progresul București și la IVC-Focșani (în ambele cazuri grinzile erau puternic încărcate, susținînd buncăre). Planșeele de beton armat au avut în general o bună comportare, jucînd rolul de șabre rigide pentru repartizarea forțelor laterale.

d) Avarii importante s-au constatat la clădirile etajate vechi cu zidărie portantă, la care zidurile au fisurat puternic și în unele porțiuni au căzut. De asemenea, s-au constatat avarii și la clădiri noi, în unele diafragme de zidărie sau de beton armat precum și la elementele nestructurale (pereți exteriori de umplură, frontoane, pereți interiori despărțitori etc.), care au suferit fisuri și crăpături cu dislocări parțiale și chiar prăbușiri locale (fig. VI. 96). Acestea s-au datorat deformațiilor mari suferite de cadrele de beton armat pe care zidăria nu le-a putut urmări, preluînd însă o parte din încărcările orizontale, ele jucînd rolul unor disipatori de energie.

Evitarea pe viitor a defecțiunilor de natura celor arătate se poate asigura printr-o concepție adecvată de conformare antisismică a structurilor pe cadre, prin echilibrarea rigidităților între rigle și stâlpi, astfel încît articulațiile plastice să se formeze în grinzi. Acestea trebuie să confere structurii un ridicat grad de ductilitate, prin disiparea energiei în stadiul post-elastic, fără însă a depăși un anumit grad de flexibilitate. În același timp stâlpii trebuie asigurați la acțiunea forțelor tăietoare printr-o armare transversală adecvată la noduri, iar în cazul stîlpilor scurți, printr-o fretare sau etrieri deși pe toată înălțimea.

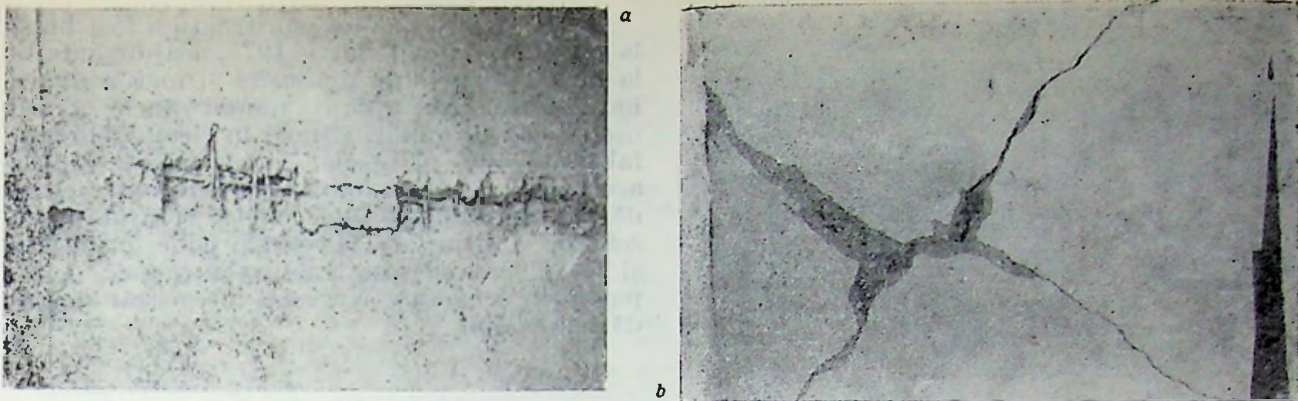


Fig. VI.96. — Avarii la zidăria portantă și neportantă a clădirilor industriale etajate: a — Întreprinderea optică română (IOR). București. Fisuri și crăpături în diafragme de beton armat; b — Întreprinderea geologică de prospecțiuni. Avarii la pereții interiori despărțitori.

VI.4.3.3. Comportarea clădirilor industriale etajate cu structură combinată. Clădirile industriale etajate cu structura combinată (mixtă) formată din cadre pe ambele direcții, având în general stâlpi din beton armat monolit, riglele principale și planșeele prefabricate (formind șaibe rigide), cu grinzile de rigidizare din beton armat monolit, constituie cele mai răspândite tipuri de structuri utilizate în prezent pentru clădiri etajate cu mai mult de parter și un etaj (fig. VI. 97). Elementele

prefabricate pentru planșee sînt de diverse tipuri, de regulă utilizîndu-se elemente II din beton armat sau din beton precomprimat cu suprabetonare sau fișii cu goluri din beton armat. O categorie aparte o formează clădirile cu parter și un etaj, la care numai planșeul intermediar este de regulă din beton armat monolit, restul structurii fiind prefabricat (stâlpi preturnați) și acoperiș din elemente prefabricate de beton precomprimat (ca la hale industriale parter). Uneori, cadrele au fost asociate cu nucleele centrale rigide formate din pereți-diafragme de beton armat monolit sau zidărie. Majoritatea acestor clădiri situate în zonele afectate puternic de cutremur a avut o comportare bună, neînregistrîndu-se decît unele avarii locale, în general reduse.

Comportarea bună la cutremur a clădirilor etajate cu sistem combinat (mixt) se explică atît printr-o bună conformare și dimensionare acoperitoare a elementelor, stabilită prin proiectare, cît și prin calitatea bună a betonului din elementele prefabricate inclusiv din stâlpii preturnați.

Dintre avariile apărute la această categorie de clădiri, se menționează:

- fisuri înclinate la capetele unor stâlpi și, în rare cazuri, cu tendința de desprindere a betonului la muchii, uneori cu dislocarea acestuia și flambarea armăturii (exemplu clădirile industriale etajate de la unele întreprinderi din București)
- fisuri verticale și înclinate, în general nepătrunse, la reazemele unor grinzi, la aceleași clădiri;
- fisuri în diafragmele unor nuclee de rigidizare sau în rampele și podestele unor scări (fig. VI.98).

Cauzele acestor degradări constau atît în valoarea relativ mare a încărcărilor seismice reale, cît și în nerealizarea, în toate cazurile, a unei conformări seismice adecvate, numeroase rigidizări locale cu elemente nestructurale (pereți despărțitori, ziduri exterioare etc.) ale elementelor împiedicînd libera lor deplasare, producînd, în consecință, suprasolicități. Se pot reține și alte cauze ca: insuficiența rostului seismic — ceea ce a dus la ciocnirea unor corpuri de clădire adiacente de rigidități diferite —, armare transversală insuficientă, defecțiuni de execuție etc.

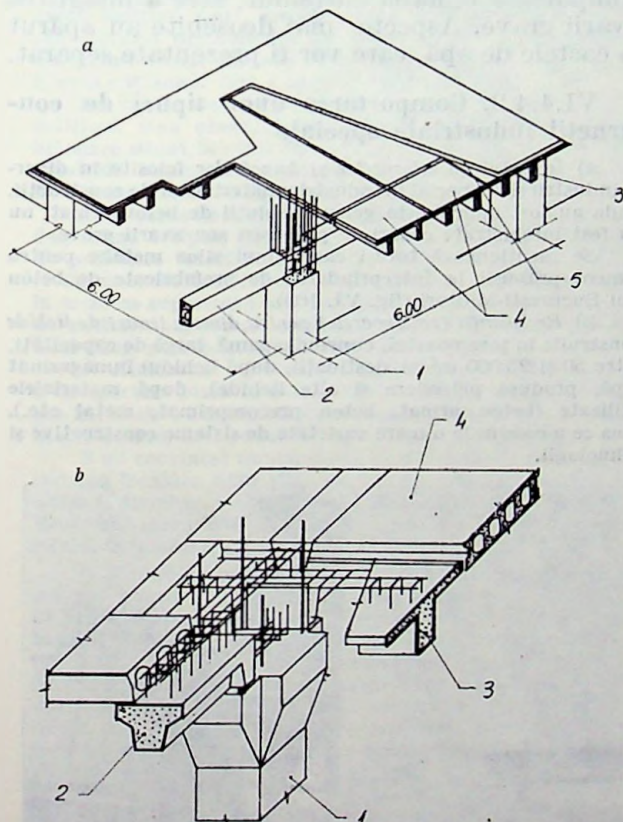


Fig. VI.97. — Schema de alcătuire a structurilor combinate de beton armat pentru clădiri industriale etajate: a — cu planșee din elemente II, cu suprabetonare; b — cu planșee din fișii cu goluri: 1 — stîlp monolit; 2 — grindă prefabricată transversală; 3 — grindă prefabricată longitudinală; 4 — element prefabricat de planșeu; 5 — suprabetonare.



Fig. VI.98. — Întreprinderea CONECT, București. Hall de fabricație cu structura combinată (stâlpi și sîmbure central din beton armat monolit și planșee prefabricate — parter și 5 etaje): — Fisuri și rupturi în diafragmele sîmburelui central de la etaj I.

VI.4.3.4. Comportarea clădirilor industriale etajate cu structura prefabricată. Clădirile industriale etajate cu structura integral prefabricată, au o pondere mai redusă în volumul clădirilor industriale etajate, soluția fiind aplicată numai în unele industrii, în special la clădiri cu parter și 1...3 etaje și în general în ultimii 10 ani. Soluțiile acestor clădiri corespund, în general, cu cele de la clădirile etajate cu structuri mixte, cu deosebirea că toate elementele sînt prefabricate, inclusiv stîlpul și grinzile de monolitizare (fig. VI. 99).

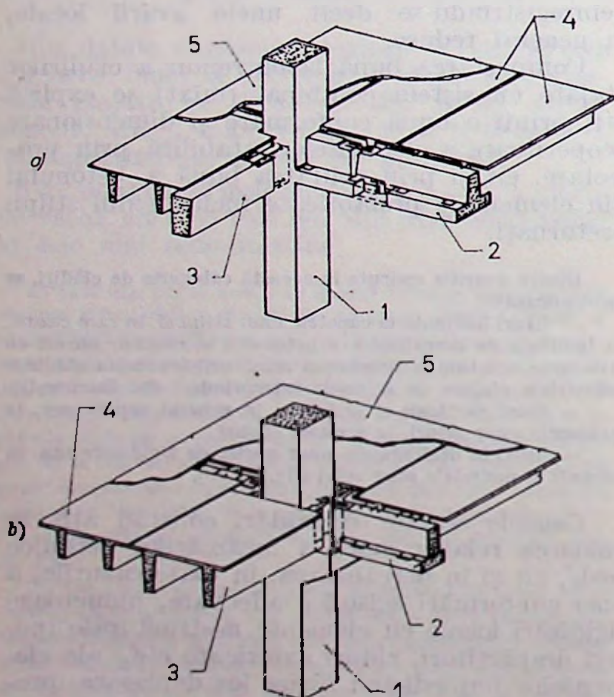


Fig. VI.99. — Schema de alcătuire a structurilor integral prefabricate de beton armat pentru clădiri industriale etajate: a — Varianta 1; b — varianta 2; 1 — stîlp prefabricat; 2 — grindă prefabricată transversală; 3 — grindă prefabricată longitudinală; 4 — element prefabricat de planșeu; 5 — suprabetonare.

Comportarea acestor construcții a fost bună la cutremurul din 4 martie 1977, neajungîndu-se la nici o situație de prăbușire și nici la avarii importante. Au apărut numai unele avarii ușoare ca: degradări (fisuri) în elementele prefabricate ale planșelor intermediare și ale acoperișului sau în îmbinările acestora, degradări în diafragmele unor nuclee centrale (casa scărilor și lifturilor), la scări și podeste precum și în elementele nestructurale (pereți, compartimentări, etc.). Nu s-au înregistrat degradări la stâlpi.

VI.4.4. Comportarea construcțiilor industriale speciale

VI.4.4.1. Aspecte generale. În această categorie de construcții se cuprind numeroase grupe și tipuri de construcții industriale speciale, cele mai importante fiind următoarele: silozuri și buncăre; recipienti (rezervoare) pentru lichide; castele de apă; turnuri de răcire; coșuri de fum; estacade exterioare pentru poduri rulante; pasarele pentru benzi transportoare.

Majoritatea acestor construcții au avut o comportare bună la cutremur, fără a înregistra avarii grave. Aspecte mai deosebite au apărut la castele de apă, care vor fi prezentate separat.

VI.4.4.2. Comportarea unor tipuri de construcții industriale speciale

a) În privința silozurilor și buncărelor folosite în diverse industrii și în special în industria materialelor de construcții, unde au fost aplicate, în general, soluții de beton armat, nu au fost înregistrate cazuri de prăbușiri sau avarii grave.

Se menționează totuși cazul unui siloz metalic pentru ciment prăbușit la Întreprinderea de prefabricate de beton din București-Militari (fig. VI. 100).

b) Recipientii (rezervoarele) pentru diverse tipuri de lichide construite în țara noastră, cuprind o gamă largă de capacități, între 50 și 25 000 m³ și destinații, după lichidul înmagazinat (apă, produse petroliere și alte lichide), după materialele utilizate (beton armat, beton precomprimat, metal etc.), ceea ce a condus la o mare varietate de sisteme constructive și tehnologii.

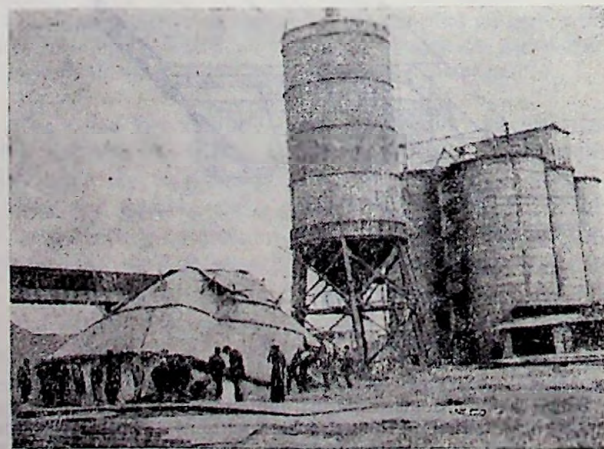


Fig. VI.100. — Întreprinderea de prefabricate București — Militari: — Siloz metalic pentru ciment prăbușit la cutremur.

— La rezervoarele de beton armat și de beton precomprimat, care constituie cele mai răspândite soluții pentru înmagazinarea apei, s-a constatat o comportare corespunzătoare la cutremur, neînregistrându-se decât unele avarii ușoare (fisuri verticale) în zona monolită de legătură a camerei de vane cu pereții rezervoarelor (exemplu rezervoarele de la Fabrica de hecuri „Romlux” din Tirgoviște).

— Comportarea la cutremur a rezervoarelor metalice pentru produse petroliere sau a unor recipiente metalici pentru alte destinații a fost, în general, foarte bună.

c) *Turnurile de răcire* din beton armat, cu tiraj natural sau cu tiraj forțat, au avut o comportare bună la cutremurul din 4 martie 1977, neînregistrându-se, practic, avarii la structura de rezistență rigidă, realizată din beton armat monolit. Cu totul local au fost semnalate unele avarii în structura unor turnuri de răcire cu tiraj forțat, executate monolit, în cofraje glisante, la rafinăria Pitești, datorită — în afară de intensitatea seismului — și unor sensibilități conferite de structură, cît și unor defecțiuni de execuție.

Avarii mai evidente au apărut numai în unele cazuri la structura de rezistență a sistemului interior de răcire a turnurilor cu tiraj natural formată din stâlpi și grinzi prefabricate. Acestea au constat în căderea unor grinzi și fisurarea unor stâlpi, datorită diferențelor mari de deplasare între structura interioară flexibilă și structura exterioară rigidă (exemplu turnurile de răcire 4, 5 și 6 de la CET București-Sud). Unele avarii mai importante s-au produs la turnurile de răcire de la Rafinăria Teleajen, care, fiind în execuție, aveau structura executată numai parțial.

S-au constatat de asemenea avarii la sistemele interioare de răcire, alții la turnurile cu tiraj forțat cît și — mai ales — la cele cu tiraj natural (care sînt mai înalte), constînd în spargerea și căderea plăcilor plane de asbociment în proporție de pînă la 50 % (exemplu CET București-Sud, CET Grozăvești, CET Brazi).

d) *Coșurile de fum* ale centralelor termoelectrice noi, avînd înălțimi mari, mergînd pînă la peste 200 m, realizate din clavouri prefabricate de beton armat sau cu structură din beton armat monolit în cofraje glisante, s-au comportat bine la cutremur, fără a suferi în general avarii.

La un coș de fum, de la CET București-Sud de 120 m înălțime, s-au observat două fisuri orizontale la rostul de betonare situat la circa 70 m înălțime; de asemenea a fisurat coșul de beton armat de la Întreprinderea de cinescoape București (fig. VI.101).

La coșurile de fum vechi, realizate din zidărie de cărămidă, deși aveau înălțimi mai mici, s-au înregistrat atît unele cazuri de prăbușire totală sau parțială cît și avarii mai grave sub forma unor forfecări, dislocări și deplasări ale zidăriei mai ales în treimea superioară sub acțiunea „efectului de bici” cauzat de modurile superioare de vibrație, sau mai ușoare, sub forma unor fisuri și crăpături în zidărie (fig. VI.102).

e) *Estacadele exterioare pentru poduri rulante* au avut o comportare bună la cutremur; se menționează faptul că la ora 21,22 cînd s-a produs cutremurul, estacadele nu se găseau în exploatare, deci podurile rulante erau descărcate.

S-au constatat numai unele avarii ușoare ca, de exemplu, cedarea locală a unui stîlp de înținare prin expulzarea betonului și flambarea armăturii (Întreprinderea de prefabricate Progresul București) sau unele fisuri în stâlpi la partea inferioară, la îmbinarea grinzilor cu stâlpii, sau în grinzi.

f) *Pasarele pentru benzi transportoare*, nu au suferit în general avarii la cutremur, înregistrîndu-se un singur caz de avarie la pasarella pentru transportul cimentului de la Combinatul de lănci din Climpulung-Muscel, la care, datorită tendinței de oscilații în lungul estacadei, s-au fisurat puternic reazemele fixe de la extremitatea inferioară ale grinzilor T din beton precomprimat de 18 m deschidere. Acestea erau realizate prin sudură pe plăci metalice, situate în capetele superioare ale unor stâlpi din beton armat (execuțai prin glisare).

VI.4.4.3. Comportarea castelelor de apă. Castelele de apă constituie o categorie de construcții cu totul deosebită din punct de vedere al comportării la forțe orizontale, întrucît sînt construcții cu alcătuire simplă, în forma unui turn tubular, de înălțime relativ mare (pînă la 50 m) și cu masă concentrată la partea superi-

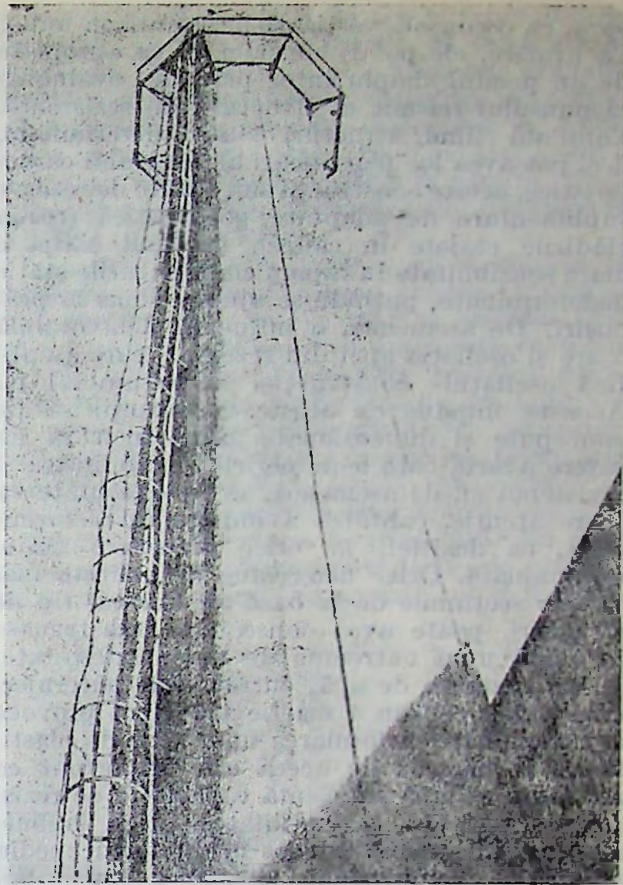


Fig. VI.101. — Coș de fum din beton armat, fisura la cutremur (Întrep. de cinescoape — București).



Fig. VI.102. — Coș de fum din zidărie de cărămidă rupt la cutremur în treimea superioară, cu deplasarea porțiunii de sus a coșului (Centrală termică, în București, str. Matei Milo).

oară, ca o consolă verticală încastrată în teren. Ca urmare, ele pot fi considerate ca apropiate de un pendul simplu în ce privește evaluarea răspunsului seismic al structurii de rezistență. Totodată fiind structuri static determinate, deși pot avea loc plastificări ale secțiunii caracteristice, aceste construcții sînt lipsite de rezerve suplimentare de adaptare postelastice (ca la clădirile etajate în cadre), marcînd astfel o mare sensibilitate în raport cu structurile static nedeterminate, putîndu-se ajunge chiar la prăbușiri. De asemenea, o influență defavorabilă o are și oscilația apei din rezervor, care amplifică oscilațiile construcției în ansamblul ei. Aceasta impune ca aceste construcții să fie concepute și dimensionate astfel încît să nu sufere avarii, care le-ar periclita stabilitatea și rezistența și, de asemenea, să fie executate cu mare atenție, calitatea avînd un rol determinant, ca de altfel, la orice structură static determinată. Orice defecțiune de calitate mai ales în secțiunile de la bază ale acestui tip de structuri, poate avea consecințe dezastruoase în cazul unui cutremur de mare intensitate.

La castelele de apă, cutremurele puternice, cum a fost cel din 4 martie 1977, pot provoca suprasolicitări cu formarea unor zone de plastificare la bază și de aceea este important ca structura să aibă suficientă capacitate de rezistență și mai ales o ductilitate sporită. Trebuie ales deci un raport judicios între efortul mediu unitar de compresiune și marca betonului, precum și o armare corespunzătoare, pentru a se putea prelua deplasări mai mari fără a se atinge deformațiile specifice limită la compresiune în beton. O altă problemă, care intervine în cazul comportării la cutremur a castelelor de apă, este necesitatea de a disipa o mare cantitate de energie prin efectul de acțiune neliniară sol-structură, lucru ce nu apare în aceeași măsură la alte construcții și de care trebuie să se țină seama la proiectare.

În legătură cu cele arătate, trebuie subliniată deci, influența asupra comportării la cutremur a castelelor de apă, pe care o pot avea mai ales următorii trei parametri impor-

tanți: caracteristicile de fundare (natura terenului de fundație, adîncimea de fundare, tipul fundației etc.), gradul de umplere al rezervorului (care determină încărcarea verticală, și deci și cea orizontală) și calitatea execuției.

Marea majoritate a castelelor de apă construite în țara noastră, s-au executat mai ales după anul 1960, astfel încît acestea prezintă importanță sub aspectul analizei comportării la cutremur. Castelele de apă de tip vechi, executate înainte de cutremurul din 1940, s-au realizat fie cu rezervoare metalice, susținute pe turnuri metalice sau de lemn, fie din rezervoare de beton armat (tip Intze), de capacitate mică, avînd formă cilindrică, susținute de turnuri din zidărie masivă sau din schelet de beton armat, formînd cadre spațiale. Asemenea castelele s-au executat și în perioada 1940—1950, în special de către căile ferate.

Castelele de apă realizate pe bază de proiecte tip mai ales pentru necesitățile industriei, după anul 1950 și în special după 1960, au avut diferite capacități, ajungînd pînă la 2 000 m³ și au avut la bază o concepție nouă, determinată de necesitatea industrializării execuției [11]. În acest sens concepția integrată din punct de vedere al structurii și tehnologiei prevedea realizarea castelelor de apă din beton armat cu utilizarea turnurilor cilindrice de secțiune inelară, executate în cofraje glisante și continuate cu rezervoare fie de aceeași formă (pentru capacitățile mici), fie de formă tronconică evazată spre partea superioară (pentru capacitățile mari) (fig. VI.103).

La cutremurul din 4 martie 1977, au fost afectate unele castele de apă, înregistrîndu-se atît prăbușiri, cît și avarii de diferite grade.

În ceea ce privește prăbușirile, sînt de semnalat cîteva cazuri (în județele Argeș, Prahova și în jurul municipiului București), reprezentînd o pondere cu totul redusă din totalul castelelor de apă construite (sub 0,25 %). Astfel se menționează:

a) Castelul de apă de 100 m³ capacitate la Combinatul avicol Mihăilești-Argeș, prăbușit prin ruperea la nivelul solului a turnului de

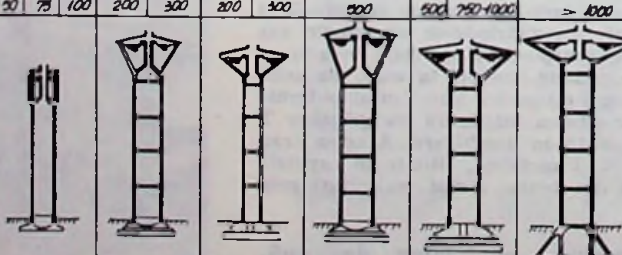
Capacitate (m ³)	Tipurile										Nivelul
	70	75	100	200	300	270	300	300	500	750-1000	
Alcăuire											
Diamețul turnului (m)	4,60	5,30	5,90	5,90	3,70	6,30	5,70	6,30	5,70	> 6,30	
Înălțimea (m)	25			25	30	15	20	25	30	35	> 30
Perioada de construcție (an)	08	09	09	08	09	12-48	08	09	09-16	> 16	

Fig. VI.103. — Tipuri de castele de apă noi, din beton armat, folosite înainte de cutremur.

susținere de 25 m, în urma cedării betonului la compresiune și a smulgerii barelor de armătură φ 28 mm (care au ajutat și la glisarea cofrajului), insuficient ancorate în fundații, și a ruperii celorlalte bare verticale de φ 10 mm. Aceste ruperi s-au produs în partea opusă sensului de prăbușire, pe direcția NE—SV, care a fost direcția predominantă a undei de șoc (fig. VI.104).

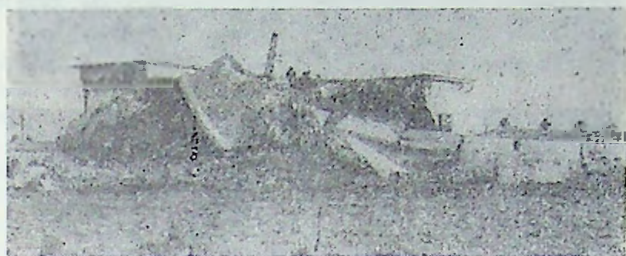


Fig. VI.104. — Castel de apă de 100 m³ capacitate și turn de 25 m, prăbușit la cutremur, prin ruperea turnului la bază. (Combinatul avicol din Mihăilești, județul Argeș).

datorită și unei cedări locale a terenului de fundație; se pare de asemenea că după amor-sarea ruperii a avut loc și o răsucire, probabil datorită și unei amplificări dinamice puternice, producându-se sfărîmarea completă a betonului turnului (datorită și unei calități slabe a acestuia), rezervorul ajungînd la pămînt, lîngă grămada de moloz rezultat prin distrugerea turnului (fig. VI.106).

Analiza cazurilor de mai sus a condus la concluzia că prăbușirile s-au produs în primul rînd datorită intensității mari a acțiunii seismice în zonele unde au fost amplasate castelele de apă respective (intensitate seismică apreciată la 8—9 grade MSK, față de cea normată 7), care — datorită apropierii dintre perioadele de vibrație ale undelor seismice și perioadele proprii ale castelelor de apă — a condus la o amplificare dinamică foarte mare a acțiunii cutremurului, avînd ca rezultat încărcări seismice reale cu mult mai mari decît cele luate în considerare în calcul. La această cauză majoră,

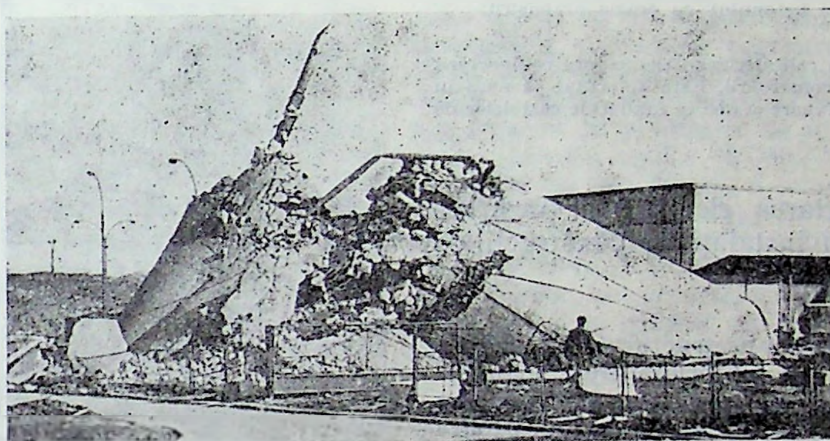


Fig. VI.105. — Castel de apă de 500 m³ capacitate și turn de 30 m. (Întreprinderea de cinescoape — București): Prăbușire pe verticală a turnului, prin rupere în treimea inferioară și sub rezervor.

b) Castelul de apă de 300 m³ capacitate, cu o înălțime a turnului de susținere de 40 m, la Întreprinderea de industrializarea laptelui din București-Militari, prăbușit, după o tasare apreciabilă a terenului (sensibil la înmuiere) și o forfecare a turnului la încastrare în fundație, în dreptul ușii de acces.

c) Castelul de apă de 500 m³ capacitate, cu o înălțime a turnului de 30 m, la Întreprinderea de cinescoape din București-Pipera, unde s-a produs prăbușirea pe verticală, dar cu o cedare a turnului în treimea sa superioară; la acest castel se pare că rezervorul a fost plin cu apă și se presupune că a avut loc un fenomen de puternică amplificare dinamică intrucît betonul a fost de bună calitate, iar armarea a fost corect executată (fig. VI.105).

d) Un castel de apă de 2 000 m³ capacitate, cu o înălțime a turnului de 30 m, la Întreprinderea de mașini grele din București-Berceni, la care s-a observat o scufundare pe verticală

s-au adăugat, desigur, o serie de alte cauze ca: unele comportări mai slabe ale terenului de fundație precum și defecțiuni de execuție (betone slabe, armături necorect amplasate sau ancorate insuficient în fundație etc.), care au avut o mare influență, mai ales în apropierea secțiunii de bază unde s-au produs și concentrări de eforturi datorită descreșterii bruste a rigidității turnului în dreptul ușii de acces.

În ceea ce privește avariile constatate la unele castele de apă se menționează că apariția lor cea mai frecventă s-a produs tot în secțiunile cele mai solicitate, în general de la baza turnurilor și uneori chiar mai sus, pe fața corespunzătoare direcției predominante de acțiune a undelor seismice (fig. VI.107). Acestea s-au manifestat la castele de apă de diferite capacități situate în localitățile afectate de cutremur, avînd o gravitate variabilă, de la simple fisuri orizontale fine, caracteristice zonelor tensionate, fisuri orizontale mai pronunțate și pătrunse mai ales în zona ușii de acces, mergînd pînă la fisuri orizontale mai mari, complet pătrunse, cu beton exfoliat și armătura longitudinală aflată în apropiere de curgere, dezgolită pe o lungime de câțiva centimetri. Cauzele avarilor sînt de aceeași natură cu cele menționate la prăbușiri, acționînd, desigur într-o măsură mai redusă. Se menționează însă

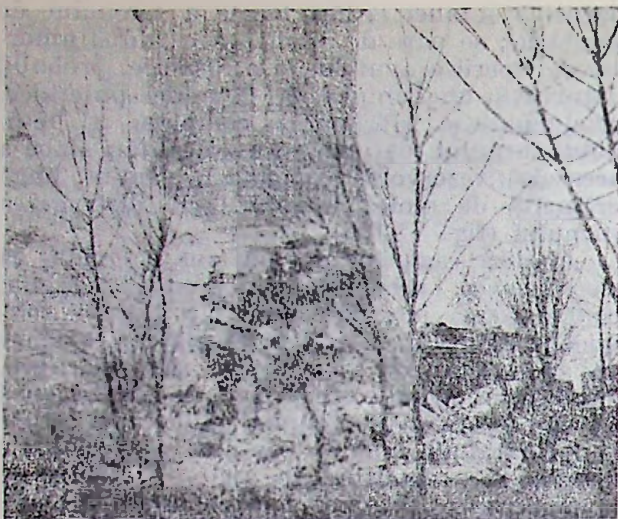


Fig. VI.106. — Castel de apă de 2000 m³ capacitate și turn de 30 m. (Întreprindere de mașini grele, IMGB — București): Prăbușire pe verticală a turnului, prin cedarea terenului de fundație și ruperea turnului în treimea superioară, cu sfărâmarea completă a betonului, cu ocazia prăbușirii.

și aici influența mare a calității execuției asupra comportării la cutremur a acestor construcții. Este de arătat că nu s-au semnalat avarii la rezervoare și nici la fundațiile castelilor de apă.

VI.4.5. Comportarea elementelor nestructurale și instalațiilor construcțiilor industriale

VI.4.5.1. Elemente nestructurale. a) *Pereții exteriori*, atît cei din materiale grele (panouri de beton armat, zidărie de cărămidă sau blocuri ceramice), cît și cei din materiale ușoare (asbociment ondulat, asbopan, tablă cutată, profilat, beton celular autoclavizat) s-au comportat bine la cutremur, cu puține excepții cînd s-au constatat unele avarii cum ar fi, de exemplu:

- fisuri și mici crăpături în zidăriile de cărămidă sau de beton celular autoclavizat, mai ales la cele dispuse între stîlpii structurii de rezistență, precum și la rosturile de dilatare;

- spargeri locale ale elementelor de tip profilat, mai ales în apropierea rosturilor de dilatare ale clădirilor;

- ciobiri ale colțurilor la unele panouri de beton celular autoclavizat și unele desprinderi sau căderi ale panourilor, datorită prinderilor necorespunzătoare pe stîlpi.

Trebuie făcută o mențiune specială cu privire la comportarea nesatisfăcătoare a zidăriei unor timpane și atice de mare suprafață pe fațadele longitudinale, unde au apărut fisuri și crăpături mai mari și chiar dislocări cu prăbușiri parțiale sau totale.

b) *Pereții interiori* din zidărie de cărămidă sau blocuri ceramice s-au comportat în multe cazuri nesatisfăcător, în special atunci cînd acești pereți au avut înălțime mare și au fost

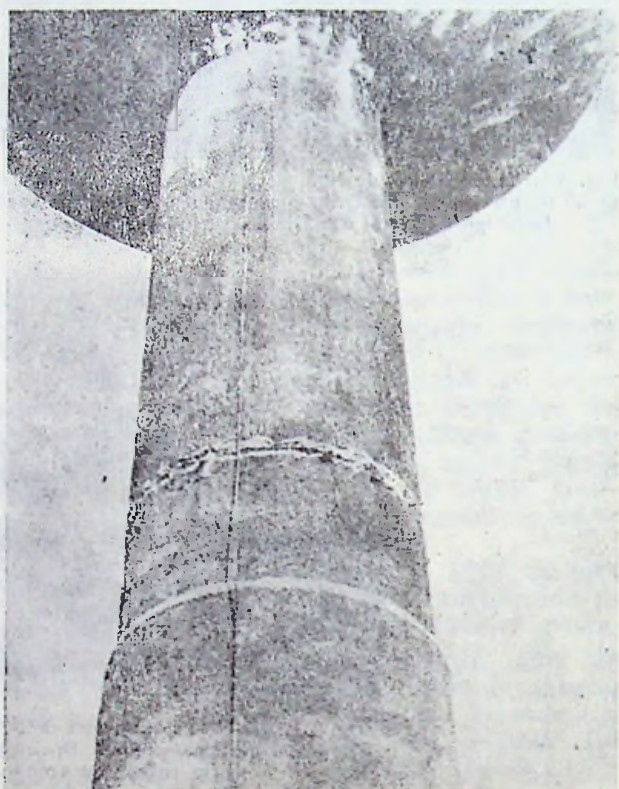


Fig. VI.107. — Avarii provocate de cutremur la castele de apă: a — Întreprinderea de piese turnate — Cîmpina, jud. Prahova. Castel de apă de 1000 m³ capacitate (avarierea turnului la bază, cu exfolierea betonului și flambarea armăturii); b — Uzina Mija, jud. Dîlbovița. Castel de apă de 1000 m³ capacitate (ruperea turnului la cota +21,00 m, deasupra unei consolidări anterioare de la cota +18,0 m).

lipsiți de centuri de beton armat sau atunci cînd au fost împănați între elementele structurii, provocînd atît deteriorări ale acesteia (cum s-a arătat), cît și deteriorări ale pereților propriu-ziși (fisuri, crăpături, dislocări etc.). Pereții ușori de tip glaswand metalic, din profilat, asbociment, asbopan sau chiar din panouri de beton celular autoclavizat, au avut o comportare foarte bună, datorită prinderilor elastice care au permis deplasări relative între structură și perete.

VI.4.5.2. *Instalații*. Instalațiile din clădirile industriale au avut în general o comportare bună, datorită elasticității lor, neînregistrîndu-se în general avarii directe. Avarii au apărut

numai atunci cind a fost avariata partea de construcție (structura și în general pereții), care susțineau instalațiile, mai ales în punctele unde erau concentrate echipamente mai multe de instalații.

În puține cazuri s-au semnalat și unele defecțiuni directe la rețelele de instalații, cum ar fi, de exemplu, ruperea unor conducte prin forfecare, deformări de conducte și mai ales smulgerea elementelor de fixare.

Constatările făcute cu privire la avarierea instalațiilor au pus în evidență necesitatea sectorizării rețelelor de instalații, pentru a reduce durata și volumul scoaterii din funcțiune, în cazul unor avarii locale, precum și corelarea elasticității instalațiilor cu cea a construcțiilor, prin proiectarea unor legături elastice la fixarea pe construcție sau la trecerea prin construcție. De asemenea, se consideră rațional ca instalațiile grele să fie montate în exterior sau la nivelurile inferioare.

VI.5. Comportarea la cutremur a construcțiilor agrozootehnice *)

VI.5.1. Date și considerații generale

Construcțiile agrozootehnice sînt în marea lor majoritate similare unor construcții industriale, dar prin amplasarea și modul lor de exploatare constituie totuși o categorie aparte, influențată mai mult — sub aspectul comportării la cutremur — și de calitatea execuției.

În categoria construcțiilor agrozootehnice se cuprind construcțiile specifice diferitelor sectoare de activitate legate direct de agricultură și zootehnie și anume: adăposturi pentru animale și păsări, silozuri de cereale, magazine de cereale, fabrici de nutrețuri combinate, sere și silozuri, depozite de legume și fructe, mori, stații de condiționat semințe, centre de vinificare și depozitare a vinului. În cadrul acestor grupe au existat — în zonele afectate de cutremur — atît unele construcții vechi, cit și numeroase construcții noi executate după 1950, odată cu începerea dezvoltării agriculturii socialiste.

Comportarea la cutremur a construcțiilor agrozootehnice a fost foarte variată, depinzînd de o serie de factori între care un rol important trebuie atribuit, pe de o parte, vechimii construcțiilor (construcții vechi realizate în general înainte de 1950 și mai ales înainte de 1940 și construcții noi, realizate după anul 1950) și influenței diferitelor acțiuni exterioare exercitate asupra acestor construcții, în perioada dinainte de cutremur, iar, pe de altă parte,

*) La stabilirea modului de comportare a construcțiilor agrozootehnice o contribuție importantă reprezintă datele colectate și analizele efectuate în cadrul institutului de proiectări ISPCAI, sub coordonarea ing. TUDOR DINESCU.

intensității mișcărilor seismice în diverse zone în care au fost amplasate aceste construcții.

Pe ansamblul ramurii agrozootehnice au fost afectate mai grav construcțiile vechi (grajduri, clădiri parter cu diverse destinații etc.) la care s-au înregistrat prăbușiri mai ales în județele Prahova și Giurgiu, precum și cazuri de avarii grave.

VI.5.2. Comportarea silozurilor de cereale

Dintre toate tipurile de construcții agrozootehnice, silozurile de cereale au avut o comportare mai caracteristică la cutremur din 4 martie 1977 și a făcut obiectul unei analize mai detaliată din partea specialiștilor [10].

Data fiind importanța producției de cereale în economia țării noastre, construcția de silozuri a constituit o preocupare continuă a constructorilor români, încă de la sfîrșitul secolului trecut și începutul celui prezent (prin construcția silozurilor portuare de la Brăila, Galați și Constanța, sub conducerea ing. Anghel Saligny), iar în timpurile mai recente, o acțiune mai intensă de construire de silozuri de cereale de capacitate medie (6 000—10 000 tone) în stațiile de cale ferată, a avut loc în perioada 1935—1940. Acestea sînt silozurile considerate ca *silozuri vechi* de tip monobloc alcătuite din celule pătrate (3,0 × 3,0 m), dreptunghiulare sau, mai rar, octogonale, cu înălțimea de 22 m și cu pereții în general din beton armat monolit (uneori din zidărie armată). Celulele sînt fondate pe un radier general și au o galerie superioară pentru redlere cu structură în cadre de beton armat și închideri din zidărie de cărămidă, precum și un turn de mașini în partea centrală de 38 m înălțime, cu structura tot din cadre de beton armat și închideri din zidărie de cărămidă (fig. VI.108).

Silozurile noi de cereale construite după 1950, au constituit într-o primă etapă, extinderea silozurilor construite înainte de 1940, prin adăugarea unor grupuri de celule circulare cu diametrul de 6,00 m și de aceeași înălțime de 22 m, cu acoperiș de asbociment. Ulterior, într-o a doua etapă după anul 1962, s-au construit silozuri de mare capacitate (10 000—25 000 tone) alcătuite din baterii de celule circulare tangente, cu diametrul de 7,25 m și înălțime pînă la 24 m, cu pereți de beton armat monolit, realizate în cofraje glisante, cu galerii superioare tot din beton armat monolit și un turn de mașini cu pereți de beton armat monolit, depășind cu circa 20 m înălțimea celulelor. După 1967 s-a trecut la tipuri de silozuri mai mari, avînd celulele de același diametru, tot cu pereți de beton armat monolit, dar cu înălțimi de 26—36 m, fondate pe radiere generale, cu turnuri de mașini avînd structura în cadre și ajungînd pînă la 60 m înălțime (fig. VI.109).

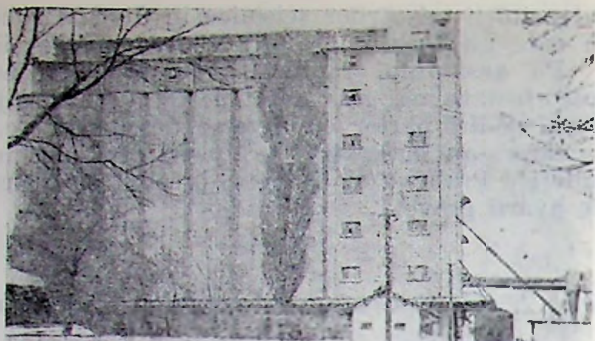


Fig. VI.108. — Silozuri vechi de cereale, tip monobloc, din beton armat monolit ($h = 22$ m), construite înainte de 1940.

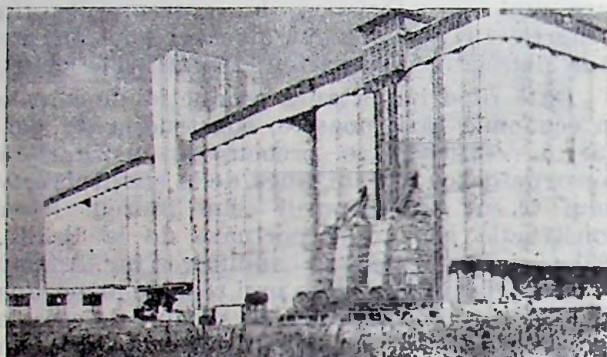


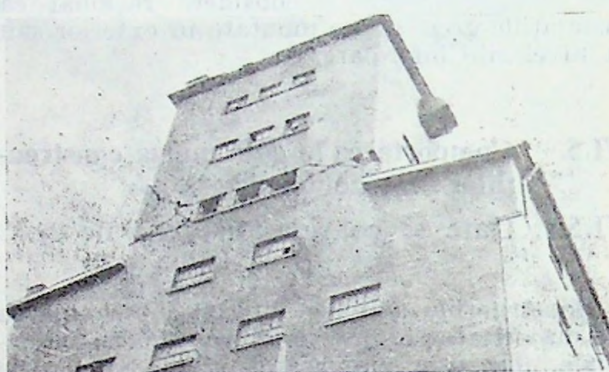
Fig. VI.109. — Silozuri noi de cereale de mare capacitate, din beton armat monolit ($h = 26 \dots 36$ m), construite după 1967.

Comportarea la cutremurul din 4 martie 1977 a silozurilor de tip vechi, a fost în general bună (mai ales dacă se ține seama de faptul că aceste construcții au suportat și cutremurul din 10 noiembrie 1940), avariile apărute la unele elemente neducând la distrugerea lor și putând fi ușor remediate. Deteriorările cele mai frecvente (fig. VI. 110) au constat în: avarierea stâlpilor interiori la galeriile inferioare (fisuri în proporție de 20—70% la silozurile din Zimnicea-Port, Alexandria, Brăila etc.), avarierea stâlpilor (fisuri) și zidărilor de închidere (crăpături și dislocări) la galeria superioară la o serie de silozuri (Jiul, Cilibia, Negru Vodă, Cobadin, Medgidia etc.), precum și avariile la structura de beton armat (fisuri și uneori ruperi în stâlpi la primele și la ultimele niveluri) și a zidăriei de la turnul mașinilor, mai ales în porțiunea elevatoarelor, precum și la galeria superioară la mai multe silozuri (Alexandria, Bărăganu, Cilibia, Căzănești, Jiul etc.). Nu s-au constatat avariile la celulele silozurilor.

În ceea ce privește silozurile noi, care au avut capacitatea și înălțimi mai mari, față de volumul mare de construcții realizate în zonele afectate de cutremur, se poate aprecia o comportare, în general, bună la cutremur; au fost constatate însă și unele avarii la silozurile foarte mari, construite după 1967. Aceste avarii nu au afectat însă corpul principal al silozurilor cu bateriile de celule, care au avut o comportare bună. Astfel, s-au constatat avariile mai grave



a



b

Fig. VI.110. — Avarii provocate de cutremur la silozurile vechi de cereale; a — Avarii la stâlpii de beton armat (silozul de la Cilibia-Buzău); b — Avarii la zidăria turnului mașinilor.

numai la galeriile superioare (fig. VI.111) printre care se citează prăbușirea galeriilor superioare la 3 din cele 4 baterii existente de la silozul Buzău, prin ruperea stâlpilor la forfecare și deteriorarea gravă a acestora la cea de-a patra baterie precum și la alte silozuri din zonele sudice ale țării afectate de cutremur. La aceste silozuri și pereții exteriori ai galeriilor superioare prezintă degradări sub formă de fisuri, crăpături, unele dislocări și chiar prăbușiri parțiale. Cauzele principale ale acestor avarii la galeriile superioare ale silozurilor noi, constau în intensitatea mare a mișcării terenului în zonele afectate de cutremur și amplificarea dinamică importantă la nivelul acestor galerii datorită atât unor efecte de torsiune, cât și diferențelor mari de rigiditate între structura galeriilor și cea a celulelor de siloz, precum și efectului de încastrare a stâlpilor galeriilor în zidăria parașetilor (ceea ce a scurtat lungimea de lucru a stâlpilor, reducând ductilitatea acestora și așa destul de mică, ținând seama și de armarea transversală relativ slabă); ca urmare s-a depășit mult valoarea încărcărilor orizontale luate în considerare la calcul, fără a exista o capacitate corespunzătoare de deformare inelastică.

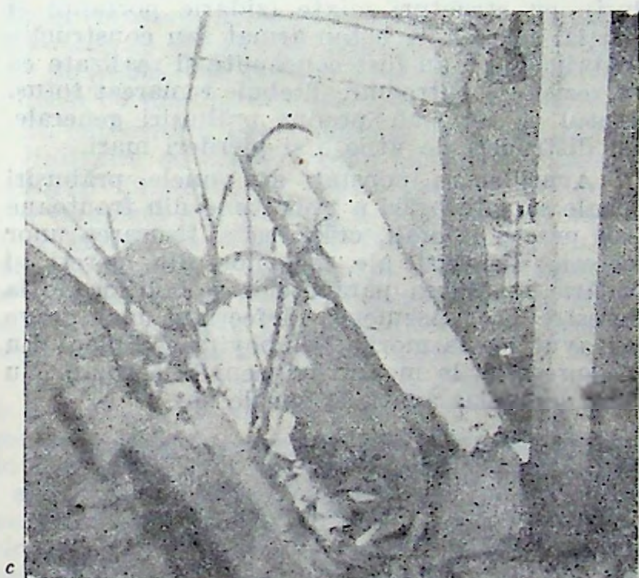
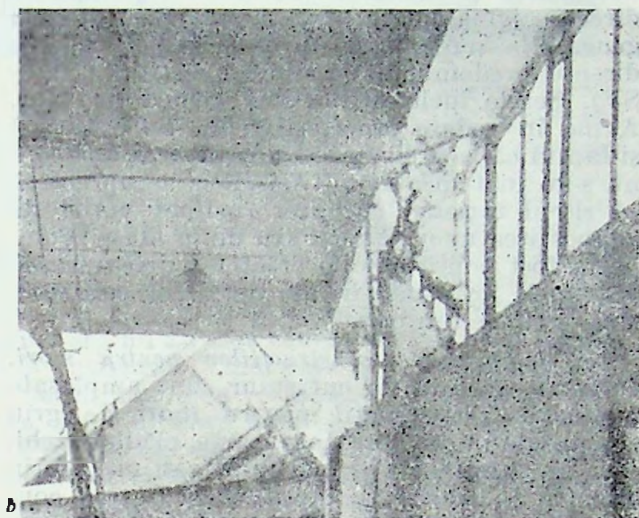
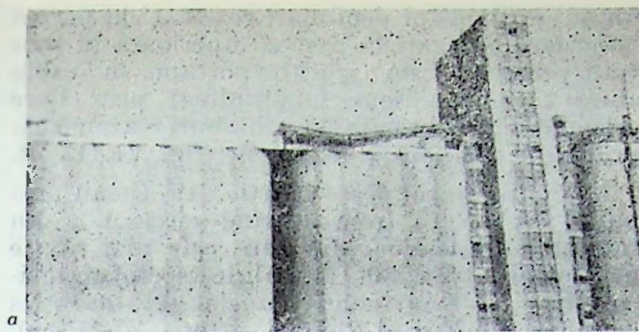


Fig. VI.111. — Avarii provocate de cutremur la silozurile noi de cereale. Ruperi de stâlpi și prăbușiri la galeriile superioare. Siloz Buzău-Sud: *a* — Vedere de ansamblu, cu galeria superioară prăbușită; *b, c* — Galeria superioară prăbușită, stâlp exterior rupt.

În afară de avariile grave ale galeriilor superioare menționate mai sus, s-au constatat unele avarii locale de importanță mai redusă (fig. VI.112) la pereții unor celule exterioare constând în fisuri orizontale, uneori exfolieri

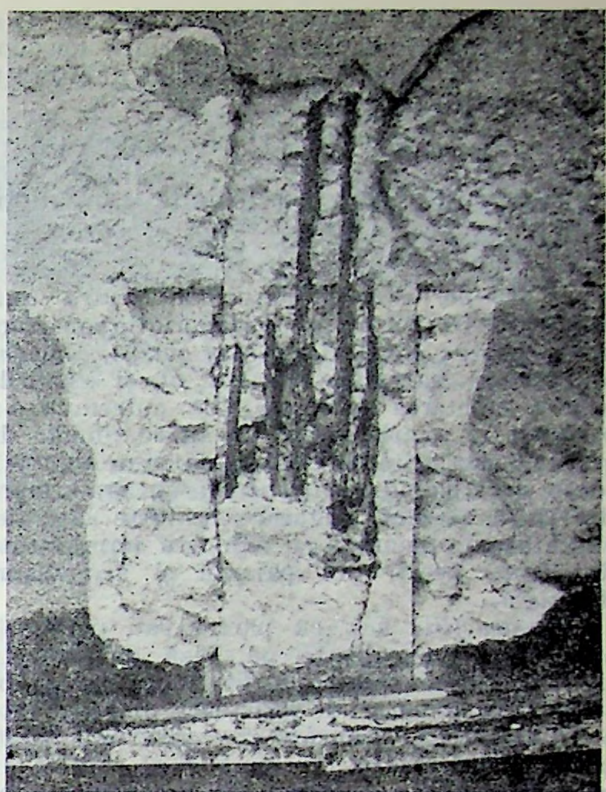


Fig. VI.112. — Avarii provocate de cutremur la silozurile noi de cereale: *a* — Beton distrus și armătură dislocată la un nod de cadru (siloz Orbeni-Bacău); *b* — Fisuri orizontale în pereții celulelor la silozul Focșani.

ale betonului la celulele de colț datorită unor concentrări de eforturi de compresiune, ca urmare a acțiunii indirecte a încărcărilor orizontale seismice cit și unor defecțiuni de execuție mai ales la rosturile de turnare; de asemenea, s-au constatat unele avarii la galeriile inferioare ale unor silozuri (fisuri la stâlpi sub nivelul planșeului, sau la pereții galeriei precum și la alte elemente).

Pentru îmbunătățirea comportării la cutremur a silozurilor noi de cereale, este necesară reducerea greutateii galeriilor superioare, prin înlocuirea acoperișului și a închiderilor exte-

rioare grele cu elemente ușoare, precum și o îmbunătățire a calculului și alcătuirii lor constructive, în special sub aspectul ductilității unor elemente.

VI.5.3. Comportarea celorlalte construcții agrozootehnice

a) *Comportarea adăposturilor pentru animale și păsări.* Din această categorie de construcții fac parte: *grajdurile pentru bovine, cabaline și porcine; saivanele pentru oi și clădirile pentru creșterea păsărilor.* La cutremur s-a prăbușit și avariat grav un mare număr de grajduri (majoritatea fiind grajduri de bovine), toate constituind *clădiri vechi* cu grad mare de uzură și fără asigurare la forțe laterale, executate în general cu schelete improvizate din lemn, pereți din paiață și acoperișuri din țiglă.

Construcțiile noi, cu parter sau parter + etaj au fost realizate pe bază de proiecte tip, având o conformare antisismică corespunzătoare, pe structuri de rezistență din elemente prefabricate de beton armat (cadre) sau pereți portanți din zidărie (cu simburi și centuri de beton armat) și acoperișuri din chesoane prefabricate (uneori din plăci de asbociment), cu pereți despărțitori și de umplură din cărămidă sau înlocuitori. Aceste construcții au avut o comportare bună la cutremur, la adăposturile propriu-zise neînregistrându-se nici o prăbușire sau avarie gravă, care să ducă la scoaterea lor din funcțiune. Au existat numai unele avarii ușoare (fisuri în stilpi sau în îmbinări) cu caracter local, ușor de remediat.

b) *Comportarea serelor.* Serele sunt construcții cu caracter permanent, închise și acoperite cu geamuri (spre deosebire de solarile provizorii, acoperite cu polietilenă), a căror construcție a luat o mare dezvoltare abia după anul 1960, ajungându-se înainte de cutremur la circa 1 000 ha (din care, circa 700 ha amplasate în zona afectată de cutremur). Acestea au avut structura de rezistență din profile metalice, cu deschideri de 3,20 m și travei de 3,00 m,

formată din stilpi pendulari rezemați la partea inferioară și legați la partea superioară în sens transversal cu un jgheab portant în tabla zincată, iar în sens longitudinal prin bare horizontale prefabricate. Pe jghiaburi reazemă căpriorii din profile T₃ și geamurile (fig. VI.113 a).

La cutremurul din 4 martie 1977 s-au prăbușit unele sere (reprezentând circa 1% din totalul suprafețelor) din care cele mai multe la Întreprinderea 30 Decembrie (sectorul agricol Ilfov) și s-au inclinat unele sere mai ales în zona București-Ploiești (fig. VI.113 b). Prăbușirea și inclinarea serelor s-a produs pe direcția jghiaburilor și a contravinturilor, în general la serele care au avut jghiaburile pe direcția predominantă a undelor seismice (NE—SV). Serele înclinate au fost remediate ușor. Având în vedere procentul redus de prăbușiri și faptul că la proiectarea și realizarea acestora nu s-au luat măsuri antisismice, se apreciază că riscul rațional acceptat (nefiind vorba de adăpostirea unor oameni sau de produse scumpe) a fost confirmat de efectele cutremurului, dar unele îmbunătățiri ale detaliilor constructive sînt necesare.

c) *Comportarea construcțiilor pentru mori.* În zona afectată de cutremur, sînt amplasate numeroase construcții pentru mori de grâu și porumb, în cea mai mare parte, clădiri vechi, care au suferit avarii mai mult sau mai puțin importante, datorită faptului că aceste construcții avînd înălțime relativ mare (5—7 niveluri), cu structuri mixte (zidărie portantă și parțial schelet de beton armat sau construcție metalică), nu au fost concepute și realizate ca să reziste la cutremur. Trebuie remarcat totuși faptul că nu s-au produs prăbușiri generale, cu distrugerii de utilaje și pierderi mari.

Avariile au constat din unele prăbușiri locale sau dislocări a unor zone din frontoane sau pereții laterali, crăparea și fisurarea unor pereți, dislocări ale grinzilor din pereți și zidărie, fisurarea parapetelor și bolților de la ferestre etc. Asemenea defecțiuni mai grave au avut loc la morile Dimbovița și Spicul din București și la moara Brinceni-Teleorman. Nu s-au semnalat avarii la morile noi.

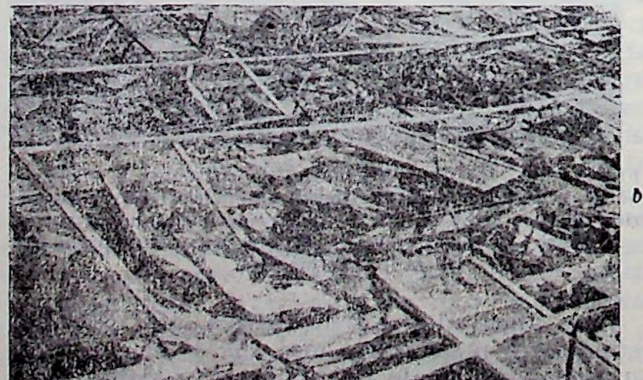
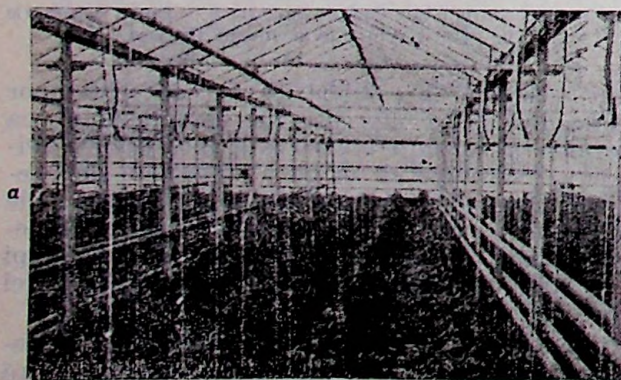


Fig. VI.113. — Comportarea serelor legumicole la cutremur: a — Complex de sere legumicole, înainte de cutremur; b — Sere legumicole prăbușite la cutremur.

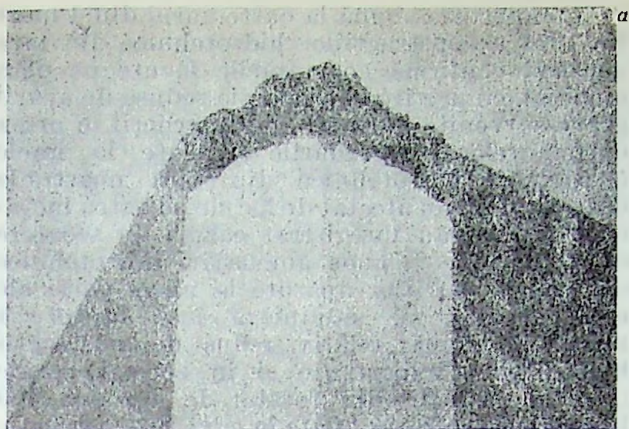


Fig. VI.114. — Comportarea la cutremur a construcțiilor pentru centre de vinificare și depozitare a vinului: a — Avarierea la capătul superior a unui stîlp de susținere de beton armat, pentru linurile de vin; b — Ruperea și prăbușirea cisternelor de vin din polstif.

d) *Comportarea construcțiilor pentru centre de vinificare și depozitare a vinului.* Centrele de vinificare din podgorii și cele de depozitare a vinului amplasate în centrele de consum cuprind atît multe clădiri vechi (realizate înainte de 1950) cît și clădiri noi (realizate după 1950). Clădirile vechi pentru asemenea destinații sînt în general construcții cu subsol și parter, din ziduri de cărămidă și acoperișuri din lemn cu țiglă, care nu au fost concepute pentru a rezista la cutremur. Vinul este păstrat în cisterne de beton sau lemn. Clădirile noi pentru centrele de vinificare sau depozitare a vinului, sînt construcții cu schelet de beton armat cu subsol, parter și 1... 2 niveluri, folosind pentru depozitarea vinului mai multe soluții: budane de lemn, cisterne de beton protejate contra acțiunii corozive, cisterne metalice și în ultimul timp cisterne de polstif (poliesteri armați cu fibre de sticlă), în general de formă cilindrică verticală cu diametrul de 3,00 și 9 m înălțime.

La cutremurul din 4 martie 1977, centrele de vinificare cu clădiri vechi, au suferit unele degradări importante, constatîndu-se prăbușirea completă sau parțială a unor clădiri etajate (Centrul de vinificare Boldești-Prahova), crăparea puternică a pereților la construcțiile din mai multe centre (din care unele au trebuit demolate), precum și fisurarea și crăparea unor pereți și frontoane la aceleași centre.

La centrele de vinificare noi și la centrele de depozitare au fost constatate unele avarii ușoare la structura de rezistență, constînd din fisuri în pereți sau în stîlpii de susținere a acoperișului (Valea Călugărească, Tohani) unele fisuri în stîlpii de legătură cu corpul bazinelor (fig. VI.114, a), cu degradări ale betonului și uneori flambarea armăturii, fisuri în pereți și planșee etc. Un aspect important îl reprezintă recipientii pentru vin, la care trebuie subliniată comportarea nesatisfăcătoare a unor cisterne din polstif (fig. VI.114 b), care s-au degradat prin ruperea în zona de fund și la stuturile legate rigid de rețeaua de conducte, conducînd la pierderi importante de vin, la o serie de centre.

e) *La alte grupe de construcții agrozootehnice și anume: magazii de cereale, fabrici de nutre-*

țuri combinate, depozite de legume și fructe, stații de condiționat semințe, nu s-au constatat decît unele avarii reduse, în general de tipul celor menționate, la elementele de beton armat sau zidărie.

VI.6. Comportarea la cutremur a construcțiilor hidrotehnice *)

VI.6.1. Date și considerații generale

Construcțiile hidrotehnice reprezintă în general lucrări de artă masive, cu un rol însemnat în economia unei țări, fiind concepute și executate pentru a avea o mare durabilitate în timp. Ca urmare, astfel de construcții trebuie să prezinte o siguranță mare și o comportare bună și la acțiuni extraordinare, cum sînt cutremurele de pămînt. Solicitățile seismice pot avea efecte însemnate asupra siguranței construcțiilor hidrotehnice și în special a barajelor, putînd provoca avarierea acestora (distrugeri ale unor părți din baraj, dislocări și fisuri, în special la partea superioară și la contactul cu fundația, alunecări de versanți în zona barajului sau lacului, deplasări remanente ale fundației, deteriorări ale dispozitivelor de etanșare și sporirea infiltrațiilor etc.), avînd ca urmare uneori chiar scoaterea lor din funcțiune. Acțiunea cutremurului asupra construcțiilor hidrotehnice, manifestată prin deplasări ale toare și defazate ale fundației și versanților ca urmare a vitezelor finite de propagare a undelor seismice, produce fenomene complexe ca: vibrații de răspuns ale structurii, oscilații ale masei de apă din lacurile de acumulare, care la suprafață se manifestă sub formă de valuri seismice, unde de compresie din masa de lichid pe paramentul amonte etc. [13].

Proiectarea antiseismică a construcțiilor hidrotehnice și mai ales a barajelor mari, comportă

*) La stabilirea modului de comportare la cutremur a acestei categorii de construcții, o contribuție importantă reprezintă datele colectate și analizele efectuate sub îndrumarea prof. dr. doc. Ing. RADU PRIȘCU, în cadrul Institutului de construcții București și a Institutului de cercetări hidrotehnice (prof. dr. doc. ing. SIMION HÂNCU).

probleme dificile, atât datorită răspunsului dinamic al acestor structuri, influențat de foarte mulți factori (particularități structurale ale construcțiilor, caracteristicile mecano-elastice variate ale terenului de fundație, conclucrarea structurii cu fundația, efectele hidrodinamice ale apei din lacuri etc.) și ca urmare a complexității analizei prin calcul a comportării la cutremur a structurilor, cât și sub aspectul implicațiilor tehnico-economice ale alegerii parametrilor mișcărilor seismice de calcul, ținând seama de riscul seismic, respectiv de frecvența cutremurelor de mare intensitate.

Datele cunoscute din literatura de specialitate confirmă, în cea mai mare parte, buna comportare a construcțiilor hidrotehnice realizate în diferite țări la acțiuni seismice, în general fiind semnalate numai puține avarii ale acestor construcții. Astfel, în ceea ce privește avarierea barajelor datorită cutremurelor, s-a constatat că, în general, nu s-au produs avarii mai importante la barajele de beton, semnalându-se în schimb numeroase avarii la barajele de pământ (dislocări, fisuri sau crăpături adinci, alunecări, infiltrații sporite urmate de spălări ale materialului etc.), mai ales la cele cu structură neomogenă și cu diferență mare de rigiditate între prisme componente (în special barajele cu nuclee rigide sau diafragme de beton) precum și la cele executate prin hidromecanizare. Cauzele principale ale avariilor produse la barajele de pământ, ca urmare a cutremurelor, constau mai ales în comportarea necorespunzătoare la solicitări dinamice importante a materialelor necoezive din care au fost alcătuite barajele sau terenul de fundație al acestora și în special a nisipurilor saturate care pot ajunge în faza de lichiefiere. De asemenea s-au semnalat, în alte țări, cazuri când astfel de avarii s-au produs, mai ales la barajele înalte, chiar în zone cunoscute ca având o intensitate seismică redusă, ca urmare așa-zisei „seismicități induse”, respectiv a dezechilibrului geologic și hidrologic provocat în zona respectivă (prin modificarea eforturilor unitare și a deformațiilor scoarței terestre) datorită greutateii și presiunii apei din lacurile de acumulare de mare volum, a variației lor în timp și a infiltrației apelor la adâncimi mari.

Mult mai multe avarii și accidente s-au produs în timpul cutremurelor la lucrările de îndiguire, situate mai ales în terenuri aluvionare cu granulație fină, saturate de apă și construite în general din materiale necoezive (nisipuri fine cu conținut redus de argilă) — executate de regulă prin hidromecanizare — și care sînt realizate fără compactare sau numai cu o compactare ulterioară sumară. Asemenea materiale au o comportare cu totul defavorabilă la acțiuni seismice, fiind foarte susceptibile de a fi supuse fenomenului lichiefierii, ca urmare a vibrațiilor produse de cutremur, producându-se astfel tasări, alunecări, crăpături, deplasări mari și chiar distrugerii totale (fig. V.38), așa cum s-a arătat în capitolul V.

Comportarea bună la cutremurul din 4 martie 1977 a construcțiilor hidrotehnice din țara noastră, confirmă constatările făcute pe plan mondial, cu privire la proporția redusă de avarii grave survenite la astfel de construcții în urma cutremurelor. Degradările apărute la unele construcții hidrotehnice din țara noastră la cutremur, nu au afectat de loc stabilitatea lucrărilor și nu s-au înregistrat cazuri de scoatere din funcțiune a unor amenajări hidrotehnice din cauza avariilor apărute la unele părți ale construcțiilor. Se subliniază însă faptul că numai un număr relativ redus de construcții hidrotehnice importante și în special baraje mari și mijlocii (din totalul de aproape 100 baraje existente sau aflate în curs de construcție în țara noastră) sînt amplasate în zonele seismice cu intensități mari observate la recentul cutremur, astfel încît nu s-au depășit, în nici unul din cazuri, solicitările de calcul la care au fost verificate construcțiile respective. De asemenea este de menționat și împrejurarea că nivelurile scăzute ale apei din lacurile de acumulare din perioada respectivă a contribuit în măsură importantă la reducerea solicitărilor, față de schema de încărcare statică cea mai defavorabilă.

VI.6.2. Comportarea barajelor

Seismul din 4 martie 1977 a surprins barajele din țara noastră în cea mai mare parte încă neechipate cu aparatura specială necesară pentru înregistrarea caracteristicilor mișcărilor seismice produse de un cutremur natural. Numai trei baraje (Izvorul Muntelui-Bicaz, Vidraru-Argeș și Vidra-Lotru) erau dotate cu aparatură pentru înregistrarea cutremurelor induse artificiale.

Din măsurătorile efectuate cu aparatura obișnuită de supraveghere, înainte și după cutremur, precum și din observațiile vizuale și verificările făcute pe teren după cutremur, au putut fi consemnate unele constatări asupra comportării acestor construcții [12].

a) La barajul *Izvorul Muntelui-Bicaz* (județul Neamț), de tipul „baraj de greutate” din beton, cu înălțimea maximă de 127 m construit pe gresii de Tarcău, infiltrațiile totale au crescut de la 50 l/min (2 martie 1977) la 105 l/min (5 martie 1977), pentru ca în zilele următoare să revină la 75 l/min. Deformațiile barajului au arătat o deplasare neînsemnată a acestuia, spre amonte, de 0,2 mm. Rosturile, galeriile, paramentele barajului și versanții nu au prezentat nici un fel de deteriorare.

b) La barajul *Poiana Uzului* (județul Bacău), de tipul „cu contraforți” din beton, cu înălțimea maximă de 80 m, construit pe gresii de Tarcău, infiltrațiile din corpul și fundația barajului s-au menținut la valori normale. S-a constatat numai căderea unor bavuri de beton la

rosturile contraforților. Unele mărturii ale unor persoane aflate în zonă în timpul cutremurului menționează mișcări puternice pe verticală ca și apariția unor valuri și undiri la suprafața lacului de acumulare.

c) La barajul de beton de la *Negovanu-Sadu* (județul Sibiu), de tipul „în arc”, cu înălțimea maximă de 62 m, construit pe o formație de gnaise, au fost puse în evidență numai niște fisuri orizontale fine în regiunea centrală a barajului de la paramentul aval (la circa 10 m sub coronament), fără a se putea stabili o legătură directă cu cutremurul.

d) Celelalte baraje mari de beton și anume: barajul Vidraru-Argeș, de tip „în arc cu dublă curbă” cu înălțimea maximă de 167 m; barajul Porțile de Fier, de tip „de greutate deversant” cu înălțimea maximă de 60 m; barajul Tarnița-Someș (județul Cluj) de tip „în arc cu dublă curbă”, cu înălțimea maximă de 98 m; barajul Strîmtori-Firiza (județul Maramureș) de tip „cu contraforți” cu înălțimea maximă de 52 m, au avut o comportare foarte bună la cutremur, fără a se înregistra nici un fel de avarie sau anomalie.

De asemenea la barajul Vidra-Lotru (județul Vilcea) de tip „de anrocamente cu nucleu de argilă”, cu înălțimea maximă de 123 m, nu s-a semnalat nici o deformație, fisură sau modificare la debitul de infiltrație. La barajul de pământ Pucioasa (județul Dâmbovița) cu o înălțime maximă de 30,5 m, construit pe o formație de marne argiloase compacte, pe o lungime de peste 3 000 m (inclusiv digul de limitare a cuvetei), s-au constatat tasări pe o lungime de 10 m, atingând 10 cm, precum și o mărire a debitului de infiltrație, fără a se ajunge la situații periculoase.

Înregistrările de după cutremurul din 4 martie 1977 ale stațiilor seismice de la barajele Argeș, Lotru și Bicaz, au arătat că activitatea seismică în întreg conul carpatic și în zona adiacentă, deci și zonele lacurilor de acumulare ale celor trei baraje, a crescut ca urmare a seismului, ceea ce impune analiza atentă a riscului seismic pentru viitoarele mari construcții din aceste zone.

Comportarea bună a barajelor din țara noastră la cutremurul din 4 martie 1977, se explică, în afară de împrejurările semnalate mai sus, și prin rezervele de rezistență și stabilitate conferite de o proiectare atentă (la care pe lângă încărcările gravitaționale se iau în considerare importante componente orizontale, reprezentând efectul presiunii hidrostactice), prin adoptarea unei alcătuirii adecvate și a unei rezistențe și rigidități ridicate a structurilor precum și datorită unei execuții îngrijite [13].

VI.6.3. Comportarea altor lucrări hidrotehnice

La lucrări de *diguri și baraje mici de pământ*, s-au constatat, în timpul cutremurului din 4 martie 1977, unele degradări mai importante, datorită fundațiilor aluvionare, saturate de apă, a materialelor mai puțin coezive din care sînt realizate ca și gradului de compactare mai redus. Toate acestea au constituit premise



Fig. VI.115. — Crăpături în diguri de pământ, cauzate de cutremur.

pentru lichefierea fundației și chiar a digurilor umectate, în urma mișcărilor produse de seism, însoțite de apariția unor refulări de nisip cu apă din subteran, fisuri sau crăpături longitudinale și transversale deschise (pe coronament, taluze și banchete, uneori prin tot corpul digului și pătrunzînd în terenul de fundație, precum și în terenul înconjurător), alunecări de taluze și tasări ale lucrărilor [14], așa cum s-a arătat și în cap. IV și V. Uneori crăpăturile apărute fragmentează în mod vizibil corpul digului, prezentînd deschideri și denivelări importante (fig. VI.115). Asemenea degradări au produs unele întreruperi temporare de funcționare, de mică importanță, în unele sisteme de alimentare cu apă și în amenajări hidroameliorative, din cauza deformațiilor terenului de fundare, a lichefierii de nisipuri sau a tasărilor inegale. Aceste fenomene au provocat ruperi în diguri, din unele porțiuni ale luncilor Dunării și ale unor riuri din Muntenia, precum și unele ruperi de conducte. Astfel de fenomene au apărut la unele diguri aflate sub influența apei, cum a fost cazul digurilor de la Dunăre, cît și la altele fără apă pe taluz. Lungimea totală a zonelor la care s-au constatat vizual deteriorări de genul celor menționate totalizează circa 25 km pe Dunăre și pe unele riuri interioare, dintre care se menționează mai jos cîteva cazuri mai caracteristice.

Digurile de pe Dunăre au fost afectate pe o lungime de circa 500 m, cu o coloană de apă de 50–120 cm. La aceste diguri au apărut pe coronament fisuri și crăpături longitudinale și transversale, unele superficiale, altele în profunzime. La piciorul digului, la distanțe între 5 și 150 m, au apărut așa numitele grifoane de profunzime, cu refulări de nisip de adîncime, care de fapt sînt rezultatul lichefierii stratului de fun-

dație și al modificării echilibrului preslunilor. Un caz deosebit îl constituie apariția unor ape termale în forajele din apropierea digurilor de la Hlșova.

La digurile de pe râul Brlad a fost afectată o lungime de circa 500 m prin apariția unor crăpături longitudinale de 5–10 cm pe taluzul dinspre apă, care a dus la dislocarea plăcilor de beton rostuite ale pereului de apărare contra eroziunii valurilor. Cauza principală a apariției acestor crăpături poate fi atribuită, în principal, înclinării prea mari a taluzului în raport cu structura materialului. Defecțiunile au fost remediate prin umplerea și compactarea crăpăturilor cu pământ argilos și prin reșezarea și rostuirea plăcilor de beton.

O situație similară a fost constatată la digurile de pe Ialomița, unde lungimea afectată a fost de circa 800 m, apărând în plus alunecări de taluze și fisuri transversale. Cauza degradărilor din această zonă a fost, în principal, materialul necoeziv și tehnologia de execuție la care se adaugă și prezența apei freatice aproape de suprafață.

La digurile de pe Argeș și Dâmbovița, în zona de confluență au apărut degradări pe circa 2300 m, constând din fisuri și crăpături longitudinale, transversale, tasări și chiar alunecări ale zonei dig-mal. Cauza principală a afectării digurilor din această zonă la seismul din 4 martie 1977 este înălțimea mai mare a digurilor cu taluz abrupt, situate în imediata apropiere a albicilor majore adânci, linia de alunecare prelungindu-se până la malul apei. Totodată se subliniază și umectarea mai accentuată ca urmare a nivelurilor relativ mari ale apei din acea perioadă în zona respectivă.

Digul de pe malul stâng al râului Olt a fost deteriorat pe o lungime de 1800 m, cauza principală fiind materialul nisipos din corpul digurilor și lipsa banchetelor de stabilitate, pe de o parte și pe de altă parte, de prezența apei la dig pe o perioadă mai lungă, datorită influenței remuului de la Dunăre, care se resimte în această zonă.

Digurile de pe Buzău au fost mai puternic afectate pe o lungime de circa 11200 m, prin apariția de crăpături mari, de până la 50 cm lățime însoțite de dislocări, alunecări de taluzuri, tasări etc., ca urmare a fenomenului de lichefiere alături de fundația cilt și a unei părți de dig. Totodată au apărut refulări de nisip de adâncime.

În albia majoră a Dunării, în dreptul gării fluviale Giurgiu, la marginea unei platforme de pământ în execuție, pentru Combinatul chimic, a apărut o prăbușire de teren, având în plan o formă eliptică, cu axele de 30×40 m (fig. VI.116) ca urmare a unor fenomene de lichefiere și de clepsidră geologică. La scurt timp după apariție, cavitatea s-a umplut cu apă din pinza freatică și a început retaluzarea malurilor și colmatarea, pe cale naturală. După o săptămână, fundul gropii astfel formate se găsea la 6–7 m adâncime față de oglinda apei situată la rîndul ei cu 1,0 m sub nivelul terenului. Acest fenomen atrage atenția asupra necesității determinării prin cercetări aprofundate a condițiilor geologice locale pe o adâncime mai mare.

Din prezentarea cazurilor de avarii și defecțiuni apărute în urma cutremurului din 4 martie 1977 la lucrările de diguri de pe Dunăre și de pe râurile interioare, rezultă că natura materialelor și profilul adoptat au fost determinante, în majoritatea cazurilor, digurile avariate având înclinări mai mari de 1 : 2,5 și nefiind prevăzute cu banchete. Acolo unde au existat banchete și profile cu înclinare mai mică, nu s-au manifestat degradări vizibile sau periculoase. În toate aceste zone, organele de exploatare au luat măsuri prompte și eficiente de evitare a inundațiilor și remediere prin umplerea crăpă-

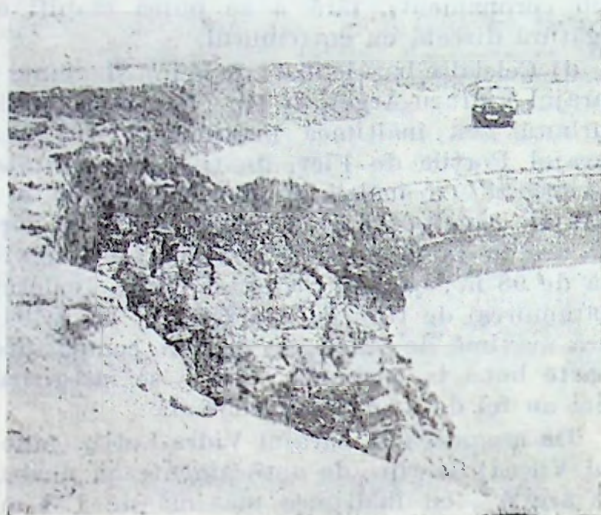


Fig. VI.116. — Prăbușire de teren în albia majoră a Dunării la Giurgiu.

turilor cu pământ bine compactat sau — la cele adânci — prin injectare de argilă diluată, până la refuz, apoi refacerea pereurilor și consolidarea prin banchete suplimentare, iar în unele cazuri — în porțiunile mai slăbite — s-a trecut chiar la refacerea completă a digurilor în secțiuni mărite cu înclinări mai reduse și banchete de consolidare, cum a fost cazul la digurile de pe râurile Buzău și Olt.

VI.7. Comportarea la cutremur a construcțiilor pentru transporturi *)

VI.7.1. Date și considerații generale

Construcțiile pentru transporturi, respectiv lucrările de artă (și în primul rînd podurile) precum și celelalte lucrări din rețeaua de transporturi și telecomunicații, au fost de asemenea foarte puțin afectate de acțiunea cutremurului din 4 martie 1977 prezentînd, în general, avarii reduse ca număr și de mică importanță, ceea

*) La stabilirea modului de comportare la cutremur a acestei categorii de construcții, o contribuție importantă prezintă datele colectate și analizele efectuate sub îndrumarea prof. ing. GH. CĂLIN în cadrul Institutelor de proiectări IPTANA și IPCF.

ce denotă o foarte bună comportare a acestor construcții la cutremur, chiar în cazul unor construcții mai vechi, la proiectarea cărora nu s-a avut în vedere acțiunea seismică.

Comportarea bună la cutremur a acestor categorii de construcții poate fi atribuită atât asigurării superioare a construcțiilor din transporturi, care trebuie să garanteze o siguranță deplină a circulației în toate cazurile, cât și unei conformări de ansamblu mai judicioase, legată de funcționalitatea lor mai simplă și mai precisă, ceea ce le conferă implicit și o mai bună comportare antiseismică.

Ca urmare a acestei situații, nu s-au semnalat avarii grave care să conducă la întreruperi de circulație sau accidente de circulație (căderi de poduri, infrastructuri înclinate, suprastructuri prăbușite, linii șerpuite etc.). Întreruperile de scurtă durată, care au avut loc, au fost determinate numai de necesitatea verificării de către organele de întreținere, a stării de siguranță a căilor de transport și a lucrărilor aferente și numai pe durata acestor verificări.

Sub aspect statistic, avariile înregistrate în urma cutremurului din 4 martie 1977 la lucrările din transporturi, reprezintă în general o pondere foarte redusă. Astfel din totalul de 37 271 poduri și podețe de pe rețeaua C.F.R. și a drumurilor naționale, s-au semnalat unele avarii reduse (deplasări de suprastructuri pe cuzineți, degradări la cuzineți și la ziduri întoarse, deplasări la unele culei, fisuri în zidăria infrastructurilor etc.) numai la 30 lucrări, deci sub 0,06 % sau circa 0,20 % dacă se raportează numai la podurile și podețele din județele afectate de cutremur. De asemenea, pe rețeaua de drumuri județene și comunale, la un total de 4 212 poduri, s-au înregistrat avarii numai la 7 poduri. Se remarcă că podurile sub 10 m lungime, care reprezintă 70 % din numărul total al podurilor și 45 % din lungimea totală, au suferit foarte puțin, fiind degradate numai patru podețe de cale ferată și numai două poduri mici pe rețeaua de drumuri județene.

Din punct de vedere geografic, avariile de pe rețelele de cale ferată și drumuri naționale se grupează pe următoarele direcții epicentrale: direcția Vrancea—Ploiești—București—Zimnicea: 21 avarii; direcția Vrancea—Posada—Pitești—Craiova (cu prelungire în sensul celălalt: Vrancea—Huși): 6 avarii; direcția Vrancea—Cernavodă—Mangalia: 6 avarii. Dintre acestea cele mai multe avarii sînt grupate în zona Ploiești (8 avarii) și București (7 avarii).

Avariile apărute la poduri se datorează mai ales comportării nefavorabile la cutremur a unor materiale și elemente de construcție, folosite pe scară largă în trecut, dar neadekvate pentru solicitări de întindere apărute în timpul cutremurului, precum și rezolvării uneori necorespunzătoare a unor detalii de ancorare și rezemare a suprastructurilor. Astfel, s-a pus în evidență, în urma cutremurului, apariția de fisuri (uneori mai pronunțate) la infrastructuri, bolți, timpene, ziduri de sprijin din zidărie de piatră și cărămidă, mai ales în cazul unor zidării de calitate inferioară. Asemenea fisuri au devenit crăpături, în special în zonele de discontinuitate, la contactul cu materiale de calitate superioare (ca, de exemplu, între cuzineți și infrastructură), sau în cazul variațiilor bruște de secțiune (cum ar fi legătura zidurilor întoarse cu corpul culeelor etc.). În raport cu

această comportare, materialele folosite în lucrările mai noi, ca metalul, betonul armat și betonul precomprimat, nu au prezentat nici un fel de degradări la solicitările date de seism. Defecțiunile apărute la rezemarea suprastructurilor (cazul aparatelor de reazem pentru poduri) sau la ancorarea unor piese grele (de exemplu la telecomunicații) au arătat că acestea nu au prezentat garanția unei depline siguranțe în exploatare la solicitări seismice, printr-o alcătuire adecvată.

VI.7.2. Comportarea podurilor de cale ferată

În cadrul unei comportări generale bune a podurilor de cale ferată, sînt de menționat numai unele avarii reduse, produse la câteva poduri din centrul și sud estul Munteniei și anume: podul peste Dunăre la Cernavodă, podul peste Dunăre la Giurgiu, un pod pe linia București-Ploiești, un pod pe linia București-Giurgiu și două poduri pe linia Ploiești-Urziceni, care însă nu au prejudiciat stabilitatea și rezistența lucrărilor.

a) *Podul de cale ferată peste Dunăre la Cernavodă* construit în anul 1895, cu o lungime de 1 650 m (pod: $2 \times 140 + 190 + 2 \times 140$ și viaduct 15×60), are infrastructura din zidărie de piatră brută cu mortar de var hidraulic și parțial mortar de ciment, cu apareiaj din moloane de piatră, iar suprastructura din grinzi metalice cu zăbrele, cu console și articulații (sistem Gerber).

În urma cutremurului s-au înregistrat la acest pod mici deviații față de normala pe direcția de deplasare a rulourilor celor 4 aparate de reazem mobile ale grinzii independente centrale. Această mică deviere se explică prin deplasările longitudinale și rotirile la care au fost supuse aparatele de reazem amplasate pe virfurile unor console de mare lungime, care au căpătat vibrații mari în timpul cutremurului; avaria a fost favorizată și de sistemul constructiv al aparatelor de reazem mobile de tip vechi, cu reborduri, pentru ghidarea rulourilor, care nu asigură o ghidare a acestora în condiții optime și permite o rotire a axei rulourilor în plan orizontal de câțiva mm, toleranțe în limita cărora tot grupul de rulouri s-a deplasat și rotit în plan orizontal în timpul mișcărilor seismice, iar la încetarea acestora au rămas într-o poziție deviată. Din analiza făcută asupra avariei, a rezultat necesitatea înlocuirii aparatelor de reazem de tip vechi, cu noi aparate de reazem prevăzute cu dispozitive de ghidare corespunzătoare.

b) *Podul peste Dunăre la Giurgiu* construit în 1953 pe infrastructură de beton armat (fundații pe chesoane cu aer comprimat și piloți de beton armat la viaduct), are o suprastructură metalică pentru pod combinat de cale ferată simplă și șosea suprapusă, din grinzi cu zăbrele

cu deschideri de $4 \times 80 + 2 \times 160 + 86 + 2 \times 160 + 4 \times 80$, iar la ambele capete ale podului, viaductele de acces sînt din grinzi metalice cu inimă plină și platelaj de beton armat pe 12 deschideri de 33,6 m.

În urma cutremurului s-au constatat numai unele crăpături și dislocări cu tendința de desprindere la placajul de piatră al portalului culeii de la intrarea pe pod la malul românesc, avarii care nu afectează sub nici o formă rezistența și stabilitatea podului.

c) *Podul de cale ferată de la km 45 + 697 pe linia București—Ploiești* este construit în 1900, pe o infrastructură din zidărie de piatră cu apareiaj de moloane, are o suprastructură metalică din trei tabliere cu grinzi cu zăbrele pentru cale dublă, de cîte 45,0 m deschidere (cale jos).

După cutremur s-a observat că unele fisuri existente la pila 1, prin rosturile dintre cuzineți și moloanele învecinate, s-au dezvoltat ca deschidere și lungime și a apărut și o fisură nouă printr-un molon din apareiaj pe fața învecinată aparatului de reazem fix. Cauzele care au provocat asemenea avarii, constau în influența defavorabilă a încărcărilor dinamice și a forțelor orizontale (frînare, cutremur) în zonele din jurul cuzineților și imediat sub cuzineți în special la reazemele fixe; ca urmare, în cazul infrastructurilor vechi din zidărie de piatră, se produc fisuri și crăpături prin rosturi sau — în cazul unor moloane de calitate necorespunzătoare și cu mortar mai slab — chiar ruperi și dislocări de moloane.

Asemenea situații (fisuri, dislocări) nu mai apar la podurile noi, la care infrastructurile din zidărie de piatră sau din moloane de beton prefabricat, sînt prevăzute la partea superioară cu o banchetă monolită sau prefabricată de beton armat, în care sînt înglobați cuzineții reazemelor, realizîndu-se astfel o centură de legătură între moloane, în zona puternic influențată de încărcările dinamice și forțele orizontale. La podurile existente remedierea defectiunilor se realizează de regulă prin cămășuire de beton armat și injectări de mortar de ciment în corpul zidăriei.

d) *Podul de cale ferată peste Argeș de la km 23 + 577 pe linia București—Giurgiu* a fost construit în anul 1867, cu infrastructura de zidărie de piatră și apareiaj din moloane și suprastructura metalică din tabliere cu grinzi cu zăbrele, pe trei deschideri a 64,0 m, cu cale jos, pentru linie simplă.

În urma cutremurului s-au constatat dislocări de cuzineți la aparatele de reazem fixe pe pila 1 și 2, tasări de terasamente la culei, crăpături și tasări la sferturile de con. De asemenea, s-au semnalat și unele fenomene geologice în terenul înconjurător și anume: apariția unei crăpături în pămînt, pe malul stîng al Argeșului, în lungul riului, prin care a țîșnit apă și nisip precum și ridicarea cu 2—3 m față de nivelul anterior, a unui pilot

de lemn, rămas în zona podului probabil de la un eșafodaj provizoriu. Cauzele avariilor produse în cuzineți și zidăria de piatră sînt aceleași ca și la alte poduri vechi, așa cum s-a arătat mai sus. Deformările apărute în terasamente și în terenul înconjurător se datorese fenomenului de lichefiere a nisipurilor fine acvifere.

e) *Podurile de cale ferată pe linia Ploiești—Urziceni, de la km 11 + 393 și km 36 + 258* sînt construite în anul 1927, cu infrastructura din zidărie de piatră și apareiaj de moloane (la primul pod) și din beton cu cuzineți de piatră (la cel de al doilea), iar suprastructura metalică din grinzi cu zăbrele cu calea jos, pentru cale fixă, cu 3 deschideri a 80 m pentru primul pod și o deschidere de 80 m pentru al doilea pod.

La cutremur au apărut fisuri în cuzineți sub aparatele de reazem. Cauzele avariilor constau în faptul că piatra ca material de construcție, datorită neomogenității, prezintă o capacitate redusă de a prelua eforturile de întindere provocate de forțele orizontale de frînare sau seismice, care se transmit la infrastructură prin aparatele de reazem fixe, ceea ce duce la fisurarea cuzineților de piatră și uneori și a zidăriei de elevație.

În prezent acest tip vechi de cuzinet nu mai este folosit de circa 40 ani la podurile de cale ferată din țara noastră, fiind înlocuit cu cuzinet de beton armat, la care eforturile de întindere se preiau prin armături. Ca urmare la toate podurile vechi se procedează la înlocuirea cuzineților de piatră cu cuzineți de beton armat.

f) În afară de podurile de cale ferată menționate mai sus, s-au mai semnalat avarii de mai mică importanță la infrastructura unor poduri constînd în ușoare deplasări și rotiri ale aparatelor de reazem (podul peste Argeș pe linia Titu—Pitești, podul peste Olt la Slătioara, pe linia Pitești—Craiova, podul peste Ialomița pe linia Țândărei—Slobozia); fisuri, crăpături și tasări ale pereului de la sferturile de con pentru racordarea terasamentelor la pod (poduri pe linia Titu—Craiova, Ploiești—Mineci și Medgidia—Tulcea) precum și dezvoltarea unor fisuri existente în timpane și ziduri întoarse (poduri pe linia Țândărei—Fetești și Medgidia—Tulcea).

În concluzie, cu privire la comportarea podurilor de cale ferată la cutremurul din 4 martie 1977, rezultă că, în general, avariile s-au produs numai la infrastructurile podurilor vechi construite din piatră, în special în zona reazemelor fixe și la aparatele de reazem de tip vechi, cu rulourile nelegate de balancieri cu dinți, care au deviat din poziția normală. Infrastructurile masive din beton și beton armat s-au comportat bine și de asemenea toate suprastructurile atît cele metalice, cît și cele din beton armat și beton precomprimat au avut o comportare bună.

VI.7.3. Comportarea podurilor de șosea

Avariile produse la podurile de șosea sînt ceva mai importante decît cele de la podurile de cale ferată, fără a fi însă grave. Dintre acestea se menționează trei poduri la care au apărut avarii mai caracteristice și anume: un pasaj superior la Buftea, podul de șosea peste Prut la Albița și Viaductul Cătușa-Galați.

a) *Pasajul superior pe DN 1 A, km 18 + 355 de la Buftea*, construit în 1961, traversează 2 linii de cale ferată electrificate și are o lungime de 123,20 m, cu trei deschideri (30 + 54 + 30) și două console la capete de 4,50 m, iar lățimea podului este de 10 m (parte carosabilă de 7,0 m + 2 trotuare a 1,50 m). Sistemul static este alcătuit din cadre de beton armat în formă de T, în deschiderile laterale, cu stâlpi articulați în blocul de fundație, grinzi rezemate pe culei, prin aparate de reazem mobile și console de circa 12 m spre mijlocul pasajului, pe care reazemă în partea centrală (cu aparate de reazem fixe la un capăt și pendulare la celălalt) un tablier independent de circa 31 m deschidere, alcătuit din 6 grinzi prefabricate joantive, din beton precomprimat, legate transversal prin plăcuțe metalice sudate.

În urma cutremurului au apărut următoarele avarii:

— la infrastructură: fisuri orizontale și verticale la baza cuzineților, la ambele pile, iar la pila dinspre București fisuri înclinate la partea inferioară; fisuri între rigla de beton armat și stâlpi la culea spre Ploiești;

— la suprastructură: deplasarea cadrului dinspre București împreună cu tablierul independent, în direcția spre Ploiești cu circa 3 cm și rotirea aparatelor de reazem mobile; desprinderea a 3 grinzi ale tablierului independent din legăturile cu plăcuțe sudate și deplasarea lor prin alunecare pe aparatele de reazem mobile, cu circa 9 cm spre exterior.

Cauzele avariilor constau în solicitările datorite forțelor orizontale provocate de acțiunea dinamică a cutremurului și care au depășit pe cele corespunzătoare prescripțiilor pentru gradul 7 de seismicitate. Ele au condus la fisurarea cuzineților și ruperea legăturilor transversale sudate ale grinzilor tablierului și apoi la deplasarea acestora.

b) *Podul de șosea peste Prut la Albița* construit în anul 1955 cu trei deschideri: 52 + 46,4 + 52 m, cu o lățime a părții carosabile de 7,00 m și trotuare de cîte 0,70 m, are suprastructura alcătuită dintr-un tablier metalic — grindă continuă — avînd în secțiune două grinzi principale cu inimă plină, de înălțime variabilă care suportă placa de beton armat a părții carosabile. Infrastructura podului este masivă, de beton, placat cu moloane de piatră.

În urma solicitărilor provocate de cutremur, tablierul s-a deplasat spre aval, rotindu-se

ușor în plan, deplasarea măsurînd 142 mm în dreptul culeei și 113 mm în dreptul pilei dinspre vest. Cauzele avariilor constau în ruperea casantă — prin depășirea rezistenței la forfecare, sub acțiunea forțelor orizontale seismice — a dinților dinspre amonte a plăcilor superioare ale aparatelor de reazem care limitează deplasarea dintre balancierii superiori și aceste plăci.

c) *Viaductul peste baltă Cătușa la Galați* construit în perioada 1967—1969, pentru asigurarea legăturii orașului Galați cu Combinatul siderurgic, are o lungime de 1070 m, cu 13 deschideri de 75 m și două a 47,50 m și lățimea de 18,20 m pentru patru benzi de circulație. Structura viaductului este alcătuită din cadre de beton armat, avînd suprastructura precomprimată; cadrele sînt legate cu articulații care preiau forțe tăietoare în plan vertical și orizontal. Pilele viaductului sînt alcătuite din cîte 2 stâlpi casetați cu înălțimi variabile între 17 și 42 m, rezemînd pe radiere comune din beton armat fondate pe piloți Franki de 12—14 m lungime.

În timpul cutremurului au apărut fisuri înclinate la cîteva pile ale viaductului, la cadrele intermediare, pe pereții longitudinali și în stâlpi. Din examinarea suprastructurii viaductului, care nu prezintă degradări, s-a observat că deplasările longitudinale în timpul seismului, în zona rosturilor dintre cadrele intermediare sînt de ordinul a 45—60 mm, ceea ce face necesară analiza lor atentă.

d) În afara podurilor de șosea descrise mai sus, s-au mai semnalat defecțiuni de mică importanță și la alte poduri, constînd din: fisuri în elevațiile culeelor la ziduri întoarse, fisuri la bolți sau tasări de terasamente în zonele de racordare.

VI.7.4. Comportarea altor lucrări de construcții pentru transporturi

a) *Tunelurile de cale ferată* s-au comportat bine la cutremurul din 4 martie 1977. Chiar și tunelurile vechi, construite din zidărie de piatră și cărămidă, unele din ele cu degradări și defecțiuni (fisuri, crăpături, infiltrații etc.) existente înainte de cutremur, s-au comportat bine, degradările neevoluînd sub acțiunea solicitărilor seismice.

b) *Construcțiile hidrotehnice portuare* au avut o comportare bună la acțiunea cutremurului, cu excepția unui cheu portuar tip pereu din portul Zimnicea și a platformei adiacente, în lungime totală de 300 m. Această lucrare constă dintr-un pereu de piatră brută rezemat pe un prism de anrocamente, avînd la bază o saltea de fascine fixate cu piloți de lemn mozați la partea superioară, s-a tasat la cutremur pe întreaga suprafață, prezentînd denivelări de pînă la 10...15 cm și crăpături longitudinale

de circa 1...5 cm deschidere și 1,0...1,2 m adâncime, la distanță de pînă la 30 m de coronament. Pe o lungime de circa 50,0 m, pereul s-a distrus printr-o alunecare locală la circa 1,0 m de coronament. Cauzele acestor avarii se datoresc atît intensității deosebit de mari a mișcării seismice la Zimnicea, cît și naturii terenului din zona portului, alcătuit din nisipuri acvifere.

c) *Lucrările de terasamente*, la căi ferate și drumuri naționale, au fost afectate de cutremur în opt zone, dintre care șase (în lungime totală de 1360 m), pe căi ferate executate înainte de 1940 în județele din sudul țării, iar două (în lungime totală de 950 m) pe drumuri naționale executate după 1960 (în județul Prahova).

La terasamentele de cale ferată, efectele cutremurului s-au manifestat sub formă de crăpături longitudinale produse la platforma căii, în general în zone de rambleu, la limita prismului de balast, pe fronturi de lungimi diferite, cu tasări de 2...10 cm și deripări transversale de 5...50 cm ale suprastructurii căii. Într-un singur punct (Stația Breaza) crăpătura a apărut transversal căii ferate, fiind amplasată pe o falie cunoscută cu direcția Vălenii de Munte—Breaza, cu orientarea N—E 60° — 80° .

La drumurile naționale cele mai afectate au fost rambleele, producîndu-se tasări ale acestora, în unele situații cu deformări și crăpături ale zonelor adiacente drumului, cu manifestări de alunecări locale și degradări ale sistemului rutier datorită excesului de apă. De asemenea se mai menționează tasarea și deformarea rambleelor înalte de la capetele podurilor și a rampelor de acces de la pasajele superioare, cu degradări ale sistemului rutier și a racordării terasamentelor la capetele podului.

VI.7.5. Comportarea lucrărilor de instalații de semnalizare-centralizare feroviare și a lucrărilor de instalații din sectorul de poștă și telecomunicații

La instalațiile de semnalizare-centralizare, bloc linie și telecomunicații feroviare au fost constatate puține defecțiuni (centrala telefonică automată amplasată la etajul XI al palatului MTTc și cabina de centralizare electrodinamică din stația București Nord), constînd din desprinderea ramelor cu echipamente fixe pe pereți, provocînd scoaterea din funcțiune a instalațiilor aferente. De asemenea la bateriile de acumulare ale instalațiilor, s-au produs, în unele cazuri, răsturnări ale vaselor, cu vărsarea electrolitului și deteriorarea acumulatorilor.

La lucrările de instalații din sectorul de poștă și telecomunicații s-au produs o serie de avarii afectînd în special bateriile de acumulare instalate la etajele unor clădiri din Bucu-

rești și din alte centre aflate în zonele afectate de cutremur. De asemenea, pe lângă avariile clădirilor care deserveau rețeaua de telecomunicații, avarii de tipul celor menționate la construcțiile civile și social-culturale și care au afectat parțial și lucrările de instalații aferente, au apărut și avarii specifice la instalațiile de telecomunicații propriu-zise, constînd în desprinderi și răsturnări ale ramelor de echipament, precum și în deplasarea și răsturnarea bateriilor de acumulare suprapuse, amplasate la etaje, vărsîndu-se electrolitul care s-a infiltrat și s-a scurs prin planșee la nivelurile inferioare, periclitînd rezistența planșecelor.

Tipurile de defecțiuni apărute la instalațiile menționate se datoresc fixării insuficiente a instalațiilor și amplasării la etajele superioare a unor piese grele, cum a fost cazul bateriilor de acumulare. Ca urmare a acestor constatări s-au luat măsuri pentru mai buna fixare și ancorare a echipamentelor de elementele construcției, precum și de amplasare la subsol sau parter a pieselor mai grele și în special a bateriilor de acumulare.

VI.8. Sinteză și concluzii asupra comportării construcțiilor la cutremur

VI.8.1. Considerații generale

Analiza comportării diferitelor categorii de construcții la cutremurul din 4 martie 1977, prezentată în acest capitol, împreună cu datele și elementele care au stat la baza ei, furnizează o mare cantitate de informații a căror interpretare și sintetizare poate conduce la concluzii și învățăminte utile pentru îmbunătățirea pe viitor a modului de asigurare antiseismică a construcțiilor [3].

În analiza comportării unei construcții la solicitările rezultate din acțiunea cutremurului și deci aprecierea efectelor acestuia și în determinarea cauzelor, trebuie să se țină seama în primul rînd de faptul, că această comportare este determinată de modul în care a fost concepută, realizată și exploatată construcția respectivă, pentru a rezista la solicitările reale produse de seism, care la cutremurul din 4 martie 1977 au depășit în multe cazuri, pe cele care au stat la baza normelor de calcul. De asemenea este deosebit de important și gradul de cunoaștere științifică și tehnică a problemelor aferente precum și modul de reflectare a acestei cunoașteri în legislația și normele tehnice corespunzătoare, mai ales că toate aceste cunoștințe și norme au suferit o evoluție importantă în decursul timpului, evidențiîndu-se astfel, în mod clar, influența mare a perioadei în care au fost realizate diversele construcții asupra modului de comportare la cutremur.

În afară de aceasta, comportarea la cutremur a construcțiilor depinde de numeroși alți factori, astfel încât ținând seama și de varietatea categoriilor și tipurilor de construcții, situate în zonele afectate de cutremur, precum și de întinderea mare a acestor zone, în care au variat mult caracteristicile mișcărilor seismice resimțite în diverse locuri ale zonelor, rezultă complexitatea problemelor, precum și dificultatea generalizării unor concluzii bazate pe nenumărate cazuri particulare de comportare specifică a fiecărei construcții în parte.

În cele ce urmează se încearcă o sintetizare a constatărilor și analizelor prezentate precum și formularea unor prime concluzii, ținându-se seama și de experiența rezultată, pe plan mondial, în urma altor cutremure puternice [15]; [16]—[20].

VI.8.2. Unele aspecte generale ale comportării construcțiilor la cutremur

O primă constatare este faptul că s-a pus în evidență o *comportare generală bună, a marii majorități a construcțiilor existente înainte de cutremur și în primul rînd a construcțiilor realizate în anii socialismului*, ceea ce demonstrează capacitatea inginerilor constructori români de a proiecta și executa construcții rezistente la cutremure puternice. Astfel, în special construcțiile ingineresti, cum sînt construcțiile hidrotehnice și cele pentru transporturi, au avut o comportare foarte bună la cutremur, neînregistrîndu-se nici o distrugere și nici avarii importante, care să ducă la scoaterea din funcțiune a vreunei lucrări mai însemnate. De asemenea, construcțiile industriale s-au comportat bine, precum și cele mai multe din clădirile social-culturale, administrative și de locuit.

O a doua constatare este legată de *marea varietate a modului de comportare a diferitelor construcții*, putîndu-se afirma că în zonele afectate puternic de cutremur s-au produs toate tipurile de avarii și distrugerii, ce pot fi provocate de influența oscilațiilor seismice asupra construcțiilor, de la avarii reduse sau avarii mai mari, dar nepericuloase, produse în special la elementele nestructurale ale construcțiilor, apoi avarii de gravitate variabilă, afectînd elementele structurii de rezistență, cu pierderi locale ale capacității portante a acestora și mergînd pînă la distrugerii foarte grave (pierderi de rigiditate spațială, dislocarea legăturilor între elementele structurilor), care compromit stabilitatea construcțiilor și ajungînd, uneori, chiar la cedări și prăbușiri parțiale sau totale.

În ceea ce privește efectele cantitative, au existat zone și centre puțin afectate de cutremur, deși unele dintre acestea erau situate în regiuni cu grad ridicat de seismicitate după vechea zonare (ca, de exemplu, zona Galați sau Tirgoviște). Totodată au existat zone și

mai ales localități puternic afectate (unde intensitatea seismică a depășit pe cea normată), în care clădirile avariate au fost foarte numeroase, depășind uneori 50 % din numărul total al acestora (cum a fost cazul orașului Zimnicea, în care au fost distruse cele mai multe din clădirile vechi). Sub aspectul variației comportării la cutremur a construcțiilor, în funcție de zona geografică și amplasament, trebuie reținute totuși și unele zone în care construcțiile au fost afectate foarte grav și anume zonele din sudul țării, culminînd cu Capitala țării, municipiile Craiova și Ploiești, la care se adaugă și o zonă din nord-estul țării, incluzînd municipiul Iași. De asemenea, s-a constatat că în cadrul zonelor menționate, efectele mișcării seismice asupra construcțiilor au marcat culminații (depășind cu cel puțin un grad pe cele corespunzătoare intensităților normate), în primul rînd în București (al cărui centru a evidențiat un efect cu totul particular de „oraș mare”), dar și în alte zone și centre unde s-au identificat variații mari de intensități seismice, cu efecte foarte variate în ce privește distrugerile și avariile clădirilor provocate de cutremur.

În cadrul unei aceleași zone afectate de cutremur, se semnalează o distincție netă între modul de comportare la ultimul cutremur a construcțiilor noi, proiectate și realizate începînd cu anul 1951 și cel al construcțiilor vechi, executate în perioada anterioară și mai ales înainte de cutremurul din 1940. Acest lucru a fost pus în evidență în special la construcții de locuințe realizate în București, precum și în alte orașe din zonele supuse acțiunii cutremurului. Astfel, clădirile vechi de locuit cu multe niveluri, avînd schelet de beton armat monolit — care în general n-au avut la proiectare o concepție antiseismică propriu-zisă sau o asigurare adecvată contra acțiunilor seismice și care au suferit și efectele cutremurului din 1940, fără ca ulterior să fie consolidate corespunzător, pentru a rezista la un nou cutremur (s-au luat doar măsuri provizorii și acestea numai în unele cazuri), — s-au comportat foarte slab, înregistrîndu-se numeroase avarii grave, mergînd pînă la prăbușiri complete. În același timp, la clădirile noi de locuit, executate începînd cu anul 1951, care au fost proiectate pe baza unor concepții și măsuri de asigurare anti-seismică, în concordanță cu prescripțiile moderne, s-a constatat o comportare bună și deși au apărut avarii, acestea nu au avut, în general, un caracter foarte grav și mai ales nu s-au produs prăbușiri, cu excepția unor cazuri cu totul singulare.

Sub aspectul comportării comparative la cutremur a diferitelor categorii de construcții, trebuie menționat faptul că s-a evidențiat în mod net, o diferență de comportare și o gradare a avariilor, începînd cu clădirile de locuințe, social culturale și administrative, care au avut o comportare mai slabă și la care s-au înregistrat și cele mai grave avarii. Această comportare s-a constatat a fi mai bună pe măsura

trecerii la alte categorii de construcții, în ordinea următoare: construcțiile agrozootehnice, apoi construcțiile industriale, construcțiile pentru transporturi, construcțiile hidrotehnice (la care s-au constatat numai avarii neînsemnate). Explicația acestui mod de comportare trebuie căutată în primul rând în faptul că atât la construcțiile industriale cât și mai ales la cele din transporturi sau hidrotehnice, s-a luat chiar din proiectare o rezervă mai mare în ce privește buna lor conformare și asigurare anti-seismică. Pe lângă aceasta trebuie ținut seama de faptul că — în special construcțiile din transporturi și cele hidrotehnice mai importante — nu au fost surprinse de seism într-un regim maxim de încărcare și majoritatea nu erau amplasate în zonele cu solicitările seismice cele mai mari, cum a fost cazul construcțiilor de locuințe și social culturale din marile centre populate și mai ales din Capitală.

Deși, ca urmare a cutremurului din 4 martie 1977, s-au observat și unele fenomene geologice mai deosebite (lichiefieri de nisipuri, alunecări de teren, unele tasări etc.), acestea au avut un caracter local și nu au influențat direct comportarea construcțiilor în zonele afectate de cutremur. Nici terenul de fundare, în zonele construite, nu a manifestat în general deplasări diferențiale și nu a provocat deformații și efecte defavorabile importante în construcții.

Construcțiile care au avut o alcătuire de ansamblu neadekvată, marcată mai ales prin lipsa unei simetrii dinamice, au avut o comportare necorespunzătoare la cutremur, datorită apariției unor concentrări de eforturi și a unor suprasolicitări din efectul de torsiune generală.

Datorită aspectului deosebit al compoziției spectrale a mișcării seismice, în anumite zone, construcțiile mai flexibile, cu perioadă proprie de vibrație relativ mai mare, fiind supuse la încărcări seismice reale mult mai mari decât cele pentru care au fost calculate, au fost mai afectate de cutremur — mai ales datorită concentrării procesului de absorbție a energiei induse de seism spre baza lor — și au suferit avarii mai mari și mai extinse. Acest lucru s-a constatat la București în special în ce privește clădirile înalte de locuit (și îndeosebi cele cu parter flexibil). De asemenea, pentru aceleași motive, o serie de construcții industriale având mase mari amplasate la partea superioară (castele de apă sau construcții înalte cu acoperișuri grele etc.), au avut o comportare nefavorabilă la cutremur. Spre deosebire de structurile mai flexibile ale clădirilor înalte cu schelet de beton armat, clădirile joase (cu puține niveluri), mai rigide, atât din zidărie portantă ranforsată și bine executată, cât și cele cu diafragme de beton armat (mai ales din panouri mari), s-au comportat bine. Totodată, comportarea construcțiilor la acțiunea ultimului cutremur a evidențiat creșterea gradului de avariere la construcțiile care au avut o *ductilitate nesatisfăcătoare*, neputând suporta,

în mod corespunzător, deformații inelastice. Aceasta s-a manifestat prin numeroase avarii caracteristice, ca ruperi de tip casant la elemente de beton armat (prin compresiune și forfecare), lipsa de aderență a armăturii cu betonul și flambarea armăturilor etc., distrugerea capetelor stîlpilor de cadre în apropierea nodurilor, crăpături înclinate în stîlpi sau deteriorarea unor diafragme de beton din cauza unei dimensionări necorespunzătoare a armăturii și a calității slabe a betonului.

Printre alte efecte tipice ale cutremurului din 4 martie 1977 concretizate în aspecte specifice ale comportării construcțiilor, se menționează și următoarele: predominarea acțiunii seismice pe o direcție apropiată de N—S sau NE—SV, în majoritatea centrelor afectate puternic de cutremur din sudul țării și mai ales la București; valori mari ale deplasărilor corpurilor de clădiri învecinate și nesincronismul acestor deplasări, mai ales în cazul clădirilor cu înălțimi, rigidități sau încărcări diferite; comportarea defavorabilă a clădirilor cu o conformare antisismică necorespunzătoare (forme neregulate, disimetrii în plan sau pe verticală, discontinuitatea elementelor portante etc.); suprasolicitarea zonelor de capăt sau de colț, de regulă mai înalte ale masivelor construite, ca urmare și a efectului de torsiune; tendința de concentrare a degradărilor la partea inferioară a clădirilor și în zonele de schimbare a rigidităților; conlucrarea spațială a construcțiilor, inclusiv conlucrarea între structură și o serie de elemente nestructurale, în general favorabilă, dar uneori și cu efecte nefavorabile, atunci când aceasta nu a fost luată în considerare la concepția și dimensionarea structurii etc.

Dintre diferitele feluri de avarii apărute la principalele categorii de construcții situate în zonele afectate de cutremur pot fi reținute, ca mai frecvente și mai caracteristice, următoarele:

— distrugerii sau avarii importante (ruperi ale secțiunii de beton cu flambarea armăturii la capetele stîlpilor de beton armat uneori și ruperi casante prin crăpături înclinate), mai frecvente la stîlpii situați la parter și primele etaje ale clădirilor cu multe niveluri, în special la clădirile vechi de locuit, precum și la unele clădiri noi cu cadre de beton armat, inclusiv la cele industriale (hale parter sau clădiri etajate); de asemenea s-au produs avarii (crăpături, fisuri) și în celelalte elemente ale structurilor de beton armat: grinzi, console, planșee etc.;

— avarii de diferite grade (ruperi prin compresiune, crăpături, fisuri inclusiv cu direcție oblică sau în „X” etc.) în diafragmele de beton armat ale clădirilor cu multe niveluri, în special în buiandrugi de deasupra golurilor din aceste diafragme și la capetele acestora, mergînd pînă la ruperi complete, cu

expulzarea betonului și flambarea armăturilor;

— crăpături puternice și dislocări sau fisuri (în general înclinate la 45° și în formă de X) în zidăria portantă a clădirilor de locuit cu puține niveluri, fără legături de beton armat, mai ales la colțuri și între goluri, în special la clădirile vechi unde s-au produs prăbușiri, precum și la frontoane, calcane, coșuri pe acoperiș etc.;

— distrugereri și avarii importante la pereții despărțitori și de fațadă, neportanți, mai ales la clădirile cu structuri flexibile inclusiv în zona rosturilor dintre tronsoane;

— distrugereri sau avarii importante la baza turnului de susținere a castelelor de apă din beton armat și uneori chiar prăbușiri.

Desigur că unele din aceste avarii nu puteau fi evitate, dată fiind intensitatea ridicată a cutremurului în multe zone; apariția lor a fost determinată de necesitatea unei proiectări economice, deoarece nu se poate pune problema ca structurile de rezistență să nu sufere nici un fel de avarii în cazul unor cutremure puternice. Dealtfel toate prescripțiile moderne de proiectare antisismică, care recomandă ductilizarea structurilor (pentru a li se conferi o capacitate adecvată de a absorbi energia indusă de cutremur) presupun, implicit, admiterea unor avarii controlate în structura de rezistență la cutremure de mare intensitate. Dar au existat și avarii grave, necontrolate (cum au fost cele cu caracter casant sau generalizat) provocate — în situația unei intensități ridicate a cutremurului — de efectul concomitent al mai multor greșeli de concepție, de execuție sau de altă natură, care pot avea urmări dezastruoase și în orice caz conduc la cheltuieli mari de remediere; aceste avarii trebuie evitate prin măsuri adecvate, așa cum se va arăta în continuare.

Sub aspectul comportării diferitelor materiale și elemente de construcție, la ultimul cutremur, s-au confirmat în general datele și concluziile existente, care arată că — în ce privește structura de rezistență — cea mai bună comportare o are structura metalică care dispune de avantaje nete (bună rezistență la întindere și ductilitate) față de alte materiale (beton, zidărie), avariile apărute putând fi ușor remediate. În ce privește betonul armat, acesta a avut în general o comportare bună în construcțiile noi, proiectate și realizate pe bază de prescripții de asigurare antisismică, dar au apărut și avarii, care — chiar dacă sînt mai puțin grave — necesită lucrări complicate de remediere și consolidare. Betonul armat prefabricat a avut o comportare mai bună decît betonul monolit, datorită calității mai bune, rezultată din execuția în condiții de fabrică; nu s-au semnalat defecțiuni de comportare la elementele din beton precomprimat, care de altfel, la tipurile folosite pînă în prezent prin legăturile lor (în general de tip articulație), nu erau susceptibile de a se încălca cu solici-

tări seismice importante. Zidăria în general a avut o slabă comportare la cutremur, neavînd rezistență la întindere și de aceea volumul avariilor a fost foarte mare; o comportare nesatisfăcătoare a avut mai ales zidăria de umplutură din blocuri mici de beton celular datorită aderenței reduse între mortar și blocuri, ca urmare și a nerespectării tehnologiei prescrise. Este de menționat însă, comportarea bună la cutremur a elementelor de construcție cu alcătuirii compozite ca: betonul armat cu armătură rigidă (folosit pe scară restrînsă) și zidăria întărită cu simburi sau miezuri de beton armat.

În toate cazurile, calitatea execuției lucrărilor, mai ales la elementele și structurile realizate pe șantier (beton armat, zidărie) a fost determinantă pentru comportarea construcției la cutremur, orice defecțiune de execuție (vizibilă sau ascunsă), fiind pusă în evidență prin amorțirea sau dezvoltarea avariilor în zonele cu defecte.

În afară de avariile vizibile care au fost constatate și care se traduc prin pierderi materiale directe sau indirecte, mai trebuie menționat faptul că, în urma cutremurului, s-au produs și uneori s-au accentuat și unele defecțiuni ascunse, mai dificil de detectat și care pot consta în slăbirea capacității de rezistență a construcțiilor, ca urmare a reducerii caracteristicilor fizico-mecanice ale materialelor, prin efectul defavorabil al unor acțiuni exterioare, inclusiv ale mediului înconjurător.

VI.8.3. Cauze ale prăbușirilor și avariilor

Analiza cauzelor prăbușirii și avarierii construcțiilor la cutremur determină două mari categorii în care aceste cauze pot fi grupate împreună cu măsurile pentru evitarea lor. Este vorba despre:

— *capacitatea efectivă* a construcțiilor în momentul acționării cutremurului, *de a rezista* la solicitările reale produse de acel cutremur;

— *mecanismul de cedare* la cutremur a elementelor structurii sau a structurii în ansamblu.

Evident că cele două categorii de cauze și, respectiv, de măsuri, nu pot fi separate, între ele existînd o strînsă interdependență.

a. În ce privește prima categorie de cauze și măsuri care se referă la *concordanța dintre capacitatea efectivă de rezistență a construcției și solicitările reale ale cutremurului*, această concordanță este determinată de: capacitatea inițială asigurată prin proiectare; de transpunerea proiectului în realitate prin execuție; de menținerea capacității realizate în decursul exploatării construcției, pînă în momentul cutremurului. Este clar că orice discrepanță în această înlanțuire, constituie o

cauză de comportare necorespunzătoare la cutremur, avind ca urmare avarii sau chiar prăbușiri, după cum asigurarea concordanței implică măsuri vizind eliminarea cauzelor respective sau reducerea efectelor acestora.

Experiența recentului cutremur — a cărui intensitate a depășit cu mult pe cea normată pentru anumite zone — a permis evidențierea unor cazuri de discrepanță între capacitatea de rezistență și solicitările reale produse de cutremur.

În primul rind trebuie menționată lipsa de asigurare antisismică corespunzătoare a majorității construcțiilor vechi, cu schelet de beton armat, realizate înainte de 1950 și mai ales înainte de 1940, atât sub aspectul conformării cit și al dimensionării la solicitări seismice (pentru care nu existau datele de bază și prescripțiile tehnice adecvate), ceea ce a făcut ca aceste construcții să nu dispună inițial de o capacitate suficientă de rezistență la forțe laterale. La aceste lipsuri s-au adăugat și o serie de alte neajunsuri și deficiențe ca: folosirea unor materiale cu caracteristici mecanice scăzute, deficiențe de execuție ascunse, acțiunea distructivă a cutremurului din 10 noiembrie 1940, fără consolidarea integrală și corespunzătoare a elementelor avariate, transformări ulterioare neadecvate, acțiuni agresive ale mediului exterior etc. Suprapunerea tuturor acelor cauze, a dus, după două cutremure succesive foarte puternice, la prăbușirea multor construcții vechi și la avarierea gravă a majorității celor rămase.

În cazul construcțiilor noi, realizate după 1951, asigurarea antisismică inițială nu a fost suficientă în unele cazuri, datorită insuficienței datelor științifice pentru fundamentarea unor prescripții de proiectare mai complete precum și datorită unor deficiențe de execuție.

Aceste lipsuri și insuficiențe au fost puse în evidență la recentul cutremur, prin următoarele aspecte principale:

— subevaluarea forțelor seismice, uneori, ca urmare a atribuirii unor intensități seismice prea reduse prin harta de zonare seismică sau a considerării unei compoziții spectrale necorespunzătoare a mișcării terenului, din lipsă de date și cunoștințe suficiente în acest domeniu; aceasta a condus la adoptarea în prescripțiile tehnice a unor prevederi ce au determinat, în unele cazuri, forțe seismice convenționale prea reduse în raport cu intensitatea reală a cutremurului din 4 martie 1977;

— acordarea unei atenții insuficiente în conformarea antisismică și în alcătuirea corespunzătoare de ansamblu sau de detaliu a unor construcții, cu consecințe negative în comportarea acestora la cutremur: clădiri cu înălțimi și rigidități diferite, separate prin rosturi insuficiente sau compunerea unor clădiri din porțiuni cu înălțimi diferite, fără rosturi, ceea ce a condus la influențarea lor în timpul cutremurului și provocarea de avarii în zonele de contact; situarea unor mase mari

la înălțime; discontinuități de rigiditate pe verticală, legături suplimentare nedorite sau adoptarea unor rapoarte de rigiditate necorespunzătoare între stâlpi și gruzi, ceea ce a provocat concentrarea proceselor de absorbție a energiei induse de seism sau formarea de articulații plastice în zone neindicate (capetele stâlpilor) cu consecințe grave, între care și un caz de prăbușire parțială (blocul 30 din șoseaua Ștefan cel Mare, colț cu strada Lizeanu); monolitizarea insuficientă a unor planșee sau acoperișuri din prefabricate, împiedicind astfel realizarea adecvată a unei șalbe orizontale rigide; necvitarea sau neluarea în considerare a conlucrării dintre elementele portante flexibile și cele nestructurale rigide, cu consecințe defavorabile pentru ambele categorii de elemente etc.;

— rezolvarea sau dimensionarea neadecvată a unor elemente ale structurilor de rezistență de beton armat (cadre, diafragme etc.) din cauza insuficienței cunoașterii a unor particularități de comportare a acestora la solicitări seismice în afara domeniului elastic (realizarea ductilității adecvate, dirijarea formării articulațiilor plastice, evitarea combinării de solicitări defavorabile și în special din forță tăietoare etc.), ceea ce a avut ca urmare — în condițiile intensității mari a cutremurului — avarierea gravă a unor construcții și chiar cazuri de colaps total sau parțial (clădirea Centrului de calcul MTT și tronsonul blocului OD16 din Bulevardul Păcii).

Sub aspectul execuției, la construcțiile noi, trebuie menționată calitatea uneori necorespunzătoare a lucrărilor de beton armat, manifestată prin deficiențe de armare (poziționarea necorectă a armăturilor, graifurii greșite, lipsa crierilor la noduri de cadre, ancorări și petreceri necorespunzătoare etc.) și mai ales de punere în operă a betonului (segregări, rosturi de turnare necorespunzătoare, goluri și cuiburi la noduri de cadre și în diafragme, compactarea necorespunzătoare, antrenări de betoane la glisare, abateri de la verticalitate a stâlpilor și diaframelor, supraîncărcări din cauza tenaciilor și pardoselilor de grosimi mari etc.). Aceste deficiențe au apărut clar la cutremur, prin localizarea avariilor produse în zonele afectate de defecțiuni de execuție, fără însă a constitui cauza principală a efectelor cutremurului.

b. Din cel de-al doilea punct de vedere pentru stabilirea cauzelor prăbușirii sau avariilor unor clădiri la cutremurul din 4 martie 1977, care se referă la mecanismul de cedare la cutremur a elementelor și structurilor construcțiilor, analiza prezintă importanță mai ales în cazul structurilor de beton armat care constituie — de altfel — ponderea cea mai mare din totalitatea construcțiilor din țara noastră. În legătură cu acest aspect, au putut fi puse în evidență unele cazuri specifice de cedare, care reprezintă avarii grave ce pot duce la colaps parțial sau total, determinate de criterii clare,

a căror stăpînire — prin proiectare — permite evitarea situațiilor critice.

Situațiile tipice cele mai frecvente de cedare la cutremur s-au întîlnit la *structurile de beton armat cu schelet sau în cadre*, fiind localizate la stîlpii acestor structuri, deosebindu-se două cazuri tipice principale de cedare a stîlpilor și anume: cedarea prin epuizarea capacității portante a betonului la compresiune cu zdrobirea masivă și expulzarea betonului, însoțită de flambarea puternică a armăturilor longitudinale în zona articulațiilor plastice de la capetele stîlpilor și cedarea casantă prin crăpături înclinate care secționează complet stîlpul, datorită acțiunii predominante a forței tăietoare.

— În primul caz, *mecanismul de cedare se datorește dezvoltării puternice a articulațiilor plastice*, ca urmare a acțiunii predominante a momentului încovoietor, la capetele stîlpului și a lipsei de ductilitate, provocată mai ales de efectul valorii ridicate a efortului de compresiune în stîlp, de o conformare nesatisfăcătoare a nodului de cadru, precum și de o armare transversală insuficientă a acestuia; acest mod de cedare a fost cel mai frecvent întîlnit la avarierea stîlpilor mai svelți de la clădirile vechi multietajate cu schelet de beton armat, precum și de la unele clădiri noi cu structura în cadre de beton armat. În marea majoritate a cazurilor, defectele de execuție ce au existat frecvent la capetele superioare ale stîlpilor sub nodurile cadrelor, au localizat producerea articulațiilor plastice în aceste zone; această situație de cedare poate fi înlăturată în primul rînd prin conformarea corectă a elementelor cadrului (stîlpi și grinzi), astfel ca să se evite apariția articulațiilor plastice în stîlpi, conservîndu-se capacitatea de rotire ductilă prin măsuri adecvate (o conformare corectă spațială a nodului de cadru, o dimensionare adecvată a secțiunii stîlpului, cu limitarea solicitărilor de compresiune în beton, sub acțiunea încărcărilor gravitaționale și armarea corectă a acestuia, prin distribuirea judicioasă a armăturilor longitudinale și transversale).

— Al doilea caz, reprezintă un *mecanism de cedare casantă* datorită acțiunii predominante a forței tăietoare, fiind mai frecvent la stîlpii medii și scurți, care au o rigiditate mare. Criteriile de producere a acestei cedări sînt determinate de: valoarea ridicată a efortului unitar mediu de forfecare în beton și valoarea ridicată a raportului dintre forța tăietoare maximă și forța axială de compresiune în stîlp precum și armarea transversală insuficientă. Înlăturarea pericolului de cedare prin rupere casantă în secțiuni înclinate, se obține tot printr-o dimensionare și armare corectă a secțiunii stîlpilor țînînd seama, cît mai corect, de acțiunea forțelor tăietoare, a momentelor încovoietoare și forțelor axiale în stadiul ultim, după formarea mecanismelor de cedare ductilă în ansamblul structurii.

— S-au constatat și situații mai aparte de suprapunere a celor două cazuri, datorită *combinării lipsei de ductilitate la solicitări de compresiune și încovoiere, cu acțiunea predominantă a forțelor tăietoare*, avînd ca rezultat practic o distrugere completă a unei zone din stîlp. Aceste moduri de cedare combinată s-au întîlnit frecvent la clădirile vechi cu schelet de beton armat din București, grav avariate de cutremur, mai ales la stîlpii parterului, constituind cauza tehnică principală a prăbușirii a numeroase clădiri vechi de același tip, precum și a celor citorva clădiri noi prăbușite la ultimul cutremur (Centrul de calcul MTTc, Blocul 30 — Lizeanu), la care stîlpii au suferit cedări de acest tip, la nivelurile inferioare, mai flexibile, unde s-au concentrat puternic procesele de absorbție a energiei induse de cutremur.

— Avariile caracteristice constatate în cazul grinzilor de cadre, au fost de același tip — articulații plastice în apropierea nodurilor la grinzile lungi și fisurarea pe secțiuni înclinate la grinzile medii și scurte — dar ele nu au avut gravitatea de la stîlpi (deci nu au condus, în general la cedări periculoase) și pot fi mai ușor stăpînite prin proiectare, în sensul de a conferi grinzilor un rol adecvat, ca absorbant de energie, printr-o ductilitate rațională la suprasolicitări excesiv de puternice.

La structurile cu *diafragme de beton armat monolit*, s-au întîlnit de asemenea cazuri tipice de avariere, a căror gravitate deși a variat în funcție de o serie de factori locali și uneori a fost influențată arbitrar de aceștia, totuși a permis, în majoritatea cazurilor, evidențierea naturii tendinței de cedare. Din acest punct de vedere au fost constatate următoarele cazuri tipice, în ordinea frecvenței întîlnite: avarierea buiandrugilor, ruperea casantă a bazei diafragmei, fisurarea multiplă a corpului diafragmei, avarierea bulbilor și a zonelor alăturate.

— Avarierea buiandrugilor de la golurile diafragmelor a reprezentat cazul cel mai frecvent, aceștia constituind prima linie de rezistență postelastice de adaptare a diafragmei cu goluri la acțiunea momentelor încovoietoare și a forțelor tăietoare, rezultate din conlucrarea cu ansamblul structurii, la solicitările seismice. Avarierea buiandrugilor cuprinde o gamă variată de deteriorări, de la fisuri fine pînă la ruperi complete și ieșirea din lucru a acestora; în cele mai frecvente cazuri s-au constatat fisuri și cedări pe secțiuni oblice sau în X, precum și apariția de articulații plastice la capete.

— Ruperea casantă de la baza diafragmei la capetele acesteia inclusiv în bulbi, s-a produs sub acțiunea combinată a eforturilor din momente, forță axială și forță tăietoare, care au provocat epuizarea capacității portante a betonului, prin atingerea deformației specifice limită, conducînd la strivirea, forfecarea și exfolierea betonului, flambarea armăturilor longitudinale și desfacerea celor transversale în această zonă, mai sensibilă, a diafragmelor, la solicitări seismice; aceste avarii au rezultat ca urmare a dimensionării și armării insuficiente a capetelor de diafragme, în special la eforturile de compresiune rezultate în aceste zone, pentru care secțiunea bulbilor era mult prea redusă. În majoritatea cazurilor distrugerile acestora, care au reprezentat cazurile cele mai grave de avariere a clădirilor cu diafragme de beton armat monolit, au fost localizate în zonele slabe, cu defecțiuni de execuție (beton segregat, rosturi de lucru necorect tratate, armări defectuoase, cu petreceri insuficiente etc.).

— Fisurarea multiplă a corpului diafragmei, apărută de regulă pe direcții oblice (de la fisuri fine pînă la crăpături de 2—3 mm) dar de multe ori și pe orizontală sau verticală (mai ales la intersecția diafragmelor longitudinale cu cele transversale) s-a datorat armării insuficiente a acesteia.

— Cele trei tipuri de avarii constatate la diafragmele de beton armat monolit, au fost întîlnite fie separat, fie combinat la aceeași clădire. În cazurile cînd această combinație și de prescripții adecvate pentru proiectare în acest domeniu), precum și în condițiile intensității ridicate a cutremurului, avarierea diafragmelor a prezentat un caracter grav, fapt ce a culminat cu cedarea completă, în cazul de prăbușire a unui tronson de la clădirea OD16 din bulevardul Păcii.

VI.8.4. Învățăminte rezultate din comportarea construcțiilor la cutremur

VI.8.4.1. *Învățăminte generale.* Cele mai importante învățăminte generale rezultate din comportarea construcțiilor la cutremurul din 4 martie 1977, pot fi concretizate în următoarele:

a) Cutremurul din 4 martie 1977 — avînd în multe zone o intensitate mai mare cu 1...2 grade, decît cea prevăzută prin standardul de zonare seismică — a pus în evidență *lipsa de asigurare sau asigurarea insuficientă la solicitări seismice a unor construcții* (în primul rînd a majorității construcțiilor vechi, rea-

lizate înainte de 1940), concretizată în multe cazuri de prăbușire și foarte numeroase cazuri de avariere gravă care necesită lucrări costisitoare de consolidare. Ca urmare se impune *sporirea pe viitor a gradului de asigurare la cutremur a construcțiilor*, astfel ca — ținând seama de probabilitatea mare ca pe parcursul vieții lor, construcțiile din țara noastră să fie supuse la 2...3 cutremure foarte puternice, asemănătoare celui din 4 martie 1977 — să se *înlătore complet posibilitatea de prăbușire* (pentru a evita victimele), iar *riscul avarierii*, care nu poate fi înlăturat, să fie menținut în limite accesibile din punct de vedere economic (ținând seama atât de valoarea fondurilor fixe, cât și de costul întreruperii exploatarei construcțiilor afectate de cutremur). Se menționează că, deși ridicarea cu un grad a asigurării (protecției) seismice a construcțiilor, înseamnă aproape dublarea coeficienților seismici care afectează încărcările seismice, aceasta nu conduce, nici pe de parte, la dublarea consumului de oțel și de beton, sporurile rezultate la aceste consumuri, putând fi compensate, în bună parte, printr-o concepție structurală adecvată; în schimb se evită prăbușirea și cheltuieli mult mai mari pentru consolidarea clădirilor avariate grav, din lipsa unei asigurări suficiente.

b) *Insuficiența asigurării la solicitări seismice* a unor construcții prăbușite sau avariate grav, *s-a datorat*, pe de o parte, *subevaluării forțelor seismice convenționale* (de calcul), iar pe de altă parte, *insuficienței fundamentări a unei concepții clare de proiectare a structurilor*, ținând seama de caracterul spațial al mișcărilor seismice și de lucrul în domeniul inelastic al structurii, concepție care a început să se contureze de abia în ultimii ani.

Această insuficiență a făcut ca să nu se ajungă încă, înainte de cutremurul din 4 martie 1977, la o reglementare pe deplin corespunzătoare a tuturor problemelor și aspectelor asigurării la solicitări seismice a construcțiilor, ceea ce a dus, în general, la subaprecieri ale pericolului seismic, dar — în unele cazuri — și la exagerări.

În primul caz (subevaluarea forțelor seismice) a apărut *necesitatea majorării forțelor seismice convenționale*, ținând seama de riscul seismic acceptat, mai ales *pentru anumite zone și centre* între care în primul rând se situează cele afectate grav, precum și *îndeosebi pentru anumite structuri mai flexibile* ale construcțiilor în cadre etajate, construcții înalte (coșuri de fum, turnuri independente, castele de apă etc.).

În cel de-al doilea caz (fundamentare insuficientă), rezolvarea problemei este mai dificilă necesitând o serie de măsuri mai complexe, unele implicând cercetări în continuare, așa cum se arată mai jos.

c) *Îmbunătățirea concepției și proiectării anti-seismice* a construcțiilor care devine necesară în lumina experienței comportării acestora la ultimul cutremur, implică, în primul rând,

accentuarea unor măsuri generale, dintre care cele mai importante pot fi considerate următoarele:

— *adâncirea cunoașterii condițiilor de fundare* în amplasamentele unor mari lucrări din zone noi, cu condiții geologice insuficient cunoscute;

— *asigurarea unei simetrii dinamice* cât mai depline, prin *adoptarea unor forme și alcătuirii de ansamblu a construcțiilor*, cât mai regulate, compacte și simetrice, evitându-se disimetrii pronunțate în distribuția volumelor, maselor și rigidităților elementelor portante și neportante, spre a limita efectele defavorabile de torsiune generală și ale concentrării de solicitări;

— *aprofundarea aspectelor dinamice* ale mișcării seismice a terenului și ale comportării structurilor, prin luarea în considerare a *caracterului spațial al oscilațiilor seismice* la determinarea răspunsului structurilor și stabilirea, pe această bază, în mod mai adecvat, a forțelor seismice de calcul, concomitent cu *dezvoltarea și aplicarea unor metode de calcul mai avansate*, care să reflecte mai fidel comportarea reală a construcțiilor la cutremur;

— *limitarea, în general, a înălțimii construcțiilor*, la strictul necesar din considerente funcționale și economice, cunoscând că sporirea înălțimii sporește dificultățile de asigurare anti-seismică, ducând la majorarea eforturilor secționale și deci la consumuri sporite de materiale;

— *reducerea la minimum a încărcărilor gravitaționale* ce trebuie suportate de construcții prin diferite măsuri ca: folosirea materialelor de construcție ușoare, amplasarea la sol sau la nivelurile inferioare a încăperilor cu încărcări utile mari, evitarea bovindouilor și a consolelor cu încărcări mari, a lucrărilor inutile și a ornamentelor etc.;

— *dispunerea adecvată a elementelor de rezistență în cadrul structurilor*, astfel ca să asigure transmiterea cât mai directă a încărcărilor gravitaționale la teren, evitându-se transmiteri indirecte sau orice secțiuni slabe, pe drumul parcurs de forțe, din orice punct al structurii pînă la fundație;

— *asigurarea conlucrării spațiale a elementelor portante* la preluarea solicitărilor seismice, prin realizarea unor *șablae sau contravîntuiri orizontale rigide*, care să asigure o redistribuire a încărcărilor și să evite supraincărarea unor elemente peste capacitatea lor de deformare și rezistență;

— *limitarea flexibilității și deformațiilor mari ale structurilor* și sporirea rigidității acestora, ori de cîte ori este posibil (în special la construcțiile cu cadre etajate), prin prevederea în cadrul structurii a cîtorva linii de înaltă rezistență elastică, susceptibile de a modera deformabilitatea ansamblului, cu efecte pozitive și în ce privește restringerea avariilor în elementele nestructurale și micșorarea panicii legate de mișcările ample ale construcției provocate de cutremur [5];

— asigurarea unei capacități de deformare postelastice (ductilitate) adecvată, repartizată corespunzător pe întreaga structură, concomitent cu o rezistență suficientă a tuturor elementelor, îndeosebi în cazul structurilor de beton armat, printr-o atentă alcătuire și dimensionare a acestora, astfel ca să se permită o comportare corespunzătoare a construcțiilor la acțiunea seismică, fără a se ajunge la colaps;

— prevederea unor rosturi antiseismice corecte, ca amplasament și lățime, pentru a asigura oscilația independentă a corpurilor (tronsoanelor) de construcție cu caracteristici dinamice diferite, sub acțiunea mișcărilor seismice ale terenului și a împiedica ciocnirea lor în caz de cutremur;

— asigurarea unei compatibilități cât mai ridicată, sub aspectul flexibilității, între structurile de rezistență în cadre și elementele nestructurale de umplură sau închidere, pentru a reduce gradul de avariere al acestora sau al instalațiilor fixate de acestea;

— amplasarea și prinderea elementelor de instalații astfel încât să nu provoace slăbirea elementelor principale ale structurii de rezistență și să permită, în caz de cutremur, deplasări relative ale elementelor de instalații, în raport cu cele de care sint fixate.

VI.8.4.2. Învățăminte privind alcătuirea și dimensionarea structurilor. O a doua categorie de învățăminte rezultate din recentul cutremur, privește o serie de aspecte de detaliu legate de alcătuirea constructivă și dimensionarea diferitelor elemente de construcții.

Dintre acestea se menționează;

Pentru construcțiile de beton armat

a) asigurarea condițiilor de ductilitate ale elementelor de beton armat prin măsuri speciale de alcătuire constructivă și dimensionare corespunzătoare:

— dimensionarea secțiunii de beton, în special la elementele comprimate (stâlpi și diafragme), conform cerințelor concrete de ductilitate spre a evita avarii periculoase și greu de remediat (cedarea betonului prin compresiune, cedarea elementelor de beton armat la forțe tăietoare, pierderea aderenței, flambarea armăturii comprimate etc.); aceasta se poate realiza prin limitarea compresiunii în beton și asigurarea unei armări adecvate longitudinale și transversale, ținând seama de cerințele interdependente de rezistență și ductilitate;

— admiterea formării de articulații plastice sub acțiunea încărcărilor seismice, numai în elementele cu ductilitate satisfăcătoare (în primul rînd în grinzile cadrelor).

b) verificarea secțiunii stîlpilor la forța tăietoare maximă determinată în funcție de solicitările reale corespunzătoare mecanismului rezistent ultim al structurii (de exemplu în funcție de momentele capabile ultime dezvoltate la capetele stîlpilor), inclusiv armarea corespunzătoare transversală a acestor secți-

uni, ținînd seama că betonul măcinat prin puternice solicitări compuse, alternante, își pierde capacitatea de a prelua forțe tăietoare;

c) alcătuirea corespunzătoare a nodurilor de cadru, cu secțiuni suficiente pentru asigurarea capacității de rezistență și pentru a permite betonarea și compactarea convenabilă a betonului și cu armare transversală corespunzătoare cerințelor;

d) alcătuirea și dimensionarea corespunzătoare a diaframelor verticale de beton armat, asigurîndu-se o ductilitate adecvată a acestora, la acțiunea încărcărilor gravitaționale și seismice prin următoarele măsuri principale [5]: adoptarea unor secțiuni suficiente și echilibrate pe ambele direcții ale diaframelor; armarea corectă a buiandrugilor ținînd seama de comportarea lor reală ca elemente structurale scurte, solicitate intens la forfecare; armarea bazei diaframelor pentru a asigura o ductilitate corespunzătoare de rotație, din încovoierie cu compresiune; armarea transversală a corpului diafragmei pentru efectele forței tăietoare din cutremur; dimensionarea și armarea corespunzătoare (inclusiv în ce privește armătura transversală) a capetelor libere ale diaframelor.

Pentru construcții metalice

a) asigurarea unei rigidități suficiente la solicitări seismice, prin realizarea solidarității la deformare a părților structurilor sau a ansamblului unor construcții, spre a evita pierderea stabilității locale și generale, precum și prin eventuale rezerve de rezistență, în cazul cedării unora din elementele portante;

b) asigurarea compatibilității între deformațiile structurii metalice și a elementelor de umplură;

c) acordarea unei atenții deosebite la rezolvarea prinderilor în fundații și a zonelor de îmbinare, în sensul adoptării de soluții suficient de rezistente și ductile, spre a evita concentrațiile de tensiuni, care pot genera ruperi casante.

Pentru construcțiile de zidărie

a) asigurarea unei judicioase alcătuirii de ansamblu a structurii, prin prevederea de diafragme continue cu secțiuni suficiente și rigidități uniform distribuite, cu legături adecvate la intersecții și cu planșee formînd șabla rigide pentru a realiza conlucrarea tuturor diaframelor;

b) reducerea la minimum a golurilor din diafragme.

VI.8.4.3. Alte învățăminte. a) Cu privire la executarea lucrărilor de construcții în regiuni seismice, a reieșit clar că o problemă de cea mai mare importanță o are asigurarea unei calități ireproșabile la transpunerea în practică a soluțiilor proiectate, prin respectarea tehnologiei adecvate și a regulilor tehnice prescrise, în special pentru soluțiile cu structuri în beton armat monolit, care se realizează pe șantiere și la care calitatea betonului turnat, a armării acestuia, sau realizarea îmbinării elementelor

prefabricate, condiționează siguranța structurilor.

Această problemă trebuie rezolvată în mod adecvat prin aplicarea strictă a prevederilor legii S/1977, privind asigurarea durabilității, siguranței în exploatare, funcționalității și calității construcțiilor, cu respectarea strictă a tuturor prescripțiilor tehnice care condiționează realizarea calității lucrărilor.

În acest sens trebuie subliniată necesitatea organizării sistemului de control al proiectării și execuției, în așa fel încât să se prevină deficiențele înainte ca acestea să ajungă a fi comise, aplicându-se noi măsuri eficiente de control din afară pe toate fazele, atît de elaborarea proiectelor, cit și mai ales de desfășurare a execuției lucrărilor, cu deosebire în ce privește calitatea efectivă a materialelor introduse în lucrare și calitatea execuției lucrărilor ascunse.

b) De asemenea, asigurarea unei exploatari raționale a construcțiilor printr-o întreținere corespunzătoare, prin evitarea oricăror modificări ale elementelor construcției, a schimbării necontrolate a destinației construcțiilor etc., constituie condiții indispensabile pentru asigurarea durabilității acestora și a unei bune comportări la un viitor cutremur.

În acest scop este necesară organizarea unei acțiuni sistematice pentru urmărirea comportării în timp a tuturor construcțiilor (și în primul rînd a celor avariate și consolidate după cutremur) care să sesizeze orice început de degradare, care ar putea genera o comportare necorespunzătoare și să asigure adoptarea măsurilor profilactice și de remediere necesare.

Valorificarea în grad cit mai mare a tuturor încercărilor rezultate din comportarea construcțiilor din țara noastră la ultimul cutremur, implică în continuare adîncirea prin studii și cercetări ample a unor numeroase probleme legate de: precizarea parametrilor de bază ai încărcărilor seismice; comportarea diferitelor tipuri de elemente și structuri la solicitări dinamice în domeniul postelastice; modul de asigurare a ductilității și de limitare a deformabilității elementelor și structurilor de beton armat; modul de sporire a durabilității materialelor prin reducerea degradărilor în timp și alte aspecte insuficient cunoscute și care trebuie elucidate, pentru a putea fundamenta și îmbunătăți prescripțiile tehnice de proiectare și execuție a construcțiilor în regiuni seismice.

Bibliografie

1. AUREL A. BELEȘ, *Cutremurul și construcțiile*, Buletinul Societății politehnice din România, Oct.-Noe. 1941.
2. HOREA SANDI et. al. *Unele învățăminte ale cutremurului din 4 martie 1977*, Revista construcții, 11 (1978).
3. HOREA SANDI, *Siguranța structurilor clădirilor de locuit. Învățăminte rezultate din comportarea la cutremurul din 4 martie 1977*, Referat prezentat în cadrul dezbaterii „Îmbunătățirea calității clădirilor de locuit”, Revista construcții 12 (1981).
4. ALEXANDRU CIȘMIGIU, *După 4 martie 1977*, Revista Arhitectura, 4 (1977).
5. IOAN FĂCĂOARU, DINU TEODORESCU, ION PEPENAR, FLORICA TAFLAN, *Fenomene de coroziune în construcții de beton armat puse în evidență de cutremurul din 4 martie 1977*, Revista construcții, 11 (1978).
6. RADU AGENT, T. POSTELNICU, *Calculul structurilor cu diafragme de beton armat. Metode simplificade, labele și abace, exemple numerice*, vol. I, Edit. tehnică 1982.
7. ALEXANDRU NEGOIȚĂ, DECEBAL ANASTASESCU, ION BRÎNZAN, IOAN MARCU, *Unele observații privind comportarea la cutremur a structurilor multicastrate din diafragme*, Revista construcții, 11 (1978).
8. * * * The Romania Earthquake. Survey Group of experts and specialists dispatched by the Government of Japan-Survey Report. Japan International Cooperation Agency June 1977.
9. GHEORGHE SĂNDULESCU, *Aprecieri asupra comportării halelor parter cu structura din beton armat la seismul din 4 martie 1977*, Revista construcții, 11 (1978).
10. * * * *Lucrările Congresului internațional Protecția construcțiilor în zone seismice C.O.P.I.S.E.E.*, București 21-24 noiembrie 1978.
11. MIRCEA MIHĂILESCU, RADU AGENT, MIHAI MIHALACHE, *Comportarea castelelor de apă din zona orașului București la cutremurul din 4 martie 1977*, Revista construcții, 2 (1979).
12. RADU PRIȘCU, *Comportarea barajelor din România la cutremurul din 4 martie 1977*, Revista Hidrotehnica, 5 (1977).
13. RADU PRIȘCU și colab., *Ingineria seismică a marilor baraje*, Edit. Academici R. S. România, 1980.
14. MIRCEA PODANI, OVIDIU D. I. POPESCU, *Comportarea lucrărilor hidrotehnice din pămînt care au fost afectate de seismul din 4 martie 1977*, Revista Hidrotehnica, 5 (1977).
15. * * * *Observations on the behaviour of buildings in the Romania Earthquake of March 4, 1977*, NBS-Washington, 1977.
16. * * * *Building Performance in the 1972 Managua Earthquake*, NBS-Washington, 1973.
17. * * * *The great Alaska Earthquake of 1964*, National Academy of Sciences, U.S.A., 1973.
18. * * * *San Fernando, California Earthquake of February 9, 1971*. U.S.A., 1973.
19. * * * *Earthquakes: Agadir-Maroc (1960); Skopje-Yugoslavia (1963); Anchorage, Alaska (1964); Caracas, Venezuela (1967)*, American Iron and Steel Institute Washington, 1975.
20. * * * *Construction d'habitations à bon marché à l'épreuve des séismes et des cyclones*, Nations Unies, New York, 1976.

Comportarea la cutremur a materialelor și a elementelor de construcții

DAN DUMITRESCU
DRAGOȘ GEORGESCU

Institutul de construcții, București

MIHAI SIMONICI
ȘTEFAN ENESCU
DINU TEODORESCU
IOAN FĂCĂOARU

*Institutul de cercetări în construcții și economia
construcțiilor (INCERC)*

Specialiști consultați:

PROF. ALEX. NEGOIȚĂ
Institutul politehnic, Iași

Examinind comportarea construcțiilor, inclusiv a elementelor și materialelor componente, la acțiunea mișcării seismice, se pun în evidență următoarele aspecte specifice:

— Solicitarea construcțiilor rezultă din „răspunsul” lor la acțiunea dinamică aplicată la nivelul terenului și în consecință depinde de schema lor structurală, de dimensiunile și de caracteristicile lor de deformare (inclusiv de evoluția lor în tot cursul aplicării acțiunii seismice) în toate secțiunile elementelor. Desigur, aceste solicitări se suprapun peste cele care rezultă din acțiunea celorlalte încărcări și deformații (deplasări) impuse, la care sînt supuse construcțiile în condițiile rezultate din exploatarea lor.

— Întrucît prin „răspunsul” structurii la acțiunea seismică, aceasta este antrenată într-o mișcare oscilatorie, în elementele ei componente se dezvoltă deformații și, respectiv, eforturi care variază între valori deseori de semne contrare. Perioada acestei variații (deci și viteza cu care se produce) este dictată de perioada proprie a structurii, cu luarea în considerare a modificării proprietăților ei, în special în ce privește deformabilitatea, pe măsura apariției și dezvoltării deformațiilor neelastice, a unor procese de deteriorare a materialelor și elementelor componente etc., care se traduc printr-o scădere (degradare) a rigidității.

— Deși fenomenul real este foarte complex, se poate considera, simplificat, că solicitarea seismică a elementelor de construcții este echivalentă cu cea rezultînd din aplicarea în secțiunile lor a unor eforturi repetate (alternante sau nu). Numărul de repetări ale eforturilor, respectiv viteza aplicării lor, depind în esență de perioada proprie a construcției. Obișnuit, se consideră ca specific pentru studiul rezistenței la acțiuni seismice un număr de solicitări variînd între cîteva zeci pînă la cîteva sute. Dintre acestea însă numai un număr considerabil mai mic corespunde atingerii intensităților maxime și este deci cu adevărat semnificativ pentru capacitatea portantă a elementelor structurii. În ceea ce privește durata de acțiune a

fiecărei solicitări, pentru construcții cu perioadă cuprinsă în intervalul $T = 0,2 \dots 2s$ rezultă o durată de acțiune a unei solicitări $t = T/2 = 0,1 \dots 1s$, corespunzând unor viteze de solicitare sensibil mai mari decât cele obișnuite în exploatarea normală a construcțiilor, influențând corespunzător comportarea acestora.

În concluzie, în studiul comportării la cutremur a materialelor, a elementelor de construcție și a construcțiilor este necesar să se cunoască caracteristicile de deformație și de rezistență la acțiunea unor solicitări repetate (alternante sau nu), aplicate cu viteză relativ ridicată, suprapunându-se peste solicitările existente în construcții, rezultate din acțiunea încărcărilor ce intervin în exploatarea normală a construcțiilor. Pentru a deosebi acest regim de solicitare de cazurile obișnuite ale problemei oboselii, care corespund unui număr foarte mare de cicluri de solicitări (de obicei considerând convențional numărul de cicluri $n = 2\ 000\ 000$), în acest caz se folosește și denumirea de oboselă la număr redus de cicluri (low cycle fatigue).

VII.1. Elemente de construcții de beton armat

VII.1.1. Comportarea materialelor componente

VII.1.1.1. Comportarea betonului. În cele ce urmează se are în vedere aproape exclusiv comportarea betonului comprimat, ținând seama de faptul că aceasta este decisivă pentru rezistența structurilor din beton armat.

a) Datele existente privind comportarea betonului la solicitări statice monoaxiale, atestă următoarele:

— Până la un anumit prag de efort unitar ($\sigma_b \leq R_T$ *) betoanele se comportă ca un material relativ omogen, iar deformațiile longitudinale și transversale, inclusiv cele de curgere lentă, se pot considera în ansamblu proporționale cu eforturile unitare (coeficientul curgerii lente $\bar{\varphi}$ are valoare constantă). Coeficientul lui Poisson de asemenea se poate considera constant. La eforturi depășind acest prag ($\sigma_b > R_T$) începe să se producă în masa betonului un proces de microfisurare, pornind de la defectele (goluri, zone fără aderențe între agregate și matricea de mortar, microfisuri de contracție etc.) structurii betonului. Dezvoltarea acestui proces conduce pe de o parte la schimbarea cursului și caracteristicilor deformărilor betonului (deformațiile la solicitări de scurtă durată și lungă durată devin neliniare, valoarea coeficientului lui Poisson și volumul aparent al betonului începe să crească etc.) și pe de altă parte continuarea procesului menționat sub acțiunea solicitărilor exterioare conduce în cele din urmă la ruperea betonului, marcată prin fisuri aparente longitudinale. Prezența unei sau a mai multor fisuri aparente pe direcția de acțiune a solicitării de compresiune a unui element de beton armat (de exemplu stlp) — poate deci pune în evidență faptul că betonul și-a epuizat — sau este pe cale de a-și epuiza — capacitatea de rezistență la compresiune.

Datorită faptului că ruperea betonului comprimat reprezintă astfel în esență desăvârșirea unui proces ce începe prin

microfisurarea care se dezvoltă la depășirea pragului de efort menționat (R_T), rezistența betonului poate fi afectată considerabil, dacă datorită unor caracteristici ale regimului de solicitare (de exemplu durata îndelungată, aplicarea repetată) rezultă o impulsivitate a dezvoltării și desăvârșirii acestui proces la eforturi unitare depășind relativ puțin mărimea R_T , deci sensibil sub mărimea rezistenței obișnuite la compresiune (R_c). Astfel, în raport cu rezistența la eforturi de scurtă durată (0,5...5 minute), la solicitări mai îndelungate, cu valoarea constantă a eforturilor, rezistența se reduce cu până la 20-25%. Pe de altă parte, la repetări foarte numeroase ale încărcării ($\geq 2\ 000\ 000$ cicluri), mai ales dacă ciclurile de solicitare sînt complete (descărcarea este totală înainte repetării încărcării), rezistența („rezistența „oboseală””) poate să scadă chiar cu peste 50% ajungînd să se identifice aproape cu pragul de efort unitar de la care are loc dezvoltarea microfisurării (R_T).

Mărimea relativă a valorii R_T depinde de rezistența betonului și variază între $R_T = 0,3 \dots 0,4 R_c$ la betoane slabe (de exemplu B 100) și $R_T = 0,6 \dots 0,7 R_c$ la betoane mai rezistente, putînd ajunge chiar la valori apropiate de rezistența la compresiune, la betoane de foarte înaltă rezistență.

— La solicitări de scurtă durată, comportarea betonului comprimat este caracterizată prin curbe eforturi-deformații ($\sigma_b - \varepsilon_b$) de tipul celor din figura VII. 1a, marcînd în general aceeași deformație specifică la atingerea efortului unitar maxim, indiferent de rezistența betonului, dar diferențindu-se într-o anumită măsură în funcție de aceasta, după atingerea efortului maxim (fig. VII. 1e). Prescripțiile de proiectare europene nu țin seama de aceste diferențe, adoptînd curbe convenționale recomandate de CEB (fig. VII. 1b.).

— Efectul solicitărilor de lungă durată, alături de reducerea rezistenței (efortului maxim), îl constituie și o mărire sensibilă a deformației limită (fig. VII. 1b), influențînd astfel și forma curbei $\sigma_b - \varepsilon_b$.

b) În cazul solicitărilor repetate, aplicate cu viteze mai mari, specifice mișcărilor seismice ale construcțiilor, se observă următoarele în ceea ce privește comportarea betonului:

— Efectul vitezei relativ mari a aplicării solicitării (la o singură solicitare pînă la rupere) este creșterea rezistenței cu aproximativ 15...25%*) (respectiv pentru durata de solicitare $t = 1 \div 0,1 s$), fără a afecta în general deformația limită a betonului (unele date atestă chiar o creștere a deformațiilor limită). Datele privind betonul uscat arată că modulul de elasticitate nu este influențat, în timp ce la betoanele saturate cu apă apare și o creștere a modulului de elasticitate odată cu creșterea vitezei de încărcare [29] (fig. VII. 2a); pentru betonul cu umiditate naturală se poate considera că la viteze sporite de solicitare este de așteptat de asemenea o oarecare creștere a modulului de elasticitate (fig. VII. 2b).

— Efectul repetării solicitării în funcție de numărul ciclurilor este o reducere a rezistenței în raport cu valoarea „rezistenței dinamice” la o singură solicitare (fig. VII.3). În domeniul numărului de repetări al solicitărilor, specific acțiunii seismice, rezultă valori la nivelul rezistenței la solicitări statice sau puțin reduse față de aceasta. Dacă se ține seama și de efectul eventual al creșterii în timp a rezistenței betonului precum și de efectul „global” al acțiunii seismice (cedarea depinzînd în general de ansamblul elementelor structurale, ceea ce face ca în locul valorilor minime ale rezistenței să apară justificate valori mai apropiate de rezistența normală sau chiar de cea medie), apare îndreptățită tendința folosirii în unele norme antisismice (de exemplu normele sovietice) a unor valori mărite ale rezistenței betonului (cu 20%) și — în orice caz — concluzia că în proiectarea curentă să nu se reducă practic rezistența de calcul a betonului. Întrucît diferite date experimentale arată că nu este afectată nici deformația limită [38], apare în prezent acceptabilă adoptarea și la solicitări de tip seismic a curbei $\sigma_b - \varepsilon_b$ a betonului, determinată în regim static. Astfel de concluzii rezultă și din examinarea curbelor $\sigma_b - \varepsilon_b$ obținute la încărcări și descărcări repetate, la solicitări intense (cu defor-

*) σ_b — efortul unitar de compresiune,

R_T — limita de efort de compresiune, de la care în beton apare și se dezvoltă o stare de microfisurare caracteristică, îndepărtîndu-l sensibil ca structură și comportare de materialele care se pot considera medii continue și omogene.

*) Uneori rezistența mărită ca urmare a vitezei mai mari de solicitare este denumită rezistență la solicitări dinamice sau simplificat „rezistența dinamică” în opoziție cu rezistența la solicitări aplicate obișnuit, considerate statice, pentru care se întilnește și denumirea convențională de „rezistență statică”.

mații de ordinul celor limită); înfășurătoarea curbelor obținute este apropiată de curba efort unitar-deformații specifice pentru o singură solicitare (fig. VII. 4) [58].

— Concluzia de mai sus nu este înfirmată nici de datele unor încercări dinamice repetate, aplicate după solicitarea prealabilă prelungită la compresiune a betonului, care modelează mai apropiat de realitate comportarea betonului în construcții [43] [62].

— Ca, în general, în cazul solicitărilor dinamice și repetate, concentratorii de efort au efect defavorabil, de reducere a capacității de rezistență. Asemenea concentratori de efort

— La solicitările biaxiale de compresiune-compresiune sau întindere-întindere se observă o creștere limitată a rezistenței față de cazul solicitării monoaxiale, iar în cazul solicitării compresiune-întindere (sau compresiune-forță tăietoare) datorită dezvoltării mai timpurii a microfisurii, efectul este scăderea rezistenței [57] [58] [66]. Astfel, rezistența la întindere la solicitarea biaxială (R'_t) se poate scrie în funcție de rezistențele de întindere și compresiune la solicitarea monoaxială (R_t , R_c) și efortul transversal principal la compresiune (σ_{b2}): $R'_t = R_t \left(1 - \frac{\sigma_{b2}}{R_c} \right)$.

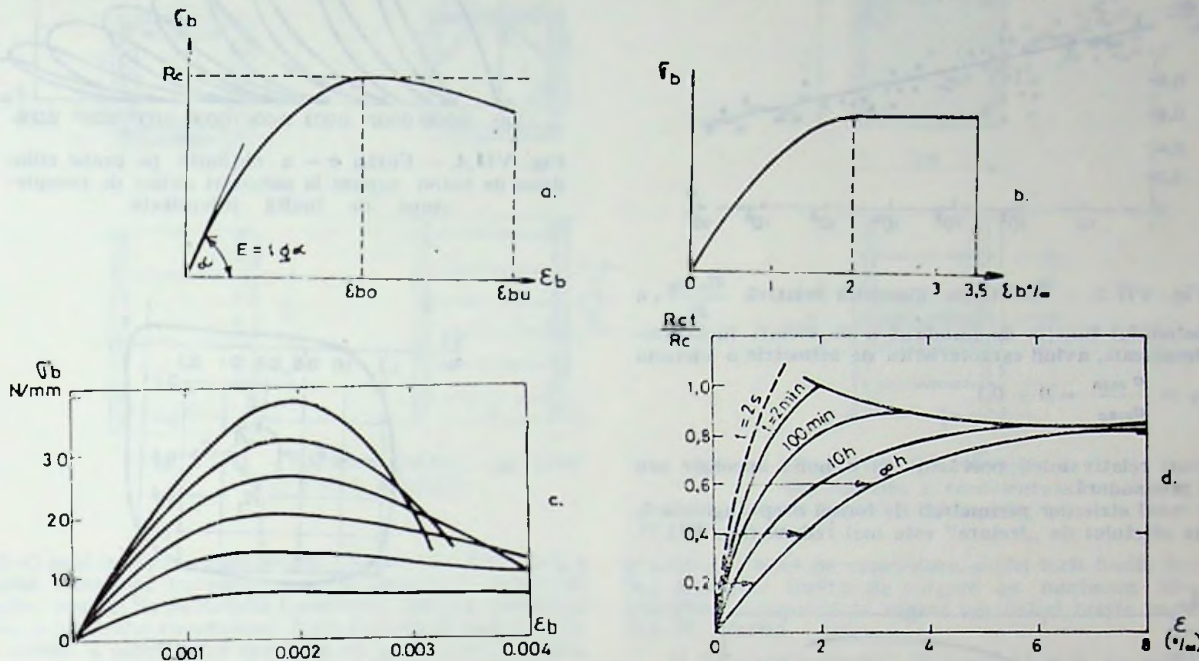


Fig. VII.1. — Curbe eforturi unitare-deformații specifice pentru beton: a — Forma generală a diagramei $\sigma - \epsilon$; b — Diagrama convențională CEB-FIP; c — Curbe $\sigma - \epsilon$ pentru cilindri de beton de diferite rezistențe supuși la compresiune centrică; d — Influența duratei asupra rezistenței betonului.

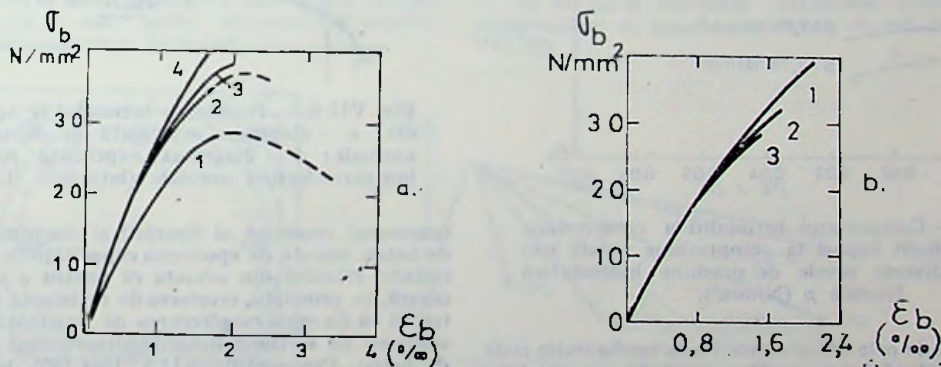


Fig. VII.2. — Influența vitezei (duratei) de solicitare asupra comportării betonului comprimat: a — Curbe $\sigma - \epsilon$ pentru beton saturat cu apă. Duratele încărcărilor: 1—66 s; 2—0,28 s; 3—0,10 s; 4—0,04 s; b — Curbe $\sigma - \epsilon$ pentru beton uscat. Duratele încărcărilor: 1—0,14 s; 2—105 s; 3—217 s.

sînt, de exemplu, defectele de betonare (segregări, rosturi de betoane defectuoase etc.) sau schimbări bruște de secțiune.

c) La punctele a) și b) s-a avut în vedere comportarea betonului la solicitări monoaxiale. În cazul solicitărilor pluri-axiale avem:

— La solicitare triaxială de compresiune, ca urmare a întârzierii sensibile a dezvoltării procesului de microfisurare, crește rezistența la compresiune ($R'_c = R_c + K \cdot \sigma_{b2}$), unde σ_{b2} este efortul unitar transversal considerat uniform, ca în cazul presiunii hidrostactice, iar $k = 4 \dots 6$.

Deformația limită crește de asemenea considerabil.

d) Un caz special îl constituie comportarea betonului solicitat la compresiune în elemente prevăzute cu armătură transversală puternică*) (sub formă de fretă, de etrieri deși, perimetrali sau întrepătrunși conformații corespunzător, plase

*) Pentru a desemna betonul aflat în aceste condiții în țara noastră s-a folosit prin extensie termenul „beton fretat”, în ultimul timp apărînd și denumirea de „beton confinat” sub influența literaturii de specialitate anglo-saxone.

sudate). Această armătură transversală stăpânește „umflarea” betonului și întârzie deci dezvoltarea microfisurării și rupei. De fapt, prezența acestei armături conduce la apariția unor eforturi reactive transversale de compresiune în beton, deci la o stare de compresiune triaxială. În consecință, rezultă un efect de creștere a rezistenței și deformabilității betonului, funcție de specificul stării de efort și de deformare rezultat. Situația cea mai favorabilă apare când armătura transversală este sub formă de fretă sau în cazul etrierilor întrepătrunși (eventual din plase sudate din oțel neceruit),

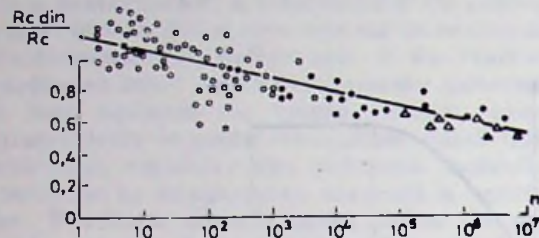


Fig. VII.3. — Rezistența dinamică relativă $\frac{R_c \text{ din}}{R_c}$, a betonului funcție de numărul n de cicluri încărcare-descărcare, avînd caracteristica de asimetrie a ciclului $p_b = \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max}} = 0 \div 0,1$.

cu ochiuri relativ mici, prevăzuți cu o bună ancorare sau închiși prin sudură.

În cazul etrierilor perimetrali de formă dreptunghiulară, eficiența efectului de „fretare” este mai redusă (fig. VII.7).

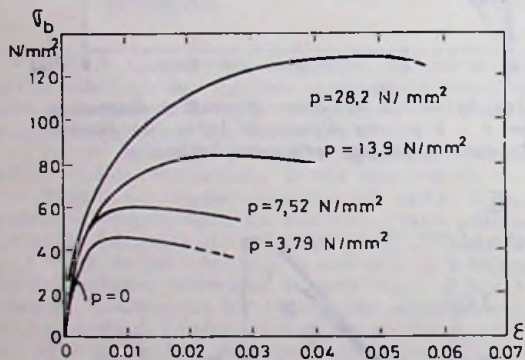


Fig. VII.5. — Comportarea betonului la compresiune triaxială: cilindri supuși la compresiune axială sub acțiunea a diverse nivele de presiune hidrostatică laterală p (N/mm^2).

Ținînd seama de cele arătate, funcție de configurația și de cantitatea de armătură transversală (exprimată cel mai bine prin „coeficientul volumetric de armare” $\mu_s = \frac{V_a}{V_{bs}} = \frac{V_a}{b_s h_s a_e}$, conform figurii VII.8), rezultă următoarele:

— **Creșterea rezistenței.** Efectele sînt foarte diferite funcție de eficacitatea fretării. În cazul armării cu fretă, inclusiv cu etrieri înclari, ca și în cazul armării cu plase sudate, cu etrieri întrepătrunși sau în cazul unor armări complexe ca, de exemplu, în figura VII.9, rezultă creșteri ale rezistenței comparabile cu cele menționate pentru cazul compresiunii triaxiale. În cazul armării transversale cu etrieri dreptunghiulari perimetrali, chiar în cazul unor consumuri relativ mari de armătură, creșterea de rezistență este mai redusă (fig. VII.10).

— **Creșterea deformabilității.** În toate cazurile de armare transversală puternică (inclusiv la armarea cu etrieri perimetrali) se înregistrează sporuri importante ale deformății limită a betonului, depășind uneori 10–15%₀₀ (fig. VII.10).

Un aspect specific al comportării betonului „fretat” este faptul că modificarea favorabilă de rezistență și deformabilitate menționată se remarcă numai în interiorul zonei fretate. Întrucît betonul stratului de acoperire, aflat în afara perimetrului acestei zone, nu își modifică comportarea, se observă

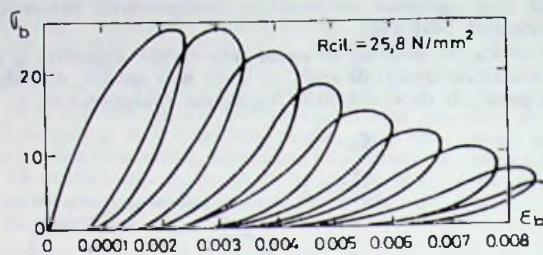


Fig. VII.4. — Curba $\sigma - \epsilon$ obținută pe probe cilindrice de beton supuse la solicitări ciclice de compresiune de înaltă intensitate.

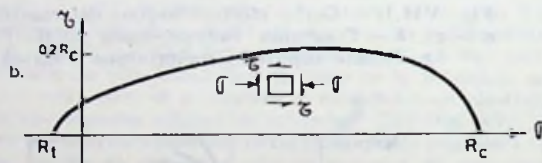
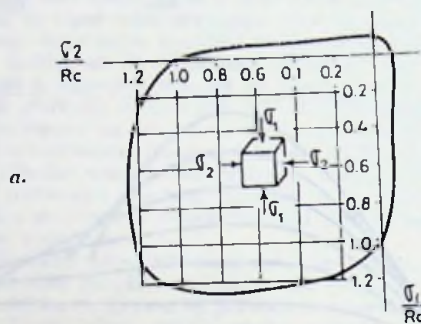


Fig. VII.6. — Rezistența betonului la solicitare biaxială; a — diagrama exprimată în eforturi principale normale; b — diagrama exprimată în eforturi de lunecare-eforturi normale (întindere și compresiune).

fenomenul cunoscut al fisurării și desprinderii acestui strat de beton înainte de epuizarea capacității la rezistență a zonei fretate. Rezultă din aceasta că pentru a avea eficiența necesară, în principiu, creșterea de rezistență a zonei fretate ar trebui să fie egală cu pierderea de rezistență înregistrată prin scăderea de secțiune datorită desprinderii stratului exterior de beton. Prescripțiile S.U.A. [84] [85], prevăd condiții de armare minimă cu fretă sau etrieri care corespund cerinței de realizare a acestui deziderat. În alte norme (inclusiv în cele din R.S.R.) condițiile de armare transversală minimă, deși mai severe decât în trecut, în mod justificat, sînt mai puțin exigente. O analiză comparativă privind aceste aspecte se găsește în lucrarea [22]. La secțiunile armate cu etrieri dreptunghiulari perimetrali, datorită eficienței mai reduse a acestora, de multe ori rezultă că practic „fretarea” are ca efect numai o creștere de deformabilitate (uneori deosebit de mare), creșterea de rezistență fiind adeseori absentă sau nesemnificativă.

e) Betoanele de rezistență mai redusă, prin porozitatea lor, nu oferă o bună protecție armăturii, care poate fi supusă în timp unor procese intense de coroziune. Ținînd seama și de unele indicații privind comportarea mai defavorabilă a acestor betoane la solicitări de durată și solicitări repetate, unele norme de proiectare antisismică [84] [86] recomandă să se

adopte clase de beton de peste $B_c 20$ (corespunzătoare unei mărci de beton B 250...B 300).

Avînd în vedere evitarea unor ruperi prea casante, există de asemenea în unele prescripții [85] prevederi de limitare superioară a clasei betonului ușor (la rezistență egală betonul ușor este mai casant decît betonul greu). Există chiar propuneri de limitare superioară a clasei betonului greu, care însă au numai valori de principiu, întrucît mărimile indicate corespund practic mărcii B 800, depășind deci sensibil rezistențele betonului folosit în prezent.

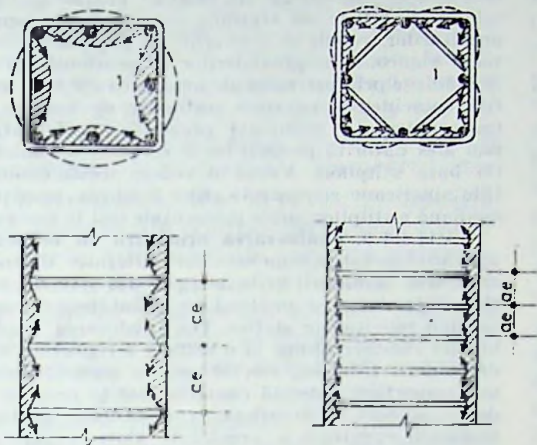


Fig. VII.7. — Eficiența fretării: 1 — zonă de fretare eficientă.

f) O problemă care a preocupat specialiștii a fost aceea a efectului vibrațiilor frecvente, produse de diferite cauze (de exemplu, traficul de pe străzile învecinate), asupra rezistenței în timp a betonului structurilor. Ținînd seama de valoarea relativ redusă a sollicitărilor rezultate din acest efect, pe baza studiului proprietății betonului, inclusiv folosind date experimentale existente [62], se poate deduce că ele în general nu sînt de natură să afecteze capacitatea portantă a betonului.

În schimb, un grad ridicat de sollicitare prin încărcări de lungă durată (mai ales în cazul betoanelor mai slabe), alături de efectele cumulate a mai multor cutremure puternice, poate reduce sensibil rezistența betonului.

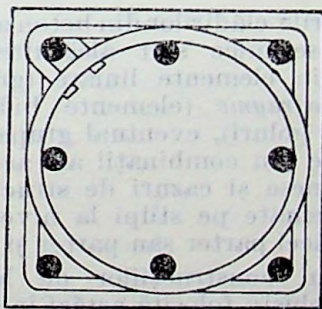


Fig. VII.9. — Armătură transversală complexă.

g) Pentru rezistența reală a betonului din construcție, o influență mare o are și direcția de betonare. În cazul betonării pe verticală (în stâlpi, diafragme etc.), pe înălțimi de peste 1,5 m, datorită tendinței de sedimentare a betonului proaspăt și a migrării apei separate către partea superioară, conform datelor obținute pe elemente experimentale, precum și celor din măsurători pe construcții existente, rezistența betonului la partea superioară este cu 15—30% sub valoarea normală. Desigur că această slăbire de rezistență (luată în considerare în prescripțiile din țara noastră, U.R.S.S. etc.) poate influența

comportarea corespunzătoare, comportarea stîlpilor și diaframelor de beton armat (inclusiv a celor executate din panouri prefabricate turnate în casete).

VII.1.1.2. Comportarea armăturii. a) La acțiunea sollicitărilor statice de întindere sau compresiune, armăturile din oțeluri laminate la cald, folosite obișnuit în construcții de beton armat (în țara noastră PC 60, PC 52, OB 37), au diagrame eforturi unitare-deformații specifice ($\sigma-\epsilon$), caracterizate printr-o limită de curgere fizică (σ_c), prezentînd un palier de curgere suficient de extins (în general de peste 1%),

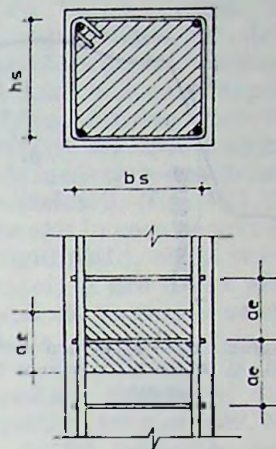


Fig. VII.8. — Modul de determinare a coeficientului de armare volumetric, μ_s .

precum și o zonă de consolidare, astfel încît limita de rupere (σ_r) depășește limita de curgere cu minimum 30—40%. Alungirea remanentă la rupere are valori foarte importante ($\delta \geq 14 \dots 20\%$).

b) În cazul sollicitării de scurtă durată, ca și în cazul betonului și altor materiale, crește atât limita de curgere, cit și limita de rupere. Creșterea limitei de rupere, în condițiile menționate ale duratei de încărcare, apare a fi de 20—40%.

c) În cazul sollicitării alternante (succesiv întindere-compresiune) se pune în evidență efectul Bauschinger (fig. VII.12).

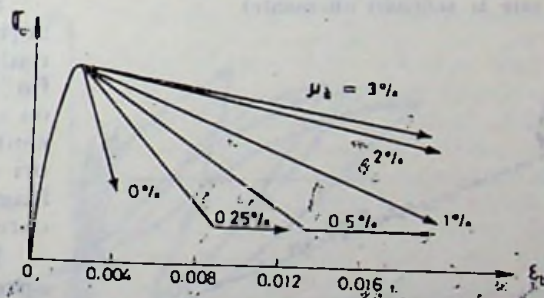


Fig. VII.10. — Efectul cantității de etrieri perimetrali (exprimat prin coeficientul volumetric de armare) asupra diagramei $\sigma_b - \epsilon_b$.

d) La sollicitări repetate, aplicate dinamic, ca în orice material, are loc o reducere a rezistenței de rupere, funcție de numărul de cicluri aplicate (fig. VII.13).

La numărul de repetări ale sollicitării, specific acțiunii seismice, reducerea de rezistență este relativ mică, astfel încît limita de rupere se menține totuși mai ridicată decît limita de curgere, spre deosebire de cazurile cu număr mare de cicluri, cînd rezistența la oboseală poate scădea foarte mult sub limita de curgere.

Ca urmare, în condițiile sollicitării seismice, comportarea armăturii poate fi considerată practic a fi caracterizată prin

curba obținută static, eventual cu luarea în considerare a efectului Bauschinger.

e) Datorită alungirii limită reduse și sensibilității la acțiunea solicitărilor repetate, este contraindicată folosirea de oțeluri ecrusate, a oțelurilor cu conținut ridicat de carbon etc. Unele prescripții [85] cer ca zona de consolidare a curbei să fie suficient de amplă, astfel ca $\sigma_r/\sigma_c \geq 1,25$.

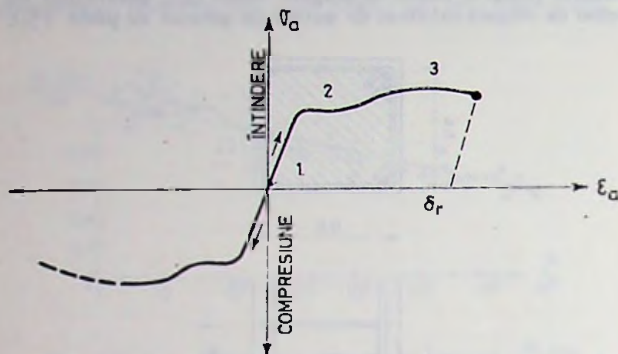


Fig. VII.11. — Diagrama $\sigma_a - \epsilon_a$ pentru oțeluri; 1. Zona cu comportare elastică; 2. Palier de curgere; 3. Zonă de consolidare.

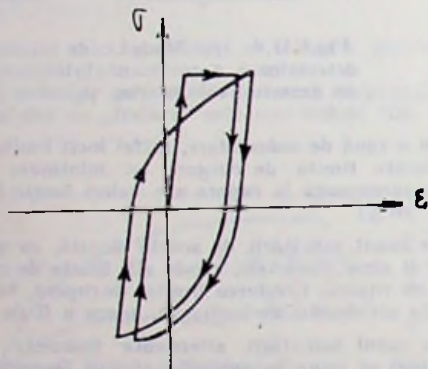


Fig. VII.12. — Efectul Bauschinger la oțel (reducerea limitei de proporționalitate la solicitări alternante).

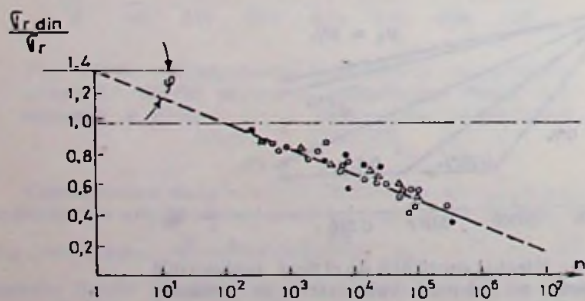


Fig. VII.13. — Rezistența dinamică relativă $\left(\frac{\sigma_r \text{ din}}{\sigma_r}\right)$ a oțelului după datele a diverși autori în funcție de numărul de cicluri de solicitare.

Justificarea dată acestei cerințe este afirmația că astfel se permite o extindere pe o lungime (a elementului de beton armat) mai mare a zonei de deformare plastică, mărindu-se corespunzător ductilitatea și deci capacitatea de absorbție a energiei induse de secțiunea seismică. Aceleași prescripții [85] cer și o limitare a valorii maxime a limitei de curgere, astfel

ca aceasta să nu depășească valoarea normală cu peste 18 000 ... 21 000 psi (circa 1300 ... 1500 kgf/cm²), pentru a evita suprasolicitări periculoase prin forțe tăietoare ș. a. .

Esențialul îl constituie însă criteriul alungirii limită suficient de mari [7]. Cerințele menționate sînt în ansamblu îndeplinite de armăturile din oțeluri laminate la cald, la care valoarea normală a limitei de curgere nu depășește 4000—4400 kgf/cm² cum este și cazul oțelului de tip PC 60 din R. S. România. Apare însă necesară în continuare preocuparea variabilității rezistenței sale.

f) Întrucît în specificul de solicitări seismice crește sensibilitatea la concentrări de eforturi provocată de defecte, de schimbări bruște de secțiune etc., sudurile pentru înădirea armăturilor trebuie să se execute cu grijă deosebită, cu respectarea riguroasă a prevederilor dimensionale și tehnologice. Și înădirea prin petrecere ale armăturii stîlpilor, mai ales datorită coincidenței cu zona rosturilor de turnare a betonului (uneori tratate neglijent) prezintă sensibilitate deosebită, mai ales datorită plasării lor în secțiuni de solicitări maxime (la baza stîlpilor). Avînd în vedere aceste condiții, prescripțiile americane recomandă chiar înădirea armăturii în zona mediană a stîlpilor, unde momentele sînt în general mai reduse.

VII.1.1.3. Conlucrarea armăturii cu betonul. Datorită aplicării repetate a unor solicitări puternice, deseori alternante, ancorarea armăturii în beton, precum și conlucrarea propriuzisă dintre beton și armătură, se înrăutățesc în raport cu cazul acțiunii solicitărilor statice. Dacă reducerea gradului de conlucrare conduce numai la o scădere a rigidității și o creștere a deschiderii fisurilor, efectul asupra ancorării armăturii este mai important datorită consecințelor în ceea ce privește scăderea, uneori substanțială, a capacității portante, datorită smulgerii eventuale a armăturii. Date experimentale arată că la solicitări alternante întindere—compresie de mare intensitate, la care armătura ajunge la curgere, pe măsura repetării ciclurilor, se observă o deplasare a zonei de curgere spre interiorul porțiunii de ancorare la distanțe de 14 ... 18 d (d = diametrul barelor).

De aici rezultă condiții mai riguroase de asigurare a ancorării, mai ales pentru elementele supuse la solicitări seismice de intensitate ridicată, în particular la ancorarea armăturii grinzilor în stîlpi.

VII.1.2. Comportarea elementelor de construcții de beton armat solicitate din acțiunea seismică

Structurile clădirilor din beton armat supuse acțiunilor seismice sînt alcătuite din cadre, realizate din elemente liniare (grinzi, stîlpi), fie din diafragme (elemente bidimensionale, cu sau fără goluri), eventual grupate în nuclele centrale, fie din combinații ale acestora. Uneori se întîlnesc și cazuri de structuri cu diafragme rezemate pe stîlpi la nivelurile inferioare, de obicei parter sau parter și primul etaj.

În cazul construcțiilor de hale, soluția aproape exclusiv folosită astăzi în țara noastră are structura acoperișului rezemată practic prin articulații pe stîlpi, care, fiind încastrați în fundații, preiau solicitările orizontale din acțiuni seismice pe baza unor scheme de lucru „în consolă” (deci elementele rezistente la acțiunea seismică sînt tot elemente „liniare”). De cele mai multe ori aceste structuri sînt prevăzute cu planșee și acoperișuri avînd rigiditate mare în planul lor, ceea ce permite să fie de obicei considerate șabie indeformabile, asigurînd între altele, în general, o bună conlucrare a elementelor structurale componente. Desigur, în cazul structurilor conținînd elemente cu

rigidități foarte diferite, aceste șaibe horizontale sînt supuse ele inele unor solicitări foarte importante, fiind susceptibile să producă și eventuale deteriorări la acțiuni seismice puternice, așa cum a apărut în unele cazuri și la cutremurul din 4 martie 1977 din România.

La cele menționate mai sus se adaugă structurile de tip „turn” (castele de apă, coșuri de fum, turnuri de răcire etc.), care, chiar dacă prin valoarea ridicată a raportului dintre înălțime și dimensiunile transversale au o comportare de ansamblu relativ apropiată de cea a elementelor liniare, în toate cazurile își păstrează un specific aparte prin forma tubulară (eventual chiar cu dublă curbatură), prin grosimile reduse ale pereților în raport cu diametrul etc.

În cele ce urmează se trec în revistă unele din principalele aspecte ale comportării elementelor liniare (cu unele precizări în ceea ce privește comportarea specifică a nodurilor de cadru) și ale diaframelor din beton armat. Atenția este concentrată îndeosebi asupra fenomenelor care au efect decisiv asupra asigurării condițiilor de „supraviețuire” a structurilor prin evitarea prăbușirii (colapsului). În consecință, examinînd comportarea elementelor, se urmăresc în primul rînd condițiile prin care li se conferă aptitudinea de a dezvolta importante deformații postelastice în zonele de articulații plastice în care se concentrează cea mai mare parte a energiei disipate. Totodată sînt puși în evidență factorii susceptibili de a conduce la ruperi casante, premature, din eforturi de compresiune, cedări de forțe tăietoare, cedări în zonele de ancorare a articulațiilor etc., în scopul stabilirii modalităților de dimensionare și execuție care să asigure evitarea unor astfel de ruperi, permițînd exploatarea efectivă a capacității de disipare de energie a zonelor în care se dezvoltă deformațiile plastice.

În calculul curent, din cerințe de simplitate, în afara introducerii unor corecturi strict necesare (de exemplu reducerea rezistenței la forțe tăietoare preluată de betonul zonei comprimate), se face abstracție de modul de solicitare real, caracterizat prin repetarea încărcărilor și descărcărilor, foarte adeseori chiar prin alternare de solicitări. Specificul acesta de solicitare are totuși o importanță în comportarea elementelor de beton armat, influențînd în mod decisiv capacitatea lor de absorbție de energie. Datorită proceselor complexe, care se produc la solicitări intense și repetate, se observă fenomenul deosebit de caracteristic de degradare progresivă pe măsura acumulării numărului lui de cicluri de încărcare-descărcare, cu sau fără alternanță a solicitării. (fig. VII.14). Acest fenomen se resimte atît în ceea ce privește rigiditatea (degradarea rigidității), cît și rezistența (degradarea rezistenței) și are drept efect final o deteriorare complexă, uneori concentrată în zonele de articulație plastică, alteori mai extinsă, înregistrîndu-se întotdeauna la încheierea procesului de cedare distrugerii importante ale unor zone relativ extinse ale elementelor de beton armat. Astfel, betonul zonelor de articulație plastică este deseori expulzat și armăturile rezultă frecvent flambate, și în orice caz foarte puternic deformat (fig. VII.15) sau se înregistrează chiar o distrugere generalizată a betonului întregului element. Tabloul unor asemenea comportări s-a înregistrat sistematic atît la distrugerea de elemente structurale (mai ales stîlpilor structurilor etajate în timpul unor cutremure intense, inclusiv la cel din 4 martie 1977 în București), cît și în simularea efectelor cutremurelor în încercări de laborator. Din cauza aceasta, la elementele care au cedat (cu atît mai mult în cazurile construcțiilor cu prăbușiri parțiale sau generale), este foarte greu, de obicei

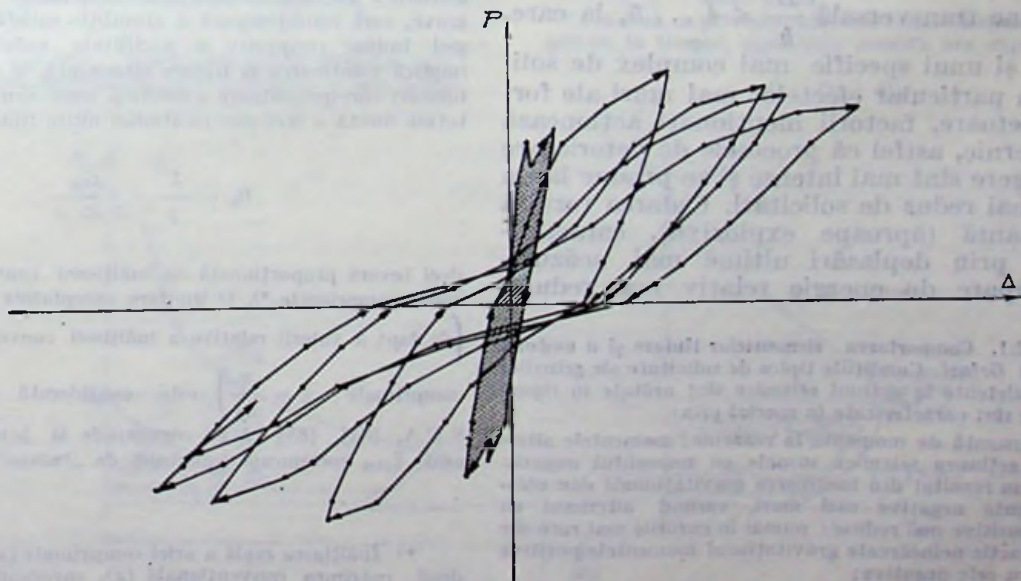


Fig. VII.14. — Degradarea rigidității și scăderea capacității portante la cicluri severe de încărcări alternante.

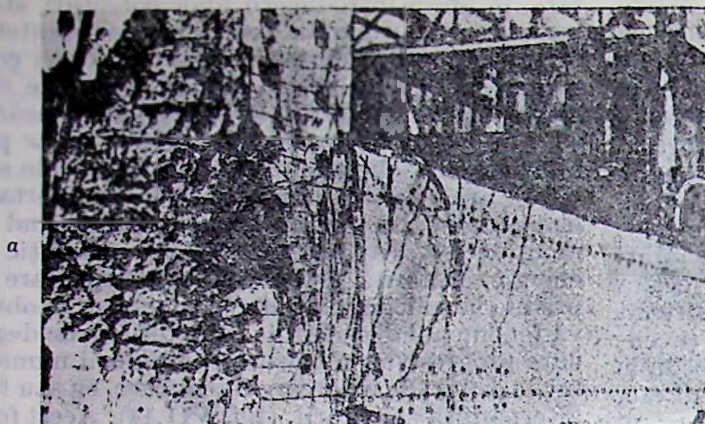


Fig. VII.15. a — Articulație plastică pe stlfp; b — Rupere de stlfp.



practic imposibil, să se poată judeca asupra calității betonului. Poate chiar apare impresia înșelătoare că în toate aceste cazuri betonul să fi fost de calitate cu totul inferioară, ceea ce ar fi condus la transformarea lui în „moloz”.

Degradarea finală atât de accentuată a betonului, pe lângă efectul propriu-zis al solicitării repetate (al oboselii betonului la un număr redus de cicluri), este se pare în unele cazuri și rezultatul interacțiunii betonului cu armătura. Întrădeavăr, pe măsura creșterii gradului de fisurare, în special în dreptul fisurilor, începe să aibă efecte cu totul deosebit presiunea locală a armăturii pe beton, cu consecința ei de despicare progresivă a betonului, susceptibilă să contribuie esențial la distrugerile generalizate menționate. Foarte caracteristică în această privință este comportarea elementelor „scurte” (considerate în general ca având raportul lungime

dimensiune transversală $\frac{H}{h} \leq 4 \dots 5$, la care,

datorită și unui specific mai complex de solicitare, în particular efectelor mai mari ale forțelor tăietoare, factorii menționați acționează mai puternic, astfel că procesele de deteriorare și distrugere sînt mai întense și se produc la un număr mai redus de solicitări. Cedarea rezultă mai casantă (aproape explozivă), caracterizîndu-se prin deplasări ultime mai scăzute, cu o disipare de energie relativ mai redusă.

VII.1.2.1. Comportarea elementelor luate și a nodului de cadru a) Grinzii. Condițiile tipice de solicitare ale grinzilor cadrelor rezistente la acțiunii seismice sînt arătate în figura VII.16. Ele sînt caracterizate în special prin:

— alternanță de momente la reazeme; momentele alternante din acțiunea seismică sumate cu momentul negativ de pe reazeme rezultat din încărcarea gravitațională dau obișnuit momente negative mai mari, variînd alternant cu momente pozitive mai reduse; numai în cazurile mai rare ale grinzilor practic nel încărcate gravitațional momentele pozitive sînt egale cu cele negative;

— extinderea sensibilă a porțiunii de grindă supusă la momente negative și totodată caracterizată prin alternanță de momente de la valori negative la valori pozitive;

— menținerea practică a direcției forței tăietoare din încărcările gravitaționale (forța tăietoare alternantă produsă de cutremur este de obicei prea redusă pentru a putea schimba sensul forței tăietoare rezultante).

Consecințele acestei situații în ceea ce privește comportarea în timpul seismului sînt următoarele:

— Pe reazeme pot apare articulații plastice care să fie supuse la rotiri importante, uneori în ambele sensuri (din momente alternante negativ-pozitiv).

— Zone importante ale grinzii necesită armături de rezistență atât la partea inferioară, cit și la partea superioară, adeseori solicitate alternant la întindere și compresiune, care trebuie să aibă asigurată o ancorare sigură.

— În preluarea forțelor tăietoare, direcția fisurilor inclinate în zonele de reazem se menține de obicei aceeași (fig. VII.16), indiferent de alternanța de solicitare, dar apare posibilitatea formării de fisuri traversînd grinda pe toată înălțimea ei, care se deschid succesiv la ambele fețe (superioară și inferioară) ale grinzii. În aceste condiții, capacitatea de preluare de către beton a unei părți din forța tăietoare cu care se încarcă elementul în zone fisurate este sensibil diminuată (cu pînă la circa 50%) [28].

Asigurarea unei comportări satisfăcătoare presupune deci în primul rînd crearea unei capacități de deformare suficientă în zonele de articulație plastică fără deteriorări grave, care condiționează o absorbție satisfăcătoare a energiei induse (respectiv o ductilitate suficientă). Aceasta implică menținerea la fiecare alternanță de solicitare a unei limitări corespunzătoare a mărimii zonei comprimate, rotirea totală limită a secțiunii în stadiul ultim fiind

$$\theta_u = \frac{1}{\rho} = \frac{\epsilon_{bu}}{1,25 \cdot x} \quad (\text{VII.1})$$

deci invers proporțională cu înălțimea convențională (x) a zonei comprimate *). O limitare acceptabilă a acestei valori (de fapt a valorii relative a înălțimii convenționale a zonei

comprimate: $\xi = \frac{x}{h_0}$) este considerată de prescripțiile S.U.A. [84], [85] că ar corespunde la jumătate din ξ_{lim} , unde ξ_{lim} corespunde punctului de „balans” care caracteri-

*) Înălțimea reală a ariei comprimate (x_1) este mai mare decît mărimea convențională (x), corespunzătoare ipotezei simplificatoare, admise curent, a unei diagrame dreptunghiulare a eforturilor unitare de compresiune. Pentru betoanele folosite obișnuit $x_1 \approx 1,25 x$.

zează cazul în care armătura întinsă ajunge la limita de curgere odată cu ruperea betonului comprimat (fig. VII.17). Normativul P. 100-80 a adoptat o valoare similară luând în esență $\xi \leq 0,5 \cdot \xi_{lim} = 0,3$. Aceasta corespunde practic condiției exprimată în procente de armare: $p - p' \leq 30 \frac{R_a}{R_c}$ (p și

p' fiind procentele de armare cu armătură întinsă, respectiv comprimată).

În ceea ce privește valorile absolute ale procentelor de armare p și p' acestea de asemenea nu importanța lor. Într-adevăr, la valori reduse ale procentelor de armare (sub 0,4... 0,5 %) deschiderile de fisuri remanente, după solicitarea din acțiuni seismice puternice, rezultă foarte mari, deci sînt necesare reparații mult mai frecvente decît la elementele cu procente de armare mai ridicate. Rezultă de aici necesitatea unei limitări inferioare a procentelor de armare în grinzile supuse la solicitări din acțiuni seismice, sensibil mai severe decît cele obișnuit admise din condițiile de armare minimă a betonului armat.

Preocuparea pentru creșterea capacității de absorbție de energie în zonele de articulații plastice de în capetele grinzilor este reflectată prin recomandări de îndesire a etrierilor, susceptibile a crea o anumită fretare a betonului succesiv comprimat și întins în timpul seismului, mărindu-l deformabilitatea la rupere prin compresiune.

În ceea ce privește acțiunea forței tăietoare apar două aspecte:

— În cazul dimensiunilor reduse ale secțiunii, deci la valori relativ ridicate ale raportului $\frac{Q}{bh_0}$ ($\frac{Q}{bh_0} > 0,15... 0,2 \cdot R_c$), cedarea la forță tăietoare se poate produce prin beton fără fisurare prealabilă, avînd un caracter foarte casant. Pentru evitarea acestui fel de cedare în [22] se dă relația:

$$Q \leq 2bh_0R_c. \quad (VII.2)$$

În cazul cînd capacitatea portantă la forță tăietoare Q_{cap} este inferioară măririi forței tăietoare ce se poate dezvolta în timpul seismului (dictată de capacitatea portantă capabilă de încovoiere oferită de zonele de articulații plastice), datorită ruperii premature pe fisuri înclinate prin cedarea armăturii transversale și a betonului zonei comprimate, de asemenea nu se poate exploata capacitatea potențială de rezistență și de rotire neelastică din zonele în care ar fi trebuit să se dezvolte articulațiile plastice menționate.

S-a notat $Q_{cap} = Q_e + Q_b$,

unde Q_b este forța tăietoare preluată de betonul zonei comprimate, redusă față de cazul solicitărilor obișnuite în condițiile solicitării seismice;

$Q_e = \sum T_e$ și $Q_b = \sum T_b$ sînt reprezentate sumele eforturilor din etrieri și ale componentelor transversale ale eforturilor din armătura înclinată care traversează fisura.

În ceea ce privește mărimea forței tăietoare dezvoltate în grindă în timpul seismului, aceasta are expresia

$$Q = Q_0 + Q_M. \quad (VII.3)$$

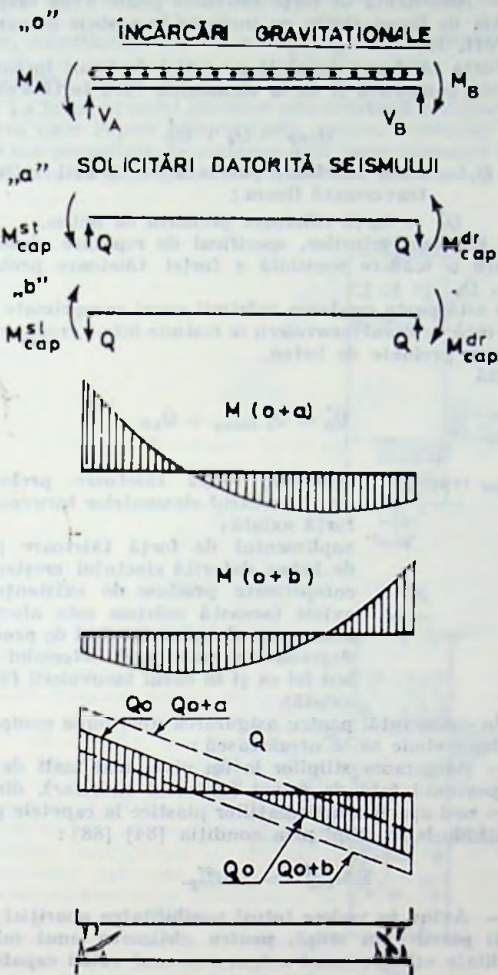


Fig. VII.16. — Solicitări în grinzi. Fisurare sub acțiunea încărcărilor gravitaționale și din seism.

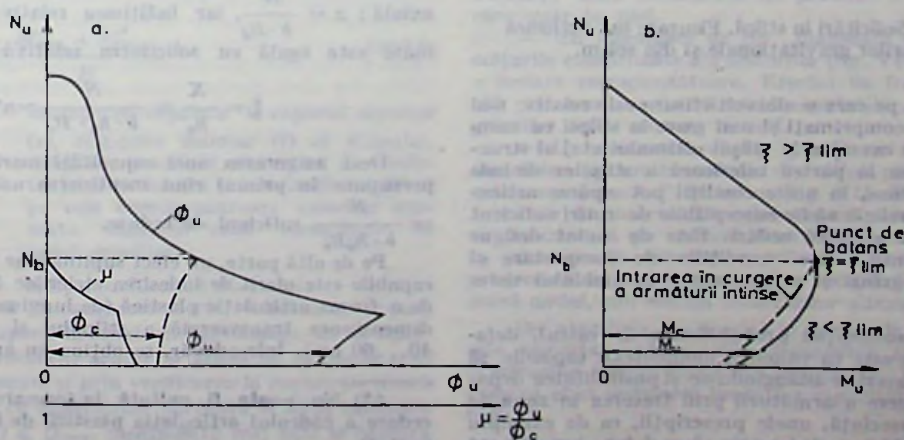


Fig. VII.17. — Diagrama de interacțiune forță axială — moment încovoietor (a) și diagrama forță axială — curbura (b).

unde

Q_0 reprezintă forța tăietoare din acțiunea încărcărilor gravitaționale pe schema de grindă simplu rezemată;

$$Q_M = \pm \frac{M_{cap}^A + M_{cap}^B}{L} - \text{forța tăietoare corespunzătoare}$$

momentelor de capăt în stadiul ultim;

M_{cap}^A, M_{cap}^B — momentele capabile*) de la capetele grinzii (respectiv negativ și pozitiv ca în fig. VII.16).

b) *Stilpi*. În ceea ce privește stilpii cadrelor sau ai structurilor halelor parter, caracteristice asupra modului de solicitare la acțiuni seismice sînt:

— Aplicarea de momente și forțe tăietoare alternante, obișnuit apropiate în valoare absolută, a căror mărime variază pe înălțimea stilpului schimbînd de obicei de semn (fig. VII.18).

— Aplicarea de forțe axiale a căror valoare este dată de mărimea încărcărilor gravitaționale. Totuși, mai ales la stilpii de margine (cu deosebire la cei cu colț), apare suplimentar efectul indirect din acțiunea orizontală asupra structurii, care în timpul acțiunii seismice schimbă succesiv de semn, mărind sau reducînd solicitarea de compresiune din acțiuni gravitaționale.

Ca urmare, după cum au arătat și consecințele seismelor și datele experimentale, rezultă următoarele în ceea ce privește comportarea stilpilor:

— Imediat deasupra sau dedesubtul grinzii se pot dezvolta fisuri orizontale ce se deschid și se închid succesiv în timpul acțiunii seismice de ambele părți (pe fețele opuse) ale

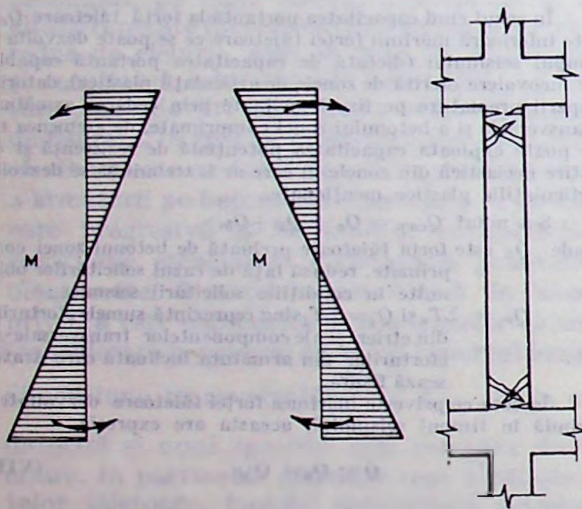


Fig. VII.18. — Solicitări în stilpi. Fisurare sub acțiunea încărcărilor gravitaționale și din seism.

stilpului. Lungimea pe care se dezvoltă fisura este relativ mică la stilpii mai comprimați și mai mare la stilpii cu compresiune redusă (de exemplu la stilpii ultimului etaj al structurilor cu cadre sau la partea inferioară a stilpilor de hale parter). În aceste zone, în unele condiții pot apărea articulații plastice, care trebuie să fie susceptibile de rotiri suficiente de mari fără să se producă cedări. Este de notat desigur deosebirea importantă între condițiile de comportare și efectele cedării la grinzii și stilpi asupra ansamblului siste-

*) În spiritul concepției probabilistice de calcul, defavorabil în acest caz este ca valoarea momentelor capabile să fie mai ridicate, la acestea adăugîndu-se și posibilitatea depășirii limitei de curgere a armăturii prin trecerea în zona de consolidare; în consecință, unele prescripții, ca de exemplu [84] [85], recomandă ca valoarea lor să se determine pe bază de mărimi sporite ale rezistențelor (pentru armătură se recomandă o valoare depășind cu 25 % valoarea rezistenței normale).

mului structural. Cedarea unui stilp prezintă incontestabil gravitate mai mare și de aceea, pe cît posibil, apariția articulației plastice este de evitat**), adoptînd soluții cu momente capabile în stilpi mai mari decît în grinzii. Totodată este firească adoptarea și a altor măsuri de protecție în zonele potențiale de articulații plastice de la capetele stilpilor prin menținerea unor capacități suficiente de deformare postelastică.

— Alternanța de forțe tăietoare poate avea drept efect apariția de fisuri oblice cu înclinări în ambele sensuri (în x) (fig. VII. 18).

Forța tăietoare capabilă pe astfel de fisuri înclinate are expresia cunoscută și de la elementele fără forță axială

$$Q_{cap} = Q_e + Q'_b$$

unde Q_e — forța tăietoare preluată de etrierii întinși care traversează fisura;

Q'_b — forța tăietoare preluată de beton.

Ca și în cazul grinzilor, specificul de repetare al solicitării produce o scădere sensibilă a forței tăietoare preluate de beton, Q'_b .

Pe de altă parte creșterea mărimii zonei comprimate a betonului față de cazul încovoierii se resimte într-o creștere a forței tăietoare preluate de beton.

Rezultă

$$Q'_b = Q_b \text{ incov} + Q_{bN}, \quad (\text{VII.4})$$

unde

$Q_b \text{ incov}$ reprezintă mărimea forței tăietoare preluată de beton în cazul elementelor încovoiate fără forță axială;

Q_{bN} — suplimentul de forță tăietoare preluată de beton datorită efectului creșterii zonei comprimate produse de existența forței axiale (această mărime este afectată de alternanța de solicitări deci de procesul de degradare a rezistenței betonului în același fel ca și în cazul încovoierii fără forță axială).

În consecință, pentru asigurarea unei bune comportări a stilpilor trebuie să se urmărească:

— Asigurarea stilpilor la un nivel mai înalt de capacitate portantă față de grinzii (în cazul cadrelor), dirijînd la fiecare nod apariția articulațiilor plastice la capetele grinzilor și evitîndu-le în stilpi prin condiția [84] [88]:

$$\Sigma M_{cap}^{stilp} > \Sigma M_{cap}^{gr} \quad (\text{VII.5})$$

— Avînd în vedere totuși posibilitatea apariției de articulații plastice în stilpi, pentru obținerea unui minim de ductilitate este necesară asigurarea unei rotiri capabile suficiente care are și la stilpi, în principiu, aceeași expresie ca la grinzii (VII.1).

Este de observat că la secțiunile armate simetric, specifice stilpilor solicitați din acțiuni seismice, rezultă că înălțimea convențională a zonei comprimate depinde numai de forța

axială: $x = \frac{N}{b \cdot R_c}$, iar înălțimea relativă a zonei comprimate este egală cu solicitarea relativă de compresiune:

$$\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{N}{b \cdot h_0 \cdot R_c} = n^{***} \quad (\text{VII.6})$$

Deci asigurarea unei capacități mari de rotire plastică presupune în primul rînd menținerea unor valori $n \cong \xi = \frac{N}{b \cdot h_0 \cdot R_c}$ suficient de reduse.

Pe de altă parte, un efect suplimentar de creștere a rotirii capabile este oferit de îndesirea etrierilor în zona susceptibilă de a forma articulație plastică (de lungime cel puțin egală cu dimensiunea transversală a stilpului și nu mai puțin de 40...60 cm). Într-adevăr, se obține un anumit efect de fre-

**) Nu poate fi evitată la formarea mecanismului de cedare a cadrului articulația plastică de la baza stilpului (la parter).

***) Egalitatea $n = \xi$ este riguroasă numai dacă armăturile longitudinale de rezistență sînt amplasate exclusiv pe două fețe opuse.

Prima condiție poate fi pusă sub forma [22][88]:

$$A_{bn} \geq \frac{Q_{nod}}{k \cdot R_t} \quad (VII. 8)$$

unde $k = 3,7 \dots 5$ (funcție de existența grinzilor adiacente nodului pe o direcție sau pe ambele direcții).

A doua condiție se respectă în esență [22] [88] prin prelungirea în nod a modului de dispunere a etrierilor din stâlpi (de la partea inferioară), fiind în general posibilă renunșarea la armătura transversală neperimetrală, ceea ce îmbunătățește și condițiile de betonare ale nodului. Aceste prevederi în seama de efectul de fretare favorabil pe care îl au grinzile care converg în nod, atunci când lățimea acestor grinzi depășește circa jumătate din latura corespunzătoare a nodului.

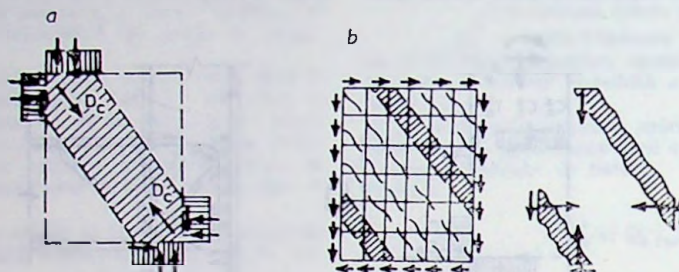


Fig. VII.20. — Mecanisme de preluare a forțelor tăietoare în noduri de cadre: a — mecanism tip diagonală; b — mecanism tip grindă cu zăbrele.

Față de cele arătate mai sus, bazate după cum s-a arătat pe datele cercetărilor experimentale, este de observat că în cazul cutremurelor reale cedările „de nod” au fost observate rar. Nu au fost semnalate practic asemenea cedări de nod în cazul cutremurului din 4 martie 1977 din România, deși după cum a rezultat din constatările repetate nu rare au fost cazurile în care armăturile transversale din nod au lipsit cu desăvârșire.

Făcând aceste observații, desigur nu se pot trage concluzii privind renunșarea la o atență alcătuirii a nodului, inclusiv la armarea sa cu etrieri. În schimb se poate conchide totuși că este necesară o activitate de studiu mai adincită a specificului comportării nodurilor de cadru ținând seama de ansamblul condițiilor reale de comportare a structurilor.

VII.1.2.2. Comportarea diafragmelor ca elemente structurale. Multă vreme diagramele de beton armat au fost considerate ca elemente cu deformabilitate redusă. Forțele seismice mai mari în cazul structurilor cu diafragme în raport cu cele corespunzătoare cadrelor, prescrie de normele de proiectare antisismică, se datorese concepției că aceste structuri sînt puțin ductile și de aceea trebuie înzestrate cu o rezistență elastică mai mare.

Una din constatările foarte importante evidențiate de comportarea „pe viu” a diafragmelor de beton armat în timpul cutremurelor, inclusiv a celui din București de la 4 martie 1977, confirmată și de rezultatele unor cercetări experimentale recente, este că în multe situații diafragmele pot dezvolta o considerabilă capacitate de deformare în domeniul inelastic și de absorbție de energie.

În realitate, comportarea ductilă sau neductilă a elementelor de beton armat este influențată în mod complex de mulți factori: caracteristicile fizico-mecanice ale materialelor, forma secțiunii, cantitatea și modul de dispunere în cadrul secțiunii a armăturii longitudinale, procentul și modul de realizare a armării transversale, intensitatea efortului axial de compresiune, proporțiile generale (raportul între lungimea H a elementului și înălțimea h a secțiunii) și legat de aceasta interacțiunea eforturilor de încovoiere și forfecare și raportul deformațiilor de încovoiere și de lunecare [1], [22], [58]. Apare evident că este nefondat să se considere în întregime, global, toate elementele structurale din categoria diafragmelor de beton armat ca inevitabil neductile, indiferent de condițiile particulare de alcătuirii și de încărcare. De asemenea, trebuie marcată diferența de comportare între diafragmele „lungi” și „scurte”.

În încercările de a clasifica diafragmele, s-a considerat că parametrul esențial pentru caracterizarea comportării sub încărcări orizontale este raportul dintre deformațiile de

încovoiere și cea de lunecare sau parametrul practic H/h (raportul între lungimea diafragmei și înălțimea secțiunii) derivat din precedentul [1], [60].

Se consideră diafragme „lungi” (sau diafragme încovoiate) pereții portanți la care deformația de lunecare într-un calcul elastic reprezintă cel mult 10% din deformația totală (încovoiere plus forfecare) (fig. VII.21).

Sub acțiunea încărcărilor orizontale, aceste diafragme au o comportare asemănătoare unor elemente în console, înmagazinînd preponderent energie de deformație de încovoiere (fig. VII.22). Acestor diafragme li se poate asocia modelul analitic specific elementelor liniare (se neglijează deformațiile de lunecare și se acceptă ipoteza secțiunilor plane). În condițiile unei alcătuirii corecte, diafragmele lungi pot avea

ductilitatea necesară la acțiuni seismice [1], [14], [15], [24], [67], [80].

Diafragmele scurte (sau diafragmele forfecate) înmagazinează o cantitate considerabilă de energie de deformație de lunecare, atunci cînd sînt supuse unui sistem de forțe orizontale. Se consideră că aparțin acestei categorii diafragmele a căror deplasare sub acțiunea forțelor orizontale, este produsă în proporție de cel puțin 10% din efortul de forfecare (fig. VII.23). Comportarea diafragmelor joase este mai puțin cunoscută. Studiile experimentale pe modele de diafragme scurte [5], [6], deși au adus unele contribuții importante la cunoașterea acestor categorii de elemente, nu au permis, fie datorită valabilității limitate a rezultatelor obținute la condițiile particulare în care s-au executat experimentările, fie chiar datorită unor contradicții între rezultatele obținute în diferite cercetări, să se construiască o teorie specifică privind comportarea sub încărcări și nici un model analitic adecvat. De altfel, însăși concepția generală privind siguranța acestor structuri la acțiuni seismice intense va trebui să capete probabil formulări specifice. Într-adevăr, diafragmele joase, chiar la nivelul de armare minim constructiv, posedă o capacitate portantă mare, care ar putea să evite incursiunile în domeniul plastic de deformare la acțiunea seismică. De asemenea, chiar dacă în anumite condiții de alcătuirii, diafragmele joase pot suporta deformații importante în domeniul inelastic, așa cum relevă cercetări recente, capacitatea portantă a terenului de fundație la dimensiunile obișnuite ale fundațiilor diafragmelor joase este inferioară capacității portante a pereților și ductilitatea lor nu poate fi exploatăată.

Trebuie observat că clasificarea diafragmelor pe baza deformațiilor determinate printr-un calcul elastic este convențională [60]. Este cunoscut faptul că raportul dintre deformațiile simultane de încovoiere și de forfecare într-o structură elastică este foarte diferit de raportul aceluiași deformații stabilite într-un calcul în care se ia în considerare comportarea reală a betonului armat. Prin fisurare, rigiditatea de lunecare a unui element de beton armat se reduce într-o măsură mult mai mare decît rigiditatea de încovoiere. Pentru a obține o comportare ductilă la proiectarea diafragmelor trebuie să se ia măsuri pentru sporirea capacității de deformare plastică prin încovoiere, pe de o parte, și pentru evitarea atingerii stării limită ultime la forțele tăietoare, pe de altă parte. Mecanismele de cedare a elementelor de beton armat la acțiunea forțelor tăietoare posedă ductilitate foarte limitată, cu degradări ale rezistenței și rigidității.

În cele ce urmează se face o succintă trecere în revistă a tipurilor specifice de deteriorări înregistrate la diafragmele

clădirilor de locuit din București cu ocazia acțiunii seismice severe de la 4 martie 1977 [16], [56]. S-a avut în vedere categoria diafragmelor lungi, în care, fiind vorba de caracteristicile dinamice (spectrale) ale cutremurului (cu perioade predominante mari), în mod firesc, s-au înregistrat majoritatea avariilor.

O mare parte a deteriorărilor marcate prin fisurare reprezintă fisuri de încovoiere și de încovoiere-forfecare, care evidențiază zone de deformare plastică inevitabil să se producă în condițiile unor mișcări seismice puternice (fig. VII.22). Acestea corespund conceptului de proiectare admis al răspunsului inelastic al structurii și nu trebuie să fie considerate avarii.

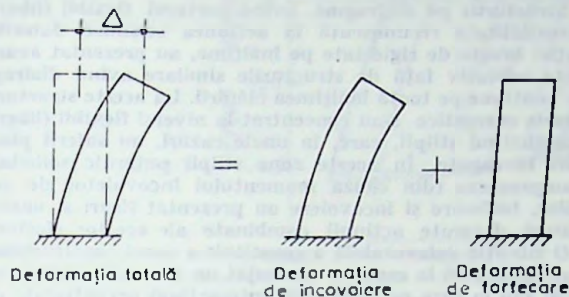


Fig. VII.21. — Diafragme lungi (deformații).

(convenționale) de calcul și nu pe baza capacității portante efective (momentului ultim) a secțiunilor diafragmei.

Trebuie semnalată și insuficiența vechiului model de calcul în secțiuni înclinate, în special în ceea ce privește evaluarea capacității betonului din zona comprimată de a prelua forța tăietoare. Pe de altă parte, era vorba de absența din

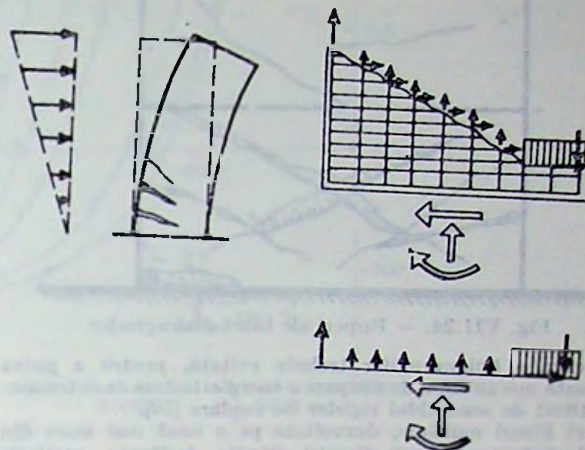


Fig. VII.22. — Diafragme lungi (eforturi).

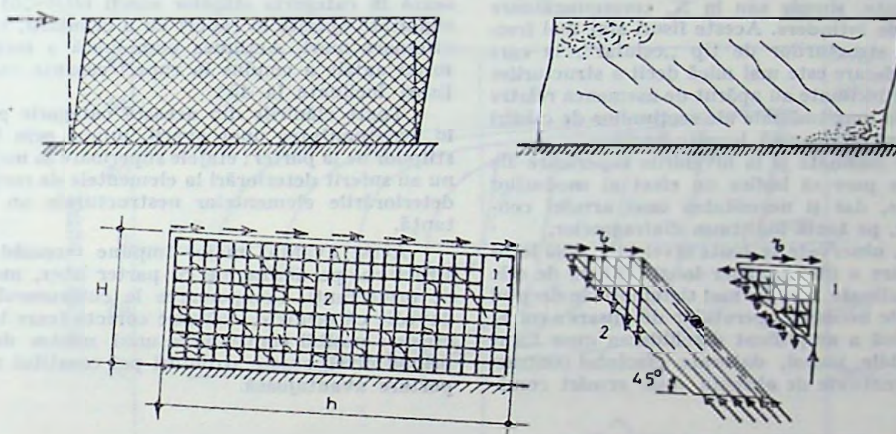


Fig. VII.23. — Comportarea diafragmelor scurte.

În categoria avariilor trebuie cuprinse o serie de degradări mai mult sau mai puțin marcate, necontrolate prin metoda de proiectare.

Dintre acestea cele mai frecvente au fost:

a) Ruperea casantă ale bazei diafragmelor produse de eforturi combinate din încovoiere, forță axială de compresiune și forță tăietoare (fig. VII.24). Avariile din această categorie au marcat fie depășirea eforturilor principale limită în betonul comprimat din zonele deformate plastic, în condițiile unei armături transversale insuficiente, fie depășirea capacității de deformare a betonului comprimat, înregistrată în mare majoritate a cazurilor la capetele lamelare ale diafragmelor și numai în puține cazuri la capetele întărite prin bulbi.

Aceste ruperi s-au localizat în majoritatea cazurilor în zone executate defectuos, cu betoane segregate, slabe și foarte slabe, cu înădri incorecte ale armăturilor verticale, în absența unor armături transversale în zona de petrecere etc. Aceste tipuri de avarii reprezintă și o consecință a aplicării de prescripții de calcul prezentând unele insuficiențe.

Asfel, modelul convențional de calcul pentru dimensionarea armăturilor verticale de rezistență, utilizat în practica proiectării din țara noastră înainte de 1978, modelul bazat pe o distribuție a eforturilor unitare în secțiune de tip Navier, nu reflectă comportarea reală sub încărcări a diafragmei de beton armat și nu permite determinarea capacității portante efective. De asemenea, nivelul forței tăietoare de calcul era insuficient, acesta fiind evaluat pe baza forțelor seismice

prescripțiile de proiectare antiseismică a unor prevederi privind asigurarea unei suficiente capacități de deformare în domeniul inelastic, respectiv asigurarea ductilității necesare (limitarea efectului axial de compresiune, fretare cu etrieri deși a zonelor de beton comprimate etc). Montanții diafragmelor cu goluri au prezentat avarii asemănătoare celor din cazul diafragmelor pline. S-a remarcat că la diafragmele cu goluri, având buiandrugi cu armătură longitudinală relativ puternică, efectul indirect al acțiunii seismice a condus în unele situații la zdrobirea prin compresiune a capetelor montanților la care forțele tăietoare din rigle au suplimentat efortul axial de compresiune sau la rupere prin forță tăietoare în cazul montanților la care forțele tăietoare din buiandrugi au redus efortul axial de compresiune, diminuând capacitatea betonului de a prelua forfecări (fig. VII.25).

b) Ruperea casantă ale buiandrugilor, prima linie de adaptare postelastice în cazul diafragmelor cu goluri, ca urmare a acțiunii forțelor tăietoare (fig. VII.26). Aceste avarii s-au datorat în cele mai multe situații, nivelului insuficient al forței tăietoare de dimensionare.

Avariile buiandrugilor au apărut mai pronunțat la construcțiile realizate înainte de 1970, la care s-a aplicat un calcul static elastic, fără corecții ale rigidității elementelor, care să țină seama de gradul diferit de fisurare ale elementelor verticale și orizontale, calcul care duce la prevederea în buiandrugi a unor armături longitudinale puternice și implicat la forțe tăietoare efective mari. Ruperea prematură, casantă, prin

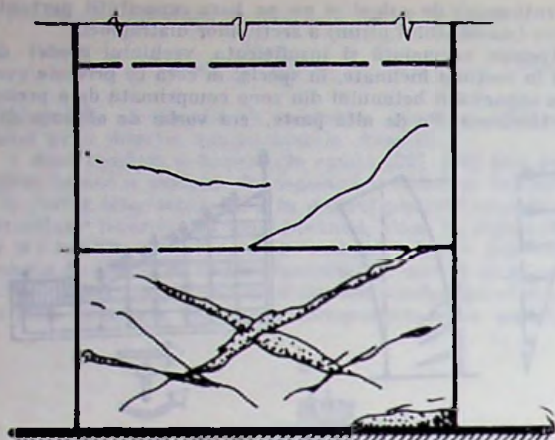


Fig. VII.24. — Ruperi ale bazei diafragmelor.

forfecare a buiandrugilor trebuie evitată, pentru a putea exploata mecanismul de disipare a energiei induse de cutremur, constituit de ansamblul riglelor de cuplare [59].

c) Fisuri multiple, dezvoltate pe o zonă mai mare din capul diafragmei după direcții diferite, înclinate, verticale sau orizontale.

Cele mai frecvente și caracteristice degradări în diafragme au fost fisurile înclinate, simple sau în X, corespunzătoare eforturilor principale de întindere. Aceste fisuri sînt mai frecvente la diafragmele structurilor de tip „celular”, la care secțiunea totală de forfecare este mai mică decît a structurilor de tip „tagure”. Fisuri înclinate au apărut de asemenea relativ frecvent la diafragmele longitudinale ale secțiunilor de clădiri prevăzute cu o singură diafragmă longitudinală.

Prezența fisurilor înclinate și la nivelurile superioare ale unor diafragme zvelte pare să indice un efect al modurilor superioare de vibrație, dar și necesitatea unei armări continue corespunzătoare, pe toată înălțimea diafragmelor.

Fisurile verticale, observate la toate nivelurile, s-au localizat în zonele de legare a diafragmelor longitudinale de cele transversale. Fisuri înclinate s-au format sistematic în dreptul zonelor slăbite de tijele necesare operațiilor de glisare a cofrajelor. Acțiunea seismică a amplificat deschiderea unor fisuri existente, imperceptibile vizual, datorate efectului contracțiilor împiedicate, accentuate de absența unei armări cores-

punzătoare. Asemenea fisuri au fost mai frecvente, în mod firesc, la clădirile cu diafragme monolite și planșee prefabricate.

Fisurile orizontale s-au dezvoltat cu prioritate în dreptul rosturilor de turnare, marcate sistematic de acțiunea cutremurului, precum și imbinarea planșelor prefabricate cu pereții, unde planșeele prin dinții de rezemare și datorită unor erori de execuție, au întrerupt pe zone importante — betonul și armătura diafragmelor. Rosturile de lucru pot constitui liniile de rupere în cazul diafragmelor cu încărcări axiale mici (cum sînt diafragmele longitudinale din unele clădiri de locuit proiectate la noi în țară), dacă pe linia rosturilor nu se prevede suficientă armătură verticală de țesere.

Structurile pe diafragme, avînd parterul flexibil (liber), cu sensibilitate recunoscută la acțiunea seismică datorită variației bruște de rigiditate pe înălțime, au prezentat avarii diferite calitative față de structurile similare avînd diafragmele continue pe toată înălțimea clădirii. La aceste structuri, procesele energetice s-au concentrat la nivelul flexibil (liber), suprasolicitînd stîlpii, care, în unele cazuri, au suferit plastificări la capete. În aceste zone stîlpii puternic soliciți la compresiune (din cauza momentului încovoietor de ansamblu), forfecare și încovoiere au prezentat fisuri și uneori crăpături datorate acțiunii combinate ale acestor eforturi.

O situație defavorabilă a constituit-o cazul construcțiilor cu parter flexibil la care s-a amenajat un mezanin parțial sau general sau la care au intervenit interacțiuni necontrolate cu zidăriile de compartimentare. La acestea, unii stîlpi, puternic încărcăți axial capătă lungimi mici (2,6—3,0 m), care îi plasează în categoria stîlpilor scurți ($H/h < 5$) și care, datorită rigidității sporite în raport cu a celorlalți, se încarcă cu forțe tăietoare mari. Acțiunea combinată a forței tăietoare și a forței axiale a condus la ruperi casante caracteristice, după fisuri înclinate la 45°.

Toate clădirile din această categorie pot fi consolidate în eventualitatea unor avarii, numai prin intervenții asupra stîlpilor de la parter; etajele superioare în majoritatea cazurilor nu au suferit deteriorări la elementele de rezistență, în timp ce deteriorările elementelor nestructurale au fost fără importanță.

Acest avantaj major impune reconsiderarea sistemului structural pe diafragme cu parter liber, multă vreme evitat de proiectanți. Comportarea la cutremurul din București a dovedit că printr-o alcătuire corectă (care implică ori de cîte ori este posibil continuarea unui minim de diafragme și la primul nivel) aceste structuri pot constitui un sistem cu com. portare avantajoasă.

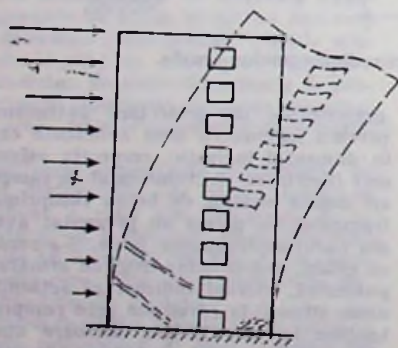


Fig. VII.25. — Efectul forțelor tăietoare din buiandrugii asupra montanșilor.

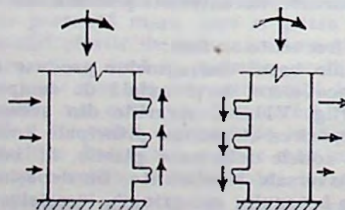
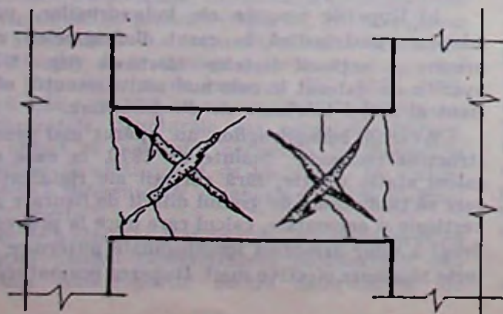


Fig. VII.26. — Ruperi de buiandrugii, datorită forțelor tăietoare.



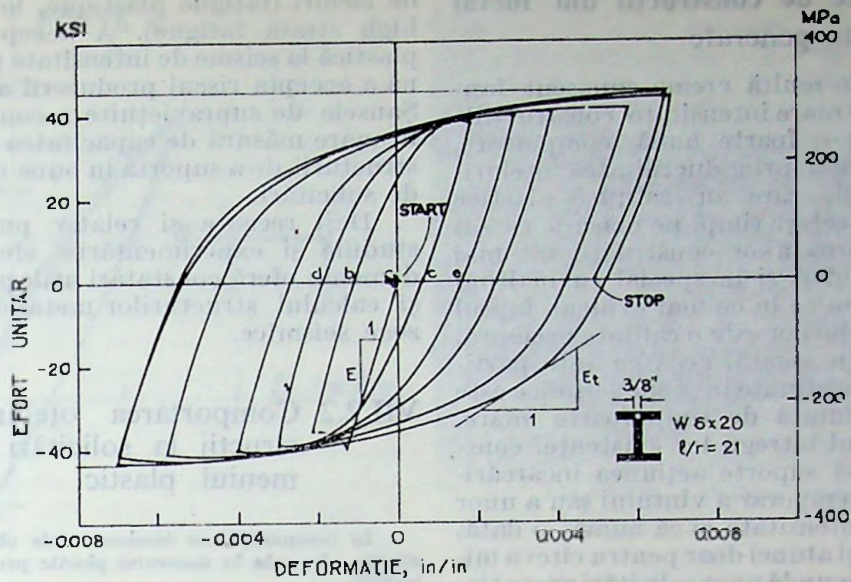


Fig. VII.27. — Bucle histeresis cind plasticizarea incepe in compresie.

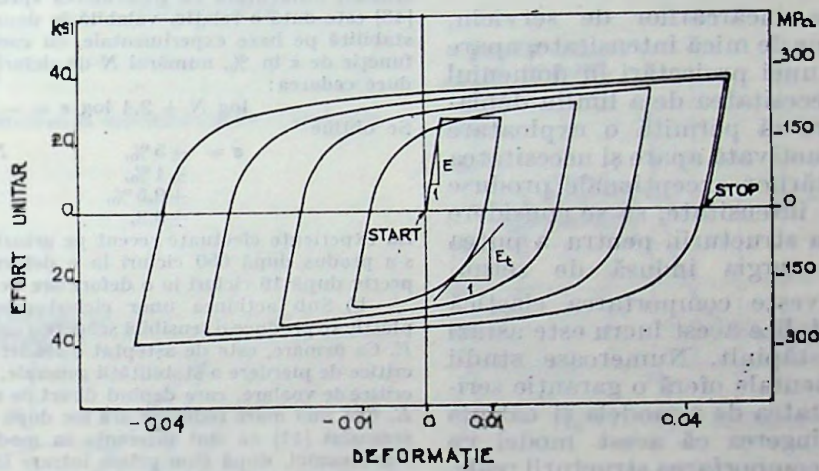


Fig. VII.28. — Bucle histeresis cind plasticizarea incepe in tensiune.

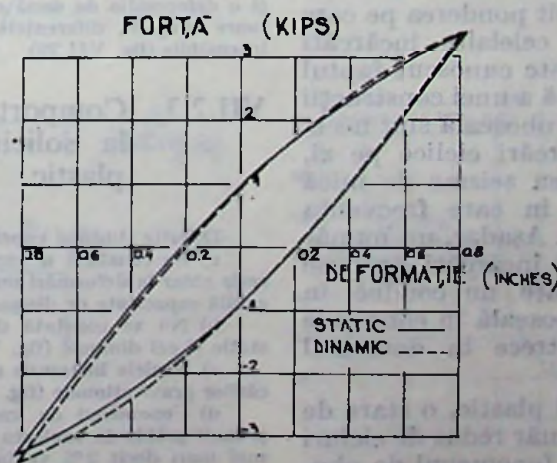


Fig. VII.29. — Curbe forță-deformație la sollicitare statică și dinamică.

VII.2. Elemente de construcții din metal

VII.2.1. Elemente generale

Este bine și de multă vreme cunoscut faptul că la seisme de mare intensitate construcțiile metalice au avut o foarte bună comportare, explicată în deosebi prin ductilitatea oțelurilor de construcții, care au calități plastice remarcabile. În același timp, pe măsură ce s-a trecut la executarea unor construcții tot mai diverse, cu deschideri și în special cu înălțimi mari, a devenit din ce în ce mai evident faptul că ductilitatea oțelurilor este o calitate necesară, dar nu singura. În esență, ceea ce este particular construcțiilor situate în zone seismice este faptul că pe o durată de timp foarte mare, practic de-a lungul întregii lor existențe, construcțiile trebuie să suporte acțiunea încărcărilor de serviciu și temporar a vântului sau a unor seisme de mică intensitate și că numai o dată, sau de câteva ori, și atunci doar pentru câteva minute, trebuie să răspundă unor solicitări excepționale, produse de seisme cu intensitatea maximă corespunzătoare zonei unde construcția este amplasată.

Pentru acțiunea încărcărilor de serviciu, inclusiv a unor seisme de mică intensitate, apare rațională opțiunea unei proiectări în domeniul elastic, cerută de necesitatea de a limita deplasările la valori care să permită o exploatare normală. La fel de motivată apare și necesitatea ca în timpul solicitărilor excepționale produse de seisme de mare intensitate, să se considere și rezerva plastică a structurii, pentru a putea absorbi și disipa energia indusă de seism.

În ceea ce privește comportarea elastică a unei structuri metalice acest lucru este astăzi bine cunoscut și stăpînit. Numeroase studii teoretice și experimentale oferă o garanție serioasă privind capacitatea de a modela și calcula structura, cu convingerea că acest model va reflecta foarte bine comportarea structurii reale. Ductilitatea oțelurilor de construcții și regulile generale de calcul și de alcătuire pot stăpîni caracterul dinamic al seismelor de mică intensitate, cu atît mai mult cu cît ponderea pe care acestea o au în raport cu celelalte încărcări este mică. În același timp, este cunoscut faptul că pentru ca în viața normală a unei construcții să se ajungă la fenomene de oboseală sînt necesare cel puțin 20—30 încărcări ciclice pe zi, care greu pot fi realizate cu seisme de mică intensitate, chiar în zone în care frecvența acestora este foarte ridicată. Așadar, un număr destul de mare de cicluri de încărcări produse de seisme de mică intensitate nu conduc, în general, la fenomene de oboseală în condițiile în care fenomenul se petrece în domeniul elastic.

Dimpotrivă, în domeniul plastic, o stare de solicitare variabilă cu un număr redus de cicluri $1 < n < 10^4$ poate conduce la fenomenul de oboseală cunoscut sub numele de „oboseală în domeniul plastic”, sau oboseală la un număr redus

de cicluri (fatigue plastique, low-cycle fatigue, high strain fatigue). A accepta comportarea plastică la seisme de intensitate maximă înseamnă a accepta riscul producerii acestui fenomen. Șansele de supraviețuire a construcției depind în mare măsură de capacitatea materialului și a structurii de a suporta în bune condițiuni astfel de solicitări.

Deși recente și relativ puține la număr, studiile și experimentările efectuate în acest domeniu oferă constatări utile pentru concepția și calculul structurilor metalice amplasate în zone seismice.

VII.2.2. Comportarea oțelurilor de construcții la solicitări ciclice în domeniul plastic

În comparație cu fenomenul de oboseală în domeniul elastic, oboseala în domeniul plastic prezintă unele particularități.

a) Este important de semnalat faptul că spre deosebire de domeniul elastic, unde fenomenul este dominat de nivelul tensiunii maxime a ciclului, în domeniul plastic oboseala este sensibil influențată de deformarea specifică ϵ . În literatură [48] este dată o relație, valabilă în domeniul $\pm \epsilon > 0,3\%$ și stabilită pe baze experimentale, cu care se poate evalua, în funcție de ϵ în %, numărul N de cicluri la care se poate produce cedarea:

$$\log N + 2,4 \log \epsilon = -1,83. \quad (\text{VII.9})$$

Se obține

$\epsilon = \pm 5\%$,	$N = 3,71$,
$\pm 1\%$,	933,
$\pm 0,5\%$,	4920,
$\pm 0,3\%$,	16980.

La experiențe efectuate recent pe grinzi laminate [9] ruperea s-a produs după 650 cicluri la o deformare de $\pm 1\%$, respectiv după 16 cicluri la o deformare de $\pm 2,5\%$.

b) Sub acțiunea unor cicluri alternante în domeniul plastic se produce o sensibilă scădere a modului de elasticitate E . Ca urmare, este de așteptat o scădere a valorilor forțelor critice de pierdere a stabilității generale, precum și ale forțelor critice de voalare, care depind direct de modulul de elasticitate E . Cea mai mare reducere are loc după primul ciclu. Este de semnalat [11] că sînt diferențe în modul de manifestare al fenomenului, după cum prima intrare în curgere se face prin compresiune (fig. VII.27), sau prin tensiune (fig. VII.28). c) Experiențe efectuate au arătat că nu sînt de așteptat diferențe mari între comportarea la o solicitare dinamică față de solicitarea statică. Pentru o frecvență de trei cicluri pe secundă și o deformare de două ori mai mare decît cea corespunzătoare curgerii, diferențele între buclele histerezis [31] sînt insensibile (fig. VII.29).

VII.2.3. Comportarea barelor încovoiate la solicitări ciclice în domeniul plastic

Diferite studii și experiențe efectuate au arătat:

a) Se constată o excelentă stabilitate a buclelor histerezis chiar la deformări mari de 2,5% și ca urmare o remarcabilă capacitate de disipare a energiei.

b) Nu se constată deosebiri mari [2] între răspunsul static și cel dinamic (fig. VII.30).

c) Buclele histerezis sînt influențate [2] de efectul încărcărilor gravitaționale (fig. VII.31).

d) Fenomenul de cedare prin oboseală este precedat și mult grăbit de voalarea tălpilor (fig. VII.32). La deformări mai mari decît 2% voalarea s-a constatat [9] după primul sau chiar pe parcursul primului ciclu. Un rol important în producerea voalării îl are, evident, reducerea modului de elasticitate. Voalarea se manifestă sub forma unei distorsiuni

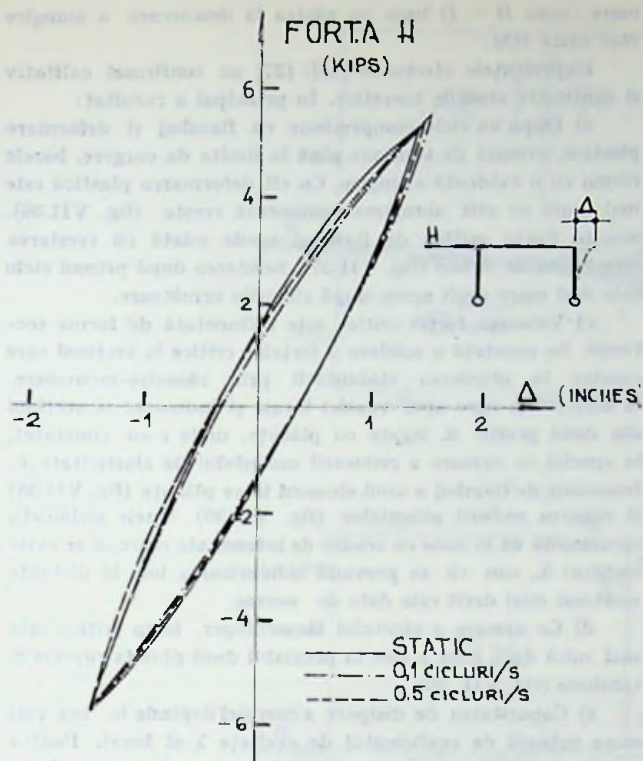


Fig. VII.30. — Buclă histerezis la solicitări statice și dinamice

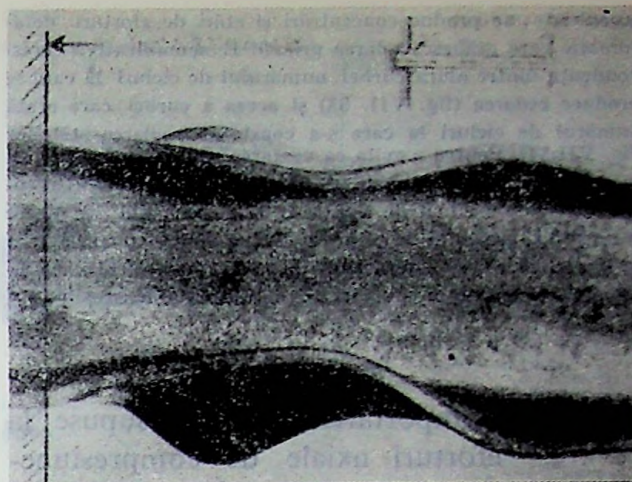


Fig. VII.32. — Voalarea tălpilor grinzilor.

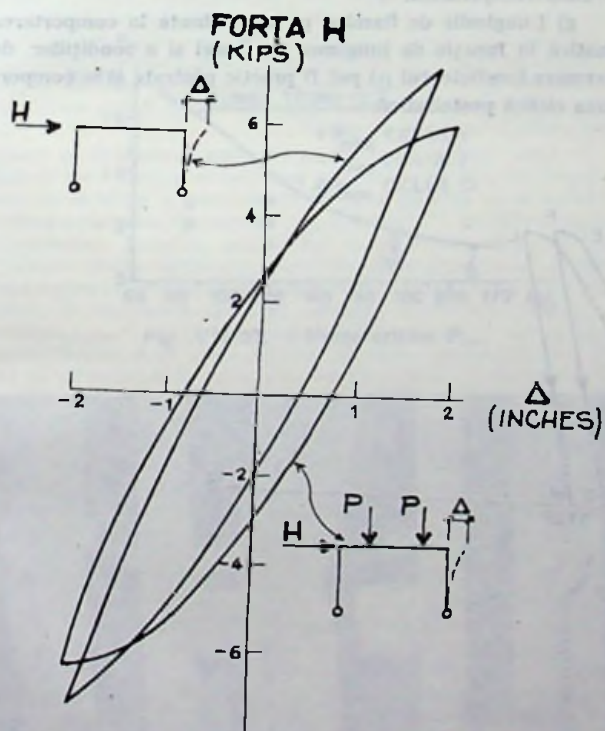


Fig. VII.31. — Efectul încărcării gravitaționale.

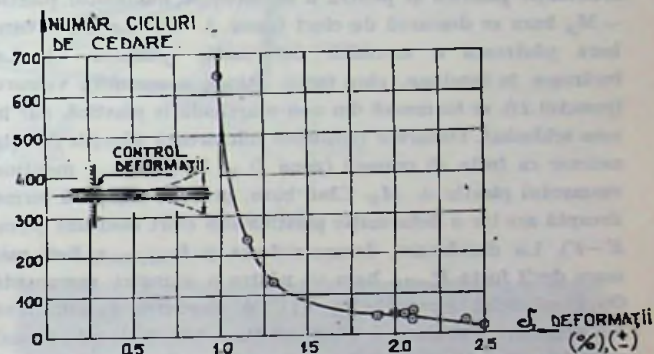


Fig. VII.33. — Numărul ciclurilor de cedare.

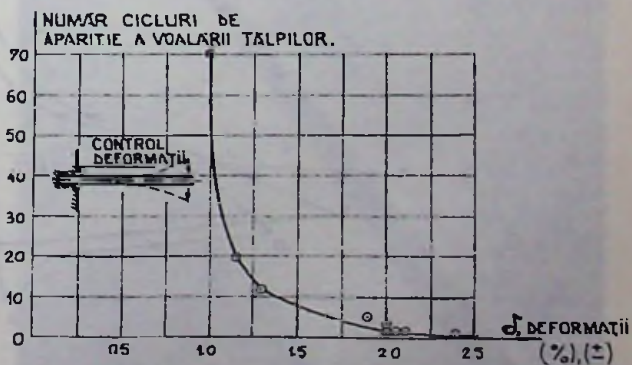


Fig. VII.34. — Numărul ciclurilor de voalare.

accentuate; se produc concentrări și stări de eforturi defavorabile care grăbesc cedarea grinzii. E semnificativă corelația dintre alura curbei numărului de cicluri la care se produce cedarea (fig. VII. 33) și aceea a curbei care arată numărul de cicluri la care s-a constatat voalarea tălpiilor (fig. VII.34). Pentru a evita ca voalarea să preceadă și să grăbească cedarea la oboseală a grinzii unele publicații recomandă la oțeluri moi de tipul OL 37 ca raportul b/t dintre lățimea b și grosimea t a tălpii să fie cel mult egal cu 17, ceea ce înseamnă o reducere a supleții b/t cu circa 50% față de valoarea acceptată în comportarea în domeniul elastic.

VII.2.4. Comportarea barelor supuse la eforturi axiale de compresiune-întindere produse de solicitări ciclice în domeniul plastic

O bară supusă la o solicitare ciclică de la $-P_{cr}$ la $+P_{curgere}$ are o comportare specifică (fig. VII.35). La atingerea valorii P_{cr} (punctul A) bara se scurtează cu δ și în zona centrală se produce o încovoiere Δ . În această zonă se formează repede o articulație plastică și pentru a se menține momentul plastic $-M_p$ bara se descarcă de efort (zona A-B). La descărcare bara păstrează o anumită deformație (punctul C). La încărcare în tensiune, când forța atinge o anumită valoare (punctul D), se formează din nou o articulație plastică, dar în sens schimbat. Deoarece tensiunea micșorează săgețile Δ , este necesar ca forța să crească (zona D-E) pentru a menține momentul plastic $+M_p$. Când bara, practic, recapătă forma dreaptă are loc o deformație plastică sub efort constant (zona E-F). La descărcare, deoarece forța $+P_{curgere}$ a fost mai mare decât forța $-P_{critic}$ bara va păstra o alungire remanentă OG. Dacă ciclul se repetă (fig. VII.35), pierderea stabilității se va petrece, ca urmare a efectului Bauschinger, la o forță mai mică (punctul H) și dacă deformarea în compresiune este mai

mare (zona II - I) bara va păstra la descărcare o alungire mai mare OM.

Expreiențele efectuate [11], [37] au confirmat calitativ și cantitativ studiile teoretice. În principal a rezultat:

a) După un ciclu compresiune cu flambaj și deformare plastică, urmată de tensiune pînă la limita de curgere, barele rămîn cu o evidentă alungire. Cu cît deformarea plastică este mai mare cu atît alungirea remanentă crește (fig. VII.36).

b) Forța critică de flambaj scade odată cu creșterea numărului de cicluri (fig. VII.37). Scăderea după primul ciclu este mai mare decît aceea după ciclurile următoare.

c) Valoarea forței critice este influențată de forma secțiunii. Se constată o scădere a forțelor critice la secțiuni care conduc la pierderea stabilității prin răsucire-încovoiere, la secțiuni la care apar voalări locale și îndeosebi la secțiuni din două profile \angle legate cu plăcuțe, unde s-au constatat, în special ca urmare a reducerii modului de elasticitate E , fenomene de flambaj a unui element între plăcuțe (fig. VII.38) și ruperea sudurii plăcuțelor (fig. VII.39). Unele publicații recomandă că în zone cu seisme de intensitate mare să se evite secțiuni \angle , sau să se prevadă solidarizarea lor la distanțe mult mai mici decît cele date de norme.

d) Ca urmare a efectului Bauschinger, forța critică este mai mică dacă bara a fost în prealabil dusă pînă la curgere în tensiune (fig. VII. 40)

e) Capacitatea de disipare a energiei depinde în cea mai mare măsură de coeficientul de svelțețe λ al barei. Pentru aceeași secțiune barele mai scurte (λ mai mic), la care forța critică este mai mare, au și o capacitate mai mare de a disipa energia.

f) Nu apar diferențe sensibile între comportarea dinamică și cea statică. Bucele histerezis apar sensibil egale ca arie, evidențiind în comportarea dinamică față de cea statică o ușoară creștere în zona întinsă, compensată de o diminuare în zona comprimată.

g) Lungimile de flambaj μl determinate în comportarea elastică în funcție de lungimea l a barei și a condițiilor de rezemare (coeficientul μ) pot fi practic păstrate și în comportarea ciclică postelastice.

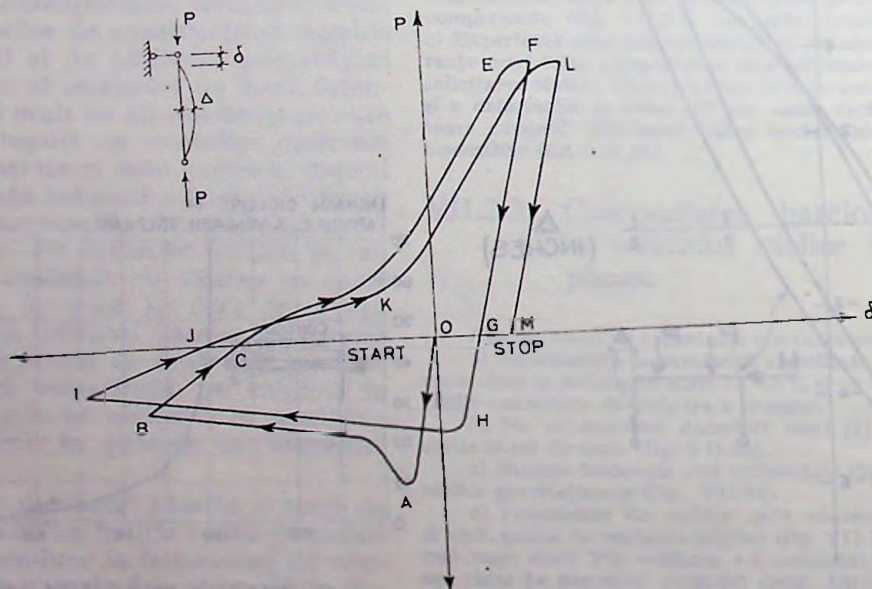


Fig. VII.35. — Comportarea ciclică $-P_{cr}$ la $+P_{curgere}$.

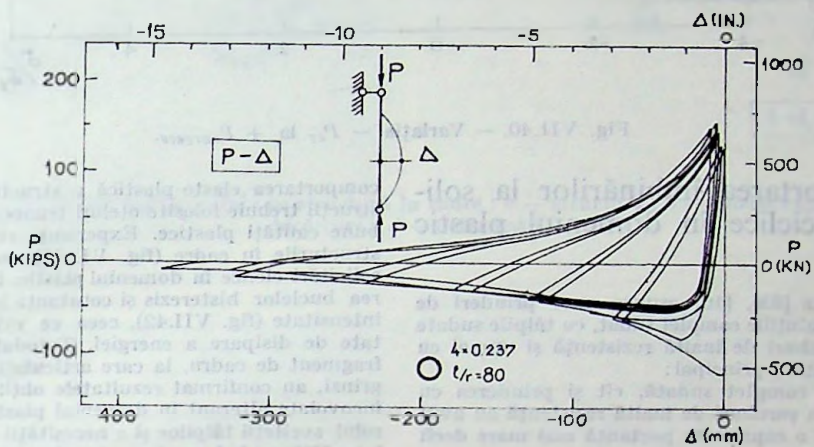
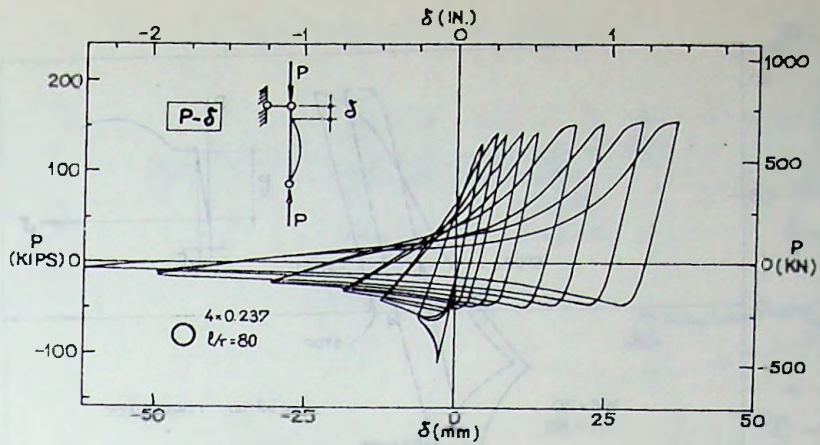


Fig. VII.36. — Curbe — P_{cr} la + $P_{curgere}$ pentru $\lambda = 80$.

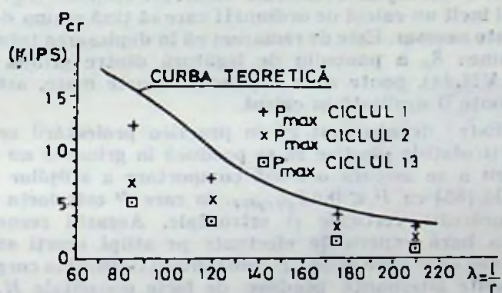


Fig. VII.37. — Forțe critice P_{cr} .

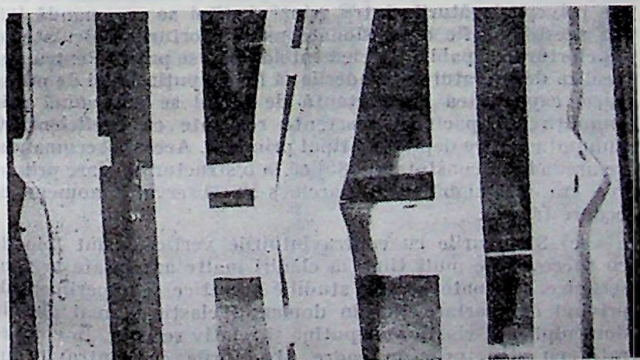


Fig. VII.38. — Cedarea bărcilor \bar{T} .

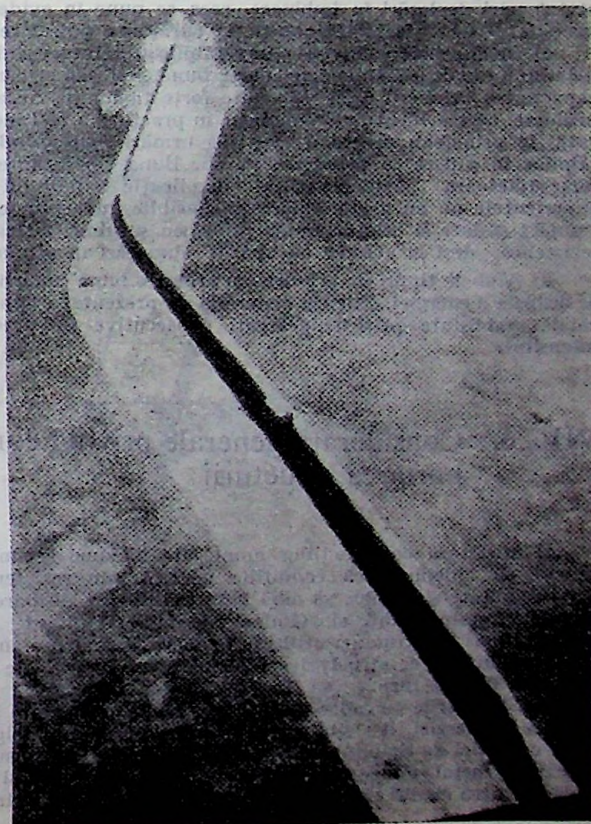


Fig. VII.39. — Ruperea plăcuței de solidarizare.

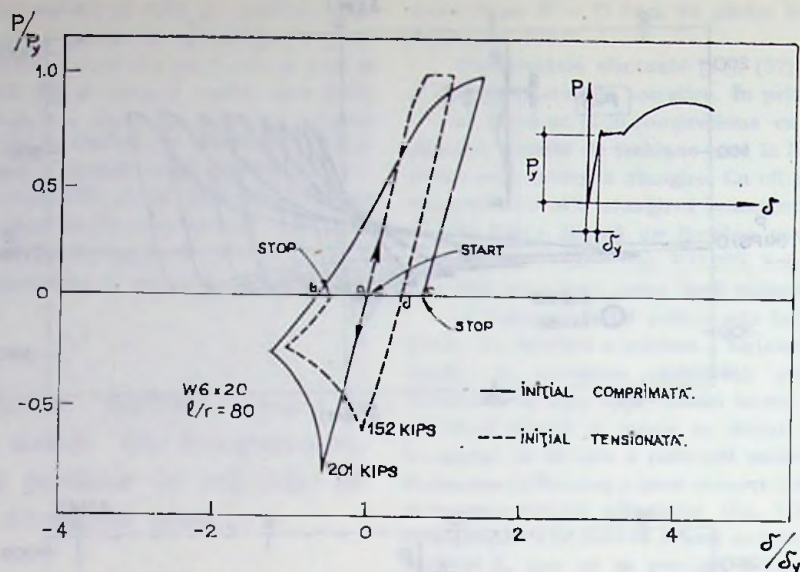


Fig. VII.40. - Variația $-P_{cr}$ la $+P_{curgere}$.

VII.2.5. Comportarea îmbinărilor la solicitări ciclice în domeniul plastic

Încercări efectuate [63], [10] asupra unor prinderi de grinzi [I] pe stâlpi I în soluțiile complet sudate, cu tălpile sudate și inima prinsă în șuruburi de înaltă rezistență și numai cu tălpile sudate, au arătat, în principal:

a) Atât prinderea complet sudată, cât și prinderea cu tălpi sudate și inima cu șuruburi de înaltă rezistență au avut o comportare bună, cu o capacitate portantă mai mare decât cea estimată prin calcul.

b) La prinderea cu șuruburi de înaltă rezistență s-au constatat mici deplasări în îmbinare, ceea ce pune în evidență necesitatea unei deosebite atenții la curățarea suprafețelor.

c) Chiar prinderea la care numai tălpile grinzii erau sudate de stâlp au avut o comportare foarte bună. Este de remarcat capacitatea prinderii de a transmite forțe tăietoare. Această prindere, care evident nu se folosește în practică, a fost încercată, în principal, pentru a se putea urmări rolul prinderii tălpile în raport cu prinderea inimii. Buna comportare la forțe tăietoare poate constitui o explicație a faptului că experiențele nu au arătat diferențe sensibile între prinderile complet sudate și cele cu inima prinsă cu șuruburi de înaltă rezistență, deși la acestea au apărut alunecări în prindere.

d) Ambele tipuri de prinderi au arătat o bună capacitate de disipare a energiei. Bucelele histerezis au prezentat o remarcabilă stabilitate pentru încărcări consecutive de aceeași intensitate.

VII.2.6. Considerații generale privind comportarea structurii

a) Structura construcțiilor amplasate în zone seismice trebuie să îndeplinească condițiile generale de rezistență și de rigiditate și în plus să aibă bune calități de disipare a energiei. Aceste cerințe sînt îndeplinite în mod diferit de diverse tipuri de structuri utilizate în mod curent cum sînt: structuri în cadre, structuri cu contravînturi verticale și structuri de tip turn.

b) Structurile în cadre au o remarcabilă capacitate de disipare a energiei, dar sînt structuri flexibile la care asigurarea condiției de rigiditate conduce, de obicei, la un consum ridicat de metal. Pentru un număr mare de construcții și în special pentru clădiri cu mai multe niveluri, trebuie acceptată

comportarea elasto-plastică a structurii. Pentru aceste construcții trebuie folosite oțeluri tenace, cu palier de curgere, cu bune calități plastice. Experiențe recente [10] au arătat că structurile în cadre (fig. VII.41) au o bună comportare la solicitări ciclice în domeniul plastic. Este remarcabilă amploarea bucelor histerezis și constanța lor la solicitări cu aceeași intensitate (fig. VII.42), ceea ce evidențiază o bună capacitate de disipare a energiei. Totodată, aceste experiențe pe fragment de cadru, la care articulațiile plastice se formau în grinzi, au confirmat rezultatele obținute la încercări pe bare încovoiate alterant în domeniul plastic (fig. VII.32), privind rolul sveltității tălpile și a necesității de a se lua rapoarte b/t între lățimea b și grosimea t mai mici decât cele date în norme pentru comportarea elastică. Experiențele au arătat că cedarea a avut loc la deplasări laterale și mari ale stîlpului (fig. VII.43), astfel încît un calcul de ordinul II care să țină seama de efectul $P\delta$ este necesar. Este de remarcat că în deplasarea totală δ , distorsiunea δ_p a panoului de legătură dintre grindă și stîlp (fig. VII.44), poate avea o pondere foarte mare, astfel încît nu poate fi neglijată în calcul.

Este de observat că în practica proiectării se preferă ca articulațiile plastice să se producă în grinzi și nu în stâlpi. Pentru a se asigura o bună comportare a stîlpilor se recomandă [85] ca $P \leq 0,6 P_{curgere}$, în care P este forța produsă de încărcări verticale și orizontale. Această recomandare are la bază experiențe efectuate pe stâlpi scurți supuși la acțiunea unei forțe axiale P constante și conduși la curgere prin momente alternante produse de forțe orizontale H . Aceste experiențe au arătat că atunci cînd $P > 0,6 P_{curgere}$ apăreau în stîlp fenomene locale de voalare, chiar de la primele cicluri, după care forța P în stîlp nu mai putea fi menținută. În ceea ce privește legăturile între grinzi și stâlpi se recomandă [85] ca acestea să fie dimensionate nu la eforturile calculate, ci la eforturile capabile ale elementelor care se prind. Pentru a se realiza dezideratul ca prinderile să fie cel puțin la fel de puternice, capacitatea lor portantă de calcul se determină prin înmulțirea capacității portante realizate cu coeficienți Φ subunitari, care depind de tipul prinderii. Această recomandare are la bază constatarea [85] că la o structură la care prinderea era mai slabă decât barele s-au observat fenomene de cedare fragilă.

c) Structurile cu contravînturile verticale sînt folosite cu succes și de mult timp la clădiri înalte amplasate în zone seismice. Cu toate acestea studiile teoretice și experimentale privind comportarea lor în domeniul elastic și mai ales în domeniul post-elastic sînt puține și relativ recente. În comparație cu structurile în cadre structurile cu contravînturi verticale sînt mai rigide, în schimb capacitatea lor de a disipa energia este sensibil mai redusă, cu alți mai redusă cu cît capacitatea contravînturilor de a prelua forțe de compresune

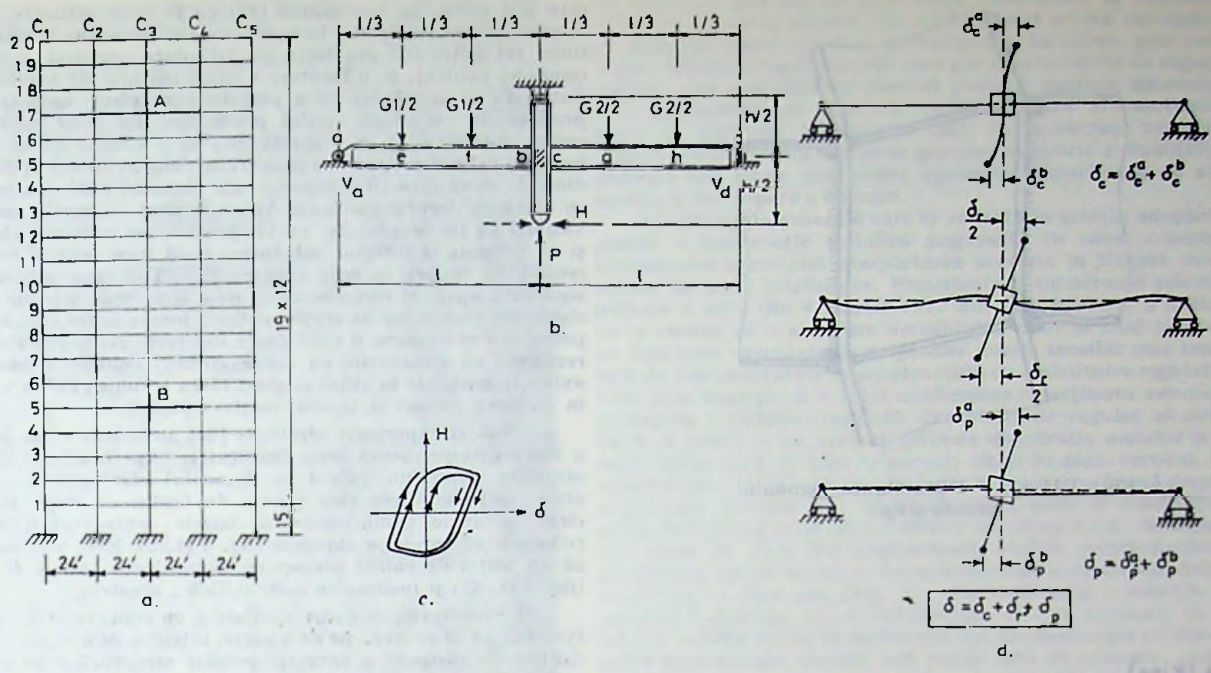


Fig. VII.41. — Încercări experimentale pe structură în cadre : a — structura ; b — model experimental ; c — cicluri încărcare ; d — deformații.

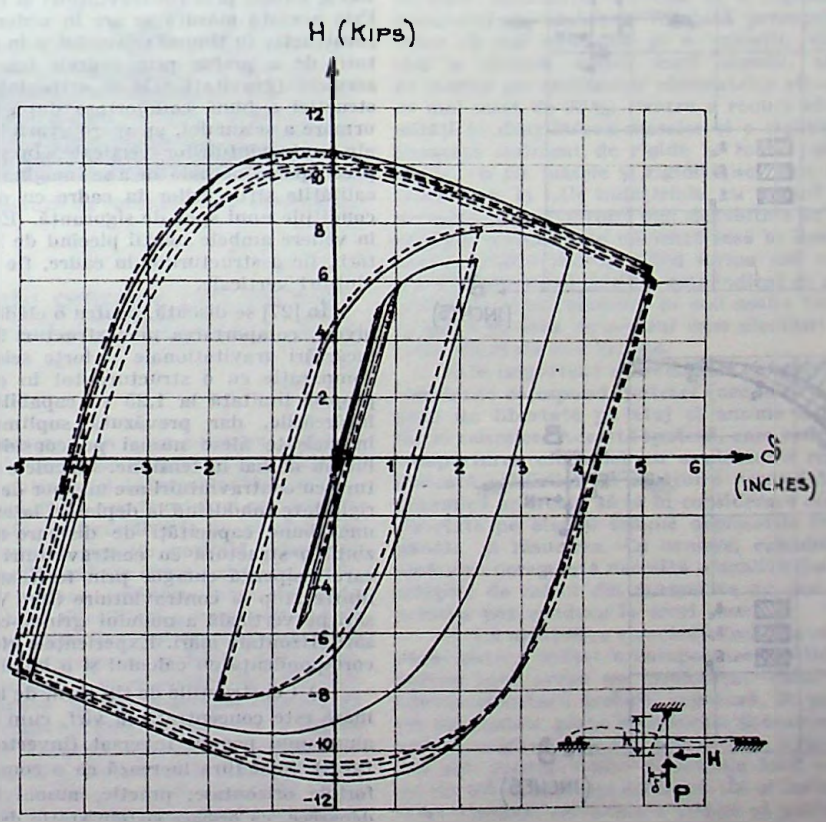


Fig. VII.42. — Curbe histerezis

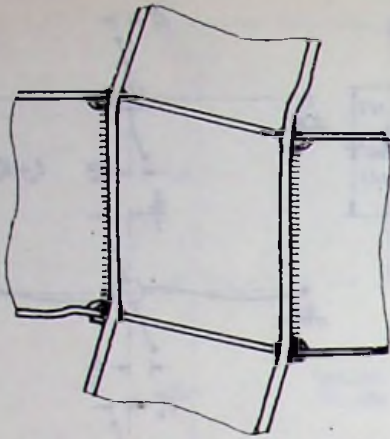


Fig. VII.43. — Distorsiunea panoului grindă-stilp.

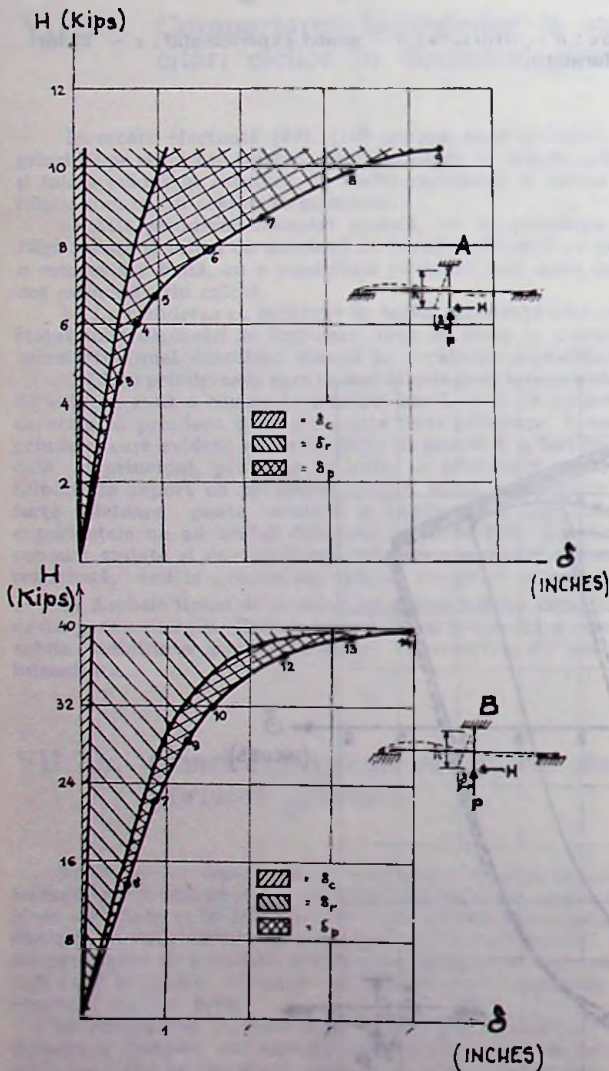


Fig. VII.44. — Curbe $P - \delta$.

este mai mică. Se recomandă [85] ca în zone seismice să se folosească contravîntuiri la care barele să poată lua la compresie cel puțin 0,5 din forța de întindere necesară, ceea ce conduce, evident, la o limitare a coeficientului de sveltețe λ . Totodată, ca o măsură de a preveni efecte catastrofale produse de eventuale cedări premature ale unor bare ale contravîntuirilor, se recomandă [85] ca la clădiri înalte să se prevadă cel puțin cîte 3—4 planuri de contravîntuiri în fiecare din cele două direcții ortogonale ale planului unei construcții cu secțiune dreptunghiulară. Apare indicat ca aceste contravîntuiri să fie amplasate, pe cît posibil, pe conturul clădirii și nu grupate la interior sub forma unui turn central cu aria redusă în raport cu aria construcției. Tot ca o măsură de siguranță apare și recomandarea de a lega rigid grinzile principale ale planșeelor de stîlpi pentru a forma cadre capabile să preia, în caz extrem, o cotă parte din forța seismică. Este de remarcat că structurile cu contravîntuiri conduc la eforturi axiale importante în stîlpi și acest lucru trebuie avut în vedere în alegerea formei și tipului contravîntuirilor.

Studiul și experiențele efectuate [46] au arătat că se obține o bună corespondență între rezultatele experimentale și cele obținute printr-un calcul în domeniul elastoplastic, dacă algoritmul de calcul ține seama de faptul că după fiecare ciclu forța de compresie în barele contravîntuirilor se reduce și că barele se alungesc (fig. VII.35). Este de observat că un astfel de calcul presupune cunoașterea curbei $P - \delta$ (fig. VII. 35) și modelarea matematică a acesteia.

d) Structurile cu cadre spațiale și cu contravîntuiri (dual system), au în vedere, pe de o parte, intenția de a cupla bunele calități de disipare a energiei proprii structurilor în cadre, cu rigiditatea mai bună a structurilor cu contravîntuiri și, pe de altă parte, principiul de a dubla sistemele constructive care preiau forțele orizontale produse de seism, pentru a evita catastrofe în cazul cînd s-ar produce cedări la sistemul principal. La structurile cu cadre-contravîntuiri verticale se recomandă [85] ca toate încărcările verticale să fie preluate integral de cadrele transversale, iar încărcările orizontale produse de seism să fie luate prin colaborarea spațială a cadrelor cu contravîntuirile verticale, proporțional cu rigiditățile lor și astfel încît cadrelor să le revină cel puțin 25% din forțele date de sistem (în norme mai vechi se prevedea 100% numai prin contravîntuiri și în plus 25% prin cadre). Prin această măsură se are în vedere o dublare a sistemului constructiv în timpul seismului și în special capacitatea structurii de a prelua prin cadrele transversale încărcările de serviciu (gravitaționale și orizontale), asigurînd astfel construcției o bună comportare după seism, în cazul cînd, ca urmare a seismului, ar apare avarii la unele bare sau prinderi ale contravîntuirilor verticale. În general este de observat preocuparea actuală de a se imagina structuri care să îmbine calitățile structurilor în cadre cu cele cu contravîntuiri, în condițiile unui spor de siguranță. Este de remarcat că se au în vedere ambele soluții plecînd de la îmbunătățirea comportării, fie a structurilor în cadre, fie a structurilor cu contravîntuiri verticale.

În [27] se discută, pentru o clădire cu o deschidere și zece nivele, comportarea unei structuri în cadre dimensionată la încărcări gravitaționale și forțe seismice date în norme, în comparație cu o structură tot în cadre dar cu o perioadă proprie limitată la 1,25 s., capabilă să preia singură toate încărcările, dar prevăzută suplimentar cu contravîntuiri încrucișate așezate numai pe considerentul $\lambda \approx 300$ și care lucrează numai la tensiune. Calculele efectuate arată că structura cu contravîntuiri are un spor de capacitate portantă și de rigiditate conducînd la deplasări laterale mai mici în condițiile unei bune capacități de disipare a energiei. În [65] se prezintă o structură cu contravîntuiri excentrice (fig. VII.45) care disipează energia prin forfecarea panoului de grindă dintre stîlp și contravîntuire (fig. VII.46); se produc deplasări pe verticală a nodului grindă-contravîntuire, fără deplasări orizontale mari. Experiențele efectuate au arătat o bună corespondență cu calculul și o bună comportare a structurii.

e) Construcțiile de tip turn, de forma celor la care o masă mare este concentrată la vîrf, cum sînt castelele de apă, au alura unui pendul inversat (inverted pendulum type structures). Structura lucrează ca o consolă care trebuie să preia forțele orizontale, practic, numai în comportarea elastică, deoarece, ca oricare sistem static determinat, nu are static o rezervă plastică structurală.

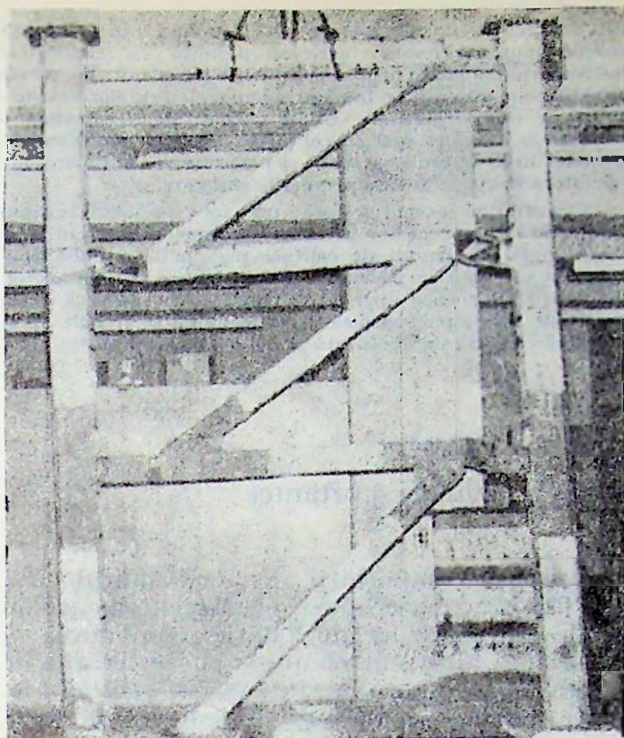


Fig. VII.45. — Structură cu contravinturi excentrice.

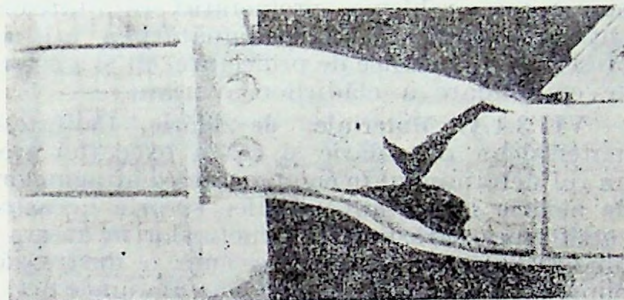


Fig. VII.46. — Cedarea structurii cu contravinturi excentrice.

VII.2.7. Considerații generale privind alcătuirea structurii. Elemente constructive

a) La construcțiile amplasate în zone seismice, capacitatea structurii de a absorbi și disipa energie este o calitate principală, care poate fi cel puțin la fel de importantă ca și calitățile de rezistență și de rigiditate cerute oricărei construcții. Realizarea simultană a acestor trei condiții la un nivel optim pentru fiecare în parte nu este practic posibilă. Raportul dintre ponderea acestor condiții trebuie examinat de la caz la caz, asigurând construcției un bun echilibru între ele. Este de remarcat că realizarea unei ductilități necesare se obține atât prin corecta alegere a oțelurilor, cât și prin concepția structurii. În ceea ce privește alegerea oțelului, toate normele recomandă folosirea numai a unor oțeluri tenace, ductile, cu evidente calități plastice. În țara noastră se recomandă folosirea oțelurilor la care raportul dintre rezistența la rupere și rezistența la curgere este cel puțin egal cu 1,3 și care au o alungire la rupere de minim 18%. Este deosebit de important ca bunele calități plastice să fie asigurate nu numai de oțelul ales, ci pe elementul pus în structură. Capacitatea structurii de a absorbi și disipa energie depinde în mare măsură de modul

de alcătuire, precum de și o bună comportare la solicitări ciclice în domeniul plastic. Un rol însemnat revine concepției de alcătuire constructivă și de realizare a detaliilor, prin care trebuie eliminate toate cauzele care pot crea tendințe de rupere fragilă, cum sînt stări de eforturi plane și spațiale defavorabile, concentrări de eforturi, variații brusce ale secțiunii, forme și alcătuirii rigide etc. Sint, de asemenea, necesare măsuri pentru a evita forme de pierdere timpurie a stabilității generale sau locale care reduc apreciabil capacitatea de absorbție și de disipare a energiei.

b) Concepția generală care se reflectă în soluția adoptată pentru o construcție metalică amplasată în zone seismice influențează apreciabil comportarea acesteia în timpul unor seisme de mare intensitate. Experiența a numeroase seisme, inclusiv a celui din 4 martie 1977 din țara noastră, a arătat că la clădiri cu o alcătuire neregulată, chiar și cînd acestea au fost bine executate, s-au produs avarii sensibile mai mari față de cele constatate la construcțiile cu o alcătuire regulată. Este bine dovedit că o bună conformare la acțiunea seismică presupune o alcătuire regulată. Caracterul de regulat al alcătuirii se referă la tot ceea ce privește distribuția maselor și a rigidităților, atât în plan orizontal, cît și în plan vertical. O construcție cu configurație regulată, în plan cu o formă dreptunghiulară, pătrată sau circulară, are masele și rigiditățile astfel distribuite încît între centrele lor să nu fie o diferență mai mare de 10% din dimensiunea clădirii perpendicuară pe direcția forței seismice. Această recomandare trebuie înțeleasă într-un sens mai larg. Nu este suficientă o simetrie a amplasării maselor sau a rigidităților, ci este necesară și o oarecare uniformizare în distribuția lor. O construcție cu câteva cadre transversale, sensibil mai rigide față de celelalte, chiar dacă sînt simetrice amplasate, este o construcție cu o alcătuire neregulată și această diferență de rigiditate poate conduce la avarii, așa cum s-au petrecut lucrurile la una din halele industriale în timpul cutremurului din 4 martie 1977. Configurație neregulată au și construcțiile cu diferențe mari în distribuția maselor, chiar simetrice, sau construcțiile cu variații mari de formă cum sînt construcții cu planul în forma literei H, în formă de cruce etc. La clădirile cu mai multe etaje, aceste considerente privind distribuția maselor și a rigidităților trebuie avute în vedere la toate nivelurile și fără a schimba poziția lor de la un nivel la altul. În ceea ce privește distribuția maselor și a rigidităților pe verticală caracterul de alcătuire regulată presupune simetrie, distribuire cît mai uniformă și o variație relativ mică de la un etaj la celălalt, astfel încît masele, ariile și momentele de inerție ale secțiunilor elementelor structurale să nu difere cu mai mult de 30%. Pentru a reduce efectul unor neuniformități în distribuția maselor și a rigidităților sînt necesare elemente suficient de rigide în toate planurile, cu atât mai rigide, cu cît masele și rigiditățile sînt mai neuniforme. În acest sens, la hale industriale cu poduri rulante grele sînt necesare contravinturi mai dezvoltate în planul acoperișului. Această măsură este eficientă însă în limitele unor neuniformități relativ reduse. Cînd forma sau masele diferă foarte mult pe parcursul clădirii, este indicat ca aceasta să fie împărțită prin rosturi seismice în mai multe tronsoane, care fiecare în parte să aibă caracterul unei alcătuirii regulate în spiritul celor discutate mai înainte.

Este important de semnalat că relațiile de calcul date în standarde corespund ipotezei care ia în considerare un singur grad de libertate pe etaj și anume deplasarea pe direcția forței seismice. Această ipoteză, care reflectă suficient de bine comportarea clădirilor cu o alcătuire regulată, nu poate fi aplicată clădirilor cu alcătuire neregulată la care o analiză dinamică ar trebui să ia în considerare cel puțin trei grade de libertate pe etaj și anume deplasările în două direcții ortogonale și răsucirea. Ca urmare, calculul unor clădiri cu o alcătuire neregulată necesită o analiză dinamică mai completă; relațiile de calcul din normative nu pot fi aplicate deoarece acestea pot conduce la erori mari.

c) La alcătuirea structurii trebuie avut în vedere faptul că experiența a arătat o comportare sensibil mai bună a structurilor care aveau un pronunțat caracter spațial. Spațialitatea structurii trebuie înțeleasă, în primul rînd, în sensul că elementele plane structurale și anume cadrele transversale și cele longitudinale sînt atît de bine legate între ele prin planșee sau contravinturi orizontale încît construcția răspunde ca un tot la acțiunea seismică. În al doilea rînd, printr-o alcătuire spațială construcția trebuie să poată suplini eventualele defecte locale ale unor bare sau prinderi, prin capacitatea

de a transmite și prelua solicitările din zonele cu defecte prin elemente și prinderi vecine acestora.

d) Concepția alcătuirii structurii trebuie să aibă în vedere reducerea la minimum a riscului unor avarii grave. Aceasta presupune ca în timpul unui seism de mare intensitate și după aceea, construcția să poată prelua forțe orizontale nu numai prin sistemul principal prevăzut în acest scop, ci și prin alte elemente structurale sau nestructurale. La construcții importante și clădiri cu multe etaje este necesar să se prevadă o dublare a sistemului de a prelua forțe orizontale produse de seism și aceasta să fie avută în vedere chiar la concepția structurii. În acest sens pot fi exemplificate structurile cu contravîntuiri verticale, cu rezerva unei comportări de cadru realizată prin legături rigide între grinzi și stâlpi, sau structurile în cadre prevăzute și cu contravîntuiri verticale etc.

e) Aprecierea prinderilor și a îmbinărilor depinde de măsura în care comportarea acestora este comparabilă cu aceea a elementelor de construcție, atît sub aspectul capacității portante, cit și a ductilității lor. Experiențele au arătat [85] tendințe de rupere fragilă cînd capacitatea prinderilor era inferioară capacității elementelor și ca urmare se recomandă ca prinderile să fie dimensionate nu la efortul calculat ci la efortul capabil al elementelor care se prind. Totodată prinderile și îmbinările nu trebuie să constituie zone locale rigide sau de concentrări de eforturi.

Este foarte important ca elementele să fie prinse între ele cel puțin articulat. Trebuie interzise tipuri de prinderi, ca de exemplu reazeme cu rulouri, la care este posibilă ridicarea elementelor de pe reazemele lor. Astfel de prinderi pot face ca în timpul seismului unele elemente să-și piardă reazemul conducînd la avarii, așa cum s-a întîmplat în cîteva cazuri și la seismul din 4 martie 1977. La prinderi cu șuruburi brute trebuie evitat ca acestea să lucreze la forfecare. La reazeme, cum este de exemplu cazul prinderii fermelor de stâlpi, forțele orizontale trebuie luate prin tacheți, șuruburile împiedicînd numai ridicarea fermelor de pe reazeme. La prinderea stîlpilor metalici de fundații se recomandă șuruburi din oțel moale, cum este OL 37 și cu lungimi suficiente de mari deasupra fundației pentru a evita o prindere rigidă.

f). Alegerea tipului elementelor nestructurale constituie un aspect important al concepției de proiectare a unei construcții amplasată în zone seismice. Elemente nestructurale, cum sînt închiderile în special, intervin în primul rînd prin masa lor, constituind deci o sursă de a genera forțe, în timpul seismului. A alege elemente structurale ușoare este așadar, evident, rațional și seismul din 4 martie 1977 a arătat o comportare sensibil mai bună a halelor industriale cu acoperișuri ușoare față de cele cu acoperișuri grele. În același timp este de observat că o construcție răspunde prin toate elementele sale, structurale sau nu, calculate sau nu. Faptul că acest principiu este adesea neglijat este dovedit de constatarea că cedarea elementelor nestructurale, cum sînt de exemplu pereții de zidărie, este una din formele de avarii produse în mod frecvent de seisme. Prăbușirea unor elemente nestructurale, chiar atunci cînd aceasta nu a afectat siguranța structurii, a fost în unele cazuri sursă de grave accidente.

Sînt două concepții privind modul de legătură între elementele structurale și cele nestructurale. O modalitate constă în a lega între ele elementele nestructurale astfel încît acestea să conlucreze la preluarea unor încărcări. Un exemplu tipic este acela al pereților interiori sau exteriori legați de cadrele de rezistență. Evident, o astfel de legătură, dacă nu a fost luată în considerație la calcul, schimbă esențial răspunsul structurii la acțiunea seismică. În general, perețele poate conferi structurii un spor apreciabil de rezistență la forțe orizontale și este impresionant numărul construcțiilor care au supraviețuit unor seisme puternice în acest mod. Această alcătuire, care poate conferi structurii un plus apreciabil de a absorbi și disipa energia, presupune o legare a elementelor nestructurale cu elementele structurale, astfel încît să se asigure, desigur, o viață cît mai lungă a elementelor nestructurale pentru a disipa cît mai mult energia indusă, dar care, în primul rînd, să nu compromită sau să nu afecteze capacitatea portantă a elementelor structurale. Experiența a arătat [91] că din necesitatea de a urmări deformațiile produse de seism, în multe cazuri elementele structurale au cedat înaintea pereților și ca urmare construcția a cedat din lipsa capacității de a mai transmite încărcările gravitaționale. O a doua modalitate constă a prinde elementele nestructurale astfel

încît acestea să nu conlucreze cu structura. În acest caz trebuie adoptate măsuri care să permită ca elementele nestructurale să poată urmări deformația structurii. În ambele cazuri trebuie asigurată o bună prindere a elementelor nestructurale de cele structurale. Unele norme [91] recomandă o prindere la un efort egal cu cel puțin 5% din greutatea elementelor nestructurale, precum și o verificare la încovoiere a acestora în cazul în care prinderile sînt rare.

g) Calitatea execuției are un rol însemnat asupra comportării construcțiilor în timpul seismelor. Evident, realizarea unei construcții de calitate presupune o bună concepție și un mod de calcul și dimensionare corespunzător, dar solicitărilor care apar în exploatare, în general, și în particular în timpul seismelor, le răspunde și trebuie să le facă față construcția executată și nu cea proiectată.

VII.3. Zidării

VII.3.1. Zidării portante

Analiza comportării la cutremurul din 04.03.1977 a materialelor și elementelor structurale ale clădirilor de zidărie, coroborată cu experiența altor cutremure și cu cercetările de laborator efectuate în țară și în străinătate, poate aduce o contribuție însemnată la verificarea, precizarea sau revizuirea unor ipoteze și criterii de proiectare. Deși în acest domeniu deosebit de complex mai rîmîn neelucidate numeroase probleme, prelucrarea rezultatelor obținute poate servi la îmbunătățirea atît a prescripțiilor tehnice de proiectare, cit și a celor de consolidare a clădirilor avariate.

VII.3.1.1. **Materiale de zidărie.** Calitatea materialelor de zidărie și cea a execuției are un rol determinant în comportarea diafragmelor de zidărie la acțiuni seismice și prin aceasta condiționează răspunsul structurilor în ansamblu. Calitatea zidăriei, așa cum o ilustrează numeroase exemple, poate compensa unele deficiențe de alcătuire, după cum, dimpotrivă, poate compromite comportarea unei structuri corect concepute. Este semnificativ în această privință faptul că pagubele materiale cele mai mari, produse de cutremur, au loc în regiuni în care calitatea materialelor de zidărie este necorespunzătoare (evident, fără ca aceasta să fie singura cauză a importanței avariilor), ca de exemplu la cutremurele de la Lice și Caldiran din Turcia, de la Skopje și Crna Gora din R. S. F. Iugoslavia, Tangahan din R. P. Chineză ș. a.

Sub acțiunea solicitărilor seismice zidăria este supusă la stări de eforturi complexe, care variază cu stadiul de încărcare, cu domeniul—elastic sau postelastic—cu particularitățile acțiunii seismice, cum ar fi accelerația, perioada, viteza ș.a. precum și cu caracteristicile sale mecanice. Sub acțiunea încărcărilor gravitaționale, a forțelor tăietoare și a momentelor încovoietoare din încărcarea seismică, aplicate în planul diafragmei, în zidărie se pot produce concomitent sau într-o succesiune rapidă eforturi unitare de compresie, întindere axială, forfecare, eforturi principale de întindere, compresie din încovoiere, iar sub acțiunea încărcărilor aplicate normal pe planul diafragmei, eforturi de întindere din încovoiere. Sarcinile seismice se caracterizează prin cicluri alternante și incursiuni în domeniul inelastic, ceea ce provoacă degradarea prin oboseală a rezistenței și a rigidității zidăriei, deși numărul de cicluri este mic [42].

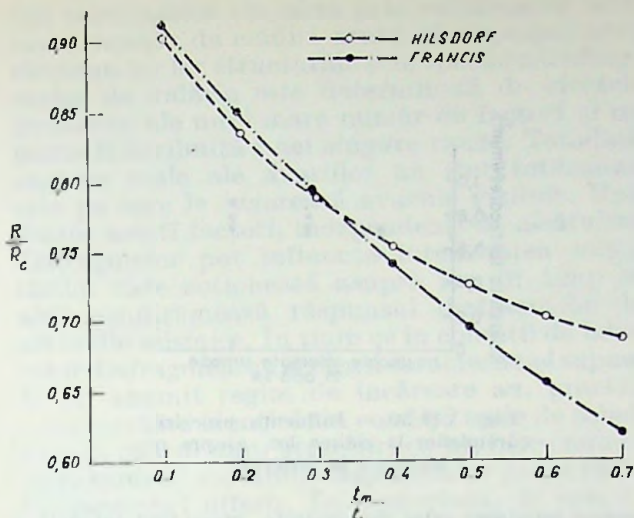


Fig. VII.47. — Variația rezistenței la compresiune a zidăriei în funcție de raportul dintre grosimea rosturilor orizontale și înălțimea blocului (cărămizii).

În condițiile specifice acestui mod de solicitare în care acțiunea seismică induce un volum mare de energie, este de preferat ca zidăria să lucreze în domeniul inelastic, absorbind și dissipând energia, decât să lucreze în domeniul elastic, prelund eforturi unitare mari.

O utilizare rațională din punct de vedere tehnic și economic a capacității zidăriei de a prelua solicitările menționate este condiționată de alcătuirea ei, de calitatea materialelor și de cea a execuției. O alcătuire corespunzătoare se realizează prin: utilizarea cărămizilor sau blocurilor al căror format asigură un raport de țesere (raportul dintre adâncimea de țesere și înălțimea asizei) egal cu unitatea; prin țeserea rosturilor verticale la un rînd; prin asigurarea omogenității și continuității (care se obține prin umplerea completă a rosturilor cu mortar) uniformității și liniarității asizelor, evitându-se astfel concentrări de eforturi ș.a.

Nivelul actual al cunoștințelor, bazat pe cercetări de laborator efectuate în ultimii ani, face posibilă atât explicarea, cât și evaluarea cantitativă a influenței calității materialelor și execuției asupra comportării diafragmelor de zidărie. Astfel, calitatea mortarului poate modifica mecanismul de rupere a zidăriei la compresiune; cu cât raportul dintre modulul de deformație al cărămizii și cel al mortarului, E_c/E_m , este mai mic, cu atât rezistența la compresiune este mai mare.

Pînă la o anumită valoare a lui E_m ruperea se produce prin întinderea și fisurarea cărămizii. Pentru valori mai mari, ruperea este provocată de forfecarea cărămizilor și are loc la eforturi de compresiune mai mari. Totodată, cu cât este mai mare rezistența cărămizii și cu cât este mai mic raportul dintre rezistența cărămizii la compresiune și la întindere cu atât este mai mare rezistența zidăriei. Grosimea rosturilor orizontale are și ea influență asupra rezistenței la compresiune a zidăriei. Acest lucru este ilustrat în figura VII.47 în care sînt arătate curbele determinate experimental de Hilsdorf și Francis [34,25] care exprimă variația raportului R/R_c dintre rezistența la compresiune a zidăriei și cea a cărămizii în funcție de raportul dintre grosimea l_m a rosturilor orizontale și înălțimea l_c a blocului sau cărămizii.

Cercetările lui St. B. Smith [69] au arătat că la nivelul rosturilor verticale se produc concentrări de eforturi de întindere. Avînd o rezistență la întindere mai mică decît cea a cărămizii, ele reduc rezistența la compresiune a zidăriei. Influența lor poate fi atenuată prin umplerea completă a rosturilor cu mortar de calitate bună. Influența calității mortarului asupra rezistenței zidăriei la eforturi principale de întindere R_p a fost pusă în evidență de cercetările lui V. Turnšek și F. Čacović [78]. În fig. VII.48 este arătată variația efortului tangențial mediu τ_k (corespunzător schemei de încărcare din dreapta figurii, pentru care $\tau_k = R_p/1,5$) în funcție de rezistența mortarului, care ilustrează influența acestuia asupra capacității portante a zidăriei la forțe tăietoare.

Rezistența zidăriei la forfecare, de asemenea, este condiționată de rezistența mortarului, așa cum rezultă din cercetările făcute de Pieper și Trautsch [61]. În figura VII.49, care ilustrează aceste rezultate este reprezentată variația rezistenței la forfecare a zidăriei în funcție de calitatea mortarului și efortul normal de compresiune.

Dacă, așa cum s-a arătat, calitatea mortarului are o influență de prim ordin asupra rezistenței zidăriei, efectele pozitive ale utilizării unui mortar corespunzător pot fi compromise dacă nu se iau măsuri, de data aceasta legate de execuție, pentru asigurarea aderenței sale de cărămidă. Adeseori neglijate aceste măsuri constau din îndepărtarea impurităților de pe suprafața cărămizilor la punerea lor în operă, udarea lor, protejarea zidăriei pe durata întăririi împotriva însozirii și a temperaturilor scăzute ș.a. În figura VII.50 este arătată [61] influența umezirii cărămizilor asupra rezistenței la forfecare a zidăriei, care ilustrează importanța acestei măsuri elementare.

După cum rezultă din unele cercetări [53], o bună execuție a zidăriei poate avea ca efect creșterea cu 60–80 % a rezistențelor acesteia.

Examinarea clădirilor avariate la cutremurul din 04.03.77 a arătat că atât sub raportul calității cât și sub raportul sortimentelor, materialele de zidărie nu au corespuns totdeauna cerințelor menționate. Dintre principalele deficiențe se menționează faptul că mărcile cărămizilor și mortarelor au fost în

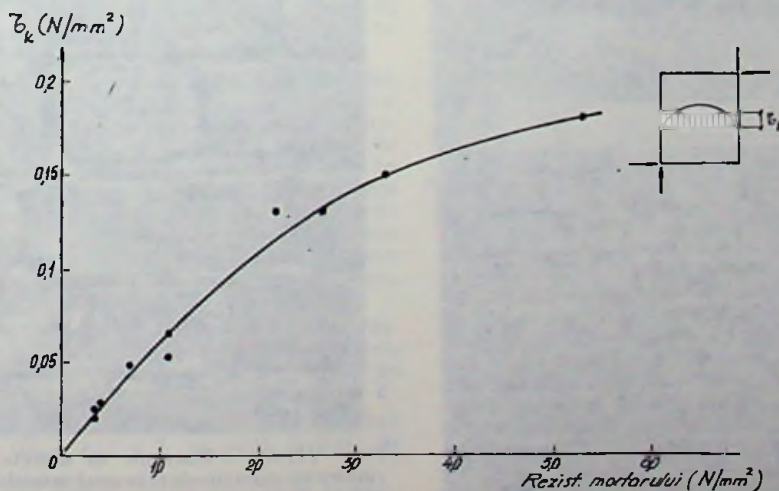


Fig. VII.48. — Influența calității mortarului asupra rezistenței zidăriei la eforturi principale de întindere.

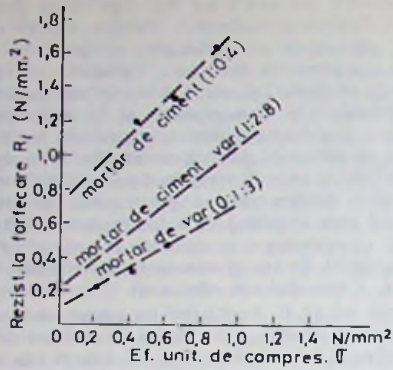


Fig. VII.49. — Variația rezistenței zidăriei la forfecare în funcție de calitatea mortarului.

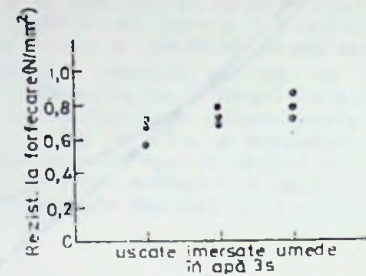


Fig. VII.50. — Influența umezirii cărămizilor la zidirea lor, asupra rezistenței la forfecare.

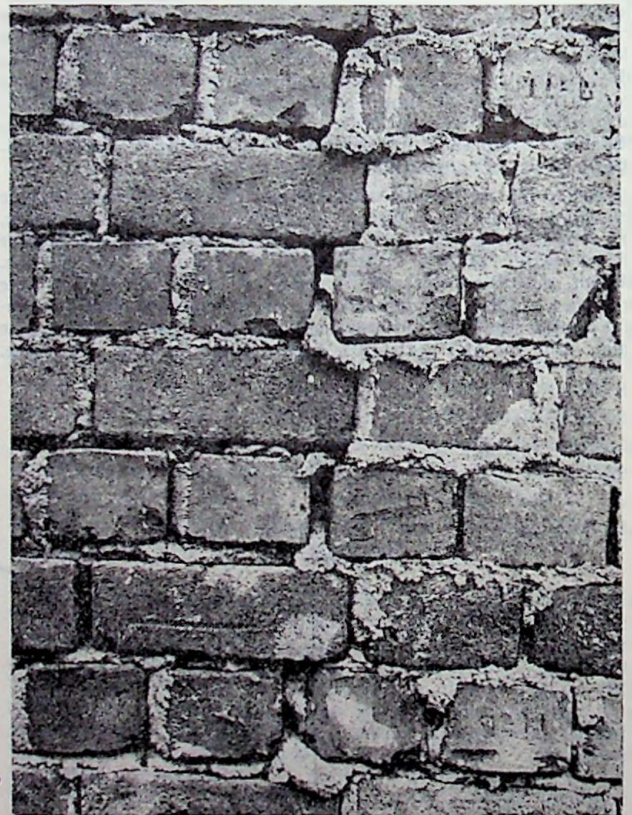
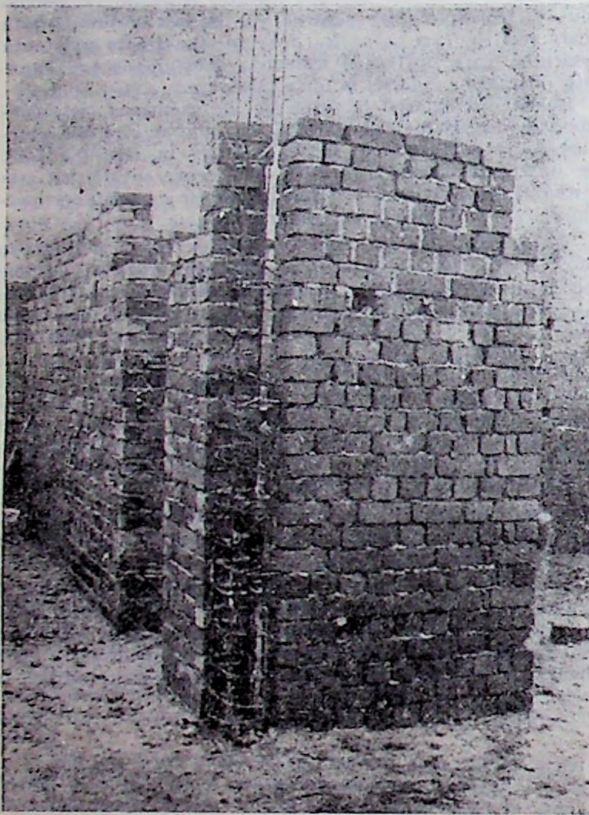


Fig. VII.51. — Exemple de defecțe grave de execuție la o clădire cu cinci niveluri în zonă seismică de grad 8 : a — abateri de la verticală ; b, c — rosturi verticale și orizontale neumplute cu mortar, rosturi verticale neșesute, procente exagerate de fracțiuni de cărămizi, rapoarte de țesere inadmisibile.

VII.3.1.2. **Diafragme de zidărie.** Prelucrarea rezultatelor obținute prin examinarea unui mare număr de clădiri arată că: comportarea elementelor lor structurale și în special a diafragmelor de zidărie este determinată de efectele cumulate ale unui mare număr de factori și nu poate fi atribuită unei singure cauze. Totodată cauzele reale ale avariilor nu sînt totdeauna cele pe care le sugerează avariile vizibile. Unii dintre acești factori, independenți de alcătuirea diafragmelor pot influența intensitatea solicitărilor care acționează asupra lor, în timp ce alții condiționează răspunsul diafragmelor la acțiunile seismice. În timp ce în condiții de laborator diafragmele cu aceleași caracteristici supuse la un anumit regim de încărcare au, practic, o comportare identică, în condiții reale de solicitare în cadrul unor structuri cu un mare număr de parametri variabili, răspunsul lor poate să fie fundamental diferit. În consecință, în cele ce urmează, analiza comportării diafragmelor de zidărie este făcută odată cu examinarea principalilor factori care o condiționează: calitatea zidăriei, geometria diafragmei, intensitatea încărcării gravitaționale, caracteristici inelastice, influența altor elemente structurale și conformarea de ansamblu a structurii. În timp ce examinarea diafragmelor după cutremur, dă o imagine statică lipsită de date biografice privind succesiunea în timp a efectelor cumulate ale diferitelor cauze care au provocat avarierea, sau, dimpotrivă, o comportare bună, coroborarea cu rezultatele cercetărilor de laborator asupra factorilor menționați poate conduce la explicarea cauzelor comportării.

Calitatea zidăriei determină capacitatea portantă și rigiditatea diafragmelor, intensitatea încărcărilor orizontale (condiționată și de rigiditate), precum și starea de eforturi la care ele lucrează. Astfel, de exemplu, raportul dintre rezistența zidăriei la eforturi principale de întindere și adeziunea tangențială dintre cărămidă și mortar (care depinde de calitatea zidăriei) poate determina ruperea diafragmei (cînd ceilalți factori rămîn constanți) prin forfecare sau prin întindere după diagonală etc. Condițiile de care depinde calitatea zidăriei au fost arătate în detaliu la paragraful precedent.

Geometria diafragmei exprimată prin raportul dintre înălțimea și lungimea ei (h/l), condiționează starea de eforturi și prin aceasta modul de rupere, precum și comportarea în domeniul postelastic.

Diafragmele la care $h/l < 0,5$, cedează la forțe tăietoare și au o comportare neductilă. Ruperea în acest caz se produce fie prin fisurare în lungul uneia sau ambelor diagonale, datorită depășirii rezistenței la eforturi principale de întindere, fie prin forfecare în lungul unui rost orizontal de la bază. În ambele cazuri ruperea are caracter casant, iar mecanismul de rupere este condițional de calitatea zidăriei și de intensitatea încărcării gravitaționale. Acest mod de rupere s-a întîlnit frecvent la diafragmele clădirilor cu 1—2 niveluri și la șpaletii de la nivelele inferioare ale unor clădiri etajate, ca în figura VII.52 a, b.

Diafragmele la care $h/l > 2$, lucrează la încovoiere. Cedarea lor este însoțită de apariția fisurilor orizontale în zonele întinse, urmată de producerea fisurilor verticale în zonele de concentrare a eforturilor de compresiune de la bază.

Diafragmele a căror geometrie le situează între cele două limite menționate, cu $0,5 < h/l < 2$, lucrează la stări de eforturi complexe.

Comportarea lor este influențată de numeroși factori: calitatea zidăriei, armare, încărcarea gravitațională etc. Cer-

cetările de laborator [68] au arătat că la diafragmele din zidărie simplă și armată cu $h/l = 1$, inițial apar fisuri orizontale din încovoiere la bază, urmate de fisurare în lungul diagonalelor; ruperea se produce la eforturi principale de întindere. La diafragmele cu $h/l = 2$ din zidărie simplă [33] ruperea se produce prin încovoiere, iar la cele armate — la eforturi principale de întindere, odată cu apariția unor eforturi mari de compresiune și intrarea în curgere a armăturii.

În categoria diafragmelor cu valori intermediare ale raportului h/l se încadrează majoritatea diafragmelor cercetate la cutremurul din 04.03.1977, ceea ce explică natura avariilor lor, provocate de stări de eforturi complexe: fisuri orizontale la bază sau la nivele superioare, caracteristice cedării prin forfecare (fig. VII.53), fisuri orizontale produse de cedarea prin forfecare, dar care se continuă prin fisuri înclinate datorită cedării la eforturi principale de întindere (fig. VII.54), fisuri după cele două diagonale, combinate cu fisuri orizontale, ca la șpaletul din figura VII. 55 ș.a.

Intensitatea încărcării gravitaționale poate avea o influență însemnată asupra comportării diafragmelor de zidărie, întrucît condiționează starea lor de eforturi și prin aceasta mecanismul de rupere, capacitatea portantă și caracteristicile inelastice. Cercetările de laborator [53], [55], [81] au demonstrat următoarele cu privire la rolul încărcării gravitaționale: odată cu creșterea intensității încărcării gravitaționale, aplicată unor diafragme identice, starea de eforturi la care are loc ruperea lor se modifică, variînd de la cedarea

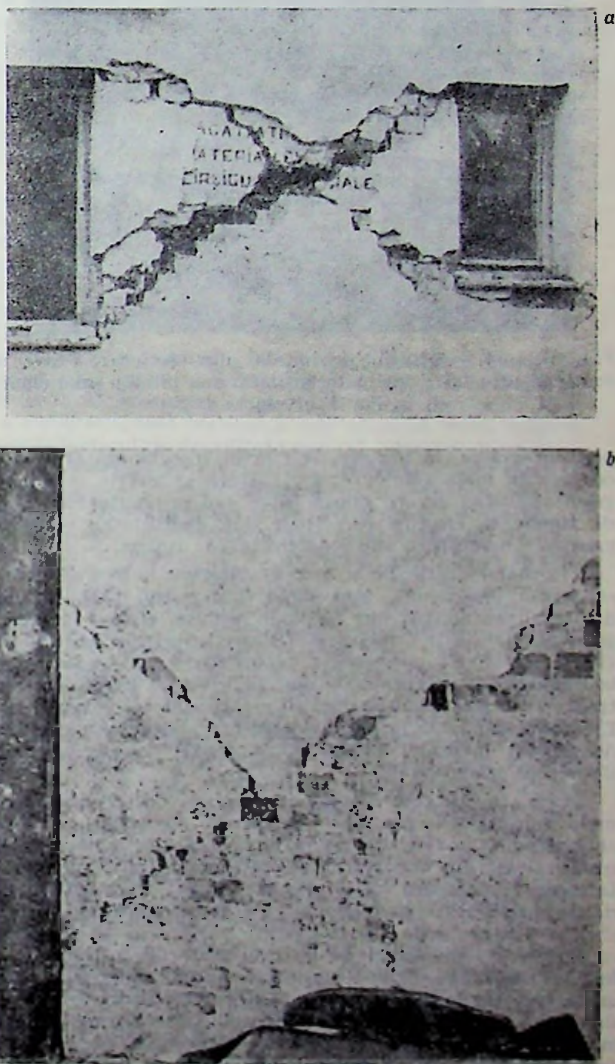


Fig. VII.52. — Rupere caracteristică la forțe tăietoare a șpaletilor (a) și diafragmelor (b) după cele două diagonale, însoțită de dislocarea zidăriei.

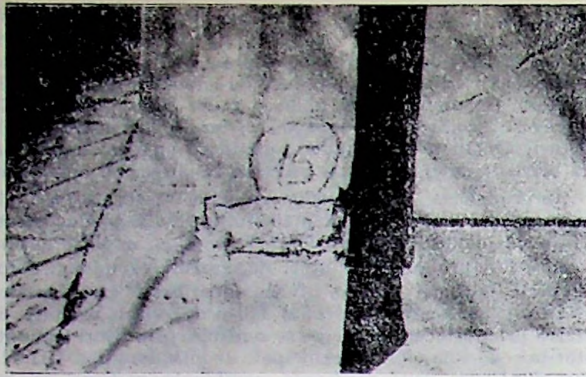


Fig. VII.53. — Fisurarea diafragmelor de zidărie la bază, produsă de cedarea la forfecare.

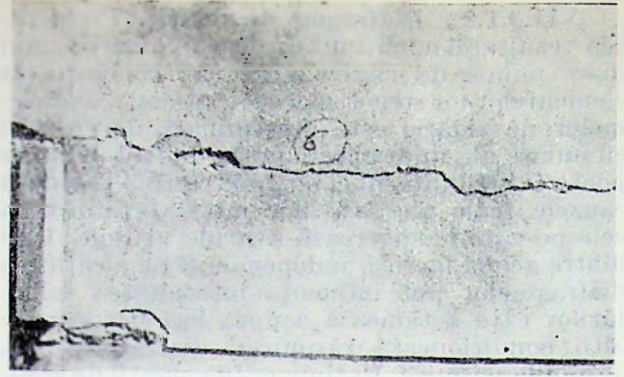


Fig. VII.54. — Fisură orizontală din forfecare, care se continuă prin fisuri înclinate la diafragma plină a unei clădiri cu 5 niveluri.

prin încovoiere, la o stare de eforturi combinată și apoi la cedarea la forțe tăietoare. Pe măsură ce crește încărcarea gravitațională, devine din ce în ce mai pronunțată tendința de rupere la eforturi principale, iar ductilitatea scade ca urmare a modificării stării de eforturi la rupere.

În toate cazurile încărcarea gravitațională face să crească rezistența diafragmei, însă după unii autori [55], [81], în domeniul postelastice, din motivele arătate, efectul încărcării gravitaționale este nefavorabil. Experiența cutremurului din 1977 a arătat că în numeroase cazuri avarii grave s-au produs la diafragmele longitudinale ale clădirilor cu pereți portanți transversali și cu planșee din șisii prefabricate de beton armat. Ele pot fi explicate în parte și prin aceea că nu au beneficiat de efectul favorabil al încărcării gravitaționale, preluată de pereții transversali.

Din aceleași considerente se impune verificarea diafragmelor nu numai la primul nivel, cum se procedează în mod obișnuit, ci și la cele superioare, la care eforturile normale de compresiune din încărcarea gravitațională sînt mai mici. Influența încărcării gravitaționale asupra rezistenței zidăriei la întindere după diagonală a fost cercetată de G. Borchelt [13] pe probe de zidărie pătrate încărcate după diagonală cu forțele P_d și normal pe direcția rosturilor orizontale cu forțele constante P_c . Rezultatele acestor încercări, care arată variația forțelor de rupere P_d cu eforturile de compresiune sînt arătate în formă adimensională în figura VII. 56, în care R este rezistența zidăriei la compresiune, iar bt — aria secțiunii transversale a probei.

Influența eforturilor unitare de compresiune asupra rezistenței zidăriei la eforturi principale de întindere este ilustrată în figura VII 57 [78], în care se dă în formă adi-

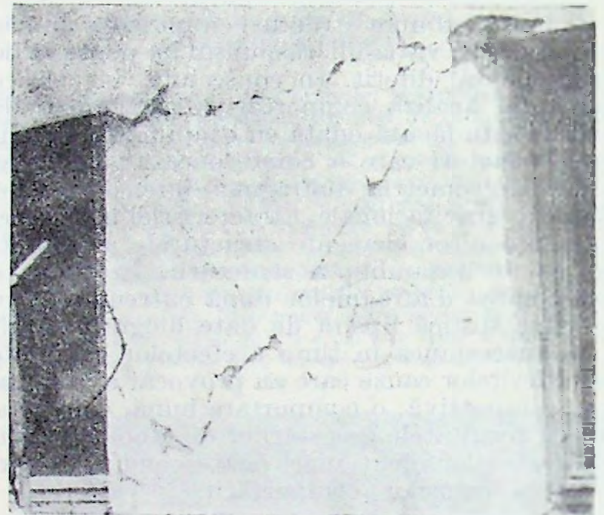


Fig. VII.55. — Șpalet fisurat după ambele diagonale în urma cedării la eforturi principale de întindere, fisurat la partea superioară la nivelul bulandrugilor.

mensională variația efortului mediu de alunecare τ_0 cu efortul unitar de compresiune σ_0 (ambii parametri sînt raportați la $\tau_k = \frac{R_p}{1.5}$).

Încărcarea gravitațională are o influență considerabilă și asupra modului de elasticitate transversală. În figura VII.58 este arătată variația modului G în raport cu efortul unitar de alunecare, în funcție de efortul unitar de compresiune, dedusă experimental de B. P. Sinha și A.W. Hendry [75].

De mărimea eforturilor unitare de compresiune depinde, de asemenea, ca ruperea diafragmei la forțe tăietoare să se producă la forfecare sau la întindere după diagonală. În figura VII.59 sînt arătate, după [44] curbele de variație ale eforturilor tangențiale de rupere la eforturi principale de întindere și forfecare în funcție de efortul unitar de compresiune σ_y .

În domeniul $\sigma_y < \sigma_{ycr}$ ruperea nu se poate produce decît la forfecare în timp ce pentru $\sigma_y \geq \sigma_{ycr}$ ruperea se produce după diagonală la eforturi principale de întindere.

Din cele arătate referitor la influența încărcării gravitaționale asupra comportării diafragmelor de zidărie la acțiuni seismice, rezultă că acest factor poate juca un rol deosebit de important la explicarea mecanismului de cedare a diafragmelor, la evaluarea capacității lor și la adoptarea măsurilor de consolidare a clădirilor avariate.

Caracteristicile inelastice ale diafragmelor de zidărie constituie un factor esențial în comportarea lor, în special la acțiuni seismice de mare intensitate. Ele

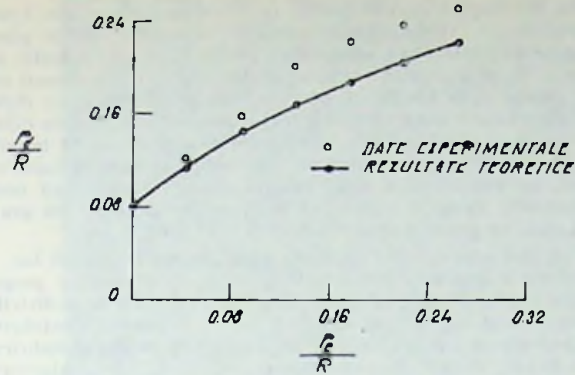


Fig. VII.56. — Variația rezistenței la întindere după diagonală a zidăriei în funcție de eforturile unitare de compresiune.

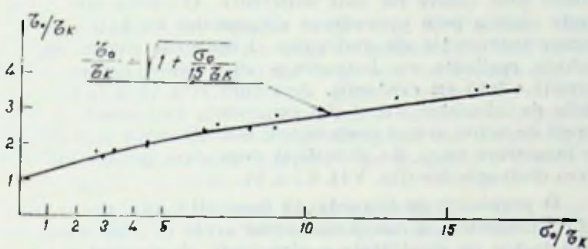


Fig. VII.57. — Variația rezistenței la eforturi principale de întindere în funcție de efortul unitar de compresiune din încărcarea gravitațională.

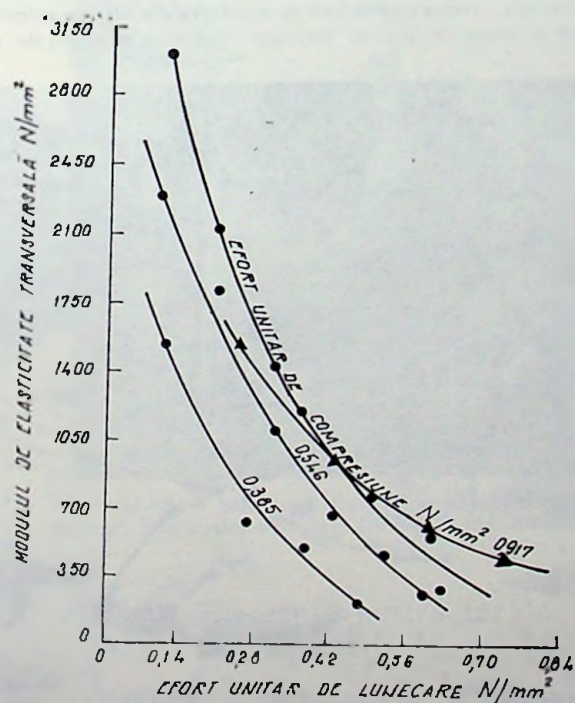


Fig. VII.58. — Variația modului de elasticitate transversală în funcție de efortul unitar de compresiune din încărcarea gravitațională.

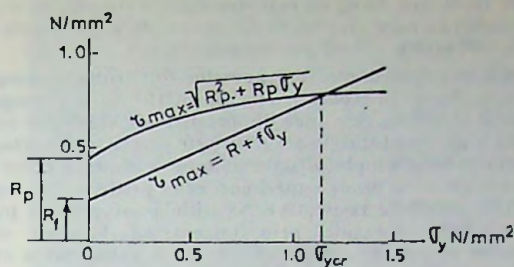


Fig. VII.59. — Influența eforturilor unitare de compresiune asupra mecanismului de rupere a zidăriei la forțe tăietoare.

definesc capacitatea lor de a prelua deformații mari fără o degradare excesivă a rezistenței și rigidității, de a absorbi și disipa energia indusă de seism. Caracteristicile, inelastice se exprimă prin factorul de ductilitate, factorul de plasticitate, energia disipată pe ciclu, forța capabilă ultimă.

Comportarea diafragmelor în domeniul postelastice este condiționată de numeroși factori: calitatea zidăriei, starea de eforturi la rupere, încărcarea gravitațională etc. În prezent nu se dispune decât de rezultate cu un caracter pronunțat calitativ cu privire la caracteristicile inelastice ale diafragmelor de zidărie. Aceasta se explică prin faptul că rezultatele numeroaselor cercetări de laborator referitoare la această problemă au fost obținute pe zidării din materiale și alcătuirii diferite, în regimuri de încărcare foarte variate etc. Una din concluziile care se desprind din cercetările efectuate este că diafragmele din zidărie simplă, la încovoiere prezintă o anumită capacitate, limitată, de a lucra în domeniul inelastice. Cele care lucrează la forțe tăietoare însă, sint caracterizate printr-o rupere casantă, cedează în domeniul linier elastic, nu au ductilitate [35].

O îmbunătățire a comportării diafragmelor în domeniul inelastic se realizează prin armarea sau înrămarea lor.

Cercetările făcute asupra diafragmelor din zidărie armată conduc la următoarea caracterizare a efectelor acestui procedeu [54], [55], [81]:

— în cazul ruperii prin încovoiere degradarea rezistenței este mică până la intrarea în curgere a armăturii, După ce armătura intră în curgere se produce o degradare semnificativă a rigidității, însă rezistența este afectată într-o măsură mai mică; factorul de ductilitate variază între 2 și 4;

— în cazul ruperii la forțe tăietoare, după apariția fisurilor diagonale se produce o scădere mare a rezistenței și rigidității. Sporirea procentului de armare nu are efecte favorabile asupra acestei comportări, pentru factorul de ductilitate valorile obținute de către diferiți cercetători au fost $1 \div 2$ [81], 1,75 [55] și 1 [64].

Cercetările făcute asupra zidăriei înrămate, în care diafragmele sint prevăzute cu stâlpișori marginali și centuri de beton armat, au arătat următoarele:

— avarierea diafragmelor după fisurarea în lungul diagonalelor este mult mai redusă decit în cazul diafragmelor cu armare interioară; la deformații mai mari decit cele corespunzătoare forței maxime, se produc degradări mari; cu toate acestea, prin înrămarea zidăriei se obțin valori mari ale factorului de ductilitate. Comportarea diafragmelor înrămate este mult mai bună decit a diafragmelor din zidărie simplă și a celor armate;

— Zhen Bing-Zhang [83], referindu-se la cutremurele de la Haicheng și Tangaban din R. P. Chineză, subliniază comportarea nesatisfăcătoare a clădirilor de zidărie simplă, spre deosebire de cele din zidărie înrămată.

Principalele rezultate ale cercetărilor asupra acestora din urmă, [83] în comparație cu zidăria simplă, sint: factorul de ductilitate al zidăriei înrămate a fost 3,43 — 3,93 față de 1,81 la zidăria simplă; creșterea capacității portante a fost de 56 — 60 %; factorul de amortizare a crescut după fisurare de 2,25 ori față de stadiul nefisurat la zidăria înrămată, față de 1,5 ori — la cea simplă.

Rezultatele cercetărilor menționate confirmă concluziile analizei comportării diafragmelor de zidărie la cutremurul din 04.03.1977: diafragmele din zidărie înrămată au avut o com-

portare mult mai bună ca cele din zidărie simplă, cu excepția unor clădiri la care alcătuirea de ansamblu a structurii și utilizarea înrămării, a fost necorespunzătoare.

În general, cedarea diafragmelor din zidărie simplă s-a produs la forțe lăietoare, deci însoțită de o comportare neductilă. Avariile cele mai importante ale clădirilor cu cinci niveluri s-au constatat la structuri cu pereți transversali portanți din zidărie simplă, situate în zone seismice a căror intensitate era cu 1—2 grade superioară celei pentru care fuseseră proiectate clădirile respective. Avariile masive de la parterul acestor clădiri se explică prin concentrarea la acest nivel a proceselor energetice, depășind cu mult capacitatea zidăriei simple de a lucra în domeniul postelastice.

Alcătuirea structurii. Analiza comparativă a comportării diafragmelor cu caracteristici apropiate și unorii identice, făcând parte din structuri diferite (în general clădiri cu parter și 3—4 etaje), a arătat că alcătuirea structurii poate condiționa într-o mare măsură natura, gravitatea și distribuția avariilor diafragmelor. Masa structurii, împreună cu caracteristicile sale dinamice, definește intensitatea încălzărilor seismice; distribuția diafragmelor după cele două direcții principale și raportul dintre rigiditățile lor, determină intensitatea încălzărilor ce revin fiecărei diafragme; tipul de planșeu, condiționează mărimea încălzărilor gravitaționale (a căror influență a fost arătată anterior); distribuția rigidităților în plan și pe înălțimea structurii, împreună cu unii dintre factorii menționați, condiționează stările de efort la care lucrează diafragma.

Tipul de structură — cu pereți portanți transversali, longitudinali, sau distribuiți pe ambele direcții — împreună cu tipul de planșeu, poate avea o mare influență asupra comportării diafragmelor. La clădirile cu pereți portanți transversali și cu planșee din fișii prefabricate de beton armat (în general monolitizate nesatisfăcător), diafragmale longitudinale cu un procent mare de goluri, nu beneficiază de efectele favorabile ale încălzării gravitaționale asupra capacității lor portante. Atunci când raportul dintre dimensiunile în plan ale clădirii o încadrează în categoria „tip bară”, structura devine mai vulnerabilă la orientarea ei în raport cu direcția de solicitare maximă, ceea ce poate avea ca efect o creștere imprevizibilă a intensității forțelor seismice. Trebuie menționat că la acest tip de structuri au fost constatate avariile cele mai importante.

Distribuția neuniformă a rigidităților pe înălțimea structurii, ca în cazul clădirilor la care stâlpișorii de beton armat sînt discontinui pe înălțime (fiind prevăzuți, de exemplu, numai la primele două niveluri) are ca efect accentuarea avariilor

riilor în dreptul secțiunilor în care are loc o variație bruscă a rigidității. Distribuția neuniformă a rigidităților în planul clădirii dă naștere la tronsoane cu perioade proprii diferite și la avarii în planurile de separație dintre ele. Un fenomen analog poate avea loc în cazul unor structuri cu nuclee rigide. La cutremurul din 01.03.77 a fost examinat un grup de clădiri la care cele două seări și curtea interioară din axul longitudinal, rigidizate cu stâlpișorii de beton armat, la intervale mici, au constituit o zonă foarte rigidă în raport cu restul structurii, ceea ce a avut ca efect avarii deosebit de grave, așa cum se poate vedea din figura VII. 60.

Planșeele, lucrînd ca niște șabla rigide în planul lor, au rolul de a distribui încălzările seismice la diafragma proporțional cu rigiditățile relative ale acestora și de a le redistribui atunci cînd unele diafragma trec în domeniul postelastice. Experiența a arătat că planșeele din fișii cu goluri prefabricate din beton armat nu îndeplinesc acest rol. În majoritatea cazurilor fișii fisurează la nivelul rosturilor longitudinale și nu asigură distribuția încălzărilor la diafragma ceea ce are ca efect supraîncălzirea unora dintre ele, apariția fisurilor în dreptul planșeeleor, ca în figura VII. 61. etc.

Modul în care sînt concepute legăturile dintre diafragma, este o condiție fundamentală pentru realizarea conlucrării spațiale. Experiența a arătat că legăturile realizate numai prin țesere nu sînt suficiente. O conlucrare bună se poate realiza prin prevederea stâlpișorilor de beton armat la fiecare intersecție de diafragma. Legăturile dintre montanți trebuie realizate cu buiandrugii din beton armat monolit turnați odată cu centurile. Așa cum rezultă atît din cercetările de laborator, cît și din experiența cutremurului, buiandrugii de beton armat prefabricat, mai ales cînd au o adîncime de încastrare mică, au de suferit degradări, provocînd și fisurarea diafragmelor (fig. VII. 62 a, b).

O problemă de importanță deosebită este cea a ductilității structurii. Un calcul elementar arată că pentru realizarea unui factor de ductilitate a structurii, de ordinul 3—4, este necesar ca șpaleții diafragmelor longitudinale care au frecvent un procent mai mare de goluri, să aibă un factor de ductilitate de cea. zece ori mai mare. Toate cercetările de pînă acum au arătat că zidăria simplă nu poate satisface această condiție. În consecință, șpaleții de la primul nivel al diafragmelor longitudinale suferă avarii foarte grave: fisurare după ambele diagonale cu dislocarea zidăriei, sfărîmarea cărămizilor etc., ceea ce amenință cu scoaterea din lucru a primului nivel și pune în pericol întreaga clădire. Un astfel de caz

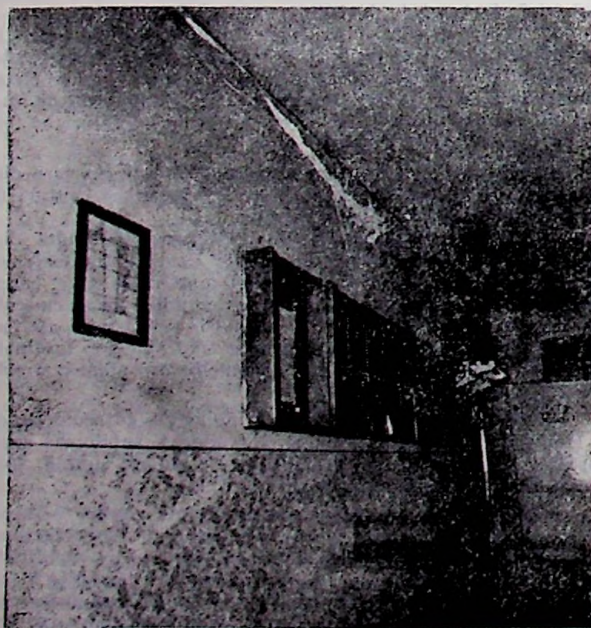


Fig. VII.60. — Detalii de avarii de diafragma provocate de o conformare necorespunzătoare a structurii: a — diafragma de la casa scării fisurată la partea superioară unde s-a desprins de planșeu; b — stâlpișor de beton armat de la intersecția a două diafragma exterioare; se vede armătura dezvelită, ancorată necorespunzător de mustățile din fundație, betonul fisurat.

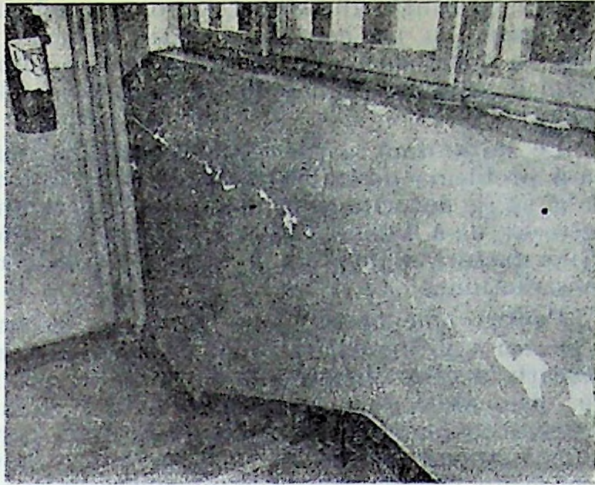


Fig. VII.61. — Fisuri caracteristice în diafragme la nivelul planșelor, vizibile la casa scării.

este ilustrat în figurile VII.6 3 a, b. Parterul clădirii respective, situată într-o zonă de gradul 8, a fost măcinat prin ruperea tuturor spaletilor după cele două diagonale, dislocarea și expulzarea zidăriei la spaletii marginali și fisurarea în plan orizontal a întregii structuri la nivelul planșei peste parter. Utilizarea zidăriei înrămate cu stâlpișori și centuri de beton armat, cu siguranță ar fi dus la o atenuare spectaculară a avariilor.

Din cele arătate se poate conchide că alcătuirea de ansamblu a structurii, concepția asupra mecanismului răspunsului său la acțiuni seismice, precum și a elementelor sale, poate avea o influență hotărâtoare asupra utilizării capacității potențiale a diafragmelor de a prelua solicitările seismice.

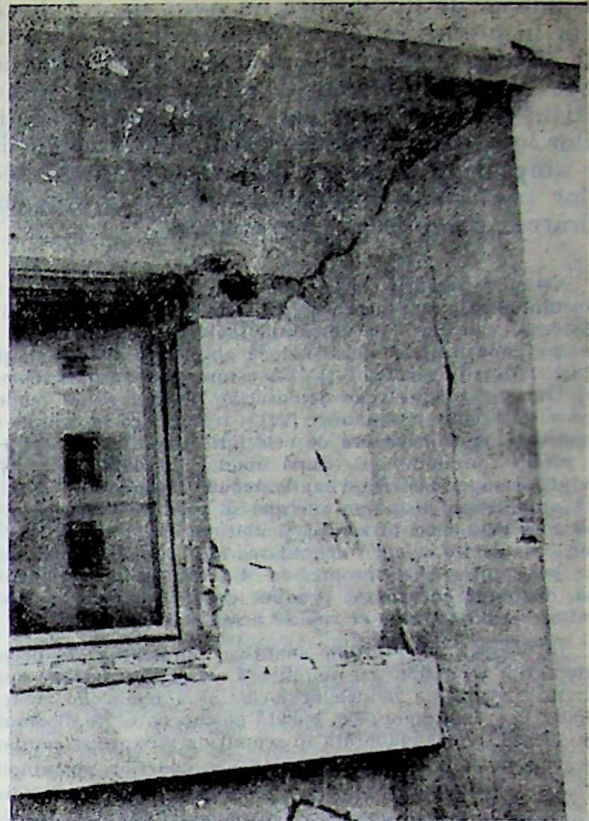


Fig. VII.62. — Fisuri în diafragme la nivelul buiandrugilor.

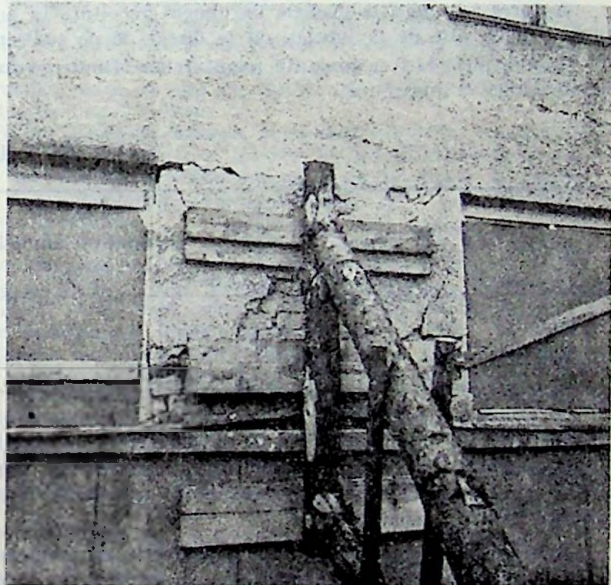
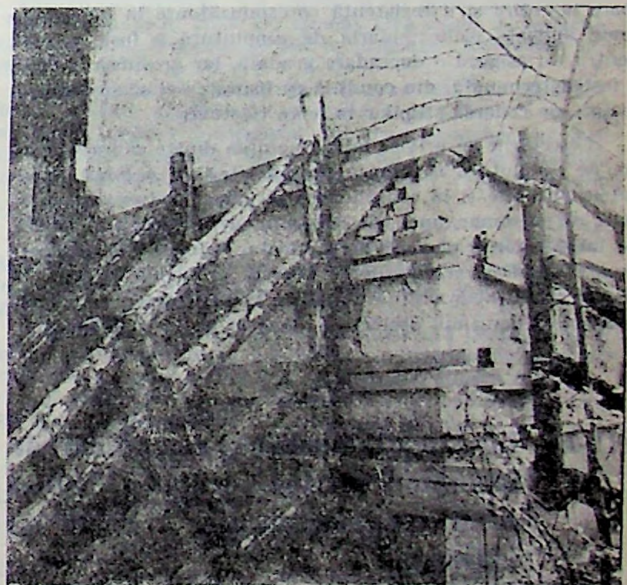


Fig. VII.63. — Structură din zidărie simplă cu pereți transversali portanți: a — spalet fisurat după ambele diagonale și pe contur; b — spalet marginal fisurat după ambele diagonale și dislocat; se observă tendința de expulzare a zidăriei, care de altfel s-a și produs la alte clădiri similare.



VII.3.2. Elemente nestructurale din zidărie

Experiența cutremurelor din ultimul deceniu, în special, a demonstrat că elementele nestructurale de zidărie, cum sînt zidăriile de umplură și pereții despărțitori, sînt capabile

să conlucreze cu structurile în cadre sub acțiunea încărcărilor seismice, iar efectele acestei conlucrări pot fi semnificative, în special în cazul cutremurelor de mare intensitate. Corectarea comportării clădirilor vechi la cutremurul din 04.03.77 a arătat că în numeroase cazuri efectele conlucrării structurii de beton armat

cu zidăria de umplutură au avut un rol hotărâtor în preîntâmpinarea prăbușirii lor. Cercetările efectuate cu privire la această problemă au avut ca scop explicarea mecanismului conlucrării, efectelor acestora, determinarea condițiilor legate de proiectarea cadrelor și a zidăriei de umplutură necesare pentru asigurarea efectelor pozitive ale conlucrării, precum și elaborarea procedurilor de calcul.

Astfel, cercetările experimentale [40] au arătat că în domeniul elastic umplutura are ca efect creșterea rigidității și rezistenței cadrului; în domeniul inelastic ea contribuie la sporirea capacității structurii de a absorbi și disipa energia, reduce influența efectelor $P \times \Delta$ asupra răspunsului seismic [36]. Din analiza spectrelor deplasărilor înregistrate pe modele supuse la sollicitări dinamice [21] a rezultat că la cadrele cu umplutură, spre deosebire de cele fără umplutură, vibrațiile se produc predominant după modul fundamental, rolul modurilor superioare fiind mult atenuat. Totodată la cadrele fără umplutură, disiparea energiei se produce datorită rotațiilor inelastice mari în zona articulațiilor de la nivelul nodurilor, ceea ce are ca efect degradarea rigidității și atrage după sine pericolul rușii progresive. La cadrele cu umplutură, însă, disiparea energiei se produce datorită comportării histerezice a zidăriei, ceea ce reduce acest pericol.

În cadrul cercetărilor analitice, problema modelării matematice a cadrelor cu umplutură a fost abordată pe două căi: prin utilizarea modelelor locale și a modelelor macroscopice. Cea de-a doua cale, bazată pe conceptul de diagonală echivalentă, a fost elaborată în scopul de a exprima comportarea mecanică, elastică și inelastică a cadrelor cu umplutură. Rezultatele acestor cercetări [41] au permis elaborarea unui program pentru analizarea răspunsului neliniar al structurilor în cadre cu umplutură. Cercetările experimentale au fost făcute pe cadre la care stlpile li s-a asigurat o ductilitate mare la rotire și o rezistență corespunzătoare la forțe tăietoare aplicate ciclic; zidăria de umplutură a fost armată pentru a-i asigura o degradare gradată, iar grosimea zidăriei a fost determinată, din condiția ca fisurarea ei să se producă înainte de cedarea stlpilei la forțe tăietoare.

Cercetările cu privire la conlucrarea dintre cadre și zidăria de umplutură sugerează posibilitatea de a folosi rezultatele obținute și la consolidarea structurilor în cadre, avariate de cutremur, unde, de la caz la caz, ar putea fi folosite, pe lângă zidărie, panouri prefabricate, betoane din agregate ușoare ș.a. Deși cercetările în această problemă nu sînt încheiate, rezultatele obținute pînă în prezent deschid perspective noi în domeniul proiectării structurilor în zone seismice.

VII.4. Investigații, analize și determinări de laborator privind calitatea betoanelor din construcțiile avariate de cutremur

VII.4.1. Calitatea betoanelor din construcțiile vechi avariate de cutremur, comparativ cu cele noi

Echipele de specialiști care au examinat betoanele din construcțiile vechi distruse sau avariate de cutremurul din 4 martie 1977 au semnalat că, după 30—50 ani de la execuție,

acestea prezintă un aspect poros, o culoare albicioasă, au un conținut relativ ridicat de nisip în compoziție și apar sfărîncioase, dînd astfel în ansamblu o imagine a unei slabe calități.

Pe baza unor astfel de observații a fost pusă problema posibilității ca această calitate slabă să fie datorită unui proces de îmbătrînire petrecut de-a lungul anilor sub acțiunea diferiților factori ce intervin în cursul exploatării construcțiilor.

Pentru elucidarea unor asemenea ipoteze și pentru a obține date cît mai complete asupra calității acestor betoane s-au recoltat probe din elementele de construcții ale unor clădiri avariate de cutremur și realizate în două perioade distincte înainte de 1940 și după 1960, deci la un interval de minimum 20 de ani.

În paralel, s-a căutat să se obțină cît mai multe informații asupra caracteristicilor materialelor componente precum și asupra tehnologiilor de execuție utilizate înainte de 1940 la realizarea elementelor de beton armat.

VII.4.1.1. Aprecieri asupra calității materialelor componente ale betonului. a) *Cimentul* pentru lucrările din București în perioada 1930—1940 era de tip Portland și furnizat în principal de fabricile Titan-București și Fieni. Singurele date referitoare la calitatea cimenturilor folosite în această perioadă sînt cele publicate de prof. C.C. Teodorescu în Buletinul Societății politehnice din România, nr. 2, februarie 1941.

Autorul se referă la probele de ciment recoltate în anii 1938—1939, alte de la fabrici, cît și direct de pe șantiere.

În tabelul VII.1 se prezintă rezultatele obținute pentru rezistența la compresiune.

TABELUL VII.1

Anul	Număr probe	Rezistența la compresiune kg/cm^2			Rezistența minimă admisă, kg/cm^2
		medie	max.	min.	
1938	61	457,2	634	268	280
1939	62	454,0	622	300	

Se constată că cimentul era de calitate corespunzătoare îndeplinind practic condiția minimă impusă mărcii 300 și se poate aprecia că în proporție de 60% satisfacea chiar condiția pentru marca 400.

b) *Agregatele* proveneau de la balastierele din regiunea București fiind caracterizate prin granule cu dimensiuni de maximum 15 mm și parte fină în proporție ridicată, fiind livrate și în general utilizate, fără sortare prealabilă (sub formă de balast). Ținînd seama că exploatările erau situate în albia majoră a riurilor sau în vechi albi de riuri, agregatele conțineau un procent ridicat de parte levigabilă.

În scopul urmăririi implicațiilor pe care le are conținutul ridicat în parte levigabilă, asupra proprietăților betonului, la INCERC s-au efectuat o serie de încercări folosind o compoziție de beton cu un dozaj de ciment de 300 kg/m^3 , cu agregate pînă la 16 mm, avînd o curbă granulometrică situată în domeniul utilizabil și cu un conținut de parte levigabilă în nisipul 0—7 mm de pînă la 7 %.

În tabelul VII.2 sînt prezentate rezultatele obținute pe betoane în funcție de conținutul de parte levigabilă.

TABELUL VII.2

Nr. crt.	% parte levig. din sort 0-7 mm	Apă l/m ³	Δ/C	Tasare cm	Rez. la compresiune				Contrația			
					28 zile		90 zile		28 zile		90 zile	
					daN/cm ²	%	daN/cm ²	%	mm/m	%	mm/m	%
1.	2,0	201	0,67	10	297	100,0	319	100	0,200	100,0	0,454	100
2.	3,0	210	0,70	10	301	101,3	308	96,6	0,227	113,5	0,463	102
3.	5,0	228	0,76	9	283	95,3	265	83,1	0,234	117,0	0,490	108
4.	7,0	246	0,82	10	233	78,1	248	77,8	0,300	150,0	0,615	142

După cum se poate observa, din datele cuprinse în tabelul VII.2, un conținut ridicat parte levigabilă (7 %), cere, pentru aceeași lucrabilitate a betonului (tasare 10 cm) o cantitate de apă cu peste 22% mai mare față de cazul unui conținut admisibil de parte levigabilă. Cantitatea mai mare de apă conduce la scăderea rezistenței la compresiune cu peste 20%. De asemenea, în cazul unui conținut ridicat în parte levigabilă valoarea contrației se mărește (cu pînă la 42 %), ceea ce poate genera apariția în timp a unor defecte de structură (microfisuri).

VII.4.1.2. Date generale asupra betoanelor. Pentru construcțiile de locuințe, social-culturale, administrative și industriale, realizate în perioada 1930 - 1940, betonul cel mai folosit era de marcă B 120, avînd rezistența admisibilă la compresiune de 35 daN/cm² pentru stlpi, respectiv 40 daN/cm² pentru grinzi. În cazuri speciale se adopta betonul de marcă B 150, cu rezistențe admisibile de 45, respectiv 50 daN/cm².

Dozajele uzuale de ciment erau de 240 ... 270 kg/m³.

Cantitățile de materiale componente pentru un amestec erau stabilite volumetric deci cu posibilități de diferențe mari de la o șarjă la alta. Consistența betoanelor proaspete era plastic-fluidă întrucît compactarea se făcea prin ciocnirea cofrajelor și indesarea cu șipea. Ca urmare se utiliza o cantitate relativ mare de apă de amestecare și în consecință un raport apă/ciment ridicat.

Ținînd seama de dozajele de ciment adoptate precum și condițiile de preparare și punere în operă menționate, se poate aprecia că betoanele nu atingeau un nivel de rezistență superior măreii stabilite, respectiv 120 ... 150 daN/cm² la vîrsta de 28 zile.

VII.4.1.3. Analiza calității betoanelor. Au fost recoltate probe din elemente de beton armat (stlpi, grinzi), de la o serie de clădiri vechi prăbușite din București, construite în perioada 1930-1940, precum și de la două clădiri noi construite, mai recent, după cum urmează:

Clădiri executate între 1930 - 1940: blocul Nestor, Calea Victoriei nr. 63-69; blocul Continental, str. Colonadelor nr. 3; blocul din Str. Alexandru Sahia nr. 1-3; blocul din str. Alexandru Sahia nr. 58; blocul din str. Academiei nr. 5; blocul din str. Australului nr. 7.

Clădiri executate între 1960 - 1970: blocul din șos. Ștefan cel Mare nr. 33; Centrul de Calcul din str. Gării de Nord.

Probele de beton de la construcțiile menționate au fost supuse unor analize fizico-chimice (pentru a obține informație cu privire la eventualele modificări structurale ale pietrei de ciment din beton) și unor determinări fizico-mecanice urmărind obținerea datelor privind principalele caracteristici ale acestor betoane.

a) *Analize fizico-chimice.* S-a urmărit să se pună în evidență modificările pe care le-au suferit, în timp, compoziții de hidratare ai cimentului.

Ținînd seama de aspectul sfărîmicios și albicios s-a emis ipoteza că, datorită structurii poroase a betoanelor vechi, preparate cu dozaje reduse de ciment, agregate bogate în parte fină și valori ridicate ale raportului a/c s-a putut produce carbonatarea în profunzime.

Carbonatarea producîndu-se după întărirea betonului și caracterizîndu-se prin mărirea de volum (formarea crista-

lelor de calcit), în beton se creează tensiuni interne care pot duce la deteriorări ale pietrei de ciment.

Pe de altă parte, fenomenul de carbonatare poate favoriza corodarea armăturilor, care nu mai sînt pasivizate de mediul bazic (pH ≈ 12 creat de hidroxidul de calciu din beton).

Împreună cu cadrele de specialitate din învățămîntul superior și cercetătorii de la Institutul de Cercetări și Proiectări pentru Industria Lianților - ICPILA, s-a convenit să se utilizeze următoarele metode de investigare: analiza difractometrică (R_x), analiza termică diferențială (ATD) și pentru verificări suplimentare la unele din cazuri, mai greu de interpretat, analize chimice.

Pentru astfel de analize, pregătirea probelor a constituit o problemă dificilă deoarece probele recoltate erau în bucăți, în care componenta silicioasă (agregatele) avea o pondere mare față de piatra de ciment și era greu de separat de aceasta.

Pentru concentrarea probei în piatră de ciment, s-au făcut următoarele operații: concasare, sortare, măcinare fină și cernere prin sita de 0,32 mm.

Pentru comparație, s-a studiat și un beton confecționat la INCERC în anul 1974, cu ciment fără adaos și agregate pînă la 16 mm, denumit în cele ce urmează „beton de referință”.

Din examinarea difractogramelor rezultă că, în afara hidrocompusilor normali dintr-o piatră de ciment, pentru unele probe (blocul Continental din str. Colonadelor nr. 3 și blocul din str. Alexandru Sahia nr. 1-3), s-a pus în evidență, într-o măsură apreciabilă prezența calcitului, ceea ce denotă un proces de carbonatare.

La aceleași probe s-a pus în evidență și prezența Ca(OH)₂.

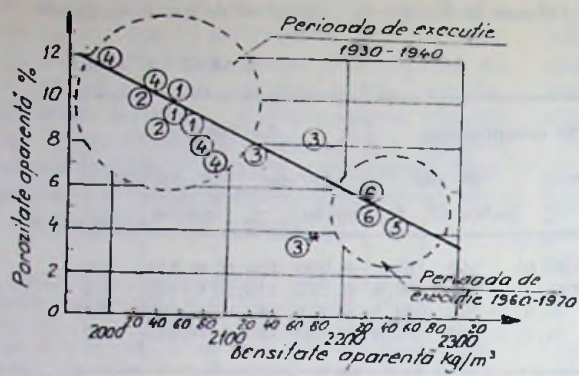
Curbele obținute în urma analizelor termice diferențiale confirmă datele furnizate de difractograme, prin efectele termice datorate carbonatului (la t°C > 800), fără a permite însă aprecieri cantitative.

S-a efectuat analiza chimică la unele din probe la care prin metodele menționate a rezultat un conținut mai ridicat de carbonat și hidroxid de calciu (la blocurile din str. Al. Sahia nr. 58 și str. Academiei nr. 5) precum și la betonul de referință. Rezultatele obținute sînt arătate în tabelul VII.3.

TABELUL VII.3

	Beton de referință	Str. Alex. Sahia 58	Str. Academiei 5
Insolubil în HCl.	74,2	87,61	81,69
SiO ₂	3,92	2,13	2,96
Al ₂ O ₃	1,00	0,44	0,48
Fe ₂ O ₃	0,68	0,19	0,72
CaO	11,21	4,76	7,12
MgO	0,31	0,10	0,25

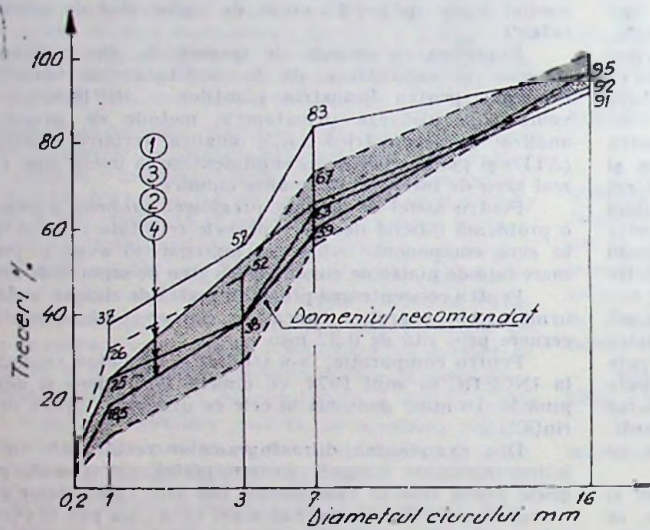
Calculînd cantitatea de ciment, după compoziția oxidică, se poate aprecia că, în cazul betonului de referință, dozajul a fost de circa 400 kg/m³ (confirmat de compoziția adoptată), iar în celelalte cazuri, dozajul a fost în jurul valorii de 200 kg/m³.



LEGENDA :

Notă	Perioada de execuție	Amplasamentul
①	1930-1940	Str. Academiei nr. 5
②		Str. Colanadelor nr. 3
③		Str. Al. Sahia nr. 1-3
④		Str. Al. Sahia nr. 58
	1960-1970	Str. Gării de Nord
*		Șos. Ștefan Cel Mare nr. 38
		* Beton de consolidare după cutremurul din 1940

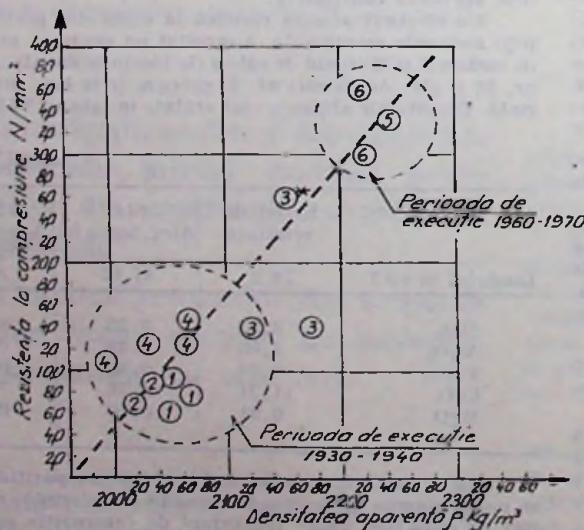
Fig. VII.64. — Corelația porozitate — densitate la betoanele analizate.



LEGENDA :

Notă	Perioada de execuție	Amplasamentul
①	1930-1940	Str. Academiei nr. 5
②		Str. Colanadelor nr. 3
③		Str. Al. Sahia nr. 1-3
④		Str. Al. Sahia nr. 58

Fig. VII.65. — Curbele de granulozitate ale betoanelor analizate.



LEGENDA :

Notă	Perioada de execuție	Amplasamentul
①	1930-1940	Str. Academiei nr. 5
②		Str. Colanadelor nr. 3
③		Str. Al. Sahia nr. 1-3
④		Str. Al. Sahia nr. 58
⑤	1960-1970	Str. Gării de Nord
⑥		Șos. Ștefan Cel Mare nr. 38
*		Betan de consolidare după cutremurul din 1940

Fig. VII.66. — Corelația rezistență-densitate la betoanele analizate.

Analizele efectuate, deși nu sînt specifice betoanelor, ci pastelor de ciment, au permis să se pună în evidență compoziții normale de hidroliză și hidratare a cimentului cu precizarea că pentru unele probe de beton s-a semnalat un început de proces de carbonatare, fără a se putea aprecia cantitativ gradul de carbonatare și implicațiile acestuia asupra degradării structurii pietrei de ciment.

b) *Incercări fizice.* Densitatea aparentă a betoanelor, din construcțiile vechi se grupează în domeniul 2000 ... 2100 kg/m³, în timp ce în cazul construcțiilor mai noi, această caracteristică se înscrie în jurul valorii 2230 kg/m³.

Porozitatea aparentă a betoanelor, examinate, variază conform datelor din figura VII.64, corespunzător densităților aparente, iar valorile sînt cuprinse între 8...12% la betoanele vechi față de 4...6% pentru betoanele mai noi.

Pentru determinarea granulozității agregatelor, s-a procedat la dezagregarea betonului cu acid clorhidric, spălare cu apă și apoi cernere. Această analiză s-a efectuat pe probe de beton la clădirile din str. Academiei nr. 5; str. Alex. Sahia nr. 1—3; str. Alex. Sahia nr. 58 și Blocul Continental din str. Colonadelor nr. 3.

Rezultatele obținute pe aceste probe sînt reprezentate în figura VII. 65 în raport cu domeniul acceptat în prezent pentru o granulozitate corespunzătoare. Se observă conținutul relativ mare de nisip 0—3 mm, în special în unele cazuri (str. Academiei nr. 5, str. Alex. Sahia nr. 1—3)

c) *Incercări mecanice.* Carotele supuse încercărilor au fost extrase din elementele de structură ale clădirilor din: str. Academiei nr. 5; str. Colonadelor nr. 3; str. Alex. Sahia nr. 1—3; str. Alex. Sahia nr. 58; str. Gării de Nord; str. Lizeanu nr. 33.

În figura VII.66 sînt prezentate rezultatele obținute, în ceea ce privește rezistența la compresiune și densitatea aparentă a betonului, observîndu-se o bună corelare între aceste două caracteristici și o grupare clară, în funcție de perioada de execuție.

Rezistențele la compresiune se înscriu în domeniul 50... 150 kg/cm², pentru construcțiile vechi, (ceea ce arată că, pe lângă o serie de rezultate slabe, au existat și betoane corespunzătoare mărcilor prescise) față de 300... 360 kg/cm² pentru construcțiile noi, reliefînd diferențele de densitate și porozitate semnalate mai sus.

VII.4.2. Procese de coroziune ale elementelor de construcții din beton armat, evidențiate de cutremur

În perioada după cutremurul din 4 martie 1977 s-au făcut constatări asupra coroziunii elementelor de construcții din beton armat, de către laboratorul de protecție contra coroziunii din INCERC, la următoarele construcții:

— Întreprinderea Viscofil (stilpi, grinzi, acoperiș);

— Policlinica Titan (stilpi, și grinzi de la parter);

— Blocul de locuințe din str. Vasile Conta nr. 7—9 subsol I și II (stilpi, fundații continue, grinzi și planșee);

— Blocul de locuințe nr. 6 (Dinamo), șos. Ștefan cel Mare nr. 5 (stilpi la parter inclusiv de la pasajul pentru pietoni);

— Blocul de locuințe bul. Magheru colț cu str. Maria Roseti (stilpi parter).

Pentru fiecare construcție în parte s-au întocmit fișe cu detalii asupra constatărilor făcute și cu propuneri de remediere a defecțiunilor datorate coroziunii.

În principal s-au constatat următoarele degradări mai importante ale elementelor de rezistență din aceste construcții:

VII.4.2.1. *Subsolurile cu garaje și boxe.* În porțiunile unde se face frecvent spălarea autoturismelor, se constată că stilpii, pe o înălțime de pînă la 1 m de la cota pardoselii, prezintă fenomene accentuate de coroziune atât a betonului (beton poros, carbonat în adîncime—încercare cu fenolftaleină) — cit și a armăturii care apare corodată puternic, prezentînd fenomene de exfoliere și de reducere a secțiunii, în unele cazuri chiar de peste 50%, fenomene care au provocat și expulzarea stratului de beton de acoperire.

În zonele lipsite de ventilație și cu prezența concomitentă a umidității corodarea armăturii și degradarea betonului au fost mai accentuate, conducînd chiar la secționarea armăturii; aceste fenomene au fost accentuate și de compactitatea relativ redusă a betonului și de prezența gletului de ipsos, folosit ca strat suport a vopsitoriei pe bază de ulei;

VII.4.2.2. *Parterul unor blocuri de locuințe.* Baza stilpilor de la nivelul străzii prezintă armătura în general corodată (în special pe partea străzii) în proporții variabile, ajungîndu-se uneori la exfolieri și reduceri de secțiune. Asemenea constatări au fost făcute cu deosebire la unii stilpi ai blocului (Lacto-Bar Scala) dar și la alte clădiri de locuințe (de exemplu Calea Victoriei colț cu str. Dobrogeanu Gherea, str. Pictor Verona etc.). Acest fenomen, însă mai puțin accentuat, s-a constatat și la clădiri mai recent executate (de exemplu blocul Dinamo) fiind prezent și la unele construcții cu diafragme monolite (la capetele exterioare ale diafragmelor la nivelul legăturii cu soclul clădirilor).

A rezultat cu claritate că a influențat pe de o parte umiditatea mărită a unor zone ale clădirilor (la mică distanță de la nivelul solului, la exterior sau în subsolul unor clădiri), iar pe de altă parte porozitatea mare a unor betoane (rezultată sistematic, în cazul betoanelor vechi, din compoziția lor general deficitară sau concentrată în zonele de rosturi de turnare defectuoase, cu segregări, observate și la clădirile vechi, dar și la unele din cele mai recente).

Alte în interiorul construcției cit și la exterior în locurile de contact ale betonului armat cu ipsosul folosit pentru dibluri, prinderea de placaje, știfturi și console pentru conducte etc.... au apărut fenomene puternice de coroziune locală a armăturii pînă la o distanță de circa 20 cm;

Cazul Policlinicii Titan (construcție recentă):

— La îmbinarea majorității stilpilor cu grinzi s-a constatat o coroziune a armăturii datorită neîncluzerii ei în beton compact (situații similare au fost semnalate și la alte construcții).

— La suprafețele acoperite cu placaje ceramice glazurate s-a constatat corodarea superficială a armăturii elementelor de rezistență în spatele acestor placaje, acolo unde și acoperirea armăturii cu betoan era insuficientă.

Cazul Întreprinderii Viscofil, hala de filaj, construită de circa 30 de ani, avînd în interior atmosferă corosivă (puternic acidă în condiții de umiditate de peste 90%):

— Se observă corodarea în profunzime a părții superioare a betonului și a armăturii stilpilor precum și a elementelor de acoperiș, în special în zonele de condens și de evacuare a gazelor prin ventilație (naturală sau artificială), deși betonul inițial a fost de calitate bună (fapt constatat prin determinările efectuate);

— S-a constatat că deși unele elemente prezentau coroziune puternică la suprafață, în urma executării unor străpingeri pentru prelevarea de carote, armătura interioară era complet necorodată, datorită compactității betonului, care a fost puternic degradat prin coroziune numai la suprafață.

VII.4.3. Încercări nedistructive asupra structurilor afectate de cutremur

Examinarea vizuală a stării structurilor afectate de seisme, deosebit de necesară și utilă pentru aprecierea stării lor de ansamblu, inclusiv pentru stabilirea eventualelor măsuri de consolidare, nu poate fi considerată suficientă în numeroase cazuri, mai ales pentru construcțiile din beton armat, datorită următoarelor situații:

a) Există cazuri în care examinarea vizuală a unui element nu evidențiază vreun semn de degradare structurală a betonului și totuși betonul a suferit un proces intens și ireversibil de microfisurare. Identificarea, prin încercări nedistructive, a apariției și a amplitudinii acestui proces permite să se aprecieze dacă și în ce măsură elementul a fost deteriorat, cu efectele ce decurg în ceea ce privește capacitatea sa portantă actuală. Poate rezulta că elementul astfel slăbit, afectat în continuare de acțiunea încălzirilor de lungă durată, are șanse diminuate de a avea o comportare satisfăcătoare, la cutremurul următor. Este evident că procesul de microfisurare și continuarea dezvoltării sale în timp, poate explica în bună parte de ce structuri care au rămas în picioare după cutremurul din 1940 s-au prăbușit total sau parțial la cel din 1977.

b) Există cazuri în care apar indiciile vizuale ale degradărilor structurale, dar amplitudinea dezvoltării lor în secțiunea sau pe înălțimea elementului nu poate fi precizată prin examinarea vizuală.

c) Încercările nedistructive pot informa asupra direcțiilor și modului predominant de sollicitare a structurii și pot da, pe lângă indicațiile de detaliu, și o orientare generală a măsurilor de consolidare.

d) Unele informații hotărâtoare pentru proiectarea consolidărilor cum ar fi rezistența betonului și armarea elementelor, pot fi obținute sau completate cu ajutorul încercărilor nedistructive.

VII.4.3.1. Determinarea armării. Armarea unui element, într-o structură afectată de seism, este importantă atât pentru a înțelege comportarea sa, cât și pentru calculul capacității portante și pentru decizia de consolidare. În secundar, informațiile astfel obținute sunt utilizate la eliminarea influenței armăturilor asupra încercărilor nedistructive ale betonului. Metodele nedistructive folosite astăzi în acest scop sunt:

a) metoda electromagnetică; b) metoda radiografică; c) metoda radiometrică.

Metoda electromagnetică se bazează pe modificarea cuplajului magnetic, dintre două circuite electrice, datorită prezenței fierului în beton. Cunoscută și sub numele de metoda pachometrului, este o metodă ce dă bune rezultate când barele de armătură sunt destul de rare (peste 10–12 cm) și destul de apropiate de suprafață (sub 8–10 cm). Metoda este folosită cu succes în identificarea poziției armăturilor și deci numărarea barelor, în plăci și, de multe ori, în stâlpi. Informațiile pe care le furnizează asupra diametrului armăturilor nu sunt prea precise dar unele pot fi compensate de un sondaj. Este o metodă foarte rapidă, nu impune alimentare de la rețea, nici măsuri speciale de protecție. Din această cauză este mult folosită în cazul structurilor afectate de seisme, mai ales la examinarea stâlpilor și dacă este necesar, a plăcilor. Metoda nu dă rezultate în cazul grinzilor decât la identificarea etrierilor iar pentru armăturile longitudinale numai dacă ele sunt foarte rare (peste 10–12 cm interax).

Metoda radiografică se bazează pe proprietatea radiațiilor penetrante (X sau gama) de a fi atenuate în mod diferit de materiale cu densități diferite (beton sau fier) și pe posibilitatea de a imprima rezultatul obținut, pe o peliculă fotosensibilă specială. Grosimile maxime de beton, ce pot fi examinate, sunt limitate la 35–40 cm, în cazul radiațiilor X și la 40–50 cm, în cazul radiațiilor gama dure (Cobalt-60). Metoda este mare consumatoare de timp, mai ales în cazul radiațiilor gama, o expunere putând dura în jur de 24 ore, prelinde alimentare la rețea și răcire cu apă, în cazul radiațiilor X și pretinde, în ambele cazuri, măsuri de protecție la radiații. Practica țării noastre a arătat că sunt rare cazurile

în care avalanșa de lucrări ce se succed unui cutremur permite folosirea metodei radiografice. Domeniul său de eficiență este reprezentat de armarea grinzilor.

Metoda radiometrică se bazează pe același principiu, de atenuare diferențiată a radiațiilor penetrante gamma dar mijlocul de detecție al rezultatului, în locul filmului, îl constituie contoarele Geiger-Müller sau cu scintilații, cuplate la o instalație de numărare. Grosimile maxime de beton ce pot fi examinate sunt practic aceleași, cu cele din metoda radiografică, iar sursa de radiații gama preferată este tot Cobalt-60, pentru duritatea radiațiilor sale. Metoda este mai puțin consumatoare de timp decât metoda radiografică dar mai mare consumatoare decât metoda electromagnetică. Pentru explorarea unei secțiuni sunt necesare 1–2 ore. Informațiile sunt furnizate sub forma unei diagrame de variație a vitezei de numărare, pe secțiune, minimele indicând prezența armăturilor. Este o metodă indicată pentru stâlpi și grinzi de dimensiune mică și mijlocie (până la 45 cm grosime de beton). A fost rar folosită și ea în cercetările de după cutremur, în principal din cauza ritmului scăzut de investigare dar și pentru alte dezavantaje ca: alimentare la rețea, necesitatea măsurilor de protecție (deși acestea din urmă sunt mult mai puțin restrictive decât în metoda radiografică).

Examinarea prin metode nedistructive, pentru determinarea armăturilor în stâlpi, a structurilor multietajate avariate de cutremur, executate în perioada 1935–1940, a pus în evidență unele particularități ale armăturii acestora:

— tipul armăturii: oțel rotund neted, corespunzător calității oțelului OBOO;

— diametre preferate la armarea longitudinală: Ø 14–Ø 16 mm;

— diametre preferate la etrieri: Ø 6–Ø 8 mm;

— distanța maximă între bare longitudinale: 25–30 cm;

— distanța medie între etrieri: 25–35 cm, dar cu mari neglijențe în respectarea ei mai ales la baza stâlpilor, unde distanțele maxime au ajuns la 100 cm și peste.

— modul de dispunere a armăturilor longitudinale guvernate mai degrabă de criteriile geometrice decât de rezistență. S-au găsit de regulă mai multe bare pe laturile lungi decât pe laturile scurte ale secțiunii.

VII.4.3.2. Determinarea zonelor degradate în structură.

Determinarea zonelor de beton degradate ca urmare a sollicitărilor seismice, în elementele unei structuri din beton armat, prezintă o importanță majoră pentru a înțelege modul cum a lucrat structura, în timpul seismului, punctele sale slabe și în final pentru a executa o consolidare corespunzătoare. Se poate considera că zone degradate sunt cele cu grad avansat de microfisurare rezultat din sollicitări ce au depășit circa 0,8 din rezistența de rupere a betonului.

Elementele structurii cele mai interesante din acest punct de vedere sunt desigur elementele verticale, stâlpii sau diafragmele; din această cauză exemplificările se vor referi mai ales la aceste elemente.

Un element de beton armat, cercetat pentru a se determina zonele degradate, este acoperit cu o rețea de puncte de încercare, pe una sau două direcții, după posibilități sau nevoi. La stâlpi încercările este bine să se facă pe ambele direcții, în timp ce la diafragme nu se dispune oricum decât de o direcție.

Încercările nedistructive se fac folosind metoda ultrasonică de impuls în tehnica transmisiei directe, adică cu emițătorul și receptorul coaxiali, pe fețe opuse (fig. VII.67). Se pot folosi fie măsurătorile de timp de propagare, din care se deduce o viteză de propagare, convențională, admitând propagarea în linie dreaptă între emițător și receptor, fie măsurătorile de atenuare. Tehnica atenuării este însă practic inutilizabilă, în etapa actuală, din cauza dificultăților de a asigura rezultate corecte (rezultatele sunt influențate de rugozitatea suprafeței, mărimea și uniformitatea presiunilor etc.).

Principiul metodei se bazează pe faptul că un impuls ultrasonic, călătorind prin beton, atunci când întâlnește o fisură sau o microfisură, ocolește pe drumul fizic cel mai scurt. În fapt o mică parte a energiei se propagă și prin fisură dar reflexiile pe suprafața de intrare și ieșire din fisură sunt atât de puternice încât practic nimic din semnalul inițial nu ajunge la receptor. Un beton microfisurat este străbătut de o mulțime de microfisuri, iar drumul pe care este obligat să-l parcurgă impulsul ultrasonic în aceste condiții este considerabil mai lung decât cel în linie dreaptă folosit în zonele nefisurate (fig. VII.68).

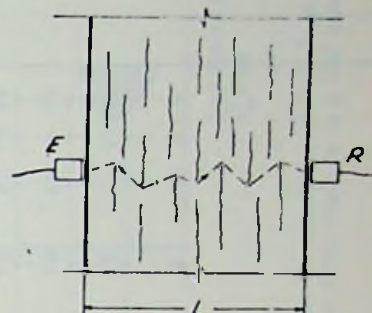
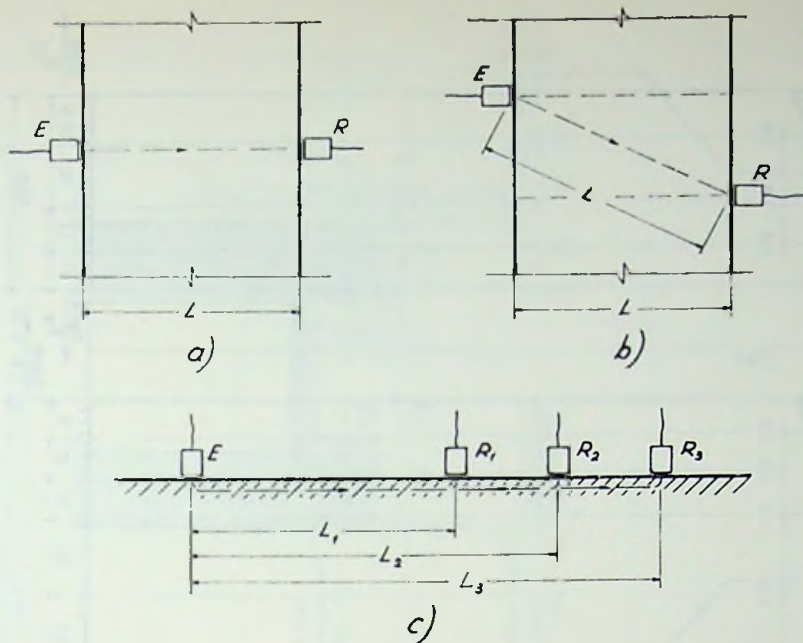


Fig. VII.67. — Tehnici de încercare cu ultrasunete: a) Transmisie directă; b) Transmisie diagonală; c) Tehnica de suprafață.

Fig. VII.68. — Propagarea impulsurilor în zone fisurate.

Dificultatea în aplicarea metodei rezidă în principal din faptul că există și alte cauze care pot conduce la o scădere a vitezei de propagare decât microfisurile și anume defectele de turnare (zone macroporoase, goluri, rosturi etc.). Aceste zone, care conțin defecte de turnare, pot fi însă identificate, de regulă prin examinare vizuală și eliminate din interpretare. Rămâne de învins o ultimă dificultate și anume: care este viteza de propagare în betonul nemicrofisurat? Pentru a o identifica este necesar ca rețeaua de puncte de încercare să acopere întreg elementul și la nevoie să fie completată cu încercări pe elementele vecine, ce au fost turnate odată cu elementul microfisurat.

Procedura este următoarea:

a) Se face o primă delimitare a zonei microfisurate cu toate rezultatele care sînt mai mici decât media celor mai mari 6 viteze măsurate, cu mai mult de 15%. Se acordă atenția necesară pentru a evita ca punctele folosite la medie să nu reprezinte influențe ale armăturilor asupra măsurătorilor.

b) Se calculează viteza de propagare medie corespunzătoare celorlalte rezultate rămase, în număr de cel puțin 12.

c) Se verifică dacă toate punctele incluse în zona microfisurată diferă cu cel puțin 10% de noua medie calculată. În caz afirmativ rămîn în zonă; în caz negativ se reintroduce în calculul mediei.

d) Se verifică dacă între punctele folosite în calculul mediei tuturor rezultatelor rămase, nu se află puncte care diferă cu mai mult de 10% de viteza medie calculată. Dacă se identifică asemenea puncte, ele se includ în zona microfisurată.

În principiu, procesul ar putea fi continuat pe o nouă treaptă, pentru mai multă rigurozitate dar rareori se dovedește necesar.

În concluzie, zona degradată circumscrie punctele care diferă cu mai mult de 10% de valoarea medie a vitezei de propagare.

Bineînțeles că în conturarea zonelor cu degradări structurale sînt incluse și punctele în care nu a fost recepționat nici un semnal acustic deci în care viteza de propagare convențională este 0.

În continuare se prezintă câteva exemple de stâlpi și diafragme cu zone microfisurate, identificate ca urmare a examinării unor construcții după cutremurul din 4.III.1977. Figurile sînt schematice și cu scări diferite, după cele două direcții:

a) În figura VII.69 este reprezentat un stîlp dreptunghiular marginal al unei hale industriale, cu dimensiunile 50×120 cm, încercat pe ambele direcții; se vede că zonele microfisurate sînt extinse practic pe toată înălțimea stîlpului.

b) În figura VII.70 este reprezentat un stîlp dreptunghiular al aceleiași hale cu zone microfisurate mai limitate pe lungimea stîlpului și pe înălțimea secțiunii sale, atestînd efectul probabil al încovoierii pe direcția lungă a secțiunii (predomină încovoiera după direcția respectivă, cu microfisuri paralele cu latura scurtă).

c) În figura VII.71 este reprezentat un stîlp în V prevăzut cu un gol central al unei hale în sheduri, din industria textilă, încercat pe două direcții. Se remarcă faptul că degradările structurale nu au apărut decât la încercările după direcția axului lung al secțiunii stîlpului și numai la colțurile golului, pe una din ramuri. Rezultă că degradările sînt datorate unor momente încovoietoare din planul de rigiditate maximă, în condițiile concentrării de eforturi în dreptul marginilor golului.

d) În figurile VII.72 și VII.73 sînt reprezentate tronsoane a doi stâlpi centrali cu goluri ai unei hale industriale cu pod rulant. Datorită unor erori de amplasare a unor construcții anexe, ce conduceau la rigidizări suplimentare, cei doi stâlpi s-au rupt. Se pune întrebarea dacă porțiunile rămase în picioare din stâlpi, mai pot fi folosite și cît anume din ele. Încercările nedistructive au arătat că porțiunile utilizabile au extinderi diferite deasupra consolelor, dar sînt prezente la ambii stâlpi. Zona îngrîtă în figurile reprezintă zona degradată prin solicitare, iar zonele hașurate reprezintă defecte de turnare, de tipul golurilor, formate sub armătura de la fața superioară a consolei. Se remarcă aici necesitatea de a deosebi scăderile de viteză de propagare datorate defectelor de turnare, de cele provocate de distrugerile structurale, rezultate în urma solicitărilor seismice.

e) În figura VII.74 este reprezentată partea superioară, cu fețele laterale rabătute, a unui stîlp marginal de hală industrială cu pod rulant.

Stîlpul este prefabricat și are gol central, în porțiunea situată deasupra consolei. Încercările nedistructive au arătat că distrugerile structurale au apărut numai la baza golului, pe înălțimi limitate, la 30–40 cm, pe ambele direcții, dar mai puternice după direcția în lungul halei (perpendicular pe planul desenului). Acest lucru este subliniat atît de extinderea zonelor fisurate cît și de amploarea scăderii vitezei de propagare (s-a ajuns la lipsa oricărui semnal recepționat).

Aceste exemple au fost prezentate pentru a ilustra modul în care încercările nedistructive pot preciza extinderea

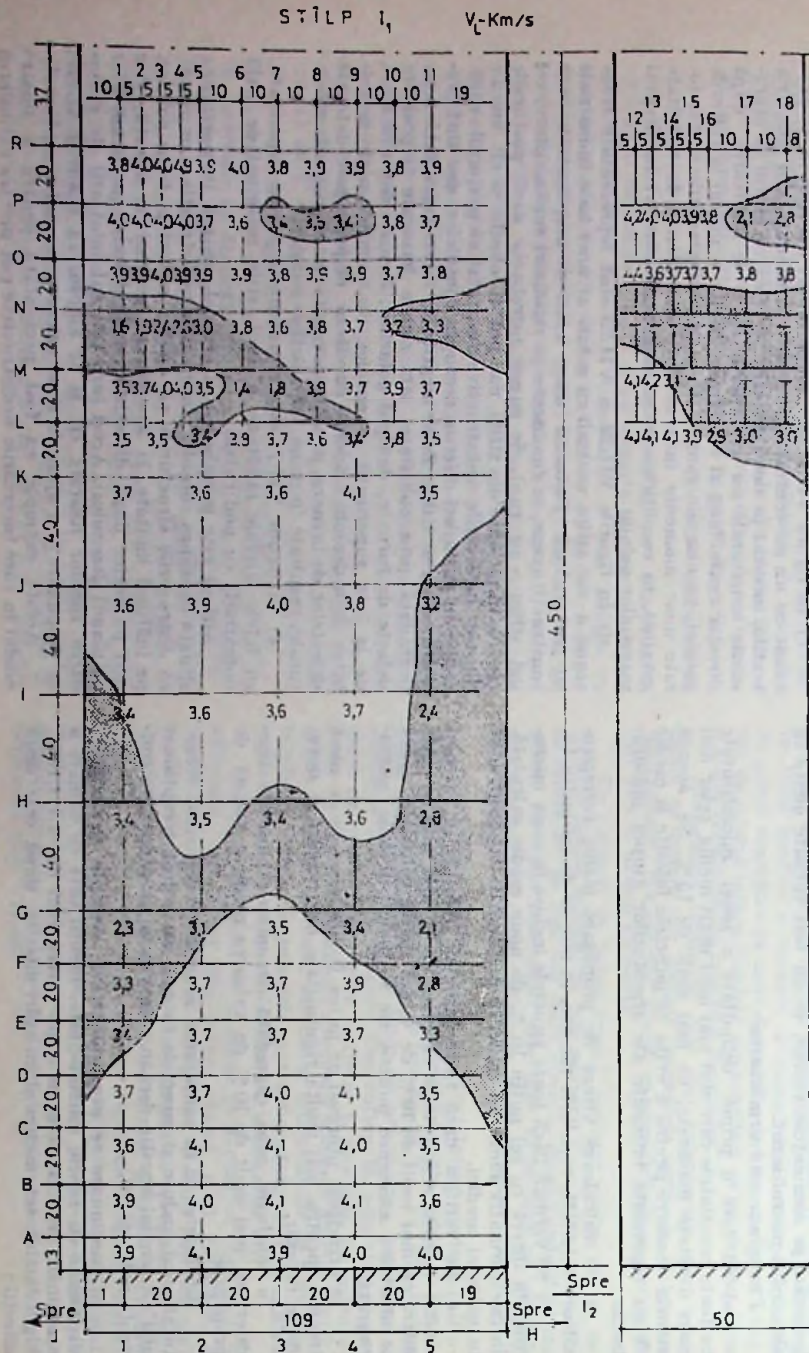


Fig. VII.69.—Zone degradate extinse la un stilp dreptunghiular de beton armat al unei hale industriale.

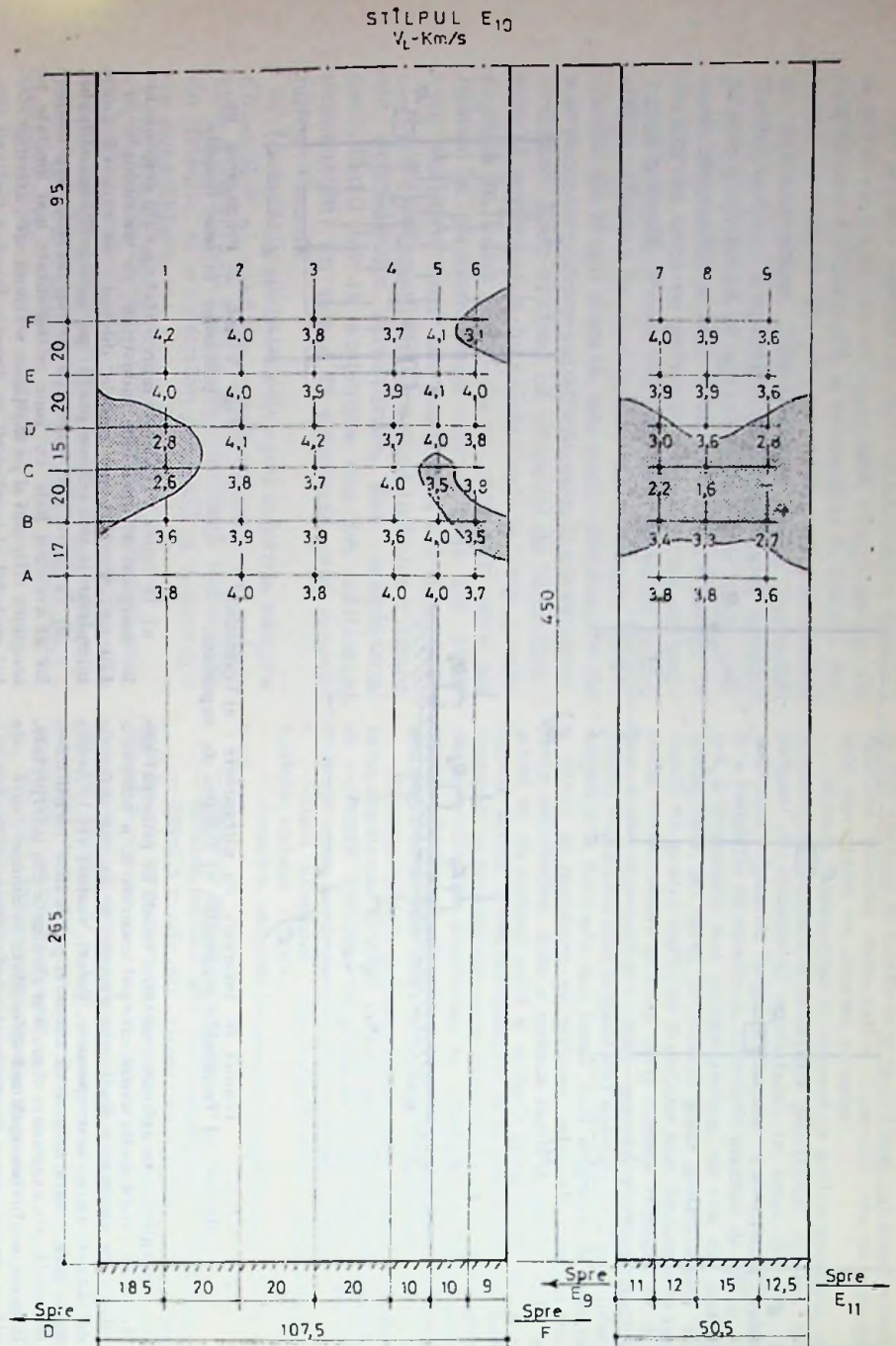


Fig. VII.70.—Zone degradate restrinse la un stilp dreptunghiular de beton armat al unei hale industriale.

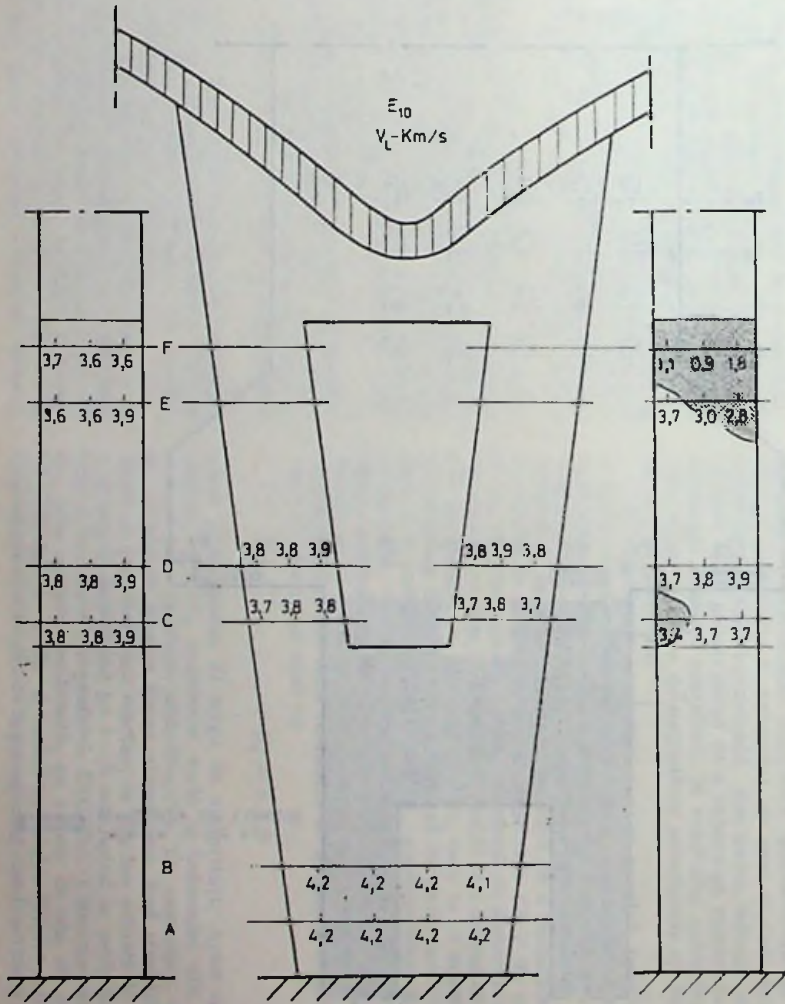


Fig. VII.71. — Zone degradate la un stîlp în „V”, de beton armat la o hală industrială cu acoperiș în șed.

SAS 23 AUGUST
STÎLP P 8₄

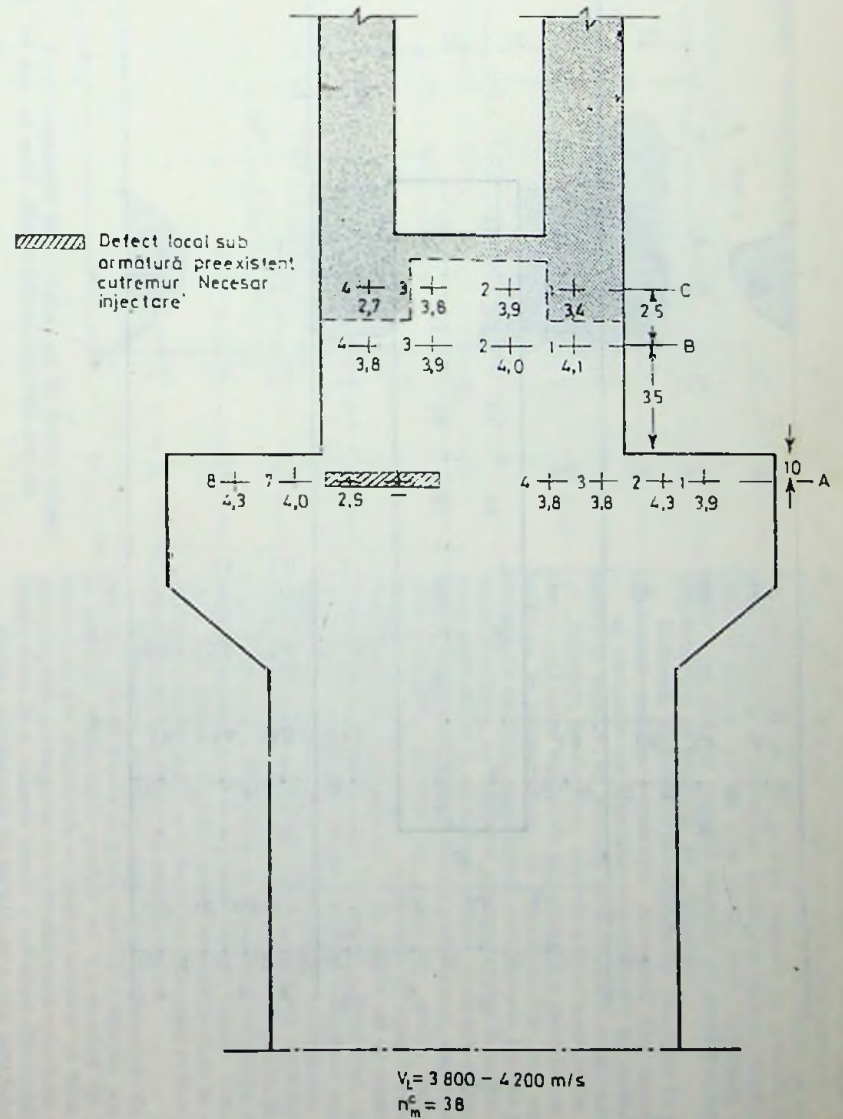
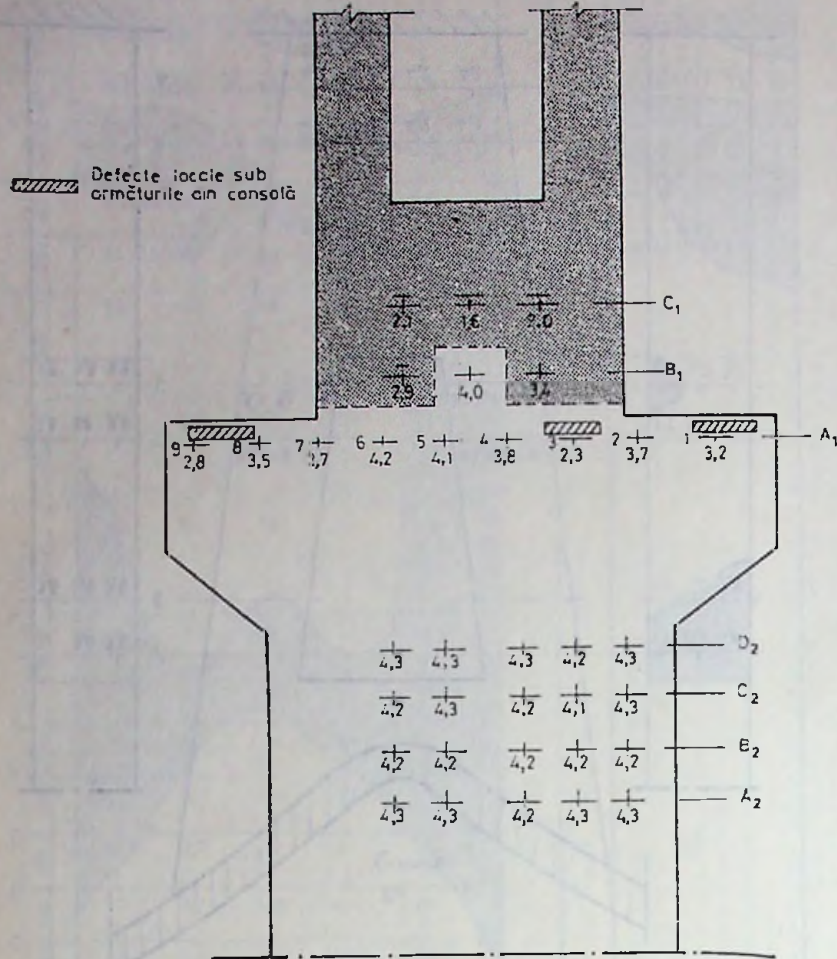


Fig. VII.72. — Zone cu degradări și defecte la porțiunea rămasă dintr-un stîlp (1) de beton armat rupt, de la o hală industrială cu pod rulant.

SAS 23 AUGUST
STILP B₅



zona 1 $\left\{ \begin{array}{l} V_L = 3700 - 4200 \text{ m/s} \\ n_m^c = 32 \text{ diviziuni} \end{array} \right.$

zona 2 $\left\{ \begin{array}{l} V_L = 4150 - 4300 \text{ m/s} \\ n_m^c = 35 \text{ diviziuni} \end{array} \right.$

Fig. VII.73. — Zone cu degradări și defecte la porțiunea rămasă dintr-un stîlp (2) de beton armat rupt, de la aceeași hală industrială cu pod rulant.

STILPUL I'₆

V_L Km/s

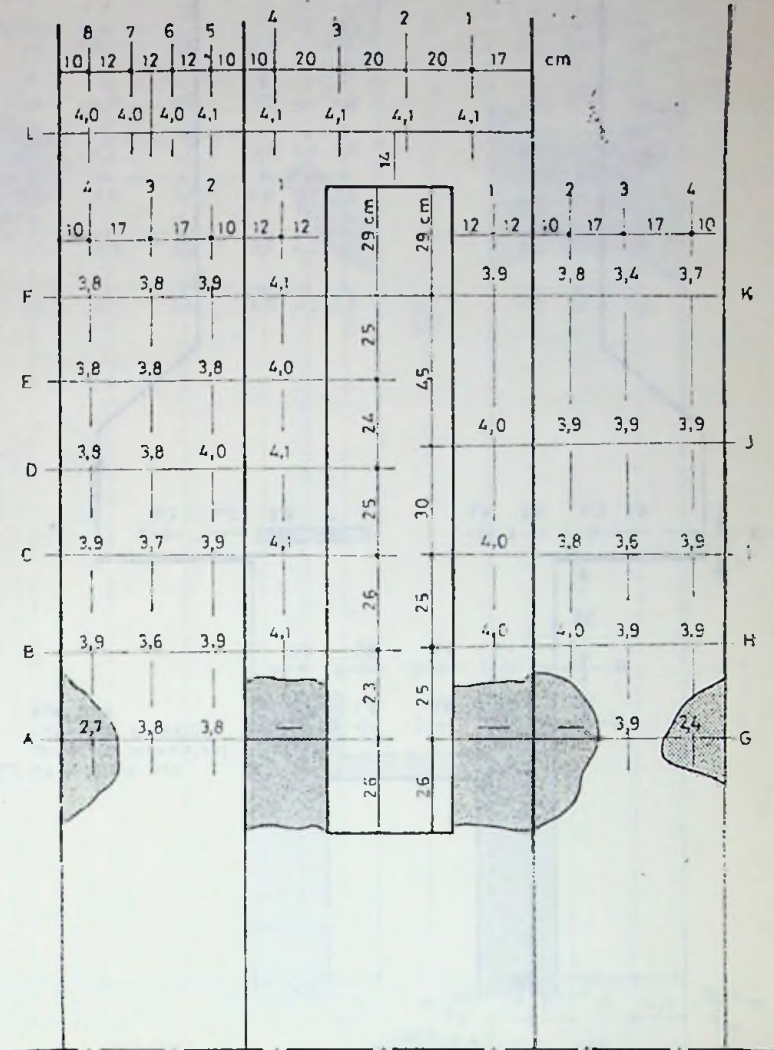


Fig. VII.74. — Zone cu degradări la un stîlp de beton armat cu gol central de la o hală industrială cu pod rulant.

DIAFRAGMA TRANSVERSALĂ AX II A

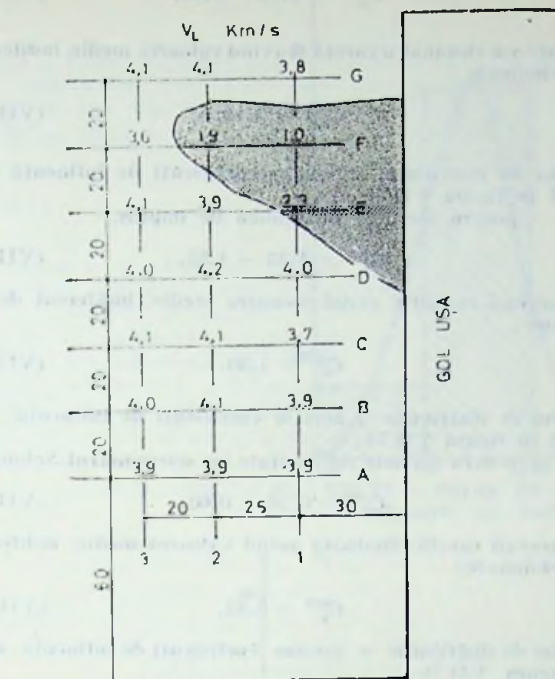


Fig. VII.75. Zonă degradată la o diafragmă de beton armat cu gol de ușă, al unei clădiri administrative etajate.

și intensitatea degradărilor structurale în stâlpi, cum pot informa asupra tipului și direcțiilor de solicitare predominante în element. De asemenea exemplele folosite pun în evidență modul în care soluția de consolidare adoptată depinde de rezultatele examenului nedistructiv. În continuare se prezintă un exemplu de distrugeri structurale în diafragme. Informațiile care se culeg în aceste cazuri sunt însă mai limitate intrucit, cu tehnica transmisiei directe, sunt posibile numai încercări pe o direcție, cea normală planului diafragmei.

f) În figura VII.75 sunt reprezentate încercările efectuate pe o diafragmă transversală, din nucleul central al unei clădiri administrative; diafragma este situată la ultimul etaj (X). Zona este alăturată unui gol de ușă. Se remarcă faptul că zona degradată este practic adiacentă, la partea superioară a golului și are o formă de pană, cu vârful spre zona curentă a diafragmei și baza spre gol. Este o zonă de distrugeri structurale relativ severe dar în care s-au recepționat totuși semnale acustice.

Este limpede că, în cazul diafragmelor, prin încercări în tehnica transmisiei directe, nu pot fi evidențiate fisuri sau microfisuri al căror plan este perpendicular pe planul diafragmei. Pentru identificarea unor astfel de degradări structurale ar trebui apelat la tehnica de suprafață (fig. VII.67c) sau la tehnica transmisiei diagonale (fig. VII.67b) dar în ambele aceste cazuri rezultatele încercărilor devin nesigure fiind influențate și de prezența armăturilor.

VII.1.3.3. **Determinarea rezistenței betonului în lucrare.** Rezistența betonului în lucrare reprezintă și ea o dată importantă a soluției de consolidare. Metodele distructive clasice, bazate pe extragerea unor carote, se lovesc de următoarele dificultăți:

a) O construcție afectată de cutremur este, prin definiție, o construcție slăbită la care se manifestă o rezistență față de ideea extragerii unui număr suficient de mare de carote, pentru precizarea calității betonului în structură.

b) Nu există nici o singuranță că locul din care s-au extras carotele este reprezentativ pentru întreaga structură. El poate fi afectat de defecte locale de turnare sau de degradări structurale, produse în urma acțiunii seismice.

c) Există un risc relativ ridicat ca la tăierea carotei să fie tăiate și una sau mai multe armături, ceea ce reduce,

pe de o parte capacitatea portantă a elementului și, pe de altă parte face incert rezultatul încercării carotei.

Din toate aceste motive practic niciodată, în experiența INCERC, carotele, nu au fost folosite ca metodă unică de determinare a rezistențelor betonului într-o structură afectată de seisme. Pe de altă parte, însă, existența carotelor poate fi un element auxiliar deosebit de prețios al încercărilor nedistructive, în operația de „calibrare”.

Metodele nedistructive capabile să furnizeze în principiu informații asupra rezistenței betonului sunt următoarele: a) metodele de duritate superficială; b) metoda ultrasonică de impuls; c) metoda nedistructivă combinată.

Metodele de duritate superficială se bazează pe legătura care există între duritatea superficială a unui beton și rezistența sa la compresiune. În România, cea mai cunoscută, metodă de duritate superficială este metoda bazată pe măsurarea reculului, cu ajutorul sclerometrului Schmidt. Simplificarea metodei și a aparatului o face deosebit de tentantă și tocmai din această cauză foarte periculoasă, datorită concluziilor greșite, posibile în cazul în speță. Construcțiile afectate de cutremur sunt construcții în care betonul are o vîrstă mare, de peste un an și de multe ori de peste 10 ani. Sub acțiunea timpului și a factorilor atmosferici, îndeosebi a dioxidului de carbon, betonul capătă o duritate superficială deosebit de ridicată, prin fenomenul de carbonatizare a hidroxidului de calciu. Măsurătorile de duritate superficială sînt în mod hotărîtor influențate de stratul carbonatizat, în timp ce între duritatea acestui strat și rezistența betonului din masa elementului poate fi o legătură foarte slabă. Ceea ce este grav, este faptul că aceste încercări pot conduce la o supraevaluare considerabilă a rezistenței betonului și deci la o subdimensionare a soluției de consolidare.

Înlăturarea stratului superficial carbonatizat, de 1–2 cm grosime, care ar putea să pară teoretic o soluție, s-a dovedit în practică ineficientă, pentru că s-a constatat de fapt, că nimeni nu are mijloacele și timpul necesar să facă această operație, într-o campanie ce urmează unui cutremur, pentru a obține date de o valoare locală și adeseori discutabilă.

Metoda ultrasonică de impuls este mai larg folosită decît metodele de duritate superficială și în orice caz nu conduce la un risc de supraevaluare a rezistenței reale a betonului. Această metodă se bazează pe măsurarea vitezei de propagare longitudinală, a impulsurilor ultrasonice, în beton și pe transformarea vitezei măsurate în rezistență a betonului la compresiune. Obstacolul principal în calea unei folosiri mai largi a metodei l-a reprezentat mullimea parametrilor de compoziție și maturitate ai betonului, de care depinde relația de transformare viteză-rezistență. Am putea adăuga că aceste metode oferă uneori riscul de a subevalua rezistența reală a betonului datorită cumularii, în rezultatul măsurărilor, a influențelor produse de degradările structurale ale betonului, în timpul solicitării.

În experiența acumulată de țara noastră, pentru determinarea rezistențelor betonului, în construcțiile afectate de cutremur, aportul cel mai important a fost dat de metoda nedistructivă combinată. Cunoscută și sub numele de metoda SONREB, această metodă se bazează pe o măsurătoare atît de viteză de propagare a ultrasunetelor, cît și de indice de recul, iar din ambele aceste informații se deduce rezistența betonului. Avantajul folosirii ei rezidă din faptul că influențele perturbatoare ale unor factori, cum ar fi umiditatea și maturitatea betonului, se anihilează reciproc, iar alte efecte cum a fi influențele carbonatării, granulozității și naturii agregatului, sînt considerabil diminuate. În folosirea metodelor combinate la betoane mai vechi de un an, cum este de regulă cazul construcțiilor avariate de cutremur, se va ține seama de existența unui coeficient de influență al maturității, care se poate lua egal cu

$$C_b = 0,9 \quad (\text{VII.10})$$

într-o gamă destul de largă de maturități. Acest coeficient reduce cu 10% rezistența reală a betonului din lucrare, dedusă prin încercări nedistructive. De asemenea, mai ales la structurile expuse direct atmosferei, fără straturi protectoare de tencuială sau mortar, se vor lua măsuri de curățire a stratului superficial pe 1–2 mm, pînă la perfectă planitate și nelezeime a suprafeței. INCERC a încercat nedistructiv, prin metoda combinată, un număr de cca. 50 construcții industriale, civile și social-culturale. Dintre acestea, în continuare sînt analizate în primul rînd construcțiile la care s-au

extras și carote, întrucât ele oferă elemente de comparație și dau o certitudine suplimentară asupra rezultatelor obținute.

Construcțiile la care s-a dispus de carote au fost în număr de 10, de regulă construcții de locuințe și social-culturale. Aceste construcții au fost împărțite, după perioada de execuție, în două grupe:

- a) Construcții executate în perioada 1935—1940;
- b) Construcții executate în perioada 1962—1975.

Între mărcile de beton și tehnologia de preparare și punere în operă a betonului, din cele două perioade, există o deosebire netă, astfel încât împărțirea s-a dovedit necesară și utilă.

Construcțiile din perioada 1935—1940, în număr de 7, au fost de regulă blocuri de locuințe, executate în sistemul caracteristic epocii (fără ordonarea în cadre). Cele mai multe au fost blocuri prăbușite sau grav avariate în timpul cutremurului. Denumirea lor, împreună cu anul construcției, se găsește în tabelul VII.4. Numărul de carote extrase pe bloc a variat între 1 și 5 și a fost de regulă de 2 sau 4. S-au obținut rezistențe la compresiune echivalente rezistenței cubice cuprinse între 70—200 daN/cm², ceea ce reprezintă un interval considerabil, așa cum arată și figura VII.76. Dacă din datele încercărilor, care reprezintă rezultatul a 21 carote, se elimină încercarea unei singure carote, ce poate reprezenta un accident, se obțin rezistențe pe carote între 70—150 daN/cm² oferind o imagine mai corectă a categoriei de betoane realizate în perioada respectivă și subliniind în același timp, lipsa lor de omogenitate. Curba de distribuție din figura VII.76 arată în același timp că, indiferent de eliminarea unor date, rezistența medie a betoanelor executate în perioada respectivă se situează în domeniul 120—130 daN/cm².

Încercările pe carote au fost folosite în același timp pentru determinarea coeficienților totali de influență experimentală ai betoanelor respective, în conformitate cu prevederile normativelor C 26—72, C 30—67 și C 129—71 pentru metodele ultrasonică, sclerometrului și combinată (SONREB). Se știe că acest coeficient total de influență (C_t) se calculează în oricare din aceste metode, cu relația

$$C_t^{exp} = \frac{R_c^{pr}}{R_c^{ref}}, \quad (VII.11)$$

în care R_c^{pr} este rezistența obținută prin încercarea distructivă la presă, transformată în rezistență cubică; R_c^{ref} — rezistența obținută prin încercări nedistructive pentru un beton de referință (având C_t — egal cu unitatea).

În aceste condiții s-au obținut următoarele valori ale coeficienților totali de influență:

— pentru metoda combinată (SONREB),

$$C_t^{m.c} = 1,05 - 1,25, \quad (VII.12)$$

în care s-a eliminat o carotă și având valoarea medie, indiferent de eliminare:

$$C_t^{m.c} = 1,19. \quad (VII.13)$$

Curba de distribuție a acestor coeficienți de influență este dată în figura VII.77;

— pentru metoda ultrasonică de impuls,

$$C_t^{ul} = 1,25 - 1,55, \quad (VII.14)$$

cu aceeași excepție având valoarea medie, indiferent de eliminare:

$$C_t^{ul} = 1,50. \quad (VII.15)$$

Curba de distribuție a acestor coeficienți de influență este dată în figura VII.78;

— pentru metoda de duritate cu sclerometrul Schmidt;

$$C_t^{scl} = 0,50 - 0,60, \quad (VII.16)$$

cu aceeași carotă eliminată având valoarea medie, indiferent de eliminare:

$$C_t^{scl} = 0,55, \quad (VII.17)$$

Curba de distribuție a acestor coeficienți de influență este dată în figura VII.79;

Examinarea comparativă a datelor obținute permite formularea următoarelor concluzii:

a) Coeficienții de influență cei mai apropiați de unitate îi prezintă metoda combinată. Această metodă este deci și cea mai puțin sensibilă la variația factorilor de compoziție și maturitate, oferind rezultatele cele mai sigure, fiind acești factori variază sau cind nu pot fi cunoscuți cu suficientă precizie.

b) Metodele de duritate superficială au coeficienți de influență grupați dar prezintă riscul de a supraevalua rezistența betonului din lucrare dacă diferitele influențe nu sînt stăpînite, pe lângă faptul că informațiile pe care le furnizează se limitează cu deosebire la stratul superficial al elementului investigat.

c) Metodele ultrasonice tind să subvalueze rezistența betonului din lucrare și conduc la coeficienți totali de influență foarte ridicați. Este de presupus că la această situație se ajunge și prin dezvoltarea proceselor de microfisurare

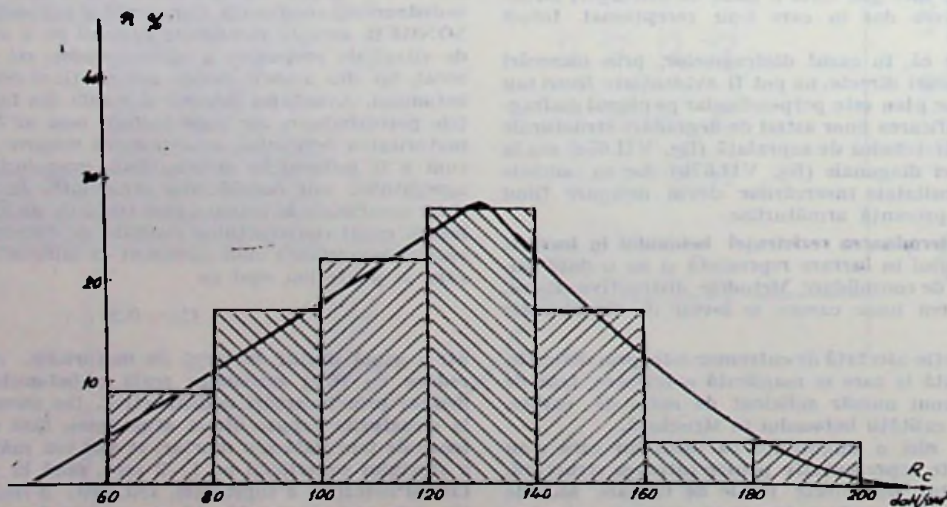


Fig. VII.76. — Curba de distribuție a rezistențelor pe carote betoane turnate 1935—1940.

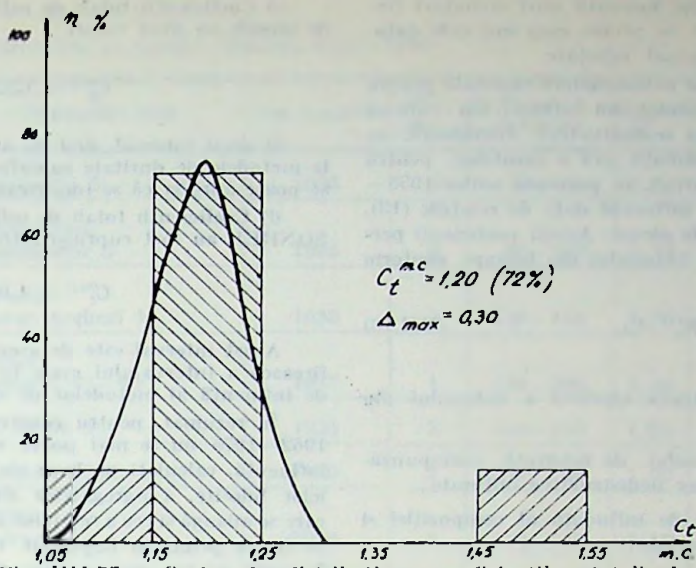


Fig. VII.77. — Curba de distribuție a coeficienților totali de influență în metoda SONREB (combinată).

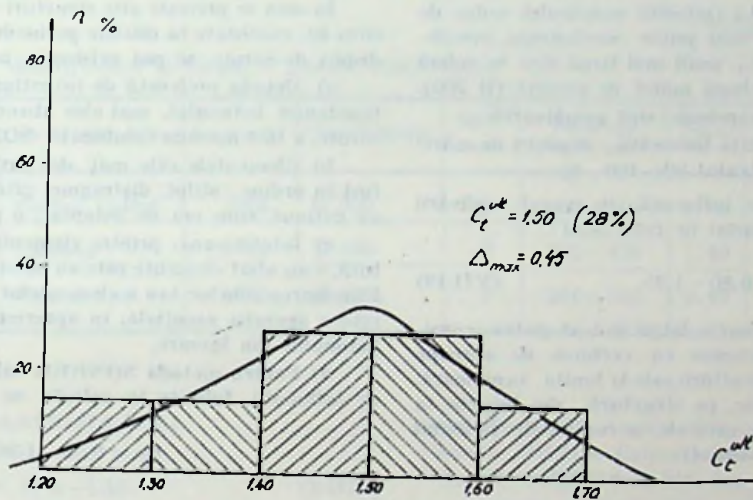


Fig. VII.78. — Curba de distribuție a coeficienților totali de influență în metoda ultrasonică.

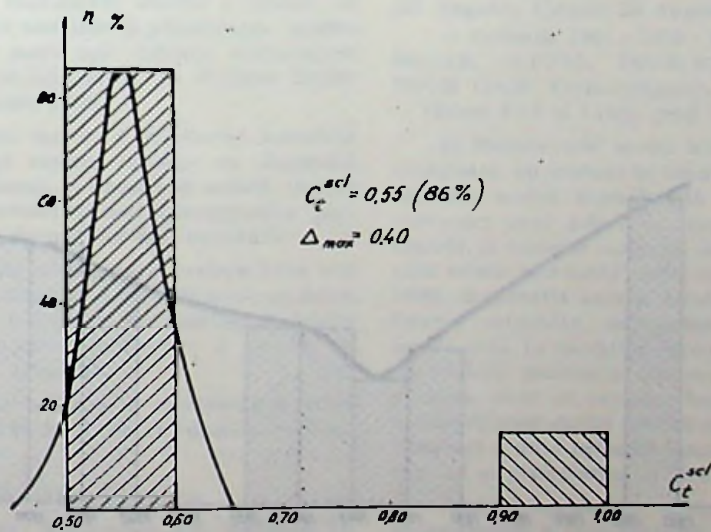


Fig. VII.79. — Curba de distribuție a coeficienților totali de influență în metoda de duritate superficială.

a betonului, consecință practică incertă unei structuri flexibile, supusă la solicitări atât de severe cum sînt cele datorate seismelor puternice, eventual repetate.

d) La aplicarea metodelor nedistructive enunțate pentru determinarea rezistenței betonului din lucrare, din care se recomandă în special metoda nedistructivă combinată, se pot folosi, în lipsa altor informații sau a carotelor, pentru structurile executate în București, în perioada anilor 1935—1940, coeficienții totali de influență dați de relațiile (13), (15) și (17), funcție de metoda aleasă. Acești coeficienți permit determinarea rezistenței betonului din lucrare, conform relației :

$$R_c^{ef} = R_c^{ref} \cdot C_t \quad (VII.18)$$

în care

R_c^{ef} — reprezintă rezistența efectivă a betonului din lucrare ;

R_c^{ref} — rezistența betonului de referință, corespunzătoare măsurărilor nedistructive obținute ;

C_t — coeficientul total de influență al compoziției și maturității betonului.

Rezultatele încercărilor efectuate pe structuri de clădiri executate în perioada 1962—1975, la care s-a dispus de carote, sînt prezentate în tabelul VII.5 Datorită numărului redus de cazuri aceste rezultate apar mai puțin concludente. Înregistrîndu-se o gamă de valori C_t , mult mai largă deși se referă la betoane corespunzînd aceleiași mărei de proiect (B 200).

Constatarea ce se pot desprinde sînt următoarele :

a) Betoanele arceau, la data încercării, depășiri de mărce de proiect cu valori în intervalul 30—100 %.

b) Coeficienții totali de influență, în cazul aplicării metodei sclerometrului, au variat în intervalul

$$C_t^{sc} = 0,80 - 1,95 \quad (VII.19)$$

Această variație apare foarte largă și s-ar putea considera neobișnuită pentru betoane cu vechime de aproape 10 ani, în special datorită dezvoltării sale la limita superioară. Lipsa unor măsurători directe, pe structură, din locurile în care ulterior au fost extrase carotele, a contribuit probabil în mod decisiv la această situație.

c) Coeficienții totali de influență în metoda ultrasonică de impuls au avut valori :

$$C_t^{ul} = 1,22 - 1,70 \quad (VII.20)$$

Și acest interval, deși nu are extinderea celui constatat la metodele de duritate superficială, apare relativ larg, dar se poate aprecia că se încadrează între limite mai raționale.

d) Coeficienții totali de influență în metoda combinată SONREB au fost cuprinși între :

$$C_t^{m.c} = 1,00 - 1,65 \quad (VII.21)$$

Acest interval este de asemenea mare, ca o consecință firească a intervalului mare în care s-au situat coeficienții de influență ai metodelor de duritate superficială.

În rezumat, pentru construcțiile executate în perioada 1962—1975 nu se mai poate vorbi de coeficienți unici de influență, calculați pe baze statistice. Diversitatea materialelor folosite, a agregatelor cimenturilor și adaosurilor, la care se adaugă și cea a rețetelor de preparare, face ca acest lucru să fie în principiu imposibil. O cantitate mai mare de informații pentru construcțiile din această perioadă ar fi dat poate unele indicații suplimentare.

În ceea ce privește alte structuri investigate, în număr de circa 10, executate în diferite perioade de timp, la care nu s-a dispus de carote, se pot evidenția următoarele :

a) Metoda preferată de investigare pentru determinarea rezistenței betonului, mai ales atunci cînd nu s-a dispus de carote, a fost metoda combinată SONREB.

b) Elementele cele mai des investigate în structuri au fost în ordine : stâlpi, diafragme, grinzi. Elementele verticale au deținut, cum era de așteptat, o prioritate marcantă.

c) Întotdeauna, printre elementele examinate la o structură, s-au aflat elemente care au suferit degradări structurale. Eliminarea zonelor sau a elementelor cu degradări structurale este o operație esențială, în aprecierea corectă a rezistenței betonului din lucrare.

d) Pentru metoda SONREB valorile coeficienților totali de influență, folosite în calcule, se încadrează în limitele :

$$C_t = 0,90 - 1,30 \quad (VII.22)$$

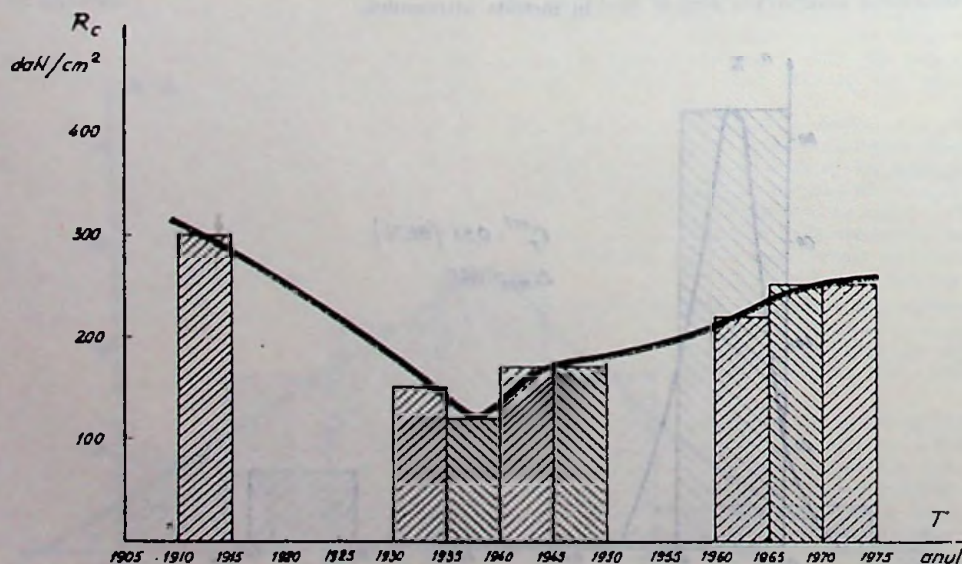


Fig. VII.80. — Variația rezistențelor medii în funcție de perioada de execuție.

TABELUL VII.4.

Încercări nedistructive și carote — Blocuri 1935—1940

Nr. crt.	Denumire bloc	An constr.	Nr. car.	R_{cub}^{car} daN/cm ²	$C_t^{m.c.}$	C_t^{ult}	C_t^{sel}
1.	Academiei 5	1936	4	70—110	1,15	1,22	0,55
2.	Continental Colonadelor 3	1935	2	80—100	1,19	1,40	0,50
3.	Avntul Tudor Arghezi 1	1938	2	150—155	1,05	1,35	0,54
4.	Nestor Victoriei 63—69	1937	1	190—200	1,50	1,70	1,00
5.	Al. Sahia 58	1935	5	130—150	1,25	1,54	0,54
6.	Victoriei 208	1940	2	100—120	1,20	1,48	0,58
7.	MIGM Victoriei	1939	5	110—150	1,16	1,54	0,53

TABELUL VII.5.

Încercări nedistructive și carote — Blocuri 1962—1975

Nr. crt.	Denumire bloc	An constr.	Marcă beton	Nr. car.	R_{cub}^{car} daN/cm ²	$C_t^{m.c.}$	C_t^{ult}	C_t^{sel}
1.	Centru Calcul	1968	B 200	2	300—360	1,85	1,70	1,95
2.	Lizeanu	1962	B 200	2	350—410	1,40	1,37	1,54
3.	Pantelimon	1975	B 200	2	260—310	0,97	1,22	0,80

iar intervalul cel mai des utilizat a fost :

$$C_t = 1,00 - 1,10. \quad (VII.23)$$

e) După cutremurul din 1940, pe lângă preocuparea de a realiza structuri mai bine conformate seismic, a apărut, în special în etapa construcției socialiste și preocuparea pentru realizarea unor betoane de mărci mai ridicate, preocupare care s-a materializat tot mai mult odată cu creșterea dotării tehnice a sectorului de construcții.

f) În vederea aprecierii corecte a rezistenței betonului dintr-un element, pe lângă evitarea zonelor cu degradări structurale (fisuri, microfisuri), o atenție deosebită trebuie acordată realizării unor încercări cel mai reprezentative pentru capacitatea portantă a elementului sau structurii.

În acest scop, secțiunile de încercare trebuie alese atât la baza, cât și în zona mediană și superioară a elementelor, iar punctele de încercare trebuie să fie distribuite relativ uniform pe secțiune, cu evitarea bincințeles a zonelor de influență ale armăturii și cofrajelor.

g) Prin INCERC au fost investigate construcții de beton armat executate între anii 1910—1976, cu următoarele distribuții pe ani :

— Perioada 1910—1915 : Athénée Palace

— Perioada 1935—1940 : Ambassador, Bd. Bălcescu 24, Carmen, Str. Vasile Conta 7—9, Nestor, Popa Rusu 11, Wilson, Tudor Arghezi 1, Str. Tudor Arghezi 51 și 56,

Grup Social 23 August, Depoul Bucureștii Noi, Magazinul Victoria, MIGM — Calca Victoriei, Krețulescu, Bd. Republicii 140, Str. Beldiman 1, Str. Ion Ghica 1, Calca Moșilor 135

— Perioada 1942—1960 : Fabrica de Confecții București, Filatura Română de Bumbac II, Casa Școlii, Calca Victoriei 211, Str. Brezoianu 3—5, Electronica, I.G.P. Faur (23 August), Uzinele 23 August — (Depozitul Modele).

— Perioada 1961—1976 : Termocentrala București Vest, IMUAB, ICPTSC, IMGB-ICPET, CCPFTT — Republica, IMGB (Hala Turboagregate), IMUC, Uzinele 23 August — Halele SAS și I.D.II, grup Pasarele.

h) Rezistențele medii ale betonului, din obiectivele examinate, au evoluat în timp, după perioada de execuție, conform curbei reprezentată în figura VII.80. Cu scuză existenței unor goluri de timp și a unui număr redus de obiecte, în anumite perioade, este totuși de subliniat existența unui minim în această curbă corespunzător perioadei 1935—1940. Explicația acestui minim o constituie probabil proliferarea activității de construcții de locuințe în perioada menționată, în condițiile execuției prin numeroase antreprize particulare, interesate mai mult de realizarea de profituri maxime, decît de calitatea lucrărilor. Aceasta s-a produs în condițiile unor dotări tehnice modeste (betoniere, vibratoare) și uneori a unui personal insuficient de pregătit pentru conceperea și proiectarea de structuri importante.

Această constatare subliniază necesitatea examinării în continuare a construcțiilor executate în București în perioada 1935—1940, pentru a le asigura o comportare îmbunătățită la acțiunea unor eventuale cutremure viitoare.

VII.5. Concluzii

În ceea ce privește nivelul cunoașterii comportării materialelor și elementelor de construcții :

1. Comportarea materialelor, elementelor și structurilor la solicitări seismice, este de o complexitate sensibil mai mare decât în cazul solicitărilor obișnuite, statice. Pe lângă proprietățile de rezistență un rol decisiv îl capătă proprietățile de deformare, în tot cursul procesului de solicitare, determinând pe de o parte răspunsul dinamic iar pe de altă parte capacitatea de absorbție a energiei introdusă în construcție de către solicitarea seismică prin elementele structurii.

2. Ca urmare a analizei sistematice a efectelor unor cutremure asupra construcțiilor și a rezultatelor unor cercetări experimentale acumulate, în special în ultimii 25 ani, a rezultat un grad de cunoaștere considerabil îmbunătățit în ceea ce privește comportarea materialelor, elementelor și structurilor, la acțiuni de tip seismic. Această cunoaștere a permis stabilirea unor modele matematice relativ apropiate de realitatea fizică ce constituie în prezent o bază pentru o analiză suficient de corectă a comportării structurilor la acțiunea unor solicitări dinamice de tip seismic.

Metodele de calcul elaborate precum și condițiile constructive rezultate crează astăzi un cadru pentru fundamentarea prescripțiilor de proiectare, la un nivel care începe să se apropie de cel existent pentru solicitări de natură statică.

3. Pentru precizarea în continuare a unor noi date de bază ale comportării materialelor, elementelor și structurilor de construcții sînt necesare în continuare studii teoretice și experimentale (fizice și numerice), urmărindu-se între altele :

a) Îmbunătățirea nivelului de cunoaștere și de descriere a efectelor dinamicității în specificul solicitării rezultînd din răspunsul dinamic al structurilor la acțiuni seismice, asupra deformabilității și rezistenței materialelor și elementelor de construcții.

b) Diferențierea mai clară a cerințelor de ductilitate și legat de aceasta a unor cerințe de ordin constructiv, funcție de tipurile de construcții și de caracteristicile seismice ale amplasamentului.

c) Perfecționarea cunoașterii comportării unor elemente și structuri la care stările de deformații și de eforturi, bidimensională sau tridimensională, sînt decisive :

— grinzi și stâlpi, cu rapoarte reduse L/h sau H/h ;

- noduri de cadru ;
- diafragme cu sau fără goluri, monolite sau prefabricate (din panouri mari), în special în cazul rapoartelor reduse H/L ;
- structuri de tip „cutie” (de exemplu din panouri mari), tip turn etc.

d) Fundamentarea mai riguroasă și diferențiată a cerințelor de limitare a deplasărilor laterale de etaj, pentru diferite tipuri de structuri, cu diferite funcționalități și perfecționarea calculului acestora, cu luarea în considerare a unei corecții a deformațiilor reale (mai ales la cadrele de beton armat ce conlucrează cu zidăria de umplutură).

e) Studiarea unor aspecte fundamentale și a unor soluții concrete, legate de utilizarea betonului precomprimat, cu deosebire a celui cu precomprimare parțială, în realizarea unor elemente structurale, rezistente la solicitări seismice.

În ce privește rezultatele investigațiilor, analizelor și cercetărilor întreprinse după cutremur :

1. Din cercetările fizico-chimice ale betoanelor construcțiilor avariate la cutremur a rezultat :

a) Analizele fizico-chimice, efectuate pe probele de beton extrase din construcțiile vechi avariate sau prăbușite au pus în evidență calitatea în general slabă a betoanelor, caracterizată prin rezistențe reduse și porozitate ridicată, cu fenomene de carbonatare, fără a se putea însă identifica modificări ale componentelor de hidratare și hidroliză ai cimentului, care să ducă la degradarea structurii mineralogice a betoanelor. Nu este însă exclusă prezența unor procese de deteriorare a structurii, ce ține de rezistența prin microfisurare, sub acțiunea unor solicitări ridicate, manifestate la materiale cu nivel scăzut al limitei de efort, de la care începe procesul de microfisurare.

b) În ceea ce privește caracteristicile betoanelor din categoria menționată se pot semnala următoarele aspecte ;

— Din examinarea aspectului elementelor de beton armat și în special a carotelor extrase din acestea s-a constatat o accentuată lipsă de omogenitate, întilnindu-se zone în care erau prezente numai agregate mărunte (practic un mortar) și zone în care predominau agregatele mari (segregări). Această neomogenitate a fost generată de utilizarea balastului, în care proporția diferitelor sorturi nu poate fi constantă, precum și de procedeele necorespunzătoare de compactare.

Densitatea aparentă relativ redusă și implicit porozitatea ridicată, sînt explicabile, pe de o parte, prin excesul de apă de amestecare, iar pe de altă parte prin utilizarea de dozaaje de ciment relativ reduse. Într-adevăr, pentru obținerea unui beton compact în cazul folosirii agregatelor 0...16 mm, este necesar un dozaaj de ciment de minimum 320 kg/m³, deci sensibil superior celui de maximum 240...270 kg/m³, presupus a fi fost utilizat.

e) Defectele de structură ale betonului existent în majoritatea construcțiilor vechi și care au fost generate, după cum s-a arătat de compoziția, modul de preparare și punere în operă necorespunzătoare, permit să se aprecieze că au favorizat o diminuare în timp a rezistențelor mecanice, în special sub acțiunea unor solicitări mari, de lungă durată, sau din efectul unor acțiuni accidentale de mare intensitate (bombardamente, cutremure).

d) Sensibilitatea mai accentuată a betoanelor mai slabe, determinată prin porozitatea lor accentuată, durabilitatea mai redusă și dezvoltarea mai timpurie și mai amplă a proceselor de microfisurare (ca o consecință a unei rezistențe mai reduse la solicitări de durată și repetate), subliniază necesitatea evitării lor în construcții cu rol portant, dimensionate prin calcul, în special în cazul solicitărilor de tip seismic. În principiu calitatea betoanelor pentru asemenea elemente și structuri de beton armat nu ar trebui să coboare sub cea corespunzătoare mării B 200 (clasei Bc 15).

2. Din studierea cazurilor de coroziune depistate s-au desprins următoarele concluzii:

a) La construcțiile la care se fac lucrări de reparații sau consolidări, în zonele cele mai expuse la procesele de coroziune este necesară efectuarea de sondaje pentru punerea în evidență a stării eventuale de coroziune a armăturii și betonului, urmînd ca în funcție de constatări să se adopte măsurile de remediere corespunzătoare. Trebuie să se țină seama că fenomenele de coroziune sînt procese complexe, care evoluează în continuare în timp, în cazul luării unor măsuri insuficiente. În consecință, măsurile de remediere trebuie să se aplice cu multă rigurozitate, asigurîndu-se îndepărtarea completă a betonului degradat și curățirea armăturilor pînă la luciu metalic.

b) În cazul stîlpilor sau capetelor exterioare de diafragme — care la bază (1—1,5 m înălțime) suportă variații dese de umiditate concomitent cu atacul altor factori corozivi (uleiuri, gaze de ardere, curenți vagabonzi, NaCl etc) — este necesară o atentă protecție anticorozivă.

Se poate aprecia că minimum de măsuri îl constituie repararea îngrijită a zonelor cu segregări (de exemplu la rosturile de betoanare) și aplicarea unor izolări bituminoase.

c) Încăperile cu umiditate ridicată, de la subsol sau parter, în special cele la care, în exploatare, betonul este expus și altor agenți corozivi, este indicat să fie ventilate corespunzător (cu deosebire trebuie să se ia asemenea măsuri în cazul garajelor, bucătăriilor de restaurante etc.)

d) La lucrările de reparații și consolidări, în special în zonele cu agresivități mai ridicate, este necesară folosirea de betoane foarte bune (cu dozaaj de ciment suficient, bine compactate și cu granulozitate a agregatelor conform normelor); stratul de acoperire a armăturilor nu trebuie să fie sub 3 cm, chiar în cazul aplicării unor protecții anticorozive ulterioare.

e) Apare indicată eliminarea aplicării unor straturi de ipsos, care în timp poate conduce la degradarea betonului și armăturii, în special în medii cu umiditate ridicată. La lucrări de finisaje este indicat să se evite folosirea gletului de ipsos pe beton.

De asemenea trebuie să se evite cu stricteți acoperirea defecțiunilor de execuție ale construcțiilor (armături dezgolite etc) cu mortar de ciment — var, chiar de bună calitate, care poate conduce la corodarea armăturilor. Această acoperire trebuie făcută cu mortar gras de ciment sau cu beton de calitate superioară, numai în conformitate cu indicațiile proiectantului, în funcție de situația locală.

3. Din cercetările cu metode nedestructive asupra structurilor afectate de seisme a rezultat:

a) Identificarea zonelor degradate din structura de beton armat, în care betonul a atins nivele avansate de microfisurare, deci cînd s-au produs deteriorări structurale importante, poate fi efectuată, cu bune rezultate, cu ajutorul metodelor ultrasonice de impuls. Tehnica recomandată este cea a transmisiei directe, în care traductorii sînt fixați pe fețe opuse ale elementului de beton armat investigat.

b) Ori de cîte ori se cere determinarea extinderii zonelor de beton degradat, într-un element de beton armat, rezultate din efectul solicitărilor seismice, dacă condițiile de încercare o permit, se recomandă efectuarea încercărilor pe direcția normală planului preferențial de microfisurare. Dacă orientarea planurilor de microfisurare nu este cunoscută sau nu poate fi prevăzută, se recomandă efectuarea încercărilor pe cele două direcții perpendiculare existente în elementul de investigat.

În acest fel, cînd există posibilitatea de a încerca pe două direcții, cu ajutorul încercărilor cu ultrasunete, se poate arăta dacă există o orientare preferențială a planurilor de microfisurare și care este această orientare.

c) Încercările cu ultrasunete au permis să se spună dacă compactarea elementului încercat a fost uniformă pe secțiune sau pe înălțimea elementului sau dacă în timpul punerii în operă a betonului s-au produs separări ale diferitelor fracțiuni ale agregatului.

d) Încercările cu ultrasunete au permis identificarea zonelor cu defecte ascunse în lucrare de tipul golurilor, segregărilor, rosturilor de turnare, arătînd că în multe cazuri, există o bună coincidență între zonele în care au apărut degradări locale, în urma solicitărilor seismice, și cele în care au preexistat defecte locale de turnare.

e) Determinarea rezistenței betonului din lucrare, la construcțiile afectate de cutremur, se face de regulă prin metoda combinată. Această metodă are avantajul de a nu fi influențată de variațiile gradului de maturitate și de umiditate al betonului și de a fi mai puțin influențată de variațiile altor parametri ai compoziției betonului, decît metoda ultrasonică. În aceste condiții determinările rezistenței betonului din lucrare, prin metode nedistructive combinate, au o precizie superioară față de determinările prin alte metode nedistructive.

Metodele de duritate superficială nu se recomandă a fi utilizate la determinarea rezistenței betonului în construcțiile avariate de cutremur dacă aceste construcții au o vechime mai mare de 1 an. La aceste construcții stratul superficial poate fi puternic carbonatat, iar rezultatele obținute prin metode de duritate pot supraaprecia sensibil calitatea reală a betonului din masa elementului.

f) În vederea evitării influenței parazitare a armăturilor, asupra măsurărilor cu ultrasunete, este necesar ca poziția acestora să fie identificată prin metode electromagnetice, iar zonele caracterizate printr-o mare concentrare de armături sau prin armături paralele cu direcția de propagare a ultrasunetelor, trebuie să fie evitate în investigații.

g) Unele din clădirile prăbușite sau grav avariate de cutremur au fost caracterizate printr-un beton de slabă calitate în structură. Acest beton avea rezistențe la data încercării între 60—120 daN/cm², era confecționat cu balast nesortat, de multe ori foarte bogat în fracțiuni fine (mai ales 0—3 mm), uneori avînd și un conținut de argilă ridicat. Dozajul

de ciment scăzut, corespunzător betoanelor din epoca respectivă 240—270 kg/m³, combinat cu finețea mare a agregatelor și cu lipsa mijloacelor de compactare mecanică, au făcut ca aceste betoane să fie confecționate cu cantități mari de apă (deci cu valori ridicate ale raportului a/c), ceea ce a contribuit la scăderea rezistențelor mecanice și la o proastă evoluție a rezistențelor betonului în timp, ajungîndu-se să se pună în operă betoane cu porozități mari. Nici uniformitatea calității cimenturilor, produse în unele din fabricile acelei epoci, nu a fost suficient de ridicată.

h) Încercările efectuate pe carote au confirmat valorile rezistențelor obținute pe structură, prin metode nedistructive, după cum urmează :

— pentru perioada 1935—1940 rezistențe între 80—130 daN/cm²;

— pentru perioada 1960—1965 rezistențe între 200—250 daN/cm².

Ele au permis și obținerea unor valori experimentale ale coeficienților totali de influență, specifici diferitelor metode nedistructive și o comparare a lor cu valorile teoretice.

i) Determinarea poziției armăturilor în stâlpi, diafragme și plăci poate fi făcută prin metoda electromagnetică. Determinarea suficient de exactă a diametrului barelor nu este însă posibilă dacă acoperirea acestora cu beton nu este precis cunoscută. De altfel în grinzii această determinare nu este posibilă în general, din cauza distanței reduse dintre barele de armătură.

Majoritatea informațiilor referitoare la armarea elementelor de beton armat, în elemente a căror grosime nu depășește 45 cm, și care nu pot fi obținute cu ajutorul metodei electromagnetice, pot fi completate cu ajutorul metodelor radiografice sau radiometrice. Timpul de investigare reclamat de aceste metode este însă relativ îndelungat, astfel încît aplicarea lor, în proporție de masă, în condițiile de volum și urgență impuse de un seism, devine prohibitivă.

j) Este necesară dezvoltarea unei game variate de metode nedistructive, capabile să rezolve problemele specifice ale încercării nedistructive a construcțiilor afectate de cutremur, în termene scurte. Un efort special ar trebui consacrat metodelor de rezonanță pe elemente, precum și defectoscopiei în infraroșu și emisiei acustice.

k) Metodele de execuție a carcaselor de armătură și de introducere a lor în cofraj, din perioada 1930—1940, au accentuat tendința nefolosirii etrierilor în zona de bază stîlpilor,

întrucât apărea că aceștia stăpâneau introducerea careasei preasamblate, de la nivelul următor.

Înădărea armăturilor stîlpilor, la cele mai multe din construcțiile executate înainte de 1940, se făcea în aceeași secțiune pentru toate barele stîlpului și anume în zona de moment maxim, la baza stîlpului.

1) Prezintă incontestabil interes organizarea unui program de cercetare, de teren și laborator, care să studieze evoluția în timp a structurii betoanelor din construcțiile vechi, în diferite condiții de agresivitate naturală.

Se apreciază ca utilă o examinare atentă, a construcțiilor care aparent au suferit mai puțin de pe urma seismului din 4 martie 1977, cu ajutorul metodelor nedistructive, pentru a se asigura o bună comportare a lor la seismele următoare, prin măsuri de consolidare adecvate, dacă asemenea măsuri se dovedesc necesare. Se remarcă faptul că, în toate cazurile în care lucrările de consolidare au fost precedate de un examen nedistructiv al construcției, măsurile de consolidare au putut fi optimizate atât din punct de vedere tehnic cât și economic.

Bibliografie

1. ALLEN, G., JAEGER, FENTON, V., *Ductility in Reinforced Concrete Shear Walls*, ACI Publication SP-36 1973.
2. ALMUTI, M. A., HANSON, D. R., *Static and Dynamic Cyclic Yielding of Steel Beams*, Journal of the Structural Division ASCE Vol. 98 No. ST6 June 1973.
3. AOYAMA, H., *Mechanical Properties of Concrete under Low Cycles Idealising Seismic Action*, Simpozionul — Structuri din beton armat sub acțiuni seismice, Roma, 1979.
4. BAJENOV, M., *Beton pri dinamicnom nagruženii*, Moscova 1970.
5. BARDA, E., HANSON, J. M., CORLEY, G. W., *Shear Strength of Low-Rise Walls with Boundary Elements*, ACI Publication SP-53, 1977.
6. BEEKHUIS, W. J., *An Experimental Study of Squat Shear Walls*, Master of Engineering Report, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand, 1971.
7. BERG, O. L., *Fizicheskie osnovi teorii procinasti betona i jelezobetona*, Moscova 1961.
8. BERTERO, V. V., *Seismic Behaviour of Structural Concrete Linear Elements (beams, columns) and their Connections*, Raport general la simpozionul CEB — AICAP Roma, mai 1979.
9. BERTERO, V. V., POPOV, P. E., *Effect of large alternating strains of steel beams*, Journal of the Structural Division ASCE vol. 91 No ST1 feb. 1965.
10. BERTERO, V. V., POPOV, P. E., *Beam — column subassemblages under repeated loading*, Journal of the Structural division vol. 98 No ST3 may 1972.
11. BLACK, R. G., WENGER, W.A.B., POPOV, P. E., *Inclasting buckling of steel struts under cyclic load reversal*, College of Engineering, University of California, Berkeley, California 1980.
12. BORGES, J. F., *Recommendations for the Design and Construction of Concrete Structures in Seismic Regions*, Raport general la simpozionul GEB — AICAP, Roma, mai 1979.
13. BORCHELT, G., *Analysis of Brick Walls Subjected to Axial Compression and In-plane Shear*, Proc. of the 2nd International Brick Masonry Conference, Stoke-on-Trent, apr. 1970.
14. GARDENAS, A. E., MAGUIA, D., *Strength of High Rise Shear Walls-Rectangular Cross Section*, ACI Publication SP-36, 1973.
15. GARDENAS, A. E., HANSON, J. M., CORLEY, W., HOGNESTAD, E., *Designs Provision for Shear Walls*, ACI Journal, 3, (1973).
16. CIȘMIGIU AL., *După 4 martie 1977*, Arhitectura, 1, (1977).
17. CIȘMIGIU AL., *For() Materiale. Structuri*, Arhitectura nr. 3 — 4 1972
18. CIȘMIGIU ALEXANDRU, DOGARU LUCIAN, *Prezențe românești în ingineria seismică*, Revista Arhitectura nr. 1 1981.
19. CIȘMIGIU AL., TITARU E., VELCOV, M., *Criteria for Earthquake Resistance Codes Based on Energy Concept*, Draft Design Code, Proc. 4 th World conf. on Earthquake Engineering, 1969 Santiago de Chile.
20. CIȘMIGIU AL., DOGARU E., *Proiectarea rezistenței și ductilității grinzilor și stîlpilor de beton armat*, Construcții, 2 (1976).
21. DAWSON, R. V., WARD, M. A., *Dynamic Response of Framed Structures with Infill Panels*, Fifth World Conference on Earthquake Engineering, Roma, 1973.
22. DUMITRESCU, D., CONSTANTINESCU, D., POSTELNICU T., *Probleme ale aleuirii și dimensionării construcțiilor de beton armat în zone seismice*, Construcții, 3 (1979).
23. ESTEVA, L., *Comportamiento ante carga alternada de diafragmas de mamposteria enmarcados por miembros de concreto*, Revista de la Sociedad Mexicana de Ingeniería Seismica A. C., 1966 ;
24. FINTEL, M., *Ductile Shear Walls in Earthquake Resistant Multistory Buildings*, ACI Journal, 6 (1974).
25. FRANCIS, A. J. ș.a., *The Effect of Joint Thickness and Other Factors on the Compressive Strength of Brickwork*, Proc. of the 2nd Intern. Brick Masonry Conference, Stoke-on-Trent, 1970.
26. GIANGRECO, E., *Tendances actuelles dans le calcul antisismique des constructions métalliques*, Construction métallique, 3, sept. (1971).
27. GOEL, C. S. și HANSON, D. R., *Seismic Behavior of Multistory Braced Frames*, Journal of the Structural Division, ASCE, 100 ST1, ian. (1974).
28. GVOZDEV, A. A., POLEAKOV, S. V. ș.a., *Procinost kolonn po naklonnim seceniam pri deistvii seismiceskih nagruzok*, Rev. Beton i Jelezobeton, 6, (1979).
29. GVOZDEV, A. A. ș.a., *Procinost, structurniie izmeneniia i deformații betona*, Moscova, 1978.
30. GVOZDEV, A. A., DIMITRIEV, A. A. ș.a., *Novoe o procinosti jelezobetona*, Moscova, 1977.
31. HANSON, D.R., *Comparison of Static and dynamic hysteresis curves*, Journal of the Engineering Mechanics Division, 92, EM5, oct. (1966).

32. HATANO, T. TSUTSUMI, H., *Dynamical Compressive Deformation and Failure of Concrete under Earthquake Load*. Technical Report C. 6181 — Dynamical Behaviour of Concrete under Periodical Compressive Load. Tokyo, 1962.
33. HIDALGO, P. A., MAYES, R. L. MC NIVEN H. A., GLOUGH R. W., *Cyclic Loading Tests of Masonry Single Piers*, vol. 1. Height to Width Ratios of 2, California, 1978.
34. HILSDORF, H. K., *Investigation into the Failure Mechanism of Brick Masonry Loaded in Axial Compression*, Proc. of Int. Conf. on Masonry Structural Systems, Texas, 1967.
35. JURINA LORENZO, *Pareti in murature soggette ad azioni sismiche*, Costruire, 100 (1977) Italia.
36. KAHN, F., *Reinforced Concrete Infilled Shear Walls for Seismic Strengthening*, Univ. of Michigan, 1976.
37. KAHN, F. B., HANSON, D. R., *Inelastic cycles of axially loaded steel members*. Journal of the Structural Division, 102, ST5, may (1976).
38. KATO, B., *Mechanical Properties of Steel under Load Cycles Idealising of Seismic Actions*, Simpozionul „Structuri din beton armat sub acțiuni seismice”, Roma, 1979.
39. KIRIAKIDI, G. J., *Soprotivlenie unefrentno — sjatih elementov bezraskosnih ferm poperecznoi silc*, Rev Beton i Jezebeton, 10, (1978).
40. KLINGNER, R., BERTERO, V. V., *Infilled Frames in Earthquake-Resistant Constructions*, Univ. of California, Berkeley, dec., 1976.
41. KLINGNER, R. E., *Mathematical Modeling of Infilled Frames*, din „Reinforced Concrete Structures Subjected to Wind and Earthquake Forces”, Publ. Sp-63 ACI Detroit, 1980.
42. KORCINSKI, I. L. ș.a., *Osnovi proektirovanii zdanii v seismiceskih raionah*, Moscova, 1961.
43. KOTOV, I., *Deformații tijačelogo betona i gazosilikata prin agruzkah, blizkih k seismicesim*, Rev. Beton i Jezebeton, 6, (1979).
44. LENCZNER, D., *Elements of Loadbearing Brickwork*, Pergamon Press 1970.
45. MAINSTONE, R. J., *On the Stiffnesses and Strengths of Infilled Frames*, Proc. of. I.C.E., 1971.
46. MAISON F. B., POPOV, R.E., *Cyclic response prediction for braced steel frames*, Journal of the Structural Division, 106, ST7, july (1980).
47. MALLICK, D. V., SEVERN, R. T., *The Behaviour of Infilled Frames under Static Loading*, Proc. of, I.C.E., 1967.
48. MASSONNET, CH., SAVE, M., *Calcul plastique des constructions*, Editions C.N.L.I., Bruxelles, 1963.
49. MASSONNET, CH., *Calculul structurilor la calculatoare electronice*, Editura tehnică, 1974.
50. MAZILU, P., *Conceptii moderne de calcul și proiectare a structurilor de rezistență pentru construcții civile*, C.P.M.B., Institutul Proiect București Sesiunea tehnico-științifică 19—20. V.1978.
51. MAZILU, P. GEORGESCU E., NICULA I., NGUYEN NINH, *Rigiditatea structurilor plane din cadre de beton armat cu zidărie de umplutură la forțe laterale*, Revista Construcții, 9 (1980).
52. MAZILU, P., SANDI, H., *Dinamica Construcțiilor*, Manualul pentru calculul construcțiilor, vol. 1. Editura tehnică, 1977.
53. MAYES, R. L., GLOUGH R. W., *A Literature survey — Compressive, Tensile, Bond and Shear Strength of Masonry*, Berkeley, California, June, 1975.
54. MAYES, R. L., OMOTE, YATARO, GLOUGH R. W., *Cyclic Shear Tests of Masonry Piers*, vol. 2. Analysis of Tests Results, Berkeley, California, June, 1976.
55. MELI, R., *Behaviour of Masonry Walls Under Lateral Loads*, Proc. of. Fifth World Conference on Earthquake Engineering, Rome, 1972.
56. NEGOTĂ AL., ANASTASESCU D., BRÎNZAN I., MARGU I., *Unele observații privind comportarea la cutremur a structurilor multietajate din diafragme*, Construcții, 11 (1978).
57. NEVILLE, A. M., *Proprietățile betonului*. Edit. tehnică, 1979.
58. PARK, R., PAULAY, T., *Reinforced Concrete Structures*, John Wiley New York, 1975.
59. PAULAY, T. SANTHAKUMAR, R., *Ductile Behaviour of Coupled Shear Walls*, Journal of Structural Division, proc. ASCE, 1 (1976).
60. PAULAY, T., UZOMERI, S., *Privire critică asupra proiectării seismice* (traducere din Journal of Canadian Civil Engineering nr. 2 1975), CPCI—ISL.GC, Caiete BDI, 1977.
61. PIEPER, K., TRAUTSCH, W., *Shear Tests on Walls*, Proc. of. Second Intern Brick Masonry Conference, Stoke — on — Trent apr. 1970.
62. POLEACOV, S. V., ș.a., *Proektirovanie seismostoikih zdanii*, Moscova, 1971.
63. POPOV, P. E., BERTERO V. V., *Cyclic Loading of Steel Beams and Connections*, Journal of the Structural Division ASCE 98, ST6, june, (1973).
64. PRIESTLEY, M.J.N., BRIDGEMAN, D.O., *Seismic Resistance of Brick Masonry Walls*, Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, 1, dec. (1974).
65. ROEDER, W. CH., POPOV, P. E., *Eccentrically braced steel frames for earthquakes*, Journal of the Structural Division, 104, ST3, march (1978).
66. RÜSCH, H., *Stahlbeton — Spannbeton*. Band 1, Düsseldorf, 1972.
67. SALSA, E.A., FINTEL, M., *Strength, Stiffness and Ductility Properties of Slender Shear Walls*, Proc. 5th World Conference an Earthquake Engineering, Roma, 1973.
68. SHY-WEN, J. CHEN, HIDALGO, P.A., MAYES, R. L., GLOUGH, R. W., *Cyclic Shear Tests of Masonry Single Piers*, vol. 2, Height to Width Ratios of 1-Berkeley, California, Sec. 1978.
69. SMITH, B. S., CARTER, C., *Distribution of Stresses in Masonry Walls Subjected to Vertical Loading*, Proc. of the 2nd International Brick Masonry Conference, Stoke-on-Trent, apr., 1970.
70. SIMONICI, M., *Diafragme de zidărie de cărămidă*, R. C. INCERC, 1978.
71. SIMONICI, M., NICHIFOR, ST., *Cutremurul din România din 4 martie 1977 și efectele sale asupra construcțiilor*, Studiu privind comportarea clădirilor de locuit cu structură rigidă din zidărie portantă. Studiu privind comportarea construcțiilor cu pereți portanți și a elementelor nestructurale din bea., ICCPDC, mai, 1977.

72. SIMONICI, M., *Investigations on the Interaction Between Partitions and the Structures of Earthquake Resistant Multistory Buildings*, Proc. of the First Canadian Masonry Symposium, Calgary, Canada, iunie, 1976.
73. SIMONICI, M., *Interaction of the Masonry In-fill and Reinforced Concrete Framed Structures under Seismic Loading*, COPISEE, București, 21-25 noiembrie, 1978.
74. SIMONICI, M., NICHIFOR, ST., *Conlucrarea dintre zidăria de umplură și structurile flexibile din beton armat la acțiuni seismice*, Construcții, 12, dec. (1978).
75. SINHA, B. P., HENDRY, A. W., *Racking Tests on Story Height Shear-Wall Structures with Openings Subjected to Precompression*, E. B. Johnson Conf. Publishing Co. Houston Texas, 1969.
76. SMITH, STAFFORD, B., *The Composite Behaviour of Infilled Frames in Tall Buildings*, Pergamon Press, Oxford, 1967.
77. TASIOS TH. P., *Properties of Bond Between Concrete and Steel under Load Cycles Idealizing Seismic Actions*, Simpozionul, structuri de beton armat sub acțiuni seismice, Roma, 1979.
78. TURNSEK V., CACOVIC, F., *Some Experimental Results on the Strength of Brick Masonry Walls*, Proc. of Second Intern Brick Masonry Conference, Stoke-on-Trent, apr., 1970.
79. TITARU, EM., *Avarierea structurilor, cauze, măsuri de prevenire*, CPMB Institutul Proiect București, sesiunea tehnico-științifică 19-20. V.1978.
80. WANG, T. Y., BERTERO, V. V., POPOV, E. P., *Hysteretic Behaviour of Reinforced Concrete Framed Walls*, Report IERC-75-23.
81. WILLIAMS, D., *Seismic Behaviour of Reinforced Masonry Shear Walls*, Ph. D. Thesis, Univ. of Canterbury, New Zealand, 1971.
82. ZAGAJEWSKI, S. W., BERTERO, V. V., BOUWKAMP, J. G., *Hysteretic Behaviour of Reinforced Concrete Columns Subjected to High Axial and Cyclic Shear Forces*, Report nr. UCB/EEERC 78/05, 1968.
83. ZHENG, BING-ZHANG, *Effective Measures to Improve the Earthquake Resistant Properties of Brick Buildings*, Proc. of the Seventh World Conference on Earthquake Engineering sept., 1980, Istanbul.
84. * * * ACI Code 318-77.
85. * * * *Tentative provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings*, ATC Publication 3-06 1978.
86. * * * *Code of Practice for the Design of Concrete Structures*, Draft New Zealand Standard DZ 3101, Standard Association of New Zealand, Wellington, 1978.
87. * * * *Stroitelstvo v seismiceskih raionah (SNIP II-A. 12-69)*, Moscova, 1970.
88. * * * *Normativ pentru protecția antisismică a construcțiilor de locuințe, social culturale, agrozootehnice și industriale P 100-77*.
89. IDEM P 100-80.
90. * * * *Rukovodstvo po proektirovaniu proizvoistvennih zdaniy s karkasom iz jelezobetonnih konstrukcii dlia seismiceskih raionov*, Moscova, 1972.

Remedierea și consolidarea construcțiilor avariate de cutremur*)

ING. MIRCEA LUPAN

Institutul de cercetări în construcții și economia construcțiilor (INCERC)

Specialiști consultați:

ING. EMILIAN BAICULESCU

Institutul de cercetare și proiectare pentru materiale de construcții (ICPMC)

VIII.1. Aspecte și caracteristici generale

VIII.1.1. Considerații preliminare

VIII.1.1.1. **Importanța și complexitatea problemei.** Cutremurele de pământ de mare intensitate constituie examene severe pentru construcții, scoțind la iveală erorile și lipsurile de concepție, execuție și exploatare, datorite insuficiențelor date și cunoștințe atât în domeniul seismologiei — întrucât fenomenele seismice nu sînt identice, caracteristicile lor diferind de la un cutremur la altul —, cît și în domeniul ingineriei seismice, soldindu-se cu urmări grave pentru construcțiile afectate. Astfel, cutremurul din 4 martie 1977 a produs efecte defavorabile de mare amploare asupra construcțiilor din zonele supuse seismului; în afară de construcțiile prăbușite total sau parțial, acest cutremur a afectat un număr mare de construcții, care au suferit avarii mai mari sau mai mici — așa cum s-a arătat în capitolul VI — necesitînd măsuri de remediere și consolidare, pentru a putea fi folosite în continuare, în condiții normale.

Remedierea și consolidarea construcțiilor avariate de un cutremur, au ca scop restaurarea acestora în vederea realizării unei exploatari normale precum și asigurarea rezistenței fiecărei părți componente și a rigidității spațiale a construcției în ansamblu, la sollicitările seismice așteptate în viitor.

Ca urmare, lucrările de remediere și consolidare a acestor construcții, precum și, în general, lucrările legate de înlăturarea efectelor cutremurului asupra construcțiilor și restaurarea lor, cuprind o serie de operații în care se includ: *demolarea* elementelor, părților de construcție, sau chiar a unor construcții întregi distruse de cutremur; *repararea* elementelor de construcție avariate; *refacerea* unor elemente sau părți de construcție avariate grav, distruse sau demo-

*) Mențiunile cuprinse în nota de subsol de la începutul capitolului VI, sînt valabile și pentru cuprinsul acestui capitol.

late; *consolidarea* unor elemente, părți de construcție sau chiar construcții întregi. În afară de aceste operații propriu-zise de remediere și consolidare, în procesul de înlăturare a efectelor cutremurului, mai poate exista și operația de *reconstruire*, pe același amplasament, a unor obiecte de construcție prăbușite la cutremur sau demolate ulterior, ca urmare a gradului foarte ridicat de avariere.

Dintre aceste operații, *repararea* și *consolidarea* prezintă caracteristici specifice, deosebite de lucrările obișnuite de construcție, în timp ce *refacerea* elementelor sau părților de construcții distruse sau demolate, ca și *reconstruirea* obiectelor de construcție, în locul celor prăbușite sau demolate, au, în general, caracterul unor lucrări obișnuite de construcție. Amploarea lucrărilor de *remediere* (reparare sau refacere) și *consolidare*, depinde de gravitatea avariilor.

Noțiunea de *reparare* a unor elemente de construcție, se referă, în principal, la corectarea defecțiunilor sau înlăturarea avariilor, apărute de regulă la elementele nestructurale, precum și a unor avarii ușoare sau moderate (în general fisuri sau alte defecțiuni superficiale) la elementele structurale, care nu periclitează rezistența și stabilitatea construcției.

Prin *refacerea* elementelor sau părților de construcție distruse sau demolate se înțeleg măsurile și operațiile de readucere (restaurare) a acestora la starea inițială, dinaintea de cutremur, cu aceleași caracteristici constructive și funcționale (deci cu aceeași capacitate de rezistență, în cazul elementelor structurale).

Spre deosebire de operațiile de „reparare” sau „refacere”, care constituie, de fapt, operațiile curente, cele mai frecvente, de remediere a construcțiilor după cutremur, *consolidarea* cuprinde un complex de operații și măsuri antiseismice, destinate să mărească capacitatea de rezistență la cutremura elementelor și părților componente, precum și a construcției în ansamblu, la un nivel de asigurare sporit față de cel anterior cutremurului și corespunzând în general, celor mai recente prescripții în acest domeniu. Aceste măsuri pot include — pe lângă consolidarea fiecărui element sau parte de construcție și a legăturilor aferente între acestea (noduri, îmbinări) avariate la cutremur, sau neavariate dar cu o capacitate insuficientă de rezistență la solicitări seismice importante — și alte măsuri speciale de sporire a rigidității spațiale a construcției sau de ridicare a capacității de preluare a încărcărilor seismice și de absorbție și disipare a energiei induse de cutremur.

Între operațiile prin care se concretizează în practică diferitele categorii de lucrări de remediere și consolidare, definite prin noțiunile prezentate mai sus, nu există o delimitare netă, întrucât, în cele mai multe cazuri de avarii după cutremur, trebuie executate, concomitent, la aceleași elemente sau părți de construcție, operații care corespund mai multor categorii de astfel de lucrări ca, de exemplu, reparații și refaceri locale sau refaceri și consolidări. În general lucrările de reparații însoțesc totdeauna lucrările cu caracter mai important de refacere sau consolidare.

Experiența dobândită în numeroase țări bintuite de cutremure, pentru înlăturarea urmărilor acestora, a arătat că remedierea și consolidarea construcțiilor avariate de cutremur reprezintă o problemă de o complexitate deosebită, de mare răspundere inginerescă și de decizie la nivel de conducere, în același timp,

diferită de problemele care se pun la realizarea unor construcții noi.

De multe ori însă această latură de răspundere a problemei a fost neglijată în trecut, după luarea măsurilor de primă urgență de salvare a victimelor și de înlăturare a unor pericole imediate, întregul efort fiind îndreptat către repunerea în funcțiune, cât mai repede posibil, a construcțiilor avariate, prin remedieri rapide, adeseori superficiale, uitându-se cauzele care au provocat dezastrul, aspectele tehnice și concepția de ansamblu privind abordarea de perspectivă a unei asemenea probleme. Așa se explică de ce multe construcții avariate de cutremurul din 1940 au fost refăcute urgent, cu remedieri provizorii, fiind aduse în starea în care au fost înainte de cutremur, în aceeași formă arhitecturală, de multe ori necorespunzătoare din punct de vedere al conformării seismice, păstrind o structură deficientă, din materiale de slabă calitate și execuție neingrijită, care s-au dovedit vulnerabile la acțiuni seismice.

Această concepție de a efectua remedieri minime, de cele mai multe ori neadecvate și fără consolidări radicale ulterioare, și-a dovedit nevalabilitatea în timp, deoarece construcțiile cu astfel de lucrări insuficient studiate, n-au rezistat la un nou cutremur. Acest fapt a fost confirmat și în cazul cutremurului recent, prin aceea că multe clădiri vechi din București care au fost numai remediate sau consolidate superficial și provizorii după cutremurul din 1940, n-au mai rezistat la cutremurul din 4 martie 1977 și au cedat.

Un alt aspect negativ legat de acțiunea remedierii și consolidării construcțiilor avariate de cutremur este opus celui de mai sus, constând în adoptarea — sub impresia creată de distrugerile cutremurului — de soluții grele de supraconsolidare, cu consumuri mari de materiale și secțiuni sporite de elemente, măsuri nu numai inutile, dar uneori chiar dăunătoare. Decizii de demolare masivă a elementelor avariate (și chiar a întregii clădiri) și de reconstruire a acestora, reprezintă deseori soluții neraționale, fiind de natură să conducă la cheltuieli materiale exagerate; nu trebuie excluse însă și cazuri cînd demolarea se impune din motive tehnice sau economice.

Complexitatea problemei remedierii și consolidării construcțiilor avariate de cutremur rezidă mai ales în faptul că, pe de o parte, trebuie găsită o rezolvare cât mai bună, care să corespundă atât multiplelor condiții impuse de garantarea siguranței unei construcții avariate și remediate sau consolidate, de urgența efectuării lucrărilor respective, pentru a reda în exploatare construcțiile avariate, cât și condițiilor economice. Pe de altă parte, complexitatea este determinată și de marea diversitate a cazurilor ce apar, fiecare construcție prezentînd de fapt un unicat care necesită o examinare distinctă și o soluție proprie.

Cele arătate, impun ca lucrările de remediere și consolidare după cutremur să fie tratate cu deosebită răspundere și seriozitate pe baza unei ample analize și pregătiri făcute de cadre de specialitate competente, care să fundamenteze luarea unor decizii raționale, spre a evita alit greșelile tehnice cit și risipa.

Remedierea și consolidarea construcțiilor după cutremur trebuie să constituie o operă completă și competentă, care să repună construcția în condiții adecvate de lucru la un nou cutremur, în raport cu caracteristicile sale proprii. De aceea, astfel de intervenții asupra unei construcții avariate nu înseamnă numai simpla punere în operă a unor materiale în locul celor deteriorate și apoi finisarea construcției pentru a căpăta un aspect plăcut, ci reprezintă de fapt o lucrare complexă de redistribuire a eforturilor, ținând seama de corectarea defectelor, de refacerea, înlocuirea sau completarea elementelor slabe sau deteriorate de cutremur etc., ceea ce necesită cunoștințe speciale în privința ingineriei structurilor, a proprietăților materialelor și a procedurilor de execuție, care se desfășoară în condiții grele [1]. De multe ori este mai dificil să consolidezi o construcție decât să o construiești din nou, deoarece apar o serie de restricții și riscuri care complică concepția și execuția.

Ca urmare, remedierea și consolidarea după cutremur constituie un proces complex de concepție și execuție, care trebuie bazat pe o documentare serioasă și pe cercetări aprofundate și care cuprind cel puțin următoarele elemente principale: cercetarea și descrierea inițială a degradărilor, primele măsuri de urgență; cercetarea și descrierea definitivă a situației avariilor și stabilirea cauzelor directe; verificarea calculelor structurii de rezistență și analiza situației structurii după cutremur sub aspectul stării reale de rezistență și a caracteristicilor efective ale materialelor și elementelor componente; examinarea posibilităților și mijloacelor disponibile pentru consolidarea, alegerea și concepția soluției de consolidare; execuția lucrărilor de remediere și consolidare; examinarea concepției de ansamblu a construcției după consolidare; observații asupra comportării ulterioare a construcției consolidate; studiul învățămintelor rezultate din experiența consolidării și difuzarea lor [1].

VIII.1.1.2. Modalități de abordare a problemei remedierii și consolidării construcțiilor avariate de cutremur. Lucrările de remediere și consolidare a construcțiilor avariate de cutremur urmăresc, în primul rând, restabilirea integrității acestora și mai ales a structurii de rezistență, prin readucerea ei cel puțin la situația inițială, dinainte de cutremur, prin refacerea elementelor avariate și uneori consolidarea părților deteriorate mai grav. Acest lucru este posibil, necesar și — în general — suficient, atunci când construcțiile respective au avut, prin concepția și realizarea inițială,

o bună conformare și asigurare antiseismică.

Dar, de regulă, aceasta nu ajunge, mai ales în cazul construcțiilor vechi care nu au avut o conformare și asigurare antiseismică corespunzătoare, cu atât mai mult cu cât orice mișcare seismică mai puternică produce asupra construcțiilor pe lângă avarii vizibile și unele leziuni interne neaparente (în special în cazul unor structuri de beton armat cu betoane slabe). Aceasta consumă o bună parte din capacitatea de rezistență și deformație prin depășirea stadiului elastic, producându-se deci o slăbire a acestei capacități și făcând structura foarte vulnerabilă la solicitări puternice în viitor. De aceea este necesar ca, pe lângă restabilirea integrității inițiale a construcției și consolidarea locală a elementelor avariate, să se confere acesteia — prin mijloace adecvate de consolidare — asigurarea antiseismică necesară (fie că nu a existat inițial în măsură suficientă, fie că a fost diminuată sensibil prin acțiunea cutremurului), pentru a putea rezista la un nou cutremur puternic, fără a se prăbuși și cu avarii cit mai reduse.

Acastă necesitate a fost pusă în evidență, cu toată acuitatea de tristă experiență a cutremurului din 4 martie 1977, când s-au prăbușit multe clădiri înalte cu schelet de beton armat din București, care au suferit și efectele cutremurului din 10 noiembrie 1940 (cu avarii vizibile sau ascunse) și la care nu s-au luat măsuri adecvate pentru conferirea unei asigurări antiseismice suficiente. Acuitatea problemei, în condițiile țării noastre, constă în faptul că succesiunea cutremurelor puternice, confirmată și de apariția recentului cutremur, face ca primejdia riscului unui seism puternic să apară de cel puțin două sau trei ori în viața unei construcții obișnuite.

Literatura tehnică de specialitate și monografiile întocmite în urma unor cutremure puternice ce au avut loc în diverse țări în ultimii ani [2]—[7], arată că problema restabilirii și consolidării structurilor afectate de cutremur, respectiv a asigurării capacității lor de rezistență antiseismică, poate fi abordată în multe feluri, sub aspectul nivelului de siguranță.

Din acest punct de vedere pot fi considerate următoarele posibilități:

a) *Restabilirea structurii prin refacerea elementelor avariate, cu readucerea ei la nivelul rezistenței inițiale, așa cum a fost concepută de cei care au proiectat și realizat construcția.* Prin aceasta se poate ajunge la două situații posibile, în ce privește capacitatea de rezistență a construcției restabilite și anume:

— În cazul când construcția inițială a fost concepută și realizată numai pentru preluarea încărcărilor statice gravitaționale (cazul construcțiilor vechi din țara noastră, realizate înainte de 1950), prin restabilirea structurii inițiale, după un cutremur, construcția va putea rezista numai la încărcări gravitaționale, rămânând cu aceleași deficiențe originare (fără capacitate de rezistență la forțe laterale din cutremur), poate chiar mai grave (avind în vedere unele avarii ascunse, care nu au putut fi înlăturate prin refacerea realizată) și deci nu va putea rezista la un viitor cutremur de aceeași intensitate. O astfel de procedură s-ar putea justifica numai în cazul când cutremurele mari au o frecvență rară, intervenind cel mult o singură dată în viața unei construcții;

— În cazul cînd construcția inițială a fost concepută și realizată atît pentru *încărcări gravitaționale, cil și laterale din cutremur*, prin remedierea ei după cutremur și respectiv restabilirea structurii inițiale, aceasta va putea prelua anumite încărcări seismice (ceea ce constituie o anumită justificare a concepției de restabilire a structurii numai la nivelul rezistenței inițiale, aducîndu-se, în plus și argumentul că ar fi o exagerare să se ceară o capacitate de rezistență antiseismică mai mare decît cea inițială, stabilită de contemporanii construcției), dar trebuie subliniat faptul că structura inițială a avut puncte slabe, care au făcut posibilă apariția avariilor produse de cutremur și că un nou cutremur puternic ar putea avea urmări grave, mai ales că pot exista și puncte slabe ascunse, care au rămas nerediate.

b) *Restabilirea părții principale a structurii la nivelul rezistenței inițiale și sporirea parțială a capacității de rezistență la forțe laterale, prin consolidarea locală a unor elemente avariate mai grav care s-au dovedit puncte slabe, la un nivel superior de rezistență.* Această metodă poate da rezultate numai în unele cazuri, dar de multe ori poate duce chiar la o înrăutățire a comportării structurii, prin faptul că, consolidarea unor elemente ale structurii constituie de fapt rigidizări locale, care provoacă disimetrii dinamice, în cazul unor solicitări seismice, putînd produce concentrări de solicitări, deformații nedorite și efecte de torsione generală, cu consecințe defavorabile la un viitor mare cutremur, deoarece punctele slabe ale structurii n-au fost, de fapt, complet înlăturate, ci au fost mutate în altă parte.

c) Un alt mod de abordare a problemei ar consta în *sporirea asigurării antiseismice a structurii, prin reproiectare, la nivelul de siguranță stabilit prin prescripțiile de protecție în vigoare înainte de cutremur, consolidîndu-se în consecință elementele principale, pentru a corespunde ultimelor prescripții*; prin aceasta structura refăcută și consolidată, ar deveni tot altă de rezistență ca și o structură nouă, proiectată și executată înainte de cutremur dar fiind vulnerabilă, așa cum s-a văzut la recentul cutremur, întrucît prescripțiile respective anterioare au fost lipsite tocmai de aplicarea noilor cunoștințe dobîndite în urma cutremurului, care au infirmat unele date și cunoștințe anterioare și au adus noi informații.

d) În sfîrșit, o ultimă metodă de rezolvare a problemei și cea mai completă este *sporirea asigurării antiseismice a structurii, prin reprotectare, la nivelul de siguranță al cunoștințelor celor mai recente, inclusiv a învălămintelor reieșite chiar din ultimul cutremur, care a produs avarii structurale.* Acest mod de abordare, cel mai sigur, prezintă, totuși dificultatea că transpunerea acestor cunoștințe în prescripții de calcul practice, cere timp pentru analizarea avariilor produse și pentru deslușirea cauzelor lor adevărate și a măsurilor necesare pentru înlăturarea efectelor aferente la un viitor cutremur.

Deși, în general, este dificil de a se stabili o metodă unică pentru determinarea nivelului de asigurare antiseismică ce trebuie ales la consolidarea construcțiilor avariate de cutremur, este necesar a se avea în vedere faptul că, în condițiile unei frecvențe mai ridicate a cutremurelor puternice (cazul cutremurelor din țara noastră generate de focarul din Vrancea), cînd primejdia unui risc seismic de mare intensitate este de natură să apară de mai multe ori în viața unei construcții, este de dorit să se tindă către adoptarea unui nivel de asigurare mai ridicat de tipul celui obținut prin aplicarea metodei expuse la punctul d).

VIII.1.2. Categoriile de avarii și tipuri de remedieri și consolidări

Construcțiile afectate de cutremur prezintă— în general— așa cum s-a arătat în capitolul VI— două categorii distincte de avarii vizibile

și anume: *avarii nestructurale*, care nu prezintă nici un pericol pentru exploatarea ulterioară a construcțiilor și care se referă numai la elementele ce nu fac parte din structura de rezistență propriu-zisă (ca, de exemplu, pereții despărțitori sau de umplutură, elemente de închidere, acoperișuri, tavane, instalații, finisaje etc.), a căror remediere se poate face prin simple reparații sau refaceri și *avarii structurale*, ce pot periclita exploatarea viitoare a construcției, afectînd elementele structurii de rezistență și care necesită intervenții și acțiuni mai complexe de refacere și chiar măsuri de consolidare, pe lângă lucrările de reparații aferente. Dintre aceste avarii, cele mai periculoase pentru siguranța structurii pot consta în: pierderea capacității portante a unor elemente de construcție, distrugerea legăturilor (noduri, îmbinări) între elementele portante și pierderea rigidității spațiale a structurii [8].

Din punct de vedere al gravității avariilor (care determină amploarea lucrărilor de remediere și consolidare), acestea pot fi grupate în patru categorii [9], după costul lucrărilor de reparații și consolidări în raport cu valoarea de înlocuire a clădirii:

— *avarii ușoare* (în general avarii nestructurale izolate), la care costul reparațiilor nu depășește 5% din valoarea de înlocuire;

— *avarii moderate* (avarii nestructurale considerabile și avarii structurale ușoare), la care costul remediilor și consolidărilor ajunge pînă la 25% din valoarea de înlocuire;

— *avarii grave* (avarii structurale considerabile și avarii nestructurale generalizate), la care costul remediilor și consolidărilor ajunge pînă la 50% din valoarea de înlocuire;

— *avarii foarte grave sau distrugerii*, în care caz este mai economică demolarea clădirii decît consolidarea ei.

În tabelul VIII.1 se dă o descriere a avariilor după gravitate și amploare, specifice construcțiilor de zidărie și beton armat.

Evident că această clasificare trebuie considerată ca aproximativă și cu titlu indicativ, deoarece în cazurile reale, se poate constata la aceeași construcție și chiar la aceleași părți și elemente de construcție, existența concomitentă a mai multor categorii de avarii din cele arătate.

În funcție de gradele de avarie menționate, se diferențiază și natura lucrărilor de remediere și consolidare, pentru redarea în folosință normală a construcțiilor respective, după cum urmează:

a) *La construcțiile cu avarii ușoare* sînt necesare în general, lucrări de *reparații de suprafață* mai ales la elementele nestructurale, precum și — în unele cazuri — mici reparații la elemente structurale de beton armat.

b) *Construcțiile cu avarii moderate* necesită, în general, lucrări de *remediere* pentru restabilirea integrității construcției, deci inclusiv a structurii de rezistență (conform situației

TABELUL VIII.1

Nr. crt.	Clasificarea avariilor	Caracterizare și exemplificare
0	1	2
1.	Avarii ușoare	<ul style="list-style-type: none"> — fisuri (crăpături fine) în tencuială și desprinderea unor bucăți mici de tencuială; — fisuri slabe locale în pereții de zidărie, precum și în plăci, grinzi, buiandrugii și diafragme de beton armat, în general verticale și orizontale și mai ales în dreptul unor rosturi de turnare, care — de regulă — nu traversează elementele dintr-o parte în alta.
2.	Avarii moderate	<ul style="list-style-type: none"> — crăpături mici în pereți, cu desprinderea unor bucăți destul de mari de tencuială; — crăpături mici în plăci, grinzi, buiandrugii și diafragme de beton armat, în general verticale și orizontale; — fisuri orizontale în stâlpi (de regulă spre capete) sau în alte elemente verticale, cu strivirea locală a betonului; — fisuri și crăpături mici, oblice, în grinzi și buiandrugii.
3.	Avarii importante (grave)	<ul style="list-style-type: none"> — crăpături mari și adinci (pătrunse) în pereții portanți; — crăpături oblice pronunțate (uneori pătrunse) în grinzi și buiandrugii; — crăpături orizontale în elementele verticale (stâlpi, diafragme etc.) cu strivirea și exfolierea betonului și cu ușoare flambări a armăturilor; — fisuri și crăpături mici, oblice în stâlpi și diafragme.
4.	Avarii foarte grave sau distrugerii	<ul style="list-style-type: none"> — crăpături foarte mari în pereții portanți cu dislocarea unor porțiuni mari; — prăbușiri de pereți; — dislocări și ruperi de stâlpi și diafragme cu flambarea puternică a armăturilor; — crăpături oblice mari, în stâlpi și diafragme; — ruperea legăturilor între diferite elemente de construcție.

dinainte de cutremur), de regulă fără alte lucrări, aceste construcții fiind prevăzute — în cele mai multe cazuri — prin concepția și realizarea inițială, cu o bună conformare și asigurare antiseismică.

e) La construcțiile cu avarii importante (grave) sînt necesare, pentru a fi redată în folosință, lucrări de remediere și consolidare ample, atât pentru restabilirea integrității construcției, cît și pentru conferirea unei asigurări antiseismice corespunzătoare (pe care structura inițială nu a avut-o în măsură suficientă). Executarea lucrărilor de remediere și consolidare la construcțiile din această categorie se realizează, cel mai economic, concomitent, dar,

în unele cazuri, ele pot fi eșalonate în timp și defalcate după urgență, așa cum se va arăta la paragraful VIII.1.3.

d) În cazul construcțiilor care au suferit avarii foarte grave (distrugerii), problema lucrărilor de remediere și consolidare devine mult mai complicată, întrucît asemenea construcții — care de regulă n-au avut, inițial, o rezistență antiseismică suficientă — au devenit, în general, nesigure sub aspectul comportării la cutremure, astfel încît refacerea și consolidarea lor după cutremur implică dificultăți tehnice foarte mari (ținînd seama și de multiplele defecțiuni ascunse ce pot exista) și cheltuieli ridicate pentru a le readuce în situația de a dispune de asigurarea necesară pentru noi cutremure puternice. Ca urmare, la astfel de construcții, sînt necesare studii prelabile mai aprofundate, cu caracter tehnic și economic, care să fundamenteze decizia organelor de conducere, fiind posibil, în general, trei soluții principale:

— demolarea imediată a construcției, în cazul cînd devine evident că refacerea și consolidarea ei corespunzătoare ar cere un mare efort tehnic și economic;

— consolidarea construcției, prin restabilirea integrității în forma inițială, pentru a rezista — în principal — la încărcări gravitaționale în vederea dării imediate în exploatare, pe o durată scurtă, urmînd ca ulterior să se decidă fie scoaterea ei din uz și demolarea, fie completarea asigurării antiseismice prin consolidări suplimentare, într-o etapă ulterioară, pentru a fi capabilă să suporte, fără risc, un viitor cutremur puternic;

— consolidarea construcției, inclusiv ridicarea concomitentă a nivelului de asigurare antiseismică prin măsuri adecvate, corespunzător unui viitor cutremur puternic, în cazul cînd considerente speciale impun aceasta.

VIII.1.3. Etapizarea lucrărilor

Urgența redării în funcțiune a construcțiilor afectate de un cutremur puternic și amploarea lucrărilor aferente de remediere și consolidare, impune ca acestea să fie etapizate. Oportunitatea acestei etapizări, reeșită din experiența tuturor marilor cutremure de pămînt de pe glob, a fost confirmată și după cutremurul de la 4 martie 1977 din țara noastră.

Ținînd seama de gradele de avariere arătate mai sus, lucrările de remediere și consolidare pot fi etapizate astfel:

a) *Etapa I, din prima urgență*, trebuie să cuprindă, în primul rînd, construcțiile care pot fi redată în folosință, cu lucrări minime de remediere și anume cele care au avut un grad mai redus de avariere, respectiv cele din categoriile a) și b) menționate la punctul anterior, care sînt de fapt și cele mai numeroase.

Tot în această etapă, mai trebuie cuprinse și construcțiile cu avarii importante (grave) din categoria c) și eventual unele cazuri excepționale de construcții, cu avarii foarte grave din categoria d), care trebuie redată urgent în folosință și la care se execută uneori la început, din cauza urgenței, numai lucrările de remediere pentru restabilirea integrității inițiale a construcției și pentru a le proteja de agravarea în continuare a degradării lor, sub acțiunea diferiților factori externi (replaci seismice, vibrații etc.). Este de subliniat însă faptul că la celelalte lucrări necesare pentru construcțiile din aceste categorii și anume cele de consolidare pentru ridicarea corespunzătoare a nivelului de asigurare antisismică, spre a rezista la viitoare cutremure puternice, nu se renunță, ci ele se amână numai din anumite rațiuni întemeiate, prevăzându-se însă executarea lor într-o etapă ulterioară.

Desigur, pot exista și cazuri de construcții cu avarii grave și foarte grave, la care se execută încă de la început, într-o singură etapă, toate lucrările de remediere și consolidare pentru a repune construcțiile respective în situația de a rezista în bune condițiuni la viitoare cutremure puternice. Tot în prima urgență trebuie incluse lucrările de remediere și consolidare aferente mai ales construcțiilor legate de asigurarea comunicațiilor, a alimentării cu apă și energie, de ocrotirea sănătății și îngrijirea copiilor, precum și altele de aceeași natură și importanță.

Lucrările din prima etapă prezintă urgență maximă pentru ca marea majoritate a construcțiilor avariate de cutremur să fie date integral în folosință normală, cât mai repede.

b) *Etapa a II-a* cuprinde restul lucrărilor, respectiv în primul rând lucrările de consolidare pentru conferirea unui nivel corespunzător de asigurare antisismică la construcțiile avariate grav din categoria c), precum și la eventualele construcții cu avarii foarte grave, din categoria d), care, din anumite motive, nu au putut fi executate odată cu cele din prima etapă. Ca urmare, nu se cuprind în etapa a II-a construcțiile cu avarii ușoare și moderate, care au fost remediate complet în etapa I și nici cele cu avarii grave și foarte grave, la care s-au executat de la început (respectiv în etapa I) toate lucrările de remediere și consolidare necesare.

În etapa a II-a trebuie să intre și lucrările de consolidare pentru eventuala ridicare a nivelului de asigurare antisismică la construcțiile care nu au suferit avarii vizibile la un cutremur puternic, dar la care, în urma unei analize și verificări atente (atât a proiectelor, cât și a situației construcției, la fața locului), asemenea lucrări s-ar dovedi necesare pentru a face construcția să poată rezista la un eventual nou cutremur de intensitate mare, ținând seama de ultimile date colectate și norme stabilite

după cutremur, cu privire la noua zonare seismică și la proiectarea antisismică.

În situația din țara noastră, creată după recentul cutremur, această verificare se impune mai ales în cazul construcțiilor vechi, înalte, cu structură de beton armat, la care s-a constatat o calitate slabă a betoanelor din elementele portante verticale (fie ca urmare a folosirii inițiale a unui beton de marcă redusă, fie ca urmare a deteriorării betonului în timp sub acțiunea diversilor factori), precum și, în general, la toate construcțiile la care există dubii în privința calității structurii.

Trebuie accentuat faptul că, în multe țări, în urma unor cutremure puternice, au avut loc acțiuni ample de verificare a tuturor construcțiilor existente, peste care a trecut cutremurul, indiferent dacă au fost sau nu afectate vizibil de acesta, și din toate zonele țării, indiferent dacă au fost cunoscute până atunci ca zone seismice sau nu.

Lucrările legate de ridicarea nivelului asigurării antisismice inițiale a construcțiilor avariate grav sau foarte grav, precum și cele ale unor construcții fără avarii vizibile grave, rezultate ca necesare, în urma verificărilor făcute, nu trebuie considerate, de fapt, ca lucrări de supraasigurare, ci numai ca un minim necesar, pentru a conferi construcțiilor respective, asigurarea antisismică normală, pe care nu au avut-o inițial, în măsură suficientă, sau care a fost diminuată mult la cutremur, astfel încât acele construcții nu pot deveni apte pentru a rezista la un nou cutremur puternic, numai prin simple remedieri care restabilească structura inițială.

Lucrările din etapa a II-a (care se pot supra-pune, în parte, cu cele din etapa I) nu totdeauna condiționează redarea în exploatare a construcțiilor, astfel încât pot avea o eșalonare rațională pe mai mulți ani, în funcție de considerente tehnice și economice (capacitate de verificare, de proiectare și execuție, eficiență economică, lucrări de sistematizare etc.), dar ele trebuie neapărat executate.

La toate construcțiile care fac obiectul unor lucrări de sporire a asigurării lor la cutremur, este necesar să se facă o analiză tehnico-economică odată cu proiectul lucrărilor respective. Această analiză are scopul de a stabili — în funcție de valoarea lucrărilor, precum și de o eventuală revedere a planului de sistematizare în zona unde sînt amplasate construcțiile în cauză — dacă este cazul a se executa astfel de lucrări, sau dacă nu este cumva cazul a se hotărî scoaterea din uz a construcțiilor respective și demolarea lor, după o anumită perioadă de exploatare, care depinde de importanța construcțiilor și de starea lor. În orice caz, în final, nu trebuie să mai existe în folosință, în zone seismice, construcții fără o asigurare antisismică corespunzătoare pentru a putea rezista la un eventual nou cutremur puternic.

Pentru efectuarea unei analize fundamentate cu privire la starea construcțiilor avariate de cutremur (consolidate sau nu în prima urgență), care trebuie să formeze ulterior obiectul unor lucrări de consolidare suplimentară pentru ridicarea nivelului de asigurare antisismică la viitoare cutremure puternice, se utilizează *metodologia de inventariere și clasificare* calitativă a construcțiilor respective, sub aspectul gradului de asigurare antisismică. Asemenea metodologii folosite în unele țări dezvoltate ca : S.U.A., Japonia și U.R.S.S., au la bază, în general, o evaluare a stării construcțiilor existente, afectate sau nu de acțiuni seismice puternice, care se face în etape succesive, aprofundându-se treptat cercetarea, concomitent cu trierea, respectiv clasificarea construcțiilor cercetate (vezi cap. IX).

VIII.1.4. Acțiuni întreprinse în prima urgență

Încă din primele zile după cutremurul din 4 martie 1977, organele de partid și de stat sub conducerea directă a Președintelui R. S. România, tovarășul Nicolae Ceaușescu, au mobilizat și îndrumat numeroase cadre de specialiști din toată țara, la o acțiune de urgență avînd ca scop examinarea preliminară a situației în care se găsește fiecare construcție afectată de cutremur și luarea măsurilor operative pentru a evita continuarea procesului de degradare și pentru a asigura stabilitatea la acțiunea sarcinilor gravitaționale, precum și efectuarea unor demolări parțiale de siguranță.

În cadrul acestei acțiuni au fost examinate mii de imobile, întocmindu-se fișe cu indicarea caracteristicilor constructive, descrierea sumară a avariilor produse și propuneri preliminare de măsuri pentru darea în folosință a clădirilor. În paralel cu acțiunea de examinare preliminară a imobilelor, sau imediat după aceasta, s-a trecut la sprijinirea provizorie a clădirilor pe baza unor indicații ce au fost elaborate de un colectiv central de specialiști și difuzate în toate zonele afectate de cutremur. Într-un interval de timp foarte scurt după cutremur s-a trecut la începerea lucrărilor de remediere și consolidare a construcțiilor avariate, pe baza indicațiilor elaborate prin grija Institutului Central de cercetare, proiectare și directivare în construcții — ICCPDC și a Inspectoratului general de stat pentru investiții și construcții — IGSIC, de către colective de specialiști, pentru diferite categorii de clădiri și structuri. De asemenea, pentru lucrări speciale de consolidare, prin procedee noi, Institutul de cercetări în construcții și economia construcțiilor — INCERC și alte unități au elaborat instrucțiuni corespunzătoare.

Începînd cu trimestrul II.1977, un număr de institute de proiectare din țară, precum și

catedre din învățămîntul superior și alte instituții, au trecut la elaborarea de proiecte de consolidare pentru construcții avariate de cutremur. Pe baza acestor proiecte s-a executat, pînă în prezent, aproape totalitatea lucrărilor de remediere și consolidare aferente etapei I, precum și unele lucrări definitive de asigurare a rezistenței antisismice la unele construcții. Această acțiune a implicat o mare concentrare de forțe și mijloace, din întreaga țară, pentru refacerea zonelor afectate din sudul țării (în special municipiul București) cu atît mai mult cu cît ea s-a desfășurat în paralel cu realizarea unui mare volum de locuințe necesare pentru înlocuirea fondului locativ distrus de cutremur.

De asemenea, pe amplasamentele unor clădiri vechi prăbușite la cutremur, sau demolate ulterior, mai ales în București, s-au executat — în cadrul unei ample acțiuni de reconstrucție, — noi clădiri prevăzute cu asigurarea antisismică necesară (a se vedea fotografiile din capitolul VI).

VIII.2. Fazele lucrărilor de remediere și consolidare

VIII.2.1. Caracteristici generale

După cum arată experiența majorității cutremurelor de pe glob, inclusiv recentul cutremur din țara noastră, procesul elaborării și realizării lucrărilor de remediere și consolidare a unei construcții avariate de cutremur, cuprinde mai multe faze [1], dintre care cele mai principale sînt următoarele :

- examinarea preliminară a construcției (ancheta inițială);
- măsurile de urgență pentru siguranță și pentru limitarea avariilor;
- expertizarea tehnică a construcției (ancheta definitivă);
- decizia de remediere-consolidare;
- proiectarea lucrărilor de remediere-consolidare;
- executarea lucrărilor de remediere-consolidare și atestarea lor.

Pentru construcțiile la care sînt necesare și lucrări suplimentare de consolidare pentru ridicare a nivelului de asigurare antisismică, ce se realizează separat și într-o etapă ulterioară, ultimele două faze (de proiectare și execuție) trebuie reluate în acea etapă, folosind o metodologie specială de evaluare a stării reale a acelor construcții.

VIII.2.2. Examinarea preliminară a construcției

Imediat după cutremur, trebuie să se evalueze ordinul de mărime al avariilor construcțiilor și să se colecteze toate informațiile nece-

sare cu privire la efectele cutremurului. Această fază, care se poate desfășura concomitent cu acțiunea generală de evaluare a intensității cutremurului, în diferite zone afectate de seism, pe baza gradului de avariere a diferitelor tipuri de construcții (folosind scara normată de intensități seismice), este totuși o operație distinctă cuprinzând o examinare preliminară a fiecărei construcții, care să poată fundamenta măsurile de urgență ce trebuie luate precum și operațiile ulterioare. Întrucât toate acestea reclamă timp, se impune ca *examinarea preliminară a construcțiilor avariate să se facă după o metodologie adecvată*, care să permită o acțiune promptă și eficientă.

Examinarea preliminară sau ancheta inițială asupra fiecărei construcții, trebuie să cuprindă informații clar exprimate, cât mai fiabile și complete, nealterate de intervenții ulterioare, cunoscând faptul că asemenea informații și date colectate în mod corect în primele zile după cutremur, constituie elementele cele mai prețioase (care nu mai pot fi reconstituite ulterior), cu privire la efectele produse de cutremur asupra construcțiilor, pe care urmează a se fundamenta măsurile de urgență și operațiile ulterioare.

În cadrul programului stabilit pentru examinarea preliminară se caută ca, printr-o examinare vizuală, să se repereze în primul rind construcțiile cu avarii structurale foarte grave (distrugeri), care în mod evident nu pot fi consolidate și trebuie demolate de urgență pentru a nu periclita activitățile din zona respectivă, precum și construcțiile cu avarii nepericuloase, care pot fi redată în folosință numai prin lucrări de reparații sau refaceri simple. Această primă delimitare a construcțiilor afectate de cutremur este necesară pentru a se putea concentra toată atenția specialiștilor, în continuare, asupra construcțiilor avariate care necesită lucrări de refacere mai ample sau lucrări de consolidare [8].

Metodologia pentru efectuarea examinării preliminare trebuie să cuprindă indicații cu privire la: prezentarea generală a construcției (formă, dimensiuni, sistem constructiv, concepția structurală — cu precizarea sistemului portant la încărcări gravitaționale și la forțe laterale — inclusiv eventuale planuri, materiale, etc.); date privind istoricul construcției (anul proiectării și execuției, proiectant, executant, utilizatorii construcției și mod de exploatare, eventuale transformări survenite etc.); aprecieri asupra comportării de ansamblu la cutremur și descrierea avariilor produse (cu localizare și detalii, prin schițe și fotografii); aprecieri asupra cauzelor directe ale avariilor (greșeli de concepție, defecte de execuție etc.); determinări și prelevări de probe de materiale privind calitatea construcției; eventuale măsuri de intervenție imediată. În literatura tehnică de specialitate [1], [9], sînt date modele de meto-

dologii privind efectuarea examinării preliminare a construcțiilor avariate de cutremur.

Pentru înregistrarea avariilor la clădirile de locuit după cutremurul din 4 martie 1977 în țara noastră, s-a utilizat, printre altele, o metodologie simplificată, propusă de Institutul de proiectare pentru construcții tipizate — IPT, prin notarea într-un tabel pentru fiecare clădire, a tipurilor de deteriorări pe baza unei codificări literale a localizării și frecvenței acestora.

VIII.2.3. Măsuri de urgență

Măsurile de urgență trebuie luate imediat după cutremur, pe baza primelor observații culese din examinarea preliminară, avînd ca scop să se înlăture pericole iminente de accidente și să conserve construcția pentru exploatarea în continuare (dacă aceasta e posibil) pînă la luarea măsurilor de consolidare. Aceste măsuri trebuie luate prompt, dar cu chibzuință și trebuie să cuprindă în primul rînd un diagnostic privind starea generală a clădirii, spre a evita riscul unor victime omenești sau a provoca panică în populație. Măsurile de urgență stabilite și luate constituie elementele principale pentru definirea măsurilor ulterioare, definitive, pe care nu trebuie să le compromită și de aceea ele trebuie bine gîndite și perfecționate continuu pe măsură ce progresează analiza și ancheta. Aceste măsuri se pot referi la următoarele aspecte principale: evacuarea imediată a imobilului în cazul în care prezintă pericol pentru locatari, demolarea porțiunilor fără stabilitate suficientă, efectuarea sprijinirilor necesare, diminuarea rapidă a supraîncărcărilor, înlăturarea dărîmăturilor.

În cazul lucrărilor de beton simplu, folosite de regulă în fundații, dacă se constată crăpături mari și periculoase în această zonă (care, de altfel, antrenează și avarierea elementelor superioare) este foarte dificil a se lua măsuri urgente, directe, altele decît evacuarea locatarilor, descărcarea elementelor portante verticale care transmit la fundații încărcările, concomitent cu examinarea stării terenului de fundație și a construcțiilor vecine.

La structurile de beton armat care nu au suferit o distrugere, la care să se pună problema demolării, măsurile de urgență cele mai importante constau în efectuarea sprijinirilor, de regulă, cu ajutorul popilor de lemn, avînd o secțiune minimă de 200 cm² (prevăzuți cu pene de lemn tare la capetele inferioare), dispuși la distanțe adecvate și folosind grinzi sau dulapi pentru preluarea și repartizarea încărcărilor, mai ales în zonele greu accesibile.

În cazul zidărilor, măsurile de urgență sînt similare celor care se adoptă pentru beton sau beton armat, respectiv descărcarea lor, sprijinirea, demolarea celor care prezintă pericol de prăbușire și evacuarea dărîmăturilor.

În toate cazurile, se recomandă — așa cum a arătat și experiența cutremurului din 4 martie 1977 — amplasarea unor *martori de ipsos* pe fisurile și crăpăturile mai importante, pentru a urmări evoluția lor în timp. De asemenea, este indicată urmărirea comportării sprijinirilor, verificându-se stringerea penelor și tasarea pe verticală. Orice dezvoltare în timp a fisurilor sau a tasărilor popilor, necesită intervenții urgente și hotărâte.

VIII.2.4. Expertizarea tehnică a construcției

Expertizarea tehnică a construcțiilor avariate de cutremur (respectiv ancheta definitivă), constă în esență, într-o documentare aprofundată asupra situației reale a clădirilor respective, care a fost relevată numai în mod provizoriu, prin examinarea preliminară. Această documentare se face de către specialiști competenți, desemnați în acest scop, prin: examinarea detaliată a structurii de rezistență la fața locului, analiza proiectului lucrării și a tuturor documentelor tehnice privitoare la proiectare și execuție, determinări experimentale privind caracteristicile fizico-mecanice ale materialelor și structurii și interpretarea rezultatelor, calcule de verificare privind comportarea structurii de rezistență la cutremur.

Examinarea detaliată a structurii de rezistență implică observarea fiecărui element de construcție, prin identificarea lui cu proiectul sau prin efectuarea unui relevu complet al clădirii (în lipsa proiectului), în vederea cunoașterii stării reale privind gradul de avariere, respectiv de pierdere a capacității portante a elementelor de rezistență (inclusiv a fundațiilor) și a legăturilor (noduri, îmbinări) între ele, prin notarea și localizarea tuturor avariilor produse (fisuri, crăpături, deformații, ruperi, dislocări etc.) și a modului lor de distribuție, inclusiv prin schițe (cu relevee de avarii în plan și elevație, pe care se menționează numărul și gravitatea avariilor — de exemplu, numărul fisurilor și deschiderea lor) și fotografii, precum și a oricăror aspecte particulare, interferențe cu construcțiile vecine etc. În vederea efectuării lesnicioase și complete a acestei examinări și a releveelor aferente sînt necesare, în unele cazuri, lucrări de dezvelire a elementelor de rezistență ale structurii, prin îndepărtarea tencuielilor sau a placajelor, efectuări de sondaje (inclusiv la fundații, pentru cunoașterea stării terenului) sau determinări nedistructive etc.

Analiza proiectului lucrării și a tuturor documentelor tehnice privitoare la proiectare și execuție se referă la următoarele piese principale: memoriu tehnic, note de calcul, avize geotehnice, planșe de arhitectură, planșe de rezistență (inclusiv detalii de armare și îmbinare), eventuale caiete de sarcini sau specificații tehnice speciale elaborate de proiectant; caiete

de ordine de șantier, procese verbale de lucrări ascunse, registrul de control al calității, caietele de laborator și buletinele de încercare privind calitatea materialelor, a betoanelor și a elementelor prefabricate; procese verbale de recepție parțială; documentele de recepție provizorie și definitivă; cartea construcției, documentele privind urmărirea comportării în timp a lucrărilor, tasarea fundațiilor etc., precum și la orice alte documente în legătură cu proiectarea și execuția lucrării. În lipsa unor documente, în special a notelor de calcul și a principalelor planșe de rezistență, este necesară refacerea lor, pe baza releveelor și a sondajelor. Analiza tuturor acestor documente trebuie să permită specialiștilor experți, ca prin confruntarea datelor rezultate din documentație, cu cele culese de pe teren, prin examinarea detaliată a construcției, să se poată obține o imagine clară și completă a situației reale a acesteia după cutremur.

Determinările experimentale privind caracteristicile fizico-mecanice reale ale materialelor și elementelor de rezistență ale structurii construcției, au drept scop să completeze documentarea echipei de experți cu o serie de date obținute prin: încercări și analize de laborator pe mostre de materiale și elemente prelevate din lucrare, încercări in situ (încercări nedistructive pe elemente de construcție, eventuale încercări parțiale prin încălcare, măsurări de perioade proprii, încercări ale terenului de fundație etc.) privind calitatea și caracteristicile fizico-mecanice și dinamice reale ale materialelor, elementelor și structurii de rezistență a construcției, în special în cazul construcțiilor de beton armat.

Pe baza tuturor datelor și elementelor de mai sus, în cadrul expertizei tehnice, se procedează la o verificare prin calcul a comportării structurii de rezistență la cutremur pentru a putea determina starea reală de eforturi din diferitele elemente avariate, care să explice cauzele avariilor și mecanismul de avariere precum și evaluarea capacității portante la forțe laterale, rămasă după cutremur. Aceste calcule de verificare se efectuează folosind datele reale cu privire la caracteristicile fizico-mecanice ale materialelor și structurii, rezultate din determinările experimentale făcute, pe baza metodelor de calcul din prescripțiile oficiale în vigoare, rezultate care se confruntă apoi cu cele din notele de calcul originale ale proiectului.

Ținînd seama de stadiul actual al cunoștințelor tehnice în domeniul ingineriei seismice și mai ales de modul de reflectare al acestor cunoștințe în metodele de calcul din prescripțiile tehnice în vigoare, în multe cazuri aceste calcule de verificare nu pot explica cauzele și mecanismul de avariere. În aceste cazuri se recurge și la metoda de calcul dinamic, cu luarea în considerare a comportării în domeniul plastic a structurii, precum și, eventual, la metode energetice de calcul. După cutremurul din 4 martie 1977 au fost efectuate o serie de exper-

tize tehnice complete asupra diferitelor construcții prăbușite sau avariate grav, mai ales din București, în cadrul cărora s-au făcut și unele analize dinamice și în stadiul plastic al comportării structurilor, care au putut explica mai complet cauzele și mecanismul de avariere sau prăbușire, așa cum s-a arătat în capitolul VI.

Expertiza tehnică a construcției, efectuată conform celor arătate mai sus, trebuie să permită o apreciere cât mai judicioasă a nivelului de asigurare antisismică de care dispune construcția respectivă, precum și o evaluare a costului lucrărilor de remediere-consolidare, pentru ca, pe această bază, să se poată, pe de o parte, lua decizia privind statutul viitor al clădirii (demolare sau menținerea în continuare și consolidare), iar pe de altă parte, să se determine soluțiile de remediere-consolidare.

VIII.2.5. Decizia de remediere și consolidare

Decizia de remediere și consolidare a unor construcții avariate de cutremur, implică luarea în considerare a mai multor factori care trebuie să fundamenteze soluția aleasă din punct de vedere tehnic, economic sau al altor condiții.

a) *Din punct de vedere tehnic*, soluția adoptată trebuie să demonstreze (ținând seama de starea construcției după cutremur, de gradul de uzură și de durata de exploatare) oportunitatea și posibilitatea de consolidare cu mijloace tehnice adecvate.

Sub aspectul oportunității și posibilității tehnice de consolidare, legate de starea construcției, experiența acumulată din urmările diferitelor cutremure arată că, de regulă, părțile de construcție cuprinzând elemente care au suferit o pierdere de stabilitate sub forma unor deformații reziduale mari, prezentând riscul unor cedări ulterioare (de exemplu deplasări complete ale planșelor de pe un reazem, deviații ale elementelor structurale verticale cu mai mult de 1/6 din deschidere, înclinarea mare a întregii structuri etc.) nu sunt apte pentru a fi menținute și consolidate, trebuind a fi demolate [8]. În acest mod s-a procedat și după cutremurul de la 4 martie 1977, când au fost demolate o serie de porțiuni ale clădirilor și uneori chiar clădiri întregi grav afectate de cutremur, după cum s-a arătat în capitolul VI.

În ceea ce privește mijloacele tehnice adecvate, necesare pentru lucrările de consolidare, soluția propusă trebuie să se poată materializa cu mijloace existente sau care pot fi procurate în timp util și anume: mână de lucru, materiale și utilaje [1]. În general aceste mijloace nu trebuie considerate ca având o utilizare foarte specializată, numai în cazul lucrărilor de remediere și consolidare după cutremur, deoarece aplicarea lor se face și în cazul unor lucrări de

remediere determinate de alte cauze, precum și în tehnologiile moderne ale noilor metode de construcție, mai eficiente decât cele tradiționale.

Sub aspectul *minei de lucru*, îndeosebi a celei calificate, problema se pune mai ales în cazul când volumul lucrărilor de remediere și consolidare este mare și când aceste lucrări trebuie să se desfășoare în paralel cu un program mai amplu de construcții, determinat de dezvoltarea economico-socială a unei țări. Această situație a apărut și după cutremurul din 4 martie 1977 (mai ales în București și în alte centre care au suferit distrugerii și avarii importante), când s-a decis efectuarea, într-un termen relativ scurt, a majorității lucrărilor de remediere și consolidare, desfășurate în paralel cu un mare volum de construcții, în special în ce privește construcțiile de locuințe necesare pentru a înlocui fondul locativ distrus de cutremur.

Ca *materiale* pentru lucrările de remediere și consolidare, pe lângă cele curente, necesare la lucrările de beton armat sau de construcții metalice, sînt necesare și materiale speciale ca: cimenturi fără contracție și cimenturi cu rezistențe inițiale mari, aditivi speciali pentru betoane (aditivi superplastifianți, acceleratori, expansori, aditivi pentru amestecuri de injecție etc.), rășini epoxidice cu vîscozitate scăzută, țesătură din fibre de sticlă etc. Unele din aceste materiale speciale au fost procurate și folosite — așa cum se va arăta ulterior — și la soluții speciale de remediere și consolidare aplicate în țara noastră după cutremurul din 4 martie 1977.

Sub aspectul *utilajelor*, pe lângă utilajele curente, este indicată folosirea unor utilaje speciale ca: automacarale mobile cu braț lung pentru deblocarea zonelor prăbușite sau pentru demolarea unor porțiuni grav avariate; verine hidraulice pentru descărcarea elementelor de construcție grav avariate; aparate și secole speciale pentru tăieri și găuriri rapide de elemente de beton armat; instalații de sablare, pervibratoare de înaltă frecvență cu diametru mic; aspiratoare industriale pentru praf; instalații de torcretare a betonului; instalații de pompare sub presiune și de injecție a mortarului; aparate de injecție pentru rășini epoxidice.

b) *Din punct de vedere economic* decizia de remediere și consolidare, în afară de cazuri speciale, trebuie să țină seama de faptul că valoarea acestor lucrări nu poate depăși o anumită cotă din valoarea construcției respective. În această privință, literatura tehnică arată [1] că experiența acumulată în anumite țări cu cutremure mai frecvente, în cazul construcțiilor de locuințe, costul lucrărilor de remediere și consolidare (CR) a unei clădiri nu trebuie să depășească 30% din valoarea de înlocuire (VR) sau 80% din valoarea actualizată a clădirii, ținînd seama de durata de exploatare cunoscută (n), din durata totală de viață (d):

$$CR \leq 0,8 VR \left(\frac{d-n}{d} \right) \quad (\text{VIII. 1})$$

După alte păreri [10], decizia de consolidare se ia corespunzător costului minim anual de întreținere și amortizare rezultat din compararea costurilor medii anuale a unei clădiri, în următoarele situații: demolarea clădirii vechi avariate și înlocuirea cu una nouă; consolidarea radicală a clădirii vechi avariate; repararea clădirii vechi avariate și menținerea ei în exploatare prin cheltuieli de întreținere sporite, inclusiv cele aferente salvării vieților omenești.

De asemenea, după [8], o clădire grav avariata trebuie demolată dacă valoarea rămasă a acesteia (scăzînd costul unei posibile demolări) este mai mică decît 50% din costul reconstrucției totale a clădirii.

e) În afară de considerentele de ordin tehnic și economic, mai pot exista și alte condiții care influențează decizia de remediere și consolidare, cum ar fi: necesități urgente de repunere în funcțiune a unor clădiri de interes general sau colectiv, care se poate face într-un timp mai scurt decât demolarea și reconstruirea unor clădiri noi pe același amplasament; considerente de ordin istoric, cultural, estetic sau urbanistic, care reclamă menținerea și consolidarea unor clădiri existente valoroase sub acest aspect; alte rațiuni de ordin politic sau strategic etc.

VIII.2.6. Elaborarea proiectului de remediere-consolidare

Elaborarea proiectului lucrărilor de remediere-consolidare a construcțiilor avariate de cutremur pleacă de la datele stabilite în cadrul expertizei tehnice, fiind de fapt o continuare directă și o dezvoltare a acesteia. În cazul când expertiza tehnică nu este completă și nu conține toate elementele menționate la paragraful VIII.2.4, proiectul lucrărilor de remediere-consolidare trebuie să le completeze. Sub acest aspect, se subliniază importanța analizei prin calcul a structurii construcției avariate, pe baza datelor reale stabilite în cadrul expertizei tehnice, ținând seama de starea structurii de rezistență și de caracteristicile efective ale materialelor și elementelor componente, pentru a putea determina solicitările care au produs deteriorarea structurii, cu clarificarea în detaliu a comportării acesteia la cutremur și mai ales cu stabilirea punctelor slabe de pornire a avariilor (care nu totdeauna coincid cu deteriorările vizibile) și cu localizarea zonelor slabe, care afectează siguranța structurii.

În acest mod, pe baza analizei prin calcul efectuată în cadrul expertizei tehnice sau dezvoltată în cadrul proiectului (inclusiv sub aspectul comportării la solicitări dinamice în stadiul postelastice, pentru construcții mai importante) se stabilesc și se proiectează lucrările de remediere și consolidare necesare, în primul rând pentru restabilirea, la starea inițială, a structurii de rezistență. Se menționează că elaborarea proiectului de remediere și consolidare, trebuie să cuprindă o evaluare cât mai corectă a capacității reale de rezistență a structurii la cutremur, eventualele rezerve de rezistență luate în considerare trebuind să fie certe.

În cazul când este propusă ridicarea nivelului de asigurare la cutremur prin consolidarea construcției, în afară de lucrările de remediere obișnuite, mai este necesar ca în cadrul proiectării să se stabilească modificările fundamentale ce pot fi aduse clădirii ca să capete o conformare antisismică adecvată, prin eliminarea unor situații necorespunzătoare, care au cauzat avaria (disimetrii, diferențe mari de

rigidități, puncte slabe etc.) și prin realizarea unui sistem rezistent la forțe laterale, cu asigurarea unei distribuții mai raționale a rigidităților și a solicitărilor (urmărind uniformitatea și simetria și atenuind efectul eventual de torsion) precum și cu menținerea ductilității la un nivel corespunzător. Atunci când lucrările de consolidare privind sporirea capacității de asigurare la cutremur nu se proiectează și nu se realizează odată cu cele de remediere propriu-zisă, ci într-o etapă ulterioară, este foarte important ca, la elaborarea proiectului pentru aceste lucrări, să se cunoască exact remediile reale făcute în prima urgență astfel ca noile lucrări să se poată proiecta în cunoștință reală de cauză.

VIII.2.7. Execuția lucrărilor de remediere-consolidare și atestarea lor

Executarea tuturor lucrărilor, atât a celor de remediere cât și a celor de consolidare privind ridicarea nivelului de asigurare la cutremur, trebuie să se facă cu deosebită atenție, respectându-se în mult mai mare măsură decât la lucrările obișnuite, toate prevederile de detaliu din proiecte, precum și toate regulile și prescripțiile tehnice. Aceste lucrări *necesită o manoperă calificată, o conducere și supraveghere tehnică competentă, precum și un control exigent, din afară, pe toate fazele de execuție și în special la operațiile și lucrările care devin ascunse* (lucrări de betoane, injectări de fisuri, eventuale lucrări speciale de pretensionare etc.) pentru care trebuie întoemite acte de constatare și certificate de calitate, elaborate de laboratoare oficiale.

De asemenea este necesară o atestare a eficacității lucrărilor de consolidare, în cazul unor construcții importante, la care s-au executat lucrări mai ample, care se face, de regulă, printr-o verificare a perioadei proprii de vibrație, imediat după darea în exploatare.

În continuare, se impune urmărirea și observarea cu multă atenție a comportării în timp a acestor construcții, făcându-se analizele și intervențiile necesare atunci când se constată anomalii de comportare sau un început de defecțiune.

VIII.3. Soluții principale de remediere și consolidare

VIII.3.1 Principii și obiective ale lucrărilor de remediere și consolidare

În stabilirea soluțiilor de remediere și consolidare a construcțiilor avariate de cutremur, trebuie avute în vedere o serie de principii de bază, comune mai multor tipuri de construcții, fiind necesar totodată să fie precizate obiecti-

vele ce trebuie atinse, ținând seama de modul în care o construcție reacționează la cutremur, iar o reacțiune satisfăcătoare la solicitări seismice înseamnă o certitudine acceptabilă că acea construcție nu se va prăbuși în caz de cutremur intens, dar că va suferi avarii a căror gravitate va fi proporțională cu intensitatea cutremurului [1].

O construcție avariată grav de un cutremur de pământ, putea să ajungă în această situație ca urmare a unor defecțiuni inițiale de concepție și execuție sau în urma acțiunii unor forțe seismice foarte mari, de natură să provoace avarii previzibile chiar și la o construcție bine concepută și corect executată. Între aceste două posibilități există o serie de cazuri intermediare și acestea constituie de fapt cazurile reale cele mai numeroase, a căror analiză permite stabilirea soluțiilor de remediere-consolidare satisfăcătoare, plecând de la principiul că aceste soluții trebuie să redea construcțiilor respective capacitatea de asigurare antisismică pe care au pierdut-o (în cazul cînd printr-o concepție și execuție adecvată au avut inițial această capacitate) sau să le confere o astfel de capacitate de asigurare, dacă nu au avut-o înainte de cutremur, sub aspectul rigidității spațiale, al ductilității și rezistenței.

Ca urmare, lucrările de remediere-consolidare după cutremur au ca obiect, înainte de toate, restabilirea rigidității spațiale și a aptitudinii anterioare a structurii de a absorbi energie printr-o ductilitate globală adecvată, și, uneori, chiar sporirea acestei aptitudini dacă ea nu a fost suficientă inițial, asigurând o redistribuire corespunzătoare a încărcărilor între elementele structurii consolidate. În acest sens este necesar, totodată, să se stabilească dacă avariile suferite de diferite elemente structurale au o importanță locală sau afectează siguranța globală a construcției, ținând seama de repartiția energiei pe care o absorb diferitele elemente ale lucrării respective. Deci, orice proiect de remediere-consolidare al unei construcții, trebuie să vizeze și restabilirea sau ameliorarea capacității de absorbție de energie și repartizarea procesului de disipare a energiei absorbite [1], trebuind să ia în considerare, concomitent, toate caracteristicile care condiționează asigurarea antisismică a construcției și care se corelează în mod reciproc și anume: rezistența, ductilitatea și rigiditatea. Orice modificare care afectează una sau alta din aceste caracteristici are repercusiuni asupra celorlalte. De exemplu, dacă se consolidează un stîlp al structurii de rezistență printr-o cămășuială de beton armat, acesta devine mai rigid și mai puțin ductil. În general, este mai simplu de a spori rezistența unui element structural sau a construcției în ansamblu, prin sporirea dimensiunilor elementelor sau adăugarea de noi elemente și este mult mai dificil de a spori capacitatea de deformație de ansamblu, respectiv de a îmbunătăți ductilitatea elementelor

constitutive ale lucrării. O analiză profundă, făcută în cadrul proiectului permite uneori să se modifice poziția articulațiilor plastice, prin măsuri adecvate în vederea sporirii capacității de asigurare antisismică (de exemplu la un cadru de beton armat, prin modificarea raportului dintre rigiditatea stîlpilor și a riglelor, articulațiile plastice pot fi mutate în rigle unde este mai avantajos din punct de vedere al comportării de ansamblu a unei structuri).

Urmărind, ca principal obiectiv, faptul de a evita comportarea necorespunzătoare a unei construcții consolidate în cazul unui nou cutremur, alegerea soluției de consolidare comportă analizarea mai multor probleme ca: evaluarea caracteristicilor fizico-mecanice și dinamice (rezistență, ductilitate, rigiditate) ale construcției și elementelor componente, înainte de cutremur, după cutremur sub influența avariilor produse și după consolidare, pe baza măsurilor de consolidare preconizate; interpretarea comportării structurii în timpul cutremurului, determinarea evoluției procesului postelastice și a modului de absorbție și disipare a energiei, în scopul determinării cauzelor avariilor și a înlăturării lor; evaluarea globală a capacității de asigurare antisismică, spre a putea detecta eventuale erori, în vederea reducerii unor noi avarii grave în cazul unui nou cutremur puternic și — în orice caz — a evitării prăbușirii.

VIII.3.2. Caracteristici generale ale lucrărilor de remediere și consolidare

În general lucrările de remediere și consolidare prezintă unele caracteristici care nu corespund celor ale lucrărilor obișnuite pentru executarea de construcții noi. Deși se utilizează, în majoritatea cazurilor, materiale și procedee folosite și în cazul lucrărilor curente, acestea necesită o serie de adaptări specifice fiecărui tip de construcție în parte, în funcție atât de situația concretă a avariilor acelei construcții, cât și de mijloacele disponibile. Soluțiile și metodele de remediere și consolidare depind de natura materialelor și de tipul structurii (zidărie portantă, cadre de beton armat sau diafragme de beton armat, structuri metalice etc.), de gradul avariei, de nivelul tehnicii de execuție, condiții economice etc. În elaborarea acestor soluții trebuie făcută distincție între consolidarea de ansamblu a structurii, în scopul asigurării rigidității spațiale la forțe laterale și consolidarea elementelor separate ale acestei structuri, pentru conferirea capacității portante necesare fiecăruia în parte.

a) *Consolidarea de ansamblu a structurii* este necesară atunci cînd — în urma cutremurului — a apărut o pierdere a rigidității spațiale într-o construcție, caracterizată prin avarii foarte grave sau distrugerii ale legăturilor între diferite părți și elemente ale structurii (de exemplu

noduri sau îmbinări între elementele verticale și orizontale, legături între elementele verticale ale structurii și fundații etc.) [8]. Această pierdere a rigidității spațiale a structurii este cauzată, în majoritatea cazurilor, fie de faptul că, inițial, construcția nu a avut o asigurare antisismică suficientă, fie de grave avarii sau defecte de execuție, în zonele de legătură (noduri, îmbinări etc.) dintre elemente, sau de modificări esențiale în perioada de exploatare (de exemplu suprimarea unor pereți etc.).

Asigurarea unei rigidități spațiale corespunzătoare la cutremur se realizează, de regulă, prin introducerea unor elemente de construcție suplimentare, cum sunt: centuri, tiranți, contravinturi, diafragme, susțineri verticale etc., legate de restul structurii prin dispoziții constructive adecvate (în funcție de natura structurii, materialele folosite și mărimea solicitărilor), precum și prin refacerea legăturilor distruse de cutremur între elementele existente. La adoptarea unor asemenea elemente suplimentare trebuie să se aibă în vedere ca, odată cu sporirea rigidității spațiale, să se asigure o redistribuire rațională a încărcărilor și ductilitatea de ansamblu a structurii să se mențină la un nivel acceptabil pentru a nu reduce capacitatea structurii de a absorbi și disipa energia indusă de seism. Este necesar ca barele întinse ale elementelor suplimentare să fie bine ancorate în structură, recomandându-se, totodată, pretensionarea lor controlată, cu ajutorul unor manșoane sau alte dispozitive, ținând seama și de pierderea de tensiune ce pot apărea. În unele cazuri asemenea elemente de construcție suplimentare au și rolul de susțineri locale a unor porțiuni de construcție deteriorate.

La elaborarea soluțiilor de consolidare de ansamblu a structurilor prin elemente de construcție suplimentare, trebuie să se ia în considerare faptul că schema statică a structurilor consolidate în acest mod se schimbă substanțial, putând apărea solicitări suplimentare în unele zone ale structurilor existente și de aceea trebuie acordată o atenție deosebită atât rezolvării detaliilor de legare a elementelor suplimentare de structura existentă, pentru evitarea fenomenelor defavorabile, cât și verificării elementelor vechii structuri la noile solicitări ce le revin [10]. Este de subliniat, de asemenea, necesitatea ca soluțiile și metodele de consolidare de ansamblu a structurilor să nu împiedice consolidarea elementelor de construcție ale acestora sau a legăturilor dintre ele.

— În cazul construcțiilor de beton armat, elementele de construcție suplimentare pentru sporirea rigidității spațiale a structurii constau, de regulă din diafragme verticale adiționale (pereți) din beton armat sau din zidărie armată (fig. VIII.1) sau contravinturi în cruce realizate din tiranți metalici, care formează diagonalele unei grinzi cu zăbrele aleătuită împreună cu stâlpii și grinzile structurii existente (fig.

VIII.2). Soluții de consolidare, folosind elemente de construcție suplimentare, au fost aplicate la o serie de structuri de beton armat pentru blocuri de locuințe sau alte construcții din București, avariate grav de cutremurul din 4 martie 1977, în diferite situații.

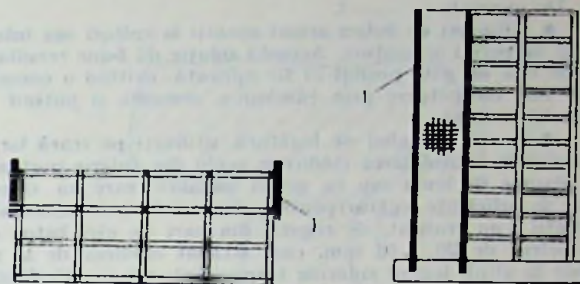


Fig. VIII.1. — Consolidarea structurilor de beton armat cu elemente suplimentare (diafragme adiționale); (după N. Ignatiev, Sofia [11]; 1 — diafragmă adițională.

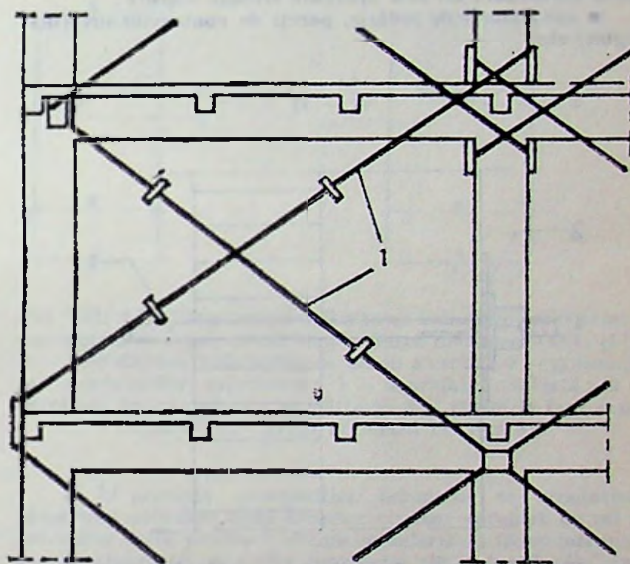


Fig. VIII.2. — Consolidarea structurilor de beton armat cu elemente suplimentare din tiranți metalici. (după N. Ignatiev, Sofia [11].

De exemplu :

- diafragme suplimentare de beton armat la nivelurile inferioare (subsol, parter) sub pereții de zidărie de la etaje, pentru descărcarea structurii (blocul din bd. Bălcescu 35);
- umplerea spațiilor dintre elementele cadrelor de beton armat cu zidărie armată („diafragme moi”), pentru rigidizarea structurii (blocul parter și 7 etaje din bd. Republicii nr. 51, hotel Union etc.);
- stâlpi suplimentari pentru susținerea unor bovindouri sau console deteriorate, rezemați pe fundații existente (imobilele din bd. Bălcescu 21, bd. Magheru 24 etc.);
- elemente metalice pentru susținerea unor acoperișuri de beton armat de deschidere mare (cupola de acoperiș peste aula Rectoratului Universității din București);
- elemente metalice pentru contravintuirea structurii de beton armat de susținere a cupolei Pavilionului principal al Expoziției EREN din Piața Sclteii;
- elemente de beton armat pentru preluarea sarcinilor din grinzile de podest ale unei scări rupte (bd. Bălcescu 24).

— În cazul clădirilor din zidărie portantă, mai ales la clădiri vechi și, în general, la clădiri cu asigurare seismică insuficientă (pereți de zidărie portantă fără stâlpișori sau centuri) consolidarea zidărilor respective s-a făcut prin introducerea unor elemente suplimentare din beton armat, metalice sau chiar din zidărie.

De exemplu :

- stâlpișori de beton armat așezați la colțuri sau intersecții de pereți și centuri. Această soluție dă bune rezultate ori de câte ori este posibil să fie aplicată, evitând o consolidare mai costisitoare prin cămășuire generală și putând fi aplicată și local ;

- tiranți metalici de legătură, utilizați pe scară largă mai ales la consolidarea clădirilor vechi din zidărie portantă cu planșee de lemn sau cu grinzi metalice, care nu dispuneau de suficiente legături pentru preluarea forțelor orizontale. Tiranții s-au realizat, de regulă, din bare de oțel beton cu diametrul de 20...40 mm, care străbat clădirea de la un capăt la altul, legând zidăriile transversale sau longitudinale, fiind prevăzuți la capete cu plăci de repartizare a presiunilor și piulițe de stringere (fig. VIII.3). Amplasarea tiranților se face, de regulă, orizontal, deasupra gurilor de uși și ferestre, dar ei pot avea și direcție verticală (în jurul gurilor) sau înclinată. În toate cazurile, elementele suplimentare metalice, folosite la consolidarea construcțiilor de zidărie și înglobate în masa zidăriei, trebuie protejate cu mortar de ciment contra coroziunii, iar cele aparente trebuie vopsite ;

- contraforți de zidărie, pereți de contravîntuire (diagramme) etc.

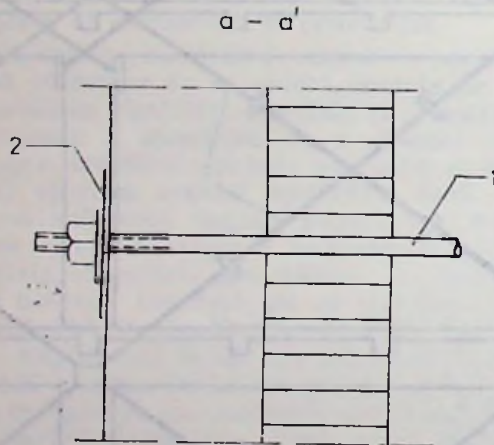


Fig. VIII.3. — Consolidarea zidărilor prin tiranți de legătură : 1 — tirant ; 2 — placă de ancorare.

— La construcțiile metalice, folosirea unor elemente suplimentare s-a făcut, de regulă, sub forma unor contravîntuiri din profile metalice, care pot fi legate foarte ușor prin sudură, de elementele structurii existente.

În toate cazurile, utilizarea unor elemente de construcție suplimentară ridică unele probleme mai delicate, privind intrarea efectivă în lucru a acestor elemente, ceea ce implică — așa cum s-a arătat mai înainte — descărcarea prealabilă a elementelor existente și rezemarea elementelor noi pe fundații existente tasate, sau luarea unor măsuri speciale de rezemare, în cazul unor fundații noi, pentru a reduce influența tasării lor.

Pentru refacerea legăturilor (noduri, îmbinări) între elementele structurii (de beton armat sau metal), care au fost distruse de cutremur, se utilizează, de regulă, elemente metalice ancorate în elementele existente și apoi sudate și înglobate în beton turnat sau — mai bine — torcretat.

În afară de folosirea elementelor de construcție suplimentare menționate, o sporire a asigurării antiseismice de ansamblu a construcțiilor avariate în măsură importantă de cutremur, se poate obține prin măsuri speciale care urmăresc realizarea unei simetrii dinamice, reducerea dimensiunilor construcțiilor, în plan și pe înălțime, eventuala separare a structurilor în tronsoane independente, prin crearea de noi rosturi, reducerea masei clădirii (în special a celor situate la înălțime) prin înlocuirea elementelor grele (de exemplu acoperișuri de beton armat), cu altele mai ușoare etc.

Astfel de măsuri de reducere a dimensiunilor în plan, s-au aplicat la consolidarea unor blocuri vechi de locuințe din București, grav avariate de cutremur, ca de ex. blocul Wilson, blocul Turist etc. (a se vedea fotografiile din cap. VI).

b) La remedierea și consolidarea diferitelor elemente existente ale structurilor avariate de cutremur, soluțiile aplicate diferă în funcție de natura structurilor, respectiv de materialele din care sînt alcătuite. Dar cu toate diferențele ce apar, există o serie de caracteristici comune, care permit o conturare mai rațională a soluțiilor, mai ales în ceea ce privește : delimitarea zonei de consolidat, delestarea structurii, pregătirea zonei de consolidat, alegerea materialelor, aspectul exterior în vederea asigurării unei calități corespunzătoare a lucrărilor de remediere și consolidare.

— Delimitarea zonei ce trebuie remediată sau consolidată a fiecărui element de construcție, trebuie bine marcată la fața locului și concretizată în volume clare prin suprafețe verticale și orizontale. Se vor evita muchiile vii, și toate intersecțiile trebuie să fie rotunjite sub forma unor segmente de cerc cu raze de 2...3 cm, ținindu-se seama de caracteristicile particulare ale fiecărui material de construcție. Astfel, în cazul suprafețelor superioare delimitînd elementele de beton ce urmează a fi remediate (consolidate) trebuie să se asigure o înclinare suficientă a acestor suprafețe, care să permită eliminarea bulelor de aer, cu ocazia rebetonării elementelor.

— Delestarea structurii este necesară în cazul consolidării elementelor puternic încărcate, prin eliminarea, în măsura posibilă, a tuturor încărcărilor permanente, utile sau excepționale, pentru a permite utilizarea deplină și eficientă a noilor secțiuni. În acest mod, cînd lucrarea va fi repusă în stare de funcționare și va fi aptă să-și capete încărcările, toate eforturile vor putea fi repartizate în maniera prevăzută și distribuite corect între secțiunile noi și cele vechi. În acest scop pot fi aplicate o serie de măsuri ca : îndepărtarea totală a încărcărilor existente, delestarea structurii cu ajutorul verinelor hidraulice, preîncărcarea elementelor noi, folosirea betonului precomprimat pentru modificarea eforturilor etc.

— Pregătirea zonei de remediat sau de consolidat constă în primul rînd în eliminarea sau corectarea unor defecte exterioare (îndepărtarea sau abaterca eventualelor infiltrații de apă, stabilizarea terenurilor înconjurătoare, sprijinirea punctelor slabe adiacente etc.), apoi în măsuririle propriu-zise de preparare în vederea remedierii și consolidării și anume : îndepărtarea porțiunilor deteriorate sau slabe din elementele

avariate, degajarea și curățirea armăturilor la structurile de beton și curățirea radicală a suprafețelor rămase pentru a asigura aderența cu materialul nou adăugat.

— Alegerea materialelor pentru lucrările de remediere și consolidare, ridică unele probleme care trebuie rezolvate cu grijă pentru a asigura conlucrarea materialelor din porțiunile noi cu cele din porțiunile vechi, respectiv deformarea lor în același mod sau foarte apropiat. Dacă între aceste materiale există diferențe în ceea ce privește caracteristicile mecanice, deformațiile, proprietățile termice, absorbția de umiditate sau caracteristicile electrice, sînt de așteptat degradări, iar durabilitatea lor va avea de suferit. Astfel, în cazul structurilor de beton, există tendința de a apare dislocarea materialelor, în cazul cînd se utilizează cimenturi diferite, agregate grele și ușoare, precum și în cazul cînd există diferențe mari de suprafețe și grosimi între secțiuni (și deci contracții diferite) sau cînd temperatura betonului nou, în momentul punerii în operă este foarte diferită față de aceea a betonului vechi.

— În ceea ce privește problema aspectului exterior al elementelor și structurilor consolidate, desigur că rezistența avînd prioritate, acestei probleme i se va acorda o deosebită atenție, dar fără a neglija exigențele estetice. De aceea, lucrările de remediere și consolidare trebuie făcute cu multă grijă, pentru a reduce la minimum posibil diferențele vizibile între porțiunile vechi și cele noi, ceea ce desigur depinde mai ales de calitatea mîinii de lucru și a materialelor utilizate (de exemplu, în cazul betonului, natura cofrajelor și a materialelor de ungere, felul produselor de tratare a betonului după turnare etc.).

VIII.3.3. Soluții și metode de remediere și consolidare pentru elemente de beton simplu

Cazul cel mai simplu și mai frecvent de remediere constă în refacerea unei porțiuni, dintr-un element masiv de beton, care a fost avariată. În primul rînd se procedează la îndepărtarea materialului dezagregat sau slăbit din zona afectată, apoi se trece la delimitarea volumului ce trebuie înlocuit prin tăieri verticale și orizontale (fig. VIII.4) [1]. Operația de delimitare cuprinde mai multe faze, printre care cele mai importante sînt: trasarea unor dreptunghiuri minimale care circumscriu avaria și spargerea betonului slăbit, pînă în betonul sănătos, pe o adîncime minimă de 10 cm; curățirea suprafețelor cu jet de nisip și finisarea lor prin rotunjirea muchiilor și amenajarea suprafețelor superioare cu pantă de 1/3.

În vederea refacerii porțiunii avariate, prin turnarea unui nou beton, lucrarea de remediere comportă, în continuare, următoarele operații principale: cofrarea porțiunii respective, confecționarea betonului cu compoziția stabilită, adoptarea măsurilor pentru asigurarea aderenței dintre betonul nou și cel vechi, betonarea propriu-zisă [1].

a) Cofrarea porțiunii ce urmează a fi rebetonată, trebuie realizată în mod etanș — pentru a evita pierderea laptei de ciment — și suficient de rigid, pentru a menține forma secțiunii, sub presiuni ale betonului de ordinul a 1,5 kgf/cm². În acest scop se pot folosi atât cofraje metalice, cit și de lemn, rigidizate corespunzător. Pentru asigurarea etanșeității se recomandă netezirea cu mortar de ciment a suprafeței betonului vechi în contact cu cofrajul, spre a elimina neregularitățile și montarea unei benzi de pîslă pe cofraj în porțiunea de contact cu elementul de beton. Cofrajul trebuie pre-

văzut cu orificii de control și curățire și cu un singur orificiu de umplere, pe o singură parte, suficient de mare pentru a permite turnarea betonului și introducerea pervibratorului; el trebuie amplasat astfel ca să asigure betonarea pînă la marginea superioară a zonei de betonat și să fie prevăzut cu un dop de lemn, în vederea exercitării unei presiuni cu ajutorul unui bulon de stringere (fig. VIII.5).

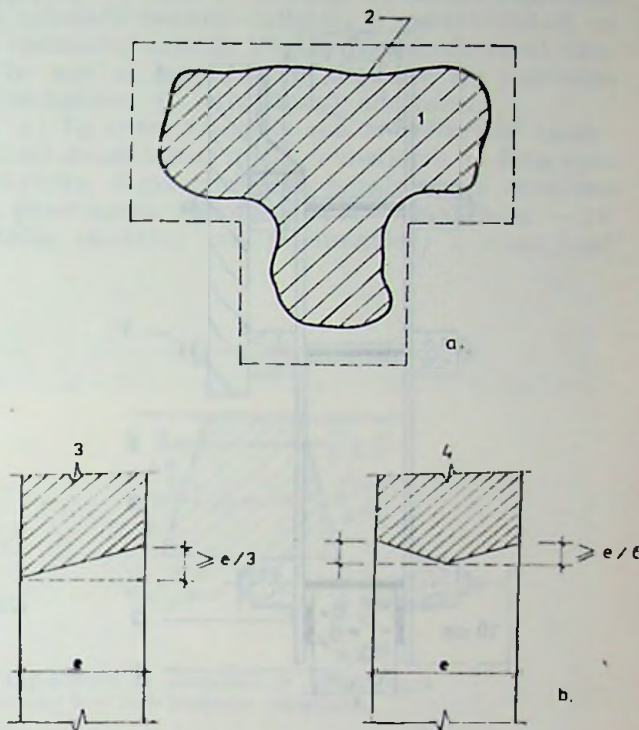


Fig. VIII.4. — Pregătirea și delimitarea volumului de reparat la un element de beton armat simplu (după document ONU [1]): a — Rectificarea volumului de beton avariât; b — Amenajarea suprafețelor superioare; 1 — suprafața avariată; 2 — marginea betonului care se sălărîmă; 3 — pantă la fața superioară; 4 — cazul betonării bilaterale.

b) În privința compoziției betonului se recomandă urmărirea utilizării unui amestec cit mai apropiat de cel al betonului vechi pentru a obține caracteristici fizico-mecanice asemănătoare (și mai ales contracție cit mai redusă), bineînțeles corectînd defectele principale ale betonului vechi dacă au fost constatate (dozaj insuficient de ciment, proporție necorectă de agregate fine etc.). O atenție deosebită trebuie dată dimensiunii maxime a agregatelor utilizate, care nu trebuie să depășească 1/5 din dimensiunea minimă a secțiunii zonei de betonat, precum și asigurării unei bune lucrabilități a betonului. În cazul unor cantități mici de beton — cazul cel mai frecvent — amestecarea manuală a betonului se va face cu deosebită grijă.

Se recomandă folosirea adaosurilor plastifiante precum și a celor expansive, pentru a compensa contracția inițială a betonului.

e) Pentru îmbunătățirea aderenței dintre betonul nou și cel vechi se pot aplica două metode: fie umezirea adecvată și controlată a betonului vechi, fie interpunerea unui strat ajutător special pe suprafața de contact dintre cele două betoane.

În prima metodă, aderența cea mai bună se obține atunci cînd betonul vechi poate fi adus într-o fază de contracție concomitentă cu faza de contracție inițială a betonului nou. Acest lucru se poate obține prin udarea intensă a betonului vechi timp de două sau trei zile înainte de turnarea betonului nou, apoi de a se opri udarea în preziua turnării și de a-l umezi ușor, din nou, cu puțin timp înainte de turnare.

Dacă se așteaptă momentul turnării pentru udarea betonului vechi, acesta se va afla în curs de umflare chiar în momentul când betonul nou începe a se contracta, reducând astfel aderența dintre ele.

În cea de-a doua metodă, stratul de aderență dintre cele două betoane poate fi format dintr-un mortar de ciment cu rășini sintetice sau chiar numai dintr-un strat de rășini epoxidice.

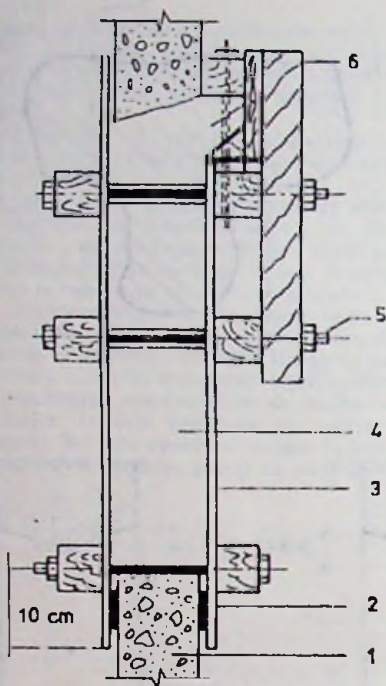


Fig. VIII.5. — Cofraj pentru rebetonarea unei zone avariate într-un element de beton simplu (după document ONU [1]): 1 — beton existent; 2 — bandă de plăci prinsă în cofraj; 3 — cofraj; 4 — beton nou; 5 — tensor de distanță; 6 — fantă de turnare și capac pentru producerea presiunii.

d) Betonarea porțiunii ce se consolidează începe prin turnarea unui strat de mortar de ciment de 1—1,5 cm grosime, cu dozaj de 1 : 3, de consistență semi-fluidă; în nici un caz nu se utilizează pasta de ciment pură. Turnarea betonului se face în straturi de maximum 20 cm grosime, compactate cu grijă, manual sau cu vibratoare de interior cu frecvență ridicată, ținând seama că betonul folosit trebuie să aibă o consistență plastic-virtuoasă (tasarea conului 4...6 cm). Dacă pentru straturile inferioare ale porțiunii betonate se poate folosi un beton mai plastic, în orice caz ultima porțiune trebuie turnată cu un beton mai virtuos, puternic compactat.

Pentru a asigura aderența cu suprafețele superioare ale betonului vechi se utilizează un adaos expansiv, în proporția necesară pentru a compensa contracția inițială a betonului nou. Tot în acest scop, înainte de a se face umplerea completă a cofrajului, se recomandă oprirea operației de betonare cu circa 20 cm sub suprafața de contact cu elementul vechi și lăsarea unui interval de timp de 1/2 oră pentru tasarea betonului turnat și separarea apei. După 24 ore se elimină surplusul de beton și se continuă tratarea (cura) betonului după turnare, prin menținerea umidității și temperaturii necesare pe durata stabilită în funcție de condițiile climatice și natura cimentului folosit.

În cazuri speciale remedierea și consolidarea elementelor de beton simplu pot necesita închideri de fisuri, armături de siguranță și procedee speciale de betonare, prin injectare sau torcretare, așa cum se utilizează și în cazul unor elemente de beton armat.

VIII.3.4. Soluții și metode de remediere și consolidare pentru elemente de beton armat

VIII.3.4.1. Aspecte generale. Soluțiile și metodele de remediere și consolidare aplicate în cazul elementelor de beton armat avariate de cutremur, variază în funcție de tipul elementului și de gradul și caracterul avariei, de capacitatea portantă și ductilitatea ce trebuie asigurată elementului, precum și de tehnica disponibilă de execuție. Desigur, trebuie să se țină seama și de condițiile economice. În general, la elementele structurilor de beton armat, avariile cele mai frecvent întâlnite, care necesită remedieri și consolidări, sînt următoarele:

— *fisuri adînci*, de deschidere și amploare limitată;

— *avarii locale*, constînd în fisuri pătrunse de deschidere mare sau crăpături cu dislocarea și ruperea betonului, de regulă în zone cu defecte de execuție, inclusiv în adîncime, dar fără a fi extinse pe suprafețe mari;

— *avarii mari și foarte mari, extinse*, constînd din crăpături și ruperi ale secțiunii de beton (mai ales pe direcții oblice), ca dislocări ale acestuia, flambări de armături, deplasări etc.

Aceste avarii pot fi întâlnite la toate elementele structurii de beton armat ale construcțiilor ca: stâlpi, grinzi, diafragme, planșee, scări etc.

În funcție de tipul elementului și natura avariei, soluțiile cele mai curente de remediere-consolidare, la structurile de beton armat pot fi:

— În cazul *fisurilor sau a crăpăturilor mai mici*, remedierea majorității elementelor constă din *injectarea*, de regulă cu *rășini epoxidice*, capabile să redă betonului continuitatea structurală, datorită bunei lor aderențe cu betonul.

— *Avariile locale* se remediază prin *rebetonarea zonelor avariate*, eventual cu unele *manșonări locale* (în cazul stîlpilor).

— În cazul *avarilor mari și extinse*, pe lângă injectări, se execută, de regulă, *consolidări prin cămășuire cu beton armat și metal*, deosebi la *stâlpi* și mai rar la grinzi.

— În cazul *grinzilor*, se poate aplica și soluția de *consolidare prin placare de suprafață*.

— La *diafragmele de beton armat*, pe lângă *injectarea fisurilor* (soluția cea mai larg aplicată) sau *rebetonări locale*, se aplică soluții de consolidare mai radicale prin *cămășuire de beton armat*, precum și unele soluții speciale de

ranforsări de suprafață prin torcretare sau placare. La buiandrugii diaframelor, în funcție de gravitatea avariei, remedierea se efectuează prin injectare (cazul fisurilor ușoare), prin rebetonare (cazul unor fisuri și crăpături generalizate) sau manșonare (mai rar).

— În cazul *planșelor* se utilizează, în afară de injectări, și *rebetonări locale sau supra-betonări*.

— La *scări de beton armat* se efectuează, de regulă, rebetonări locale și — mai rar — torcretări sau introducerea unor elemente suplimentare de susținere.

— În anumite cazuri mai particulare pot fi utilizate și *procedee speciale de ranforsări locale* (placare cu materiale speciale) sau *de betonare* (injectare sub presiune etc.).

VIII.3.4.2. Remedierea fisurilor și crăpăturilor. Remedierea fisurilor sau a crăpăturilor mici în elementele de beton armat avariate de cutremur urmărește în general restabilirea continuității betonului printr-un material având o bună aderență cu betonul existent și închiderea îngrijită a fisurii sau crăpăturii la suprafață, astfel încât elementul de beton remediat să prezinte aceeași calitate și caracteristici ca și elementul inițial. Modul de remediere al fisurilor sau al crăpăturilor depinde de mărimea (deschiderea și adâncimea) acestora.

a) În cazul *fisurilor sau crăpăturilor superficiale* de adâncime mică, remedierea se face prin obturare, după curățirea prealabilă a acestora și practicarea (manuală sau — mai bine — cu unelte electrice sau pneumatice) a unui șanț

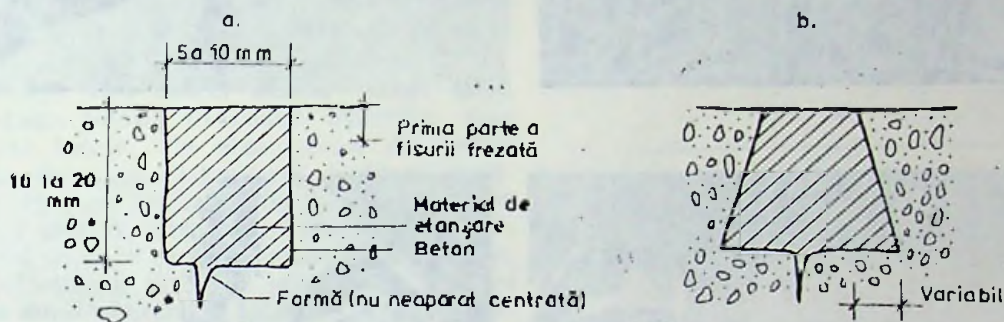


Fig. VIII. 6. — Obturarea fisurilor și crăpăturilor superficiale la elemente de beton (după document ONU [1]): a — Sub presiune exterioară; b — Sub presiune interioară.

În general, la executarea lucrărilor de remediere-consolidare a elementelor de beton armat, trebuie respectate aceleași reguli de pregătire și realizare, ca și în cazul elementelor de beton simplu, mai ales în ceea ce privește asigurarea aderenței betonului nou cu cel vechi, în plus luându-se anumite măsuri suplimentare specifice betonului armat, în ce privește armarea, fie prin simpla restaurare a armăturilor existente, fie și prin adăugarea unor armături suplimentare (în special etrieri). În toate cazurile măsurile referitoare la armare trebuie să urmărească îndeplinirea unei serii de condiții. Astfel, armăturile vechi trebuie să fie curate, drepte și dispuse corect în secțiune (dacă acest lucru nu se poate realiza, este mai bine ca ele să fie tăiate și înlocuite cu armături noi); armăturile noi de înlocuire sau de suplimentare trebuie sudate, de regulă, de cele vechi, respectând lungimile de petrecere prescrite; amplasarea și gruparea armăturilor noi și vechi trebuie să respecte distanțele minime între bare, pentru a permite turnarea și compactarea lesnicioasă a betonului și să evite pericolul de fisurare a betonului (în cazul aglomerării sau distanțării, cu mari diferențe, între anumite zone ale volumului de betonat) sau de acoperire insuficientă cu beton de protecție.

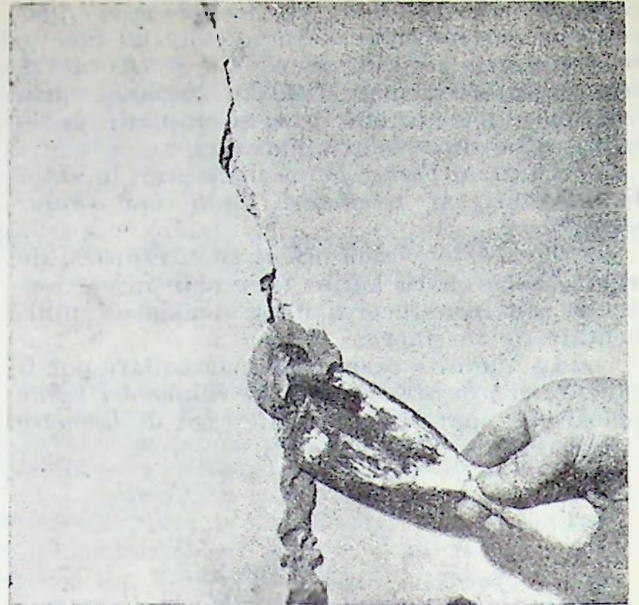
în formă de „V” sau de secțiune rectangulară, având o adâncime de minimum 10...20 mm și o lățime de circa 1/2 din adâncime (fig. VIII. 6). Operația de obturare se face cu mortare sau amestecuri speciale fără contracție (mortare de ciment cu adaosuri expansive, mortare de ciment cu adaosuri de rășini sintetice etc.), respectând măsurile indicate pentru lucrările de remediere a elementelor de beton (curățirea suprafețelor, umezirea prealabilă controlată, protejarea ulterioară etc.). Pentru crăpături mai adânci, se recomandă de asemenea, obturarea prin matare cu mortar vârtos din ciment și nisip fin (1 : 2,5...1 : 3), cu mortar de rășini epoxidice, fibre de asbest și nisip silicios (1 : 0,5 : 3,5), sau injectare cu amestecuri fluide de ciment.

b) Cazul cel mai curent de remediere a fisurilor îl reprezintă *fisurile adânci cu deschidere de 0,3...5 mm* (cele mai frecvente), la care se folosește *procedeele injectării cu rășini epoxidice*. Acest procedeu se aplică în condițiile în care nu este distrusă aderența dintre beton și armătură, umplerea fisurilor având rolul de a restabili continuitatea betonului.

Procedeele a fost aplicat pe scară largă pentru remedierea elementelor de beton armat avariate de cutremurul din 4 martie 1977, pe



a



b



c



d

Fig. VIII.7. — Injectarea fisurilor din elementele de beton armat, cu rășini epoxidice : a — Executarea orificiilor de injectare pe traseul fisurilor ; b — Fixarea stuțurilor de PVC în orificiile executate ; c — Astuparea fisurii cu chit epoxidic ; d — Efectuarea injectării rășinii epoxidice cu un pistol cu aer comprimat, introdus în stuț.

baza instrucțiunilor tehnice elaborate de INCERC (C. 183—77) folosind rășina epoxidică indigenă DINOX 10L (fig. VIII.7).

Modul de folosire a rășinilor epoxidice depinde mai ales de fluiditatea lor, de viteza de reacție și de rigiditatea lor. Tehnologia de injectare prevede o curățire a suprafeței fisurate, practicarea unor orificii de injectare și aplicarea amestecului proaspăt preparat de rășină și întăritor, cu ajutorul unui pistol cu aer comprimat sau a unei pompe manuale de injectare.

În general, o injectare corectă, folosind materiale, o tehnică adecvată și un control riguros, trebuie să permită restaurarea elementelor fisurate de beton armat, aducându-le la caracteristicile inițiale, dacă armătura nu a fost afectată (respectiv nu s-a deranjat aderența cu betonul și nu s-a depășit limita de curgere). În acest sens trebuie urmărită realizarea întocmai a condițiilor absolut necesare pentru asigurarea calității lucrărilor de injectare (o dozare mai precisă a amestecului de injectare, o res-

pectare strictă a tehnologiei prescrise și un control foarte sever al umplerii fisurilor, mai ales în prima fază de formare a muncitorilor). Specialiștii americani care ne-au vizitat țara după cutremur au subliniat și ei necesitatea respectării acestor condiții și au apreciat pozitiv rezultatele încercărilor de verificare făcute la INCERC, asupra unor elemente de beton armat fisurate și remediate prin această metodă [1.1]. Totodată ei au recomandat îmbunătățirea acestui procedeu de remediere prin folosirea unei rășini cu vâscozitate mai redusă (rășina epoxidică americană are o vâscozitate de 4 ori mai mică decât cea românească, permițând injectarea de fisuri având deschiderea de 0,05 mm și poate fi utilizată la temperaturi până la 0°C), a unui echipament automat pentru amestec și injectare cu doze preambalate, precum și un control prin carotare mai frecventă (cel puțin o carotă pentru fiecare echipă și zi de lucru).

VIII.3.4.3. Rebetonări locale. Acest mod de remediere folosit în cazul avariilor mai adânci, dar locale, ale elementelor de beton armat (de exemplu distrugerea secțiunii comprimate), la care nu se pune problema unor consolidări prin sporirea secțiunilor, se realizează la fel ca și în cazul elementelor de beton simplu, efectuând în plus recondiționarea și eventuala suplimentare a armăturilor, cu următoarele faze principale: sprijinirea și delestarea elementului, înlăturarea porțiunii avariate (cu curățirea și rectificarea suprafețelor), îndreptarea și completarea armăturilor și în special a etrierilor, curățirea zonei și umezirea betonului vechi, cofrarea și betonarea, tratarea după turnare, decofrarea.

În fig. VIII.8 se arată modul de remediere prin rebetonare locală a unui stâlp, a unei grinzi și a unei diafragme de beton armat.

VIII.3.4.4. Cămășuirea elementelor de beton armat. Această soluție de consolidare aplicată în cazul avariilor mai grave are scopul de a refăce și a spori capacitatea portantă a elementelor distruse și constă în înconjurarea parțială (pe una sau două fețe) sau completă (pe toate fețele) a elementului de beton armat avariât, cu un înveliș (cămășuială) din beton armat realizat, în majoritatea cazurilor, prin turnare într-un cofraj, după pregătirea suprafețelor, injectarea eventualelor fisuri și umezirea prealabilă a betonului vechi, refacerea și completarea armăturii. O atenție specială trebuie acordată unei bune proporționări a cămășuirii de beton armat atât la nivelul elementelor (grosime, înălțime etc.), cât și pe ansamblul structurii, pentru a asigura o ductilitate finală favorabilă și a evita o rupere casantă ce s-ar putea produce în cazul unor discontinuități flagrante de rigiditate.

Cămășuirea se mai poate realiza uneori și cu profile metalice, înglobate ulterior într-un strat de mortar de ciment, pentru protecție, care pre-

zintă avantajul unor secțiuni mai reduse, ce nu afectează prea mult rigiditatea elementelor, dar în schimb cer o precizie mai mare de execuție.

Pentru efectuarea consolidării prin cămășuire, după cutremurul din 4 martie 1977 s-au elaborat „Indicații privind consolidarea structurilor de beton armat avariate” difuzate de Institutul Central de cercetare, proiectare și di-

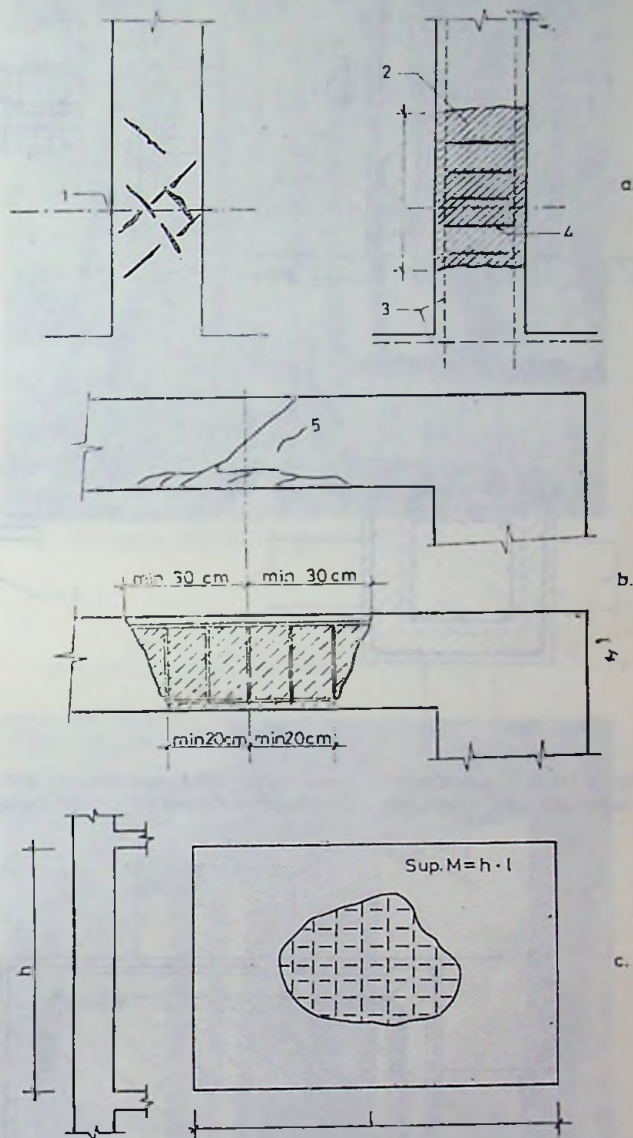


Fig. VIII.8. — Remedierea prin rebetonare locală a elementelor de beton armat avariate (după document ONU [1]): a — Rebetonarea locală a unui stâlp; b — Rebetonarea locală a unei grinzi; c — Rebetonarea locală a unei diafragme; 1 — centrul de greutate al avariei; 2 — beton precompact; 3 — armături existente; 4 — armături de ranforsare; 5 — fisuri.

rectivare în construcții — ICCPDC — în martie 1977. Soluțiile de cămășuire se pot aplica la majoritatea elementelor structurii de rezistență: stâlpi, grinzi, diafragme, dar aplicarea cea mai frecventă s-a făcut în cazul stâlpilor. În cazul diaframelor de beton armat, cămășuirea

se realizează de regulă prin torcretare. Cămășuirea este cunoscută de mult timp, fiind aplicată cu bune rezultate și după cutremurul din 10 noiembrie 1940, îndeosebi în cazul stîlpilor, precum și la unele grinzi.

În figurile VIII.9 și VIII.10 se prezintă detalii de alcătuire a cămășuicii elementelor, conform indicațiilor menționate, care au fost aplicate la consolidarea unor structuri de beton armat avariate la recentul cutremur (fig. VIII. 11, VIII.12, VIII.13, VIII.14).

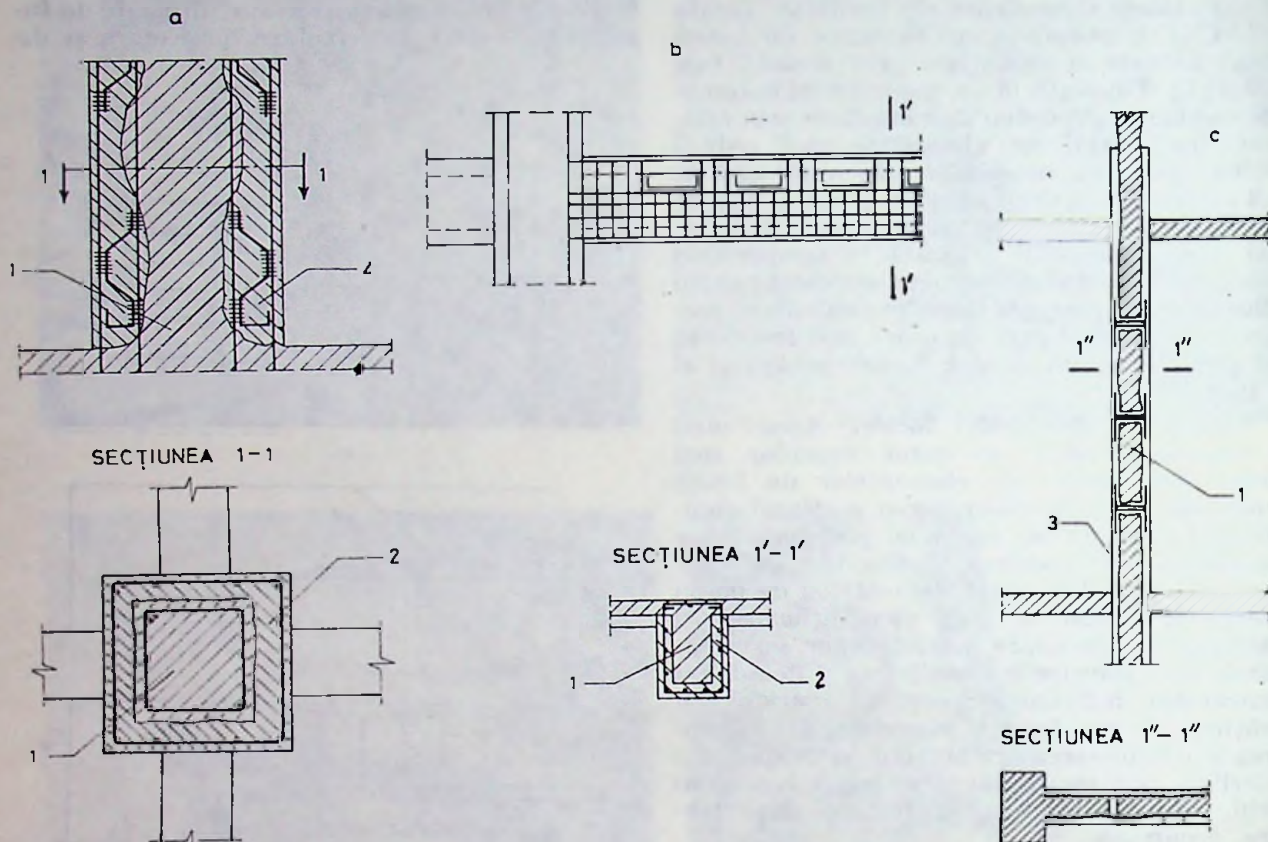


Fig. VIII.9. — Cămășuirea elementelor de beton armat; a — Cămășuirea unui stîlp; b — Cămășuirea unei grinzi; c — Cămășuirea unei diafragme; 1 — beton existent; 2 — cămășuială; 3 — beton torcretat armat cu plasă \varnothing 6 mm la 10 cm.

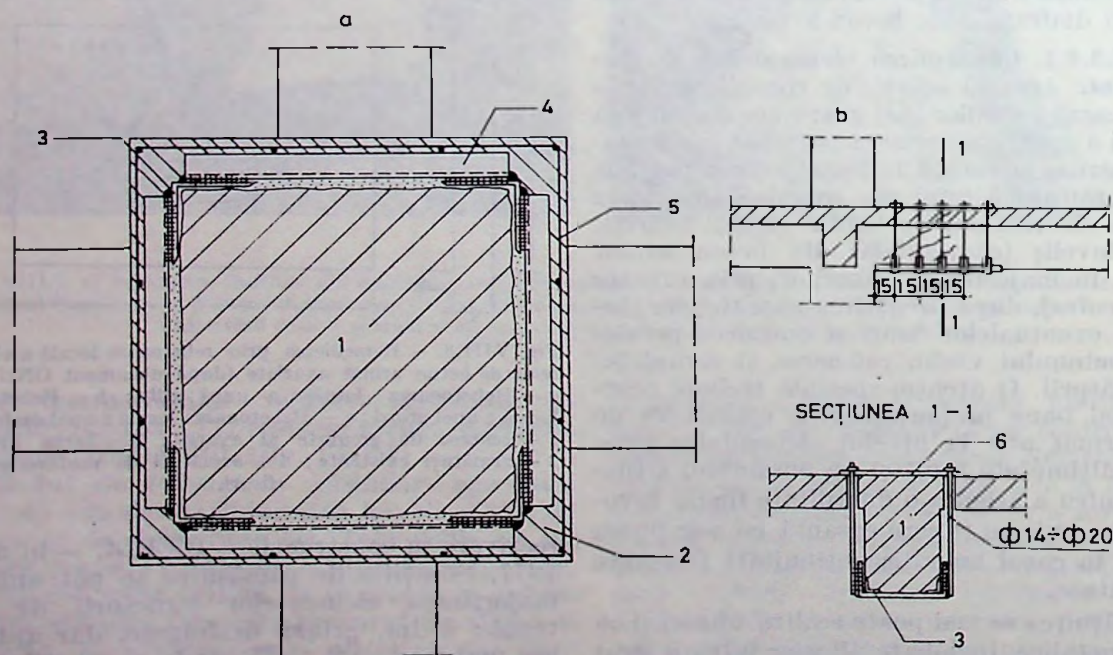
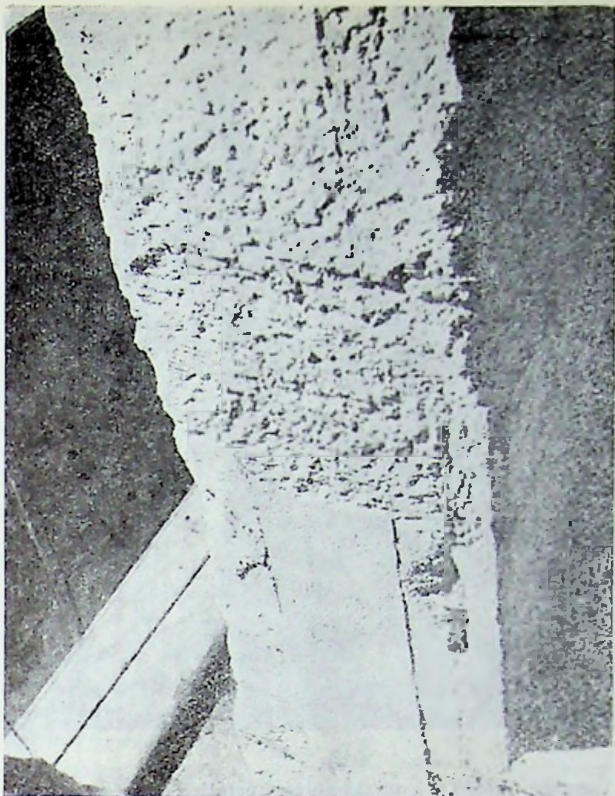
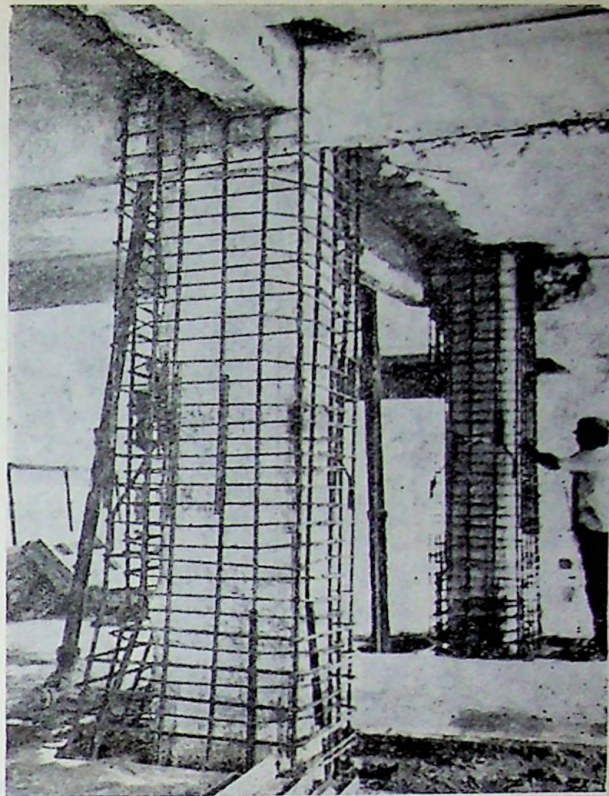


Fig. VIII.10. — Cămășuirea elementelor de beton armat cu profile metalice: a — Cămășuirea unui stîlp; b — Cămășuirea unei grinzi; 1 — beton existent; 2 — beton de cămășuială (protecție); 3 — cornier; 4 — profil I; 5 — etrieri \varnothing 6 mm; 6 — platbandă.



a



b

c

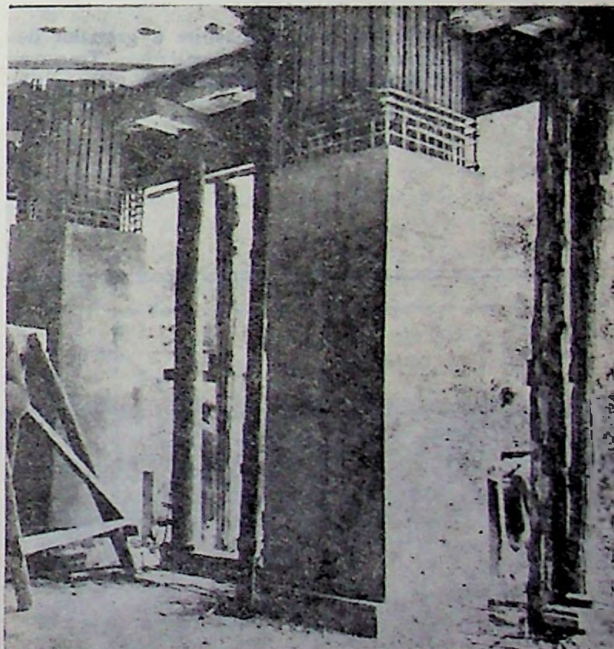
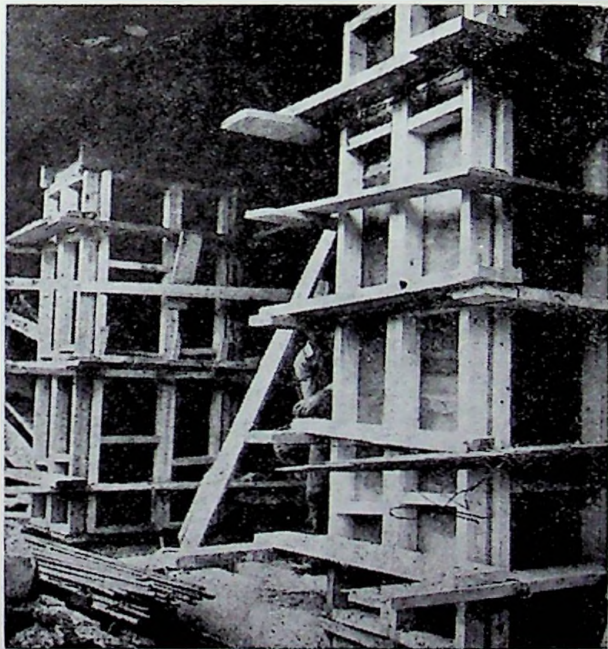
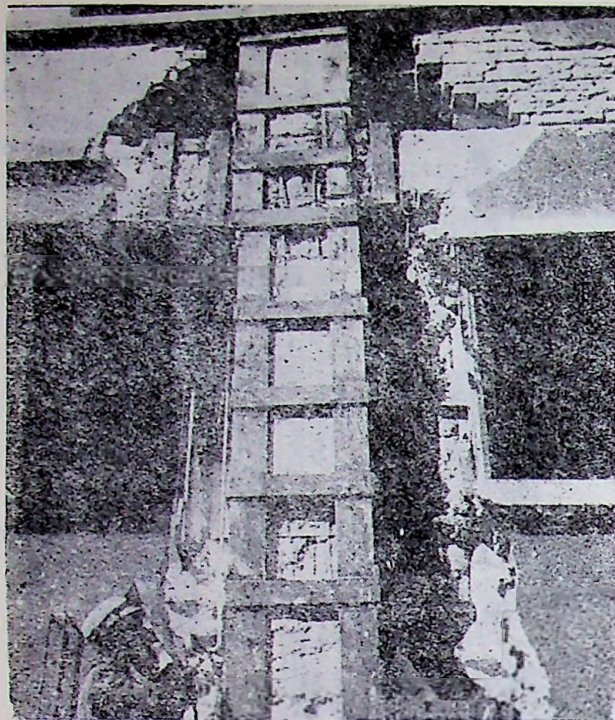
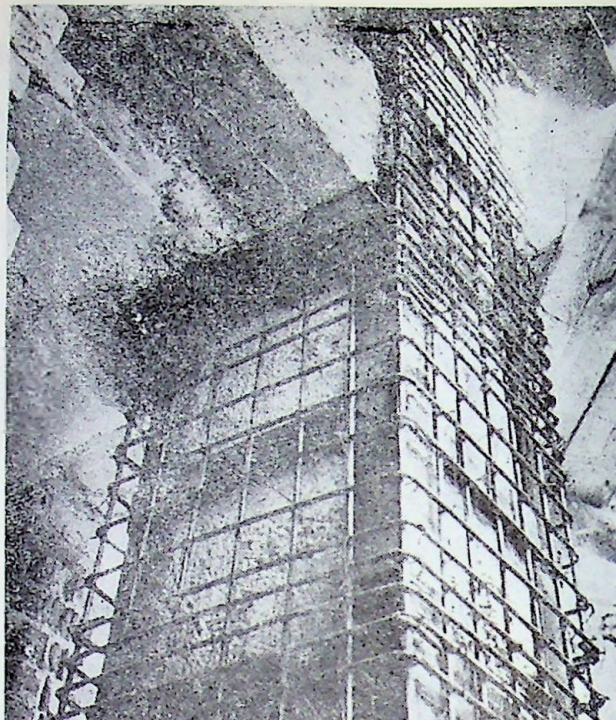


Fig. VIII.11. — Consolidarea prin cămășuire a stîlpilor de beton armat : *a* — Prelucrarea prin spițuire a suprafeței betonului vechi pentru asigurarea aderenței cu betonul cămășuilei ; *b* — Armarul cămășuilei stîlpilor ; *c* — Cofrarea stîlpilor pentru turnarea betonului de cămășulă ; *d* — Cămășulă de beton armat la stîlpi, executată parțial.



a

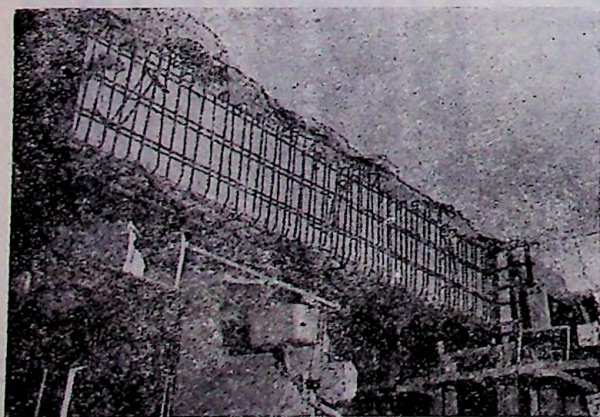


b

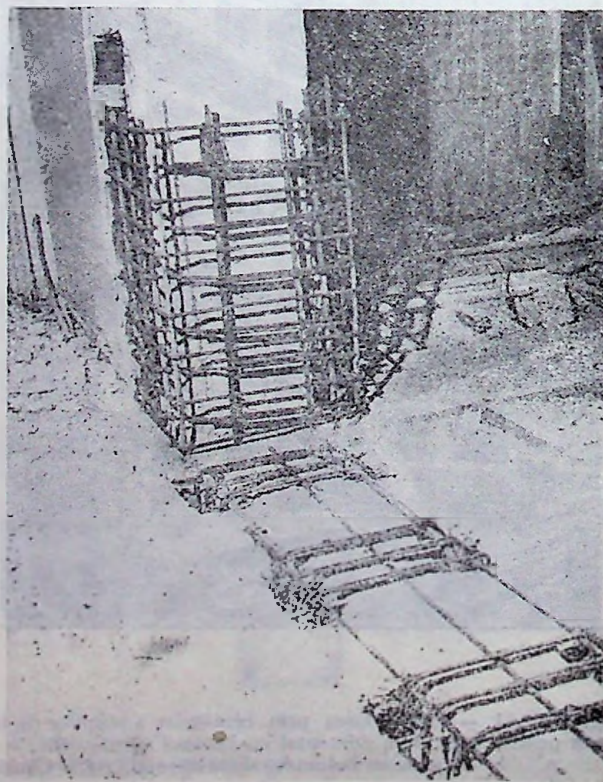
Fig. VIII.12. — Consolidarea prin cămășuire cu piese metalice (armare rigidă) sau mixtă (piese metalice și beton armat) a stîlpilor de beton armat : *a* — Cămășuire prin armare rigidă ; *b* — Cămășuire mixtă.

Fig. VIII.13. — Consolidare prin cămășuire a grinzilor de beton armat : *a* — Armarea cămășuiei grinzii ; *b* — Trecerea etrierilor cămășuiei prin găuri făcute în placa planșeului.

a



b



Cu privire la aplicarea soluțiilor de consolidare prin cămășuire, se ridică unele probleme care au rezultat în parte, chiar din experiența recentului cutremur din țara noastră, dintre care cele mai importante sînt următoarele:

a) Indicațiile de consolidare elaborate recomandă descărcarea prealabilă a elementelor verticale, înainte de consolidare, astfel că după întărirea betonului din cămășuială și îndepărtarea sprijinirilor, cămășuiala să intre sub sarcină. Această recomandare destul de pretențioasă și dificil de realizat, nu s-a urmărit în mod special, astfel că nu a fost aplicată decît foarte rar (exemplu imobilul din București str. Brezoianu 9), considerîndu-se că încărcarea cămășuiclii se realizează parțial, numai prin îndepărtarea sprijinirilor obișnuite — fără alte măsuri —, refacerea pereților și aplicarea încărcărilor utile. Problema comportă cercetări în continuare pentru elucidarea fenomenelor reale, prin determinări atente ale mărimii încărcărilor și măsurări ale deformațiilor și pentru găsirea unor procedee simple și eficiente pentru cazurile curente mai frecvente. În general însă la lucrări de consolidare mai importante, pentru a asigura o eficacitate maximă a acestora, nu se poate renunța la descăr-

carea prealabilă a elementelor ce se consolidează, fără a se demonstra prin determinări experimentale că această condiție nu este necesară.

b) Legătura dintre elementele existente și elementele noi ale consolidării s-a prevăzut a fi realizată prin diferite mijloace speciale (sudarea armăturilor suplimentare din zona de consolidare de cele existente, cercuirea elementelor cu etrieri închiși sudați, eventuale bolțuri metalice împușcate cu pistolul în betonul vechi sau alte soluții).

Astfel, la hotelul Athénée Palace, pentru legarea elementelor noi de beton armat, de cele vechi, în condițiile transmiterii unor eforturi interioare complexe, proiectantul (Institutul de cercetări și proiectări pentru materiale de construcții — ICPMC) a folosit un procedeu nou denumit „Rotaset”, pus la punct în cadrul Concernului ICI din Anglia, care constă din autoancorarea prin intermediul unui mortar special din polimeri, a unor conectori sau bolțuri (bare filetate) de oțel în găuri forate în prealabil în betonul vechi. Mortarul din polimeri rezultă din amestecarea, în timpul introducerii barelor de oțel, a componentilor (rășină poliesterică, filler și agent întăritor) dozați și livrați într-o capsulă specială, care este introdusă în gaura forată și apoi perforată prin învîrtirea bolțurilor, provocînd amestecarea componentilor și apoi întărirea în timp foarte scurt a mortarului rezultat (fig. VIII. 15). În cazul consolidării de la hotelul

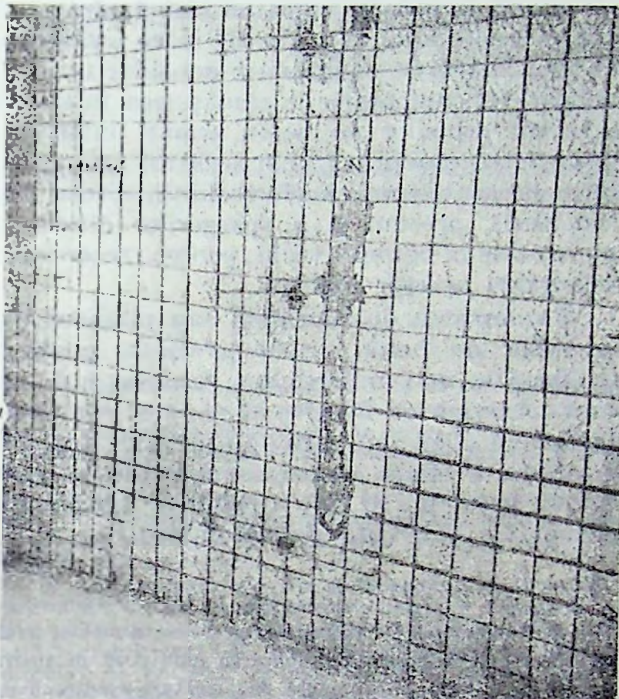


Fig. VIII.14. — Cămășuirea prin torcretare a diaframelor de beton armat avariate de cutremur: a — Diafragmă pregătită pentru torcretare, cu armătura montată; b — Efectuarea torcretării.

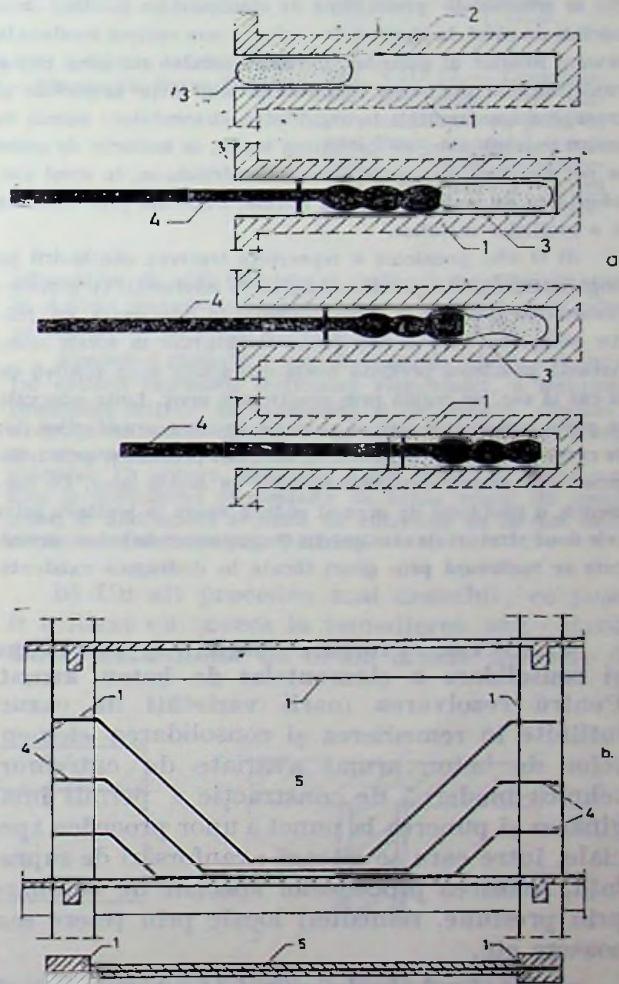


Fig. VIII.15. — Procedee speciale folosite la consolidarea structurii de beton armat la Hotelul Athénée Palace: a — Principiul procedeeului Rotaset pentru asigurarea legăturii dintre betonul nou și betonul vechi; b — Dispoziția de ansamblu a consolidării; 1 — beton existent; 2 — gaură forată în betonul existent; 3 — capsulă cu materiale din polimeri; 4 — bară de oțel; 5 — element nou (diafragmă) de beton armat pentru consolidare.

Athénée Palace, s-au utilizat bare de oțel PC 52 de 18 mm diametru, în lungime de 1,20 m, din care o porțiune de 35... 40 cm a fost introdusă în gaura forată; soluția a dat bune rezultate, fiind ușor de aplicat și sigură, încercările efectuate la Institutul de construcții București, punind în evidență o forță de smulgere de 12—14 tf, pentru o bară ancorată cu procedeul menționat. În majoritatea cazurilor însă, nu au fost utilizate mijloace speciale de legătură, conținându-se pe faptul că, de regulă, betonul din stratul elementului nou de consolidare (cămășuială etc.) realizează o aderență suficientă cu betonul vechi din elementul existent, dacă suprafața acestuia este bine curățată și crestată.

c) O problemă importantă o constituie stabilirea zonei pe care se face cămășuirea și grosimea acesteia. În general se recomandă conceperea cămășuirii în așa fel încât să nu conducă la o sporire excesivă a rigidității elementelor cămășuite, în raport cu celelalte elemente care rămân cu secțiunile inițiale. În acest scop este indicat ca la elementele verticale (stâlpi, diafragme) numărul acestora și grosimea cămășuicii să scadă progresiv pe înălțime, de la nivel la nivel, spre etajele superioare, depășind însă cu un nivel zona degradată. Nu se recomandă proiectarea de cămășuiri pe înălțimi mai mici de un nivel, la elementele verticale, sau oprirea acestora la nivelul inferior al grinzilor, deoarece acestea nu aduc nici o contribuție la preluarea momentelor din forțe orizontale și creează discontinuități în rigiditatea elementelor; numai în cazuri excepționale, de defecțiuni locale, la nodurile de cadre se pot practica manșonări locale, urmărindu-se, în acest caz, adoptarea de secțiuni cât mai reduse, eventual prin folosirea și a profilelor metalice.

d) O altă problemă o reprezintă trecerea cămășuirii pe lângă intersecții (cămășuirea stâlpilor la intersecția cu grinzile; cămășuirea grinzilor și a diaframelor la intersecția cu plăcile planșelor etc.) și dispunerea armăturilor în aceste zone. Această problemă prezintă unele dificultăți și se rezolvă de la caz la caz, de regulă prin practicarea unor fante adecvate în placa planșeului, care să permită trecerea armăturilor (iar în cazul grinzilor și turnarea betonului), precum și prin utilizarea unor etrieri de formă specială în aceste zone. De asemenea, o problemă de aceeași natură apare la legătura între cele două straturi ale cămășuicii diaframelor de beton armat, care se realizează prin găuri făcute în diafragma existentă.

VIII.3.4.5. Procedeuri speciale de remediere și consolidare a elementelor de beton armat. Pentru rezolvarea marii varietăți de cazuri întâlnite în remedierea și consolidarea elementelor de beton armat avariate de cutremur, tehnica modernă de construcție a permis imaginarea și punerea la punct a unor procedee speciale, între care se citează: ranforsări de suprafață, folosirea procedeelor speciale de betonare prin presiune, remedieri locale prin țesere sau coasere etc.

a) *Ranforsările de suprafață* au ca scop să asigure remedierea și consolidarea elementelor structurale de beton armat, la care avarierea nu a produs distrugerii (ruperi) mari în adâncime a secțiunii de beton, ci — în general — numai fisuri, sau la elementele de suprafață mare și grosime relativ mică, cu avarii răspân-

dite pe o întindere mai mare. Acest mod de consolidare constă în aplicarea exterioară pe suprafețele elementelor respective a unor noi elemente de secțiuni reduse, din diferite materiale (un fel de placare) care se substituie secțiunilor avariate ale elementelor inițiale, preluând parțial rolul acestora în suportarea încărcărilor și solicitărilor aferente, practic fără a înlătura porțiunile avariate ale acestor elemente.

În realizarea eficacității acestui mod de consolidare este important să se asigure, pe cât posibil, compatibilitatea deformațiilor dintre materialele noi utilizate pentru placare și betonul existent și totodată să se utilizeze secțiuni de grosime mică pentru a conserva ductilitatea structurii, în aceasta constând principalul avantaj al procedurii [1]. Un alt mare avantaj al acestui sistem de consolidare constă în ușurința aplicării, în comparație cu cămășuirea, în special în cazul grinzilor de beton armat, înlăturând necesitatea practicării unor legături complicate între elementele noi și cele vechi (în special prin armături), precum și a spargerilor dificile și numeroase în betonul vechi, pentru trecerea sau asigurarea acestor legături.

Ranforsarea de suprafață sau placarea elementelor de beton armat avariate, poate fi realizată în mai multe feluri, în funcție de natura materialelor folosite și anume: cu beton armat, cu plăci sau bare de oțel și cu țesătură din fibre de sticlă. Oricare ar fi procedeul aplicat, în prealabil se face injectarea fisurilor din elementele existente de beton armat.

— Ranforsarea de suprafață cu beton armat se realizează cel mai frecvent prin aplicarea unui strat de mortar (beton) torcretat peste o plasă de armătură subțire fixată pe suprafața elementului de beton. Acest procedeu cunoscut de mulți ani și-a găsit o largă aplicare în efectuarea lucrărilor de consolidare în toate țările, folosind o tehnologie bine pusă la punct, deși pretențioasă. În special este necesar să se acorde o grijă deosebită următoarelor aspecte: pregătirea suprafeței betonului vechi, compoziția amestecului folosit (prin folosirea unor aditivi care să îmbunătățească aderența, să accelereze întărirea și să reducă contracția), modul de punere în operă, precum și tratarea ulterioară (pentru a evita pierderea rapidă a apei și fisurarea).

— Un alt procedeu de ranforsare de suprafață cu beton armat aplicat pe scară mai redusă, în cazul grinzilor care au suferit avarii din forță laterală în special, constă în turnarea în cofraje a unui strat de beton de grosime mică (5... 6 cm) pe cele două fețe laterale ale grinzii, după ce în prealabil s-a aplicat prin pensulare un strat de amorsă din chit epoxidic și s-a montat armătura din plase speciale sudate. Betonul trebuie turnat în cel mult 30 minute după amorsare pentru a se asigura realizarea aderenței cu betonul vechi, prin stratul de amorsaj. O astfel de ranforsare s-a aplicat la consolidarea Imobilului din București, bd. Dacia nr. 58 (fig. VIII.16).

— Ranforsarea cu plăci de oțel se realizează prin lipirea pe suprafața exterioară a elementelor de beton armat ce trebuie consolidate, a unor plăci de oțel, de secțiune convenabilă (determinată prin calcul, în vederea preluării solicitărilor de întindere din încovoiere și mai ales din forță tăietoare); lipirea se face cu ajutorul unui strat de 1...2 mm de rășină epoxidică (fig. VIII. 17). Plăcile trebuie acoperite la exterior cu o protecție anticorozivă. Procedul a fost aplicat de către Trustul „Carpați”, la consolidarea după cutremur a unor planșee de beton armat fisurate pe reazeme, la clădirea Maril Adunări Naționale.

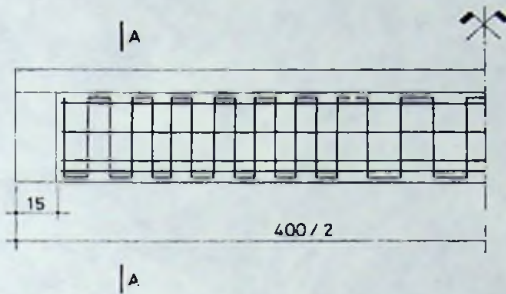


Fig. VIII.16. — Consolidarea unei grinzi prin placare cu beton armat la imobilul din București, Bd. Dacia 58: 1 — strat de rășină epoxidică; 2 — placare cu beton B 500.

Injectări ulterioare cu rășini epoxidice. Procedul nu poate fi utilizat pentru remediarea unor avarii apărute ca urmare a strivirii betonului comprimat, a intrării în curgere a unor armături longitudinale de rezistență, a lunecării acestora prin cedarea ancorajelor etc. De asemenea, nu se pot executa asemenea plăcări pe zone de beton de calitate necorespunzătoare (beton de rezistență redusă, sub 100 kgf/cm², beton segregat sau dislocat etc.).

În toate cazurile placarea cu țesătură din fibre de sticlă, înglobată în rășină epoxidică, va fi asociată cu injectarea fisurilor. Operațiunea de placare constă în aplicarea unor straturi

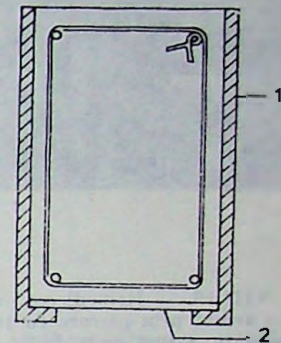
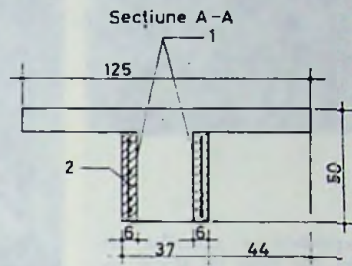


Fig. VIII.17. — Consolidarea unei grinzi prin placare exterioară cu plăci de oțel fixate cu rășini epoxidice: 1 — plăci de ranforsare la forfecare; 2 — placă de ranforsare la încovoiere.

— Ranforsarea exterioară cu bare de oțel se face prin amplasarea unor bare de oțel beton în renuri (șanțuri) practicate pe suprafața elementului de beton armat ce se consolidează, având o direcție perpendiculară pe direcția fisurilor. Renurile au 3...5 cm adâncime și o lungime de 3...4 ori mai mare decât cea a barelor de oțel. Înainte de amplasarea barelor, atât acestea, cât și suprafața renurilor, vor fi acoperite cu un strat de rășină, iar după aceea se astupă spațiile rămase cu chit epoxidic.

— Un procedeu mai nou de remediare de suprafață a elementelor de beton armat avariate constă în placarea suprafeței exterioare a acestora cu țesătură din fibre de sticlă înglobată în rășină epoxidică. Procedul a fost conceput și experimentat de INCERC cu bune rezultate, elaborându-se instrucțiuni tehnice pentru aplicarea lui la remediarea elementelor de beton armat fisurate (C. 184—77), fiind destinat în principal să restabilească posibilitatea preluării eforturilor principale de întindere (înlocuind etrierii leșiți din lucru sau

alternative de chit epoxidic și țesătură din fibre de sticlă în straturi succesive (al căror număr se stabilește prin calcul) pe suprafețele de beton armat avariate (fig. VIII. 18).

Procedul prezintă o serie de avantaje tehnice sub aspectul evitării îngroșării secțiunilor elementelor, a menținerii condițiilor inițiale de exploatare și de estetică, precum și avantaje economice (simplitate în aplicare, durată de execuție și consumuri de manoperă reduse) în comparație cu alte procedee. Ca urmare, procedul a fost aplicat cu efecte pozitive la remediarea elementelor de beton armat (în special grinzi și diafragme) avariate de cutremur de la mai multe clădiri din București (fig. VIII.19).

b) Un alt procedeu mai deosebit, ce poate fi utilizat cu succes la remediarea sau consolidarea elementelor de beton armat avariate de

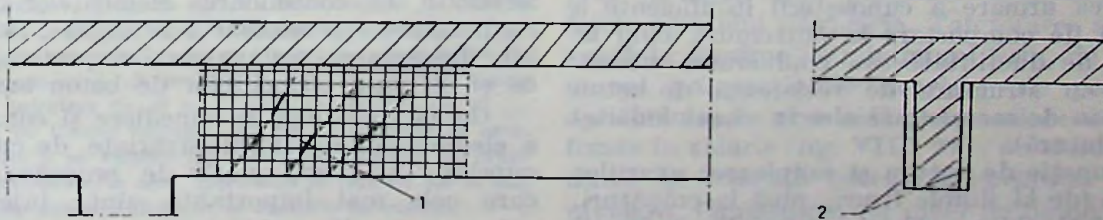
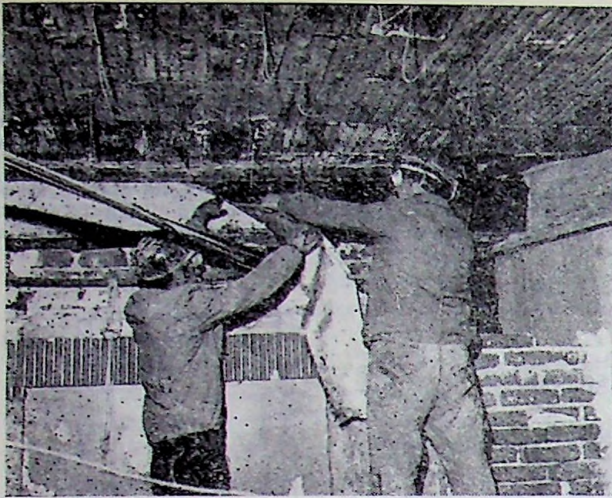


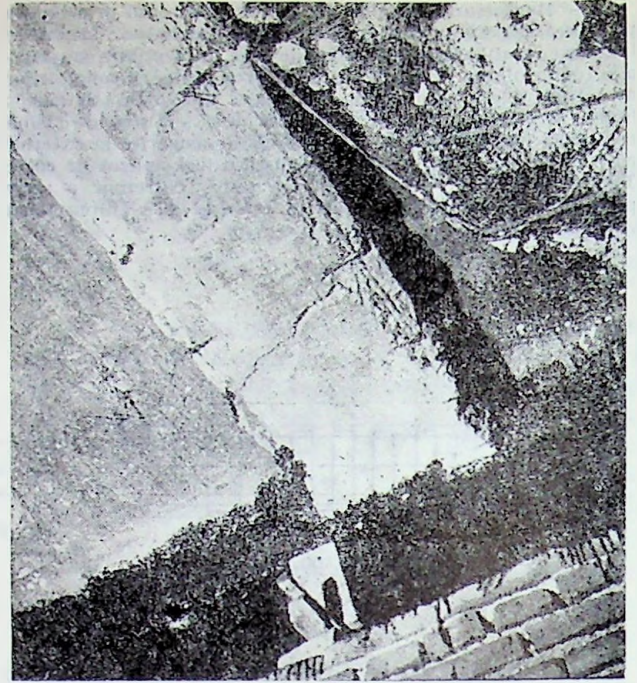
Fig. VIII.18. — Placarea unei grinzi de beton armat cu țesătură din fibre de sticlă, înglobată în chit epoxidic: 1 — zonă placată; 2 — placare cu țesătură din fibre de sticlă.

care lipsesc) prin remediarea unor zone din grinzii, care prezintă deteriorări ca urmare a unor solicitări predominante de forță tăietoare. De asemenea, procedul poate fi aplicat la remediarea de suprafață a unor zone fisurate la diafragme, plăci, rampe și podeste de scări, folosind mai ales pentru tanșarea suprafețelor exterioare ale acestora, în vederea unor

cutremur, este injectarea betonului prin presiune care — spre deosebire de torcretare (care se aplică la suprafață) — se folosește pentru refacerea sau completarea unor porțiuni de volum din elemente avariate [1]. Procedul de



a



b

Fig. VIII.19. — Remedierea de suprafață a grinzilor de beton armat prin placare cu țesătură din fibre de sticlă înglobată în rășină epoxidică: a — Aplicarea țesăturii peste stratul de rășină; b — Grinzi placcate cu țesătură din fibre de sticlă înglobată în rășină epoxidică (culoarea neagră).

injectare a betonului constă în esență, în umplerea prealabilă a porțiunii cofrate, ce trebuie refăcute, cu agregatele mari din componența betonului, după care se injectează un mortar special de ciment, care umple golurile dintre agregatele mari, formînd un beton compact.

VIII.3.5. Soluții și metode de remediere și consolidare pentru elemente de zidărie

La elementele de zidărie avariate de cutremur, care urmează a fi remediate sau consolidate, trebuie făcută de la început distincția între elementele portante și elementele neportante (despărțitoare sau de umplură). De asemenea, trebuie să se țină seama dacă avariile provin din defecțiuni ale materialelor și execuției sau dacă au fost cauzate de erori de concepție (ca urmare a cunoașterii insuficiente a modului de comportare la cutremur), cum ar fi lipsa de ductilitate sau conlucrarea necontrolată cu structura de rezistență de beton armat sau de metal (mai ales în cazul zidăriei de umplură).

În funcție de natura și amploarea avariilor produse (de la simple fisuri, pînă la crăpături, dislocări și chiar prăbușiri parțiale de pereți etc.) precum și de tipul de elemente de zidărie (portante sau neportante), pot fi aplicate numeroase și variate soluții și metode de remediere și consolidare, începînd cu remedieri locale de injectare a fisurilor, pînă la refacerea completă a pereților prăbușiți, inclusiv cu sporirea capacității lor de asigurare antiseismică, prin consolidare.

În cazul elementelor de zidărie neportante, care au suferit avarii mari ca urmare a unei conlucrări necontrolate cu structura de rezistență, la refacerea acestora se iau de regulă anumite măsuri, pentru a evita pe viitor repetarea unor avarii mari și costisitoare, fie prin înlocuirea pereților rigizi din zidărie cu pereți ușori, fie prin legarea elastică a pereților rigizi de structura de rezistență.

În cazul elementelor de zidărie portante, care au suferit avarii, în funcție de gravitatea acestora, lucrările de remediere și consolidare trebuie să aibă în vedere refacerea sau chiar sporirea capacității de asigurare antiseismică inițiale (sub aspectul rezistenței și a ductilității), iar în cazul cînd aceasta nu a existat, avînd ca urmare producerea unor avarii mari, trebuie ca prin soluția de consolidare să se confere elementului respectiv o capacitate suficientă de asigurare antiseismică, pentru a putea rezista la un nou cutremur puternic în condiții adecvate. La consolidarea elementelor de zidărie portante este necesar a se asigura, în prealabil, descărcarea elementelor respective, la fel ca și în cazul elementelor de beton armat.

Gama metodelor de remediere și consolidare a elementelor de zidărie avariate de cutremur cuprinde un mare număr de procedee, dintre care cele mai importante sînt: injectarea; refacerea locală a zidăriei prin țesere, coasere sau prin rezidire; torcretarea și cămășuirea zidăriei;

a) *Injectarea cu pastă de ciment*, s-a dovedit a fi procedeul cu cea mai largă aplicare la remedierea zidăriilor cu fisuri și crăpături (care reprezintă de altfel cazurile cele mai frecvente de avariere a acestor elemente de construcție)

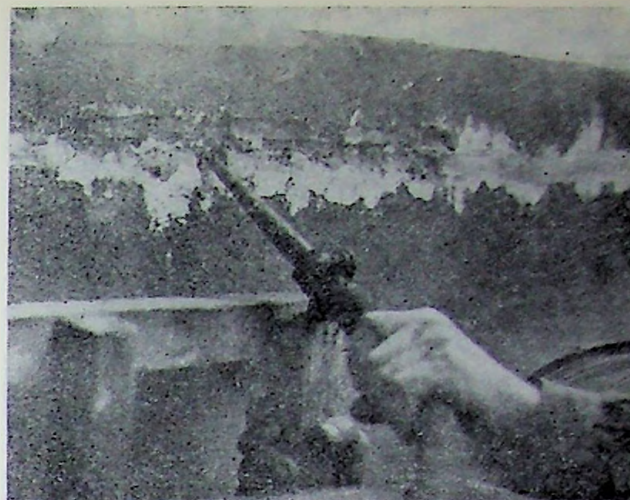


Fig. VIII.20. — Injectarea cu pastă de ciment a zidărilor avariate de cutremur: Aspecte de la operațiile de injectare a pastei de ciment, cu ajutorul unui pistol cu aer comprimat.

și care nu necesită măsuri speciale de consolidare, afectând alcătuirea sau schema statică inițială. Procedul injectării nu se poate aplica în cazul degradărilor mai importante (dislocări, expulzări etc.) unde trebuie aplicate alte procedee de remediere sau consolidare.

Pentru executarea remedierilor, prin injectare cu pastă de ciment, INCERC a elaborat indicații speciale cu privire la tehnologia adecvată. Astfel, la volume mici de lucrări se folosește o pompă manuală, iar pentru lucrări mai mari procedee mecanizate, utilizând dispozitive adaptate la o pompă de injectare de joasă presiune, folosită la lucrările de beton precomprimat.

Amestecul de injectare este o pastă de ciment de consistență fluidă preparată cu ajutorul malaxoarelor de turație mare (1500 rotații/minut). În vederea injectării se curăță fisurile cu jet de aer și apă, apoi se etanșează prin tencuire cu mortar de ciment 1 : 3, pe ambele fețe ale zidăriei, lăsând ștuțuri de injectare de $\Phi = 13$ mm, la distanțe de 30 ... 60 cm, pe traseul fisurilor. Înainte de injectare se umezește zidăria și se verifică continuitatea traseului de injectare prin introducerea apei. Injectarea se face de jos în sus, astupându-se succesiv ștuțurile și orificiile de control.

Procedul injectării cu pastă de ciment a fost aplicat, cu bune rezultate, la remedierea zidărilor la unele clădiri din București ca : Institutul de arhitectură, Liceul Mihai Viteazul, Universitatea, Muzeul de Istorie Națională, Muzeul de Istorie a Partidului etc. (fig. VIII 20), precum și în alte centre din țară.

Pentru lucrări speciale se recomandă folosirea adaosurilor expansive în pasta de ciment sau procedee de injectare utilizând amestecuri pe bază de rășini sintetice.

b) În cazul crăpăturilor mai mari, se recomandă țeserea acestora cu cărămizi noi și mortar de ciment, eventual combinată cu injectarea cu pastă de ciment, iar în cazul unor distrugerii de porțiuni întregi de zidărie, remedierea se face prin rezidirea lor, ca la o zidărie nouă, dar asigurând legarea cu porțiunile rămase ale zidăriei.

c) Cămășuirea zidăriei portante, cu avarii mai grave (crăpături înclinate mari, dislocări etc.) s-a realizat în majoritatea cazurilor (București, Ploiești, Craiova etc.) prin torcretare sau prin turnarea unor plăci de beton armat pe fețele peretelui de zidărie. Torcretarea se realizează în grosime de minimum 3 cm, de regulă numai pe porțiunile avariate ale peretelui, aplicându-se în prealabil plase sudate de sirmă fixate în zidărie (fig. VIII. 21); pe restul porțiunilor se execută tencuială obișnuită pentru nivelare. Cămășuirea cu plăci de beton armat, de grosime minimă de 5 cm, se realizează de regulă pe întreaga suprafață a peretelui și pe ambele fețe, armarea efectuându-se cu plase sudate ancorate cu agrafe în zidărie (fig. VIII. 22) având și rolul sporirii capacității de asigurare antisismică a pereților respectivi, care inițial a fost insuficientă.

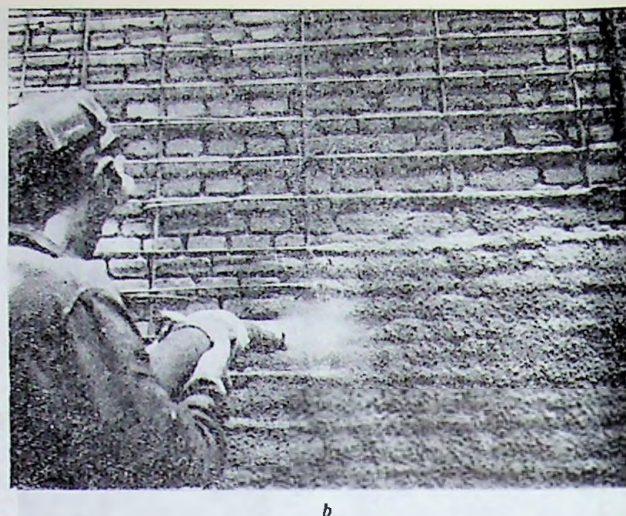


Fig. VIII.21. — Torcretarea zidăriei avariate de cutremur: a — Curățirea cu aer comprimat a rosturilor; b — Executarea operației de torcretare (peste plasa de armătură montată).

DETALIU DE INNĂDIRE ȘI DE LEGĂTURI TRANSVERSALE ÎNTRE PLASE SUDATE

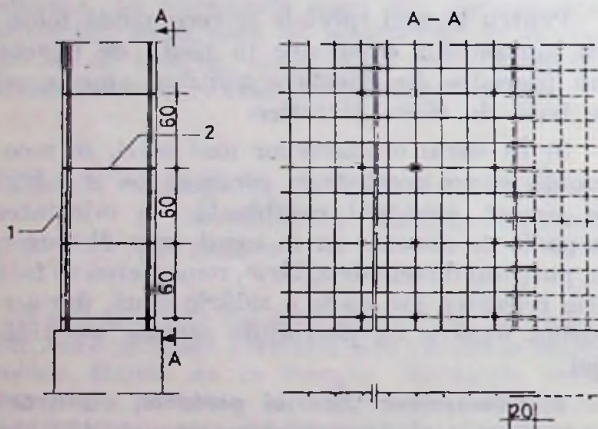


Fig. VIII.22. — Consolidarea prin cămășuire a zidăriei: 1 — plase sudate; 2 — agrafe de legătură.

VIII.3.6. Soluții și metode de remediere și consolidare pentru elemente de construcții metalice

Remedierea sau consolidarea elementelor de construcții metalice (stâlpi, grinzi, ferme etc.), avariate de cutremur, constituie o problemă mult mai simplă, constând în îndepărtarea porțiunilor deteriorate, prin tăierea cu flacăra oxiacetilenică și înlocuirea cu piese noi de metal, având de regulă aceeași formă geometrică și caracteristici fizico-mecanice ca și piesele inițiale sau majorate, pentru a corespunde unei asigurări antiseismice sporite.

Pentru efectuarea operațiilor în bune condiții, este necesară descărcarea prealabilă a elementelor respective, prin sprijiniri provizorii. La construcțiile cu schelet metalic înglobat în beton armat, consolidările se înglobează de asemenea în beton armat, așa cum s-a procedat la imobilul IPROMET (fost Adriatică) din Calea Victoriei (fig. VIII. 23).

VIII.4. Exemplificarea unor soluții de remediere și consolidare aplicate după cutremurul din 4 martie 1977 la diferite categorii de construcții

VIII.4.1. Caracteristici generale

Pentru principalele construcții afectate grav de cutremurul din 4 martie 1977, care au reclamat consolidări importante, în general s-a întreprins o acțiune sistematică de examinare, expertizare și proiectare a lucrărilor de remediere-consolidare necesare, la care au participat cadre de specialitate din unitățile de cercetare, unitățile de proiectare departamentale și județene, precum și din învățământul superior de construcții din București, Cluj, Iași și Timișoara. Aceste lucrări au fost analizate și avizate de către Inspectoratul de Stat pentru Investiții — Construcții (IGSIC) și Institutul Central de cercetare, proiectare și directivare în Construcții (ICCPDC), cu participarea specialiștilor de înaltă calificare din unitățile menționate. Ca urmare, soluțiile elaborate au constituit, în general, rezultatele unei largi activități colective, de multe ori soluția finală aplicată, fiind diferită de cea inițială propusă de proiectant.

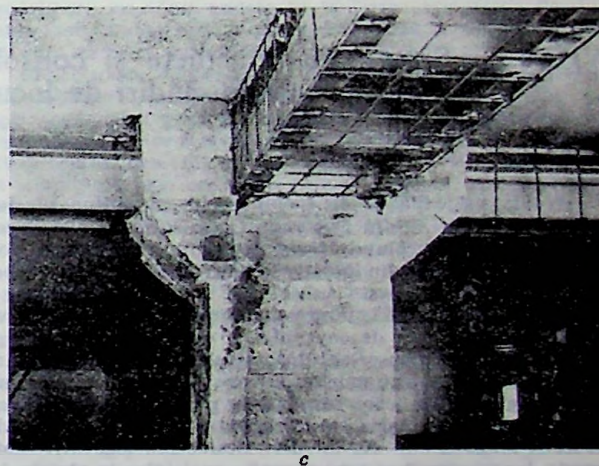
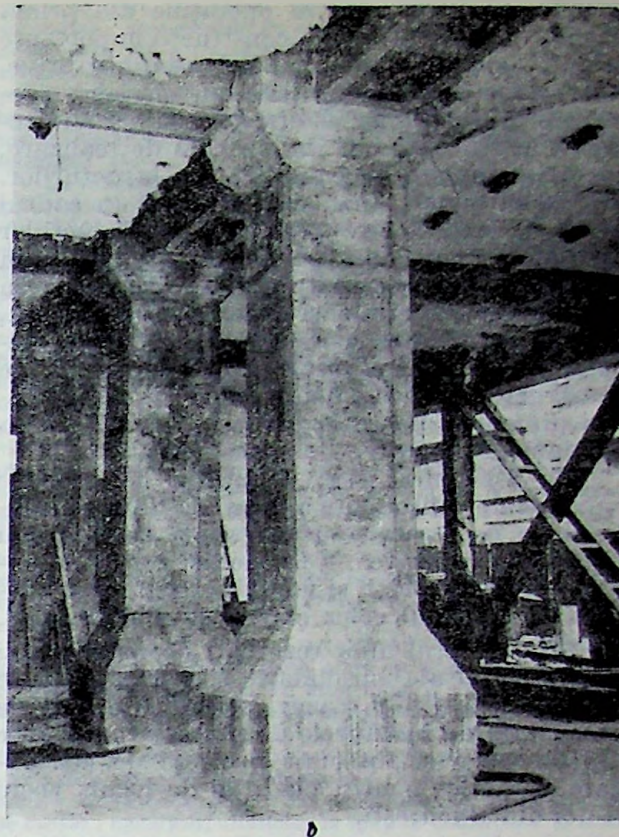
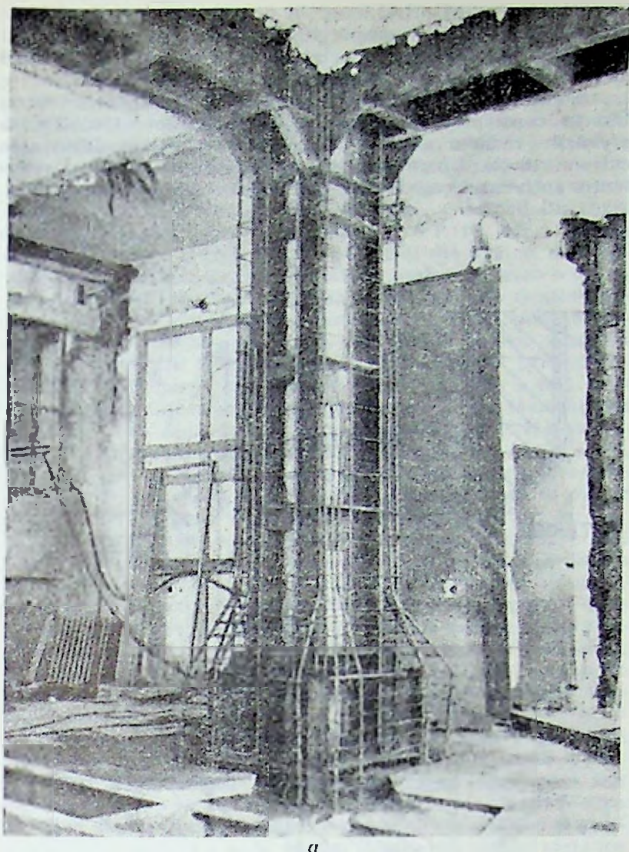


Fig. VIII. 23. -- Consolidarea elementelor de construcție metalice. Cămășuire mixtă cu metal și beton armat a stîlpilor și grinzelor. (Clădirea IPROMET - București): a - Armarea cămășiei unui stîlp; b - Stîlp consolidat prin cămășuire mixtă; c - Armarea cămășiei unei grinzi.

Aplicarea diverselor tipuri de soluții de remediere și consolidare a elementelor de construcție, la cazuri concrete de construcții, de diverse categorii, avariate de cutremurul din 4 martie 1977, a diferit foarte mult de la construcție la construcție, fiind în funcție de condiții locale și în primul rînd de starea generală a construcției și gradul ei de asigurare antiseismică, cărora trebuie să le fie subordonate soluțiile de remediere și consolidare, precum și în funcție de abilitatea proiectantului de a rezolva problema. În acest sens, remedierea și consolidarea diferitelor construcții avariate reprezintă tot atîtea cazuri particulare, a căror soluționare aduce contribuții utile pentru îmbogățirea informațiilor și cunoștințelor în acest domeniu, precum și pentru îmbunătățirea pe viitor a proiectării antiseismice a construcțiilor.

Pentru a putea cunoaște și valorifica datele concrete, caracteristice ale diferitelor soluții de remediere și consolidare aplicate la diferite categorii de construcții avariate de cutremur, fundamentate prin studiile și proiectele elaborate, Institutul Central de cercetare, proiectare și directivare în construcții a solicitat

tuturor institutelor de proiectare care au elaborat proiecte de consolidare, după cutremurul din 4 martie 1977, să completeze fișe sintetice pentru cazurile mai caracteristice și mai importante de soluții de consolidare, precum și pentru cazurile mai frecvente la care s-au aplicat soluții similare.

Ca o caracteristică generală, comună mării majorități a cazurilor de consolidare, trebuie menționat faptul că, față de necesitatea redării cât mai urgente în funcțiune a clădirilor avariate, s-a ajuns în majoritatea cazurilor, mai ales în urma avizărilor, la soluții de remedieri și consolidări locale a elementelor de construcții avariate de cutremur, prin lucrări care se

sau avarierea generală a pereților despărțitori, mai accentuată la parter, etajele I... III și ultim.

Soluția de consolidare, proiectată de Institutul Proiect București, IPB, a constat din refacerea zonei de colț prăbușite, prin retragerea colțului pe toate nivelurile (fig. VI. 10 c), pentru a reduce efectul de forsiune; elementele de beton armat degradate au fost remediate și consolidate prin rebetonări sau cămășuiri de beton armat, la parter, etaj I și local la celelalte niveluri în special la calcanele dinspre nord.

b) *Blocul de locuințe „Podgoria” din București, strada N. Beldianis nr. 8 (colț cu Bd. Magheru)*, construit în 1938, cu subsol, parter și 8...11 etaje (fig. VI. 15, cap. VI) din schelet de beton armat monolit și pereți din zidărie de cărămidă (la pereții exteriori din zidărie americană), avea o formă „U” neregulată în plan, cu laturi scurte, având o flexibilitate foarte mare și o capacitate foarte redusă de preluare a forțelor orizontale. La cutremurul din 1940 a suferit avarii, o serie de stâlpi din zona de colț fiind consolidați prin cămășuire. La cutremurul din 4 martie 1977, clădirea a fost grav afectată, prin ruperea a 9 stâlpi de la parter, din zona fațadei lungi, alți doi stâlpi (unul la parter și unul la etajul III) rupându-se în timpul execuției lucrărilor de consolidare (fig. VI. 18, cap. VI). De asemenea, un foarte mare număr de grinzi au fost fisurate sau rupte la majoritatea nivelurilor, de la parter la etajul IX. Pereții de zidărie exteriori și interiori au fost crăpați sau fisurați pe toată înălțimea clădirii iar la etajul I s-au prăbușit. Cauza avariilor a constat în deformațiile foarte mari ale construcției sub șocul excesiv al undelor seismice, depășind limita elastică și ducând la ruperea stâlpilor și a grinzilor precum și la deteriorarea zidăriei, care în prima fază a lucrat ca diafragmă pentru preluarea forțelor tăietoare. Această comportare necorespunzătoare a fost agravată și de calitatea slabă a betoanelor, precum și de procentul de armare foarte redus.

Proiectul de consolidare elaborat de IPB a prevăzut efectuarea lucrărilor în două faze: o plombare locală a porțiunilor rupte din stâlpi cu beton de marcă superioară sau beton cu rășini epoxidice (pentru porțiunile mai mici) pentru refacerea secțiunii inițiale, apoi o cămășuire a stâlpilor și grinzilor rupte, inclusiv a unor noduri folosind și profile metalice înglobate în beton fretat de la subsol și parter la etajul III (fig. VIII. 12 a). Pentru remedierea elementelor fisurate s-au făcut injecții cu rășină epoxidică.

c) *Blocul de locuințe „Patria” din București, Bd. Magheru* construit în anii 1929—1931, cu mai multe corpuri de înălțimi diferite (subsol, parter și 4 etaje, ajungând până la nouă etaje la turnul de colț, fig. VI. 16 a, cu structura în beton armat monolit și zidărie de umplutură din cărămidă plină sau cu goluri, are o formă neregulată în plan, cu două aripi formând un unghi ascuțit și incluzând între ele sala cinematografului Patria; blocul nu a avut o concepție antisismică (disimetrrii pronunțate, rezemări pe console etc.), ceea ce a condus la o comportare defavorabilă la cutremur, agravată și de diferența de rigiditate între diferitele corpuri de clădire, mai ales fiind seama de supraîncărcarea unor stâlpi la sarcini statice.

La cutremurul din 4 martie 1977 s-au produs următoarele avarii principale: ruperi complete mai ales oblice (cu scurtarea betonului și flambarea armăturilor) la stâlpii care separă colțul înalt al clădirii de restul blocului și de sala de cinematograful, mai ales la parter și uneori la etajul I sau II (fig. VI.16b); fisuri în stâlpi sub planșeele peste parter; crăpături și fisuri în grinzile adiacente stâlpilor rupte la subsol, parter și primele etaje; crăpături la intradosul rampelor de scări; prăbușiri, dislocări și crăpături în pereții parterului și etajelor I și II, mergând în scădere până la etajul IV. S-a constatat o rezistență redusă a betonului, armări insuficiente mai ales în ce privește etrierii la stâlpi, precum și corodarea puternică a armăturii stâlpilor la nivelul trotuarului și a teraselor.

Soluția de consolidare proiectată de IPB, s-a limitat la remedierea și consolidarea elementelor avariate de cutremur (cămășuirea stâlpilor, injecțarea grinzilor și plăcilor fisurate cu rășini epoxidice și refacerea zidăriilor).

d) *Blocul de locuințe (fost Pherekyde) din București, bulevardul Bălcescu*, construit în 1936, cu 2 subsoluri, parter și 12 etaje (la turnul central, fig. VI.17), cu o mare întindere (total suprafață desfurată 13 000 m²), din schelet de beton armat monolit, zidărie exterioară cu goluri dublată cu plăci de beton de zgură, de 12 cm, iar pereții interiori din cărămidă sau plăci de beton de zgură, are o conformare seismică defavorabilă (formă neregulată în H, cu aripi lungi și

turn central de înălțime mare, cu multe curți interioare și goluri de scări, deschideri variabile, bovindouri, retrageri succesive), iar scheletul de rezistență, urmărind partiul de arhitectură, are o tramă neregulată. La cutremurul din 1940, clădirea a suferit avarii importante (cinci stâlpi rupți la parter și fisurarea unui mare număr de grinzi la toate nivelurile), făcându-se unele consolidări ulterioare, folosind elemente metalice, dar fără a avea la bază o concepție anti-seismică.

La cutremurul din 4 martie 1977, imobilul a fost avariat grav, punând probleme grele în ce privește consolidarea (fig. VI.17 b). Astfel, din releveul efectuat de IPCT, care a elaborat și soluția de consolidare, au rezultat următoarele avarii principale: la stâlpi în special la nivelurile inferioare, peste 80 de secțiuni, din care 20 cu beton sfărțit și armături puternic flambate, iar 40 cu beton dislocat și armături aparente: la grinzi, circa 300 bucăți din care 73 rupte, iar restul fisurate la diferite niveluri; 14 plăci rupte, în special la nivelurile superioare; scările principale și secundare fisurate la toate nivelurile; pereții despărțitori, căzuți mai ales la etajele I...IV și dislocați și crăpați la toate nivelurile; pereții exteriori cu dislocări de 3...4 cm, în special la bovindourile din fațade și la retragerile de la etajele superioare și de asemenea au prezentat crăpături oblice în cruce la bovindouri și la curțile interioare. În afară de aceste avarii vizibile, cercetările nedestructive efectuate de INCERC, au pus în evidență în general o calitate de beton mediocră, cu o rezistență efectivă de 100...136 kgf/cm², precum și o stare de distrugere structurală (microfisurare) la elemente de beton armat aparent intacte.

Analiza cauzei avariilor efectuată în cadrul proiectului de consolidare, a arătat că în afară de lipsa unei concepții antisismice (forma în H, cu aripi lungi și planșee cu multe goluri care nu au lucrat ca șabe rigide), la producerea avariilor au mai contribuit: calitatea slabă a betoanelor (marca B 120) și dimensionarea sub limită a stâlpilor la sarcini gravitaționale (eforturi de compresiune de peste 60 kgf/cm² și armare insuficientă), care a dus la cedarea mai ales a stâlpilor de contur; modificări ulterioare la spațiile comerciale și chiar la încăperile de la unele etaje, prin scoaterea unor pereți despărțitori, au slăbit rezistența la forțe orizontale; flexibilitatea mare a structurii a antrenat în lucru pereții de umplutură care datorită deformațiilor mari au cedat.

Proiectul de consolidare a prevăzut inițial introducerea unor diafragme verticale de rigidizare din beton armat pe lângă cămășuirea generală a stâlpilor. Datorită însă faptului că această soluție ar fi reclamat lucrări de o foarte mare anvergură și costuri deosebit de ridicate, proiectul de consolidare a fost simplificat prin prevederea unor remedieri și consolidări locale care să restabilească capacitatea de rezistență a structurii la încărcări gravitaționale, adăugându-se în plus, grinzi de legătură la unele curți de lumină de la nivelurile inferioare, în dreptul stâlpilor de colț, care de asemenea au fost consolidați.

Lucrările de remediere și consolidare principale au constat din:

- cămășuirea stâlpilor rupte, în general în beton armat, de la subsol sau parter, până la inclusiv nivelul cu secțiunea ruptă iar în unele cazuri (acolo unde spațiul limitat nu a permis, ca de exemplu la stâlpii de rost sau la cei de lângă caja lifturilor) cămășuirea s-a făcut cu profile metalice. Suplimentar au fost cămășuiți și unii stâlpi adiacenți celor rupte, chiar dacă nu au fost avariați pentru a reduce din solicitarea lor, care depășea capacitatea normată;
- cămășuirea grinzilor cu beton armat la cele care leagă stâlpii cămășuiți sau cu profile metalice și tiranți verticali la cele puternic fisurate în secțiuni oblice;
- placarea grinzilor cu fisuri oblice și a plăcilor de planșee cu țesături din fibre de sticlă, lipite cu rășini epoxidice;
- repararea grinzilor și a plăcilor cu fisuri fine, prin injecție cu rășini epoxidice;
- consolidarea scărilor prin cămășuirea grinzilor și înlocuirea unor grinzi cu profile metalice;
- consolidarea bovindourilor prin stâlpi oblici sau tiranți verticali;
- repararea pereților efectuată prin diferite procedee: înlocuirea unor pereți distruși cu diafragme de beton armat la parter, iar la etajele 1—4, cu zidărie din blocuri de b.c.a. cu armături în rosturile orizontale (în locul pereților de gradați din plăci de beton de zgură); injecțarea cu pastă de ciment a pereților de cărămidă fisurați sau rezidirea parțială cu

cărămidă recuperată. Valoarea lucrărilor de consolidare, chiar și în soluția simplificată, s-a ridicat la 29 % din valoarea de înlocuire a construcției, datorită gradului foarte ridicat de avariere.

c) *Blocul de locuințe din București, Bd. Bălcescu colț cu Str. C. A. Rosetti*, construit în 1936, cu subsol, parter și 9 etaje, cu schelet de beton armat monolit și pereți de umplutură din zidărie de cărămidă găurită, are o formă dreptunghiulară regulată în plan, fiind situat cu axa longitudinală pe direcția N-S, aproximativ pe direcția de acțiune a șocului seismic principal, fără a avea însă o rigiditate corespunzătoare pe această direcție.

La cutremurul din 4 martie 1977 au apărut fisuri și crăpături la 14 stâlpi de la parter și la 5 stâlpi de la etajul I, mai ales în zona fațadei posterioare, precum și fisuri și crăpături în zona de rezemare la unele grinzi ale planșelor și în rampele de scară de la parter, etaj I și II. De asemenea, s-au constatat dislocări, crăpături și fisuri în pereții despărțitori de la parter și primele trei etaje, precum și în pereții exteriori. Cauzele avariilor au constat în apariția unor deplasări de nivel, relativ mari, care au provocat deteriorarea puternică a zidărilor la primele niveluri și în diferența de rigiditate între fațada longitudinală principală și cea posterioară, care au condus la supralncărcarea elementelor de beton armat din zona acestei fațade.

Soluția de consolidare proiectată de IPCT a prevăzut consolidarea locală a elementelor de structură avariate, prin cămășuirea stâlpilor cu beton armat, de la fundație pînă deasupra nivelului avariat, introducîndu-se totodată patru diafragme de beton armat la parter pentru a reduce solicitările și deplasările pe orizontală ale elementelor structurale. Grinzile și plăcile fisurate au fost injectate cu rășini epoxidice. Pereții despărțitori avariați au fost remediați prin refacere sau injectare, prevăzîndu-se și unele armări locale cu plase sudate înglobate în tencuială.

f) *Blocul de locuințe „Mercerie” din București, Bd. Magheru*, construit în 1937 cu subsol, parter și 8 etaje cu schelet de beton armat monolit și zidărie de umplutură, are o formă neregulată în plan, cu disimetrie pronunțată, iar structura — care a urmărit parliul de arhitectură — posedă o conformare antisismică defavorabilă (dezaxarea grinzilor față de planul stâlpilor, rezemări de ordinul trei, grinzi în consolă colite în plan la bovinduori, elemente de secțiune mică, lipsa contravînturilor orizontale etc.). Clădirea a suferit avarii la cutremurul din 1940, fără a fi consolidată.

La cutremurul din 4 martie 1977 au apărut numeroase avarii, dintre care se menționează: stâlpi cu fisuri transversale la primele niveluri, mai ales la fațada principală și stâlpi cu beton strivit și armătura flambată la capătul superior în zona casei scării și la colțurile clădirii; grinzi cu fisuri înclinate spre reazeme și uneori în cîmp; zidăria de umplutură (exterioară și interioară) crăpată și dislocată masiv, la nivelurile inferioare, pînă la etajul V. Cauza principală a avariilor a constat în lipsa unei concepții antisismice, în condițiile unor solicitări extraordinare repetate produse de 2 cutremure (1940 și 1977), ținînd seama și de calitatea slabă a betonului (rezistențe între 50 ... 150 kgf/cm²).

Proiectul de consolidare elaborat de IPCT a prevăzut remedierea și consolidarea locală a elementelor de structură avariate: cămășuirea cu beton armat sau cu profile metalice a stâlpilor, placarea cu țesătură de fibră de sticlă și rășini epoxidice sau injectarea unor grinzi, susținerea bovinduorilor cu stâlpi sau cu tiranți, refacerea și repararea zidăriei.

VIII.4.3. Soluții de remediere și consolidare aplicate la clădiri de locuit noi

VIII.4.3.1. *Clădiri de locuit noi cu puține niveluri.*
a) *Clădirea de locuit din București, Aleea Pricopan 9*, executată în anii 1970—1971, cu parter și 4 etaje, cu pereți transversali portanți din zidărie de cărămidă, cu simburii de beton armat la intersecții și planșee prefabricate de beton armat, are o formă dreptunghiulară regulată și a fost proiectată conform prescripțiilor pentru regiuni seismice în vigoare înainte de cutremur, avînd diafragme de zidărie pe ambele direcții (fig. VI.28).

La cutremurul din 4 martie 1977, clădirea a suferit avarii cu caracter general pe tot nivelul parterului și unele avarii locale la restul nivelurilor. Avariile au constat din crăpături și fisurări în zidăria portanță, în formă de X și unele dislocări locale. Rampele de scară au prezentat crăpături la racordarea cu podelele etajului I. De asemenea, s-au constatat fisuri locale în simburii și centurile de beton armat ale zidăriei, precum și în planșee. Cauza avariilor, datorită în principal intensității deosebit de mari a seismului pe direcția longitudinală a clădirii (orientată cu latura lungă paralelă aproximativ cu direcția NNE—SSV), a fost agravată și de o calitate slabă a execuției zidăriei (rosturi orizontale prea mari și neregulate, rosturi verticale neumplute etc.).

Soluția de remediere proiectată de IPB, avînd în vedere redarea capacității inițiale de rezistență a construcției, a constat în repararea zidăriilor prin injectări de pastă de ciment și dispunerea locală în zonele avariate de plase de sîrmă $\varnothing 5$ mm înglobate în tencuială cu mortar de ciment M 100, precum și reșesarea cărămizilor. Fisurile din elementele de beton armat au fost injectate cu rășină epoxidică.

b) *La clădirile de locuit din Craiova și Ploiești*, cu zidărie portanță, avariate grav la cutremur (fig. VI. 27, 28 și 30), s-au efectuat consolidări și prin torcretarea zidăriei la parter (fig. VIII. 21).

VIII.4.3.2. *Clădiri de locuit noi cu multe niveluri.* a) *Blocul de locuințe 30 din București, șos. Ștefan cel Mare 93 (colț cu Str. Lizeanu)*, construit în anii 1961—1962, cu parter și 9 etaje, cu structura de rezistență de tip celular, avînd la etaje diafragme interioare rare și stâlpi exteriori din beton armat monolit, iar parterul flexibil, avea în plan o formă liniară lungă (vezi cap. VI).

La cutremurul din 4 martie 1977, s-a prăbușit o porțiune de circa 10 m din capătul vestic al blocului (fig. VI. 33), iar la porțiunile de bloc rămase s-au constatat avarii grave la stâlpii de beton armat de la parter, în special la casele scării 2 și 3, constînd fie din zdrobiri de beton și flambarea armăturilor, fie din forfecări ale întregii secțiuni de beton după planuri înclinate, avarii situate la bază sau la capătul superior al stâlpilor sub nivelul planșeului peste parter (fig. VI. 33 j, k). De asemenea, s-au constatat fisuri înclinate în diafragmele de beton armat de la etajul I, fisuri în rampele și podelele scării de la parter, fisuri neregulate în plăcile planșeelor, precum și fisuri, crăpături și dislocări în zidăria de cărămidă de umplutură.

Proiectul de consolidare elaborat de IPB a prevăzut o remediere a elementelor de structură avariate, în vederea refacerii capacității portante avîntă înainte de cutremur, precum și o îmbunătățire a conformării antisismice prin introducerea unor diafragme noi la parter realizate din zidărie, spre a atenua diferența bruscă de rigiditate între parterul flexibil și etajele mai rigide. Ca soluții de consolidare s-a adoptat cămășuirea totală sau locală a unor stâlpi de la parter și injectarea cu rășini epoxidice a elementelor fisurate de beton armat (stâlpi, grinzi, diafragme) precum și injectarea cu pastă de ciment a zidăriei fisurate sau refacerea celei cu avarii mai mari.

b) *Blocul de locuințe OD 16 din București, Bd. Păcii 7*, construit în anii 1973—1974, avînd parter și 10 etaje, cu structura de rezistență de tip „fagure”, din diafragme de beton armat monolit, avea o formă dreptunghiulară, regulată în plan, formată din 6 tronsoane.

La cutremurul din 4 martie 1977, s-a prăbușit tronsonul F, unul din cele 6 tronsoane (fig. VI.34) și au fost avariate foarte grav alte două tronsoane (D și E), constatîndu-se avarii și la celelalte tronsoane; în general avariile produse la tronsoanele rămase — diferențiate ca greutate între tronsoane — au constat din rupeți casante la baza diafragmelor și mai ales în zona bulbilor de capăt, cu striviri și exfolieri de beton, flambare de armături, precum și fisuri și crăpături multiple în corpul diafragmelor, avînd diferite direcții, și în buiandrugi.

În proiectul de consolidare (pentru tronsoanele neprăbușite) elaborat de IPB, s-au prevăzut remedieri pentru aducerea capacității de rezistență a clădirii la nivelul celei avute înainte de cutremur, precum și unele consolidări locale prin: cămășuirea prin torcretare a unor diafragme din primele niveluri ale tronsoanelor D și E; cămășuirea bulbilor de la primele niveluri; injectarea și chituiră cu rășini epoxidice a fisurilor din diafragme și buiandrugi; rebetonarea unor buiandrugi, cu fisuri multiple sau betoane dislocate.

c) *Blocul de locuințe OD1 din București, bd. Metalurgiei 2-4* construit în anul 1975, în formă dreptunghiulară de tip bară, cu 5 tronsoane de tip OD-fagure, cu diafragme de beton armat monolit, avind subsol, parter și 10 etaje, dispune de o singură diafragmă longitudinală sub aspectul capacității de rezistență la forțe orizontale din cutremur.

La cutremurul din 4 martie 1977, care a acționat pe direcția longitudinală a blocului, au apărut fisuri înclinate în diafragme la toate nivelurile, precum și fisuri în buiandrugi și diafragmele transversale, la primele 4 niveluri. De asemenea, s-au produs striviri de beton la bulbi, cu flambarea armăturilor la etajul I; avariile sînt mai pronunțate la tronsoanele extreme 1 și 5. Cauzele avariilor sînt de aceeași natură cu cele analizate pentru blocurile de acest tip (vezi cap. V și VI), completate cu unele particularități aferente blocului în cauză și anume: rosturi de turnare defectuoase, zone cu secțiuni reduse produse de spargeri pentru instalații etc.

Soluția de remediere proiectată de IPB a stabilit următoarele măsuri: injectarea fisurilor din buiandrugi și diafragme, completată prin placarea cu țesături din fibră de sticlă și rășini epoxidice în zonele cu avarii mai accentuate; flambarea bulbilor cu beton epoxidic în zonele strivite, după completarea armăturii prin eclisare.

d) *Blocul de locuințe R23 din București, str. Emil Racoviță 22* construit în 1970-1971, în secțiunea de tip „R”, cu diafragme de beton armat monolit pe ambele direcții, cu parter și 9 etaje, are o formă dreptunghiulară regulată în plan.

La cutremurul din 4 martie 1977 au apărut avarii importante în diafragme sub formă de ruperi și dislocări de beton, mai ales în rosturile orizontale de turnare, pe toată lungimea diafragmelor. La acestea se adaugă zone întinse de beton măcinat, rupturi și distrugerii ale buiandrugilor și grinzilor, flambări de armătură în bulbi, fisuri în plăci, diafragme și buiandrugi. Gradul de avariere a fost mai pronunțat la nivelurile inferioare (pînă la etajul III), unde cuprinde totalitatea elementelor de structură. La nivelurile superioare, gradul de avariere scade, afectînd în principal diafragmele pline, care au preluat grosul solicitărilor. Avariile constatate, corespunzînd în general tipurilor de avarii apărute la aceași secțiune „R”, ce au fost analizate în capitolele V și VI, au fost accentuate la acest bloc, datorită și defecțiunilor de execuție constatate: betoane de rezistență necorespunzătoare și turnate fără grijă (segregări profunde, zone cavernoase, antrenări de betoane la glisare, rosturi de lucru netratate etc.).

Proiectul de consolidare elaborat de IPB a urmărit, în general, redarea capacității portante pe care a avut-o construcția înainte de cutremur, alături de încălcări gravitaționale, cît și la încălcări orizontale cu unele îmbunătățiri suplimentare. În acest sens s-a prevăzut cămășuirea integrală, prin toreretare, a tuturor diafragmelor la parter și la etajele I...III, unde elementele de rezistență au fost grav degradate, iar armarea betonului a fost necorespunzătoare. De asemenea s-a prevăzut cămășuirea diafragmelor pline, puternic degradate de la etajele IV...VI, pentru a li se putea reda rolul de diafragme antisismice la nivelurile respective.

La celelalte diafragme sau la alte elemente mai puțin degradate s-au făcut remedieri locale prin injectări cu rășini epoxidice și placări cu țesături din fibre de sticlă. Buiandrugi grav avariați au fost rebetonați și uneori cămășuiți. La fel și în cazul unor grinzi și bulbi.

e) *Blocul de locuințe Nr. 10 din București, Călea Dobanăși*, construit în anii 1975-1976, cu parter, mezanin și 7-9 etaje, prevăzut cu retrageri la ultimele niveluri, are structura de rezistență din cadre de beton armat monolit, cu tramă de 6,00 x 6,00 m și zidăria de umplutură din beton celular autoclavizat (fig. VI.50).

La cutremurul din 4 martie 1977 s-au produs avarii la parter și mezanin și anume: stâlpi fisurați cu beton expulzat și armătură flambată la capătul inferior sau cel superior, sub grinzi; fisuri în grinzi; crăpături la 45° în pereții despărțitori etc. Cauza apariției avariilor la cele două niveluri constă în flexibilitatea mare a acestora, din cauza înălțimii mai mari și a lipsei pereților interiori. Avariile au fost agravate de o serie de defecte de execuție constatate la stâlpii de la parter, încă înainte de cutremur (întreruperi de turnare tratate necorespunzător, segregări de betoane etc.).

Proiectul de consolidare elaborat de IPB a prevăzut readucerea structurii la capacitatea portantă dinainte de cutremur prin cămășuirea a 35 stâlpi pe înălțimi diferite, la subsol, parter și mezanin, cămășuirea grinzilor din fațada

longitudinală și injectarea cu rășini epoxidice a fisurilor din grinzi.

f) *Blocurile de locuințe „ONT” și „EVA” din București, bd. Magheru 7 și 9*, sînt două imobile identice, realizate în anii 1960-1961, cu o formă de „L” în plan, avind subsol, parter și mezanin (pentru spații comerciale) și 9 etaje (pentru locuințe) (fig. VI.53). Structura constă din stâlpi și planșee de beton armat monolit, iar la etajele fără soț, sînt prevăzuți pereți de rigidizare de beton armat, pe înălțimea etajelor respective; zidăria neportantă are grosimea de 30 cm la exterior și 6 sau 18 la interior.

La cutremurul din 4 martie 1977 s-au constatat următoarele avarii principale: fisurarea înclinată (din efectul forței tăietoare) a unor stâlpi la parter și mezanin, crăparea unor grinzi la mezanin, precum și fisuri în grinzi, pereți de beton armat, plăci, rampe și podele de scări. De asemenea, s-a produs crăparea locală a unor pereți de umplutură, fisurarea unor rosturi între zidărie și grinziile cadrelor, exfolierea locală a tencuielilor. Cauza principală a avariilor apărute la stâlpii parterului și mezaninului, sub acțiunea forței tăietoare, constă într-o conformare antisismică neadecvată a structurii, prezentînd o discontinuitate mare de rigiditate între parterul mai înalt (deci cu stâlpi svelți) și mezaninul mai scund (deci cu stâlpi foarte scurți), precum și în lipsa pereților despărțitori (datorită spațiilor comerciale mari).

Soluția de consolidare proiectată de IPB a urmărit aducerea construcției la capacitatea inițială de preluare a solicitărilor seismice, prin cămășuirea stîlpilor avariați cu profile metalice și beton armat, rebetonarea unor grinzi, injectarea cu rășini epoxidice a celorlalte elemente fisurate și refacerea zidăriilor avariate prin țesere sau injectări de ciment. La blocul din bd. Magheru nr. 9, s-a prevăzut asigurarea unei rigidizări suplimentare la parter, prin executarea unei diafragme din zidărie armată între stâlpii fațadei posterioare, prin desființarea ferestrelor.

g) *Blocul de locuințe ALMO-OBOR din București, șos. Mihai Bravu* construit în anii 1973-1975, are o mare întindere în plan, cuprinzînd de fapt trei corpuri de clădiri, alcătuite din mai multe tronsoane, din care corpul frontal, mai înalt, are subsol, parter și mezanin pentru spații comerciale, plus 14 etaje pentru locuințe (fig. VI.54), cu structura în cadre de beton armat monolit pe două direcții și zidărie de umplutură din beton celular autoclavizat.

La cutremurul din 4 martie 1977 s-au produs multe avarii la toate corpurile imobilului, afectînd atît structura de rezistență (fisuri numeroase în grinziile cadrelor, la planșee, cajele lifturilor și la rampele scărilor), mai ales la primele niveluri, cît și, în special, în elementele nestructurale (prăbușiri, dislocări, ruperi și crăpături mari la pereții interiori și exteriori, în special la primele niveluri); aceste avarii au fost provocate mai cu seamă de solicitările foarte mari produse de cutremur (vezi și cap. VI).

Proiectul de consolidare elaborat de IPB a prevăzut, pe lângă restabilirea capacității portante a structurii, — prin remedierea elementelor avariate — și introducerea unui sistem suplimentar de rigidizare a structurii la forțe orizontale, pentru a prelua în parte rolul grinzilor care au fisurat în masă la primele niveluri. Acest sistem de rigidizare aplicat diferențiat, în funcție de necesitatea locală, a constat din pereți de zidărie armată, împănăți între elementele de beton armat și realizați din cărămizi ceramice, armați în rosturi și placați pe ambele fețe cu plase sudate înglobate în tencuială cu mortar de ciment și var M 50. Grosimea pereților a variat de la 37,5 cm la parter și mezanin, la 25 cm la etaj I și II și 12,5 cm la etajele III și IV. Consolidarea locală și remedierea elementelor de beton armat avariate s-a realizat prin cămășuirea stîlpilor cu profile metalice, injectarea tuturor fisurilor cu rășini epoxidice, placarea grinzilor de la nivelurile inferioare cu țesături din fibre de sticlă înglobate în rășină epoxidică, refacerea zidăriilor de b.c.a. și întărirea lor în unele cazuri prin tencuială armată cu plase sudate etc.

VIII.4.4. Soluții de remediere și consolidare aplicate la clădiri social culturale și administrative

VIII.4.4.1. Clădiri social culturale și administrative vechi. a) *Clădirea hotelului „Union” din București, str. Academiei*, construită în 1926, cu 2 subsoluri, parter și 7

etaje, din schelet de beton armat monolit, având planșee de beton armat monolit și parțial din corpuri ceramice cu goluri, zidăria din cărămidă și parțial din plăci de beton ușor, prezintă unele deficiențe de conformare, datorită rezemării excentrice a grinzilor pe stâlpi sau rezemări multiple de grinzi pe alte grinzi.

La cutremurul din 4 martie 1977 au apărut avarii puternice: la stâlpi (fisuri, ruperi, armătură flambată) mai ales la parter și etajul I; grinzile de la etajele I și II au prezentat fisuri pe întreaga înălțime la mijloc și rezeme, cu expulzări de beton și flambarea armăturii, precum și unele cazuri de rupere; zidăria exterioară și interioară aveau fisuri în X la parter, etaj I și II și în unele cazuri chiar expulzări. Cauzele avariilor au constat în lipsa de conformare antisismică a construcției (distribuție nesimetrică a maselor, nesimetria elementelor structurale, noduri necorespunzătoare între grinzi și stâlpi) precum și armarea insuficientă a stâlpilor și grinzilor, inclusiv distanță mare între etrieri, betoane de mareă redusă și execuție necorespunzătoare (segregări, caverne, rosturi aparente etc.).

Soluția de consolidare proiectată de IPB a prevăzut consolidarea stâlpilor în două etape: o manșonare inițială cu hrățări metalice în zona ruptă pentru a rezista fără sprijiniri, apoi o cămășuire integrală a stâlpilor rupți sau puternic fisurați. Grinzile rupte sau puternic fisurate au fost consolidate prin cămășuire totală iar celelalte s-au injectat și placat cu țesătură din fibre de sticlă înglobată în rășină epoxidică. În afară de aceasta s-a creat un sistem de diafragme din zidărie de cărămidă pentru rigidizarea structurii la forțe orizontale.

b) *Cămășuirea clădirii universitare de stomatologie IMF din București, str. Progresului 12, realizată în anii 1943—1948, cu 2 subsoluri, parter și 7 etaje, având structura de rezistență în cadre și planșee din beton armat monolit și zidărie de umplutură, prezenta numeroase deficiențe de concepție: disimetrii geometrice, discontinuități de rigiditate, disproporții în dispunerea încărcărilor gravitaționale etc.*

Comportarea la cutremurul din 4 martie 1977 s-a manifestat prin apariția unor avarii, dintre care mai importante au fost: fisuri pronunțate în stâlpii marginali și unele grinzi adiacente; avarierea stâlpilor de la etajul I, crăpături și dislocări pronunțate în zidăria pereților exteriori și interiori etc. Cauzele avariilor au constat, pe lângă deficiențele de concepție arătate și în neomogenitatea betoanelor, defecte de execuție (segregări, deplasări de armături etc.), precum și în armarea defectuoasă a unor stâlpi.

Proiectul de consolidare elaborat de Institutul de Construcții București, a prevăzut refacerea elementelor verticale de rezistență, puternic avariate sau executate din betoane slabe și concomitent consolidarea acestora în scopul proporționării rigidităților laterale și a deplasărilor relative de nivel prin cămășuiri de beton armat sau metalice (fig. VIII.25), cămășuirea locală a elementelor de transfer avariate (noduri, diagonale etc.), refacerea zidăriei, injectări locale etc.

c) *Cupola aulei Rectoratului Universității București, realizată în anii 1933—1936 (fig. VI.65) constă dintr-un sistem de două cupole de beton armat legate între ele printr-un sistem complicat de bare înclinate de beton armat, întregul sistem rezemînd prin intermediul unor inele pe două rînduri de stâlpi periferici de beton armat, rîndul exterior fiind înglobat în zidărie. Structura a fost avariata și consolidată după cutremurul din 1940.*

La cutremurul din 4 martie 1977, elementele liniare—stâlpi, grinzi și bare—au suferit fisuri și crăpături, în special la noduri, datorită momentelor încovoietoare alternante date de cutremur prin efectul de torsiune generală, care au condus la depășirea rezistenței la întindere a betonului (fig. VI.65 b).

Prin proiectul de consolidare elaborat de Institutul de Construcții București s-a prevăzut refacerea rigidității la deplasări orizontale și la efecte de torsiune, prin introducerea unui sistem de contravînturiri metalice spațiale între stâlpii exteriori și interiori de susținere a cupolelor și între barele de legătură a acestora, precum și recondiționarea prin injectare cu rășini epoxidice, a elementelor de beton armat fisurate. Prinderea contravînturilor metalice de nodurile elementelor de beton armat s-a realizat prin intermediul unor gusee metalice solidarizate de noduri cu ajutorul unor bolțuri metalice încastrate în găuri practicate în beton și umplute cu rășini epoxidice.

d) *Cămășuirea facultății de medicină generală, IMF București realizată în anii 1903—1908, din ziduri portante masive*

de cărămidă (fig. VI.66), planșee din grinzi metalice și beton de umplutură, șarpantă de lemn și metalică (în zona amfiteatrului) a fost concepută numai la acțiuni gravitaționale, fiind avariata la cutremurul din 1940 și consolidată parțial.

La cutremurul din 4 martie 1977, construcția a fost avariata puternic, mai ales în zona intrării principale, prin depla-

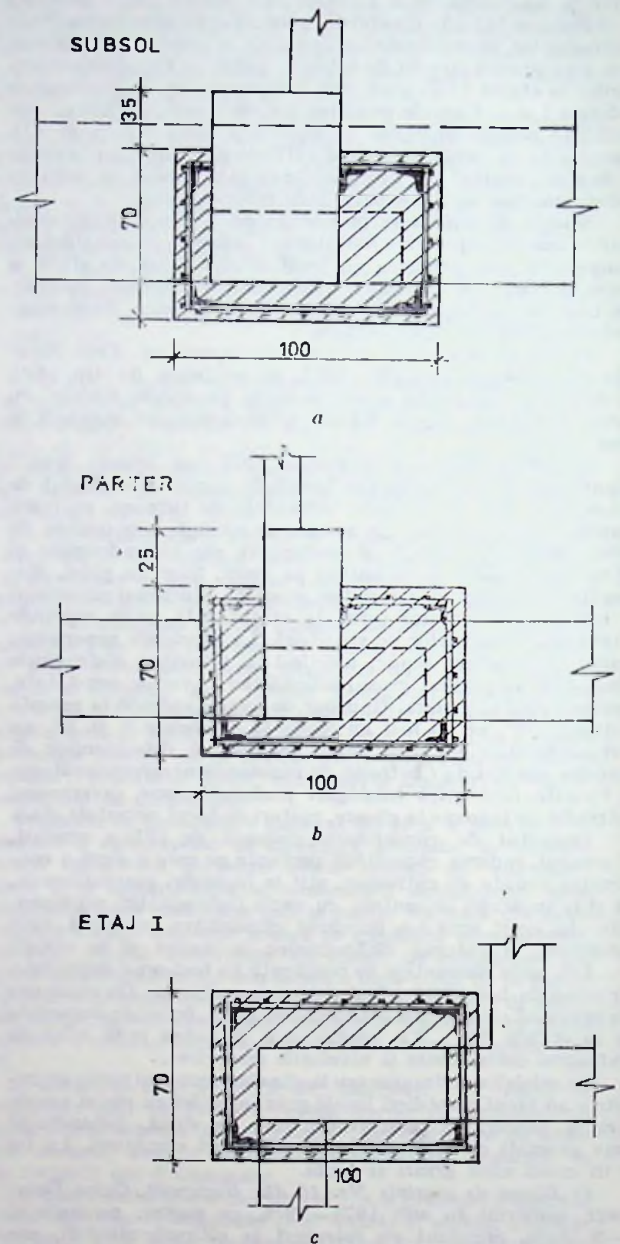


Fig. VIII.25. — Cămășuirea unui stâlp de beton armat la clinica nouă de stomatologie din București prin modificarea rigidităților: a — subsol; b — parter; c — etaj I.

sarea coloanelor de la verticală, dislocarea frontonului triunghiular, fisuri, crăpături și dislocări în zidăriile exterioare și interioare și la calcane; deformarea fermelor de lemn și metalice de la acoperiș care au trebuit înlăturate (fig. VI.66 b). Cauzele avariilor au constat în lipsa de conformare antisismică (disproporțiile geometrice de volume și de mase, precum și disproporții de rigiditate), deschideri și înălțimi mari.

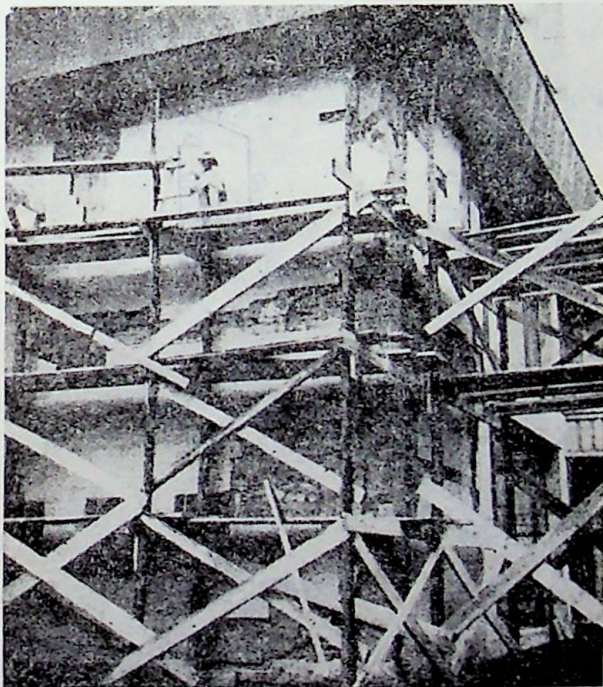
Proiectul de consolidare elaborat de Institutul de Construcții București a urmărit o echilibrare elastică a zonei centrale, prin realizarea unui nucleu spațial din beton armat constând din patru stâlpi tubulari amplasați simetric în colțurile ho-

lului principal, legați între ei prin grinzi și planșee. Totodată zidăriile distruse au fost refăcute, iar cele fisurate au fost injectate cu rășini și mortar de ciment.

VIII.4.4.2. Clădiri social culturale și administrative nol.
a) Clădirea hotelului „Modern” din București, bd. Republicii 16 realizată în anii 1971—1972, cu subsol, parter și 14 etaje, are structura în cadre de beton armat monolit și zidărie de umplură din cărămidă (fig. VIII.26).



a



b

Fig. VIII.26. — Clădirea hotelului „Modern” din București, Bd. Republicii. Clădire nouă cu structura în cadre de beton armat monolit (parter și 14 etaje): a — Vedere de ansamblu, după cutremur; b — Clădirea în curs de consolidare.

La cutremurul din 4 martie 1977 s-au constatat următoarele avarii mai importante la primele niveluri: fisuri orizontale și striviri de beton cu flambarea armăturii la o serie de stâlpi, de regulă amplasate în zonele rosturilor de turnare din treimea mijlocie a stâlpilor, cu beton segregat; striviri și expulzări de beton la partea inferioară a unor grinzi, lângă noduri, precum și fisuri înclinate în zona forțelor tăietoare maxime, ca urmare a unei armări insuficiente a acestora la momente încovoietoare pozitive la reazeme, cil și la forțele tăietoare mari produse de cutremurul de mare intensitate. Avariile structurii au fost relativ reduse, datorită intrării în lucru a zidăriilor de umplură care au suferit avarii importante (dislocări, ruperi, fisuri mari etc.).

Proiectul de consolidare elaborat de IPB a prevăzut, în general, remedierea și consolidarea elementelor avariate (cămășuirea unor stâlpi și grinzi, injectări cu rășini epoxidice a fisurilor) inclusiv a încă câțiva stâlpi de colț, precum și refacerea și remedierea zidăriilor.

b) Clădirea pavilionului de coordonare I.F.A., Măgurele, executată în 1974, cu subsol, parter și 10 etaje, cu structura în diafragme rare de beton armat de 25 cm grosime, dispuse pe patru laturi și un nucleu central, stâlpi lamelari la fațade și planșee cu predale, avea prevăzute suplimentar lămoane absorbitoare de energie, la cele patru diafragme principale, pentru preluarea solicitărilor seismice.

La cutremurul din 4 martie 1977 s-a produs fisurarea lămoanelor pe aproape toată înălțimea, desprinderea predalelor, fisuri fine în spaleți, fisuri și desprinderi de beton la caja liftului și în dreptul rosturilor de lucru din subsol, precum și expulzarea zidăriilor din b.c.a.

Proiectul de consolidare elaborat de Institutul de proiectare „Carpați” a prevăzut precomprimarea transversală a tensorilor, cămășuirea unor diafragme care au rezultat din analiza dinamică ca având o capacitate redusă, utilizând și placarea cu plăci metalice lipite epodur, folosind materiale și dispozitive adecvate de la firma CIBA-GEIGY (Elveția). În zonele cu expulzări de beton s-au făcut remedieri prin rebetonare.

VIII.4.5. Soluții de remediere și consolidare aplicate la alte categorii de construcții

Așa cum s-a arătat în capitolul VI, comportarea la cutremur a altor categorii de construcții (industriale, ingineresti, speciale, etc.) a fost în general mult mai bună decât aceea a construcțiilor de locuințe sau social culturale-administrative, astfel încât, consolidarea avariilor produse la construcțiile respective nu a pus probleme deosebite. Majoritatea avariilor produse la elementele structurilor de beton armat (stâlpi, grinzi planșee etc.), care constituie ponderea principală în totalitatea construcțiilor din categoriile menționate, sînt — cu mici excepții — de același tip cu cele înregistrate la structurile clădirilor de locuit sau social culturale, astfel că și soluțiile de remediere și consolidare aplicate au fost, în general, de aceeași natură (cămășuire cu beton armat sau cu profile metalice, injectări cu rășini epoxidice, placări cu țesături din fibră de sticlă înglobate în rășini epoxidice etc.).

În aplicarea soluțiilor de remediere și consolidare cunoscute, la unele cazuri concrete de construcții industriale, agrozootehnice sau speciale, a apărut însă, pe lângă unele particularități aferente construcțiilor respective, și necesitatea unor dispoziții constructive sau procedee

tehnologice de ansamblu, specifice situației locale, datorită și condiției de a nu întrerupe exploatarea construcției pe durata consolidării.

Dintre diversele soluții de consolidare, de ansamblu sau de detaliu aplicate la categoriile de construcții menționate, se prezintă câteva, ca exemplificări, în cele ce urmează :

a) *Cămășuirea stîlpilor de beton armat*, care a constituit procedeul curent de consolidare la construcțiile industriale (hale parter sau etajate) alit în cazul stîlpilor din beton armat monolit, cit și prefabricat, a fost aplicată diferențial, în funcție de condițiile date, fie numai prin manșonări locale, pe zona afectată și o porțiune deasupra și dedesubtul acesteia (de exemplu stîpii de susținere ai acoperișurilor tip șed de la secția fire ring a Filaturii Române de Bumbac, FRB,

București (fig. VIII.27), fie pînă la un anumit nivel plecînd de la fundație (de exemplu stîpii halei de experimentări tehnologice de la INCERC), fie numai la partea superioară a stîlpului (de exemplu consolidarea porțiunii superioare a stîlpului la hala principală IMUC-București, inclusiv prin umplerea cu beton a golului din ax, fig. VIII.28), fie pe toată înălțimea stîlpului (de exemplu hala de fabricație, turnul de calandrare de la I. A. Danubianna, București).

În multe cazuri consolidarea stîlpilor s-a realizat cu profile metalice, datorită condițiilor impuse de spațiul din jurul stîlpului sau pentru a simplifica execuția, ținînd seama și de necesitatea neîntreruperii exploatării (exemplu cămășuirea locală cu corniere metalice asamblate prin stringere la Fabrica de cinescoape CONECT, București (fig. VIII.29).

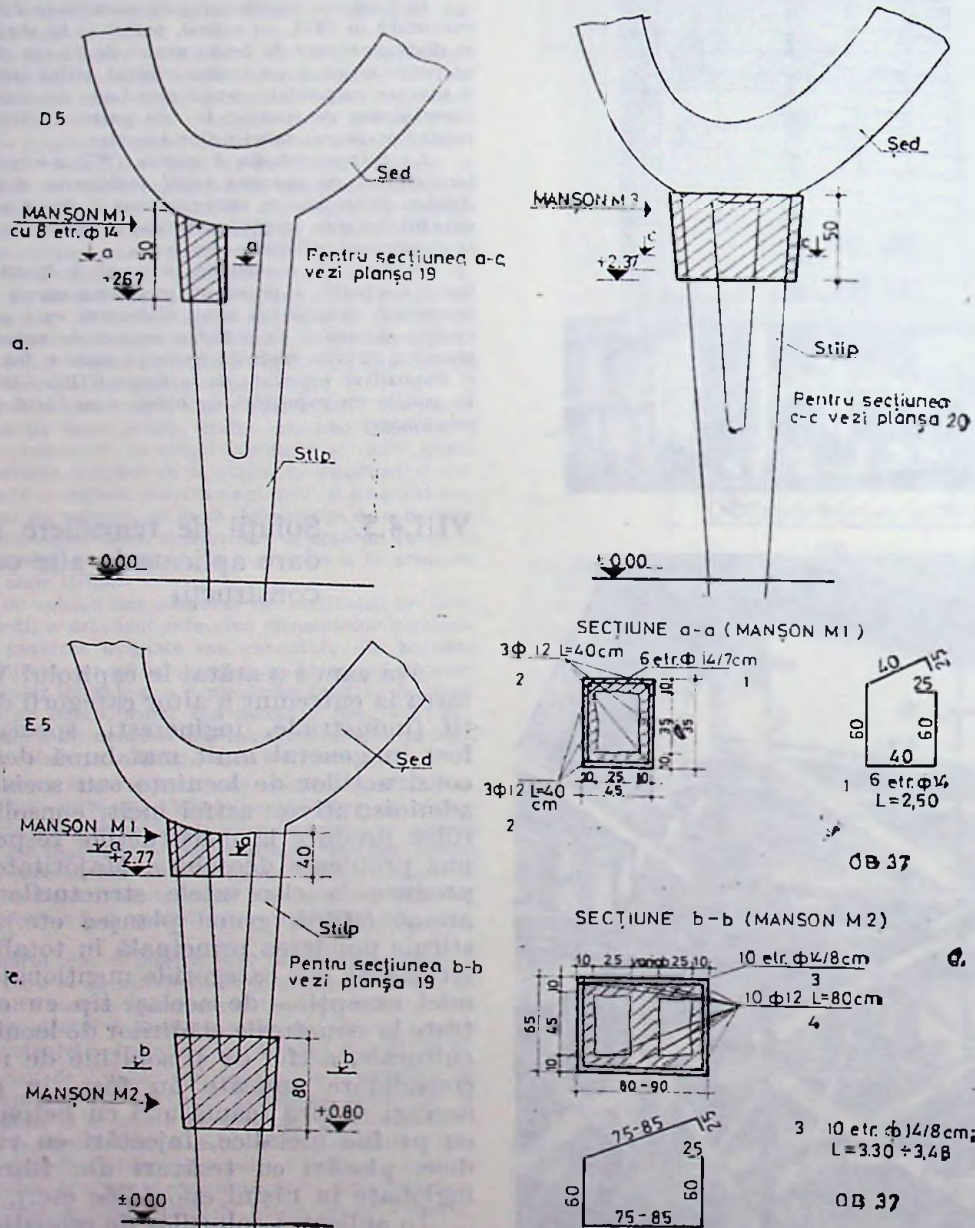


Fig. VIII.27. — Consolidarea prin manșonarea locală a unor stîlpi de susținere a unui acoperiș tip șed la Filatura Română de Bumbac — FRB din București : a — Manșonare parțială la capătul superior ; b — Manșonare completă la capătul superior ; c — Manșonare în 2 secțiuni ; d — Detalii.

În general, cămășuirea s-a aplicat pe toate cele patru laturi ale stîlpului, dar au fost și cazuri cînd s-a executat numai pe o parte din laturi (de exemplu la IMUAB, hala de de roți dințate). De asemenea, s-au aplicat soluții combinate de cămășuire de beton armat pe trei laturi, completată cu platbande metalice sudate pe cea de a patra, cum a fost cazul stîlpilor de rost de la o serie de hale.

În aplicarea consolidării stîlpilor avariați ai unei hale parter, prin cămășuire cu beton armat, s-a căutat să se evite

b) Un caz specific dar simplu de remediere l-a reprezentat bara de legătură cu stîpii a tălpilor inferioare a fermelor de la unele hale, care a fost avariata de cutremur și remediată prin spargerea locală a betonului, armare suplimentară și rebetonare în cofraj suspendat (de exemplu hala de conductori electrici ICME, București).

c) Deși șabiele acoperișurilor din elemente prefabricate s-au comportat în general bine la cutremur, în unele cazuri

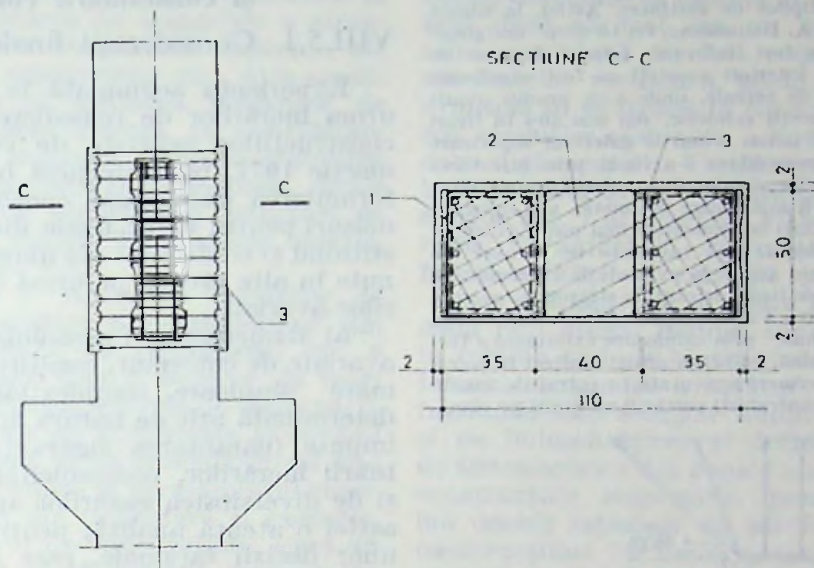
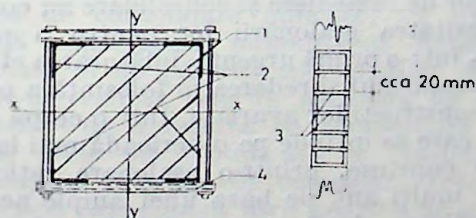


Fig. VIII.28. — Consolidarea stîlpului (popicalui) deasupra căii de rulare la o hală parter cu pod rulant de la IMUC — București: 1 — beton existent; 2 — beton de completare; 3 — torcret.

o deplasare prea mare a centrului de rigiditate al ansamblului stîlpilor halei și, în acest sens, uneori s-au cămășuit și unii din stîpii neavariați, pentru ca sporul de rigiditate adus de cămășuire să fie aproximativ simetric față de cele două axe ale halei (de exemplu hala I.M. Plopeni). În cazul unor avarii mai mici, după curățirea betonului degradat și armarea suplimentară s-a efectuat numai o rebetonare a porțiunilor avariate, cu beton cu aracet (de exemplu Stația de compresoare Danubiana).



• FAZE DE EXECUȚIE

Fig. VIII.29. — Consolidarea unui stîlp cu profile metalice în o hală de la Intreprinderea CONECT din București: 1 — stîlp cu fisuri locale; 2 — corniere; 3 — platbande sudate de corniere; 4 — jguri provizorii din profile metalice.

Uneori s-a întîmplat ca avarierea stîlpilor să producă coborîrea acoperișului în zona respectivă cu eșiva zeci de centimetri fără a afecta grav elementele acestuia, astfel că nu a fost necesară demolarea lui. În astfel de cazuri s-a procedat la ridicarea acoperișului la cotă cu ajutorul unor prese hidraulice și a unor șasofațe provizorii, apoi s-a efectuat rebetonarea sau cămășuirea porțiunii avariate de stîlp sau a îmbinării aferente (de exemplu hala de conductori electrici ICME, București, hala IIS Automatica București, Centrul de îmbutelire vin București-Obor etc.).

s-au produs alunecări pe reazem a elementelor de acoperiș de tip „T”. Remedierea acestei avarii s-a făcut prin mărirea reazemelor prin șeune metalice legate de grinzi longitudinale (de exemplu Stația de încercări anvelope de la I. A. Danubiana, București).

d) În cazul structurilor metalice, în general, remedierea și consolidarea avariilor a fost mai simplă, procedîndu-se la îndreptarea pieselor flambate și completarea secțiunilor cu platbande sau profile sudate. În astfel de construcții, au fost totuși și unele cazuri mai speciale, ca, de exemplu, cel de la Hala de turboagregate IMG B, avînd 7 deschideri, unele de înălțime mare și fiind acoperită cu chesoane de beton armat de $6,00 \times 1,50$ m rezemate pe pane și grinzi metalice. La cutremur, acoperișul din navele cu înălțime mai mare, s-a desprins de stîlpi, prin ruperea buloanelor de înaltă rezistență și s-a deplasat cu circa 60 cm în sens transversal și 15 cm în lung, iar stîpii — unde nu au cedat buloanele — s-au deformat. Soluția de consolidare a prevăzut: ușurarea acoperișului prin înlocuirea chesoanelor de beton armat cu tablă cutată izolată termic, înlocuirea stîlpilor metalici avariați în porțiunea superioară, aducerea acoperișului din poziție deplasată în poziția inițială, remedierea pereților laterali.

e) La clădirile industriale etajate cu structuri de beton armat avariile și consolidările aferente au fost similare cu cele menționate la clădirile de locuit sau civile cu schelet de beton armat. Ca exemplificare se prezintă cazul halei multietajate de la Secția III SMR a Intreprinderii de pompe, București, la care s-au cămășuit toți stîpii halei pe primele 4 niveluri, cu o cămășuire de beton armat B 300 de 15 cm grosime, iar grinziile s-au injectat cu rășini epoxidice.

f) În cazul construcțiilor industriale înalte, cum sînt centralele electrice de termoficare, cele mai importante avarii s-au produs la sălile mașinilor, avînd mari deschideri și înălțimi, cu stîlpi de beton armat, ferme metalice și chesoane de beton armat, iar pereții exteriori din zidărie de cărămidă cu cadre de beton armat (de exemplu CET-Vest, București, fig. VI.88). Avariile au constat din ruperea reazemelor fermelor (console de beton armat) și căderea parțială a acoperișului,

ruperea stîlpilor deasupra grinzii podului rulant și fisurarea sub podul rulant, precum și fisurarea puternică și deplasarea zidăriei exterioare. Consolidarea a constat în înlocuirea stîlpilor de beton armat ruși cu stîlpi metalici, consolidarea elementelor de beton armat fisurate prin cămășuire cu beton armat, sau metal și injectare cu rășini epoxidice, înlocuirea reazemelor fermelelor cu console metalice și înlocuirea acoperișurilor grele de beton armat cu acoperișuri ușoare din tablă cutată.

g) Dintre construcțiile industriale speciale, sînt de relevanță în primul rînd silozurile, la care avariile s-au localizat în general la nivelul stîlpilor de susținere. Astfel, la silozul de negru de fum de la I. A. Danubiana, cei 18 stîlpi marginali distruși la cutremur au fost înlocuiți prin diafragme de beton armat, iar stîlpii interiori avariați au fost cămășuiți.

În cazul silozurilor de cereale, unde s-au produs avarii constînd în fisuri în pereții celulelor, dar mai ales în fisuri și secționări la stîlpii de beton armat ai galeriilor superioare (a se vedea cap. VI), remedierea s-a făcut prin injectarea fisurilor cu rășini epoxidice și înlocuirea galeriilor superioare de beton armat cu galerii mai ușoare din metal, sau reparații locale (rebetonări, injectări) la elementele mai puțin avariate.

h) În cazul castelelor de apă susținute cu turnuri din beton armat realizate prin glisare și avariate la cutremur, de regulă prin producerea de fisuri orizontale străpunse, cu striviri de beton, consolidarea s-a făcut prin diferite sisteme, în funcție de situație și anume: prin cămășuire exterioară a turnului, parțială sau continuă, cu beton armat realizat în cofraj glisant și cămășuire interioară executată în cofraj de inventar (fig. VIII.30); prin contraforți verticali sprijiniți pe cămășuirea fundațiilor;

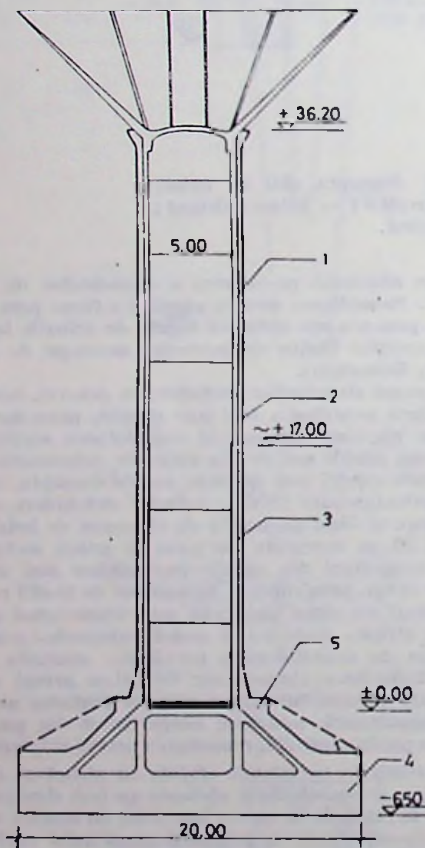


Fig. VIII.30. — Consolidarea prin cămășuire interioară și exterioară a turnului unui castel de apă (cămășuirea interioară s-a executat în cofraj obișnuit iar cea exterioară în cofraj glisant): 1 — perete inițial; 2 — cămășuire exterioară; 3 — cămășuire interioară; 4 — fundație inițială; 5 — cămășuirea fundației.

șuirea fundațiilor; prin cămășuire numai în exterior executată în cofraj de inventar; prin armături fretate în exterior și torcretare parțială sau pe toată înălțimea, iar în interior prin injectare cu rășini epoxidice.

Pentru castelele de apă executate după proiecte tip IPCT, cu capacități pînă la 500 m³ s-au elaborat soluții directive de remediere și consolidare, însoțite de instrucțiuni în variante pentru diferite grade de avariere, prin aplicarea unei game întregi de soluții, de la simple injectări cu epodur în cazul fisurilor nepătrunse, pînă la cămășuiri de beton armat, care au fost aplicate în câteva cazuri.

VIII.5. Concluzii asupra remedierii și consolidării construcțiilor

VIII.5.1. Considerații finale

Experiența acumulată în țara noastră, în urma lucrărilor de remediere și consolidare a construcțiilor avariate de cutremurul din 4 martie 1977, realizate pînă în prezent, permit formularea unor prime concluzii cît și a unor măsuri pentru viitor, unele dintre acestea constînd și confirmări ale unor experiențe obținute în alte țări de pe urma consolidării clădirilor avariate.

a) Remedierea și consolidarea construcțiilor avariate de cutremur, constituie o problemă de mare amploare, complexitate și răspundere, determinată atît de natura multiplelor condiții impuse (garantarea siguranței, urgența efectuării lucrărilor, economicitatea soluțiilor) cît și de diversitatea cazurilor apărute, necesitînd astfel o atentă analiză, pentru fundamentarea unor decizii raționale, care să evite greșelile tehnice sau risipa.

b) În general, este necesar ca remedierea și consolidarea unei construcții avariate de cutremur, pe lîngă restabilirea integrității inițiale a construcției și refacerea elementelor avariate, să confere construcției — prin mijloace adecvate — nivelul de asigurare anti-seismic necesar pentru a putea rezista, fără a se prăbuși și cu avarii cît mai reduse, la un nou cutremur puternic, ce poate apărea pe durata de viață a construcției.

Complexitatea tehnică și condițiile impuse lucrărilor de remediere și consolidare au condus la necesitatea eșalonării lor pentru a putea asigura, într-o primă urgență, înlăturarea efectelor cutremurului și redarea în folosință a majorității construcțiilor avariate. Într-o etapă ulterioară, care se întinde pe o perioadă mai lungă, trebuie cuprinse, printr-o eșalonare rațională pe mai mulți ani, pe baza unei ample acțiuni de verificare după o metodologie adecvată, tot restul lucrărilor, deci inclusiv lucrările legate de sporirea nivelului de asigurare anti-seismică necesară, a construcțiilor ce rămîn în folosință, pentru a rezista la un viitor cutremur puternic.

c) La baza soluțiilor de remediere și consolidare a unei construcții avariate de cutremur, trebuie să stea o serie de principii și obiective legate în special de natura solicitărilor seismice la care trebuie să reziste acea construcție, precum și de comportarea și natura răspunsului seismic al construcției. Acestea implică asigurarea rigidității spațiale a construcției, îmbunătățirea simetriei dinamice precum și a aptitu-

dinii și capacității construcției respective de a absorbi și disipa energie.

d) Cu toată diversitatea soluțiilor de remediere și consolidare, care sînt în funcție de numeroși factori externi sau interni, în raport cu construcțiile în cauză, există și puncte comune care permit o mai rațională pregătire și precizare a soluțiilor de consolidare, cu referire în special la: consolidarea de ansamblu a structurii și consolidarea elementelor separate ale acesteia; alegerea materialelor etc., care condiționează eficiența și calitatea lucrărilor de remediere-consolidare. Luarea în considerare a acestor puncte comune permite stabilirea unor soluții de remediere și consolidare, directive, pentru diferite elemente și structuri de construcție: beton simplu, beton armat, zidărie, construcții metalice etc.

e) Proiectarea și realizarea lucrărilor de remediere și consolidare a construcțiilor din țara noastră avariate de cutremurul din 4 martie 1977, a constituit o acțiune de mari proporții, care a antrenat cadrele de răspundere din organele centrale de directivare și control în construcții precum și pe specialiștii cei mai competenți din cercetare și învățămîntul superior de construcții, din proiectare și execuție, care într-un interval de timp relativ scurt au reușit să abordeze și să rezolve majoritatea lucrărilor de remediere și consolidare, realizînd lucrări de o mare dificultate și varietate, pentru întreaga diversitate de categorii și tipuri de construcții de locuințe și social culturale, industriale, agrotehnice, construcții speciale și inginerești etc., atît din Capitală cît și din toate centrele din țară afectate de cutremur.

f) În realizarea acestor lucrări s-a folosit o mare varietate de soluții tehnice, prin aplicarea principiilor și directivelor menționate, exemplificate în cadrul acestui capitol. Se poate aprecia că măsurile de primă urgență luate și soluțiile de consolidare aplicate, au pus în evidență capacitatea specialiștilor români — confirmată și de părerea specialiștilor străini care ne-au vizitat țara în perioada de după cutremur — de a rezolva cu competență problemele grele ale recuperării și consolidării construcțiilor avariate de cutremur. Totodată s-a dovedit capacitatea țării noastre de a face față, în mod operativ și cu succes, unor asemenea încercări grele.

g) O caracteristică comună mării majorități a cazurilor de consolidare rezolvate a fost natura soluțiilor adoptate, care a urmărit, în primul rînd, restabilirea structurilor avariate și readucerea lor la nivelul rezistenței inițiale dinainte de cutremur. Soluțiile de consolidare au fost însă diferențiate în funcție de categoria de construcții la care au fost aplicate.

VIII.5.2. Măsurî pentru viitor

Pentru asigurarea deplină a construcțiilor din țara noastră la un viitor cutremur puternic

este necesar să se prevadă o amplă acțiune de verificare atentă și de analiză fundamentată, pe baza unei metodologii speciale elaborată în acest scop (vezi cap. IX), a stării tuturor construcțiilor importante, inclusiv a clădirilor cu multe niveluri, realizate înainte de cutremurul din 4 martie 1977, și în primul rînd al celor vechi, destinate să rămînă în exploatare, indiferent dacă au fost sau nu afectate vizibil de seism sau dacă au fost consolidate. Pe baza rezultatelor verificării, acolo unde va fi cazul, urmează să se treacă în continuare la organizarea execuției eşalonate a lucrărilor de consolidare suplimentare. Verificarea menționată trebuie corelată și cu verificarea periodică prevăzută în art. 7 al Legii nr. 8/1977, privind asigurarea durabilității, siguranței în exploatare, funcționalității și calității construcțiilor.

Această acțiune se poate întinde pe o perioadă mai lungă, nefiind supusă urgenței, dar în schimb trebuie să cuprindă serioase analize tehnico-economice a tuturor cazurilor, care să fundamenteze soluțiile adoptate, strîns legate și de îmbunătățirea și definirea planurilor de sistematizare din zonele unde sînt amplasate construcțiile respective, pentru a se putea lua decizii raționale cu privire la: încadrarea construcțiilor în noile ansambluri construite sau menținerea lor numai pe o durată limitată; nivelul de asigurare ce trebuie adoptat pentru construcțiile consolidate; alegerea soluțiilor tehnice de consolidare în funcție de toate criteriile menționate. Toate acestea necesită studii aprofundate mai ales pentru clădirile realizate în serie mare după proiecte tip, la care au apărut uneori avarii sistematice, precum și pentru construcțiile unicat mai importante sau cele care prezintă complexități de alcătuire și comportare.

Bibliografie

1. * * * *Comment réparer les bâtiments endommagés par un séisme*, Nations Unies, New York, 1977.
2. ADRIANO PASTA *Problemi di restauro in zona sismica*, L'industria delle costruzioni, Ian. 1977.
3. * * * *The Managua, Nicaragua Earthquake (1972)*, American Iron and Steel Institute Washington, 1972.
4. * * * *Building Performance in the 1972 Managua Earthquake*, NBS—Washington, 1973.
5. * * * *The great Alaska Earthquake of 1964*, National Academy of Sciences U.S.A., 1973.
6. * * * *San Fernando, California Earthquake of February 9, 1971*, U.S.A., 1973.
7. * * * *Earthquakes: Agadir-Maroc (1960), Skopje-Yugoslavia (1963), Anchorage-Alaska (1961), Caracas-Venezuela (1967)*, American Iron and Steel Institute Washington, 1975.
8. A. I. MARTEMYANOV *Re-design, repair and strengthening of buildings in seismic regions*, Discussion paper, Second seminar on construction in seismic regions, CEI-ONU, Lisbon, oct. 1981.
9. * * * *Learning from earthquakes, 1977 Planning and field guides*, Earthquake Engineering Research Institute-EIERS, Oakland, S.U.A., 1977.
10. * * * *Lucrările Congresului Internațional: Protecția construcțiilor în zone seismice*, CO.P.I.S.E.E., București, 21—24 Nov. 1978.
11. * * * *Observation on the repair technology and methodology for structures damaged during the Romania Earthquake of March 4, 1977*, U.S.A.-CRSDA Final Report, Oct. 1977.

Studii și elemente de sinteză privind cutremurul din 4 martie 1977

DR. ING. HOREA SANDI

Institutul de cercetare în construcții și economia construcțiilor (INCERC)

DR. ING. ION CORNEA

Centrul de fizica pământului și seismologie (CFPS)

DR. ING. DAN CĂPĂȚÎNĂ

Institutul de proiectare a construcțiilor tipizate (IPCT)

ING. RADU NEGRU

Institutul de proiectare a construcțiilor tipizate (IPCT)

Specialiști consultați:

ING. DINU ELIADE

Institutul de proiectare a construcțiilor tipizate (IPCT)

ING. PETRU VERNESCU

Institutul de proiectare a construcțiilor tipizate (IPCT)

IX.1. Generalități

Cutremurul din 4 martie 1977 a reprezentat un eveniment tragic, o încercare grea pe plan social pentru regiunile afectate de intensități seismice ridicate. În același timp, acest fenomen a constituit o sursă de învățăminte de o bogăție deosebită pentru specialiștii din diferite sectoare de activitate. Specificul său seismologic, diferit de acela al cutremurelor „normale”, s-a reflectat într-o mișcare seismică a terenului neobișnuită, în primul rând din punctul de vedere al distribuției geografice a intensităților și din punctul de vedere al compoziției spectrale. Faptul că a fost afectată de intensități ridicate o zonă întinsă, dens populată și în care o pondere importantă în fondul construit a fost ocupată de construcții moderne, protejate antiseismic, realizate în mare măsură prin metode industrializate, a făcut pe mulți specialiști să exprime părerea că evenimentul seismic a generat un laborator natural pentru încercarea construcțiilor moderne, de o amploare și o importanță tehnică încă nointilnită.

Buna comportare a mării majorități a construcțiilor noi, concepute și realizate pentru a rezista acțiunii seismice, a demonstrat convinsător, în aceste condiții, capacitatea tehnică a specialiștilor români și eficiența activității de cercetare, proiectare, execuție și directivare în acest domeniu.

Evenimentul seismic de la 4 martie 1977 a pus în fața specialiștilor, în primul rând din domeniile seismologiei și construcțiilor, o serie întreagă de sarcini, de natură fie științifică fie practică, de primă urgență sau implicând o activitate sistematică, de durată.

Au fost stimulate numeroase studii, unele încheiate în prezent, altele încă în curs și urmând a se desfășura încă pe un număr de ani, la fel ca o serie de activități practice necesare în condițiile create. O privire cit de succintă asupra activității specialiștilor, arată că activitatea lor a fost influențată pe multiple pla-

nuri de impactul evenimentului seismic. Pentru un mare număr de ingineri constructori apariția cutremurului și cunoașterea efectelor sale au reprezentat o sursă și un stimulent pentru preocuparea de a proteja mai bine construcțiile, de a-și forma concepții mai cuprinzătoare, de a-și însuși noi cunoștințe.

În capitolele precedente ale lucrării au fost prezentate studii asupra condițiilor geologice și seismice ale țării noastre și asupra specificului evenimentului seismic, din punctul de vedere atât al seismologiei, cât și al ingineriei seismice, studii asupra comportării terenului de fundație, construcțiilor ca și elementelor și materialelor de construcție, studii asupra măsurilor de reparare și consolidare întreprinse. În cadrul acestui capitol se urmărește prezentarea unor studii suplimentare, destinate unei înțelegeri mai aprofundate a formelor de manifestare și a efectelor cutremurului.

Se urmărește, în mare măsură, să se prezinte o privire spre viitor, în dorința de a se contribui la o mai rațională apărare împotriva pericolului seismic. În această ordine de idei, sunt prezentate câteva păreri pe marginea perspectivelor de predicție a cutremurelor generate în zona de curbură a Carpaților, o serie de studii experimentale și de analize prin calcul ale unor construcții, o serie de puncte de vedere privind protecția antiseismică a construcțiilor, dându-se atenție unui aspect mai puțin studiat în trecut, anume acela al protecției fondului construit existent. În continuare se prezintă o sinteză a unor discuții cu o serie de specialiști străini de înaltă calificare care au vizitat țara noastră după cutremur, o serie de considerații asupra legislației tehnice de specialitate și o privire asupra unor acțiuni necesare în viitor.

IX.2. Perspective și unele măsuri necesare pentru predicția cutremurelor pe teritoriul României

IX.2.1. Aspecte generale

Predicția cutremurelor de pământ (a locului, momentului și magnitudinii) este unul dintre scopurile de importanță majoră spre care tinde cercetarea actuală, din domeniul Fizicii Pământului, în general și al Seismologiei, în special.

În ultimii 10 ani s-au realizat progrese în câteva țări (R. P. Chineză, S.U.A., U.R.S.S., Japonia), stringându-se date importante referitoare la activitatea seismică și fenomenele precursore și acumulându-se oarecare experiență în prevederea deterministică a cutremurelor. Nu s-a reușit însă până acum și este puțin probabil că se va reuși în viitor să se pună la punct o metodă unică cu ajutorul căreia să se poată prevedea orice fel de cutremur. Acest fapt se datorează mecanismului de producere a cutremurelor și precursorilor acestora, practic fiind necesară studierea atentă a fiecărei zone epicentrale. Predicțiile reușite, dar mai ales cele nereușite, au demonstrat complexitatea fenomenului seismic și a precursorilor săi și necesitatea de a acumula noi date de observație în vederea stabilirii unor metode de predicție certe.

În orice caz, studiul detaliat al activității seismice și al fenomenelor precursore, atât ca distribuție în spațiu, cât și ca distribuție în timp, pe fondul unei cunoașteri din ce în ce mai bune a structurii scoarței și a mantalei superioare și a fenomenelor fizice ce se produc în interiorul Pământului, este singurul în măsură să conducă în viitor la stabilirea unor metode corecte de predicție seismică.

În prezent este cunoscut faptul că :

— înaintea cutremurelor puternice se produc fenomene geofizice precursore de durată ; lungă, intermediară, scurtă și iminentă ;

— fenomenele precursore apar uneori cu câțiva ani înainte de cutremur și se manifestă atât în zona epicentrală, cât și la distanțe mari, ce ating uneori 3—100 km de epicentru ;

— fenomenele precursore apar sub forma unor variații ale unui număr mare de parametri fizici. Aceste variații sînt însă, de regulă, foarte mici și lente, fiind câteodată mascate de variații mult mai mari (uneori cu un ordin de mărime), provocate de variații de temperatură, presiune, umiditate etc., precum și de cauze încă necunoscute ;

— variația parametrilor precursori nu este întotdeauna asemănătoare, putînd diferi de la o zonă seismică la alta. În acest sens se poate vorbi despre anumite caracteristici particulare ale fiecărui focar. Se observă uneori chiar o comportare contradictorie, necxplicată încă, a anumitor parametri.

Din această cauză, urmărirea în timp și apariția unui singur parametru fizic sau a unui număr mic de parametri nu este elocventă, fiind necesară o corelare a variației tuturor parametrilor pentru care se observă o dependență față de activitatea seismică. Observațiile trebuie făcute cu mare precizie și finețe, căutînd să se elimine influențele datorate altor cauze.

IX.2.2. Oportunitatea predicției cutremurelor pe teritoriul R. S. România

Problema predicției cutremurelor, atât de actuală, are profunde implicații economice și sociale. Pentru țara noastră, dezastros afectată de cutremurele vranceane mari, se impune organizarea unui sistem de predicție național.

În vederea realizării unei cât mai exacte predicții este absolut necesar să se studieze, concomitent cu activitatea seismică, și fenomenele geografice, geologice și biologice asociate marilor cutremure. De aici necesitatea de a studia mișcările crustale recente, seismotectonica zonelor seismice potențiale, variația cimpurilor naturale (geomagnetice, gravitice, geotermice, georadioactive, geoelectrice, barice etc.). În acest fel, sarcina de a studia fenomenele precursore marilor cutremure pe teritoriul țării noastre ridică probleme deosebite, mai ales avînd în vedere faptul că puținele rezultate pozitive pe plan mondial se referă exclusiv la cutremure normale. Este de așteptat ca studiul fenomenelor precursore cutremurelor intermediare din Vrancea să fie mult mai dificil, impunînd măsurătorilor condiții de precizie spre limita actuală a aparatelor de măsură.

Pentru urmărirea continuă a fenomenelor precursore concomitent cu activitatea seismică, este necesară organizarea unei activități sistematice prin înființarea pe teritoriul R. S. România a unor stații principale de urmărire. Acestea vor trebui să furnizeze date nu numai asupra activității seismice, ci și asupra fenomenelor și anomaliilor geofizice precursore cutremurelor puternice.

Din cele arătate în capitolul IV reiese că pe teritoriul țării noastre se pot produce două tipuri de cutremure și anume :

— *cutremure intermediare*, localizate în zona de curbură a Carpaților (Vrancea) ; adîncimea focarelor acestora este cuprinsă între 60 km și 160 km, cu magnitudinea maximă observată de 7,4 (seara Richter).

Pentru cercetările de predicție a cutremurelor vranceane s-a considerat că este indicat ca o stație principală de urmărire să fie instalată în apropiere de centrul zonei epicentrale din Vrancea, deoarece variațiile anormale ale precursorilor sînt de obicei mai rapid sensibile în vecinătatea epicentrelor cutremurelor.

— *cutremure normale*, localizate aproape în toate regiunile țării (Banat, Maramureș, Transilvania, Moldova, Muntenia etc.): adâncimea focarelor acestora se situează până la aproximativ 60 km, iar intensitatea maximă observată a fost până la $I_0 = VIII$ (scara MSK).

Pentru cercetările de predicție a cutremurelor normale din țara noastră s-a considerat că este indicat ca o altă stație principală de urmărire să fie instalată în Banat, din următoarele motive:

a) focarele cutremurelor normale sînt situate la cea mai mică adâncime în Banat, această adâncime mică favorizînd urmărirea variațiilor precursorilor cutremurelor;

b) în cîmpia Banatului, la Buziaș, apare cristalul la suprafață, permițînd astfel o mai bună recepționare a datelor obținute de la senzorii amplasați pe această rocă dură.

Datele de observație furnizate de rețeaua seismică modernă și de mare sensibilitate care, în forma finală, în afara rețelei existente de 24 stații seismice, va consta și din 18 stații telemetrice, 10 radiorelee și un centru de achiziție și prelucrare a datelor în timp real, completate cu cele obținute în cadrul celor două stații principale de urmărire din Vrancea și Banat, vor permite ca cercetările din domeniul predicției cutremurelor de pămînt să fie orientate spre următoarele obiective:

— studiul fenomenelor seismice precursore marilor cutremure (roirurile de cutremure, modificări în raportul vitezelor V_p/V_s , raportul amplitudinilor A_p/A_s , lacuna seismică);

— studiul mecanismului în focar și al distribuției tensiunilor înaintea marilor cutremure;

— studiul statistic-probabilistic al fenomenelor seismice (variația coeficientului b , magnitudinea maximă, modelarea statistică a distribuției temporare a evenimentelor seismice);

— studiul parametrilor geometricei, cinematice și dinamice ai focarelor cutremurelor (momentul seismic, căderea de tensiune, geometria faliei);

— studiul detaliat al microcuteurelor pentru stabilirea corelațiilor între frecvența de apariție și caracteristicile spectrale ale acestora și ale cutremurelor puternice;

— cercetări complexe privind structura de adâncime, dinamica și fenomenele din interiorul Pămîntului, în scopul precizării caracteristicilor seismotectonice ale zonelor seismice din R. S. România;

— elaborarea de algoritmi și programe de calcul privind descifrarea și prelucrarea informațiilor seismice și analiza parametrilor folosiți în prevederea cutremurelor;

— modelarea fizico-matematică a fenomenelor de seismogeneză;

— punerea în evidență a modificărilor produse cîmpului geomagnetic de către variațiile cîmpului de tensiuni mecanice din scoarță, prin intermediul proprietăților piezomagnetice ale rocilor (efecte tectonomagnetice);

— cercetări asupra variației temperaturii rocilor;

— cercetări asupra deformărilor scoarței terestre;

— cercetări asupra variației curenților telurici;

— cercetări asupra variației tensiunilor și compresiunilor mecanice în scoarță;

— cercetări asupra variației concentrației radonului în sol și în apele freatice;

— studii biologice referitoare la comportarea anormală a dieritelor animale.

Astfel, studiul detaliat al activității seismice și al fenomenelor precursore, atât ca distribuție în spațiu, cit și ca distribuție în timp, pe fondul unei cunoașteri din ce în ce mai bune a structurii scoarței și mantalei superioare și a fenomenelor fizice ce se produc în interiorul Pămîntului, este singurul în măsură să conducă în viitor la stabilirea unor metode corecte de predicție seismică pe teritoriul R. S. România.

IX.3. Studii experimentale la scară naturală privind deformarea construcțiilor în regim de solicitări dinamice

IX.3.1. Cadru general

Studiile experimentale la scară naturală privind deformarea construcțiilor în regim de

solicitări dinamice reprezintă în prezent o cale de primă importanță pentru determinarea directă a unor caracteristici ale construcțiilor, pentru cunoașterea unor aspecte specifice ale comportării dinamice, pentru depistarea unor zone avariate etc. Aceste studii se pot face măsurînd și înregistrînd unii parametri ai deformării în regim dinamic (deplasări, viteze, accelerații, eventual deformații locale) a construcțiilor supuse unor acțiuni dinamice generate artificial (șocuri, forțe variînd în timp în treaptă, sisteme de forțe variînd sinusoidal etc.) sau unor acțiuni dinamice naturale (raiale de vînt, agitația microseismică a terenului). În lucrarea [6] sînt date elemente privind categoriile de aparatură de specialitate, categoriile principale de cercetări experimentale asupra comportării dinamice, elemente privind interpretarea rezultatelor, elemente privind concepția și organizarea încercărilor etc. În țara noastră a fost utilizată pe scară largă, după 1960, metodologia de cercetare, avînd la bază studiul deformării la scară naturală, utilizîndu-se aparatură seismometrică de înaltă sensibilitate, capabilă de a măsura parametrii oscilațiilor datorate agitației microseismice. Pe această bază s-au efectuat, înainte de cutremur, studii cu caracter statistic privind caracteristicile dinamice ale construcțiilor de locuințe [73, 74], studii individuale detaliate asupra unor construcții de proporții sau complexități deosebite (clădiri social-culturale, construcții inginerești) [71, 72, 76]. După cutremur s-au făcut determinări asupra unui mare număr de construcții, obținîndu-se date care furnizează informații prețioase asupra efectelor mișcării seismice. Sînt semnificative, în această ordine de idei, elementele de comparație privind caracteristicile dinamice ale construcțiilor înainte de cutremur și după cutremur (ca și, în unele cazuri, după efectuarea lucrărilor de consolidare).

În cele ce urmează se prezintă o serie de studii efectuate și rezultate obținute în legătură cu analiza construcțiilor afectate de cutremurul din 4 martie 1977. După o scurtă descriere a elementelor metodologice de principiu, se prezintă rezultate cu caracter statistic privind influența solicitărilor seismice asupra caracteristicilor dinamice ale unor clădiri etajate, rezultate cu caracter statistic privind caracteristicile dinamice ale unor clădiri înalte, tip, realizate în serie în București, și unele cazuri individuale studiate mai detaliat. Pe această bază se pot formula unele concluzii instructive privind metodologia utilizată și specificul comportării construcțiilor. Pentru o imagine mai cuprinzătoare, aceste date vor trebui corelate cu cele din capitolul VII al lucrării.

IX.3.2. Elemente metodologice

Suprafața pămîntului se găsește într-o stare de mișcare permanentă de slabă intensitate, stare numită agitație micro-

seismică. Această stare este datorită unor categorii diferite de factori perturbatori: trafic urban, perturbații industriale, rafale de vânt, valuri marine etc. Amplitudinile deplasărilor sint, în mediul urban, în condiții curențe de teren, de regulă sub $1 \mu\text{m}$. În zonele de munte aceste amplitudini pot fi de zeci sau sute de ori mai reduse. Compoziția spectrală a acestor oscilații (distribuția după frecvențe a energiei) este influențată atât de natura factorilor perturbatori, cit și de condițiile geologice locale. La un același amplasament se observă uneori diferențe sensibile între caracteristicile oscilațiilor în timpul zilei și în timpul nopții. În condiții diferite de teren se observă, de asemenea, diferențe sensibile ale naturii oscilațiilor terenului. Din acest motiv, agitația microseismică reprezintă în prezent un factor cărui i se acordă o atenție crescândă în vederea caracterizării condițiilor seismice locale, în vederea efectuării studiilor de microzonare seismică.

Agitația microseismică a terenului reprezintă un element deosebit de important pentru studiile asupra caracteristicilor dinamice ale construcțiilor. Mișcarea permanentă a terenului antrenează în mișcare fundațiile construcțiilor și, în consecință, construcțiile sint antrenate în întregime într-un proces de oscilații permanente de slabă intensitate, oscilațiile microseismice (sau ambientale).

Înregistrările arată că agitația microseismică a terenului are o natură neregulată, haotică și, în același timp, practic staționară. Ea poate să fie privită, din punct de vedere al calculului de specialitate, drept o mișcare aleatoare staționară (mișcare cu spectru continuu) [51, 70]. Construcțiile antrenate în mișcare de această acțiune perturbatoare se comportă ca niște filtre dinamice. Dacă mișcarea staționară a terenului se consideră ca o combinație liniară (continuă) de mișcări sinusoidale, care reprezintă componentele spectrale ale sale, rezultă imediat faptul că o construcție va amplifica componentele spectrale de frecvențe apropiate frecvențelor proprii, în schimb va atenua componentele spectrale ale căror frecvențe sint depărtate de frecvențele proprii. Dacă se utilizează termenii teoriei funcțiilor aleatoare, mișcarea aleatoare a terenului se caracterizează printr-o densitate spectrală relativ uniformă a deplasărilor sau accelerațiilor (fig. IX.1 a), pe cind componentele omoloage ale mișcării construcțiilor se caracterizează printr-o densitate spectrală cu virfuri importante în vecinătatea frecvențelor (sau pulsațiilor) proprii (fig. IX.1 b). Drept urmare, în timp ce agitația microseismică a terenului liber are un caracter haotic, mișcarea unei construcții antrenate de teren este apropiată de o combinație liniară a unor oscilații sinusoidale cu frecvențe foarte apropiate de frecvențele proprii (fig. IX.2). În consecință, analiza înregistrărilor mișcărilor construcțiilor permite să se tragă concluzii directe asupra frecvențelor proprii ale acestora. Dacă se fac înregistrări simultane ale mișcării în mai multe puncte ale construcției, se obține o imagine a deformării în regim dinamic a acestei construcții, care permite punerea în evidență a unor particularități ale formelor proprii de vibrație și, eventual, pe baza unor prelucrări mai aprofundate, și asupra altor caracteristici dinamice.

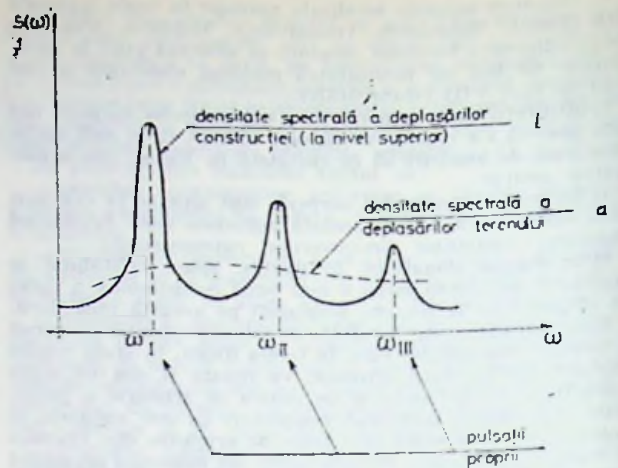


Fig. IX.1. — Exemplificarea calitativă a densităților spectrale pentru mișcarea terenului și a unui punct de pe o construcție în cazul oscilațiilor datorite agitației microseismice.

În vederea înregistrării unor parametri ai oscilațiilor datorite agitației microseismice a terenului este necesară aparatură seismometrică de înaltă sensibilitate, legată direct sau prin intermediul unui condiționator de semnal la un oscilograf magneto-electric (cu hirtie fotografică obișnuită, cu hirtie sensibilă la raze ultraviolete, cu sistem inseriptor) sau magnetic (cu înregistrare continuă sau numerică). Amplificările necesare ale deplasărilor pot să fie de ordinul $10^2 \dots 10^3$ în mediul urban, respectiv de ordinul $10^1 \dots 10^2$ în zone deosebit de liniștite. În țara noastră au fost utilizate pînă în prezent cu precădere, drept seismometre de înaltă sensibilitate, seismometrul VEGIK-M fabricat de către Institutul de fizica Pămîntului din Moscova și seismometrul Rangers SS-1, fabricat de către firma Kinometrics din Pasadena, California. Ambele seismometre sint de tip electrodinamic și au posibilitatea de a funcționa pe direcție orizontală sau verticală (sau, eventual, înclinată).

Cele mai simple determinări la seară naturală se efectuează înregistrîndu-se oscilațiile orizontale ale unui punct situat în zona superioară a unei construcții. În acest caz, se obține o înregistrare care permite evaluarea simplă și rapidă a unei frecvențe (sau perioade) proprii fundamentale, în special dacă parametrul înregistrat este o deplasare.

În țara noastră s-au efectuat astfel de determinări cu caracter statistic, din care s-au dedus relații empirice privind perioadele proprii fundamentale ale clădirilor înalte [73, 74]. Înregistrarea simultană pe mai multe canale ale unui oscilograf a permis să se obțină rezultate mult mai bogate, care

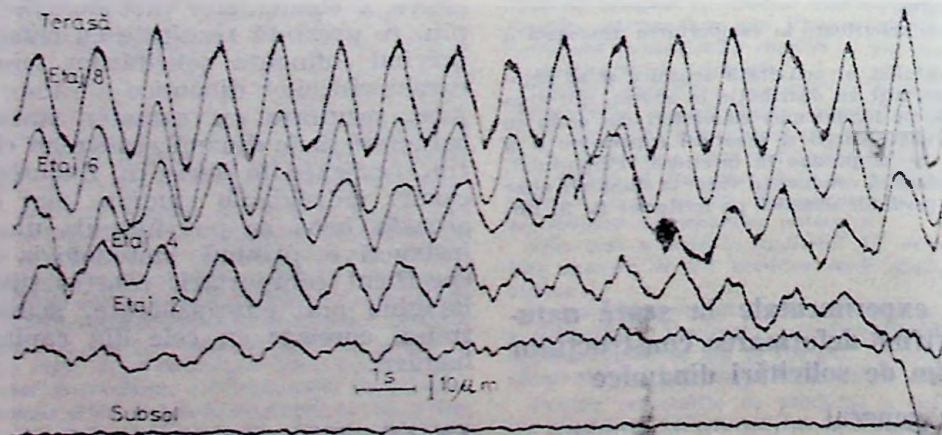


Fig. IX.2. — Exemplificarea deformării dinamice a unei construcții în cazul oscilațiilor datorite agitației microseismice (deplasări înregistrate la sediul ISPCAIA — București, pe direcție transversală construcției).

puțin în evidență specificul deformării construcțiilor în regim dinamic [73, 76]. S-au putut obține, astfel, date directe privind formele proprii de oscilație de încovoiere de ansamblu și de torsiune de ansamblu, privind contribuția tipurilor fundamentale de deformare (încovoiere pură, lunecare pură, răsucirea fundației) la deformabilitatea de ansamblu a construcțiilor, privind amplitudinea oscilațiilor de torsiune de ansamblu etc. Determinări similare au fost efectuate asupra unor baraje în arc [71, 72], asupra unor poduri, asupra unor construcții industriale și inginerești etc.

În punctele următoare sunt prezentate câteva rezultate experimentale, care au permis să se compare rigiditățile unor construcții înainte și după cutremur, în corelare cu gradul de avariere, să se analizeze statistic comportarea unor clădiri tipizate și să se efectueze analize de detaliu asupra comportării unor construcții individuale.

IX.3.3. Date privind modificarea perioadelor proprii fundamentale ale unor construcții ca urmare a solicitărilor seismice datorite cutremurului din 4 martie 1977

În urma cutremurului din 4 martie 1977, multe din construcțiile asupra cărora s-au efectuat anterior determinări experimentale de perioade fundamentale, au suferit avarii mai mult sau mai puțin importante. Față de această situație s-a inițiat desfășurarea unor cercetări privind determinarea variației perioadelor proprii fundamentale ale clădirilor în urma acțiunii cutremurului, în cadrul acestor cercetări efectuându-se măsurări la un număr de 47 blocuri cu ajutorul tehnicii experimentale descrise anterior. La construcțiile la care s-au făcut măsurări de perioade proprii de vibrație s-a urmărit și determinarea prin observații directe a gradului avariilor existente. Scopul urmărit a fost acela de a se stabili corelații între variația perioadelor proprii de vibrație și gradul de avariere existente, corelații care să conducă eventual la indicații privind comportarea de ansamblu a clădirilor la acțiunile seismului și în particular la indicații privind măsurile de consolidare necesare.

În tabelul IX.1, elaborat în INCERC*) pe baza [74], se face o prezentare a principalelor rezultate obținute la cele 47 de construcții de locuințe la care s-au făcut determinări de perioade proprii fundamentale ale vibrațiilor de ansamblu după direcțiile lor principale, transversale și longitudinale, înainte și după cutremurul din 4 martie 1977.

Rezultatele din tabel sunt prezentate grafic, sub o formă sintetică, în figura IX.3. În această figură sunt redată la scară logaritmică, pe direcția razei cercului, perioadele proprii. Modificările perioadelor proprii, care exprimă modificările rigidităților de ansamblu, sunt prezentate pe direcțiile care corespund orientării geografice a direcțiilor transversală (pe semicercul superior) și longitudinală (pe semicercul infe-

rior) pentru diferitele construcții. Lungimea de segment este proporțională cu modificarea relativă a perioadelor proprii. Figura permite să se analizeze influența orientării și a tipului de construcție (soluție constructivă, perioadă fundamentală inițială) asupra modificării relative de rigiditate.

Pe marginea datelor din tabelul IX.1 se pot face câteva observații privind comportarea construcțiilor realizate cu diferite soluții constructive în timpul cutremurului. Aceste observații se referă la construcțiile menționate în tabel, dar nu au o valabilitate statistică, datorită numărului limitat al construcțiilor de diferite tipuri, considerate în tabel. Extinderea concluziilor trebuie să fie făcută, astfel, cu discernămintul corespunzător.

În ceea ce privește comportarea construcțiilor studiate se pot menționa următoarele:

Construcțiile din panouri mari tip IPB (P+7 E), care nu au prezentat avarii aparente importante, au prezentat și creșteri moderate ale perioadelor proprii, mai pronunțate pe direcția NE-SV (direcție predominantă a mișcării seismice).

Construcțiile din panouri mari tip IPCMC (P+7 E) au prezentat avarii limitate, totuși mai importante decât precedentele și, corelat cu aceasta, creșteri mai accentuate ale perioadelor proprii, creșteri maxime apărute de regulă de asemenea pe direcția N-S.

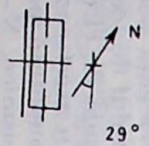
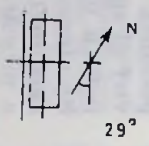
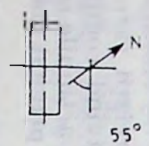
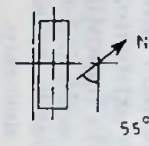
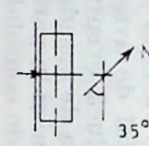
Construcțiile cu pereți portanți glisați au prezentat avarii ușoare și, corelat cu aceasta, creșteri moderate ale perioadelor proprii. S-au înregistrat creșteri procentuale ceva mai pronunțate la construcțiile P+9 E decât la construcțiile P+10 E, fapt care, deși nu este constatat în acest caz de o manieră statistică, prezintă o evidență corelare cu prezența unui vîrf al spectrului de accelerații pe direcția NS, pentru perioada de circa 0,5 s (vezi fig. V.14). Se observă în acest caz o tendință de flexibilizare mai pronunțată pe direcția predominantă a mișcării seismice, N-S.

Construcțiile mixte cu diferite soluții constructive au prezentat, pe de o parte, un tablou mai divers al comportării (corespunzător unei varietăți mari de tipuri constructive), iar pe de altă parte, avarieri mai importante și, corelat cu aceasta, creșteri mai pronunțate ale perioadelor proprii. Corelația între gradele de avariere și creșterea perioadelor proprii a fost evidentă și în acest caz.

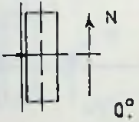
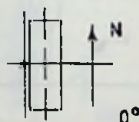
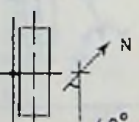
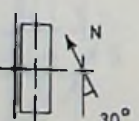
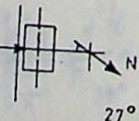
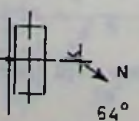
Sintetizînd cele arătate cu privire la corelația dintre gradul de avariere și creșterile perioadelor proprii, se poate menționa că: în cazurile cînd avariile observate vizual au fost neînsemnate, creșterile de perioade proprii nu au depășit 20...25%; în cazurile cînd au apărut avarii multiple relativ ușoare, creșterile de perioade proprii s-au situat în intervalul 25...50%; în cazurile cînd examinarea vizuală a pus în

*) Autori: A. BUGHEANU și S. PETRE LAZĂR.

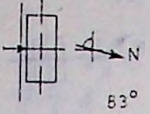
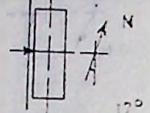
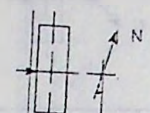


Perioadele proprii fundamentale de vibrație pe direcție transversală și longitudinală ale construcțiilor de locuințe, obținute prin măsurări in situ, înainte și după cutremurul din 4 martie 1977

Nr. crt.	Adresa	Înălțimea	Sist. constructiv	Forma în plan, orientare	Perioade proprii de vibrație (s)				Creșterea procentuală % a perioadelor de vibrație		Observații asupra avariilor produse
					Înainte de seism		După seism		Transv.	Long.	
					Transv.	Long.	Transv.	Long.			
0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1.	Calea Griviței 222	P + 7 E	Panouri mari de tip IPB		0,37	0,28	0,40	0,33	8,1	17,8	Practic fără avarii (unele fisuri la îmbinări de colț, panouri, în buiandrugi, la casa scării)
2.	Calea Griviței 234	P + 7 E			0,42	0,28	0,42	0,30	0	7,1	Fără avarii
3.	Bd. 1 Mai 150	P + 7E			0,30	0,29	0,36	0,30	20	3,4	Practic fără avarii (fisuri pe conturul panourilor transversale de la casa scării)
4.	Bd. 1 Mai 134	P + 7E			0,38	0,29	0,40	0,29	5,2	0	Fără avarii
5.	Bd. 1 Mai 339	P + 7E			0,38	0,29	0,43	0,30	13,1	3,4	Practic fără avarii (fisuri localizate la îmbinări de panouri, uneori în buiandrugi)

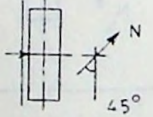
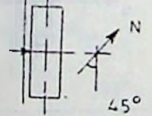
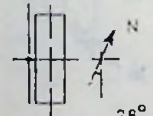
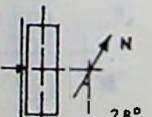
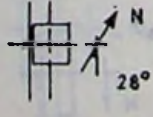
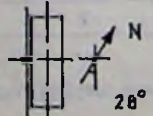
Tabelul IX.1 (continuare)

0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
6.	Șos. Giurgiului 124	P + 7E	Panouri mari tip IPCMC		0,37	0,20*)	0,40	0,30	8,1	50	Avarii multiple ușoare (fisuri la îmbinarea panourilor și în buiandrugii și la casa scării)
7.	Șos. Giurgiului 126	P + 7E			0,37	0,23*)	0,40	0,33	8,1	43,4	Avarii multiple ușoare (fisuri la îmbinarea panourilor și în buiandrugii)
8.	Str. Viilor 102	P + 7E			0,31	0,30	0,40	0,40	28	33	Avarii multiple ușoare (unele fisuri la îmbinări de panouri, în planșee, buiandrugii, la casa scării)
9.	Str. Lucrețiu Pătrășcanu	P + 9E	Diafragme glisate		0,48	0,36	0,62	0,42	29	16,6	Avarii ușoare (fisuri în planșee și pereții de umplutură, mai mult la etajele superioare)
10.	Bd. Muncii 166—192	P + 9E			0,47	0,43	0,60	0,50	27	16	Avarii (fisuri în pereții de la casa scării și local în diafragmele de la parter)
11.	Bd. Muncii 202—208	P + 9E			0,48	0,42	0,57	0,42	18,7	0	Practic fără avarii (fisuri în buiandrugii)

*) valori succetibile a fi afectate de erori accidentale

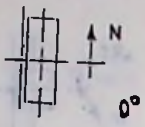
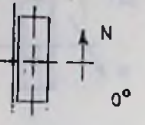
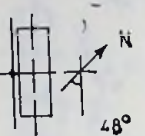
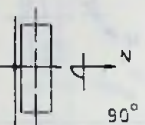
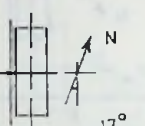
Nr. crt.	Adresa	Înălțimea	Sist. construc-tiv	Forma în plan, orientare	Perioade proprii de vibrație (s)				Creșterea procentu-ală % a perioadelor de vibrație		Observații asupra avariilor produse
					Înainte de seism		După seism		Transv.	Long.	
					Transv.	Long.	Transv.	Long.			
0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
12.	Str. Barajul Bicaz 7	P + 9E	Diafragme glisate		0,55	0,44	0,70	0,50	27,2	13,6	Avarii multiple ușoare (fisuri în pereții de zidărie la toate nivelele construc-ției)
13.	Intrarea Horbotei 8	P + 9E			0,50	0,38	0,55	0,48	10	27	Avarii ușoare (fisuri în pereții de zi-dărie)
14.	Str. Barajul Sadului 4	P + 10E			0,53	0,38	0,61	0,46	15	21	Avarii (diafragma longitudinală afec-tată la parter, etajul I și etajul II)
15.	Str. Baba Novac 11	P + 10E			0,58	0,36	0,60	0,42	3,4	16,6	Practic fără avarii (fisuri în buian-drugi)
16.	Str. Baba Novac 15	P + 10E			0,58	0,37	0,58	0,44	0	18,9	Practic fără avarii (fisuri în buian-drugi)

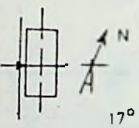
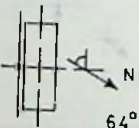
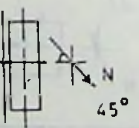
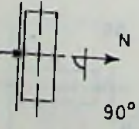
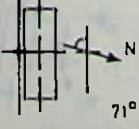
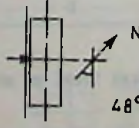
Tabelul IX.1 (continuare)

0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
17.	Șos. Giulești 109	P + 7E	Construcții cu structură mixtă		0,30*	0,29	0,5	0,35	66,6	20,6	Practic fără avarii (fisuri în buian-drugi)
18.	Șos. Giulești 111	P + 7E			0,39	0,35	0,5	0,35	28,2	0	Practic fără avarii (fisuri în pereții din zidărie)
19.	Calea Griviței 130	P + 7E			0,43	0,30	0,5	0,37	16,2	23,3	Practic fără avarii (fisuri în pereții din zidărie)
20.	Calea Griviței 212	P + 7E			0,29** (0,39)	0,29	0,5	0,33	72,4** (28)	13,7	Practic fără avarii (fisuri în pereții de zidărie)
21.	Calea Griviței 214	P + 7E			0,30	0,30	0,44	0,45	46,6	50,0	Avarii multiple, (fisuri în diafragme longitudinale și transversale, fisuri pe conturul planșelor)
22.	Calea Griviței 397	P + 7E			0,46	0,26	0,61	0,40	32,6	53,8	Avarii multiple, (crăpături în zidărie la etajele inferioare, fisuri cu deschidere mare în planșul de la casa scării)

*) valoare susceptibilă a fi afectată de erori accidentale

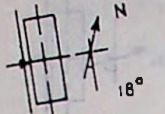
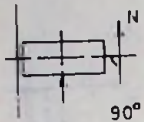
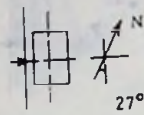
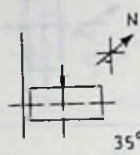
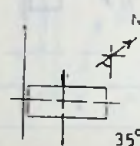
***) Datele primare, obținute înainte de seism se pare că au fost eronate

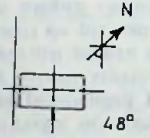
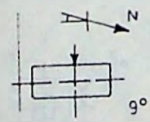
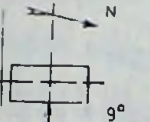
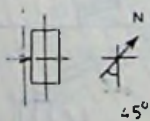
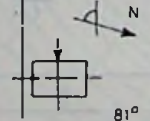
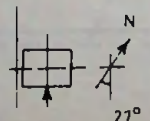
Nr. crt.	Adresa	Înălțimea	Sist. constructiv	Forma în plan, orientare	Perioade proprii de vibrație (s)				Creșterea procentuală % a perioadelor de vibrație		Observații asupra avariilor produse
					Înainte de seism		După seism		Transv.	Long.	
					Transv.	Long.	Transv.	Long.			
0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
23.	Bd. Dimitrie Cantemir 20	P + 7E	Construcții cu structură mixtă		0,35	0,36	0,40	0,40	14,2	11,1	Practic fără avarii (fisuri locale în zidărie)
24.	Bd. Dimitrie Cantemir 25	P + 7E			0,36	0,32	0,47	0,40	30,5	25	Avarii ușoare (fisuri în pereții despărțitori din cărămidă)
25.	Bd. Dinicu Golescu 37	P + 7E			0,47	0,31	0,47	0,36	0	16,1	Practic fără avarii (fisuri în zidării)
26.	Șos. Ștefan cel Mare 31	P + 8E			0,49	0,36	0,8	0,48	63,2	33,3	Avarii multiple (diafragmă transversală complet ruptă la parter) fisuri în zidărie
27.	Șos. Mihai Bravu 75-85	P + 8E			0,43	0,41	0,53	0,5	23,2	21,9	Avarii ușoare (fisuri în zidării)

0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
28.	Șos. Mihai Bravu 139—145	P + 8E	Construcții cu structură mixtă		0,54	0,39	0,60	0,49	11,1	25,6	Avarii locale (zidărie distrusă la casa scării, mai pregnant la parter)
29.	Str. Valra Luminoasă 24	P + 8E			0,50	0,33	0,60	0,42	20	27,2	Avarii multiple ușoare (fisuri sistematice la zidurile de umplură transversală și longitudinală)
30.	Str. Octavei 8	P + 8E			0,51	0,36	0,60	0,40	17,6	11,1	Practic fără avarii (fisuri în pereți despărțitori la etajele inferioare)
31.	Str. Știrbei Vodă 2	P + 8E			0,41	0,33	0,51*)	0,50*)	24,3	51,5	Practic fără avarii (fisuri în buian-drugi)
32.	Str. Constantin Brâncuși 7	P + 8E			0,49	0,36	0,60	0,48	22,4	33,3	Avarii multiple ușoare (fisuri în pereți despărțitori transversali și longitudinali, în planșee, local la casa scării)
33.	Str. Dinicu Golescu 23—25	P + 9E			0,45	0,36	0,75	0,60	66,6	66,6	Avarii multiple (fisuri în diafragme longitudinale și transversale, fisuri pe conturul planșeelor)

*) Nu apare corespondență între gradul de avariere și creșterea perioadelor proprii de vibrații

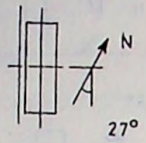
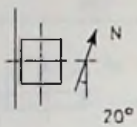
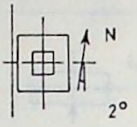
Tabelul IX.1 (continuare)

Nr. crt.	Adresa	Înălțimea	Sist. constructiv	Forma în plan, orientare	Perioade proprii de vibrație (s)				Creșterea procentuală % a perioadelor de vibrație		Observații asupra avariilor produse
					Înainte de seism		După seism		Transv.	Long.	
					Transv.	Long.	Transv.	Long.			
0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
34.	Str. 13 decembrie 13	P + 9E	Construcții cu structură mixtă		0,49	0,36	0,64	0,50	30,6	38,8	Avarii (fisuri în stâlpi de la parter)
35.	Bd. Dimitrie Cantemir 22	P + M + + 9E			0,56	0,36	0,75	0,54	33,9	50	Avarii (fisuri în pereții despărțitori la toate nivelele și în unele planșee)
36.	Calea Griviței 188	P + 10E			0,59	0,45	0,8	0,75	35,5	66,6	Avarii multiple (fisuri în zidării, în buiandrugii, la casa scării, pe toată înălțimea construcției)
37.	Bd. 1 Mai 319	P + 10E			0,59	0,46	0,77	0,65	30,5	41,3	Avarii multiple (fisuri în diafragme la parter și et. II, în zidării, buiandrugii)
38.	Bd. 1 Mai 335	P + 10E			0,60	0,45	0,7	0,67	16,7	48,8	Avarii multiple ușoare (fisuri în diafragme la parter, la casa scării, balcoane, în buiandrugii la toate etajele)

0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
39.	Bd. Dinicu Golescu 15	P + 10E	Construcții cu structură mixtă		0,65	0,49	0,9	0,75	38,4	53,0	Avarii (fisuri în diafragmele longitudinale și transversale la parter)
40.	Bd. Muncii 28	P + 11E			0,61	0,41	0,66	0,5	8,1	21,9	Practic fără avarii (fisuri locale în zidării)
41.	Bd. Muncii 52	P + 11E			0,62	0,41	0,75	0,55	20,9	34,1	Avarii multiple ușoare (fisuri în zidării la parter, buiandrugi fisurați)
42.	Șos. Giulești 105	P + 11E			0,59	0,51	0,85	0,55	44,0	7,8	Avarii multiple ușoare (fisuri, la casa scării pe 5 nivele, în buiandrugi la toate nivelele)
43.	Str. Aviator Protopopescu 11	P + 11E			0,57	0,49	0,70	0,58	22,8	18,3	Avarii ușoare (fisuri în zidării la casa scării, în buiandrugi și în unele planșee)
44.	Calea Griviței 389	P + 12E			0,69	0,61	0,92	0,81	33,3	32,7	Avarii multiple*) (degradări în stâlpi, fisuri la planșee, casa scării, în zidăriile de la etajele superioare)

*) Clădirea a fost evacuată inițial. În momentul efectuării măsurărilor era remediată parțial

Tabelul IX.1 (continuare)

Nr. crt.	Adresa	Înălțimea	Sist. constructiv	Forma în plan, orientare	Perioade proprii de vibrație (s)				Creșterea procentuală % a perioadelor de vibrație		Observații asupra avariilor produse
					Înainte de seism		După seism		Transv.	Long.	
					Transv.	Long.	Transv.	Long.			
0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
45.	Calea Griviței 216	P + 13E	Construcții cu structură mixtă		0,71	0,49	0,8	0,6	12,6	22,4	Avarii (locale : stlp parțial la parter, fisuri sistematice în zidărie și buiandrugi la primele 4 etaje)
46.	Piața Palatului Bloc Union	P + 15E			0,87	0,74	1,1	1,1	26,4	48,6	Avarii multiple ușoare (fisuri în zidării, la buiandrugi, în planșee, la casa scării, etc.)
47.	Splaiul Unirii Bloc Gioconda	P + 17E			0,74	0,74	1,2	1,2	62,1	62,1	Avarii multiple sistematice (fisuri în zidării, în buiandrugi, în planșee, la casa scării, etc.)

Notă explicativă: — Se consideră de regulă direcțiile principale ale blocurilor de locuințe în raport cu dispunerea căilor de acces și anume :

- direcție transversală dată de direcția de acces în construcție ;
- direcție longitudinală, direcție perpendiculară pe direcția de acces ; În general aceste direcții corespund cu dimensiunile în plan ale construcțiilor și anume :
- direcția transversală corespunde laturii scurte, iar direcția longitudinală corespunde laturii lungi a blocului considerat.

— în coloana 11 a tabelului „observații asupra avariilor produse” s-au trecut concluziile rezultate după investigarea vizuală a avariilor suferite de construcțiile la care s-au efectuat determinări de perioade proprii de vibrație. S-a urmărit ca pe scurt să se caracterizeze starea de avariere a construcțiilor studiate (accentuându-se la anumite cazuri asupra elementelor principale de degradare a clădirilor)

evidență avarii sistematice, multiple, sau avarii locale importante, creșterile de perioade proprii au depășit 50%. În interpretarea acestor creșteri de perioade proprii trebuie să se aibă în vedere și influența modificării caracteristicilor masivelor de pământ.

Rezultatele prezentate mai înainte au adus o nouă confirmare a influenței compoziției spectrale a mișcării terenului asupra gradului

gral problema evaluării gradului de avariere, este de dorit să se efectueze determinări experimentale cel puțin la acest nivel de detaliere atunci când se urmărește evaluarea situației unei construcții. Chiar în cazurile când nu se dispune de date referitoare la perioadele proprii anterioare cutremurului, determinarea lor după cutremur permite să se tragă unele concluzii utile, dacă se estimează perioadele proprii ante-

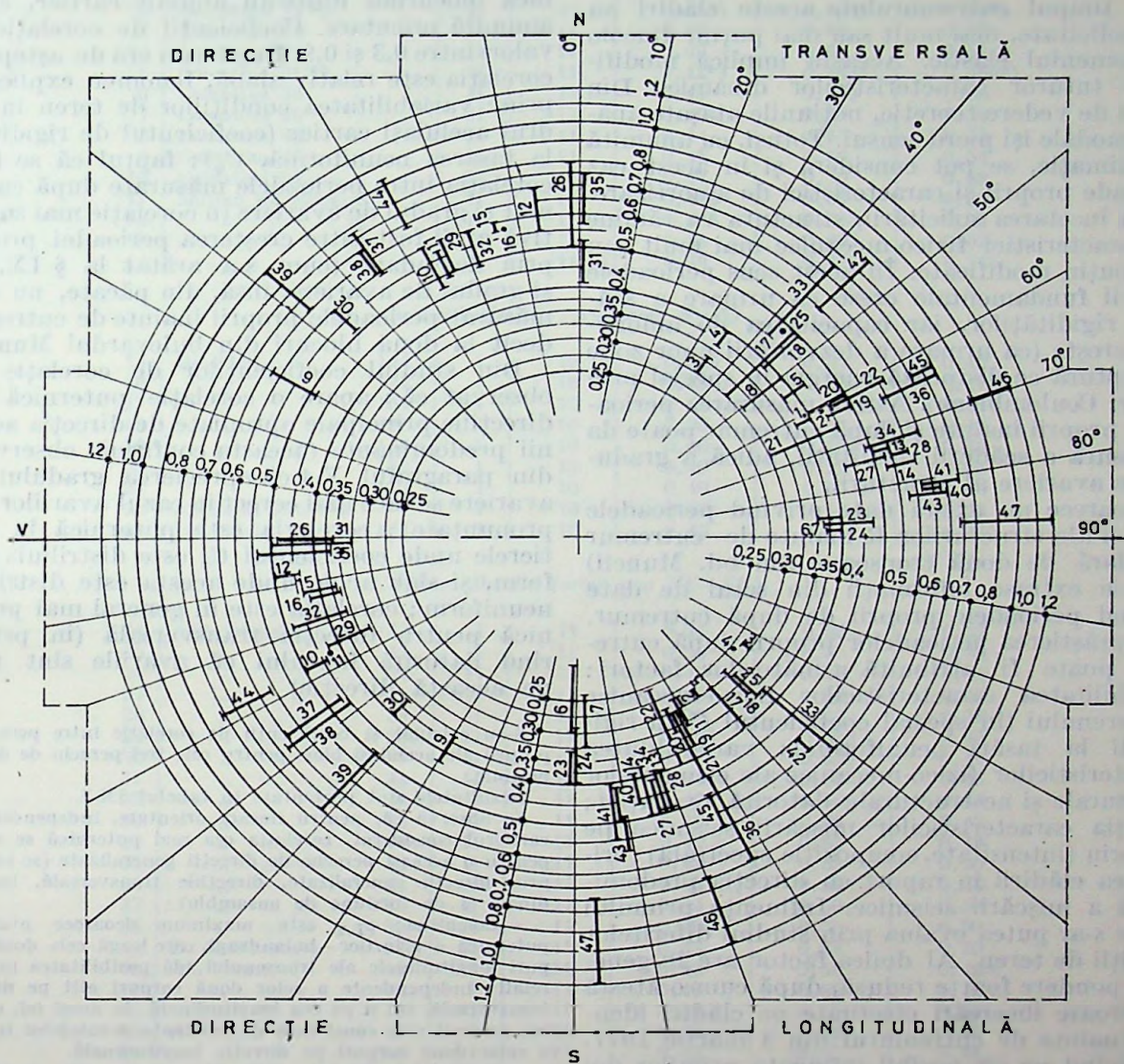


Fig. IX.3. — Distribuția după direcții geografice a creșterilor procentuale ale perioadelor proprii. Semicercul superior: direcție transversală. Semicercul interior: direcție longitudinală. Scara radială este logaritmică.

de avariere. Construcțiile ale căror perioade fundamentale s-au situat în zonele de perioade cărora le-au corespuns valori ridicate ale spectrelor de acțiune, au fost mai puternic avariate.

Corelațiile semnalate între gradul de avariere și creșterile perioadelor proprii fundamentale arată utilitatea efectuării de determinări directe, la scară naturală, cu metodologia descrisă. Deși aceste date experimentale nu au rezolvat inte-

rioare pe baza experienței cu caracter statistic, a unor relații empirice, a unor calcule de specialitate etc.

Cele arătate mai înainte sînt susținute și de rezultatele sistematice, referitoare la anumite construcții tipizate, ca cele prezentate la pct. IX.3.4 și de rezultatele mai detaliate referitoare la unele construcții unicat, ca cele date la pct. IX.3.5.

IX.3.4. Date experimentale privind perioadele proprii ale tronsoanelor secțiunii tip R*)

În paragraful V.4 este prezentat studiul statistic al avariilor pentru clădirile executate după această secțiune tip. În paralel cu notarea avariilor s-au măsurat, după cutremur, și perioadele proprii fundamentale pe direcție longitudinală, transversală și de torsiune.

În timpul cutremurului, aceste clădiri au fost solificate, mai mult sau mai puțin, dincolo de domeniul elastic. Aceasta implică modificarea tuturor caracteristicilor dinamice. Din punct de vedere teoretic, noțiunile atașate analizei modale își pierd sensul. Totuși, cu anumită aproximație, se pot considera și în acest caz perioade proprii și caracteristici de amortizare. După încetarea solicitării, structura va rămâne cu caracteristici fizico-mecanice mai mult sau mai puțin modificate. În acest sens perioadele proprii fundamentale cresc ca urmare a scăderii rigidităților, iar capacitatea de amortizare crește (ca urmare a dezvoltării unor zone de ruptură ce disipează energia în special prin frecări Coulombiene). Astfel, măsurarea perioadelor proprii înainte și după cutremur poate da o măsură a scăderii rigidității, adică a gradului de avariere al structurii.

Deoarece nu există date privind perioadele proprii ale structurilor R înainte de cutremur (în afară de două tronsoane din bd. Muncii) trebuie extrase informații din setul de date privind perioadele proprii de după cutremur.

Împrăștierea perioadelor proprii după cutremur poate fi atribuită următorilor factori: variabilitatea caracteristicilor fizico-mecanice ale terenului (în special coeficientul C_p al rigidității la tasări neuniforme); variabilitatea caracteristicilor fizico-mecanice ale elementelor structurale și nestructurale datorită execuției; variația caracteristicilor mișcării seismice pe teritoriu (intensitate, compoziție spectrală); orientarea clădirii în raport cu direcția predominantă a mișcării seismice. Influența primului factor s-ar putea evalua prin studiul diferitelor condiții de teren. Al doilea factor are în general o pondere foarte redusă, după cum o atestă numeroase încercări efectuate pe clădiri identice înainte de cutremurul din 4 martie 1977. Eliminând pe cât posibil influența primilor doi factori, se obține variabilitatea datorită fenomenului seismic.

Pentru obținerea acestor informații, au fost măsurate perioadele proprii la 111 tronsoane tip R.

Rezultatele măsurărilor individuale sînt prezentate în tabelul IX.2.

Rezultatele prelucrării statistice pe cartiere și orientări au fost prezentate în paragraful

*) Studiu efectuat de INCERC și Proiect București [IX-28].

V.3.3. Pe baza lor s-au obținut concluzii privind mai multe aspecte, printre care se menționează comportarea diferită a tronsoanelor cu zec și unsprezece nivele în cartierul Bereeni, ca urmare a unei particularități a compoziției spectrale a mișcării.

S-au calculat coeficienții de corelație între gradele de avariere ale fiecărui tronson și perioadele proprii corespunzătoare, separat pentru fiecare direcție principală a clădirii. S-au considerat ca eșantioane omogene mulțimea blocurilor dintr-un anumit cartier, cu o anumită orientare. Coeficienții de corelație au valori între 0,3 și 0,9. După cum era de așteptat, corelația este relativ slabă, fenomen explicabil prin: variabilitatea condițiilor de teren în cadrul aceluiași cartier (coeficientul de rigiditate la tasarea neuniformă, C_p); faptul că se face corelația între perioadele măsurate după cutremur și gradul de avariere (o corelație mai sugestivă ar fi fost între creșterea perioadei proprii prin degradare (cum s-a arătat la § IX.3.3) și gradul de avariere, însă, din păcate, nu s-au măsurat perioadele proprii înainte de cutremur decât la două blocuri din bulevardul Muncii).

Din studiul coeficienților de corelație s-a observat că: apare o corelație puternică pe direcțiile principale apropiate de direcția acțiunii predominante (aceasta confirmă observația din paragraful V.4 că aprecierea gradului de avariere se face mai corect în cazul avariilor mai pronunțate); corelația este puternică în cartierele unde coeficientul C_p este distribuit uniform, și slab acolo unde acesta este distribuit neuniform; corelația este în general mai puternică pentru direcția transversală (în primul rînd datorită faptului că avariile sînt mari pe această direcție).

S-au calculat și coeficienții de corelație între perioadele proprii ale aceluiași bloc, pentru cele trei perechi de direcții posibile.

Rezultatele sînt prezentate în tabelul IX.3.

Se observă că, pentru fiecare orientare, independent de cartierul considerat, corelația cea mai puternică se obține pentru o aceeași pereche de direcții generalizate (se înțeleg, prin direcții generalizate, direcțiile transversală, longitudinală și de torsiune de ansamblu):

— Colentina: $\rho_{L,T}$ este maximum deoarece avarierea puternică a grinzilor—buiandrugii, care leagă cele două corpuri longitudinale ale tronsonului, dă posibilitatea mișcării relativ independente a celor două corpuri atît pe direcție transversală, cit și pe cea longitudinală. În acest fel, mișcarea nu mai este constrinsă de existența decalajului în plan a celor două corpuri pe direcție longitudinală.

— Cartierele orientate NE—SV: $\rho_{T,or,L}$ este maximum deoarece mișcarea puternică pe această direcție a avariilor antisimetrice buiandrugii sus menționați, afectînd în măsură comparabilă cele două perioade.

— Cartierele orientate N—S: acolo unde nu apărut numai avarii ușoare, corelația previzibilă pentru clădiri neavariate a rămas neschimbată ($\rho_{T,or}$ în cartierele Militari și Matei Ambrozic).

În Drumul Taberei, unde avarierea a fost mai puternică, datorită faptului că orientarea N—S este intermediară celorlalte două orientări, toate cele trei corelații sînt puternice și aproape egale.

Perioadele proprii măsurate înainte de cutremur la cele două blocuri din bd. Muncii au fost:

— bd. Muncii 28: $T_L = 0,410$, $T_T = 0,61$ s, $T_{T,or} = 0,52$ s
— bd. Muncii 52: $T_L = 0,410$, $T_T = 0,62$ s, $T_{T,or} = 0,52$ s

Perioadele proprii fundamentale măsurate la clădirile tip R

Nr. crt.	Adresa	Var. de proiect	Nr. Nivele	Perioade proprii fundamentale (s.)			
				Longitudinal	Transversal	Torsiune	
0	1	2	3	4	5	6	
<i>Cartierul Colentina (orientarea VNV-ESE)</i>							
1	Colentina 5	II	11	0,44	0,61	0,52	
2	Colentina 11*)	II	11	0,44*)	0,60*)	0,49*)	
3	Colentina 15	II	11	0,46	0,66	0,52	
4	Colentina 21	II	11	0,47	0,68	0,51	
5	Colentina 31*)	II	11	0,42*)	0,585*)	0,485*)	
6	Colentina 35	II	11	0,45	0,675	0,55	
7	Colentina 39	II	11	0,42	0,60	0,48	
8	Colentina 43	II	11	0,41	0,61	0,55	
9	Colentina 47	II	11	0,45	0,66	0,54	
10	Colentina 51	II	11	0,47	0,70	0,58	
11	Mașina de Pline 6	II	11	0,465	0,66	0,60	
12	" 10	II	11	0,455	0,685	0,54	
13	" 14	II	11	0,45	0,667	0,52	
14	" 18	II	11	0,46	0,675	0,515	
<i>Cartierul Militari (orientarea N-S)</i>							
15	Bd-Păcii	141	I	10	0,385	0,53	0,40
16	"	148	I	10	0,39	0,51	0,415
17	"	154	I	10	0,41	0,55	0,42
18	"	166	I	10	0,38	0,50	0,40
19	"	168	I	10	0,40	0,535	0,42
20	"	158	I	10	0,40	0,56	0,42
21	"	170	I	10	0,40	0,57	0,43
22	Apusului 93-101		I	10	0,42	0,58	0,42
23	Bd. Păcii	176	I	10	0,40	0,55	0,415
<i>Cartierul Berceni (orientarea NE-SV)</i>							
24	Metalurghiei	13	I	11	0,27	0,55	0,27
25	"	15	I	11	0,36	0,55	0,38
26	"	22	II	11	0,40	0,55	0,43
27	"	24	II	11	0,40	0,51	0,43
28	"	26	II	11	0,36	0,53	0,38
29	"	28	II	11	0,385	0,555	0,45
30	"	30	II	11	0,435	0,625	0,46
31	"	34	II	11	0,44	0,59	0,48
32	"	36	II	11	0,425	0,60	0,48
33	"	38	II	11	0,40	0,56	0,42
34	"	40	II	11	0,42	0,65	0,49
35	"	42	II	11	0,44	0,59	0,50
36	"	44	II	11	0,38	0,59	0,46
37	"	48	II	11	0,44	0,60	0,50
38	"	50	II	11	0,40	0,56	0,50
39	D. Petrescu	69	II	11	0,43	0,58	0,50
40	Al. Terases	6	II	11	0,43	0,56	0,43
41	"	8	I	11	0,40	0,59	0,44
42	"	10	I	11	0,38	0,55	0,40
43	Al. Nișei	2	I	11	0,42	0,58	0,45
44	"	4	I	11	0,42	0,57	0,46
45	"	3	I	11	0,41	0,56	0,43
46	"	5	I	11	0,41	0,56	0,43
47	"	7	I	11	0,41	0,56	0,43
48	Racoviță	2	I	10	0,45	0,45	0,43
49	"	6	I	10	0,415	0,59	0,43
50	"	10	II	10	0,42	0,59	0,43
51	"	12	I	10	0,39	0,53	0,40
52	"	16	II	11	0,40	0,56	0,42
53	"	18	I	10	0,45	0,58	0,41
54	"	22*)	II	10	0,37*)	0,50*)	0,41*)
55	"	24	I	10	0,43	0,60	0,45
56	Străduinței	6	I	10	0,44	0,60	0,46
57	"	8	I	10	0,435	0,56	0,43
58	"	10	II	11	0,41	0,53	0,43
59	Ciccu	8	I	11	0,41	0,56	0,46
60	"	10	I	11	0,39	0,53	0,43

Tabelul XI.2 (urmare)

1	2	3	4	5	6	7	
61	Aliorului	6	I	10	0,40	0,53	0,42
62	"	8	II	10	0,39	0,54	0,40
63	Riul Sadului	6	I	10	0,45	0,60	0,465
64	Metalurגיע	5	I	11	0,42	0,62	0,42
65	"	7	I	11	0,42	0,60	0,45
66	"	32	II	11	0,41	0,59	0,44
<i>Cartierul Drumul Taberei (orientarea N-S)</i>							
67	Drum. Taberei	53	II	11	0,405	0,57	0,43
68	"	55	II	11	0,425	0,58	0,415
69	"	57	II	11	0,435	0,60	0,46
70	"	89	II	11	0,415	0,57	0,435
71	"	91	II	11	0,415	0,59	0,41
72	"	93	II	11	0,43	0,58	0,46
73	Tg. Neamț	2	II	11	0,41	0,58	0,41
74	Prelungirea Ghencea	4	II	11	0,42	0,575	0,435
75	"	6	II	11	0,44	0,60	0,445
76	"	12**)	II	11	0,435	0,585	0,435
77	"	14	II	11	0,48	0,65	0,495
<i>Cartierul Jiului-Scinteia (orientarea NE-SV)</i>							
78	Baiculești	9	I	10	—	0,50	0,40
79	"	11	I	10	0,39	0,55	0,405
80	"	15	I	10	0,42	0,55	0,43
81	"	17	I	10	0,41	0,555	0,41
82	"	21	I	10	0,42	0,52	—
83	"	25	I	10	0,42	0,54	0,46
84	"	7	I	10	—	0,50	—
85	Dridu 7-B		I	10	0,40	0,56	0,48
86	"		I	10	0,42	0,56	0,48
<i>Cartierul Jiului-Scinteia (orientarea NV-SE)</i>							
87	Baiculești	5	I	10	0,36	0,56	0,52
88	Hrisovului	18	I	10	0,40	0,60	0,54
<i>Cartierul Titan-Bd. Muncii (orientarea N-S)</i>							
89	Bd. Muncii	28	I	12	0,49	0,65	0,62
90	"	42	I	12	0,50	0,71	0,63
91	"	52	I	12	0,54	0,64	0,64
92	"	62	I	12	0,52	0,69	0,64
93	"	68	I	12	0,52	0,69	0,69
94	"	78	I	12	0,50	0,71	0,68
<i>Cartierul Titan-Liviu Rebreanu (orientarea N-S)</i>							
95	L. Rebreanu						
		3 sc. 1	I	11	0,395	0,56	0,56
96	"	3 „ 3	I	11	0,405	0,54	0,48
97	"	5 „ 1	I	11	0,42	0,56	0,46
98	"	5 „ 3	I	11	0,40	0,55	0,50
99	"	7 „ 1	I	11	0,405	0,60	0,47
100	"	7 „ 3	I	11	0,42	0,37	0,45
101	"	9 „ 2	I	11	0,40	0,60	—
102	"	9 „ 3	I	11	0,40	0,60	0,48
<i>Cartierul Titan-M. Ambrozie (orientarea N-S)</i>							
103	M. Ambrozie sc D3A	5					
			II	11	0,44	0,60	0,50
104	" sc. D3B		II	11	0,42	0,60	0,48
105	" 5-7		II	11	0,42	0,56	0,45
106	" sc. D4A		II	11	0,42	0,56	0,46
107	" sc. D4B		II	11	0,41	0,56	0,46
108	Șulea	56	II	11	0,42	0,57	0,45
109	Șulea	58	II	11	0,42	0,60	0,50
<i>Cartierul Titan - N. Pascu (orientarea N-S)</i>							
110	N. Pascu	2	II	11	0,39	0,53	0,41
111	"	4	II	11	0,37	0,54	0,40

*) Consolidat, cu perioade măsurate după consolidare.

**) Executat prin metode tradiționale, cofraje glisante.

Coeficienții de corelație între perioadele proprii fundamentale la clădirile tip R

Cartier	Colentina	Jiului-Scnteia	Berceni (10 nivele)	Berceni (11 nivele)	Militari	Drumul Taberei	Matei Ambrozie	Bd. Muncii
Orientare	VNV-ESE	NE-SV	NE-SV	NE-SV	N-S	N-S	N-S	N-S
L.T.	0,870	0,412	0,512	0,783	0,455	0,877	0,504	-0,338
T. Tor.	0,590	0,314	0,499	0,751	0,803	0,884	0,937	0,409
Tor.L.	0,736	0,642	0,844	0,863	0,324	0,851	0,536	0,271

Se observă creșterea mare a perioadei de direcție longitudinală și la torsiune, ca urmare a orientării clădirilor pe direcția N-S, aproape de direcția acțiunii predominante, în timp ce perioadele pe direcția transversală au crescut foarte puțin dacă se extrapolează aceste date în cazul tronșoanelor tip R cu 10 și 11 nivele din alte cartiere. Ținând seama de diferitele grade de avariere înregistrate, se ajunge la concluzia că creșterea perioadelor proprii datorită cutremurului pe fiecare din cele trei direcții generalizate a variat între 0 și 30%, în funcție de orientarea și intensitatea locală.

Semnificația acestor creșteri, din punctul de vedere al gradului de avariere, devine mai clară, dacă se consideră în acest context și constatările făcute la paragraful IX.3.3

pe cele trei direcții urmările (transversală, longitudinală, torsiune de ansamblu). În diferitele etape aceste valori au fost:

- înainte de cutremur: 0,75 s;
- după cutremur, înainte de consolidare: 1,20 s;
- în timpul consolidării (consolidare parțială până la etajul 4); 1,18 s;
- după terminarea lucrărilor: 0,90...0,95 s.

IX.3.5. Date experimentale detaliate privind unele construcții individuale

Pe lângă studiile experimentale privind ansamblurile de construcții, cum au fost cele prezentate în paragrafele IX.3.3 și IX.3.4, au fost efectuate unele studii individuale mai aprofundate, care au permis să se pună în evidență, după caz, influența avariilor cutremurului asupra caracteristicilor dinamice, să se localizeze zonele avariate etc. În cele ce urmează, se prezintă câteva cazuri de astfel de studii efectuate în cadrul INCERC*).

Cazul 1. Blocul Gioconda)** (București, Piața Națiunilor Unite, nr. 3-5). Această construcție este o clădire de locuințe înaltă, alcătuită dintr-un corp central S+P+17 E și din construcții anexe, cu patru etaje, care au legătură cu corpul central la nodul etajului 1. Forma în plan a corpului central (asupra căruia s-a efectuat studiul experimental) este aproximativ pătrată, cu lățimea totală de circa 28 m. Structura corpului central este reprezentată schematic în figura IX.4.

Corpul central are pe toată înălțimea un gol central de formă dreptunghiulară, cu dimensiuni ale laturilor de aproximativ 7,50 m și 10,90 m. Structura principală de rezistență a corpului central este formată din patru celule de diafragme din beton armat, dispuse în formă de Π , și stâlpi din beton armat dispuși în zonele de colț. Planșeele sînt de tip dală, de 14 cm grosime. Pereții nestructurali sînt alcătuiți din zidărie de cărămidă și reazemă pe planșeul dală. Clădirea are radier general din beton armat de circa 2 m grosime. La data cutremurului era în exploatare de circa 15 ani. După cutremur au apărut avarii la pereții neportanți, la buiandrugi, la planșeele-dală de la toate etajele. Au apărut, în afară de aceste avarii sistemice, și unele fisuri în diafragmele principale ale II-urilor la primele nouă etaje și ultimele două etaje ale construcției. Lucrările de reparație și consolidări s-au făcut prin injecții cu rășini epoxidice în fisurile diafragmelor și planșeelor și prin executarea unui schelet metalic de rigidizare în curtea interioară.

Datele experimentale privind perioadele proprii fundamentale au condus la valori practice egale pentru oscilațiile

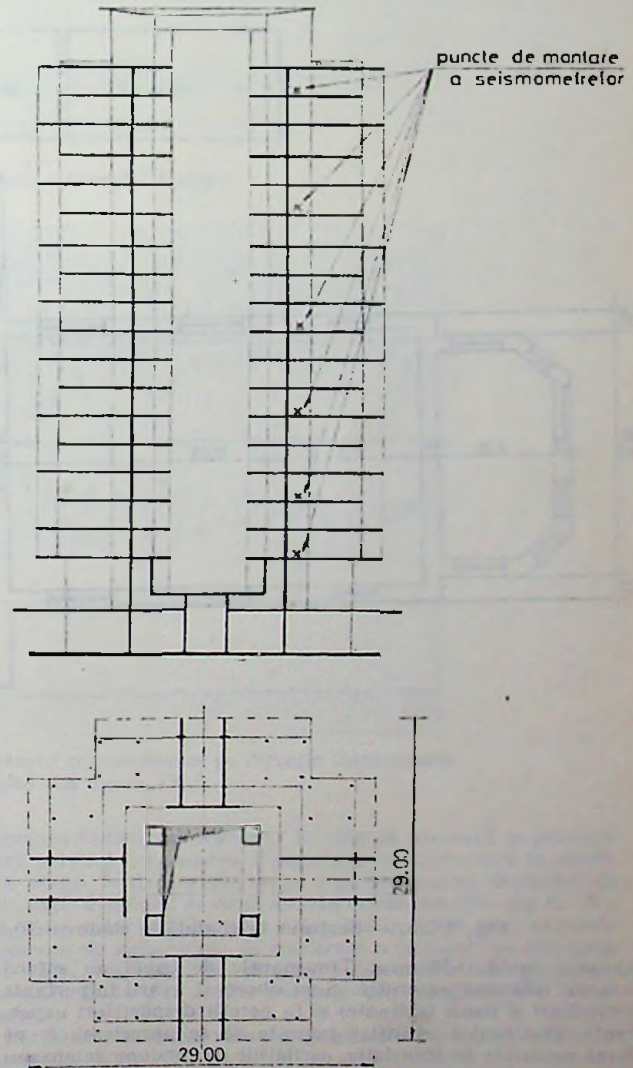


Fig. IX.4. — Dispoziție generală a clădirii Gioconda.

*) Studiile au fost efectuate de A. BĂLĂCESCU, A. BUGHEANU, V. MIRONESCU, H. SANDI, M. STANCU și GH. ȘERBĂNESCU din INCERC.

**) Autorii studiului: A. BUGHEANU, A. BĂLĂCESCU, G. ȘERBĂNESCU.

Formele proprii determinate experimental au permis să se aprecieze o rigiditate relativ uniformă pe verticală.

Cazul 2. Clinica de neurologie a Spitalului Colentina*). Această clădire este o construcție din zidărie portantă cu planșee din beton armat, alcătuită din trei tronșoane. Tronșoanele laterale A și C au P + 2E, în timp ce tronșonul central B are P + 1E. Dispoziția generală în plan este dată în figura IX.5.

În urma cutremurului s-au constatat avarieri puternice, concentrate în special la parter. A apărut o tendință marcată de separare a tronșoanelor laterale de tronșonul central, prin ruperea plăcilor și avarierea legăturilor zidurilor pe

Consolidarea construcției s-a făcut prin cămășuire a pereților, utilizându-se plase din oțel și torcel de circa 7 cm grosime. Local, în tronșoanele laterale, s-au dispus și unele diafragme din beton armat pe direcție transversală. S-a adoptat o nouă compartimentare cu pereți echidistanți și deși. S-a făcut o injecțare a pereților. Pereții mai puternic avariați au fost rezidiți cu țesere a zidăriei.

Perioadele fundamentale de oscilație s-au situat, înainte de consolidare, pentru diferitele tronșoane și direcții, în intervalul 0,12...0,16...0,50 s. După consolidare aceste perioade au scăzut apreciabil. Din analiza înregistrărilor obținute

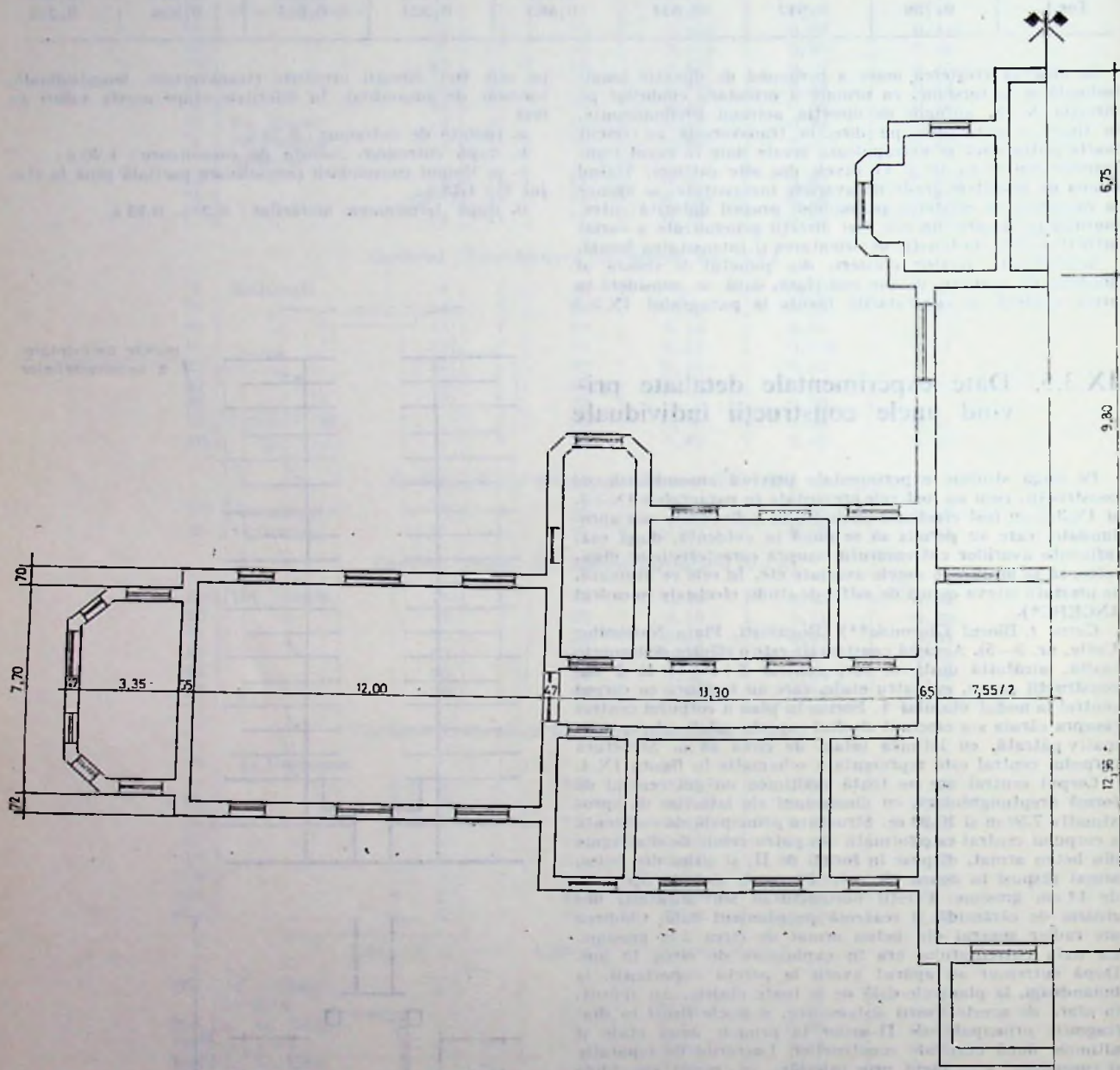


Fig. IX.5. — Secțiune orizontală în clădirea clinicii de neurologie a spitalului Colentina, București.

aproape toată înălțimea. Tronșoanele de capăt au suferit avariile cele mai puternice. S-au observat avarii importante (crăpături și fisuri înclinate) și în pereții despărțitori neporanți. Distribuția avariilor permite să se aprecieze că, pe lângă oscilațiile de translație, oscilațiile de torsiune de ansamblu au jucat un rol important în solicitarea construcției.

*) Autorii studiului: G. ȘERBĂNESCU, A. BĂLĂCESCU, M. STANCU.

rezultă un tablou complex al oscilațiilor, în care se suprapun contribuțiile mai multor moduri. Faptul este explicabil, dacă se consideră alcătuirea complexă și neuniformă a construcției. Perioadele cele mai lungi, pe direcție transversală, erau de 0,35...0,36 s, iar pe direcție longitudinală de 0,28...0,29 s. În anumite intervale de timp, contribuția modurilor superioare, cu perioade mai scurte, la oscilațiile de ansamblu, era mai importantă decât a modurilor fundamentale.

Cazul 3. Un siloz de cereale (Ploiești-sud).*) Au fost înregistrate, simultan, deplasările pe orizontală, la diferitele nivele ale unor baterii de siloz de cereale, pe direcțiile transversală și longitudinală. Seismometrele au fost amplasate conform figurii IX.6. În figura IX.7 sînt reproduse unele înregistrări obținute, care conduc la concluzia că bateria de celule se deformează dinamic ca în figura IX.8.

Se constată faptul că galeria superioară prezintă o flexibilitate ridicată în comparație cu restul structurii. Aceasta

este alcătuită dintr-o cupolă suportată de perechi de semiaree dispuse radial și rezemate pe un inel puternic, care, la rîndul său, transmite forțele la teren prin intermediul unor cadre dispuse de asemenea radial și legate pe direcție inelară la două nivele intermediare. În figura IX.9 este redată, schematic, această structură.

În prima etapă au fost efectuate determinări privind deformarea atât a infrastructurii, cît și a cupolei metalice. În etapa următoare, determinările s-au limitat la infrastructură, care

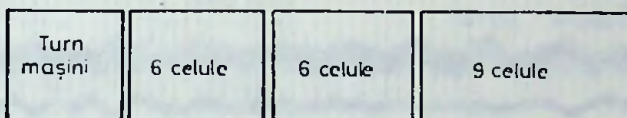
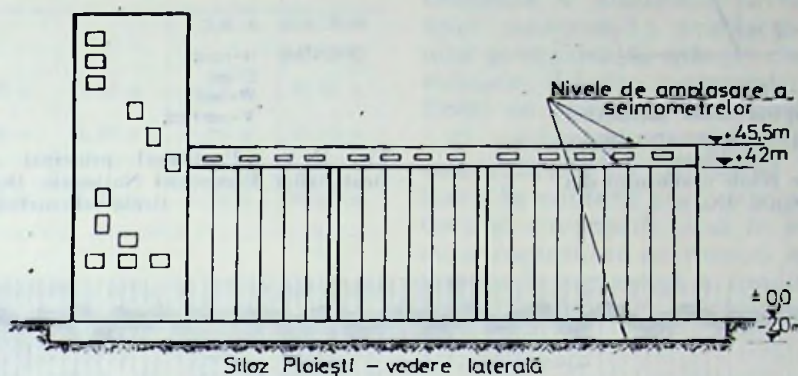


Fig. IX.6. — Vedere verticală a silozului Ploiești.

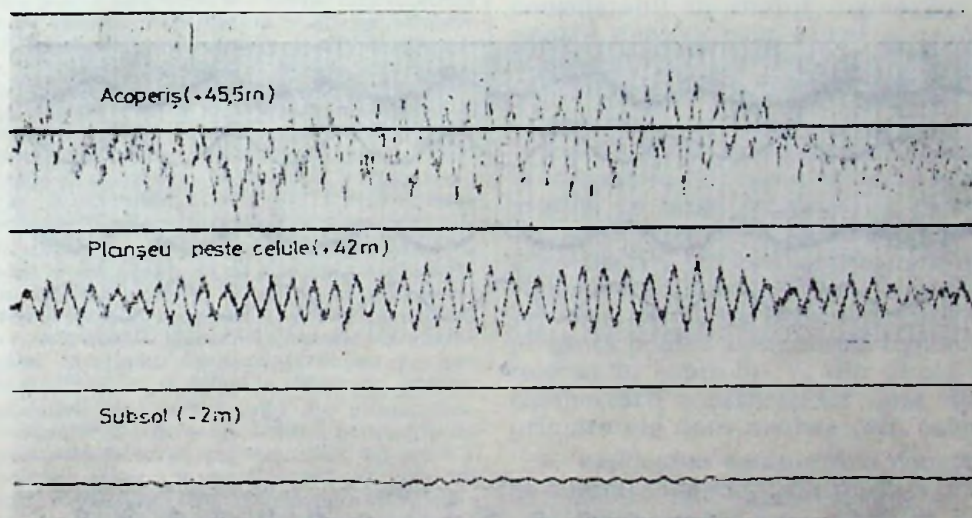


Fig. IX.7. — Înregistrare a oscilațiilor datorite agitației microseismice pe direcție transversală la o baterie de celule a silozului din figura IX.6.

concordă cu constatarea directă că, în urma cutremurului, s-au produs avarii în zona respectivă (așa cum s-a împlinit în cazul mai multor silozuri de cereale, conform celor arătate în cap. VI).

Cazul 4. O structură axial simetrică de mare deschidere (EREN—Pavilionul principal al Expoziției Realizărilor Economice Naționale București)**). Structura EREN a fost studiată cu ajutorul acestei tehnici în trei etape: înainte de cutremur (în vara 1976, în legătură cu activitatea de recepționare a noii soluții de structură de acoperiș), după cutremur și după efectuarea consolidărilor provizorii în primăvara anului 1977. Structura principală a construcției

prezenta indicii de avariere. În cele ce urmează se prezintă date privind deformarea dinamică a infrastructurii în diferitele etape. În fiecare din etape s-au înregistrat deplasări: de translație a incluzului pe două direcții orizontale (N—S și E—V), de rotire a incluzului în plan orizontal în jurul axei verticale (torsiune de ansamblu), de ovalizare a incluzului (pe direcțiile NS—EV, respectiv pe direcțiile bisectoare ale acestora). În figura IX.10 sînt redată porțiuni ale înregistrărilor efectuate.

Perioadele proprii evaluate pe această bază sînt redată în tabelul IX.4.

Din tabelul IX.4 rezultă faptul că, în urma cutremurului, au apărut creșteri sensibile ale perioadelor proprii fundamentale pentru direcțiile de translație pe orizontală și de torsiune de ansamblu, dar că incluzul principal a rămas practic

*) Autorul studiului: V. MIRONESCU.

***) Autorii studiului: H. SANDI, V. MIRONESCU.

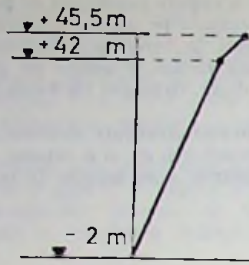
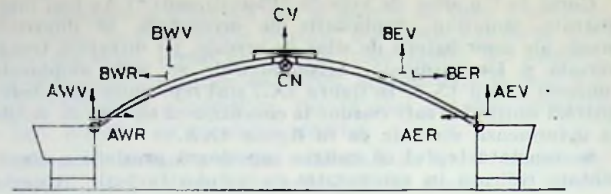
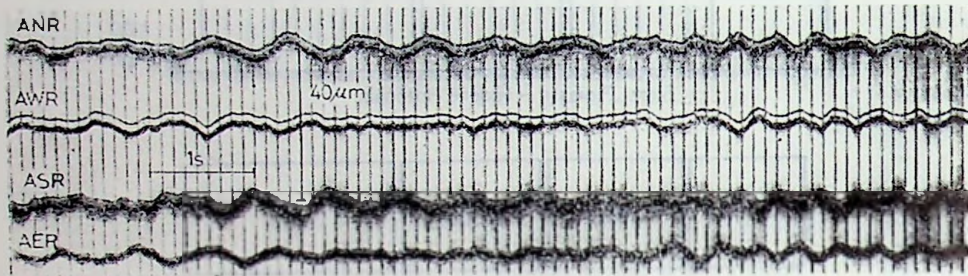


Fig. IX.8. — Distribuția pe verticală a amplitudinilor oscilațiilor datorite agitației miseroseismice pe direcție transversală, pentru o baterie de celule a silozului din figura IX. 6.

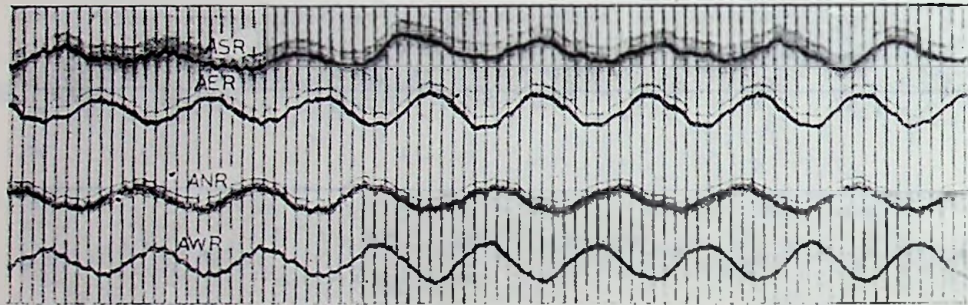


NIVELELE: A, B, C
 ORIENTARI: N-nord
 E-est
 W-vest
 V-vertical

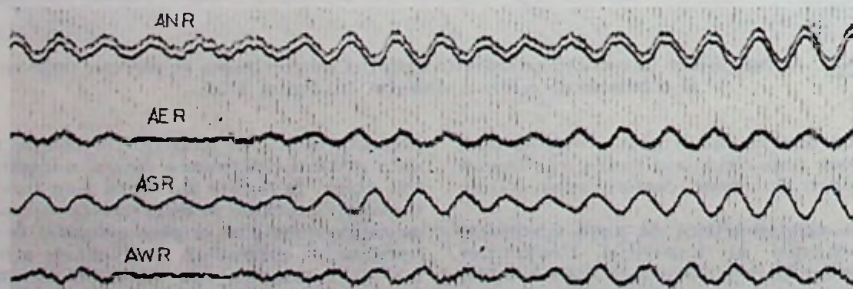
Fig. IX.9. — Pavilionul principal al EREN (Expoziția Realizărilor Economice Naționale, București). Secțiune verticală schematică.



a



b



c

Fig. IX.10. — Înregistrări ale oscilațiilor datorite agitației miseroseismice, pe direcție radială a inelului principal de susținere a cupolei pavilionului principal EREN (orientări: N-nord, E-est, S-sud, W-vest). Sensul pozitiv de măsurare: în sensul creșterii razei. Data obținerii înregistrărilor: a — înainte de cutremur (10.6.76); b — după cutremur (15.3.77); c — după consolidarea provizorie (2.4.77).

TABELUL IX.4

Evoluția perioadelor proprii fundamentale ale Pavilionului principal al EREN, pentru diferite tipuri de deformare

Etapa	Tipul de deformare			Ovalizare
	Translație inel, NS	Translație inel, EV	Torsiune de ansamblu	
Înainte de cutremur (10.6.1976)	0,60 s	0,60 s	0,41 s	0,35 s
După cutremur (15.3.1977)	1,08 s	0,98 s	0,94 s	0,36 s
După consolidare provizorie (2.4.1977)	0,78 s	0,74 s	0,59 s	0,36 s

intact, intrucil nu s-a modificat perioada proprie de ovalizare. Creșterea procentuală cea mai importantă s-a înregistrat pentru perioada fundamentală de torsiune de ansamblu. Se menționează faptul că alcătuirea generală a infrastructurii conduce la rigiditate redusă pe direcție radială și ridicată pe direcție tangențială. Solicitățile corespunzătoare oscilațiilor de torsiune de ansamblu au fost, după toate aparențele, puternice, deși construcția era perfect simetrică din punct de vedere dinamic înainte de cutremur (fapt ales-tat de egalitatea perioadelor fundamentale de translație de ansamblu pe direcțiile N—S și E—V și de perfecta decuplare a oscilațiilor pe aceste direcții între ele și cu oscilațiile de torsiune de ansamblu). După cutremur s-a pierdut simetria dinamică a construcției. Perioadele de oscilație de translație pe cele două direcții au devenit sensibil diferite, flexibilitatea mai accentuată s-a produs pe direcția N—S (fapt care confirmă această direcție ca direcție predominantă a mișcării seismice a terenului și la amplasamentul cupolei, amplitudinea oscilațiilor datorite agitației microseismice a devenit sensibil mai mare pe direcția NS, și s-a observat cu cuplaj destul de mareal între oscilațiile pe direcția N—S și EV, de așa natură, inel se poate trage concluzia că direcția de maximă sollicitare în timpul cutremurului a fost, cu aproximație, NNE—SSV. Observarea vizuală a avarierilor produse la extremitățile stlpilor principali de susținere a cupolei a arătat o bună corelare cu concluziile date de determinările instrumentale.

Constatarea flexibilizării alt de accentuate la torsiune de ansamblu a condus la recomandarea de a se adopta o soluție de consolidare pe direcție inelară, rezolvare inusită de proiectant. Consolidarea provizorie adoptată a constat în contravînturii metalice dispuse în planurile verticale care trec prin axele stlpilor învecinați. Contravînturile nu au fost dispuse în toate deschiderile, ci numai în câteva din acestea.

Eficiența consolidării provizorii rezultă din ultima linie a tabelului. Se constată că s-au redus sensibil perioadele de oscilație care crescuseră în urma cutremurului, dar nu s-a revenit la perioadele inițiale. Se menționează, în plus, că simetria dinamică inițială nu a fost redobîndită, deși legăturile suplimentare au fost introduse, preponderent, pe direcția cea mai afectată.

IX.3.6. Considerații finale

Este recomandabil ca această metodă de lucru, puțin costisitoare și deosebit de eficientă cînd este aplicată de colective calificate, să fie pusă în aplicare ori de cîte ori i se găsește un domeniu adecvat. Dintre principalele orientări cărora este rațional să li se acorde atenție în viitor, se menționează :

a. analiza statistică a caracteristicilor dinamice ale anumitor categorii de construcții;

b. determinarea caracteristicilor dinamice pentru construcțiile noi și înscrierea acestora în cartea construcției;

c. urmărirea periodică, în timp, a anumitor categorii de construcții;

d. analiza efectelor asupra caracteristicilor dinamice a diferitelor evenimente din viața unei construcții: avarierea seismică sau de altă proveniență, măsuri de reparare sau consolidare, diferite intervenții: extinderi, modificări de elemente nestructurale etc.

O problemă de deosebit interes practic este ridicată de utilizarea acestei metode de lucru în context cu o sarcină de mare răspundere și anvergură pusă în evidență de experiența recentului cutremur, anume acțiunea de punere în siguranță a fondului construit existent, în raport cu pericolul seismic.

IX.4. Analize prin calcul privind comportarea seismică a unor construcții

IX.4.1. Orientarea studiilor

Evenimentul seismic de la 4 martie 1977 și efectele sale asupra construcțiilor au stimulat considerabil în rîndul inginerilor preocuparea pentru analiza prin calcul a comportării unor construcții sau în vederea verificării siguranței acestora.

Specificul mișcării seismice a terenului la 4 martie 1977 în zona orașului București, ca și disponibilitatea unei înregistrări accelero-grafice de bună calitate, au generat interesul ingineresc pentru o analiză prin calcul a efectelor acestei mișcări asupra construcțiilor. Făcînd abstracție în acest loc de interesul deosebit pe care mișcarea seismică și înregistrarea îl prezintă pentru seismologia inginerescă, aspect relevat în capitolul V, din punct de vedere al comportării construcțiilor apar două obiective primare ale unor analize prin calcul :

a. explicarea comportării construcțiilor reale în timpul cutremurului de la 4 martie 1977 ;

b. comparația între efectele mișcării seismice înregistrate la 4 martie 1977 și efectele altor mișcări, utilizate drept referință în literatura de specialitate, asupra unor tipuri reprezentative de construcții (în special construcții tipizate) proiectate în România (o astfel de comparație, mai ales în ceea ce privește comportarea neliniară, prezintă un evident interes dacă se are în vedere faptul că spectrele neliniare de acțiune, calculate pentru sisteme cu un grad de libertate, nu pot fi utilizate în mod riguros la explicarea comportării unor sisteme dinamice cu mai multe grade de libertate).

Pe de altă parte, necesitatea de a verifica diferite construcții avînd în vedere prezența

unor avarii, necesitatea punerii lor în siguranță provizorie sau definitivă, a impus inginerilor preocuparea pentru utilizarea unor metode de calcul care depășesc prevederile prescripțiilor de uz curent în proiectarea construcțiilor noi. În această ordine de idei s-au efectuat verificări pe baza unor simulări pe calculator ale comportării sub acțiunea unor componente ale mișcării seismice (analize biografice), verificări ale capacității portante totale, evaluări prin calcul ale relațiilor neliniare forță — deplasare etc. în special în cadrul următoarelor institute: Institutul de proiectare pentru construcții tipizate; Centrul de organizare și cibernetică în construcții; Institutul de proiectare Carpați; Institutul de cercetare și proiectare pentru materiale de construcții, INCERC.

IX.4.2. Aspecte calitative ale comportării construcțiilor în cazul solicitării seismice puternice

În cadrul paragrafului V.2 a fost făcută o prezentare calitativă succintă a mișcării seismice a terenului, arătându-se modul în care această mișcare se manifestă ca acțiune asupra construcțiilor. În cele ce urmează, se fac scurte observații asupra specificului comportării construcțiilor în cazul solicitărilor seismice puternice.

Procesul de deformare oscilantă general de mișcarea seismică a terenului, care afectează întreaga construcție, poate să conducă, după caz, la fenomene de suprasolicitare și avariere în diferitele componente ale construcției. Procesul de avariere poate să se producă la nivel microscopic sau macroscopic, cu intensitate mai mică sau mai mare și să se soldeze cu eventuale ruperi de elemente de construcție sau chiar cu efecte mai grave, mergând până la prăbușire. Procesul de avariere are un caracter cumulativ, progresiv. Pe de altă parte, fapt observat după 4 martie 1977, semnele de avariere, inițial limitate, pot să se amplifice în timp, datorită „așezării” terenului de fundație sau a elementelor avariate.

Procesele de deformare postelastice și de avariere se pot produce în locuri și moduri foarte diferite, în funcție de alcătuirea generală a construcției și a terenului de fundație și de variația rezistenței materialelor de la un punct la altul, datorită neomogenității inevitabile, defectelor etc. În cazul unor construcții care prezintă modificări importante și bruște de rigiditate și de capacitate portantă pe verticală, apare tendința de concentrare a avariilor în zonele mai „slabe”, în imediata apropiere a discontinuităților. Aceste concentrări ale avariilor pot avea urmări serioase în numeroase cazuri. Astfel de cazuri apar, spre exemplu, la unele construcții etajate cu parter „flexibil”, lipsit de pereți (vezi cap. VI) (unii autori caracterizează această situație drept parter „slab” și nu flexibil), sau în cazul stâlpilor de hală cu pod rulant cu schimbări bruște de secțiune. Partea mai slabă protejează de suprasolicitare partea mai puternică, întrucât limitează solicitările care pot fi transmise părții mai puternice. În schimb, deformarea totală (care este, în anumite măsuri, o cantitate obligată de natura mișcării seismice a terenului) tinde să se concentreze în partea mai slabă, producând concentrări de avariere, după cum s-a arătat, și putând să reducă sensibil ductilitatea de ansamblu a construcției (ductilitatea de ansamblu este o rezultantă a ductilității componentelor, iar o ductilitate de ansamblu ridicată se poate realiza numai atunci când solicitarea materialului este relativ uniformă și permite punerea în valoare a ductilității de material, sau de element, pe o zonă suficient de întinsă a construcției). Situația descrisă este ilustrată de cazul unei construcții cu zonă inferioară mai „slabă”. Principiul acțiunii și reacțiunii reclamă egalitatea (sau uniformitatea) solicitărilor în zona de contact a celor două părți,

iar deformarea totală rezultă din sumarea deformării părților. În cazurile când deformarea totală necesară este mare, capacitatea de preluare a acesteia depinde în special de ductilitatea părții mai slabe.

Cele arătate mai înainte cu privire la construcțiile alcătuite din părți cu caracteristici diferite dispuse în lanț, pot să fie valabile în anumite condiții și atunci când se consideră lanțul format din două părți principale, reprezentate de terenul de fundație și construcția propriu-zisă. În cazurile în care terenul de fundație intră în procese de solicitări puternice putându-se produce chiar rupere, dar fără pierderea stabilității masivului de teren), se limitează unele eforturi de ansamblu (în special momente încovoietoare de ansamblu) care pot fi transmise construcției, iar aceasta este protejată. Se notează, în această ordine de idei, că ductilitatea terenului de fundație poate fi considerabil mai mare decât ductilitatea realizabilă în construcție. Este posibil ca această protecție, oferită de terenul de fundație, să fi avut un rol deosebit de important în numeroase cazuri, în limitarea efectelor cutremurului de la 4 martie 1977.

Măsura în care diferitele caracteristici de comportare a materialelor și a construcțiilor în regim de solicitări intense de tip seismic (ductilitate, rezistență la solicitări repetate) prezintă importanță, poate să fie mult influențată de natura mișcării seismice a terenului. În cazul unei mișcări mai apropiate de un șoc care prezintă puține cicluri de oscilație, este de așteptat ca în primul rând ductilitatea să joace un rol important. În schimb, în cazul unei mișcări cu multe cicluri de oscilație, este de așteptat să fie deosebit de importantă rezistența la suprasolicitări repetate, care produc efecte cumulative de degradare (vezi cap. VII).

În cazul construcțiilor, în altă situație decât construcțiile în elevație (galerii, tunele, ziduri de sprijin etc.), cauza primordială a unor solicitări seismice puternice constă nu în aplicarea în zona de contact a unor accelerații care generează mișcări oscilante ale construcției, ci în impunerea unor deformații care, în unele situații, pot depăși deformațiile limită ale elementelor de construcție. Și în aceste cazuri pot să apară fenomene complexe de interacțiune, cum de altfel se întâmplă și în cazul construcțiilor din categoria barajelor, rezervoarelor, pilelor de pod imersate etc.

IX.4.3. Metode de calcul utilizate pentru analiza comportării construcțiilor supuse acțiunilor seismice

Calculul ingineresc privind structurile supuse acțiunii seismice pot avea obiective diferite, în funcție de condițiile considerate. Aceste calcul se pot referi, în principal, la:

- a. alcătuirea rațională și dimensionarea unei soluții adoptate în proiectare;
- b. verificarea siguranței unei soluții adoptate în proiectare;
- c. verificarea siguranței unei construcții existente;
- d. explicarea comportării unei construcții în timpul unei mișcări seismice trecute.

În funcție de obiectivele stabilite, conținutul calculului va fi diferit, acestea putând să se refere la analiza comportării structurilor, la analiza siguranței etc., datele putând să fie stabilite pe bază de prescripții sau pe bază de determinări directe etc.

Un element de bază, care se regăsește, sub o formă sau alta, în calculele ingineresti, este analiza comportării structurilor sub acțiunea seismică. Calculele pot fi făcute, după caz, considerând stadii diferite de comportare:

- a. stadiul elastic;
- b. stadii de comportare elastoplastice;
- c. stadiul limită;
- d. stadii în care unele părți distruse, lipsesc (prăbușiri parțiale).

Acțiunea seismică poate fi reprezentată, la rândul ei, în mai multe moduri. Principalele reprezentări sînt:

1. forțe statice convenționale, stabilite direct, empiric;
2. forțe statice echivalente, stabilite pe baza considerării oscilațiilor liniare (metodă care stă la baza normelor

moderne de proiectare antisismică a construcțiilor curente în majoritatea țărilor avansate, printre care și România);
 3. accelerograme ale unor mișcări seismice reale, trecute;
 4. accelerograme generate artificial;
 5. reprezentări stohastice simple (funcții sau matrice de autocorelație sau de densitate spectrală);
 6. reprezentări stohastice mai complexe.

Se pot înmagina, evident, mai multe combinații între considerarea diferitelor stadii de comportare și a diferitelor reprezentări. Spre exemplu, combinația a. 2, corespunde calculelor ingineresti curente de proiectare. În vederea unor verificări de alcătuire, este utilă considerarea unor combinații b.1, c.1, eventual chiar d.1, care permit să se pună în evidență, într-o reprezentare simplificată, o biografie a comportării în stadii succesive de solictare și permit să se ia, în consecință, măsurile necesare de alcătuire și dimensionare pentru evitarea unei comportări postelastice defavorabile (ruperi casante, pierderi de stabilitate etc.).

Analizele ingineresti asupra unor construcții, efectuate după cutremutul din 4 martie 1977 de mai multe colective, menționate în paragraful IX.4.1, au avut la bază în special combinațiile:

— b.3 (analiza oscilațiilor în stadiul postelastice, utilizând drept reprezentare a acțiunii seismice accelerograme ale mișcărilor seismice: mișcarea înregistrată la INCERC—București, discutată în paragraful V.3, și, eventual, pentru comparație, înregistrări clasice din străinătate);

— b.1 sau c.1 (analize statice în diferite stadii de solictare, pentru a se evalua accelerațiile care produc diferite grade de avariere, inclusiv accelerațiile limită pe care pot să le suporte structurile);

— a.2 (calcul conform prevederilor normativului P.100—78, pentru rezolvarea unor probleme curente de proiectare);

— a.1 (calculurile cele mai simple posibile, pentru anumite evaluări preliminare expeditiv).

În cele ce urmează, sînt prezentate cîteva exemple de calcul efectuate în contextul arătat.

IX.4.4. Analize asupra unor construcții reale

a. *Blocul Gioconda*, București, Piața Națiunilor Unite, [13]. Construcția și avariile suferite de aceasta au fost prezentate pe scurt în cadrul paragrafului IX. 3.5. Experimentările numerice au fost efectuate cu ajutorul programului ANELISE [42] și au constatat în analize biografice (time-history) în stadiul de comportare elastică și post-elastică, atât a scheletului de beton armat, cît și a zidărilor de umplutură.

În tabelul IX.5 se prezintă variantele analizate, ca și principalele rezultate obținute.

Se observă că modelarea construcției cu luarea în considerare a zidărilor (variantele 3, 4, 6) conduce la perioade proprii apropiate de cele determinate experimental. Într-un asemenea model structural este pus în evidență aportul important pe care aceste zidări îl aduc în preluarea solictărilor seismice, mai ales cît timp ele se mențin în stadiul elastic de comportare, caz în care cerințele de ductilitate ale scheletului scad cu circa 40 % (variantele 4 față de 2). În stadiul în care zidările au fisurat, aportul lor se micșorează considerabil.

Forța tăietoare de bază care solictă scheletul în cazul unor acțiuni inelastice are valori apropiate în cazul acțiunii unor mișcări seismice de tipul celor înregistrate la INCERC — București, 4 martie 1977, sau El Centro 1940 (coeficient seismic: $c_s = 16...19\%$), aceasta cu toate că, după cum se știe, accelerația maximă înregistrată la nivelul solului a fost cu 50 % mai mare în cazul celui din urmă.

Cu toate acestea, așa cum se poate observa din tabelul IX.5, cerințele de ductilitate de translație μ_t (drift), sau de rotație, μ_r , sînt de circa trei ori mai mari în mișcarea din 4 martie 1977 (vezi fig. IX.11).

Coefficientul de reducere a forței seismice „elastice”, ca urmare a comportării elastoplastice a construcției (variantele V_3 față de V_1), $R = 0,36$, are o valoare apropiată de limita acceptată pentru acest coeficient [17], respectiv

$$R = \frac{1}{\sqrt{2\mu_t - 1}} = 0,28.$$

b. *Căminul Academiei „Ștefan Gheorghiu”*, București, bulevardul Armata Poporului, nr. 1 [38]. Construcția este alcătuită din două tronsoane S + P + 11E, avînd înălțimea de nivel 2,79 m. O secțiune orizontală prin construcție este dată în figura IX.12. Diafragmele longitudinale au 20 cm grosime în axele B și C. La

TABELUL IX.5

Variante de analiză biografică a comportării blocului Gioconda și rezultatele obținute

Nr. variantelor	Considerarea aportului zidăriei	Perioade proprii calculate (s)	Mișcarea seismică considerată	Stadiu de comportare	Valori extreme			Coeficient seismic calculat (%)	Cerințe de ductilitate	
					u(m)	u(m/s)	u(m/s ²)		Translație (μ_t)	Rotație (μ_r)
1	—	1,29 s	INCERC-Buc. N—S	elastic	0,36	1,75	8,1	44	—	—
2	—	1,29	„	inelastic	0,36	0,84	3,4	16	6,8	15
3	inelastic	0,81	„	„	0,30	0,83	3,6	16	6,3	14
4	elastic	0,81	„	„	0,18	0,79	6,1	18	4,2	8
5	—	1,29	El Centro N—S	„	0,11	0,77	6,1	18	2,5	6,5
6	inelastic	0,81	„	„	0,10	0,71	6,5	19	1,9	5,8

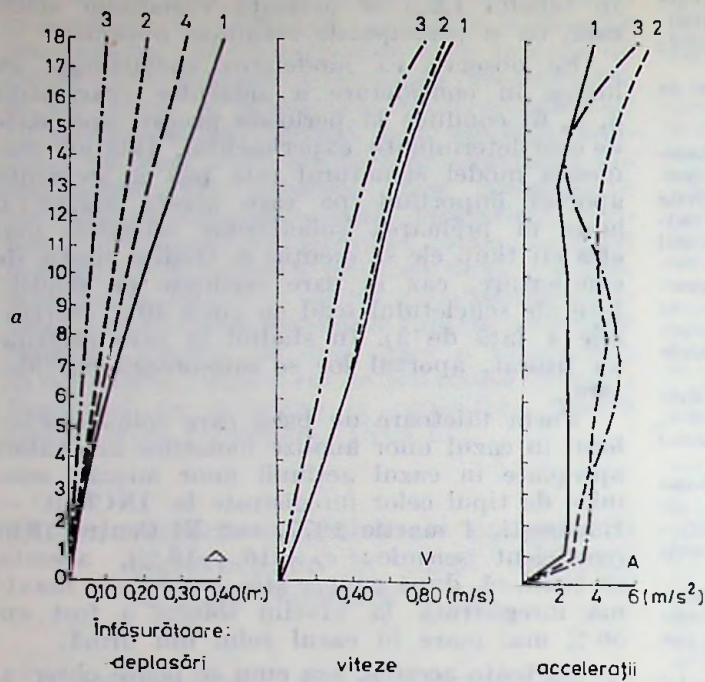
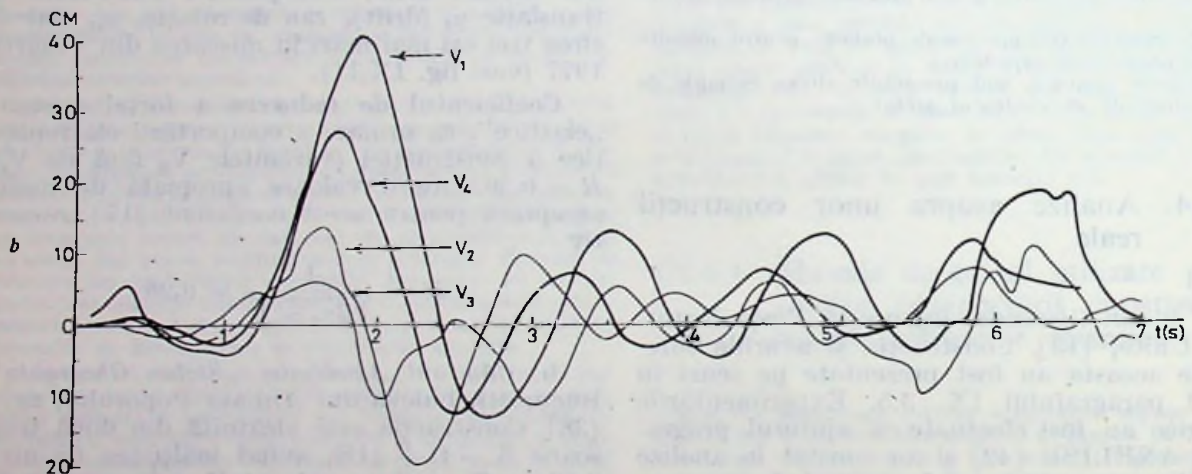


Fig. IX. 11. — Rezultate ale analizei biografice pe structura clădirii Gioconda, București: a — înfășurătoare ale accelerațiilor, vitezelor și deplasărilor, în variantele 1...4; b — istoria deplasărilor, vârfului construcției în variantele 1...4.



fațadă se găsesc stâlpi de 65×30 cm din două în două travei. Diafragmele transversale dispuse din două în două travei au tot 20 cm grosime. La parter și etajul 1 pe latura Nord se găsesc stâlpi rotunzi din beton armat. Planșeele sînt alcătuite din predale de 5 cm și o supra-betonare de 15 cm. Ascensoarele sînt amplasate într-o baterie de două puțuri din diafragme de beton armat de 15 cm. Fundația este pe radier general din beton armat, turnat monolit. Orientarea este E-V. Construcția a fost realizată în 1973...1975. Se prezintă analiza tronsonului delimitat de axele 1 și 15, considerîndu-se direcția de acțiune transversală (N-S).

Principalele avarii datorite cutremurului au fost localizate în zonele solicitate de compresiune din încovoiere la diafragmele T_1^{st} , T_1^{dr} , T_6^{st} , T_7^{dr} . De asemenea, au apărut fisuri oblice cu deschideri pînă la 0,2 mm, caracteristice

avarierii prin forfecare. Pereții despărțitori executați din panouri sau zidărie de b.c.a., sau zidărie cu goluri verticale au prezentat ruperi de compresiune de încovoiere, forfecare, sau expulzare la colțuri.

Observație. Diafragmele T_1^{st} și T_1^{dr} se situează la extremitățile clădirii și este normal ca, datorită oscilațiilor de torsiune de ansamblu, ele să fi fost mai puternic solicitate decît alte diafragme de aceeași rigiditate; diafragmele T_6^{st} și T_7^{dr} au secțiunile cele mai mari în comparație cu celelalte diafragme și, deci, s-au încărcat cel mai mult în timpul oscilațiilor seismice.

Construcția a fost analizată cu mai multe metodologii în cadrul I.P. Carpați*) cu colaborarea INCERC**). S-au cules date generale conform unui formular pentru selecționarea

*) Colectiv M. MIRONESCU.

***) Colectiv G. ȘERBĂNESCU.

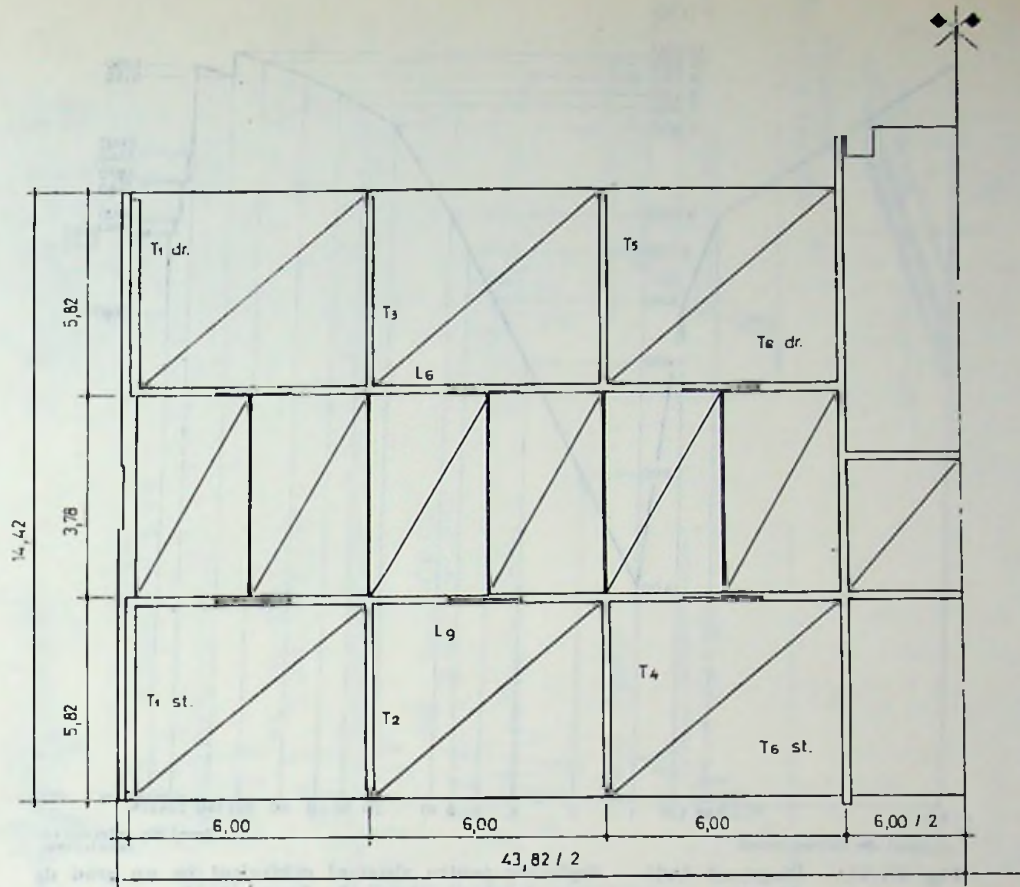


Fig. IX.12. — Secțiune orizontală în clădirea căminului Academiei „Ștefan Gheorghiu” București.

clădirilor în vederea evaluării capacității lor de rezistență antisismică, a fost făcută o evaluare analitică sumară după o metodologie ATC [90], s-a aplicat o metodă de evaluare calitativă a factorului de capacitate. Pe baza analizelor efectuate, s-a tras concluzia că structura era insuficient asigurată (forța tăietoare capabilă corespunde unui coeficient seismic 9,5%, rigiditatea și ductilitatea fiind de asemenea nesatisfăcătoare). În vederea unei analize dinamice biografice s-a considerat un sistem înlocuitor cu un grad de libertate, corespunzând modului propriu fundamental. S-a calculat diagrama neliniară forță-deplasare reprezentată în figura IX.13, însumând ordonatele diagramelor analoge, corespunzătoare diferitelor diafragme care conlucrează. Cu ajutorul acestor date s-a făcut analiza biografică pe sistemul înlocuitor, în ipotezele comportării elastice și, respectiv, elastoplastice, adoptându-se drept mărime de intrare accelerograma N-S INCERC-București (durată: 24 s) și, respectiv, accelerograma N-S El Centro, cu accelerație de vârf redusă la $2,14 \text{ m/s}^2$ (durată: 12 s). Rezultatele calculului sunt date în figurile IX.14 a...d. Ele arată că atât în ipoteza comportării elastice, cât și în ipoteza comportării elastoplastice, accelerograma INCERC-București este mai defavorabilă decât accelerograma El Centro, redusă la accelerația menționată.

Studiile prezentate s-au pus în valoare la consolidarea construcției.

c. *Clinica de neurologie a Spitalului Colentina*, București, șos. Ștefan cel Mare [39]. Construcția și avariile suferite, ca și o serie de rezultate experimentale, au fost descrise pe scurt în cadrul paragrafului IX.3.5. Dispoziția generală este redată în figura IX.5. Lucrându-se într-un cadru similar ca pentru construcția precedentă, s-au efectuat aceleași evaluări. Și în acest caz s-a tras concluzia că nu exista o asigurare suficientă a construcției (forța tăietoare capabilă corespunde unor coeficienți de 6,65% pe direcție longitudinală, N-S, respectiv de 5,96% pe direcție transversală, E-V, dacă se considerau numai diafragme dreptunghiulare în secțiune; ipoteza participării și a tălpilor ducea la un spor ipotetic de capacitate portantă care încă nu era suficient, rămânându-se, pe direcție N-S, la 10...12%). Analiza prin calcul a avut la bază, în primul rând, evaluarea perioadelor fundamentale de oscilație în mai multe ipoteze, obținându-se rezultatele din tabelul IX.6.

S-au efectuat calcule biografice în mai multe ipoteze, admițându-se o comportare liniară viscoelastică. Rezultatele unei părți a acestor calcule sunt redată în tabelul IX. 7. Cazurile din tabelul IX.7 corespund ipotezei a. din tabelul IX.6 (construcție întregă).

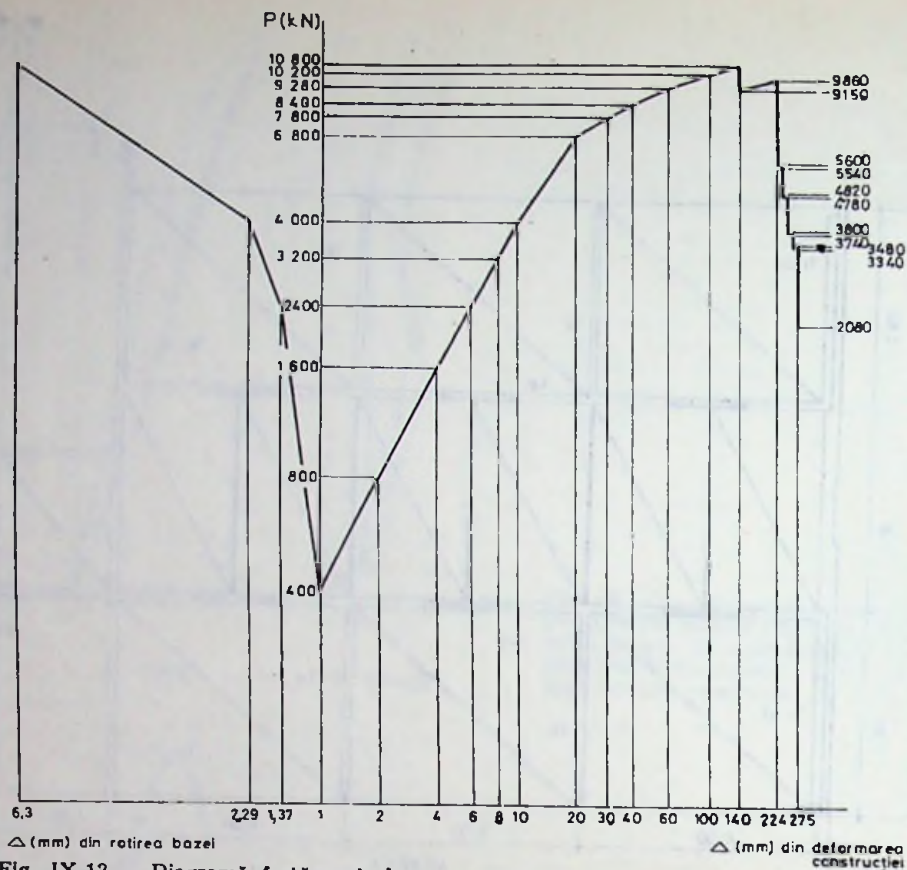


Fig. IX.13. — Diagramă forță — deplasare pentru sistemul echivalent cu un grad de libertate, corespunzător structurii clădirii din figura IX.12.

Perioada fundamentală evaluată în diferite ipoteze pentru construcția Clinicii de neurologie a Spitalului Colentina

TABELUL IX.6

Ipoteza	Tronson de capăt		Tronson central		Ansamblu structură		
	Transv.	Long.	Transv.	Long.	Transv.	Long.	Tors.
a. $E = 1750 \text{ MPa}$ $G = 0,45 E$	0,48	0,32	0,47	0,74	0,40	0,68 (0,74)	0,43
b. $E = 1050 \text{ MPa}$ $G = 0,2 E$	0,68	0,44	0,68	0,88	0,69	0,93	—
c. $E = 1750 \text{ MPa}$ $G = 0,25 E$	—	—	—	—	0,52	0,71	—

TABELUL IX.7

Rezultate ale unor analize biografice comparative efectuate pentru Clinica de neurologie a Spitalului Colentina (construcția întreagă, $T_1 = 0,42 \text{ s}$)

Mișcarea seismică	Frațiunea din amortizarea critică	Valori extreme		
		u (m)	\dot{u} (m/s)	\ddot{u} (m/s ²)
INCERC-București, N—S (durată : 24 s)	0,1	0,018	0,188	3,99
„	0,2	0,013	0,139	3,13
El Centro, N—S (durată : 12 s)	0,1	0,013	0,206	3,06
„	0,2	0,011	0,181	2,65

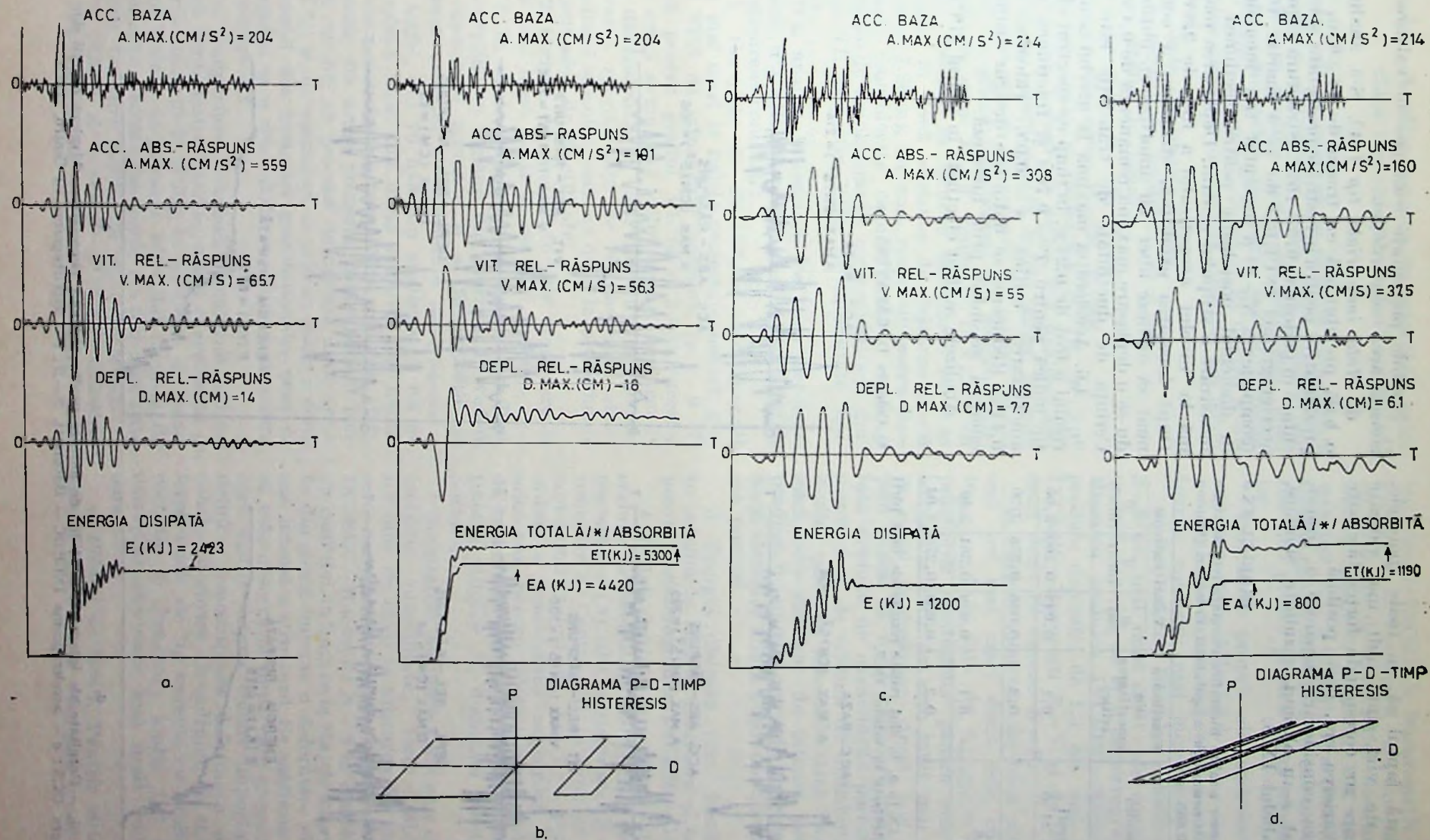


Fig. IX.14. — Rezultate ale integrării ecuațiilor de mișcare pentru sistemul echivalent clădirii din figura IX. 12: a — accelerograma INCERC — București, N-S, comportare elastică; b — accelerograma INCERC — București, N-S comportare elastoplastică; c — accelerograma El Centro, N-S, comportare elastică; d — accelerograma El Centro, N-S, comportare elastoplastică.

Se constată faptul că, în toate ipotezele, accelerațiile de vîrf sînt mult mai ridicate decît cele care ar corespunde forței tăietoare capabile. Avarierea era, deci, posibilă.

În ipoteza considerării separate a tronsonului central, s-au obținut rezultate similare, redată în tabelul IX.8.

TABELUL IX.8

Rezultate ale unor analize biografice comparative efectuate pentru Clinica de neurologie a Spitalului Colentina (tronson central, $T_1 = 0,685$ s)

Mișcarea seismică	Frațiunea din amortizarea critică	Valori extreme		
		u (m)	\dot{u} (m/s)	\ddot{u} (m/s ²)
INCERC-București N—S (durată: 24 s)	0,1	0,043	0,260	3,66
"	0,2	0,038	0,235	3,30
El Centro N—S (durată: 12 s)	0,1	0,039	0,361	3,40
"	0,2	0,030	0,278	2,04

În figurile IX.15 a, b, sînt redată rezultatele unei părți a calculelor sintetizate în tabelul IX.7.

Studiile prezentate s-au pus în valoare la consolidarea construcției.

d) *Hală industrială tip* [14]. S-a analizat o hală prefabricată cu trama de 18×6 m, reprezentativă pentru investițiile proiectate și executate în perioada 1975—1977. Structura supusă accelerogramei INCERC de la 4 martie 1977 (componenta N—S) a prezentat trei incursiuni în domeniul postelastice pentru secțiunea de încastrare a stîlpului central. Deplasarea maximă la nivelul acoperișului a fost de 9,8 cm. După încetarea excitației, structura a continuat să oscileze liber (cu amortizare), obținându-se o deplasare maximă remanentă de 0,4 cm. Cerința de ductilitate de translație este de $\mu_t = 4,6$. Accelerația maximă la nivelul acoperișului a fost de 0,24 g, în timp ce spectrul elastic indică pentru $T = 0,76$ s și frațiunea din amortizarea critică $n = 0,05$, valoarea de 0,44 g. Reducerea se datorește desigur disipării energiei seismice prin histereză.

Analizele au fost efectuate în cadrul IPCT*)

*) Colectiv D. CĂPĂȚINĂ

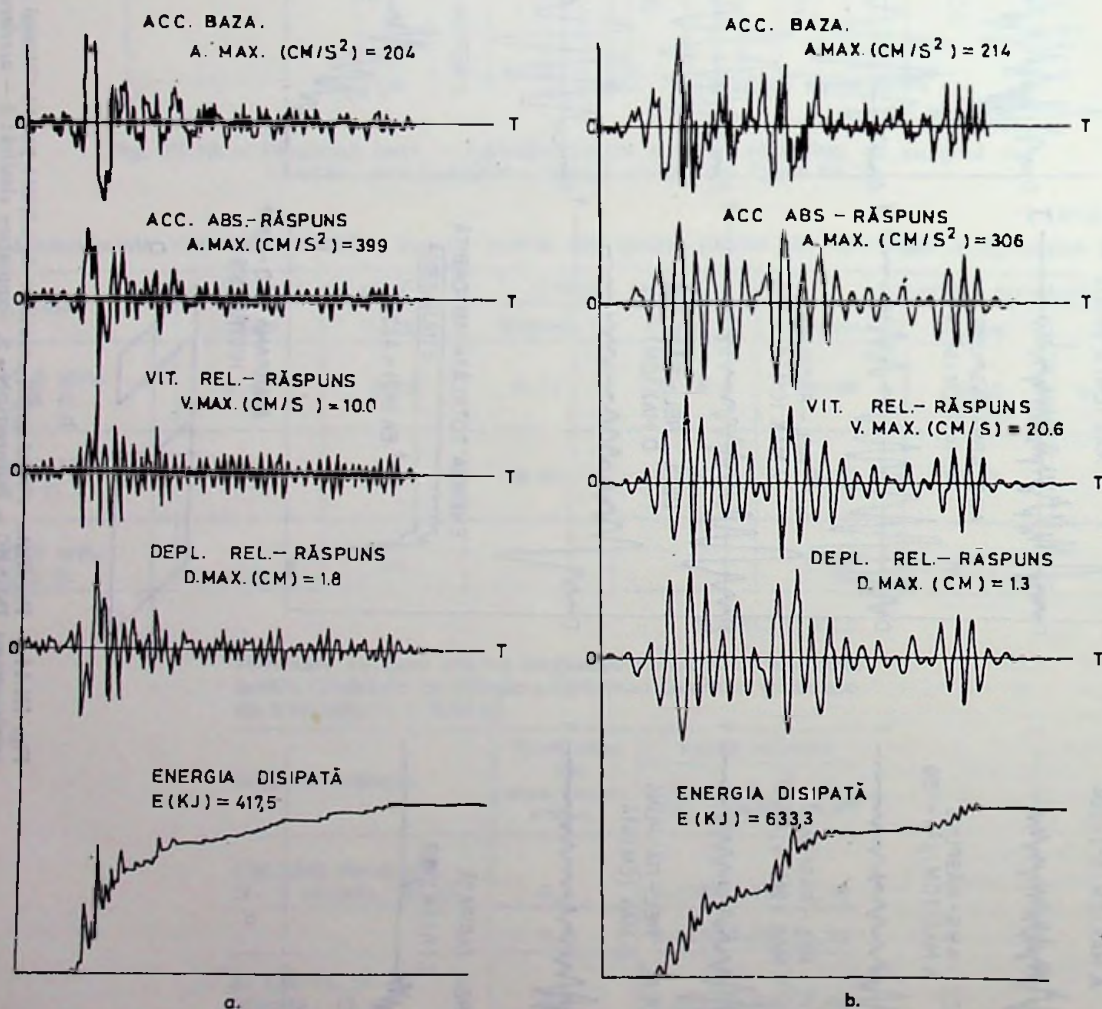


Fig. IX.15. — Rezultate ale integrării ecuațiilor de mișcare pentru sistemul viscoelastic echivalent clădirii din figura IX.5: a — accelerograma INCERC — București, N—S; b — accelerograma El Centro, N—S.

IX.4.5. Analize asupra comportării unor clase reprezentative de structuri [14]

În cele ce urmează se prezintă principalele rezultate obținute pe baza unor analize biografice în stadiile elastic și postelastice, efectuate comparativ pe baza accelerogramelor INCERC—București N—S și El Centro N—S pentru următoarele clase de structuri din beton armat:

- hale industriale parter;
- clădiri de producție P + 4E;
- clădiri de locuit:
 - pe cadre P + 4E, P + 8E;
 - pe diafragme P + 4E, P + 8E;
 - pe cadre și diafragme P + 4E, P + 8E.

a. *Hale industriale parter.* S-a analizat sistemul de soluții pentru halele parter tipizate fără pod rulant, proiectate în cursul anului 1978, cu grinzi transversale sau longitudinale, trame de stâlpi 18 × 6, respectiv 18 × 12 m cu stâlpi indestiți în șirurile marginale la 6 m interax și în două variante de înălțime liberă (4,20 și 7,20 m), cu una, respectiv patru deschideri (considerate cazuri limită), în două variante de amplasament, corespunzătoare gradelor VI, respectiv VIII, de intensitate seismică.

Din analiza întreprinsă pe baza accelerogramei INCERC—București N—S s-au desprins următoarele concluzii:

1. Cerințele de ductilitate translațională sunt mai mari la halele proiectate pentru gradul VIII de intensitate seismică, ($\mu_t = 6-7$) decât pentru gradul VI ($\mu_t = 2-3$), acestea din urmă având unii stâlpi armați constructiv sau dimensionați la vînt, deci cu o capacitate portantă sporită față de cea necesară strict solicitării seismice, ceea ce duce la o diminuare a cerințelor de ductilitate.

2. Cerința de ductilitate este mai mare la hala mai joasă decât la cea mai înaltă.

3. În unele cazuri, halele proiectate după prescripțiile în vigoare din punctul de vedere al capacității portante și al flexibilității nu satisfac criteriul de ductilitate $\mu_{cap} \geq \mu_{necesar}$.

Astfel, din 16 hale tip analizate, 3 nu au îndeplinit acest din urmă criteriu, dar numai la una nesatisfacerea inegalității a depășit 10%. Aceasta din urmă prezenta pentru stâlpii centrali curenți un procent de armare mare ($p = 1,37\%$) și, de asemenea, o valoare mare a compresiunii din încărcări gravitaționale, ceea ce a condus la o ductilitate capabilă a structurii de numai 2,8.

4. Comportarea neliniară a solului nu influențează semnificativ analiza, stâlpii dezvoltându-și efectiv momentele ultime în secțiunea de încadrare înainte de intrarea terenului în zona de deformății plastice (analizele au fost efectuate pentru terenuri medii, cu $\sigma_a = 0,2$ MPa).

b. *Clădiri de producție P + 4E.* Calculul au fost conduse pe trei tipuri de cadre. Acele-

lorogramele INCERC—București (N—S și E—V), precum și El Centro (N—S), au fost corectate cu un factor de scară astfel ales, încît să poată simula condițiile gradului VII de intensitate seismică ($a_{max}^{sol} \approx 0,12$ g). Frațiunea din amortizarea critică introdusă în calcule a avut valorile 0,05 pentru primele două moduri de vibrație.

Perioadele proprii ale cadrelor au valori cuprinse între 1,2—1,5 s.

Analizele efectuate permit a se trage următoarele concluzii mai importante:

1. Deplasările laterale maxime sînt de 3—6 ori mai mari decât cele convenționale și variază sensibil de la o accelerogramă la alta. Mișcarea seismică INCERC—București N—S produce deplasări de 1,5 ori mai mari decât INCERC—București E—V și de trei ori mai mari decât El Centro N—S.

2. Forțele tăietoare de bază sînt de circa trei ori mai mari decât cele convenționale ($c_{efectiv} = 11\%$ față de $c_{normativ} = 3,8\%$). Împrăștierea rezultatelor pentru cele trei accelerograme utilizate este mult mai mică decât în cazul deplasărilor. Acest fapt se explică prin aceea că forța tăietoare maximă absorbită depinde de capacitățile portante ale elementelor și de schema de distribuție a articulațiilor plastice, așa încît dacă excitația seismică este suficient de intensă pentru ca să producă un număr mare de articulații plastice, forța tăietoare diferă puțin de valoarea ei maximă posibilă.

3. Energia disipată prin histereză crește sensibil la etajele inferioare și este maximă pentru accelerograma INCERC—București.

4. Stâlpii prezintă în secțiunile de încadrare cerințe de ductilitate de 4; 2; 1 pentru accelerogramele INCERC—București N—S, E—V, respectiv El Centro NS, în timp ce grinzilor le corespund valori de 13; 7; 4 pentru aceeași ordine a considerării mișcărilor seismice. În orice caz, pentru mișcări seismice de tipul celei de la 4.03.77 pare a fi destul de dificilă menținerea stîlpilor în domeniul elastic de comportare.

Rezultatele obținute arată clar că răspunsul inelastic (ductilitate, forțe tăietoare, distorsiuni de etaj) la mișcarea El Centro N—S este comparabil cu cel corespunzător mișcării INCERC—București N—S la etajele superioare ale cadrului, în timp ce la etajele inferioare, aceasta din urmă impune o deformare elastică mult mai intensă a structurii. Se confirmă și pe această cale observația după care mișcările seismice care conțin câteva cicluri importante și clar definite concentrează deformații inelastice în zonele inferioare ale cadrului, în timp ce accelerogramele de tip curenț, cu multe cicluri de oscilație și frecvențe înalte (El Centro, de exemplu) afectează mai mult zonele superioare.

c. *Clădiri de locuit.* Pentru structurile din tabelul IX.9 s-au efectuat analize dinamice

biografice în domeniul postelastice comparativ pentru accelerogramele INCERC—București și El Centro N—S, fără nici o corecție de scară pentru ambele cazuri.

TABELUL IX.9

Structuri de clădiri de locuit analizate biografic

Nr. crt.	Tip structură	Tramă travee (m × m)	Nr. nivele
0	1	2	3
1.	Cadre	3,6 × 3,3	P + 4 E
2.	Cadre	3,6 × 3,3	P + 8 E
3.	Diafragme transversale	3,6	P + 4 E
4.	Diafragme transversale	3,6	P + 8 E
5.	Cadre + diafragme longitudinale	3,6 × 5,4	P + 4 E
6.	Cadre + diafragme longitudinale	3,6 × 5,4	P + 8 E

În tabelul IX.10 se prezintă principalele rezultate obținute (*observație*: s-au considerat încastrări perfecte în teren).

Se observă că la structurile în cadre, cu toate că forța tăietoare de bază dezvoltată de cele două mișcări este practic egală (din motive amintite), cerințele de ductilitate sînt de circa două ori mai mari pentru mișcarea de la 4 martie 1977.

În cazul structurilor rigide situația se inversează; cele cu diafragme transversale P+4E

supuse unei mișcări identice cu cea înregistrată la INCERC—București rămîind chiar în domeniul elastic de comportare.

În figura IX.16 se prezintă comparativ diagramele histeretice moment-rotire pentru secțiunea de încastrare a unui stîlp de cadru, obținute în cazul acțiunii celor două mișcări amintite. Se observă că în cazul mișcării tip INCERC—București, caracterul de tip șoc al excitației implică consumarea unor deformații plastice importante pe unul sau două cicluri histeretice, în timp ce mișcarea tip El Centro, caracterizată printr-o accelerogramă cu multe cicluri, solicită structura la cicluri histeretice repetate cu paliere plastice mult mai reduse. De aici și cerințele sporite de ductilitate, observate, care corespund mișcării bucureștene. Din același motiv al caracterului de tip șoc al unor mișcări seismice, care consumă într-un singur ciclu deformații plastice importante, se poate afirma că la o analiză biografică pentru mișcarea de la 4 martie 1977 rezultatele nu se modifică semnificativ dacă se recurge la un model histeretic degradabil.

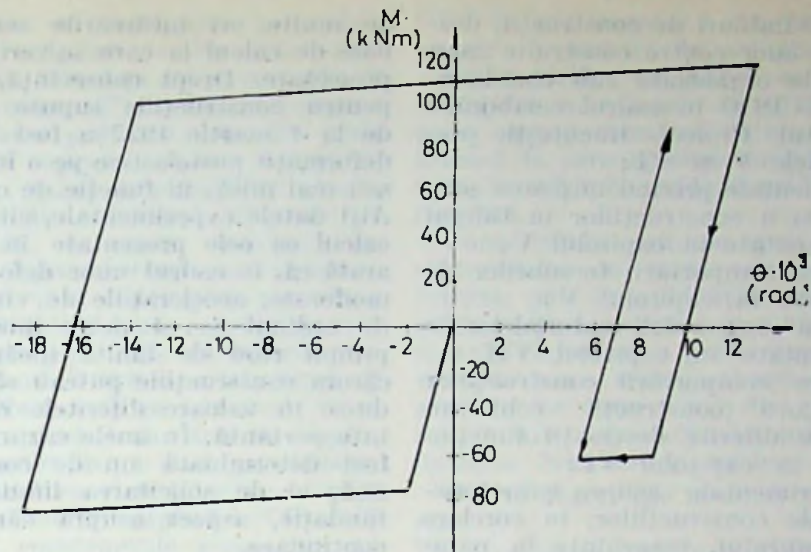
La ambele structuri în cadre studiate, și pentru ambele mișcări seismice, din analiza curbelor de evoluție în timp a deplasărilor maxime horizontale se poate observa o creștere a perioadei de oscilație față de cea elastică, cu circa 20—25%, datorită flexibilității structurilor în urma apariției unor zone plastificate. Studiile au fost efectuate în cadrul IPCT*).

*) Colectiv D. CĂPĂȚINĂ.

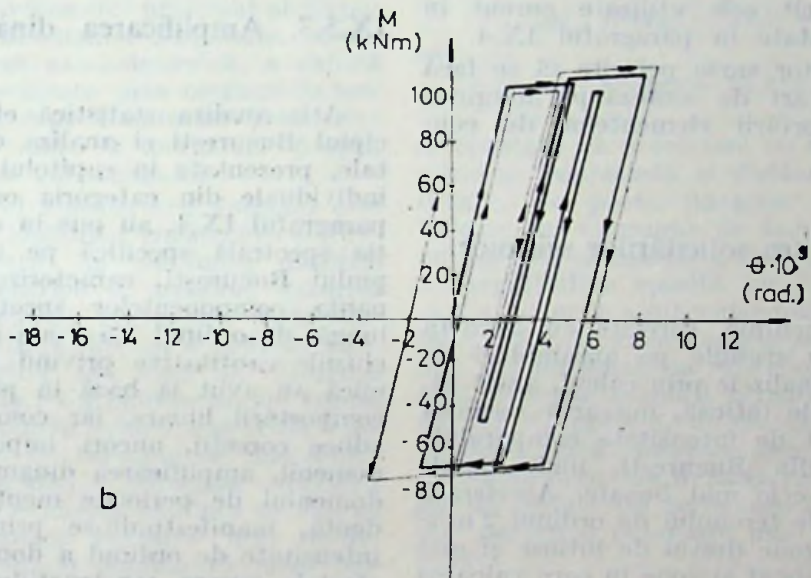
TABELUL IX.10

Rezultate ale analizei biografice a unor clădiri de locuit

Nr. var.	Perioadă fundamentală T (s)	Mișcare seismică	Valori extreme determinate			Coeficient seismic c %	Cerință de ductilitate		
			u (cm)	\dot{u} (cm/s)	\ddot{u} (m/s ²)		Translație	Rotație	
								grindă	stîlp
1.	0,76	INCERC N—S	11	49	3,1	20	3,7	9,5	8,5
		El Centro N—S	8	60	4	18	1,8	7	4,5
2.	1,04	„	24	66	3,6	17	5,6		
			12	56	4	16	2,9		
3.	0,11	„	0,1	2	2,5	23	—		
			0,4	12	3	40	2,5		
4.	0,27	„	0,9	13	3,3	25	1,4		
			1,8	36	6,4	35	2,4		
5.	0,262	„	0,68	10,7	3	24,7	1,35		
			1,86	33	5,9	42,3	3,59		
6.	0,65	„	8	47,6	3,46	23,78	2,965		
			7,9	61,6	5,66	22,1	3,02		



a



b

Fig. IX.16. — Traiectoria punctului reprezentativ al stării de solicitare (M) — deformare în secțiunea de încadrare a unui stlp al unei clădiri de locuit: a — sub acțiunea componentei N-S a mișcării INCERC — București; b — sub acțiunea componentei N-S a mișcării El Centro.

IX.4.6. Considerații finale

Analizele efectuate prezentate (în cadrul cărora s-a neglijat deformarea terenului de fundație) arată că, deși accelerațiile de vîrf ale mișcării înregistrate la 4 martie 1977 au fost relativ moderate, solicitările generate în unele clase de structuri au fost intense și, de asemenea, deplasările postelastice au fost importante, în special pentru structuri flexibile. Aceste analize au pus în evidență valori ridicate ale cerințelor de ductilitate, care justifică îmbunătățirea corespunzătoare a prescripțiilor de specialitate și o atenție sporită pentru alcătuirea constructivă.

IX.5. Constatări de sinteză privind comportarea construcțiilor

IX.5.1. Surse de informație

Principalele date privind natura și amploarea efectelor cutremurului de la 4 martie 1977 asupra construcțiilor provin din mai multe surse, prezentate în părțile anterioare ale lucrării:

a. studii desfășurate la nivelul întregului teritoriu (ancheta macroseismică, studiul influenței cutremurului asupra mediului natural), prezentate în capitolul IV;

b. studii pe ansambluri de construcții, desfășurate în zonele unor centre construite cum sînt în special cele organizate sub coordonarea CNST și a ICCPDC în cadrul colaborării INCERC, Institutul Proiect București, prezentate în capitolele V și VI;

e. date instrumentale privind mișcarea seismică a terenului și a construcțiilor în timpul cutremurului, prezentate în capitolul V;

d. studii asupra comportării terenurilor de fundație, prezentate în capitolul V;

e. studii asupra comportării materialelor de construcție, prezentate în capitolul VII;

f. studii asupra comportării construcțiilor din diferite categorii (construcții vechi sau noi, construcții cu diferite destinații funcționale), prezentate în capitolul VI;

g. studii experimentale asupra caracteristicilor dinamice ale construcțiilor, în corelare cu efectele cutremurului, prezentate în paragraful IX.3;

h. analize prin calcul, efectuate prin metode mai avansate decît cele utilizate curent în proiectare, prezentate în paragraful IX.4.

Utilizarea acestor surse permite să se facă o serie de constatări de sinteză pe marginea specificului comportării elementelor de construcție.

IX.5.2. Intensitatea solicitărilor seismice

Datele instrumentale, corelate cu ancheta macroseismică, cu studiile pe ansambluri de construcții și cu analizele prin calcul, arată că, pe o arie destul de întinsă, mișcarea seismică a terenului a fost de intensitate comparabilă cu intensitățile din București, unde datele obținute au fost cele mai bogate. Accelerații seismice de vîrf ale terenului de ordinul 2 m/s^2 au afectat astfel zone destul de întinse și este credibil ca să fi existat și zone în care valoarea de 3 m/s^2 să fi fost depășită.

O mișcare seismică a terenului de asemenea intensități este un fapt curent în cazul cutremurelor puternice. Datele instrumentale obținute în străinătate și evaluările făcute în ultimii ani arată că, în cazurile mișcărilor seismice puternice recente, a fost depășit chiar pragul reprezentat de accelerația gravitației, înregistrîndu-se accelerații care depășesc 10 m/s^2 .

În ipoteza comportării elastice a construcțiilor și a terenului de fundație, accelerațiile de vîrf în zonele cu mișcările cele mai ample (de regulă, la partea superioară a construcțiilor) ar fi putut să aibă valori de ordinul $6 \dots 8 \dots 10 \text{ m/s}^2$ sau chiar mai mult. Coroborarea spectrelor de acțiune seismică (accelerații absolute) redate în figura V.14 cu relațiile de bază ale dinamicii structurilor este convingătoare în acest sens. Accelerații de acest ordin de mărime corespund unor forțe de inerție care depășesc

de multe ori încărcările seismice convenționale de calcul la care se verifică structurile în proiectare. Drept consecință, situația curentă pentru construcțiile supuse mișcării seismice de la 4 martie 1977 a fost aceea de a suferi deformații postelastice pe o întindere mai mare sau mai mică, în funcție de condițiile specifice. Atît datele experimentale, cit și evaluările prin calcul ca cele prezentate în paragraful IX.4, arată că, în cadrul unor deformări postelastice moderate, accelerațiile de vîrf curente au fost de ordinul $3 \dots 4 \text{ m/s}^2$, fiind determinate în primul rînd de limita încărcărilor orizontale cărora construcțiile puteau să le reziste punîndu-se în valoare diferitele rezerve de capacitate portantă. În unele cazuri, această limită a fost determinată nu de construcția propriuzisă, ci de solicitarea limită a terenului de fundație, aspect asupra căruia se revine în continuare.

IX.5.3. Amplificarea dinamică

Atît analiza statistică efectuată în Municipiul București și analiza datelor instrumentale, prezentate în capitolul V, cit și studiile individuale din categoria celor prezentate în paragraful IX.4, au pus în evidență compoziția spectrală specifică pe întinderea Municipiului București, caracterizată prin predominanța componentelor spectrale de perioadă lungă, de ordinul $1,5 \text{ s}$, ale mișcării. Deși concluziile cantitative privind amplificarea dinamică au avut la bază în primul rînd ipoteza comportării liniare, iar comportarea neliniară aduce corecții, uneori importante, în aceste domenii, amplificarea dinamică importantă în domeniul de perioade menționat a fost evidentă, manifestîndu-se printr-o diferență de intensitate de ordinul a două grade MSK între efectele asupra construcțiilor rigide și asupra construcțiilor flexibile, cu perioade proprii în vecinătatea perioadei predominante a mișcării seismice.

IX.5.4. Caracterul spațial al mișcării seismice

Caracterul spațial al mișcării seismice a terenului, manifestat prin mișcarea simultană pe mai multe direcții a punctelor materiale și prin caracterul nesincron al mișcării pe direcții paralele în puncte diferite, a fost pus în evidență indirect, prin efectele asupra construcțiilor. Aspectul cel mai pregnant al caracterului spațial este acela al prezenței unei perturbații de rotație în plan orizontal, care generează pentru construcții mișcări de torsiune de ansamblu, pe lingă perturbațiile „principale”,

de translație în plan orizontal, care generează pentru construcții mișcări de încovoiere-forfecare de ansamblu. Prezența unor perturbații de rotație în plan orizontal a condus la suprasolicitarea elementelor portante verticale perimetrice, iar această suprasolicitare a fost pregnantă în special în cazul construcțiilor lungi, pentru elementele de rezistență dispuse pe direcție transversală, în zona frontoanelor. Prezența acestor suprasolicitări s-a manifestat în mod dramatic prin avarii grele sau chiar prăbușiri. În cazul celor două construcții noi de locuințe din București care au suferit prăbușiri parțiale (blocul OD16 din bd. Păcii și blocul Ștefan cel Mare colț cu Lizeanu), tronsoanele afectate au fost tronsoane de capăt, iar mișcarea de prăbușire a fost pe direcție transversală. În cazul construcțiilor vechi prăbușite, datele furnizate în capitolul VI arată că, în majoritate, construcțiile respective au fost amplasate la extremitățile unor masive de construcții. Chiar în cazul prezentat la paragraful IX.3.5, al Pavilionului principal al Expoziției Realizărilor Economiei Naționale, structura, practic perfect axial-simetrică, a suferit avariile cele mai evidente prin oscilații de torsiune de ansamblu, fapt manifestat prin creșterea procentuală mare a perioadei proprii respective în urma cutremurului.

Un alt aspect al comportării spațiale este acela al influenței alcătuirii constructive. Prezența unor asimetrii de alcătuire, datorite unei dispunerii excentrice a maselor, datorită prezenței unor legături excentrice defavorabile (pereți de rigidizare dispuși excentric, vanguardii ale casei scării sau case ale lifturilor dispuse excentric etc.) s-a manifestat de regulă prin avarii care au pus în evidență apariția unor oscilații pronunțate de torsiune de ansamblu. În aceeași ordine de idei, a influenței alcătuirii constructive, a fost evidentă tendința de suprasolicitare a elementelor portante mai rigide, atunci când a existat o conlucrare între elemente portante de rigidități diferite, conlucrare manifestată prin apariția unor deplasări comune. În cazul halelor industriale, prezența unor poduri rulante grele dispuse excentric, în traveile de capăt ale unor tronsoane de hale a contribuit la apariția unor oscilații puternice de torsiune de ansamblu, iar caracterul spațial complex al oscilațiilor unor hale, caracterizat prin oscilații nesinerone ale șirurilor de stilpi, a prilejuit unele prăbușiri de acoperișuri.

IX.5.5. Durata mișcării seismice

Datele instrumentale disponibile, prezentate în cadrul capitolului V, au arătat că faza intensă a mișcării seismice a terenului a fost de durată relativ scurtă, de ordinul 10...15 s. Ținând seama de perioada predominantă re-

lativ lungă, aceasta a însemnat prezența unui număr de cicluri de solicitare relativ redus.

Constatările pe marginea comportării construcțiilor nu permit să se tragă concluzii directe asupra numărului de cicluri de solicitare intensă la care acestea au fost supuse. Se pot face, în schimb, unele considerații de o natură înrudită.

Cunoștințele actuale privind comportarea materialelor în regim de solicitări repetate intense pun în evidență caracterul cumulativ al degradărilor. Acest caracter a fost confirmat de faptul că o parte importantă din construcțiile care s-au prăbușit au fost afectate anterior de cutremurul din 10 noiembrie 1940 sau de alte suprasolicitări importante, ca cele datorite bombardamentelor.

O altă observație în acest sens este următoarea:

Dacă se au în vedere relațiile empirice magnitudine—energie eliberată, de forma:

$$\log E(\text{erg}) = 11,8 + 1,5 M$$

sau

$$\log E(\text{erg}) = 11,4 + 1,5 M,$$

se constată că o creștere cu 0,2 grade de magnitudine reprezintă o dublare a energiei eliberate. Se poate imagina situația ipotetică în care un cutremur de factură asemănătoare cu cel din 4 martie 1977 ($M = 7,2$) ar avea o magnitudine sporită cu 0,2 grade, $M = 7,4$ (cum a avut cutremurul din 10 noiembrie 1940), în care energia seismică ar fi radiată proporțional cu distribuția din 1977 și, deci, energia mișcării terenului într-un punct dat ar fi, practic, dublă. Aceasta s-ar putea traduce, dacă amplitudinea de mișcare s-ar păstra, în dublarea duratei, respectiv a numărului de cicluri de solicitare, cu toate consecințele pentru o cumulare mai importantă a avariilor.

IX.5.6. Rolul condițiilor de teren

În cadrul capitolului V a fost prezentat rolul condițiilor de teren, arătându-se că, la scara condițiilor locale, acest rol se manifestă sub două aspecte principale, respectiv rolul de filtru dinamic și rolul de reazem deformabil.

Rolul de filtru dinamic al pachetelor superficiale, moi, de teren (de ordinul zecilor sau sutelor de metri grosime) s-a manifestat în compoziția spectrală a mișcării seismice a terenului și în acest sens au fost prezentate unele corelări în cadrul capitolului V.

Rolul de reazem deformabil (jucat de zona activă din jurul contactului teren-construcție) a avut o importanță comparabilă cu primul rol. Din determinările experimentale la scară naturală făcute anterior cutremurului

[73] a rezultat în mod convingător contribuția importantă pe care deformabilitatea terenului de fundație o are pentru deformabilitatea ansamblului construcție-teren de fundație. Pentru condițiile con crete de teren din București, în cazul clădirilor înalte, de circa 10 etaje, contribuția deformabilității terenului la deformabilitatea de ansamblu a fost de ordinul 50% pe direcție transversală în cazul solicitărilor de intensitate redusă. În cazul solicitărilor seismice puternice a apărut, practic sistematic, o reducere a rigidității de ansamblu corespunzătoare deformării în stadii avansate de solicitare. Această reducere de rigiditate, sau creștere de deformabilitate, a putut să fie datorită, după caz, construcției sau terenului de fundație, iar aceasta a depins de raportul solicitărilor capabile al celor două componente al sistemului. În unele cazuri, ale unor construcții relativ rezistente, care nu au fost decât puțin afectate, creșterile de perioade de oscilație au fost datorite în primul rînd comportării neliniare a terenului de fundație și scăderii corespunzătoare a rigidității acestuia. Se pot astfel imagina cazuri în care terenul de fundație a jucat rolul de limitator de solicitare, apărînd construcția de dezvoltarea unor avarii grele (pentru o imagine mai completă a rolului condițiilor de teren a se vedea capitolul V).

IX.5.7. Rolul elementelor nestructurale

În numeroase cazuri a fost evident rolul jucat de elementele nestructurale în comportarea de ansamblu a construcțiilor. Aceasta se referă în primul rînd la construcțiile cu structuri din bare relativ flexibile (structuri în cadre etajate, structuri de hale industriale etc.) care au conlucrat cu elementele nestructurale mai rigide (pereți despărțitori, case de lift, bare înclinate ale scărilor etc.).

Aprecierile făcute pe marginea comportării unor construcții au condus la concluzia că, în numeroase cazuri, prezența pereților despărțitori a fost favorabilă, chiar salvatoare, pereții despărțitori jucînd rolul de diagonală comprimată acolo unde sistemul de bare, care alcătuia structura propriu-zisă (în măsura în care o astfel de structură putea fi definită), era incapabil de a prelua forțele tăietoare de nivel. Au fost puse în evidență, însă, și cazuri în care pereții despărțitori au jucat un rol defavorabil, rigiditatea lor ridicată în raport cu rigiditatea la încovoiere a barelor făcînd să apară solicitări sporite (în cazul unor construcții din rețeaua sanitară, pereții despărțitori au rupt uneori stîlpii la forțe tăietoare; în cazul Palatului Telefoanelor, pereții exteriori au îndoit într-un panou un stîlp metalic, producînd o deformare asemănătoare cu cea de flambaj).

În cazurile cînd pereții despărțitori, rigizi, nu au fost obligați să conlucreze cu structura,

fiind dispuși în plaue paralele cu aceasta, au apărut desprinderi apreciable sau chiar prăbușiri ale acestora (cazul Spitalului de urgență din București, cazul construcției ISPE din București, cazul unor hale industriale).

IX.5.8. Construcții învecinate

Existența unor construcții învecinate a avut drept urmare influențe reciproce importante, defavorabile, sau favorabile, după caz. Aceasta a depins de un ansamblu de factori, ca distanța între construcții, diferența între caracteristicile dinamice, înălțimile de etaje etc. În cazurile în care au existat construcții apropiate cu caracteristici dinamice sensibil diferite, separate prin rosturi reduse, s-au înregistrat coliziuni intense, care au condus la avarieri locale importante ale stîlpilor, în special în cazurile cînd nodurile stîlpilor nu se situează la același nivel. În București au apărut în mod evident astfel de situații în mai multe cazuri cînd existau construcții învecinate de înălțimi mult diferite (exemple: construcții noi pe Calea Dorobanți sau șos. Pantelimon, construcții vechi pe Calea Victoriei, ca Palatul Telefoanelor și construcția învecinată).

În cazurile cînd construcțiile învecinate erau de înălțimi apropiate, iar rosturile erau practic inexistente, construcțiile au fost obligate de regulă să oscileze solidar. Această situație a putut să vină în avantajul construcțiilor mai slabe, care au urmărit construcțiile învecinate, mai rezistente. În astfel de situații, construcțiile sau tronsoanele de capăt, neobligate să oscileze solidar și, de regulă, mai defavorabil solicitate, au fost avariate mai puternic. Acest aspect s-a combinat cu cel semnalat la paragraful IX. 5.4., privind comportarea spațială a construcțiilor.

IX.5.9. Aspecte ale deformării postelastice

Intensitatea ridicată a solicitărilor apărute în construcții sub acțiunea mișcării seismice a terenului în zonele în care intensitățile seismice au fost ridicate, a făcut ca o mare parte din construcții să fie afectate, sub o formă sau alta, de deformări postelastice. Ordinul de mărime al accelerațiilor seismice și, deci, al forțelor de inerție, menționat la paragraful IX.5.2, a făcut inevitabilă această situație. Transmiterea diferitelor încărcări la teren se realizează, într-un fel sau altul, printr-un lanț de elemente de construcție, respectiv de părți ale acestora, iar deformarea postelastică s-a dezvoltat începînd cu cea mai slabă verigă a acestui lanț. În măsura în care veriga cea mai slabă a avut o comportare ductilă și nu s-a distrus, astfel încît să conducă la o redistribuție accentuată a eforturilor sau chiar la distrugerii locale sau generalizate urmate de prăbușiri, această verigă a putut să funcțio-

neze, în mare măsură, ca un limitator al intensității solicitărilor, ca un element de protecție al restului construcției. Deși pînă în prezent nu este disponibil un fond de informații suficient de bogat, rezultat din analize ingineresti riguroase, de detaliu, destinate explicării comportării reale a construcțiilor sub acțiunea mișcării seismice de la 4 martie 1977, observarea calitativă și interpretarea datelor de observație permite să se tragă concluzii în direcția arătată pentru numeroase cazuri.

Dacă se consideră imaginea de lanț de elemente care transmit încărcările la teren, apare o primă alternativă în ceea ce privește locul verigii celei mai slabe, aceasta putînd să se găsească (preponderent) în construcția propriuzisă sau în zona activă a terenului de fundație. În cazurile în care construcția a fost mai slabă decît terenul de fundație, deformarea postelastice s-a dezvoltat cu preponderență în construcție. În cazurile opuse, deformarea postelastice s-a dezvoltat cu preponderență în teren, acesta funcționînd în bună măsură ca un limitator al solicitărilor seismice generate în construcție. După unele evaluări făcute, este de așteptat ca terenul de fundație să fi jucat rolul de limitator al solicitărilor seismice în special în cazurile unor construcții etajate, înalte, relativ rezistente, cu pereți portanți, în care, datorită raportului de capacități portante, deformările importante s-au dezvoltat probabil cu precădere în terenul de fundație. În cazurile în care deformațiile postelastice s-au dezvoltat cu precădere în construcțiile propriuzise, verigile slabe au putut să se găsească, în funcție de alcătuirea generală a construcțiilor și de capacitățile portante ale elementelor componente, în diferite zone. Ca un prim exemplu, pentru construcțiile cu structuri în cadre, prima categorie de elemente afectată de deformări postelastice a putut să fie, în numeroase cazuri, reprezentată de pereții despărțitori, obligați să se deformeze solidar cu cadrele și care, dacă au fost incapabili de a se opune solicitărilor importante (reprezentate de forțele tăietoare de nivel), generate de acțiunea seismică, au prezentat ruperi caracteristice (în diagonală, în X etc.) cu distrugeri mai mult sau mai puțin dezvoltate ca urmare a lipsei de ductilitate. Tot în cazul structurilor în cadre, în momentul în care încărcările seismice mari au fost transmise la cadrele propriuzise, în funcție de raportul capacităților portante veriga slabă a putut să fie reprezentată, după caz, de grinzi, de stâlpi, de noduri. Cazul cel mai favorabil de comportare a fost acela al deformării postelastice dezvoltate cu preponderență în grinzi, datorită ductilității superioare a acestora, în măsura în care veriga slabă nu a fost reprezentată de zonele rezistente la forțele tăietoare, sau în măsura în care nu au apărut, din greșeli de concepție, de execuție sau de exploatare (intervenții care au slăbit elementele) zone slabe care au condus la distrugerea locală.

Ca un alt exemplu, în cazul clădirilor cu pereți portanți din beton armat (diafragame), veriga slabă a putut să fie reprezentată de armătura întinsă (iar acesta a fost, de regulă, cazul cel mai favorabil) sau de zonele solicitate preponderent la compresiune din încovoiere (cedarea zonei comprimate putînd să aibă drept urmare prăbușirea, ca în cazul blocului OD 16), în zonele solicitate preponderent de forțele tăietoare de ansamblu (aceasta conducînd la fisuri sau crăpături oblice) etc. Au apărut și cazuri în care veriga slabă a fost reprezentată de elementele orizontale de legătură între diferitele nuclee verticale portante, în care situație, pe parcursul solicitării intense, datorită cedării acestei legături, nucleele portante diferite au ajuns să oscileze practic independent, pierzîndu-se capacitatea de deformare solidară a construcției, de conlucrare de ansamblu. Exemplificările de mai înainte pot fi continuate, dar cazurile menționate sînt printre cele mai caracteristice.

Deformabilitatea postelastice (în special cînd aceasta este ductilă) reprezintă o rezervă fundamentală a construcțiilor supuse acțiunii seismice, dar această resursă este cantitativ limitată. În cazurile în care deformațiile și deplasările devin exagerate, apar modificări importante ale schemei de transmitere a încărcărilor, care pot avea urmări grave. Astfel, deplasările absolute exagerate pot să producă, prin efecte de ordinul II, importante redistribuții în starea de solicitare, cu efecte catastrofale, cum a fost cazul unora din clădirile înalte vechi prăbușite. Astfel de redistribuții au putut să se manifeste în unele cazuri în timp destul de îndelungat, avariile grave sau prăbușirile putînd să se producă, conform unor mărturii a căror exactitate este încă insuficient confirmată, după intervale de ordinul zecilor de secunde sau chiar al minutelor de la sfîșitul mișcării seismice. Deplasările relative exagerate pot să genereze, de asemenea, urmări dintre cele mai defavorabile, începînd cu distrugerea totală a elementelor nestructurale și încheind cu alterarea gravă a elementelor, corespunzînd creării unor scheme de transmitere a solicitărilor mult diferite de cele inițiale și mult mai defavorabile. Ca exemplu, o rotire relativă exagerată într-o articulație plastică din beton armat poate să reducă foarte mult zona capabilă de a transmite forțele tăietoare, conducînd în ultimă instanță la rupere prin forță tăietoare, combinată mai mult sau mai puțin cu compresiune. Ruperi de acest fel, s-au putut observa în unii pereți portanți de beton armat sau în unii stâlpi.

IX.5.10. Considerații finale

Considerațiile calitative prezentate în cadrul paragrafului IX.5 au urmărit să pună în evidență o serie de aspecte caracteristice ale efectelor și formelor de manifestare ale mișcării

seismice de la 4 martie 1977 prin prisma interesului ingineresc pentru comportarea construcțiilor. Principalele surse ale acestor considerații sînt reprezentate de materialul de informație și observație bogat, concret, enumerat în paragraful IX.5.1. Aceste constatări cu caracter general reprezintă un element important pentru paragrafele următoare, referitoare la unele probleme de proiectare a construcțiilor, la punerea în siguranță a fondului construit existent, la legislația tehnică de specialitate, la măsurile necesare pentru viitor.

Din punct de vedere ingineresc prezintă importanță deosebită punerea în evidență a cauzelor care au provocat cazurile de comportare necorespunzătoare a unor construcții, mergînd de la avarii importante, greu de reparat, pînă la prăbușiri. Un alt aspect deosebit de important este acela al analizării situațiilor în care, chiar dacă construcțiile nu au suferit avarii importante, anumite avarii locale, în aparență puțin importante, au condus la urmări grave, eventual chiar la victime omenești. În cadrul capitolului VI s-a făcut o analiză detaliată, pe categorii de construcții, a cauzelor care au stat la originea diferitelor cazuri de comportare necorespunzătoare. Este util ca, aici, să se facă prezentarea unei sinteze a acestor cauze.

Capacitatea construcțiilor de a rezista acțiunilor seismice în condiții satisfăcătoare, fără avarii importante sau distrugerii, ca și fără apariția unor degradări în aparență minore, dar putînd genera urmări grave, reprezintă urmarea unui lanț de activități umane: concepție, execuție, exploatare, ca și cea de urmărire pe parcurs și întreținere, cu intervențiile necesare atunci cînd este cazul. Greșelile care apar în oricare din verigile acestui lanț, pot avea urmări din cele mai serioase pentru capacitatea construcțiilor de a se comporta satisfăcător. Principalele cauze ale cazurilor de comportare necorespunzătoare pot fi, astfel, sintetizate în modul următor:

a. *În activitatea de concepție.* Cauzele din această categorie au fost fie de natura nivelului cunoștințelor de specialitate la data respectivă, fie de natura unor greșeli individuale. În ceea ce privește primul aspect, al nivelului cunoștințelor, se pot semna:

— lipsa aproape totală de cunoștințe ingineresti privind protecția antisismică în perioada premergătoare cutremurului din 1940, perioadă care s-a prelungit, practic, pînă în 1950;

— lipsurile prescripțiilor de specialitate, pe planul reprezentării condițiilor seismice (deficiențe în zonarea seismică a teritoriului, aprecierea deficitară a compoziției spectrale a mișcării seismice pentru unele zone geografice etc.) sau pe planul prescrierii regulilor de proiectare antisismică (lipsa unor prevederi clare, cu caracter cantitativ, pentru asigurarea ductilității, lipsa unor prevederi corespunzătoare privind dimensionarea rosturilor, insuficiente prevederi privind alcătuirea constructivă etc.).

În ceea ce privește al doilea aspect, acela al greșelilor individuale de proiectare, al aplicării necorespunzătoare a prescripțiilor existente, se pot semna:

— unele greșeli ale proiectanților în aplicarea prevederilor prescripțiilor de specialitate, materializate în cele mai multe cazuri prin alcătuirea necorespunzătoare (crearea de asimetrii de alcătuire, dispunerea de mase mari la înălțime, introducerea de legături nedorite, crearea de discontinuități de rezistență sau rigiditate, dispunerea de stâlpi scurți care se rup prin forță tăietoare etc.), uneori prin dimensionări insuficiente datorite unor greșeli de calcul;

— subdimensionări conștiente, din motive de speculă, în cazul unor construcții concepute înainte de război de către unele firme particulare.

b. *În activitatea de execuție.* Cauzele din această categorie sînt datorite:

— în cazurile cele mai grave, unor greșeli evidente de execuție (lipsa unor armături, betonare greșită, lipsa unor legături ale elementelor prefabricate sau ale unor elemente metalice etc.);

— în cazurile mai puțin grave, dar mai frecvente, nerespectării condițiilor de calitate în ceea ce privește materialele de construcție, prefabricatele, betonul confecționat pe șantier etc.

Greșelile de execuție au fost favorizate, evident, de controlul nesatisfăcător al execuției, de insuficienta rigurozitate a recepției lucrărilor.

c. *În activitatea de exploatare a construcțiilor.* Cauzele din această categorie au fost datorite, de la caz la caz, unor factori ca:

— suprasolicitarea elementelor de construcție, din motive de nerespectare a condițiilor corespunzătoare destinației construcției, fapt care a redus rezervele de rezistență la acțiunea seismică;

— alterarea materialelor de construcție datorită unor fenomene de coroziune (agenți chimici, agenți electrochimici etc.);

— înlăturarea sau slăbirea unor pereți (pentru a se crea spații libere mai largi) perforarea unor elemente portante (în vederea dispunerii de conducte suplimentare ale instalațiilor) etc.;

— adăugarea de părți noi de construcție, a căror prezență a putut să înrăutățească considerabil regimul de solicitare (uneori, etaje suplimentare, balcoane sau bowindowuri suplimentare, piese grele de echipament dispuse excentric etc.).

În această direcție s-a evidențiat lipsa unei legislații tehnice cuprinzătoare, care să reglementeze condițiile de exploatare a construcțiilor.

b. *În activitatea de urmărire a comportării construcțiilor și de remediere a defectelor și avariilor.* După cum s-a arătat în capitolul VI, pentru numeroase clădiri vechi, capacitatea de a rezista acțiunii seismice a fost serios afectată

de avariile datorite cutremurului din 1940 sau a bombardamentelor (neremediate în special din cauza condițiilor de război), datorită alterării în timp ca urmare a unor fenomene de coroziune superficială sau de masă etc. Lipsa urmăririi în exploatare a construcțiilor și neefectuarea intervențiilor necesare a creat situații defavorabile care s-au soldat, după cum s-a arătat, cu urmări grave ale cutremurului din 4 martie 1977. Și în această direcție s-a resimțit lipsa unei reglementări privind condițiile de urmărire a comportării construcțiilor și obligațiile de avertizare asupra cazurilor în care apar pericole, ca și măsurile de intervenție necesare.

IX.6. Considerații privind concepția structurilor amplasate în regiuni seismice

IX.6.1. Rolul concepției în protecția anti-seismică

Importanța socială și economică a realizării efective a unui grad suficient de asigurare a fost confirmată în mod cit se poate de convingător de experiența cutremurului din 4 martie 1977. Măsurile de protecție antisismică adoptate, care și-au dovedit eficiența pentru majoritatea construcțiilor noi, au permis protejarea vieții oamenilor, evitarea unor pierderi potențiale imense, continuarea activității economice și sociale curente — cu unele întreruperi limitate — ca și trecerea rapidă la operațiile de intervenție de primă urgență. Pe de altă parte, în cazurile în care protecția antisismică a fost insuficientă, urmările de diferite naturi au fost grele, măsura lor reală putând fi evaluată numai dacă se face o analiză completă, cu considerarea și a diferitelor implicații indirecte, mergând până la ultimele perturbații în activitatea economică și chiar la aspecte sociale și psihologice. Protecția antisismică a construcțiilor implică un efort social și economic important, atît în ceea ce privește activitatea de concepție, cît și în ceea ce privește consumurile de materiale de construcție. Toate cele arătate impun preocuparea pentru adoptarea gradului celui mai rațional de protecție, căutarea în limitele posibilului a unui optim. Varietatea atît de complexă a aspectelor implicate de protecția antisismică, a făcut pe mulți specialiști de cea mai bună calificare să aprecieze că, în mare măsură, proiectarea anti-seismică este o artă.

Protecția antisismică este rezultatul unui lanț de activități: amplasarea și concepția ansamblului construit (cartier de locuințe, ansamblu industrial etc.), proiectarea de ansamblu, proiectarea structurală de detaliu, activitatea de producție a materialelor și prefabricatelor, operațiile de confecție, montaj și punere în operă pe șantier, condițiile create în cursul exploatării, urmărirea pe parcurs a comportării construcțiilor, efectuarea intervențiilor necesare. Obținerea unei siguranțe reale are astfel, în mare măsură, caracterul de *produs logic*, în sensul regulilor logicii matematice: pentru o bună protecție antisismică este necesar ca fiecare din activitățile umane care condiționează această protecție să se desfășoare la un nivel satisfăcător. O greșeală sau o

insuficiență calitativă într-o anumită verigă a lanțului nu poate fi compensată decît uneori și numai cu greutate și cu costuri mari, într-o altă etapă de activitate.

Circumscrînd discuția la etapa de concepție a unui obiect individual, o construcție anumită, rezolvarea satisfăcătoare a problemelor ingineresti este condiționată de înțelegerea corectă a fenomenelor fizice de comportare și a cadrului general al problemelor de asigurare, ca și de adoptarea de soluții care să asigure o comportare bună a construcțiilor în limitele unui consum redus de materiale.

Regulile de asigurare a unei alcătuirii generale corecte, echilibrate (asigurarea simetriei dinamice, asigurarea conlucrării spațiale sau tronsoarea prin rosturi antisismice, evitarea discontinuităților sau diferențelor importante de rigiditate etc.), formulate în general în prescripții, reprezintă un ghid de o evidentă valoare în acest sens.

În cele ce urmează, sînt discutate pe scurt numai cîteva aspecte privind în primul rînd nivelul de asigurare a construcțiilor, avînd în vedere problemele ridicate de experiența cutremurului din 4 martie 1977.

IX.6.2. Admiterea deformării postelastice

Deformarea postelastică reprezintă singura posibilitate de comportare a unei construcții, atunci cînd aceasta nu dispune de rezistența necesară pentru a prelua în stadiul elastic acțiunea seismică. Pe de altă parte, deformarea postelastică reprezintă, într-o măsură mai mică sau mai mare, o alterare, mai mult sau mai puțin evidentă, la nivel de material și de element. Tipul de deformare postelastică ductilă a elementelor de construcție, care se realizează atunci cînd deformarea postelastică afectează în principal oțelul, de așa natură încît acesta își păstrează continuitatea și nu își modifică sensibil forma sau poziția în elementele de construcție (prin îndoirea armăturii din betonul armat, prin pierderea stabilității locale a unor părți ale profilelor metalice laminate etc.), este tipul favorabil de comportare, care nu implică distrugerii locale, permițînd păstrarea în mare a integrității elementelor de construcție și, de asemenea, permite efectuarea cu ușurință a lucrărilor de remediere. Din acest motiv, în cazurile în care deformarea postelastică este inevitabilă, este necesar să se urmărească asigurarea de condiții pentru o comportare ductilă.

În principiu, construcțiile pot fi concepute astfel, încît să reziste acțiunii seismice în stadiul elastic, sau în stadiul postelastice de comportare. După cum se știe din literatură și din experiența inginerescă, asigurarea unei comportări perfect elastice pentru construcțiile în regiunile seismice este prohibitivă pentru majoritatea categoriilor de construcții. Ca un exemplu, pentru a se fi asigurat unei anumite construcții, cu o perioadă proprie fundamentală de circa 1,5 s o protecție antisismică în stadiul elastic, la o amplificarea de circa 4 ori a accelerației seismice a terenului corespunzătoare înregistrării de la INCERC—București (accelerație de vîrf de circa 2,5 m/s²), ar fi trebuit să se dimensioneze construcția respectivă la o accelerație a masei echivalente de circa 10 m/s², deci la un coeficient seismic de ordinul $c = 1,0$. Evident, acceptarea unei amplificări dinamice egale cu 4,0 este o ipoteză relativ acoperitoare. Dacă se urmăresc spectrele de acțiune seismică din figura V.14, o astfel de amplificare apare, pentru un sistem cu un grad de libertate, numai pentru o zonă restrînsă de perioade și pentru valori foarte reduse ale fracțiunii din amortizarea critică. Pe de altă parte, în cazul sistemelor cu mai multe grade de libertate pot să apară în mod curent, local, pentru anumite părți de construcție, amplificări mult mai mari. Astfel, în cazul structurilor din oțel cum sînt cele ale echipamentului și conductelor din unele instalații industriale, coeficientul de amplificare dinamică în stadiul elastic poate fi de ordinul zecilor, depășind în cazuri defavorabile chiar valoarea 100. Ca un exemplu dat de activitatea de studiu experimental din țară [71, 72]: decrementul logaritmice deosebit de redus, sub valoarea 0,03, al oscilațiilor libere ale barajului Argeș-Vidraru, datorite unor explozii în cazul nivelului apei situat sub jumătatea înălțimii barajului, corespunde unei amplificări de peste 100 de ori în regim de rezonanță la forțe dinamice sinusoidale.

Cele arătate mai înainte confirmă faptul că, în cazurile curente de construcții, deformarea postelastice în timpul mișcărilor seismice puternice este inevitabilă. Există totuși unele categorii de construcții sau de componente ale acestora pentru care deformarea postelastică nu este admisibilă. În cazurile când deformarea postelastică implică accidente cu urmări grave, este necesară luarea măsurilor pentru evitarea ei. Astfel, în cazurile unor componente ale centralelor nucleare, unde deformarea postelastică poate conduce la accidente având drept urmare degajarea de substanțe radioactive, sau în cazul unor componente ale unor instalații ale industriei chimice, unde deformarea postelastică poate implica o rupere casantă datorită prezenței agenților chimici, rupere urmată de degajări ale unor substanțe toxice deosebit de periculoase, sînt necesare măsuri speciale de protecție, urmărindu-se nedepășirea stadiului elastic în cazul acțiunilor seismice puternice. Acest deziderat nu se poate realiza cu siguranța necesară decât printr-un ansamblu de măsuri de alcătuire și dimensionare. Simpla dimensionare nu este întotdeauna suficientă, din două motive principale: faptul că o anumită intensitate seismică, luată drept intensitate de calcul, poate fi depășită, și faptul că oscilațiile seismice ale terenului și construcțiilor au o natură haotică, greu de evaluat cu precizie prin calcule. În situațiile în care, pentru anumite componente, se urmărește nedepășirea stadiului elastic, este de multe ori necesar ca și acestea să fie astfel dispuse, încît ele să se deformeze solidar cu unele părți de structură a căror deformare poate fi controlată. Pe de altă parte, chiar dacă se urmărește asigurarea unei deformări elastice a acestor componente, este de dorit să se ia măsurile posibile pentru asigurarea unui minim de ductilitate în ipoteza depășirii accidentale a stadiului elastic.

IX.6.3. Dirijarea procesului de deformare postelastică

După cum s-a menționat în paragraful IX.5, transmiterea încărcărilor la teren se face printr-un lanț de elemente sau părți ale elementelor de construcție, iar în cazul aplicării unei încărcări puternice, deformarea postelastică va apărea în veriga cea mai slabă a acestui lanț. Drept urmare, este necesară o alcătuire a construcțiilor de așa natură, încît deformarea postelastică să apară în elementele, în punctele, pe direcțiile, care nu implică alterări grave, ireparabile sau greu de remediat ale construcțiilor. Comportarea postelastică favorabilă este cea ductilă, iar această comportare apare în principal în cazul deformării oțelului și, în anumite condiții, a terenului de fundație. Tipurile de comportare postelastică a căror apariție trebuie să fie evitată sînt reprezentate de cedarea betonului prin compresiune sau forță tăietoare, de pierderea aderenței între beton și armătură în betonul armat, de flambajul barelor de armătură (care se poate produce de multe ori ca urmare a întinderii din încovoiere și a pierderii stabilității la scurtarea de revenire, ca urmare a insuficienței armării transversale), de pierderea stabilității unor elemente metalice (flambajul barelor, pierderea stabilității locale a unor tălpi, inimi, diafragme etc.). Ca urmare a experienței unor cutremure puternice din ultimele două decenii, în literatura de specialitate au fost formulate condiții cantitative privind limitarea eforturilor de compresiune și de forfecare și proiectarea armării transversale în betonul armat, astfel încît să se asigure o comportare ductilă [16, 17]. Aceste condiții se regăsesc în prezent, în mare măsură, în normativul de proiectare antisismică P.100. (altt în redactarea aprobată imediat după cutremur, în 1978, cit și în cea aprobată mai recent, în 1981).

IX.6.4. Limitări necesare în procesul de deformare

Deformarea ductilă a construcțiilor reprezintă o importantă rezervă a acestora, care compensează lipsa unei capacități portante în stadiul elastic care să acopere încărcările

posibile. Este necesar, însă, să se albe în vedere anumite limitări în ceea ce privește procesul de deformare. Aceste limitări sînt de două feluri: limitări superioare ale deplasărilor absolute sau relative sau ale deformațiilor părților de construcție și limitări inferioare ale deformabilității unor elemente de construcție, unor elemente de instalații etc., supuse în timpul acțiunii seismice anumitor deformații impuse.

Limitările superioare ale deformării construcțiilor pot să apară din mai multe motive: deplasările absolute exagerate pot modifica forma construcției de așa natură, încît efectele de ordinul II să conducă la suprasolicitări deosebit de mari, care conduc la avarieri grave sau chiar prăbușire; deplasările relative exagerate (care se traduc în deformări locale) pot să conducă la degradarea ireparabilă a unor elemente nestructurale; deformarea exagerată a unor zone puternic solicitate poate duce la alterări importante ale schemei de transmitere a eforturilor (cum s-a menționat anterior, alungirea postelastică exagerată din încovoiere a armăturii întinse din stâlpi sau din diafragmele de beton armat poate să reducă exagerat zona capabilă de a transmite forțe tăietoare și să conducă, deci, la o cedare prin forță tăietoare). Limitările superioare din aceste categorii pot fi exprimate, după caz, în limitări superioare ale perioadelor proprii fundamentale, în limitări ale deplasărilor relative de nivel etc.

Un alt aspect care impune limitarea deformării dinamice este acela al lipsei de control și, implicit, al scăderii generale a siguranței, în cazul când se admit deformări exagerate.

Un exemplu de calcul efectuat pentru un model simplu (sistem cu un grad de libertate), reprezentat în figura IX.17 ilustrează acest fapt.

Pentru modelul arătat s-a admis că legătura deformabilă la teren este viscoelastică de tip Kelvin în cazul unor solicitări reduse și că, în cazul depășirii unei anumite deformări, în componența inițial elastică apar fenomene de curgere, consolidare, histereză și degradare progresivă. Efectuarea unor calcule prin integrarea directă a ecuațiilor de mișcare [62], utilizînd o tehnică de tip Monte-Carlo pe baza unui set de opt realizări ale unei accelerograme aleatoare, pentru care s-au făcut rulări la nivele progresive de intensitate, a condus la rezultatele din figura IX.18. În abscisă este reprezentată intensitatea seismică (proporțională cu logaritmul în baza 2 al accelerației terenului), iar în ordonată este reprezentată o măsură cumulativă a degradării, D , rezultînd dintr-o lege de tip Palmgren-Miner, definită prin relația de sporire pe ciclu,

$$\log \Delta D_{ciclu} = - \left(1 - \frac{U_{extrem, ciclu}}{U_{lim, static}} \right) \log N_0, \quad (IX.1)$$

dedusă din ipoteza că, în cazul unor solicitări alternante simetrice sinusoidale, de amplitudine $U_{extrem, ciclu}$, materialul se rupe după N cicluri, fiind satisfăcătoare ecuația

$$\frac{U_{extrem, ciclu}}{U_{lim, static}} + \frac{\log N}{\log N_0} = 1 \quad (IX.2)$$

(unde pentru N_0 s-a admis valoarea 10^{12}). Admiterea ipotezei că degradarea este liniar cumulativă și că într-un ciclu de amplitudine $U_{extrem, ciclu}$ se epulzează a N -a parte din

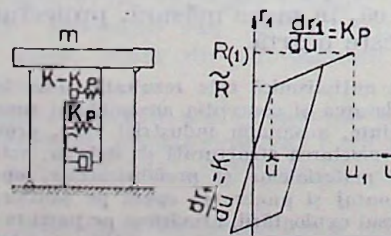


Fig. IX.17. — Schemă a sistemului cu un grad de libertate a cărui comportare a fost analizată prin metoda Monte-Carlo.

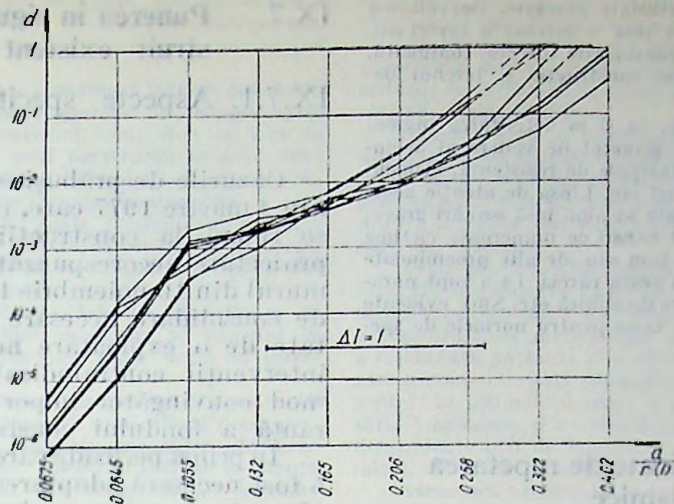


Fig. IX.18. — Diagrame ale relațiilor intensitate-degradare pentru diferite realizări ale unei accelerograme aleatoare, pentru sistemul din figura IX.17.

rezistență, a dus la relația (IX.1). Practic, măsura degradării D este proporțională cu deplasarea extremă suferită de sistem.

Se constată din figura IX.18 că: în stadiul elastic există un paralelism al creșterii degradării; intrarea în stadiul post-elastic reduce la început tendința de creștere a degradării odată cu creșterea intensității și reduce, de asemenea, dispersia degradării (care este aleatoare); producerea unor deformații postelastice exagerate conduce la o răsturnare a tendințelor menționate, creșterea măsurii degradării devenind rapidă, dispersia crescând accentuat și riscul de rupere devenind mare. Rezultatele obținute ilustrează, astfel, lipsa de control asupra comportării pe care o implică deformațiile postelastice exagerate.

Limitările inferioare necesare ale deformațiilor sau deplasărilor limită apar din condițiile de ductilitate („ductilitate necesară” sau „cerință de ductilitate”) care sînt o urmare a incapacității construcțiilor de a rezista acțiunilor seismice puternice în stadiul elastic, a prezenței unor deformații impuse etc. Astfel, ca un exemplu, în paragraful IX.4 au fost prezentate analize biografice prin calcul ale deformării unor construcții, iar de aici au rezultat anumite cerințe de ductilitate (cerințele de ductilitate au fost o consecință a naturii acțiunii seismice luate în considerație, ca și a capacității portante limitate în stadiul elastic și a ipotezelor admise cu privire la relațiile forță-deplasare în stadiul postelastic). Pe de altă parte, apar cazuri cînd deformabilitatea necesară nu este legată de incapacitatea de a rezista acțiunii seismice în stadiul elastic, cum se întîmplă pentru structurile în elevație, ci faptului că un element de construcție sau de instalații este supus unor deformații impuse de mediul înconjurător, mult mai rezistent și rigid decît elementul respectiv (exemple: galerii subterane supuse deformațiilor impuse ale pămîntului; părți de conducte legate la două tronsoane de construcție între care apar anumite deplasări relative în timpul cutremurului).

IX.6.5. Nivelul de asigurare necesar

O problemă centrală în proiectarea antisismică, în dimensionarea elementelor de construcție, este reprezentată de nivelul de asigurare necesar. Nivelul de asigurare se poate exprima, teoretic, prin probabilitatea de supraviețuire, în raport cu diferite criterii (sau stări limită), aleasă pentru construcție pentru durata de exploatare prestabilită. O astfel de exprimare are însă un caracter în mare măsură teoretic, greu de aplicat în practica inginerescă. Drept urmare, este preferabil pentru practică să se precizeze nivelul de asigurare prin

intermediul unor sisteme de încărcări cărora sînt rezalte o construcție din punctul de vedere al anumitor stări limită. Aceste sisteme de încărcări reprezintă, pe de o parte, încărcările seismice considerate drept prezente în momentul producerii cutremurului și, pe de altă parte, încărcarea seismică, evaluată pentru o anumită intensitate sau accelerație de vîrf etc. și pentru o anumită compoziție spectrală (sau, eventual, pentru mai multe compoziții spectrale, corespunzînd unor mișcări seismice cu origini diferite). Prescrierea ansamblului de condiții de încărcare este o sarcină a normelor în vigoare. Astfel, în țara noastră, pentru construcțiile curente, încărcările seismice și regulile de grupare sînt precizate de seria STAS 10101, iar încărcările seismice sînt precizate pentru construcțiile civile și industriale de normativul P.100-81 (sau de alte prescripții pentru categorii diferite de construcții).

Reducînd discuția la intensitatea de calcul considerată pentru acțiunea seismică, în majoritatea normelor de proiectare, printre care și în normele românești, este statuat clar principiul diferențierii nivelului de asigurare în funcție de importanța construcțiilor și urmările probabile ale avarierii lor.

Din punctul de vedere al fenomenelor fizice și evenimentelor legate de eventuala cedare a unor construcții sau părți de construcții sub acțiunea seismică, este necesar să se menționeze că există cazuri în care trebuie să se evite practic posibilitatea de avariere pe durata vieții construcției (vezi § IX.6.2). Astfel, în cazul unor construcții a căror avariere ar produce degajări de substanțe de toxicitate ridicată (centrale nucleare, uzine chimice etc.), ar crea pericole pentru colectivități mari (lucrări hidrotehnice, construcții înalte cu aglomerări permanente de oameni și o imposibilitate de evacuare rapidă etc.), ar paraliza viața socială (unele clădiri de importanță politică, sistemele de telecomunicații etc.), ar împiedica recuperarea de urgență după cutremur (construcții din rețeaua sauitară, construcții ale pompierilor etc.) și al altor categorii necunoscute, condițiile de proiectare și protecție antisismică trebuie să fie mai severe decît pentru marca masă a construcțiilor.

În practica mondială a început să fie introdusă verificarea construcțiilor după mai multe criterii, în stadii diferite, cerîndu-se nivele diferite de asigurare pentru diferitele criterii de verificare. Astfel, pe lângă verificările curente, efectuate formal în stadiul elastic, la un sistem de forțe convenționale reduse, se efectuează verificări la unele eforturi reale, de vîrf, pentru a se evita pericolul de prăbușire. O astfel de verificare importantă este aceea de a se raporta forța tăietoare de bază extremă, reală, la forța ultimă, determinată pe baza arbei active din punctul de vedere al preluării acestei forțe, pe o anumită direcție și a rezistenței de rupere a materialului de a se stabili că forța ultimă nu este depășită. Avîndu-se în vedere necesitatea de compensare a lipsei de rezistență (în stadiul elastic) prin ductilitate, este de dorit și introducerea de metodologii care să permită verificarea

În practică a rezervelor de ductilitate necesare. Dezvoltarea unei astfel de metodologii este însă o sarcină a cercetării, avînd în vedere necesitatea de considerare corectă, conjugată, a rezervelor de ductilitate din construcție și terenul de fundație.

În documentele normative, ca și în activitatea inginerescă, principala atenție, din punctul de vedere al asigurării, se acordă structurilor principale de rezistență, elementelor structurale luate individual etc. Lipsa de atenție acordată elementelor secundare poate să aibă însă urmări grave, tragice chiar. Astfel, au existat cazuri cu numeroase victime datorite căderilor de coșuri de fum sau de alte proeminențe ale caselor, sau căderii de pe o scară căreia i s-a rupt parapetul în urma aglomerării create de panică etc. Sînt evidente de aici concluziile care trebuie trase pentru normele de specialitate.

IX.6.6. Probleme ridicate de repetarea mișcărilor seismice

Apariția cutremurului de la 4 martie 1977 la un interval de timp atît de scurt după precedentul cutremur puternic, cel din 10 noiembrie 1940, a confruntat inginerii din România cu o problemă gravă și dificilă: aceea de a realiza construcții capabile de a rezista mai multor mișcări seismice pe durata vieții lor. Dacă se consideră succesiunea cutremurelor puternice din ultimele două secole, începînd cu cutremurul „cel mare” din 1802 și continuînd cu cutremurele din 1838, 1868, 1908, 1940 și 1977, se remarcă o regularitate neobișnuită și se trage concluzia că pentru o construcție obișnuită, „definitivă”, cu o durată de exploatare de ordinul a 100 de ani, sînt toate șansele ca să apară 2...4 acțiuni seismice intense pe parcursul exploatării.

Situația creată de aceste condiții pentru construcțiile din zonele în care cutremurele frecvente, „vrîncene” (cutremure intermediare, generate în zona de curbură a Carpaților, care afectează cu intensități ridicate zone întinse), generează acțiuni seismice intense, trebuie tratate cu toată atenția cel puțin din două motive:

a. acceptarea generală a faptului (confirmat de experiența românească) că degradările produse de cutremur au un caracter cumulativ, că apariția unei acțiuni seismice epuizează o parte (de multe ori, foarte importantă) a capacității de a rezista unei acțiuni seismice ulterioare;

b. lipsa în literatura de specialitate (chiar în cea mondială), a unor îndrumări privind asigurarea construcțiilor la apariția, pe durata vieții, a mai multor acțiuni seismice intense.

Pină în prezent, nu a fost precizată o concepție clară în acest sens. În situația fizică și emoțională creată după cutremurul din 1977, unii ingineri de înaltă calificare au opinat chiar pentru măsura extremă de a se dimensiona în viitor construcțiile astfel, încît să reziste acțiunilor seismice în stadiul elastic. Întrucît o astfel de politică de asigurare este practic imposibilă în prezent, este necesar să se caute căi care, prin mijloace limitate, să confere un plus de asigurare în raport cu cea efectiv constatată pentru anumite categorii de construcții la 4 martie 1977. În această ordine de idei, va trebui să se considere următoarele măsuri minimale:

— asigurarea unei deformări postelastice ductile, evitîndu-se, în cazul betonului armat, ruperea betonului prin compresiune sau forță tăietoare, ca și pierderea aderenței;

— limitarea deplasărilor absolute și relative, de așa natură încît în cazul unei acțiuni seismice puternice, plauzibile, să nu se altereze pronunțat schemele de transmitere a eforturilor;

— inspecția conștiincioasă, competentă, a construcțiilor, cel puțin după fiecare mișcare seismică puternică, dar de preferință și sub forma de inspecție periodică, și luarea măsurilor de rehabilitare necesară;

— efectuarea cercetărilor necesare în vederea cristalizării unei concepții mai precise (în această privință, este necesară o corelare cu problemele discutate în paragraful IX.7).

IX.7. Punerea în siguranță a fondului construit existent

IX.7.1. Aspecte specifice

Cazurile de prăbușire datorite cutremurului din 4 martie 1977 care, în marea lor majoritate, se referă la construcții vechi, grevate de o proiectare necorespunzătoare, avariate de cutremurul din 10 noiembrie 1940, lipsite de măsurile de consolidare necesare și, de multe ori, afectate de o exploatare necorespunzătoare și de intervenții contraindicate, au demonstrat în mod convingător importanța punerii în siguranță a fondului construit existent.

În prima perioadă care a urmat cutremurului, a fost necesară adoptarea unor soluții de urgență pentru rezolvarea situațiilor celor mai strîngente, creîndu-se astfel condiții pentru dezvoltarea în continuare a unei activități, organizate pe baza unor criterii mai cuprinzătoare și desfășurate la o scară largă, pe un interval de timp mai mare. Această nouă etapă va trebui să aibă drept rezultat, peste un număr de ani, crearea unei situații în care construcțiile să aibă un nivel rațional de asigurare, care să le pună în situația de a rezista unor eventuale solicitări puternice, inclusiv de proveniență seismică, pe întreaga durată prevăzută pentru exploatare. Condițiile actuale sînt incomparabil mai bune decît cele din perioada ulterioară cutremurului din 1940, din punctul de vedere al capacității de a răspunde unei astfel de sarcini de importanță națională.

În această idee, s-au inițiat unele cercetări în cadrul INCERC*), cu colaborarea mai multor institute, din care cele mai active în prima perioadă au fost I. P. Carpați și I. P. București.

În cele ce urmează se prezintă o serie de considerații privind specificul problemei construcțiilor existente în comparație cu cazul construcțiilor în curs de proiectare, o serie de elemente a căror considerare este necesară în vederea stabilirii unei strategii cuprinzătoare și eficiente, citeva date asupra unor metodologii dezvoltate pe plan mondial în această direcție și citeva aprecieri asupra condițiilor existente în țara noastră. Punerea în siguranță a fondului construit existent reprezintă o sarcină complexă și dificilă, datorită variațiilor mari de situații, conexiunilor multiple cu activitățile de dezvoltare economică și socială, dificultăților tehnice și efortului economic implicat.

IX.7.2. Fondul construit existent. Caracterizare

Construcțiile existente ridică probleme specifice, care impun diferențe în modul de abordare față de cazul construcțiilor în curs de concepție. În această ordine de idei trebuie să se aibă în vedere în primul rînd următoarele:

1. Este posibilă prezența unui anumit grad de avariere și, de asemenea, a uzurii fizice, fenomene care reduc capacitatea construcțiilor de a rezista unor solicitări puternice viitoare, decît cu implicații directe asupra siguranței construcțiilor date.

*) Colectiv G. ȘERBĂNESCU.

2. Există un anumit grad de uzură morală, datorită evoluției continue a necesităților și cerințelor funcționale. Aceasta face ca durata de exploatare ulterioară a construcției să fie relativ redusă.

3. Construcțiile existente se încadrează într-un ansamblu construit (supus unor eventuale operații de sistematizare) precum și într-un sistem funcțional, etc., ceea ce face ca eventuala intervenție asupra unei construcții să aibă diferite implicații de natură economică, tehnologică, socială etc., mai mici sau mai mari, asupra întregului ansamblu.

4. O construcție existentă poate fi analizată pe baza a diferite studii și determinări directe, obținându-se date mai numeroase și concludente, decât cele oferite de proiectul unei construcții încă nerealizate.

5. Baza normativă, legislația tehnică, referitoare la intervenția asupra construcțiilor existente, se situează în prezent la un grad de dezvoltare mai redus decât cel corespunzător construcțiilor noi.

6. Proiectarea unei intervenții asupra unei construcții existente este o operație considerabil mai dificilă decât proiectarea unei construcții noi. Este necesar să se efectueze determinări și studii preliminare, uneori dificile, să se adopte soluții speciale, să se utilizeze metode de calcul speciale, să se aibă în vedere tehnologii speciale de execuție etc.

7. Condițiile de lucru pe șantier în cazul intervenției asupra construcțiilor existente sînt mult diferite de condițiile de lucru actuale pentru construcțiile noi. Apar dificultăți organizatorice suplimentare importante, nu se pot utiliza metodele industrializate decât în mică măsură, consumul de manoperă crește considerabil, iar productivitatea este foarte scăzută; este de asemenea necesar să se lucreze în multe cazuri cu materiale și utilaje speciale, care cer o calificare deosebită și nu sînt în dotarea curentă a unităților de construcții.

8. Intervenția asupra unei construcții existente înseamnă o perturbare a unei activități, iar aceasta comportă atît un efort de adaptare din partea utilizatorilor construcției, cît și reacții diverse, în favoarea unor lucrări de anvergură, sau în defavoarea intervenției.

În vederea creării unei imagini cuprinzătoare asupra situației fondului construit din țara noastră din punctul de vedere al siguranței structurilor în raport cu activitatea seismică, este necesar să se aibă în vedere în primul rînd următoarele aspecte:

— diferitele categorii de construcții, din punct de vedere al destinației funcționale și al beneficiarilor;

— măsura în care construcțiile pot să suporte, avînd în vedere gradul existent de uzură și de eventuală avariere, ca și încărcările curente de exploatare, suprasolicitări datorite acțiunilor seismice puternice;

— probabilitățile de apariție a unor mișcări seismice de diferite intensități și compoziții spectrale, ca funcție de durata de exploatare, în diferite regiuni ale țării;

— strategia generală de dezvoltare a fondului construit și de înlocuire treptată a fondului existent, în cadrul acțiunilor de investiții și sistematizare.

Punerea în siguranță a fondului construit existent cuprinde, în esență, două aspecte de bază: cunoașterea cît mai aprofundată a situației existente și organizarea acțiunilor necesare corespunzătoare.

IX.7.3. Aspectul informațional. Inventariere, evaluare, clasificare. Metodologii specifice

Culegerea informației de bază asupra fondului construit existent cuprinde trei aspecte principale: inventarierea, evaluarea și clasificarea construcțiilor.

Inventarierea reprezintă o primă luare în evidență a fondului construit existent prin culegerea datelor necesare pentru identificarea construcțiilor (amplasare, proprietate, destinație funcțională, vechime, mărime, sistem constructiv etc.) și încadrarea în anumite categorii.

Evaluarea reprezintă o acțiune cu caracter tehnic mai pretențios, care trebuie să se soldeze cu informații de natură inginerescă, avînd ca rezultat pe cît posibil descrierea efec-

telor unei viitoare mișcări seismice de anumită intensitate și anumită caracteristică spectrală.

Clasificarea reprezintă încadrarea finală a fondului de construcții analizat în categorii definite în raport cu anumite criterii, determinate de informațiile culese în timpul inventarierii și clasificării.

Inventarierea și clasificarea sînt influențate în măsură importantă de aspectele decizionale, discutate în paragraful următor. În schimb, evaluarea este o acțiune cu caracter predominant tehnic, care prezintă o dificultate ridicată. În cele ce urmează sînt date unele elemente privind metodologiile de evaluare.

Problema evaluării stării construcțiilor existente din regiunile seismice (fie că ele au fost afectate sau nu de acțiuni seismice puternice), a stabilirii nivelului de asigurare necesar, a stabilirii unor metodologii și tehnologii de îmbunătățire a capacității portante și a nivelului de asigurare, de organizare a unei activități sistematice în această direcție, a reprezentat, în ultimele decenii, o preocupare pentru numeroase țări. Amplasarea și nivelul tehnic al acestor preocupări sînt determinate atît de factorii naturali (nivelul activității seismice), cît și de factorii tehnici, economici și sociali.

Asemenea preocupări și acțiuni au apărut în primul rînd în Statele Unite, Japonia și Uniunea Sovietică, țări cu resurse științifice tehnice și economice mari, afectate pe zone întinse de o seismicitate ridicată. Și în țările mai mici au apărut unele preocupări pe această linie în special în urma unor recente cutremure puternice. Se pot menționa, în acest sens, cazul țării noastre după cutremurul din 4.3.1977 și, mai recent, cazul Iugoslaviei, după cutremurul din 15.4.1979. În ultimii ani se remarcă pe plan mondial o creștere generală a interesului pentru protecția fondului construit existent. Această problemă reprezintă obiectul priorității, sau chiar exclusiv, al unor proiecte de colaborare științifică și tehnică internațională, al unor conferințe și simpozioane etc. (în ședința de închidere a celei de-a 7-a Conferințe Mondiale de Inginerie Seismică, Istanbul 1980, G. W. Housner a subliniat prioritatea care trebuie acordată acestei probleme dificile și încă insuficient abordate [26]).

Dintre diferitele categorii de construcții se pot menționa drept categorii cărora li s-a acordat cea mai mare atenție în țările cu preocupări mai dezvoltate în activitatea de evaluare a construcțiilor existente, următoarele:

— clădirile de locuit, de școli și de spitale, care au un caracter de masă;

— lucrările ingineresti (baraje, poduri etc.) care se situează în clasa construcțiilor de importanță deosebită sau excepțională și a căror eventuală avariere sau distrugere ar implica pericole majore la scară socială.

În cele ce urmează, se face o scurtă prezentare a unor realizări din unele țări în acest domeniu.

A. *Metodologii dezvoltate în S.U.A.* În S.U.A. au fost dezvoltate, în ultimii ani, mai multe metodologii de evaluare care, deși nu au permis încă elaborarea unei prescripții tehnice, reprezintă importanți pași înainte. Deși diferă între ele sub raportul procedeeelor, metodologiilor propuse pînă în prezent au la bază o serie de principii comune.

1. Evaluarea clădirilor existente se face în etape succesive, prin procedee care permit o cunoaștere din ce în ce mai completă și o evaluare mai precisă.

2. În general, evaluarea se face în trei etape care constau din: evaluare calitativă (in situ), evaluare analitică aproximativă și evaluare analitică detaliată, realizîndu-se astfel o triere succesivă.

3. Evaluarea clădirii se poate face prin aplicarea succesivă a celor trei procedee, a două dintre ele, sau a unui singur, după caz, după cum în anumite situații oricare dintre ele poate fi utilizat independent de celelalte. Studii complete se fac în cazul clădirilor care prezintă risc seismic mare, al celor de mare importanță, al construcțiilor speciale etc. În astfel de cazuri se aplică toate cele trei procedee.

4. Evaluarea clădirilor existente se face după o prealabilă triere a lor. Clădirile de locuit cu 1—2 nivele pentru 1—2 familii ș.a. nu fac obiectul acestor investigații.

Principalele metodologii dezvoltate sînt prezentate în lucrările [20] metodologie pentru clădiri, în trei trepte de rafinare succesivă; [90] metodologie pentru clădiri în care se adoptă încadrarea în patru categorii, ținînd seama de un indice de seismicitate pentru amplasament și de grupa de

importanță în care se încadrează clădirea ; [50] metodologie specializată pentru cazul școlilor,

B. *Metodologii dezvoltate în Japonia.* Condițiile seismice deosebite din Japonia au impus o preocupare de avangardă și în domeniul dezvoltării metodelor de evaluare a siguranței construcțiilor existente. Această preocupare s-a concretizat în ultimii zece ani printr-o serie de propuneri de criterii și metodologii de evaluare a siguranței construcțiilor existente, cu structura din beton armat, de înălțime medie. Experiența recentelor cutremure puternice, în special a cutremurului din zona Tokachi-Oki (1968), a pus în evidență necesitatea perfecționării unora dintre criteriile fundamentale de proiectare, în vederea realizării unui nivel adecvat de siguranță, pentru o serie de tipuri de construcții noi. În cazul construcțiilor existente din beton armat, a apărut de asemenea necesar să se reevalueze nivelul de asigurare, pentru a se ajunge la un echilibru cu nivelul acceptat pentru construcțiile noi.

Principalele metodologii dezvoltate sunt prezentate în lucrările [44, 45] metodologie cu caracter de standard semioficial, aplicată pe scară relativ largă ; [29] metodologie organizată sub forma evaluării în etape succesive ; [45] metodologie adaptată clădirilor cu structuri de beton armat.

IX.7.4. Aspectul decizional. Probleme de strategie

Pentru punerea în siguranță a fondului construit existent este necesar să se fundamenteze deciziile și măsurile corespunzătoare de intervenție în vederea îmbunătățirii nivelului de asigurare, respectiv de scoatere din exploatare și demolare în timp util.

Informațiile de bază pentru decizia de intervenție asupra unei construcții pot fi clasificate în următoarele categorii :

1. Date privind comportarea așteptată a construcției în cazul unui eventual cutremur, care vor permite caracterizarea urmărilor așteptate ale unei mișcări seismice (cost probabil al urmărilor, număr probabil de victime etc.) ca funcție de intensitatea acesteia.

2. Date privind activitatea seismică la amplasament, care vor permite evaluarea perioadelor medii de revenire a mișcărilor de diferite intensități.

3. Date privind utilitatea construcției și durata de exploatare rezonabilă pentru viitor, care vor avea în vedere încadrarea construcției în activitatea economică, socială culturală etc.

4. Date privind timpul necesar pentru și costul eventualelor intervenții, care vor permite evaluarea cantităților de materiale și manoperă, costul întreruperii parțiale a exploataării etc.

Pe baza datelor amintite, procesul de decizie trebuie să fie luat conform unei scheme logice ca cea din figura IX.19.

Rezultatul poate să fie, în principiu, unul din următoarele :

Soluția I : nu se intervine.
Soluția II : se ridică nivelul de asigurare.
Soluția III : se reduce durata de exploatare, grăbindu-se demolarea.

Oricare din soluțiile posibile trebuie să fie stabilite ca o funcție de timp. În cazul soluțiilor II (intervenție pentru ridicarea nivelului de asigurare) sau III (grăbirea termenului de demolare) se impune stabilirea unui termen de intervenție, ținând seama de seismicitatea amplasamentului.

Încadrarea construcțiilor în ordinea de urgență pentru intervenție trebuie să fie făcută conform unei scheme logice ca cea din figura IX.20, care detaliază schema logică din figura IX.19.

Stabilirea unei strategii cuprinzătoare pentru punerea în siguranță a fondului construit existent reprezintă o acțiune de anvergură, care va necesita un timp îndelungat și care va trebui să fie supusă unor revizuirii periodice pe măsura câștigării de experiență pe diferite planuri, ca și pe măsura apariției de modificări de conjunctură economică, socială, tehnică. Acțiunea practică prezintă urgență, cel puțin pentru categoriile de construcții cele mai expuse, datorită probabilității ridicate de apariție a unor mișcări seismice puternice după un număr de ani nu prea mare.

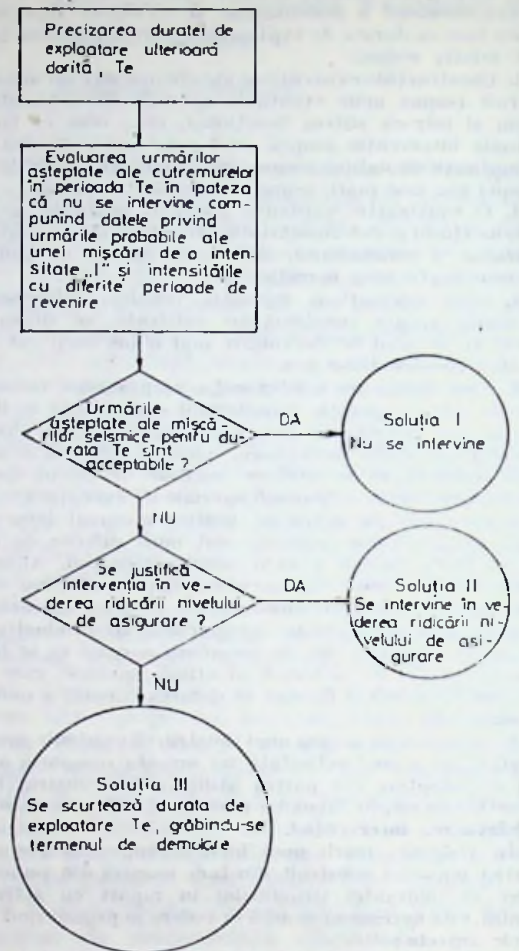


Fig. IX.19. — Schemă bloc privind procesul de decizie referitor la intervenția asupra unei construcții.

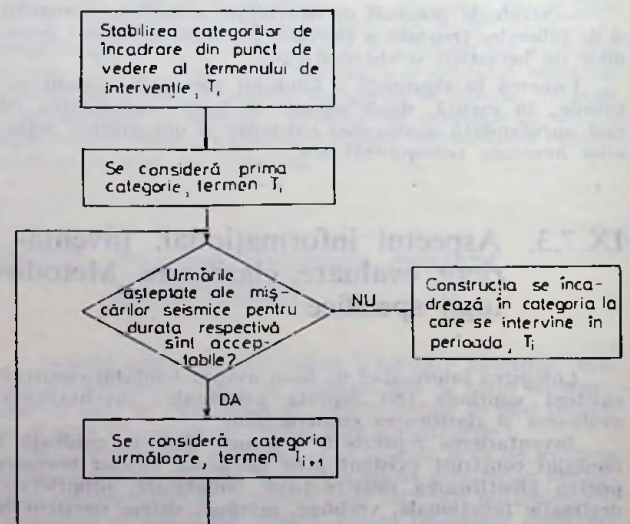


Fig. IX.20. — Schemă bloc privind eșalonarea în timp a intervențiilor asupra construcțiilor.

Pentru a se trece la acțiune în mod eficient, în timp util, se pot avea în vedere următoarele recomandări generale:

- stabilirea de categorii de construcții după mai multe criterii: destinație funcțională, vechime, tip constructiv;
- stabilirea priorităților, în interiorul unei categorii, prin aplicarea în mod unitar a unei metode de evaluare;
- corelarea priorităților cu o succesiune de intervale de timp;
- trecerea la acțiune (consolidare, respectiv demolare, după caz).

Experiența seismică modernă a țării noastre arată în orice caz:

a. probabilitatea mare de apariție după un număr mic de decenii a unui cutremur cu forme de manifestare apropiate de ale cutremurului din 4 martie 1977;

b. pericolul implicat de clădirile de locuit înalte, vechi, concepute fără a li se conferi protecția antisismică necesară.

IX.7.5. Proiectarea lucrărilor de consolidare

În cadrul punctelor precedente s-au discutat câteva aspecte generale privind punerea în siguranță a fondului construit existent. Pentru o parte a construcțiilor existente se va pune, în acest cadru, problema consolidării.

O discuție pe această temă este necesară în special datorită faptului că baza normativă actuală privind lucrările de consolidare se referă mai ales la unele aspecte constructive și tehnologice, fără a aprofunda problemele de alcătuire generală și verificarea prin calcul.

Din punctul de vedere al conlucrării elementelor nou adăugate cu elementele preexistente, este necesar să se asigure o bună legătură (care să se păstreze în timp) și compatibilitatea deformabilității, astfel încât elementele preexistente și cele nou introduse să fie capabile de a-și pune în valoare simultan capacitățile portante. Este necesar, în această ordine de idei, să se asigure condițiile pentru ca elementele preexistente și cele noi să se deformeze solidar, să-și transmită reciproc eforturile, satisfăcând aceste condiții nu numai la început, ci și după o perioadă de timp mai îndelungată, după parcurgerea anumitor cicluri de solicitare.

Din punctul de vedere al comportării construcției consolidate în eventualitatea unei noi solicitări seismice, este necesar să se aibă în vedere o alcătuire generală care să corespundă, în linii mari, regulilor de alcătuire formulate în norme pentru construcțiile noi. Distribuția maselor și a rigidităților, condițiile de simetrie etc., trebuie să fie toate bine gândite prin prisma cerințelor respective. Intervențiile locale, fără preocupare pentru ansamblul construcției, riscă să creeze discontinuități de rezistență și rigiditate sau asimetrii cu efecte deosebit de defavorabile în eventualitatea unui nou cutremur.

Din punctul de vedere al nivelului de asigurare este necesară o capacitate portantă corespunzătoare importanței construcției și duratei de exploatare ulterioară consolidării, considerându-se frecvența așteptată a cutremurelor puternice.

Din punctul de vedere al evaluării capacității portante este de dorit să se țină seama de avariile existente, aparente și posibil ascunse, ale părților preexistente. În această ordine de idei, se menționează că în Japonia există uzanța de a se compensa în calcule lipsa de date certe privind avarierea ascunsă prin verificarea la forțe seismice sporite (cu 50%) în comparație cu forțele la care se verifică construcțiile noi proiectate.

Dată fiind dificultatea sarcinii reprezentate de consolidarea construcțiilor existente, este necesar ca aceasta să aibă la bază culegerea de date experimentale cât mai complete înainte de proiectare, iar proiectul să cuprindă măsuri de urmărire pe parcurs a construcției.

IX.7.6. Considerații finale

Sarcina de punere în siguranță a fondului construit existent constituie o problemă urgentă, care s-a pus cu acuitate recent, după cutremurul

din 4 martie 1977, eveniment care a arătat în mod tragic care sînt urmările lipsei unei astfel de preocupări. Noutatea și dificultatea problemei și scara ei, impun o preocupare susținută pentru precizarea celor mai adecvate metodologii și strategii, pe categorii de lucrări. Preocuparea este relativ nouă și în țările cele mai avansate (după cum arată și referințele bibliografice date), iar aceasta impune cu atît mai mult desfășurarea unor studii aprofundate pentru fundamentarea unor soluții raționale.

IX.8. Puncte de vedere ale unor specialiști străini privind cutremurul din 4 martie 1977 și urmările sale

În urma cutremurului au sosit în țara noastră numeroși specialiști străini în seismologie și inginerie seismică. Specialiștii au urmărit îndeosebi cunoașterea caracteristicilor cutremurului din 4 martie 1977 și ale efectelor sale asupra construcțiilor de diferite categorii și tipuri. Unii dintre aceștia au exprimat păreri utile privind proiectarea unor lucrări de consolidare sau îmbunătățirea vltitoare a bazei normative. În unele cazuri s-au primit și aparate de înregistrare seismică, precum și documentații tehnice privind probleme de seismologie și inginerie seismică (monografii, cărți, reviste, norme de calcul, standarde etc.).

Majoritatea specialiștilor străini au relevat *condițiile seismice specifice ale teritoriului României*: Adîncimea zonei de sursă, repetarea frecventă a unor cutremure cu caracteristici asemănătoare, distribuția geografică a intensităților caracterizată prin aria largă afectată de intensități ridicate, compoziția spectrală neobișnuită a mișcării seismice a terenului, trăsături specifice, de care seismologia și ingineria seismică vor trebui să țină seamă în viitor.

Cunoscutul seismolog sovietic prof. S. Medvedev, principal autor al scării de intensitate seismică MSK, a apreciat că parametrii cutremurelor de adîncime cu focarul în zona de curbură a Carpaților sînt mult deosebiți de cei ai cutremurelor de suprafață, care afectează mai ales construcțiile joase, mai rigide (a căror comportare interpretată statistic a stat la baza elaborării scării MSK), astfel încît efectele observate în București, cu privire la comportarea clădirilor înalte, mai flexibile, se încadrează cu dificultate în criteriile date de scara MSK.

Cunoscutul seismolog american prof. Ch. Richter din Los Angeles (S.U.A.), relevînd situația unică a focarului din Vrancea, a arătat într-o scrisoare că „... nicăieri în lume nu mai există vreo concentrare de populație altă de expusă la cutremure de pămînt provenind sistematic din aceeași sursă. Singurele fenomene asemănătoare, sînt cutremurele repetate ce au loc în adîncime în regiunea Hindukush din India”.

Specialistul american prof. G. Berg, comentînd accelerograma cutremurului din 4.03.1977, înregistrată la INCERC, consideră că parametrii mișcării seismice situează acest cutremur printre cele mai „fascinante”.

O problemă abordată de unii specialiști străini a fost aceea a *predicției cutremurelor puternice*. Astfel, seismologul japonez prof. H. Asada a atras atenția că pentru cutremurele puternice generate în zona de curbură a Carpaților (cu magnitudini $M \approx 7$), perioada de revenire este de 30—50 ani, fiind de așteptat ca, datorită adîncimii focarului, compoziția spectrală a acestor cutremure să fie asemănătoare cu cea constatată pentru cutremurul din martie 1977. Nu este de așteptat însă ca aceste cutremure să genereze intensități mari în zona carpatică și în Transilvania, datorită mecanismului de subducție, care va face să oscileze puternic în special suportul zonelor de cîmpie și deal din Muntenia și Moldova. Prof. Asada a atras atenția că nu trebuie neglijată nici posibilitatea apariției unor cutremure de suprafață, nelegate de focarul vrancean. Astfel de cutremure cu magnitudini de ordinul pînă la $M = 6$ pot să apară și în alte zone. Delegația

de specialiști japonezi a arătat că prin caracteristicile sale seismice, regiunea de curbură a Carpaților prezintă mare interes pentru studiul predicției cutremurelor, cunoscându-se faptul că în această regiune se produc frecvent cutremure de intensitate mică (aproximativ 100—200 pe lună). Cercetarea distribuției lor în timp prin metode statistice poate conduce la depistarea unor modificări prevestitoare ale unui cutremur puternic.

Seismologii sovietici au arătat că există diverse metode de precizare a cutremurelor (urmărirea degajărilor de radon în apa pulurilor, a modificării cimpului electromagnetic, urmărirea înclinărilor searței etc.) dar eficacitatea lor variază de la regiune la regiune. Ei au arătat că în viitor vor mai apărea cu siguranță cutremure puternice generate în zona de curbură a Carpaților.

Mai mulți specialiști străini au subliniat importanța unei caracteristici mai moderne, mai semnificative a seismicității teritoriului, prin intermediul unor hărți de risc seismic.

În ceea ce privește proiectarea antisismică și în special modul de stabilire a încărcărilor seismice de calcul pentru diferite categorii de construcții, prezintă interes punctele de vedere exprimate de delegația UNESCO, compusă din prof. N. Ambraseys (Anglia), J. Despeyroux (Franța), prof. G. Grandori (Italia) și prof. J. Petrovski (Iugoslavia). Prof. G. Grandori a atras atenția asupra complexității problemei stabilirii încărcărilor seismice pe baza interpretării datelor instrumentale, arătând că accelerațiile mari sînt periculoase în cazul perioadelor lungi. J. Despeyroux a relevat necesitatea de a se considera pentru același amplasament posibilitatea apariției unor cutremure cu caracteristici diferite, dîndu-se o mare atenție concepției structurilor, în special în ceea ce privește alegerea între soluțiile flexibile și rigide. Prof. J. Petrovski a subliniat importanța limitării deplasărilor, în cazul structurilor flexibile supuse la cutremure cu perioade predominante lungi, cum a fost cazul la București, pentru a evita avarii pronunțate mai ales la elementele nestructurale, iar prof. N. Ambraseys a menționat că nu este posibilă, din punct de vedere economic evitarea totală a degradărilor în cazul unui cutremur puternic și de aceea trebuie alcătuite structuri care la asemenea solicitări să se degradeze în mod controlat și care să fie ușor reparabile după cutremur.

Abordînd problematica încărcărilor seismice de calcul în condițiile țării noastre, specialiștii sovietici (prof. S.V. Poliakov, dr. I. M. Eisenberg, dr. A. Jarov) au arătat că în general coeficientul dinamic adoptat în evaluarea forțelor seismice este necesar să fie proporțional cu spectrele de accelerații calculate pe baza accelerogramelor înregistrate la INCERC, adică cu valoarea 1...1,5 pentru $T = 0$, și cu valoarea maximă de 2...2,5 pentru perioada $T = 1...1,5$ s.

În aceeași problemă, specialiștii japonezi (dr. K. Nakano și dr. M. Hirokawa) au arătat că la stabilirea forțelor seismice de calcul, în Japonia se adoptă drept bază spectrele de acțiune seismică (netezite) pentru valoarea $n = 0,05$ a fracțiunii din amortizarea critică. În funcție de ductilitatea structurii, se introduce apoi reduceri față de acestea. Dînsii au menționat că în proiectul noilor prescripții japoneze, pornindu-se de la o accelerație de bază de 1,0 g din spectrul de acțiune acceptat, se prescriu pentru construcțiile cu o bună ductilitate forțe corespunzînd unor accelerații orizontale de circa 0,3 g.

Toți specialiștii străini au subliniat comportarea bună a structurilor proiectate în România în ultimii 25 ani, problemele grave fiind create în special de clădirile vechi, proiectate fără adoptarea de măsuri specifice de proiectare antisismică.

Prof. S. V. Poliakov (U.R.S.S.), abordînd aspectul deformațiilor admisibile ale structurii ca efect al solicitărilor seismice, a arătat că, deși în ultimul timp în toate țările se pune un accent deosebit pe admiterea dezvoltării unor deformații plastice ale structurii în urma acțiunilor dinamice (ceea ce înseamnă acceptarea la clădirile înalte de beton armat a deschiderii puternice a fisurilor), dînsul nu consideră că se cunosc suficient de bine încărcările seismice, pentru a putea adopta o linie excesivă a calculului. Întrucît modul de determinare și localizare a deformațiilor plastice nu este ușor de slăpînit, din cauza complexității conlucrării reale a elementelor structurilor, prof. S. Poliakov opinează pentru calea unei alcătuirii și dimensiunări care să ferescă construcția de deformații mari. În acest sens, în U.R.S.S. sînt în studiu sisteme cu disipare sporită de energie; sisteme cu legături variabile, permițînd structurii o adaptare a rigidității în

timpul solicitării (prevăzînd zonele în care vor apărea deteriorări și protejînd astfel restul zonelor vitale ale construcției, care rămîn în regim de lucru elastic); sisteme cu amortizoare de oscilații și sisteme cu fundații speciale etc. Prof. Poliakov consideră că în prezent calculul structurilor este necesar să se efectueze astfel încît pentru construcțiile obișnuite să se recurgă la calculul obișnuit, în stadiul elastic, de regulă după metoda stărilor limită, iar pentru construcțiile de mare importanță, pe lângă calculul obișnuit, să se recurgă și la un calcul analitic, cu luarea în considerare a comportării în stadiul postelastice și a caracteristicilor de specialitate a construcției.

În legătură cu problema menționată, Ien Iao Hsein, vicepreședinte al Academiei de Științe pentru Construcții din R. P. Chineză, a arătat, de asemenea, că pentru proiectarea construcțiilor noi este necesar să se țină seama atât de limitarea deformațiilor, cît și de asigurarea unei ductilități corespunzătoare. Importanța deosebită a limitării deformațiilor rezultă din faptul că la construcțiile cu deformații mari se produc atât deteriorări ale elementelor de rezistență ale structurilor, ajungîndu-se uneori chiar la prăbușiri, cît și distrugerii mari la elementele nestructurale (pereți, ferestre, compartimentări etc.), care pot reprezenta pagube de valori importante. Pe de altă parte, neasigurarea unei ductilități adecvate și corespunzător repartizată pe întreaga clădire, conduce la suprasolicitări ale unor elemente de structură, care pot ceda.

În raportul delegației americane care ne-a vizitat Țara imediat după cutremur, se fac o serie de considerații asupra proiectării viitoare a clădirilor rezistente la cutremur, dintre care se menționează:

— necesitatea includerii în prescripțiile seismice a unor prevederi care să prevină cazurile de cedare progresivă a structurii;

— necesitatea revizuirii și îmbunătățirii prescripțiilor de proiectare în ceea ce privește prevederea de rosturi corespunzătoare de separare antisismică între clădiri;

— studierea detaliată a comportării bune la cutremur a clădirilor din panouri mari, pentru a se clarifica care a fost starea reală de eforturi; determinarea experimentală a perioadelor proprii după cutremur, ar permite depistarea eventualelor avarii acesuie și tragerea concluziilor definitive cu privire la proiectarea și realizarea în viitor a unor astfel de structuri;

— spectrul de răspuns al structurilor, utilizat în proiectarea construcțiilor pe baza prescripțiilor în vigoare pînă la cutremur, ar trebui reexaminat, folosind accelerogramele seismului din 4 martie 1977, în vederea selectării unui spectru de proiectare mai apropiat de realitate și eficient.

Prof. M. A. Sozen (S.U.A.) a avertizat asupra urmărilor defavorabile importante ale unor deformații exagerate. Pentru structuri în cadre, — după d-sa — o limită rezonabilă a deplasărilor relative efective de nivel (deplasări care implică luncări în pereții de umplură) este de ordinul 1,5% din înălțime în stadiul solicitărilor puternice. În S.U.A. nu este specificată limitarea compresiunilor în stâlpi, dar efectiv se realizează o limitare la circa 1/3 din capacitatea portantă. Armarea transversală uzuală este de ordinul 0,25%. În cazul structurilor cu diafragme, este imposibil să se armeze buiandrugii astfel încît ei să reziste în stadiul elastic. Soluția recomandabilă este o armare echilibrată constructiv, urmînd ca solicitările care nu pot fi preluate de buiandrugii să fie redistribuite spațiilor. Pentru un calcul convențional în stadiul elastic, se recomandă reducerea rigidităților inițiale de circa șase ori la grinzile de cadre, de circa două ori pentru stâlpi, de circa trei ori pentru spații. În analiza conlucrării diafragme-cadre, este rațională considerarea unor rigidități mai reduse pentru diafragme, pentru a se ajunge la o proiectare echilibrată. În diafragme este esențială dispunerea de bulbi în zona comprimată din încovoire sau, cel puțin, o armare a zonei respective pentru a rezista în bune condiții la compresiune. În cazul elementelor portante verticale, producerea unor deformații exagerate ale armăturii întinse din încovoire conduce la restringerea zonei comprimate, cu pericol de cedare din forță tăietoare.

În ceea ce privește mărimea rostului antisismic pentru a se evita lovirea reciprocă a tronsoanelor de clădiri, în timpul cutremurelor, specialiștii din delegația sovietică au arătat că în U.R.S.S., pentru construcțiile cu structura flexibilă,

rostul antisismic trebuie să aibă o lățime egală cu de două ori deplasarea elastică calculată a unui tronson plus 2 cm, iar pentru construcțiile rigide, fără a se face un calcul special, se ia o lățime de 3 cm pentru $H = 5$ m și alte 2 cm suplimentari pentru fiecare 5 m de înălțime în plus. În legătură cu aceeași problemă, delegația japoneză a precizat că lățimea rostului antisismic se ia în Japonia egală cu de 5...6 ori deplasarea elastică a tronsonului de clădire sub forțele convenționale de proiectare.

Referitor la *principiile de proiectare a stîlpilor*, specialistul sovietic dr. ing. I. M. Eisenberg a arătat că la nivelul încărcărilor prevăzute în norme, construcția trebuie să rămână în stadiul elastic de lucru, dar când încărcările seismice depășesc pe cele normale, sint de preferat construcțiile care se pot deforma plastic, pentru a evita ruperea casantă. În acest scop, este necesar ca armătura longitudinală a stîlpilor să nu fie prea puternică (procentele de armare maximă admisiibile fiind de 1,5...2%), iar armarea transversală să fie foarte bună.

În această problemă, specialiștii americani consideră necesar, pentru ca forțele tăietoare să poată fi preluate, sporirea armăturii transversale, mai ales la capetele stîlpilor (etrieri $\emptyset 10...12$ mm la maximum 10 cm distanță), spre a evita distrugerea stîlpilor.

Cu privire la *condițiile de asigurare a ductilității* clădirilor din beton armat în Japonia, dr. Hirozawa a arătat că în standardul japonez pentru calculul structurilor se prescrie o armare transversală de min 0,2% pentru stîlpi și grinzi și min 0,25% pentru diafragme. Ductilitatea stîlpilor se asigură urmărindu-se ca forța tăietoare corespunzând momentelor maxime posibile din secțiunile extreme să fie mai mică decît capacitatea portantă la forța tăietoare a secțiunii, fără a se lua în considerare efectul favorabil al forței axiale. Pentru evitarea modului de rupere casantă a elementelor din beton armat, se caută ca forțele de compresiune din încărcări fundamentale să nu depășească 30% din capacitatea portantă a secțiunii comprimate de beton, iar forțe tăietoare, T max 15% din aceasta. Delegația japoneză a arătat că o comportare ductilă a stîlpilor de beton armat impune o serie de condiții: limitarea compresiunii în beton, la încărcări verticale (0,2 R_b pentru stîlpii de colț și 0,3 R_b pentru stîlpii centrali), raportul dintre înălțimea stîlpului și cea a secțiunii să nu fie prea mic, procentul de armare longitudinală pe latură să nu depășească 1%, iar armătura transversală să fie suficientă (procentul de armare al etrierilor să nu fie mai mic de 0,2%, iar distanța dintre aceștia să nu fie mai mare de opt ori diametrul barelor longitudinale sau 10 cm).

În ceea ce privește valoarea coeficientului de ductilitate, pe baza cărui să se poată aprecia capacitatea de deformare a structurilor la seism, specialistul sovietic dr. ing. Kilimnik a arătat că valoarea acestuia trebuie determinată pe bază experimentală, recomandindu-se valori de 3...4 pentru cadrele de beton armat și 5...6 pentru construcțiile din oțel, cu condiția ca structura în ansamblu să nu-și epuizeze capacitatea portantă și fiecare element în parte să aibă un coeficient de ductilitate controlat prin proiectare. Pentru elementele de beton armat cu armătură obișnuită supuse la încoviere, coeficientul de ductilitate poate fi 5...6, iar pentru cele metalice poate ajunge 7...8. Delegația japoneză a arătat că, pentru o grindă, coeficientul de ductilitate este 4...5 dacă se asigură o proiectare îngrijită, iar coeficientul general de ductilitate al structurilor poate fi considerat jumătate din cel al grinzilor.

În privința *proiectării clădirilor etajate* pentru locuințe, specialiștii japonezi dr. K. Nakano și dr. M. Hirozawa consideră că pentru a proteja diafragmele de beton contra ruperii prin forță tăietoare, este necesar să se limiteze forța tăietoare la max 15% din capacitatea portantă la compresiune a secțiunii de beton a inimii acestora, asigurându-se o armare transversală corespunzătoare a capetelor diafragmelor. Grosimea diafragmelor nu trebuie să coboare sub 12 cm.

La proiectarea structurilor cu diafragme să se acorde atenție *deformabilității terenului de fundație*, care influențează mult modul de distribuire a forțelor seismice între diferitele elemente portante.

Problemele consolidării clădirilor avariate de cutremur au făcut obiectul discuțiilor cu delegațiile de specialiști străini din mai multe țări.

Specialiștii americani au recomandat să se facă examinarea sistematică a tuturor clădirilor construite înainte

de adoptarea prescripțiilor de proiectare antisismică a construcțiilor, inclusiv a celor care nu au suferit avarii vizibile, acordându-se o atenție specială posibilității de degradare progresivă a betonului în timp. De asemenea, specialiștii americani au arătat că metodele de consolidare și reparare adoptate pentru clădirile avariate trebuie să tindă la reducerea diferențelor mari și a discontinuităților de rezistență și rigiditate între etajele clădirilor, evitându-se crearea de noi discontinuități, prin consolidarea numai a etajelor inferioare, fără a asigura o conlucrare unitară cu etajele superioare.

Specialiștii din R. P. Chineză au atras atenția asupra importanței consolidării corecte a clădirilor avariate, citind din experiența proprie faptul că unele clădiri consolidate necorespunzător (de exemplu numai prin manșonarea locală a unor stîlpi cu armături flexibile), din orașul Tang-San, după cutremurul din 28 iulie 1976, de magnitudine 7,8 (pe scara Richter), s-au prăbușit la al 2-lea cutremur, din 16 noiembrie 1976, deși acesta a fost mai slab, de magnitudine 6,9. Totodată specialiștii chinezi au arătat că, în R. P. Chineză, s-au elaborat norme oficiale privind verificările și modul de consolidare a clădirilor existente, din punct de vedere al rezistenței acestora la acțiunea forțelor seismice.

Specialiștii sovietici (prof. S. Poliakov ș.a.) au făcut recomandări cu privire la consolidarea clădirilor avariate, mai ales a celor din zidărie de cărămidă portantă. Comportarea necorespunzătoare la cutremur a construcțiilor în general și a celor din zidărie de cărămidă în special, și avarierea lor, se datorește, de regulă calității slabe a execuției. În U.R.S.S. a început folosirea panourilor de zidărie vibrată, care au o rezistență la solicitări seismice incomparabil mai bună decît zidăria tradițională; în multe cazuri, cărămida provenită din clădirile distruse de cutremur a fost reutilizată pentru fabricarea de panouri de zidărie vibrată, folosită la reconstrucția clădirilor. Folosirea zidăriei cu goluri nu se recomandă în regiuni seismice, din cauza aderenței scăzute și a pericolului de rupere casantă. Pentru clădirile din zidărie portantă avariate de cutremur, consolidarea se recomandă să se facă pe întreaga înălțime a clădirii și nu numai la etajele inferioare, deoarece, în caz contrar, etajele superioare neconsolidate vor suferi la un viitor cutremur.

Ca soluții de consolidare se recomandă introducerea unor elemente de beton armat, în special la colțurile clădirii, eventuale căptușiri cu beton terocelat, după montarea unor plase de armături și injectarea cu mortar de ciment a zidăriei deteriorate.

După părerea specialiștilor sovietici, consolidarea clădirilor înalte din beton armat (pe cadre sau diafragme) trebuie concepută în mod unitar pentru întreaga construcție, evitându-se consolidarea numai a elementelor mai avariate, deoarece astfel se pot crea sporuri locale ale rigidității, care să ducă la cedări în cazul unui cutremur ulterior.

O recomandare analogă, de evitare a schimbărilor mari în rigiditatea clădirilor în cazul consolidării acestora, a fost făcută și de specialistul neozelandez dr. I. Skinner. În cazul unei clădiri cu parter flexibil, este recomandabil ca stîlpii acestui nivel să fie frețați, pentru a conferi o rezervă suficientă de deformabilitate postelastică și de rezistență la forfecare.

Lucrările de consolidare a unor clădiri vechi grav avariate, sint, după părerea specialiștilor americani, foarte costisitoare și asigură cu greu o rezistență sporită la cutremure, neputîndu-se îmbunătăți în mod hotărîtor caracteristicile anterioare ale clădirilor. În legătură cu unele lucrări de consolidare, au insistat asupra injectărilor cu rășini epoxidice, atrăgînd atenția asupra condițiilor necesare pentru asigurarea calității acestui gen de lucrări, prin respectarea tehnologiei și folosirea unor materiale și utilaje adecvate.

Mai mulți specialiști, printre care în special cei americani, au arătat că problema asigurării clădirilor vechi prezintă o importanță crescîndă în toate țările. S-a arătat că, în California, zona cea mai puternic afectată de cutremure din S.U.A., există încă numeroase clădiri insuficient asigurate, care prezintă un risc potențial important. În legătură cu investigarea fondului construit existent, cunoscutul specialist american prof. J. Penzien a recomandat ca acestea să fie inventariate după diferite criterii (geografice, sistem constructiv etc.), să fie caracterizate din punctul de vedere al vulnerabilității (vulnerabilitatea putînd fi caracterizată pe

scurt ca o caracteristică ce reprezintă cantitativ urmările procentuale economice-funcționale, ale unei mișcări seismice, ca funcție de intensitatea acesteia) și să fie clasificate într-un mod cuprinzător, în vederea eventualelor intervenții. S-a subliniat importanța unei abordări corecte din punctul de vedere al teoriei siguranței construcțiilor. De altfel, recent au fost inițiate, sub auspiciile PNUD, UNESCO și ONU, două proiecte de colaborare balcanică, pe tema protecției antiseismice a construcțiilor, proiecte care acordă o atenție prioritară fondului construit existent.

În ceea ce privește nivelul rațional de asigurare a construcțiilor, specialiștii japonezi au arătat că ei califică drept avarii grele, acelea care conduc la consolidări reprezentând 20...30% din costul inițial al construcției și drept avarii ușoare, acelea care necesită numai reparații, ce se ridică la 5...10% din costul inițial al construcției. În Japonia se consideră că o localitate a fost asigurată corespunzător la un cutremur, dacă cel mult 10% din construcții prezintă avarii grele, iar restul de 90% numai avarii ușoare sau nici o avarie.

În problema dezvoltării cercetărilor de inginerie seismică în construcții, din discuțiile cu specialiștii japonezi, sovietici și americani a reieșit că este necesar să se acorde întreaga atenție realizării unor platforme de testare a modelelor construcțiilor la acțiuni seismice.

Dotarea trebuie să fie cât mai cuprinzătoare, pentru încercări atât statice sau evasistatice, cât și dinamice (platforme mobile de diferite capacități, stand universal cu prese pulsator etc.), prevăzându-se sisteme integrate de simulare a acțiunilor seismice, cu acționare hidraulică, control automat, colectare, transmisie și prelucrare automată a datelor.

Specialiștii japonezi au recomandat ca nucleul de cercetători să cuprindă în special ingineri constructori, precum și personal auxiliar, cu pregătire superioară și medie, pentru deservirea nenunțată a instalațiilor de încercare.

Specialiștii sovietici au recomandat ca problemele de cercetare în domeniul ingineriei seismice să fie axate pe trei grupe principale și anume:

- teoria ingineriei seismice (probleme teoretice și de calcul al structurilor, inclusiv stabilirea nivelului de asigurare antiseismică pe bază de optimizări tehnico-economice);
- structuri constructive rezistente la acțiunea seismică (elaborarea soluțiilor de structuri și elemente, alestarea prin încercări a soluțiilor tipizate sau a celor unicate de importanță deosebită, urmărirea comportării in situ a construcțiilor etc.);
- urmărirea și colectarea înregistrărilor de la stațiile seismice de pe construcții, amplasate pe teritoriul țării, prelucrarea datelor și întreținerea aparatului.

Mai recent, specialiștii americani au dat aprecieri pozitive proiectelor de dezvoltare a bazei materiale din țara noastră, arătând că realizarea lor va conduce la crearea unei capacități de cercetare de interes internațional. Ei au subliniat, de asemenea, necesitatea unui sprijin permanent al activității de cercetare experimentală prin cercetări teoretice și analize numerice, cu o utilizare pe scară largă a calculului automatizat.

În concluzie, se poate aprecia că punctele de vedere exprimate de specialiștii străini, în discuțiile avute și în rapoartele depuse cu ocazia vizitelor făcute în țara noastră după cutremurul din 4 martie 1977, cuprind propuneri valoroase și utile. De altfel multe din aceste propuneri au coincis cu concluzii anterioare, desprinse în țara noastră, în urma analizării comportării construcțiilor și a efectelor generale ale cutremurului. Desigur, punctele de vedere exprimate de specialiștii străini trebuie să fie analizate în continuare și interpretate în lumina condițiilor concrete din țara noastră, pentru a putea fi valorificate cu eficiență.

IX.9. Legislația tehnică privind condițiile seismice ale teritoriului și protecția antiseismică a construcțiilor

IX.9.1. Generalități

Țara noastră, ca și alte țări, posedă un număr important de reglementări tehnice (legi, standarde, normative, instrucțiuni, directive ș. a.)

care asigură desfășurarea pe baza unei concepții unitare a întregii activități de proiectare, execuție și exploatare a construcțiilor.

Protecția populației și a construcțiilor din regiuni seismice, implică adoptarea unui sistem complex de măsuri în domenii foarte diferite. Printre acestea prescripțiile de protecție antiseismică a construcțiilor ocupă un loc deosebit de important, iar existența lor în ultimele zeci de ani a condus la limitarea considerabilă a efectelor directe ale cutremurelor (pierderi de vieți omenești, avarii ale construcțiilor), a efectelor indirecte, care pot conduce la dereglări în activitatea economică și socială.

În paragraful IX.6.1 au fost enumerate principalele activități care condiționează protecția antiseismică și care, în principiu, impun existența unor reglementări oficiale. În plus este necesar să se aibă în vedere problemele ridicate de construcțiile existente, discutate în paragraful IX.7.

În cele ce urmează, se face o scurtă prezentare a fondului de reglementări legale în vigoare la data cutremurului, o sinteză a învățămintelor trase din experiența cutremurului cu privire la aceste reglementări și, de asemenea, o prezentare a modificărilor introduse în perioada următoare cutremurului (1977...1981).

IX.9.2. Fondul de reglementări tehnice în vigoare la data cutremurului

Fondul de reglementări tehnice existente la data cutremurului și având contingență cu protecția antiseismică, se poate împărți în categorii privind: condițiile seismice ale teritoriului, proiectarea antiseismică, proiectarea construcțiilor în general și execuția construcțiilor.

a. Reglementări privind condițiile seismice

În această categorie se încadrează:

- STAS 2923-71 „Scara de intensități macroseismice”;
- STAS 2923-63 „Zone de intensități macroseismice”;
- Seria STAS 8879, privind microzonarea unor centre populate.

După cum se știe, înainte de cutremurul din 10 noiembrie 1940, în România — ca de altfel și în multe alte țări — nu au existat nici un fel de prescripții de proiectare antiseismică a construcțiilor. Nu erau cunoscute condițiile seismice ale teritoriului, deși din istorie se știau ravagiile provocate de cutremurele ce au sursat în România în secolele XVIII și XIX. Cutremurul din 10 noiembrie 1940 a determinat elaborarea și apariția „Instrucțiunilor provizorii ale Ministerului Lucrărilor Publice privind prevenirea deteriorării construcțiilor din cauza cutremurelor și pentru refacerea celor degradate”, publicate în Monitorul Oficial nr. 15 din 19 ianuarie 1942. Aceste instrucțiuni au stat la baza elaborării unor proiecte ale construcțiilor realizate în perioada postbelică până în 1953, dar în multe cazuri nu au fost aplicate practic, dată fiind starea de război precum și perioada ulterioară de stagnare economică.

În 1952 a apărut STAS 2923-52, care stabilea zonele de intensitate seismică ale teritoriului României.

În 1963 are loc o modificare importantă a acestui standard, în sensul introducerii unor reduceri ale intensității seismice în anumite zone.

În figura IX.21 este arătată harta de zonare seismică a teritoriului R. S. România în valabilitate la 4 martie 1977.

În 1971 apare STAS 3684-71, care stabilește scara de intensități macroseismice, corespunzător scării internaționale MSK-64, iar în perioada 1972—1975, seria STAS 8879



Fig. IX.21. — Hartă de zonare seismică a teritoriului României conform STAS 2923-63.

privind microzonarea teritoriului R. S. România (prescripții generale) și a orașelor București, Birlad, Bacău, Brăila, Panciu și Tecuci.

b. Reglementări privind proiectarea antiseismică a construcțiilor

În această categorie se încadrează :

— STAS 7766-68 „Proiectarea construcțiilor civile, industriale și agrozootehnice în regiuni seismice. Încadrarea în clase de importanță”.

— STAS 9165-72 „Principii generale de proiectare pentru construcții din regiuni seismice”.

— STAS 9315/1-73 „Acțiuni în construcții. Utilaje pentru industria chimică și petrochimică. Acțiuni seismice”.

— Normativul P.13-70 „Normativ pentru proiectarea construcțiilor civile, industriale și agrozootehnice situate în regiuni seismice”.

— Normativul P.2-75 „Normativ privind alcătuirea și calculul construcțiilor din zidărie”.

Din toate aceste documente, cel mai important și semnificativ era normativul P.13-70, datorită ariei largi de aplicare, ca și faptului că activitatea largă, desfășurată pentru elaborarea și perfecționarea lui a stat și la baza celorlalte documente enumerate.

În ceea ce privește prescripțiile privind proiectarea anti-seismică a construcțiilor, trebuie menționat că în perioada 1953—1963 proiectarea s-a efectuat pe baza normelor sovietice, neexistând încă prescripții oficiale românești. Prin ordinul Comitetului de Stat pentru Construcții, Arhitectură și Sistemizare Nr. 306/18.VIII.1963 se introduce în mod oficial în practica proiectării normativul P.13-63 „Proiectarea construcțiilor civile și industriale din regiuni seismice”. În această formă normativul a fost aplicat până în 1970, când a fost elaborată o nouă redacție, P.13-70, care conținea importante modificări. Principalele părți ale normativului P.13-70 se refereau la principiile generale de alcătuire și amplasare, determinarea forțelor seismice de calcul, verificarea prin calcul și reguli de alcătuire constructivă. Pentru determinarea forțelor seismice orizontale era dată relația de bază :

$$S_{kr} = k_g \beta(T_r) \psi \gamma_{kr} Q_k \quad (IX.3)$$

în care coeficientul de seismicitate k_g lua valorile 0,03; 0,05 și, respectiv, 0,08, pentru intensități VII, VIII și IX; coeficientul $\beta(T)$ avea, pentru condiții curente de teren, expresia :

$$2 \geq \beta(T) = 0,8/T \geq 0,6 \quad (IX.4)$$

iar coeficientul ψ avea valori între 1 și 1,8.

În normativul P.13-70, se acorda un spațiu destul de larg regulilor de alcătuire constructivă de detaliu, pentru construcții alcătuite din diferite materiale. Se prezentau unele reguli sub formă calitativă, dar nu apăreau cerințe de natură cantitativă în vederea asigurării unei ductilități corespunzătoare a construcțiilor.

Coeficientul dinamic $\beta(T)$, care caracterizează compoziția spectrală a mișcării terenului, fusese stabilit pe baza normelor sovietice, întrucât la data respectivă nu se dispunea de înregistrări proprii ale unor mișcări seismice puternice. Expresia sa corespundea însă efectelor cutremurelor de suprafață, iar nu efectelor cutremurelor subterustale de tip vrancean.

Normativul P.2-75 era un normativ cu caracter general privind alcătuirea și calculul construcțiilor din zidărie, care are o parte dezvoltată privind calculul și proiectarea construcțiilor situate în regiuni seismice.

În ceea ce privește celelalte prescripții: STAS 7766-68, reprezenta prelucrarea unei părți a normativului P.13-63; STAS 9165-72 reprezenta preluarea unei părți importante din normativul P.13-70 (deși titlul nu o arată, conținutul se referea mai mult la construcțiile civile, industriale și agrozootehnice, nefurnizând elementele necesare pentru poduri, baraje etc.); STAS 9315/1-73 corespundea părții generale a normativelor P.13-70, relațiile de calcul particularizându-se la cazul unei anumite categorii de utilaje.

c. Reglementări generale privind calculul și proiectarea structurilor

În această categorie se încadrează :

— STAS 10100/0-75 „Principii generale pentru verificarea siguranței structurilor”.

— Seria STAS 10101 privind încărcările în construcții.

— Seria STAS 10102...10104 și 10107...10111 privind metodele generale de calcul și proiectare pentru construcțiile alcătuite din diferite materiale (beton armat și precomprimat, metal, zidărie).

Pe lângă acestea, erau în vigoare prescripții pentru proiectarea unor părți de structură (planșee), fundații, coșuri de fum etc.

Aprecierea calitativă a normativului P.13-70 nu poate fi făcută fără a ține seama de existența ansamblului de prescripții cu caracter general privind proiectarea construcțiilor. Trebuie arătat că, la data cutremurului, țara noastră se afla spre sfârșitul fazei de tranziție corespunzând trecerii de la metodele mai vechi de calcul, bazate pe un coeficient de siguranță unic, la metoda stărilor limită. O parte importantă de standarde era deja organizată corespunzător noii metode de calcul, dar existau unele standarde încă neadaptate noii metode, iar aceasta crea în practica proiectării anumite dificultăți de interpretare, de proiectare a construcțiilor mixte etc.

STAS 10100/0-75 cuprindea principiile generale, sub o formă calitativă, și se situa la nivelul documentelor internaționale analoge privind principiile de bază ale calculului construcțiilor.

Seria STAS 10101 cuprindea mai multe standarde, referitoare la : clasificarea și gruparea încărcărilor (0-75); încărcări permanente (1-75); încărcări utile (2-75); încărcări pe planșee (2 A 1-75); încărcări datorite podurilor rulante (2 A 2-75); încărcări datorite vântului (20-75); încărcări datorite zăpezii (21-75); încărcări datorite temperaturii (23-75); încărcări datorite temperaturii în construcții civile și industriale (23 A-75).

Sistemul de prescripții privind încărcările era integral conceput pe linia metodei stărilor limită, situându-se la nivelul recomandărilor de standardizare CAER din punct de vedere calitativ. Prevederile acestor prescripții erau aplicabile și în cazul calculului construcțiilor pe baza metodelor mai vechi, în cazul respectiv trebuind doar să se renunțe la aplicarea coeficienților încărcării.

Standardele de stat privind calculul și alcătuirea elementelor de construcții din beton, beton armat, beton precomprimat (STAS 10102/75, STAS 10107/0-76) erau elaborate la un nivel corespunzător cunoștințelor excelențe pe plan mondial, bazându-se pe principiile metodei semiprobabiliste folosite și de recomandările Comitetului Euro Internațional de Beton (CEB) și recomandările pentru standardizare CAER. În ceea ce privește nivelul cantitativ al siguranței ce se obține prin proiectare, rezultatele obținute pe baza prescripțiilor noastre sînt comparabile cu cele ce se obțin pe baza recomandărilor CAER și a prescripțiilor din țările socialiste vecine.

La data cutremurului metoda stărilor limită nu era încă aplicată pentru calculul construcțiilor metalice, care se proiectau pe baza metodei rezistențelor admisibile, conform prevederilor STAS 763/1-70.

Pentru lucrările de zidărie se trecuse la metoda stărilor limită prin aprobarea STAS 10101-75 și 10109-75.

d. Reglementări privind execuția construcțiilor

În această categorie se încadrează standardele de produs, normele interne de fabricație, standardele privind controlul calității betonului (STAS 7181), condițiile tehnice de calitate pentru prefabricatele din beton armat și beton precomprimat (STAS 6657), ca și normativele privind detalierea unor condiții tehnologice de execuție : C-140/71 pentru lucrări de beton și beton armat, C-105/68 pentru lucrări de construcții metalice, C-175 pentru lucrări din zidărie.

Se poate aprecia că ansamblul de prescripții tehnice menționate formau un cadru legal corespunzător pentru execuția și verificarea calității lucrărilor realizate. Deși prevederile acestor prescripții aveau un domeniu de aplicare general, respectarea lor reprezintă o asigurare suficientă a calității cerute pentru construcția în regiunile seismice.

Înainte de a se trece la o sinteză a învățămintelor cutremurului, se pot face câteva aprecieri privind structura și conținutul tehnic al fondului de prescripții în vigoare la data cutremurului.

În ceea ce privește structura fondului de prescripții, se poate spune că aceasta era destul de completă și, în special, bine corelată, dacă se face comparația cu situația din alte țări. Principala lipsă de structură era aceea a neacoperirii anumitor domenii. În timp ce problemele de proiectare a construcțiilor noi ca și problemele de execuție erau acoperite pentru majoritatea construcțiilor, existau lacune privind celelalte etape de activitate, care au implicații asupra protecției antiseismice reale a construcțiilor. Situația creată după cutremur a pus în evidență cu acuitate în special lipsa unor reglementări privind stabilirea necesității intervenției asupra construcțiilor afectate (reparare, consolidare sau demolare), regulile de proiectare și execuție a lucrărilor respective etc.

În ceea ce privește conținutul tehnic și nivelul fondului de prescripții, prescripțiile de proiectare se situau, în marea lor majoritate, la nivelul existent pe scară mondială. Această apreciere ține seama și de opțiunea generală a prescripțiilor tehnice din țara noastră, bazată pe orientarea spre realizarea de construcții cu consumuri de materiale cât mai reduse, fără rezerve suplimentare de rezistență.

Cutremurul din 4 martie 1977 a constituit o verificare severă a construcțiilor și, deci, implicit a prevederilor sistemului de prescripții de calcul și de alcătuire a construcțiilor din țara noastră. Se poate considera că, în ansamblu, comportarea la cutremur a construcțiilor proiectate pe baza prescripțiilor în vigoare în perioada de după 1950 s-a dovedit corespunzătoare, chiar în zone în care intensitatea efectivă a acțiunii seismice a fost mai mare decât cea corespunzătoare hărții de zonare macroseismică. Se mai notează aici că unele surse de subdimensionare semnalate în cele ce urmează au fost în bună parte compensate de unele prevederi mai acoperitoare existente în prescripții. Aceste acoperiri s-au redus treptat și apoi au dispărut, iar aceasta a impus preocuparea atentă pentru eliminarea surselor de subdimensionare. Deficiențele semnalate de analiza urmărilor cutremurului, în corolare cu faptul că, prin proiectare, nu s-au conferit rezerve de rezistență corespunzătoare unor coeficienți de siguranță mai ridicați, și cu unele deficiențe de execuție și exploatare, explică situațiile de suprasonicitate, de deteriorare mai accentuată a unor construcții.

IX.9.3. Concluzii rezultate din experiența cutremurului din 4 martie 1977, privind îmbunătățirea reglementărilor care condiționează protecția antiseismică a construcțiilor

Cu toate că principalele concluzii trase de pe urma cutremurului cu privire la baza normativă sînt pozitive, analiza urmărilor cutremurului a pus în evidență o serie de lipsuri ale prevederilor privind modul de stabilire a condițiilor seismice, calculul și alcătuirea construcțiilor, ca și execuția și exploatarea acestora. Constatările în acest sens, cu ocazia unui eveniment seismic de asemenea amploare, trebuie valorificate cât mai complet și cu tot discernămintul necesar, o astfel de acțiune constituind o etapă de importanță deosebită în activitatea de îmbunătățire și completare a reglementărilor privind protecția antiseismică a construcțiilor, activitate care, prin forța lucrurilor, trebuie să aibă un caracter permanent, care să asigure punerea în valoare a fondului de cunoștințe acumulate.

În cele ce urmează se face o trecere în revistă a principalelor concluzii pentru îmbunătățirea conținutului fondului de prescripții.

A. Reglementări privind condițiile seismice și caracterizarea seismicității

a. Reglementări privind condițiile seismice ale țării noastre. Necesitățile cele mai evidente de îmbunătățire, puse în evidență de experiența cutremurului, se referă la zonarea și microzonarea teritoriului și la compoziția spectrală a mișcărilor seismice, reflectată de coeficientul dinamic $\beta(T)$. Vechea hartă de zonare seismică (STAS 2923-63) a fost în mare parte infirmată de intensitățile observate cu ocazia cutremurului din 4 martie 1977, care au depășit în numeroase localități cu 1..2 grade de intensitate gradele prescrise de hartă. De asemenea, distribuția intensităților pe întinderea unor centre populate, unde se dispunea de hărți de microzonare standardizate, a fost neproportională cu indicațiile din hărți. În același timp, compoziția spectrală a mișcării seismice, caracterizată prin perioade predominante relativ lungi, pusă în evidență pentru o zonă importantă a teritoriului (în special pentru Capitală) atât de prelucrarea datelor instrumentale, cât și de prelucrarea datelor de observație asupra comportării construcțiilor, nu a corespuns expresiei coeficientului dinamic $\beta(T)$, dată în normativul de proiectare P 13-70.

Aceasta a impus introducerea unor modificări, pornindu-se de la următoarele premise:

— necesitatea atribuirii de alte intensități seismice unor zone pentru care indicațiile din STAS 2923-63 erau greșite;

— eliminarea contradicțiilor dintre standardele de microzonare și constatările în urma cutremurului;

— eliminarea din prescripțiile de proiectare antiseismică a contradicției dintre valorile coeficientului dinamic $\beta(T)$

și spectrele de acțiune seismică determinate pe baza înregistrărilor la cutremur:

— Înlăturarea necorelării dintre conceptul care stă la baza microzonării și cel de modificare a coeficientului dinamic în funcție de condițiile locale de teren.

Varietatea formelor de manifestare a cutremurului și multitudinea aspectelor de care trebuie să se țină seama la stabilirea condițiilor seismice au arătat că este necesar ca, pe lângă reglementările de uz curent privind condițiile seismice, să existe și unele reglementări care să constituie un ghid pentru efectuarea de studii speciale asupra condițiilor seismice în cazuri speciale (construcții de importanță și complexitate deosebită, ansambluri construite etc.).

b. *Reglementări generale privind caracterizarea seismicității.* Experiența cutremurului a pus în evidență o serie de elemente care contraveneau unor concepte acceptate în seismologia inginerască, elemente prezentate în capitolul V. În această ordine de idei trebuie să se reamintească aici distorsiunile datelor de observații în raport cu:

— prevederile scării de intensități seismice MSK, reprezentată în țara noastră prin STAS 3684-71;

— legile de atenuare magnitudine — distanță — intensitate acceptate în literatură.

Din ambele puncte de vedere, specificul evenimentului seismic de la 4 martie 1977, caracterizat prin perioade predominante lungi ale mișcării terenului în unele zone și printr-o atenuare lentă a intensităților cu distanța, a arătat că experiența și concluziile studiilor asupra cutremurelor „normale”, crustale, nu pot fi extinse fără amendamente la condițiile țării noastre și că este necesară o cercetare aprofundată pentru generalizarea cunoștințelor și conceptelor respective.

B. *Reglementări privind calculul și alcătuirea construcțiilor*

a. *Probleme generale de calcul și alcătuire.*

Experiența cutremurului de la 4 martie 1977 a confirmat importanța fundamentală a unei proiectări echilibrate a construcțiilor amplasate în regiuni seismice, a faptului că o alcătuire de ansamblu rațională și o bună rezolvare constructivă de detaliu pot contribui în mod esențial la o comportare satisfăcătoare a construcțiilor. Importanța adoptării unor soluții asigurând simetrie dinamică, mase cât mai reduse, în special la înălțime, rigidități distribuite uniform sau variind cu salturi mici pe înălțime, ductilitate suficientă, rigiditate suficientă, concepție corectă a ansamblului alcătuit de structură, elementele nestructurale, instalații, echipamente funcționale, utilaje, de producție etc., a fost confirmată în mod convingător. Este de dorit, astfel, o preocupare continuă pentru îmbunătățirea prevederilor din prescripții referitoare la alcătuirea generală și de detaliu, punându-se în valoare constatările directe furnizate de observație,

ca și rezultatele analizelor ingineresti, având la bază cercetări de laborator, calcule etc.

A fost confirmată necesitatea unei înțelegeri cât mai cuprinzătoare a comportării construcțiilor sub acțiunea seismică, având în vedere toate aspectele principale ale fenomenului; comportarea dinamică, mișcarea spațială, deformarea postelastice, dezvoltarea unor deplasări mari, conlucrarea între părțile componente, conlucrarea cu terenul de fundație. O înțelegere corectă a comportării dinamice presupune, în primul rând, determinarea și utilizarea raportului dintre caracteristicile spectrale reale ale acțiunii seismice și caracteristicile dinamice ale construcției analizate, în vederea evaluării cât mai corecte a fenomenelor de amplificare dinamică. Caracterul spațial al oscilațiilor seismice ale terenului și construcțiilor ar trebui avut în vedere întotdeauna, fiind de dorit să se ofere, chiar prin norme, o alternativă mai consecventă sau o completare a formulelor uzuale de calcul pentru forțele seismice, care au în vedere numai mișcarea pe o singură direcție, a unor structuri de tip consolă, cu simetrie dinamică ideală. Constatările făcute vin în sprijinul solicitării unor specialiști, de a se oferi prin prescripții posibilități de verificare a construcțiilor pe baza unor metode de calcul care să permită evaluarea comportării în studii avansate de solicitare (verificări ale capacității portante totale, ținând seama de ductilitatea reală, simulări numerice ale comportării prin integrarea directă a ecuațiilor de mișcare etc.). Necesitatea unei evaluări corecte a deplasărilor reale (care la 4 martie 1977 au atins ordinul zecilor de centimetri în mod curent) a fost pusă în evidență de fenomenele de coliziune între construcțiile învecinate, de efectele de ordinul II (care probabil că au jucat un rol important în majoritatea cazurilor de prăbușire), de avarierile numeroase ale unor elemente nestructurale supuse unor deformații impuse de către deplasările relative ale structurilor. Necesitatea evaluării corecte a fenomenelor de conlucrare între diferitele componente ale unei construcții, între structuri și elementele nestructurale, este de asemenea evidentă, dacă se are în vedere importanța acestui aspect pentru explicarea rezervelor reale de rezistență ale construcțiilor, pentru evaluarea posibilităților de degradare ale componentelor nestructurale (deformații impuse) sau chiar structurale (tendință de rețezare în vecinătatea nodurilor) etc. Evaluarea corectă a conlucrării construcție-teren este, de asemenea, un aspect de importanță majoră în explicarea caracteristicilor dinamice a proprietăților de ductilitate de ansamblu. Este de dorit o preocupare continuă pentru reflectarea cât mai satisfăcătoare a tuturor acestor aspecte în metodele de calcul de diferite trepte recomandate de prescripțiile de aplicare largă sau de prescripțiile dedicate aplicării unor metode de calcul mai evolute.

Datorită numărului mare de construcții solicitate în stadiul post elastic cu ocazia cutre-

murului, care au furnizat un câmp larg de observație în această direcție, au apărut evidente necesitățile de dirijare a deformațiilor postelastice spre zone cu comportarea ductilă, de asigurare a unei ductilități suficiente și, în același timp, de limitare a deformațiilor dezvoltate în timpul cutremurului, în vederea evitării unor degradări grave și greu reparabile (ruperi easante de diferite naturi sau alterări grave ale caracteristicilor elementelor de construcție), cât și a protejării elementelor nestructurale de avarii grave, care implică înlocuirea acestora. Este de dorit o reflectare a acestor aspecte atât în regulile de alcătuire constructivă, cât și în anumite reguli specifice de verificare, prevăzute în prescripții.

Cazurile de coliziune a unor tronsoane de construcții separate de rosturi necorespunzătoare au impus atenției, în special pentru acțiuni seismice caracterizate prin perioade predominante lungi, necesitatea unei concepții de ansamblu corespunzătoare, privind atât regulile de dispunere a rosturilor, cât și condițiile de dimensionare a lor. Corecta rezolvare a acestei probleme este condiționată în primul rând de evaluarea corespunzătoare a deplasărilor reale, asupra căreia s-a atras atenția mai înainte.

Problema nivelului de asigurare a construcțiilor a fost pusă în evidență de experiența cutremurului sub mai multe aspecte importante: evitarea subdimensionării anumitor categorii de structuri și limitarea deformațiilor postelastice, aplicarea unor criterii corecte de verificare, considerarea efectului succesiunii mai multor acțiuni seismice pe durata vieții unei construcții. Experiența cutremurului a arătat că apariția pe zone întinse a unei mișcări seismice cu perioade predominante lungi a pus în evidență subdimensionarea în special a construcțiilor flexibile: clădiri înalte cu structuri în cadre, castele de apă, coșuri de fum. Dezvoltarea în aceste condiții a unor deformații postelastice exagerate a condus la producerea de avarieri costisitoare și, în unele cazuri extreme, chiar la prăbușiri. Considerarea unor încălcări mult mai reduse decât cele reale și, de asemenea, a unor rezistențe de calcul mici, a condus, pentru anumite structuri, în special structuri în cadre, la verificarea sub o distribuție de eforturi mult diferită de cea reală și, în consecință, la neglijarea chiar a unor schimbări de semn ale eforturilor (cazul cel mai frecvent: apariția momentelor încovoietoare pozitive în riglele cadrelor, în vecinătatea nodurilor). În fine, constatarea influenței defavorabile, uneori grave, a supra-solicitărilor seismice anterioare, datorite cutremurului din 1940, a relevat importanța unor criterii de verificare la efectele cumulate ale mai multor acțiuni seismice. Este de dorit ca toate aceste aspecte să-și găsească, de asemenea, reflectarea în îmbunătățirea prescripțiilor de proiectare.

Un ultim aspect general menționat aici este reprezentat de regulile de grupare a încărcărilor,

formulate în prescripții. Aplicarea unor reguli acoperitoare a creat uneori rezerve de siguranță cu efect salutar, de compensare a unor subdimensionări datorite altor cauze, dar alteori surse de supradimensionare. Pe de altă parte, cazurile în care anumite dispoziții defavorabile ale încărcărilor utile au contribuit la dezvoltarea unor avarii pronunțate (exemplu: cazurile când podurile rulante grele, aflate în timpul cutremurului în traveile extreme ale unor structuri de hale, au creat excentricitățile importante între centrele maselor și centrele de rigiditate), au pus în evidență necesitatea unei reglementări mai cuprinzătoare a grupării încărcărilor.

Adoptarea de soluții satisfăcătoare în prescripții, din toate punctele de vedere enumerate, reprezintă o problemă complexă și dificilă, care în mare măsură nu și-a găsit rezolvări încă nici pe plan mondial. Aceasta nu trebuie să constituie însă un motiv de neglijare a problematicii puse în evidență, ci să constituie un mobil în plus pentru desfășurarea cercetărilor necesare și pentru transpunerea în practică a rezultatelor obținute.

b. Reglementări privind construcțiile din beton armat. Construcțiile din beton armat au reprezentat, în lumina experienței cutremurului din 4 martie 1977, principalele categorii de construcții pentru care a fost evidentă transpunerea în realitate a cerințelor de asigurare a unei comportări post-elastice favorabile. Aceasta presupune măsuri, prin care să se evite tipurile periculoase și greu reparabile de avariere (cedarea betonului prin compresiune, cedarea elementelor din beton prin forță tăietoare, pierderea aderenței, flambajul armăturii comprimate). În alcătuirea elementelor de construcții și construcțiilor de diferite categorii, problema asigurării unei comportări ductile este de primă importanță prin implicațiile pe care le are pentru sistemul de prescripții privind calculul și alcătuirea construcțiilor.

Experiența a arătat că nu sînt suficiente, în acest sens, formulările calitative, de principiu, și că este necesar ca cerințele de asigurare a ductilității să fie exprimate prin condiții cantitative. Lipsa în normativul P.13-70 a unor limitări ale compresiunilor în beton a făcut astfel să apară cazuri în care acestea ajungeau să depășească peste 40% din rezistența prezumată la compresiune a betonului, reducînd considerabil potențialul de ductilitate. Lipsa unor relații de calcul pentru verificarea stîlpilor la forțele tăietoare maxime posibile a făcut ca stîlpii să nu se verifice de loc, fie să se verifice la solicitări prea reduse. În mod similar, prin normativul respectiv nu se asigura o protecție suficientă contra flambajului armăturilor longitudinale, nu se asigurau în suficientă măsură cantitățile de armătură transversală necesară pentru preluarea forțelor tăietoare în condițiile în care betonul „măcina” prin solicitări puternice compuse, alternante, își pierde capacitatea de a prelua forțele tăietoare.

Aspectul dual, complementar asigurării ductilității, îl reprezintă limitarea deformațiilor din diferite puncte de vedere: deplasări relative de nivel, care implică deformații de lunecare; deplasări absolute, care implică efecte importante de ordinul II.

Din prescripții nu reieșea suficient de clar că deformațiile efective ale construcțiilor flexibile în timpul unor cutremure puternice pot fi mult mai mari decât cele corespunzătoare unui calcul elastic cu forțele seismice convenționale, ceea ce a dus la situația că la unele construcții flexibile în cadre, deși nu s-au înregistrat degradări importante ale structurii de rezistență, s-au produs totuși pagube importante ca urmare a deteriorării pereților despărțitori și a fluisajelor, în timp ce în toate cazurile efectele importante de ordinul II au dus la considerabile supra-solicitări.

c. Reglementări privind construcțiile metalice. Construcțiile metalice industriale proiectate conform prevederilor normativului P.13 și STAS 763 s-au comportat de regulă

satisfăcător la cutremurul din 4 martie 1977, fapt din care rezultă că proiectarea în general a fost rațională.

Examinarea unor cazuri de comportare nesatisfăcătoare a construcțiilor metalice a condus la concluzia că este necesar să se aibă în vedere o serie de reguli, comune mai multor categorii de construcții, din care, mai importante, sînt :

— asigurarea compatibilității între deformațiile structurilor metalice și elementelor de umplură ;

— acordarea unei atenții mai mari la alcătuirea prinderilor la fundații, în sensul adoptării de soluții suficient de rezistente și ductile ;

— prevederea de contravînturii care să asigure deformarea solidară a ansamblului unor construcții, evitarea pierderii stabilității locale și generale și eventuala rezerve de rezistență în cazul cedării unora din elementele portante ;

— acordarea unei atenții deosebite zonelor de îmbinare, evitîndu-se concentrările de tensiuni care pot genera ruperi casante.

d. *Reglementări privind construcțiile de zidărie.* Construcțiile din zidărie joacă încă un rol important printre sistemele constructive din țara noastră. Deoarece este știut că zidăria de cărămidă cu mortar de var este slab rezistentă la cutremur, se impune adoptarea la aceste construcții a unei concepții de alcătuire corespunzătoare care să includă soluții în care zidăria este ajutată de alte elemente mai rezistente la solicitările seismice. Această concepție a stat la baza normativului P.2-75 (aprobat în decembrie 1975), menționat mai înainte.

Analiza deteriorărilor la care au fost supuse unele clădiri de zidărie ca urmare a cutremurului, a arătat că perfecționarea în continuare a acestui normativ trebuie să aibă în vedere, în primul rînd, o mai bună alcătuire de ansamblu a structurii. În acest sens trebuie să se evite prevederea de diafragme discontinue ; să se evite lipsa legăturii între diafragmele de pe cele două direcții, în special la capetele clădirii, și neasigurarea conlucrării diafragmelor la intersecții ; să se evite de asemenea distribuția neuniformă a rigidităților și neasigurarea conlucrării diafragmelor prin intermediul unor planșee lucrind ca șabie rigide ș.a. De asemenea, este de dorit ca numărul de goluri din diafragmele exterioare, în special în cele de capăt, să fie determinat și în funcție de criteriile de rigiditate și capacitate portantă, nu numai din considerente funcționale (în special la clădirile cu diafragme de 29 cm grosime). Buiandrugii de deasupra golurilor din diafragmele de zidărie, ce s-au dovedit a fi deosebit de mult solicitați, ar fi indicat să se prevadă a fi turnați din beton odată cu centura. Sînt de dorit și precizări în legătură cu distanța minimă între stîlpișorii de beton la diafragmele de zidărie, soluție care a dovedit o comportare deosebit de eficientă la cutremur. În legătură cu aceasta trebuie remarcat că, în calculul diafragmelor întărite cu stîlpișori de beton, se adoptă conform normativului ipoteza că încălcarea seismică este preluată de stîlpișori și centuri, iar zidăria nu lucrează, considerîndu-se fisurată în acel stadiu. Cercelările experimentale efectuate la INCERC în ultimii ani au arătat însă că 80—90 % din încălcarea seismică este preluată de zidărie, rolul stîlpișorilor și centurilor reducîndu-se la „fretarea” și deci ductilizarea zidăriei. Aceasta conduce la o abordare diferită a calculului diafragmelor cu stîlpișori de beton armat, ce necesită o reflectare adecvată în prescripții.

Procedeele de calcul și verificare a elementelor componente ale structurii clădirii, cuprinse în normativul P.2-75 sînt laborioase (ca de altfel și cele din prescripțiile analoge sovietice sau americane) și de aceea proiectanții recurg rareori la aplicarea lor integrală. Ar fi de dorit adoptarea unor metode mai simple de calcul, respectiv trecerea la o automatizare a calculelor, pe baza unor programe adecvate, la care prescripția tehnică să facă doar trimiterea cuvenită.

e. *Reglementări privind instalațiile aferente construcțiilor.* Preocupările ingineresti privind protecția antisismică a structurilor au fost mult mai susținute decît cele privind protecția instalațiilor și a celorlalte echipamente ale clădirilor. Trebuie ținut seama de faptul că instalațiile conlucrează cu structura și deci este necesar să se analizeze compatibilitatea deformațiilor acestora datorită acțiunii seismice. În acest sens, deplasările relative ale părților componente ale construcțiilor trebuie să nu producă ruperi ale conductelor iar, pe de altă parte, trebuie să se aibă în vedere ca rezistența

la deformare a instalațiilor sau a echipamentelor să nu producă avarii ale construcțiilor, prin împiedicarea deformării acestora sub acțiunea seismică. De asemenea, experiența cutremurului din 4 martie 1977 a arătat necesitatea reflectării în prescripții și a altor măsuri, printre care se menționează : interzicerea străpungerii elementelor structurale linare (stîlpi și grinzi) de către conductele instalațiilor ; evitarea atîrnării de conducte și echipamente grele de planșee ; evitarea montării tablourilor electrice pe buiandrugii de deasupra golurilor diafragmelor ș.a.

f. *Reglementări privind echipamentele și utilajele industriale.* Deși problema protecției antisismice a echipamentelor și utilajelor industriale este în anumită măsură colaterală preocupărilor acestui paragraf, trebuie să se menționeze faptul că există încă un important decalaj în ce privește structura, concepțiile și conținutul de detaliu al prescripțiilor de proiectare pentru construcții, și, respectiv, pentru echipamentele și utilajele industriale. Rezultă de aici necesitatea unor preocupări susținute, de anvergură, pentru a se reduce într-un interval de timp rezonabil acest decalaj, ajungîndu-se și pentru aceste componente la nivelul la care s-a ajuns pentru construcții.

C. Reglementări privind execuția construcțiilor

O serie de cazuri de avariere a construcțiilor la cutremur a pus în evidență defecte de execuție a lucrărilor, cauzate în general de nerespectarea mai mult sau mai puțin gravă a prescripțiilor de execuție. Aceasta demonstrează că o cerință de primă importanță este mărirea exigenței și eficienței controlului execuției. În acest sens, s-a evidențiat, drept o înecăcare a prevederilor din normative, realizarea în unele cazuri a unor greutăți suplimentare ale construcției față de cele din proiect, ca urmare a măsurilor de corectare a defectelor de execuție : șape groase, lencușii sporite etc. Descrieri spargerile practice pentru poziționarea de conducte în elementele de construcții și executare diferite de prevederile din proiect, conduce la slăbirea structurii.

O exigență redusă în ceea ce privește calitatea execuției, încetă proiectanții la adoptarea de soluții acoperitoare, cu depășirea prevederilor din prescripțiile tehnice. Ținînd seama de acestea, necesită atenție cererea formulată de numeroși specialiști în legătură cu mărirea exigenței cu privire la calitatea lucrărilor de construcție, în sensul ca măsurile de control eurent al calității să treacă în sarcina unor unități independente de unitățile de execuție.

D. Reglementări privind condițiile de exploatare și urmărirea a comportării și regulile de evaluare și remediere a construcțiilor

Seismul a relevat importanța ce trebuie acordată problemelor privind exploatarea, întreținerea și urmărirea comportării construcțiilor, domeniu în care existau puține prescripții tehnice. Experiența cutremurului a permis sintetizarea citorva concluzii în acest domeniu, printre care se pot menționa : necesitatea elaborării unor reguli de exploatare, întreținere și urmărirea a comportării care să acopere diferitele categorii de construcții ; stabilirea de reglementări pentru urmărirea în timp a rezistenței materialelor de construcții, avîndu-se în vedere cazurile de scădere apreciabilă a rezistenței fie datorită coroziunii, fie datorită unor solicitări permanente excesive, care se combină defavorabil cu unele solicitări repetate (traficul urban), fie, în fine, datorită unor suprasolicitări accidentale ; interzicerea intervențiilor necalificate ce pot reduce capacitatea portantă a structurilor (supraetajări, adăogiri de ornamente, spargerii sau înlăturarea unor elemente de rezistență din motive funcționale ș.a.). De asemenea, situația creată după cutremur a pus cu acuitate în evidență necesitatea unor reglementări pentru inventarierea, evaluarea și clasificarea construcțiilor existente și pentru concepția și realizarea lucrărilor de intervenție (reparații, consolidări, demolări). Aceste probleme, cărora li s-a acordat atenție în cadrul capitolului VIII și a paragrafului IX.7, prezintă noutate pentru specialiștii noștri și, în același timp, dificultate deosebită. Se menționează din nou faptul că, nici în țările cele mai avansate, nu s-a ajuns la reglementări cu caracter definitiv în această direcție și că există încă numeroase căutări, dar situația dată nu trebuie să împiedice activitatea proprie în acest domeniu.

IX.9.4. Modificări introduse în legislația tehnică de specialitate după 4 martie 1977

Cutremurul din 4 martie 1977 a fost urmat de o activitate deosebit de susținută în vederea adoptării de măsuri care să corecteze unele neajunsuri ale legislației tehnice în vigoare la data respectivă. Pe linia corectării standardelor referitoare la condițiile seismice, a fost emis încă în martie 1977 Decretul nr. 66, care aducea unele modificări importante hărții de zonare din STAS 2923-63 și scotea din vigoare o serie de prevederi referitoare la microzonarea unor orașe, inclusiv cea a orașului București. Au fost luate și numeroase alte măsuri de urgență pentru completarea fondului de prescripții cu instrucțiuni tehnice referitoare la consolidarea construcțiilor. Tot în luna martie 1977 a fost publicat și supus unei largi dezbateri publice, proiectul legii nr. 8, privind durabilitatea, siguranța în exploatare, funcționalitatea și calitatea construcțiilor.

În cadrul unei acțiuni coordonate de CNST, au fost inițiate măsuri privind îmbunătățirea activității în domeniul seismologiei, protecției și ingineriei seismice, aprobate în 1977 de Comitetul Politic Executiv al CC al PCR, care stabilea, între altele, importante sarcini privind revizuirea legislației tehnice referitoare la proiectarea antisismică. În acest plan de măsuri deosebit de cuprinzător se prevede printre altele: elaborarea hărții de macrozonare seismică a teritoriului Republicii Socialiste România; elaborarea hărților de microzonare seismică a municipiilor și orașelor din România: îmbunătățirea bazei normative pentru proiectarea și execuția construcțiilor în regiunile seismice; elaborarea de normative pentru calculul la cutremur al barajelor, podurilor etc.

În baza acestui program, s-a desfășurat o bogată activitate, care a fost finalizată în parte prin aprobarea, în 1978, a noului standard de zonare a teritoriului (STAS 11.100/1-77) și a noului normativ de proiectare antisismică (P. 100-78), îmbunătățit ulterior în 1981.

Legea nr. 8/1977, privind asigurarea durabilității, siguranței în exploatare, funcționalității și calității construcțiilor, votată de Marea Adunare Națională în aprilie 1977, după dezbaterile publice amintite, prezintă importanță deosebită prin faptul că acoperă în mod unitar domeniile proiectării, execuției și exploatarei construcțiilor, precizând principalele elemente de asigurare a performanțelor cerute construcțiilor, de perfecționare a întregii activități în acest domeniu, la diferite nivele. Sunt prevăzute anumite interdicții decurgând din sinteza experienței cutremurului, și sancțiuni. De asemenea, se preconizează o serie de măsuri organizatorice.

Modificările în zonarea teritoriului, introduse de STAS 11.100/1-77 (vezi figura IX.22) sînt

reprezentate în principal de extinderea zonei de grad VII, în special în Sud-Vestul țării, introducerea unor mici zone de intensitate sporită pentru orașele București, Craiova, Iași, Turnu Măgurele și Zimnicea, extinderea unor zone de intensități VII și VIII în Vestul țării și atribuirea unei intensități de cel puțin VI pe toată întinderea țării. Aceste modificări care pun în valoare în mare măsură constatările asupra distribuției geografice a intensităților observate la 4 martie 1977 (v. cap. IV) contribuie la înlăturarea celor mai importante lipsuri ale hărții de zonare din vechiul standard, STAS 2923-63.

Principala realizare pe linia îmbunătățirii proiectării construcțiilor a fost reprezentată de elaborarea, cu antrenarea unui mare număr de specialiști, a Normativului P. 100-78, privind proiectarea antisismică a construcțiilor industriale, de locuințe, social-culturale și agrozootehnice.

Normativul, aprobat de Consiliul de Coordonare a activității de investiții în iunie 1978, conține elementele de bază privind realizarea protecției antisismice prin alcătuirea de ansamblu a construcțiilor, verificarea rezistenței și stabilității lor, prin noi prevederi de alcătuire constructivă a elementelor de construcții de beton armat monolit și prefabricat, metalice și din zidărie și prin noi cerințe privind executarea lucrărilor.

În raport cu normativul anterior (P.13-70), se ține seama de zonarea seismică a teritoriului țării, dată în STAS 11.100/1-77, precizând diferențierea măsurilor de protecție antisismică în funcție de importanța construcțiilor. De asemenea, se pune accentul în principal pe reducerea greutatei proprii a construcțiilor și alegerea unor forme și alcătuirii de ansamblu cât mai raționale. Alte îmbunătățiri ale conținutului acestui normativ tehnic, sînt următoarele:

- s-a modificat semnificația coeficienților k_3 și ψ din vechiul normativ (coeficientul k_3 reflectă, în prezent, accelerațiile efective de vîrf, corespunzînd diferitelor grade de intensitate, iar coeficientul ψ reflectă reducerile aplicate efectelor seismice, ca urmare a considerării indirecte a rezervei de rezistență de diferite naturi);

- coeficientul dinamic $\beta(T)$ și-a schimbat radical expresia, reflectînd caracteristicile spectrale ale mișcării seismice constatate după 4 martie 1977 pe o zonă întinsă a teritoriului;

- încărcările seismice verticale au fost reconsiderate, punîndu-se în valoare, de asemenea, datele furnizate de cutremur;

- s-au introdus prevederi pentru o evaluare mai corectă a deplasărilor seismice ale structurilor, ca urmare a constatării unor coliziuni cu efecte locale grave între unele construcții învecinate, cu caracteristici dinamice diferite;

- s-au adus precizări privind regulile de grupare a încărcărilor în construcții, în spiritul prevederilor STAS 10.101/OA-77;

- s-a dat o dezvoltare considerabilă regulilor de alcătuire a construcțiilor din beton armat, în vederea asigurării unei ductilități satisfăcătoare; în acest sens s-au introdus limitări ale eforturilor de compresie de proveniență gravitațională, reguli de protecție a elementelor portante contra ruperilor prin forță tăietoare, s-au dat numeroase prevederi de alcătuire specifice construcțiilor monolitice sau prefabricate ș.a.

- s-au adus precizări regulilor de alcătuire a construcțiilor metalice, impunîndu-se asigurarea unei rigidități suficiente și dîndu-se atenție în special unor zone mai sensibile la acțiunea seismică;



Fig IX.22. — Hartă de zonare seismică a teritoriului României conform STAS 11100/1-77.

— s-au adus precizări în ceea ce privește alcătuirea construcțiilor din zidărie;

— s-au introdus prevederi privind condițiile de execuție a lucrărilor de construcții în regiunile seismice, cu referire în special la diferitele etape de lucru și la diversele categorii de construcții.

● Pe lângă activitatea de revizuire sau înlocuire a prescripțiilor de proiectare referitoare la protecția antiseismică, în perioada imediat următoare cutremurului a fost dusă o intensă activitate și pe linia elaborării unor documente referitoare la lucrările de consolidare și reparații. În acest sens au fost elaborate și aprobate de Institutul Central pentru Cercetare Proiectare și Directivare în Construcții recomandările tehnologice pentru realizarea consolidărilor la structurile din beton armat și zidărie și recomandările privind soluțiile imediate pentru remedierea fisurilor. De asemenea, au fost aprobate instrucțiunile tehnice privind injectarea panourilor din elementele de beton armat cu rășini epoxidice (C. 183—77) și instrucțiunile tehnice provizorii privind remedierea elementelor de beton armat, prin placarea cu țesături din fibre de sticlă înglobată în rășini epoxidice (C. 184—77). Aceste două instrucțiuni au fost ulterior comasate în „Instrucțiunile tehnice privind folosirea amestecurilor pe bază de ciment sau rășini epoxidice la remedierea defectelor lucrărilor de construcții (C. 149—78).

În conformitate cu prevederile Decretului 163/1978 și ale ordinului de aprobare a Normativului P.100—78, după o perioadă de aplicare experimentală, s-a trecut la o acțiune de îmbunătățire a textului, finalizată prin aprobarea Normativului P. 100—81. Acest document, fără a aduce modificări radicale, aduce totuși îmbunătățiri importante, prin precizări aduse textului, prin atenuarea sau creșterea severității unor limitări, prin aducerea unor completări devenite necesare. Completările cele mai importante sînt reprezentate de introducerea unui capitol privind instalațiile și a unei anexe suplimentare, privind considerarea oscilațiilor spațiale în proiectarea antiseismică. Pe lângă aceasta, s-au adus modificări, precizări sau completări privind diferențierea valorilor coeficientului dinamic în funcție de condițiile locale, evaluarea deplasărilor relative de nivel și limitarea acestora, dispunerea și dimensionarea rosturilor antiseismice, considerarea în calcule a excentricităților convenționale ale forțelor seismice, limitarea forței axiale în stâlpi, limitarea forței tăietoare maxime considerate în verificări și armarea transversală a elementelor din beton armat.

Au fost inițiate și alte acțiuni de îmbunătățire a fondului de prescripții de specialitate, ca revizuirea STAS 9165—72 privind principiile generale de proiectare antiseismică și elaborarea unui standard de acțiuni seismice.

IX.10. Acțiuni necesare în viitor

Premise. Perioada care a urmat cutremurului din 4 martie 1977 a fost o perioadă de activitate intensă pe multiple planuri. După luarea măsurilor de primă urgență, impuse de condițiile create imediat după cutremur, s-a trecut la o activitate complexă, de punere în siguranță a construcțiilor, de revizuire a proiectelor, de îmbunătățire a fondului de reglementări tehnice, a profilului activității de cercetare, a dotării acesteia etc. Desigur, nu se poate considera că problemele ridicate de experiența cutremurului au fost integral rezolvate. Va fi necesară în continuare o activitate susținută, pe multiple planuri, pentru a se crea condițiile unei protecții antiseismice cât mai raționale din toate punctele de vedere.

Măsuri privind legislația tehnică. Învățămintele oferite de experiența cutremurului au permis tragerea unor concluzii importante în ceea ce privește îmbunătățirea structurii și a conținutului fondului prescripțiilor tehnice, cu toate că — așa cum s-a arătat — aceste reglementări se găseau la acea dată la un nivel comparabil cu cele din țările avansate. Îmbunătățirile aduse bazei normative în perioada de după cutremur satisfac majoritatea cerințelor semnalate în analiza critică asupra prescripțiilor efectuată în perioada ce a urmat cutremurului și se poate afirma cu certitudine că prescripțiile tehnice au ajuns astfel la un nivel considerabil mai bun decît cele existente la data cutremurului.

Pe de altă parte trebuie să se aibă în vedere faptul că legislația tehnică este un organism care trebuie să se adapteze progresului general tehnic, economic și social, să se situeze la un nivel al concepțiilor și cunoștințelor de specialitate comparabil cu nivelul mondial.

În ceea ce privește fondul de prescripții existent, o primă necesitate este reprezentată de modernizarea prescripțiilor privind condițiile seismice ale teritoriului țării noastre. În această ordine de idei se impune adîncirea studiilor asupra evaluării hazardului seismic în diferite zone ale țării, cu considerarea condițiilor de teren. Pentru ingineri va fi deosebit de utilă existența unor hărți de hazard seismic care să se refere la parametri de bază ca intensitate, accelerația și viteza mișcării seismice, cu precizarea condițiilor de referință și a semnificației probabilistice a acestor parametri. Aceste hărți, asemănătoare celor existente în alte țări, vor da posibilitatea unei abordări cu mijloace mai rafinate a proiectării construcțiilor. De asemenea, este necesară continuarea și adîncirea studiilor privind microzonarea celor mai importante orașe din țară, pe baza unor concepții moderne seismologice și inginerești și a unor investigații suplimentare, efectuate cu echipamentul cel mai modern. Va fi necesară, de asemenea, o activitate permanentă de modernizare a conținutului prescripțiilor de proiectare antiseismică pentru diferitele categorii de construcții, inclusiv al celor referitoare la intervenția asupra construcțiilor avariate de cutremur.

Ca o preocupare mai generală se simte necesitatea unui studiu aprofundat al deficiențelor și lipsurilor actuale ale structurii fondului de prescripții în special în vederea elaborării unor documente normative care în prezent lipsesc.

Măsuri privind activitatea de cercetare. Valorificarea cât mai completă a tuturor învățămintelor rezultate din ultimul cutremur precum și, în general, adîncirea problemelor legate de condițiile seismice din țara noastră și de asigurarea antiseismică mai rațională a construcțiilor, în vederea fundamentării mai susținute a programului de îmbunătățire și completarea bazei normative aferente, implică dezvoltarea activității de cercetare științifică în acest domeniu.

Pe lângă cercetările privind cunoașterea mai adîncită a condițiilor seismice ale teritoriului țării noastre și adîncirea pe această bază a posibilităților de predicție a apariției unor eventuale cutremure, prezintă importanță evidentă intensi-

ficarea cercetărilor pentru asigurarea antiseismică a construcțiilor.

Activitatea de cercetare științifică și dezvoltare tehnologică în domeniul ingineriei seismice va beneficia considerabil de prelucrarea într-o formă utilă a informațiilor de bază obținute în seismologia inginerescă, precum și de constituirea unui fond de date caracteristice privind urmările cutremurelor puternice. Prezintă importanță totodată dezvoltarea de noi metode de calcul pe bază de analiză dinamică cu considerarea interacțiunii cu terenul și punerea la punct a unor soluții constructive și tehnologice adecvate caracterului seismicității din țara noastră, inclusiv verificarea lor experimentală. O atenție corespunzătoare trebuie acordată și problemelor insuficient cunoscute ale comportării diferitelor materiale, elemente și structuri la solicitări oscilante în decursul unei perioade îndelungate de exploatare.

Acoperirea la un nivel satisfăcător a principalelor probleme și aspecte ce trebuie să formeze obiectul activității de cercetare în domeniile menționate, este condiționată, desigur, de dezvoltarea capacității de cercetare, în ceea ce privește personalul și baza materială. Sunt de primă importanță :

— completarea rețelelor de înregistrare automată a mișcărilor seismice ce se produc, precum și centralizarea și prelucrarea cu ajutorul calculatoarelor electronice a datelor aferente, inclusiv urmărirea mișcărilor terenului prin măsurări geodezice de mare precizie ;

— extinderea laboratoarelor de cercetări în ingineria seismică existente la București și Iași, încadrarea acestora cu personal de înaltă calificare și dotarea cu echipament și aparatură de experimentare adecvată, la nivelul tehnico-științific mondial.

Destășurarea activității de cercetare științifică necesită și o extindere a colaborării și cooperării tehnico-științifice internaționale, pentru a cunoaște și beneficia în mai mare măsură de rezultatele științei și tehnologiei în țările dezvoltate, în acest domeniu.

Măsuri organizatorice. Alături de problemele îmbunătățirii legislației și intensificării cercetărilor, prezintă importanță evidentă și o serie de măsuri organizatorice cu implicații pentru protecția antiseismică. Pentru realizarea unei calități mai bune a lucrărilor în fabrică și pe șantier, în special a celor de beton monolit, ar avea o influență pozitivă considerabilă, organizarea unui sistem mai eficient și operativ alit de autocontrol, cit și de control din afară, pe faze, al calității proiectării, fabricației și execuției. Întărirea organelor speciale de inspecție și control în construcții, sprijinite de organele locale, județene și orașenești, va constitui o măsură eficientă de prevenire a deficiențelor din toate verigile ciclului de realizare și exploatare a construcțiilor.

O atenție deosebită va trebui să fie acordată măsurilor vizând extinderea producției de materiale de construcții cu caracteristici superioare de rezistență și greutate redusă, care să conducă la sporirea capacității portante și reducerea greutății construcțiilor situate în zone seismice.

Tinând seama de necesitatea conferirii tuturor clădirilor a unui grad suficient de rezistență la solicitări seismice, precum și de faptul că o parte din clădirile fondului locativ a suportat șocul puternic transmis alit de cutremurul din 1940, cit și de cel din 1977, fără ca unele avarii să se manifeste vizibil, apare oportunitatea, pe baza unui program eșalonat pe un număr mai lung de ani, să se inițieze în toate județele afectate de cutremur, o inventariere în special a clădirilor vechi, etajate, proiectate fără luarea în considerare a măsurilor de calcul antiseismic precum și clasificarea acestora în funcție de starea lor. Pe baza unei astfel de inventarieri se vor putea adopta decizii, în perspectiva sistematizării urbane a principalelor localități, asupra clădirilor ce necesită modernizare, consolidare sau înlocuire cu prioritate.

Un aspect important, de asemenea, îl constituie activitatea de analiză în continuare a comportării construcțiilor în timpul cutremurului de la 4 martie 1977. În această ordine de idei prezintă interes nu numai explicarea mecanismului de avariere, dar și explicarea motivelor pentru care unele construcții s-au comportat bine, fără avarii aparente, o acțiune bine organizată în această direcție putând să constituie baza unui fond de cunoștințe de o valoare tehnică deosebită.

Paralel cu aceasta este indicată intensificarea măsurilor de asigurare a exploatării corecte a întreținerii cu grijă a tuturor construcțiilor, precum și organizarea de acțiuni siste-

matice pentru urmărirea comportării în timp a construcțiilor, cu sesizarea oricăror semne de degradare a structurilor de rezistență și adoptarea măsurilor adecvate de remediere.

Pe un plan mai larg, apar necesare și măsuri organizatorice pentru îmbunătățirea capacității de intervenție rapidă în caz de cutremur (salvarea persoanelor periclitate, sprijiniri de urgență ale construcțiilor în pericol, întreruperea alimentării cu gaze, apă etc. intervenția contra incendiilor etc.).

În ultimă instanță, nivelul protecției antiseismice, eficiența activității în acest domeniu, depind de calitatea oamenilor. Din acest motiv, îmbunătățirea continuă a educării profesionale și civice a întregului personal angrenat în activități conexe cu protecția antiseismică este premisa esențială a reușitei.

Bibliografie

1. AGENT, R., BARBAIANI, M., POSTELNICU, T. și CONSTANTINESCU, D., *Instrucțiuni tehnice pentru proiectarea construcțiilor cu structura din diafragme de beton* (P. 85-78), Colecția de normative și instrucțiuni, nr. 201/1980, ICCPDG, București.
2. AGENT, R., BILDEA, ST., *Probleme specifice de asigurare antiseismică la proiectarea unui rezervor de apă de 80 000 m³ capacitate pentru o rafinărie în Turcia*, Construcții, 10 (1979).
3. AGENT, R. și RADU, N., *Două exemple de utilizare a structurilor cu diafragme la clădiri etajate de tipuri neconvenționale*, Construcții, 3 (1981).
4. ATANASIU, I., *Cutremurele de pământ din România*, Edit. Academiei, București, 1961.
5. BADEA, D., FRĂȚILĂ, V., IONESCU, A. și CARAMAN, S., *Comportarea unor construcții social culturale din București la cutremurul din 4 martie 1977*, Sesiunea tehnico-științifică „Probleme actuale și de perspectivă în proiectarea și realizarea structurilor de rezistență la clădirile de locuit”, Institutul Proiect București, mai 1978.
6. BĂLAN, ST., ARGAN, M. (editori), *Înceercarea construcțiilor*, Edit. tehnică, București, 1965.
7. BELEȘ, A.A., *Cutremurul și construcțiile*, Extras din Buletinul Școlii politehnice, București, 1911.
8. BELEȘ, A.A., FRIM, M., *Elemente de seismologie inginerescă*, Edit. tehnică, București, 1962.
9. BERG, G.V., *Earthquake in Romania, March 4, 1977*, A preliminary report to Earthquake Engineering Research Institute, Newsletter EERI, 11, 33, May (1977).
10. BERG, G.V., *Engineering Implications of the Bucharest Computing Center Collapse*, Proceedings of the 7-th World Conference on Earthquake Engineering, Istanbul, 1980, Vol. 6.
11. BOTEA, E., PERLEA, V., PERLEA, M., *Liquefaction susceptibility of sand deposits in the Danube flood plain*, 6-th Danube-European Conf. on SMFE, Varna, 1980.
12. BUGHEANU, et al., *Experimental research of Romania, March 4, 1977, earthquake effects on several high-rise buildings*, Proc. COPISEE Symp. on Earthquake Protection of Construction in Seismic Areas, București, 1978.
13. CĂPĂȚINĂ, D., *Aspecte ale răspunsului seismic la structuri din beton armat*, Teză de doctorat, Institutul de construcții București, 1981.
14. CĂPĂȚINĂ, D., CORNEA, T., *Numerical experiments regarding behaviour at seismic actions of reinforced concrete frame and shearwall structures*, Proc. COPISEE Symp. on Earthquake Protection of Construction in Seismic Areas, București, 1978.
15. CĂPĂȚINĂ, D., CORNEA, T., *Spectre de răspuns inelastic la cutremurul din Vrancea, 4 martie 1977*, Construcții, 11(1979).
16. CIȘMIȚIU, A., *După 4 martie 1977*, Arhitectura, 4 (1977).

17. CIȘMIGIU, A., DOGARIU, L., *Proiectarea rezistenței și ductilității grinzilor și stîlpilor din beton armat*, Construcții, 2(1976).
18. CIȘMIGIU, A., DOGARIU, L., *Prezențe românești în ingineria seismică*, Arhitectura, (1981).
19. CLOUGH, R.W., PENZIEN, J., *Dynamics of Structures*, Mc Graw Hill, New York - Toronto - London, 1973.
20. CULVER, CH., LEW, N.S., HART, G.C., PINKHAM, C., *Natural hazards evaluation of existing buildings*, National Bureau of Standards, U.S.A., Ian., 1975.
21. DIACONU, D., CÎRLAN, ST., *Aspects regarding the behaviour of five-storied large-panel buildings in Iași, during the March 4, 1977, earthquake*, Proc. COPISEE Symp. on Earthquake Protection in Seismic Areas, București, 1978.
22. DINESCU, T., IACOB, CR. și DASCĂLU, GR., *Comportarea silozurilor de cereale cu capacități mai mari de 20 000 tone la cutremurul din România din 4 martie 1977*, Comunicare prezentată la Sesiunea CAER pentru silozuri de cereale, București, oct., 1977.
23. DUMITRESCU, D., CONSTANTINESCU, D. și POSTELNICU, T., *Probleme ale alcătuirii și dimensiunării construcțiilor de beton armat în zone seismice*, Construcții, 8(1979).
24. DUMITRESCU, D. și POSTELNICU, T., *Precizări privind noțiunea de ductilitate a structurilor de beton armat în regiuni seismice*, Construcții, 1(1979).
25. FATTAL, G., SIMIU, E., CULVER, CH., *Observations on the behaviour of buildings in the Romania earthquake of March 4, 1977*, NBS Special Publication, 490.
26. HOUSNER, G. W., *A Broad View on the State of Knowledge in Earthquake Engineering*, In: Proc. of the 7-th World Conf. on Earthquake Engineering, Istanbul, 1980.
27. IFRIM, M., *Analiza dinamică a structurilor și inginerie seismică*, Edit. didactică și pedagogică, București, 1973.
28. IFRIM, M., *Strengthening Concept after Romanian Strong Earthquake of March 4, 1977*, Proceedings of the 7-th World Conference on Earthquake Engineering, Istanbul, 1980.
29. KITAMURA, H., MIYAZAWA, M., *One proposal on earthquake resistant design method of reinforced concrete construction*, Quarterly Column, Shin-Nihon Seitetsu, no. 61, 1976 (in l. japoneză).
30. LOMNITZ, C., ROSENBLUETH, E. (editori), *Seismic risk and engineering decisions*, Elsevier, Amsterdam, Oxford, New York, 1976.
31. MARINOV, R., *Corelarea siguranței cu reglementările de proiectare pentru structurile solicitate la acțiuni seismice*, Comentarii și propuneri, Construcții, 7(1979).
32. MAZILU, P., SANDI, H., TEODORESCU, D., *Effets des rotations perturbatrices du terrain sur les sollicitations des structures flexibles*, Proc. 3-rd ECEE, Sofia 1970.
33. MAZILU, P., SANDI, H., TEODORESCU, D., *Analysis of torsional oscillations*, Proc. 5-th WCEE, Rome, 1973.
34. MAZILU, P., SANDI, H., *Dinamica construcțiilor*, Secțiunea IX în „Manual pentru calculul construcțiilor” (coordonator: A. Caracostea), Edit. tehnică, București, 1977.
35. MEDVEDEV, S.V., *Injenernaia seismologia*, Gosstroizdat, Moscova, 1962.
36. MIHAILESCU, M., AGENT, R., MIHALACHE, M., *Comportarea castelelor de apă din zona orașului București la cutremurul din 4 martie 1977*, Construcții, 2(1979) (comunicare prezentată la Simpozionul I.A.S.S. pentru rezervoare și castele de apă, Budapesta, 1978).
37. MIKI, T., HOMMA, T., HIROSAWA, M., *Evaluation of earthquake resistant properties and strengthening of existing buildings*, 5-th World Conf. on Earthquake Engineering, Rome, 1973.
38. MIRONESCU, M., BORTNOWSKI, A., *Considerații privind modul de apreciere a conlucrării elementelor structurale verticale, a capacității de rezistență și deformare a structurilor la forțe laterale*, Construcții, 12(1980).
39. MIRONESCU, M., BORTOWSKI, A., *Analiza simplificată a structurilor din zidărie la acțiuni seismice*, Construcții, 1(1982).
40. MOROIANU, A., *Comportarea seismică a digurilor de pământ*, Hidrotehnica, 10(1980).
41. MUCICHESCU, D., CĂPĂȚINĂ, D., CORNEA, T., *Răspunsul seismic inelastic al clădirilor înalte*, Construcții, 6(1976).
42. MUCICHESCU, D., CĂPĂȚINĂ, D., CORNEA, T., *ANELISE - 2, un nou program de calcul seismic inelastic*, Construcții, 2(1978).
43. NAKANO, K. (conducător), *The Romania earthquake survey group of experts and specialists dispatched by the Government of Japan*, Survey report, Japan International Cooperation Agency, June, 1977.
44. NAKANO, K., HIROSAWA, M., *BRI standard for earthquake resistant properties of existing reinforced concrete buildings*.
45. NAKANO, K., HIROSAWA, M., OKAMOTO, S., *Criterion on the evaluation of seismic safety of existing reinforced concrete buildings*, AIJ, Tokyo, 1977 (l. japoneză).
46. NAUMOVSKI, N., PETROVSKI, D., *Analysis of the strong motion records of the Vrancea-Romania earthquake of March 4, 1977, obtained in Niš - Yugoslavia*, IEEEES Publication No. 55, Skopje, May, 1977.
47. NEICU, M., *Influența nivelului apelor subterane asupra clădirilor înalte în timpul seismului din 4 martie 1977*, Construcții, 2(1980).
48. NEICU, M., *Soluții de proiectare utilizate la clădiri de locuit vechi, în orașul București, executate pînă în anul 1950 și modul lor de comportare la seismul din 4 martie 1977*, Sesiunea tehnico-științifică „Probleme actuale și de perspectivă în proiectarea și realizarea structurilor de rezistență la clădirile de locuit”, Institutul Proiect-București, mai 1978.
49. NEWMARK, N.M., ROSENBLUETH, E.M., *Fundamentals of earthquake engineering*, Prentice Hall, Englewood Cliffs, N.J., 1971.
50. OKADA, T., BRESLER, B., *Strength and ductility evaluation of existing low-rise reinforced concrete buildings, screening method*, University of California, Berkeley, Rep. No. EERC 76-1, feb. 1976.
51. OKAMOTO, S., *Introduction to earthquake engineering*, John Wiley & Sons, New York, Toronto, 1973.
52. POLIAKOV, S.V., EISENBERG, I.M., JAROV, A.M., *Cutremurul carpatic din 4 martie 1977 și efectele sale pe teritoriul R. S. România*, (l. rusă), Seismostoiokoe Stroitelstvo, 8(1977).
53. POLIAKOV, S.V., CERKAȘIN, A.V., *Rezistența la cutremur a clădirilor din panouri mari și în blocuri spațiale în timpul cutremurului din 4 martie 1977* (l. rusă), Seismostoiokoe Stroitelstvo, 8(1977).
54. PUGACIOV, S.V., *Teoria sluciacinț funkții i eio prime-nia k zadaceam avtomaticeskogo regulirovania*, Ed. II, GIFML, Moscova, 1960.
55. RICHART, F.E., HALL, J.R., WOODS, R.D., *Vibration of soil and foundations*, Prentice Hall, Inc., N.J., 1970.
56. ROESSET, Y.M., *Fundamentals of soil amplification*, The MIT Press, Cambridge, Mass. and London, England, 1969.
57. ROSENBLUETH, E.M., *Soil and rock mechanics in earthquake engineering*, Proc. of the Symp. on Dynamic Methods in Soil and Rock Mechanics, Karlsruhe, 1977.
58. ROSENBLUETH, E.M. (editor), *Design of earthquake resistant structures*, Pentech Press Ltd, Plymouth, 1980.
59. SANDI, H., *A Theoretical Investigation of the Interaction between Ground and Structure during Earthquakes*, Proceedings of the 2-nd World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo, 1960.
60. SANDI, H., *Plăci rezemate pe un semispafiu solid, solici-tate dinamică*, St. cerc. mec. apl., 2(1961).
61. SANDI, H., *Asupra efectului elementelor vibroizolante*, St. cerc. mec. apl., 3(1961).
62. SANDI, H., *Earthquake simulation for the estimate of structural safety*, Proc. RILEM Symp. on the Effects of Repeated Loadings, Ciudad de Mexico, 1966.
63. SANDI, H., *Conventional Seismic Forces Corresponding to Non-Synchronous Ground Motion*, Proceedings of the 3-rd European Conference on Earthquake Engineering, Sofia, 1970.
64. SANDI, H., *Estimates on non-synchronous seismic disturbances*, Proc. 5-th European Conf. on Earthquake Engineering, Istanbul, 1975.

65. SANDI, H., *Melode matriciale in mecanica structurilor*. Edit. tehnică, București, 1975.
66. SANDI, H., *Measures of ground motion*. Proc. US National Conf. on Earthquake Engineering, Stanford University, Palo Alto, California, 1979.
67. SANDI, H., *Refinements in characterizing ground motion*. Proc. 7-th World Conf. on Earthquake Engineering, Istanbul, 1980.
68. SANDI, H., *Design for spatial seismic motion*. Proc. 7-th World Conf. on Earthquake Engineering, Istanbul, 1980.
69. SANDI, H., *Considerarea oscilațiilor spațiale in proiectarea antiseismică*, Studii și cercetări INCERC, 4-5 (1981).
70. SANDI, H., *Elemente de dinamica structurilor*. Edit. tehnică, București, 1983.
71. SANDI, H., DRAGOMIR, D., TOMA, I., *Seismic vibrations of arch dams*. Proc. IX-th International Conf. on Large Dams, Istanbul, 1967.
72. SANDI, H., DRAGOMIR, D., TOMA, I., *Experimental studies on the normal vibration modes of arch dams*. Proc. RILEM Symp. on Testing Techniques, București, 1969.
73. SANDI, H., ȘERBĂNESCU G., *Experimental results on the dynamic deformation of multistory buildings*, Proc. 4-th World Conf. on Earthquake Engineering, Santiago de Chile, 1969.
74. SANDI, H., ȘERBĂNESCU, G., BUGHEANU, A., *Determinări experimentale ale perioadelor proprii de vibrație ale clădirilor înalte din București*, Revista Construcțiilor, 7(1964).
75. SANDI, H., ȘERBĂNESCU, G., NICULESCU, C., *Utilisation des modèles pour établir la technique des mesuréments dynamiques*, Proc. RILEM Symp. on Vibrations, Budapest, 1963.
76. SANDI, H., et al., *Biographic experimental analysis of the dynamic characteristics of the „Intercontinental” hotel, Bucharest*, Proc. of the Conf. on Earthquake Analysis of Structures, Iași, 1970.
77. SANDI, H., et al., *Lessons from the Romania, 4 March, 1977, Earthquake*, Proc. 6-th European Conference on Earthquake Engineering, Dubrovnik, 1978.
78. SANDI, H., et al., *Unele învâlminte în urma cutremurului din 4 martie 1977*, Revista Construcțiilor, 11(1978).
79. SÂNDULESCU, GH., *Aprecieri asupra comportării halelor parter cu structura din beton armat la seismul din 4 martie 1977*, Construcții, 11(1978).
80. SUGANO, SH., *State of the arts in aseismic strengthening of existing reinforced concrete buildings in Japan*, Takenaka Technical Research Report, no. 25, April, 1981.
81. WHITMAN, R., *Seismic design for nuclear power plant* (editor: Hansen, R.). Cap.: Soil - structure interaction. Cap.: Evaluation of soil properties for site evaluation and dynamic analysis for nuclear power plants.
82. WIEGEL, R.V. (editor), *Earthquake engineering*. Prentice Hall, Englewood Cliffs, N.J. 1970.
83. IAEE, *Earthquake resistant regulations. A world list, 1960, 1966, 1970, 1973, 1976*. (Supplement).
84. IAEE, *Basic concepts of seismic codes. 2-nd Draft*, Sept. 1981.
85. EAEE, *Report on possible directions of unification of the codes of European countries and of coordination of research in the field of earthquake engineering*. ECEE 1972; CEE-ONU. HBP/WP.2/R.71.
86. EAEE, *Basic Principles for Earthquake Resistant Regulations*, Draft, mai 1981.
87. ISO, *Design Seismic Actions on Structures. 4-th Draft*, 1981.
88. JCSS, *Basic data on loads. Base rock and free ground seismic vibrations*. JCSS, 1973.
89. CAER, *Reguli de bază pentru proiectarea construcțiilor în regiuni seismice* (l. rusă). RS-CAER, 261-71.
90. NSF-NBS-ATC, *Tentative provisions for the development of seismic regulations for buildings*. ATC. Publication 3-06, 1978.
91. UN/ECE/HBP, CEE-ONU. HBP/SEM. 6.3. *Proc. of the Seminar on Construction in Seismic Regions and in Regions with Difficult Ground Conditions*, București, 1974.
92. UN/ECE/HBP, CEE-ONU. HBP/WP.2/R.15/Add.1. *Harmonisation of the technical content of building regulations. Project 4.1. Building climatology and geophysics. Basic principles for design. Part B. Seismic Conditions and Seismic Loading*. Rapporteur: H. Sandi.
93. UN/ECE/HBP, *Proc. 2-nd Seminar on Construction in Seismic Regions*. Lisbon, 1981. *Discussion papers to Theme B: „Redesign repair and strengthening of buildings in seismic regions”*. HBP/SEM.28/R.1. Rapporteur: Tassios, T.P. HBP/SEM.28/R.2. Rapporteur: Martemianov, A.I. *Discussion paper to Theme C: „International cooperation in the field of design and construction rules for structures in seismic regions and implementation of the results in building practice”* HBP/SEM.28/R.3: Rapporteur: Sandi, H.
94. UNDRRO, *Natural hazard and vulnerability analysis*. Report of Expert Group Meeting, 9...12 July, 1979.
95. UNESCO, *Proc. of the Intergovernmental Meeting on Seismology and Earthquake Engineering*, Paris, 1974.
96. UNESCO, *Proc. of the Intergovernmental Conference on Assessment and Mitigation of Seismic Risk*, Paris, 1976.
97. N.B.S., *Building Practices for Disaster Mitigation*. Washington, 1973.
98. N.B.S., *Learning from Earthquake Engineering Field Guide*. Washington, 1975.

Încheiere

ACAD. ȘTEFAN BĂLAN
ING. VALERIU CRISTESCU

*Institutul central de cercetare, proiectare și
directivare în construcții (ICCPDC)*

DR. ING. ION CORNEA

Centrul de fizica pământului și seismologie

În încheierea acestei lucrări, vom face doar câteva considerații cu caracter general, deoarece constatările de detaliu și concluzii au fost prezentate la fiecare capitol, ținând seama de specificul problemelor analizate.

X.1. Cutremurul de la 4 martie 1977 a fost foarte puternic

Cutremurul din 4 martie 1977, generat de un șoc multiplu subcrustal de adâncime intermediară, din zona Vrancea, a fost unul dintre cele mai puternice cutremure de pământ consemnate istoric în țara noastră, urmînd la mai puțin de 40 de ani după cutremurul foarte violent din 10 noiembrie 1940, fapt care marchează o frecvență relativ ridicată de apariție a unor astfel de cutremure mari.

Caracteristicile cutremurului din 4 martie 1977, specifice în general seismelor determinate de focarul Vrancea, s-au dovedit cu totul deosebite de cele ale altor cutremure de pe glob, fiind de relevat în acest sens perioadele predominante relativ lungi ale mișcării seismice, distribuția zonală neuniformă a intensității seismice, apariția unor zone de intensitate ridicată la distanțe mari de zona epicentrală, influența puternică pe anumite direcții de propagare.

Trebuie menționat și faptul că distribuția geografică a intensității cutremurului din 4 martie 1977 a fost sensibil diferită de aceea a cutremurului din 1940, în ciuda magnitudinilor destul de puțin deosebite și a originii epicentrale apropiate din punct de vedere geografic.

Amploarea efectelor cutremurului din 4 martie 1977 a fost impresionantă, înregistrîndu-se victime și importante pierderi materiale, ca urmare a intensității ridicate a mișcărilor seismice și a întinselor zone afectate, care au cuprins numeroase centre urbane cu densitate mare de populație și construcții, mai ales din sudul țării. S-au produs avarii, distrugerii și chiar prăbușiri importante în construcții și au

apărut în unele locuri și modificări ale mediului natural. Au fost afectate numeroase unități economice din industrie, agricultură și transporturi, precum și numeroase edificii din rețeaua școlară, sanitară, comercială și administrativă, așezăminte culturale și monumente istorice. Cele mai mari pierderi s-au înregistrat în municipiul București, iar dintre județe cele mai afectate au fost: Dolj, Iași, Prahova, Teleorman.

X.2. Cutremurul a produs importante avarii

● După cum s-a văzut în capitolele precedente, numeroase construcții nu au suferit avarii sau au suferit foarte puțin, dar au fost și construcții care au suferit avarii foarte grave. Cutremurul a permis o amplă observare, la scară naturală, a comportării construcțiilor, mai ales că au fost puternic afectate zone și centre dens construite și în special municipiul București. Acest laborator natural a oferit astfel prilejul unor concluzii de o importanță deosebită pentru cunoașterea mai aprofundată a comportării diferitelor categorii de construcții și a modului de asigurare anti-seismică a lucrărilor. S-a constatat o mare varietate, în comportarea la cutremur, a construcțiilor; s-a putut semnală diferențierea netă între comportarea bună a construcțiilor noi, realizate după anul 1950, în comparație cu comportarea necorespunzătoare a multor construcții vechi (mai ales a celor care au suportat și cutremurul din 1940). S-a constatat o comportare superioară a construcțiilor industriale și ingineresti, față de construcțiile de locuințe și social-culturale. În capitolele VI și VIII s-au dat numeroase detalii asupra comportării diferitelor construcții care au suferit avarii, putându-se face însă și unele observații cu caracter general. Astfel, aspectul deosebit al compoziției spectrale a mișcării seismice, în zona geografică unde efectele seismice au fost cele mai importante, a determinat avarierea gravă a construcțiilor flexibile cu perioadă proprie de vibrație mai mare, spre deosebire de clădirile joase, mai rigide, care s-au comportat mai bine. De asemenea, gradul de avariere a crescut la construcțiile care au avut o concepție și o conformare anti-seismică necorespunzătoare, care au fost lipsite de măsuri constructive adecvate, sau care au intrat într-o zonă de deformații structurale mult prea mari, față de posibilitățile lor, în timpul cutremurelor.

În ceea ce privește comportarea comparativă a structurilor executate din diferite materiale, s-au confirmat, în general, concluziile cunoscute cu privire la comportarea mai bună a construcțiilor metalice. Este de semnalat (mai ales la clădirile vechi) comportarea slabă a structurilor realizate cu materiale a căror calitate a fost necorespunzătoare.

Dat fiind faptul că avariile cele mai importante și urmările cele mai grave au apărut, în urma cutremurului din 4 martie 1977, la clădirile de locuit, este oportun să se reamintească pe scurt, principalele constatări privind comportarea acestora.

Clădirile din zidărie portantă au avut o bună comportare la cutremur, atunci când au fost realizate cu o bună conformare anti-seismică, corespunzător prescripțiilor tehnice și cu o alcătuire adecvată (diafragme continue și de grosime suficientă pe ambele direcții; planșee formind șaibe rigide; elemente de legătură din beton — stâlpișori de beton armat la colțuri și intersecții, centuri, buiandrugi etc.). În cazul neprevăderii acestor măsuri anti-seismice și a existenței unei situații agravate de o execuție necorespunzătoare, clădirile din zidărie portantă (atât cele vechi cât și cele noi) au suferit avarii, ajungând până la afectarea rezistenței și a stabilității structurii.

Structurile cu diafragme de beton armat monolit, la care s-a realizat o simetrie în distribuția diafragmelor și o rigiditate suficientă, echilibrată și continuă pe ambele direcții, au avut, în general, o bună comportare la cutremur. S-au semnalat însă și cazuri de comportare slabă la cutremur, mai ales la clădirile cu multe niveluri, la care s-au produs degradări și avarii importante, inclusiv două cazuri de prăbușiri parțiale. Aceste degradări s-au concentrat la nivelurile inferioare, în zonele sensibile ale structurii (baza diafragmelor, bulbi de capăt și buiandrugi), degradările fiind mai mari la clădirile cu parter flexibil, prezentând discontinuități pronunțate de rezistență și de rigiditate la stâlpi. Este de menționat creșterea gradului de avariere la clădirile cu armare insuficientă sau cu defecțiuni de execuție, constatate mai ales la unele clădiri executate prin tehnologia cofrajelor glisante.

Să remarcăm și faptul că, spre deosebire de clădirile cu diafragme din beton armat monolit, construcțiile cu diafragme din beton armat prefabricat (panouri mari), au avut o comportare bună la cutremur, constatându-se avarii neînsemnate.

Structurile în cadre de beton armat, mai ales cele executate după 1950, au avut în general o comportare bună la cutremur. În schimb, clădirile vechi cu schelet de beton armat, realizate înainte de cutremurul din 1940, au prezentat o mare varietate de cazuri de comportare, de la situații fără nici un fel de avarie, până la situații cu avarii grave, precum și prăbușiri, datorită mai ales faptului că fuseseră proiectate fără a se ține seama de comportarea la cutremure.

● Cauzele avariilor construcțiilor, la recentul cutremur, au fost multiple și complexe. O cauză principală poate fi concretizată în diferența deficitară care a existat între capacitatea necesară de rezistență anti-seismică a construcțiilor la solicitările reale produse de cutremur

și capacitatea efectivă calculată cu intensitățile convenționale considerate în proiectare. Existența acestei diferențe a fost accentuată, uneori și de alte cauze. De exemplu, în cazul construcțiilor vechi (dinainte de 1950) sînt de menționat: lipsa sau insuficiența datelor seismologice cu privire la parametrii mișcării seismice; lipsa de asigurare antisismică la proiectare a unor construcții vechi (sau o asigurare insuficientă); rezolvări deficiente în ceea ce privește alcătuirea structurii; folosirea unor materiale de calitate necorespunzătoare și o calitate nesatisfăcătoare a execuției; modificări neadecvate, ulterioare, ale structurilor; exploatarea necorespunzătoare și lipsa de urmărire și întreținere în bună stare a clădirilor. Iar gradul de suprapunere a acestor cauze a determinat variația gravității efectelor cutremurului asupra acestor construcții. Și în cazul construcțiilor de după 1950 au lipsit unele date cu privire la parametrii de calcul antisismic, iar uneori s-a adăugat o concepție necorespunzătoare cu privire la alcătuirea structurii și o execuție deficientă, dar într-o măsură mult mai redusă.

X.3. A devenit necesară consolidarea unor construcții

Lucrările de remediere și consolidare a construcțiilor avariate de cutremurul din 4 martie 1977 au constituit o problemă de mare amploare, complexitate și răspundere, datorită multiplelor situații și condiții cărora a trebuit să li se facă față, ceea ce a impus — așa cum arată și experiența din alte țări expuse unor cutremure puternice — necesitatea unei etapizări a lucrărilor corespunzătoare.

În prima etapă, care a început îndată după cutremur, s-a avut în vedere redarea în folosință imediată a construcțiilor cu un grad mai redus de avariere, precum și a construcțiilor avariate mai grav, pentru a evita, în unele cazuri, agravarea acestor avarii. Prin efortul amplu al multor cadre de răspundere, specialiști și muncitori calificați din toată țara, s-a reușit, într-un interval de timp relativ scurt, să se soluționeze numeroase situații dificile și de o mare varietate, după cum s-a văzut în capitoul VIII. Dar, de pe urma cutremurului, s-au putut produce, în afară de avariile vizibile în structura de rezistență sau în elemente nestructurale și unele avarii ascunse (microfisuri etc.), care fac posibilă o descreștere a rezistenței elementelor de construcție. Aceste avarii ar putea progresa în viitor, sub influența defavorabilă a diferitelor acțiuni exterioare, dacă nu ar fi detectate și remediate la timp. Deci, acolo unde va fi nevoie, este necesar să se treacă — în urma unei verificări atente (corelată cu prevederile Legii nr. 8/1977) — la completarea lucrărilor de consolidare ce vor rezulta ca necesare pe

baza unor cercetări sistematice. Acestea — întinzîndu-se pe o perioadă mai lungă de timp — trebuie să cuprindă, printr-o eșalonare rațională, eventuale lucrări încă necesare pentru asigurarea antisismică a construcțiilor peste care a trecut cutremurul din 4 martie 1977. Este, fără îndoială, o acțiune de mare importanță, avînd la bază verificări mai detaliate ale construcțiilor din punct de vedere al capacității de rezistență antisismică, inclusiv în urma lucrărilor de consolidare realizate.

X.4. Se îmbunătățește continuu proiectarea și execuția construcțiilor în regiuni seismice

● Analiza comportării diferitelor categorii și tipuri de construcții la cutremurul din 4 martie 1977 a permis stabilirea unor concluzii valoroase și a unor învățăminte teoretice și practice privind îmbunătățirea proiectării și execuției construcțiilor rezistente la cutremur.

Prescripțiile tehnice românești în vigoare la 4 martie 1977 se situau la un nivel tehnic comparabil cu acela existent în țările dezvoltate care aveau asemenea preocupări, reușind să asigure o proiectare antisismică corespunzătoare. Aceasta s-a evidențiat prin comportarea bună la cutremurul recent a clădirilor noi, proiectate după aceste prescripții, în comparație cu clădirile vechi, care fuseseră proiectate în marea majoritate fără prevederi antisismice.

Cu ocazia cutremurului din 4 martie 1977, au fost puse însă în evidență și unele lipsuri ale prescripțiilor. Cutremurul, deși prin efectele lui, a infirmat o serie de prevederi ale acestora, a adus și numeroase confirmări ale unor aspecte insuficient cristalizate pentru a fi fost înscrise în prescripții, precum și elemente noi, de natură să completeze și să îmbunătățească prescripțiile existente.

Activitatea de perfecționare a prescripțiilor tehnice trebuie să fie considerată în mod obligatoriu ca o activitate de continuă înregistrare și valorificare a tot ceea ce se constată ca necesar în domeniul protecției antisismice.

Principalele învățăminte rezultate din experiența ultimului cutremur au și fost valorificate, într-o primă etapă, în cursul anilor 1977, 1978 și după aceea, prin intrarea în vigoare a noului standard de zonare seismică STAS 11.100/1 — 77 și a normativelor pentru proiectarea antisismică a construcțiilor de locuințe, social-culturale, agrozootehnice și industriale P.100 — 78 și P. 100 — 81. De asemenea, trebuie menționată Legea 8/1977 privind asigurarea durabilității, siguranței în exploatare, funcționalității și calității construcțiilor, intrată în vigoare la scurt timp după cutremur.

Ca urmare a constatărilor făcute după cutremur, cu privire la condițiile seismice ale teri-

toriului țării noastre, s-au propus atât măsuri pe termen scurt, cât și pe termen lung pentru corectarea insuficiențelor semnalate. Principalele măsuri pe termen scurt sînt cuprinse în noua hartă de zonare seismică (STAS 11.100/1 — 77), care aduce modificări importante vechii hărți de zonare (STAS 2923—63), dintre care menționăm : extinderea zonei de grad VII în regiunea afectată de cutremurul vrincean recent, în special în sud-vestul țării; introducerea unor zone de intensitate sporită pentru orașele București, Craiova, Iași, Turnu Măgurele, Zimnicea; extinderea unor zone de intensități VII și VIII în vestul țării; atribuirea unei intensități de cel puțin VI pe toată întinderea țării. S-a revizuit și scara de intensități seismice (STAS 3684—71).

● Rezolvarea problemei condițiilor seismice ale teritoriului țării noastre comportă însă și măsuri mai radicale, pe termen lung, prin modificarea concepției actuale, în vederea creării, în perspectivă, a unor condiții de caracterizare mai concludentă a fenomenelor seismice, din punct de vedere al asigurării antiseismice a construcțiilor.

Recentul cutremur de pămînt din țara noastră a pus în evidență variabilitatea mare a modului de manifestare a cutremurului pe teritoriul țării, inclusiv în cuprinsul localităților, prin existența de maxime și minime de intensitate seismică, deseori la distanțe relativ reduse. Avînd în vedere, însă, caracterul aleator al fenomenului seismic, atît în ceea ce privește generarea lui în focar, modul de transmitere de la focar la fiecare zonă, cât și răspunsul masivului de pămînt dintr-un amplasament dat, nu există, în prezent, posibilitatea extrapolării, pentru un viitor cutremur, a tabloului exact al repartiției intensității sale pe teritoriu, inclusiv în cuprinsul unei localități. Singura certitudine este că, și la viitoarele cutremure, vor putea fi puse în evidență inegalități sensibile de manifestare a efectelor cutremurului, față de care ansamblul general de măsuri ingineresti, de asigurare antiseismică, îmbunătățite pe baza experienței acumulate, trebuie să confere construcțiilor și societății, un grad de asigurare sporit.

În sensul celor de mai sus, trebuie îmbunătățit continuu și modul de stabilire adecvată a zonării seismice a teritoriului țării noastre, elaborînd o concepție care să aibă la bază nu numai valorile maxime observate ale intensității seismice la recentul cutremur, sau ale altor parametri, ci și activitatea seismică probabilă în viitor, respectiv a probabilității ridicate de apariție a mai multor cutremure puternice pe durata de viață economică a construcțiilor curente, fără a neglija nici probabilitatea de apariție a unor cutremure de suprafață, care pot avea efecte locale deosebit de distrugătoare. Ar trebui cuprinse și alte măsuri ca : reconsiderarea conceptului de intensitate seismică, punînd accent mai mare pe datele instrumentale; elab-

borarea de lucrări de microzonare pe baza unor coeficienți dinamici de amplificare a mișcării seismice, în care să se reflecte influențele condițiilor geologice etc.

● În ceea ce privește stabilirea nivelului de asigurare antiseismică a construcțiilor, estimarea trebuie să aibă la bază date tehnice care să țină seama de riscul seismic constat și de cel „de așteptat” și de implicațiile lui asupra siguranței construcțiilor, precum și de date economice, astfel încît să se evite complet prăbușiri de construcții, iar avariile suferite să poată fi remediate în condiții raționale, din punct de vedere tehnic și economic.

Cu privire la calculul și alcătuirea construcțiilor în zone seismice, ansamblul prescripțiilor de calcul, cât și prevederile principale ce erau cuprinse în normativul de proiectare a construcțiilor în zone seismice P.13—70, conduc la un nivel de asigurare comparabil — în general — cu cel obținut pe baza experienței din prescripțiile altor țări dezvoltate avînd o seismicitate similară celei din țara noastră. Cutremurul recent a arătat clar sensibilitatea unor construcții „fără rezerve”, care pot suferi avarii importante; iar eventualele economii realizate inițial la investiții, prin considerarea unui nivel mai redus al forțelor seismice de calcul, nu compensează valoarea lucrărilor grele și costisitoare de consolidare și remediere după cutremur. Acțiunea de reconsiderare a nivelului forțelor seismice de calcul trebuie avută în vedere foarte strict în viitor, pentru realizarea unui nivel de asigurare cât mai corespunzător riscului acceptat pentru fiecare categorie de construcție, potrivit importanței ei, și ținînd seama totodată că în anumite zone construcțiile vor putea suferi mai multe cutremure puternice în timpul duratei lor de serviciu, iar incursiunile în domeniul postelastice — datorită solicitărilor seismice mari — vor trebui astfel stabilite, încît să nu se consume „rezerva de deformații” și să nu se ajungă la avarii greu de remediat sub aspect tehnic și economic.

Cu privire la problemele generale de calcul și de alcătuire a construcțiilor, a rezultat necesitatea de a pune un accent mai sever pe considerarea mai aprofundată a aspectelor dinamice ale mișcării seismice și comportării spațiale a structurilor, concretizată în concluzii care au fost dezvoltate în capitolele VI și IX ale acestei lucrări. Din acestea cităm : limitarea înălțimii construcțiilor la strictul necesar; reducerea la maximum a încărcărilor gravitaționale ce trebuie suportate de construcții; amplasarea la sol sau la nivelurile inferioare a încăperilor care conțin instalații și obiecte grele; limitarea flexibilității și a deformațiilor mari ale structurilor; sublinierea importanței unor reguli de conformare antiseismică și măsurile de asigurare a acestora (simetrie geometrică și dinamică, rigiditate fără discontinuități, transmiterea cât mai directă a încărcărilor gravitaționale, asigurarea conlucrării spațiale etc.); mă-

suri constructive și speciale pentru o mai bună comportare a construcțiilor de beton armat (flexibilitate și ductilitate bine apreciate, reguli de armare antiseismică etc.), măsuri speciale pentru construcții metalice, construcții de zidărie, lucrări de instalații etc. Și, bineînțeles, o concepție modernă în proiectare și execuție, care să conducă la economii prin care să se recupereze cheltuielile cerute de aceste măsuri necesare apărării vieții oamenilor și bunurilor obștești și personale.

X.5. Alte acțiuni de viitor

Situația creată după cutremurul din 4 martie 1977 a pus țara noastră în fața unor mari dificultăți și a unor sarcini de urgență, de salvare a unor oameni și a unor bunuri materiale, precum și de repunere în stare de exploatare, în cel mai scurt timp, a unor clădiri de locuit, a unor unități din rețeaua medico-sanitară, a unor capacități economice de producție etc.

Rapiditatea și eficiența cu care s-a acționat, pe ansamblu, au cucerit admirația a numeroși specialiști străini, diud o măsură a capacității societății noastre de a face față unor situații de excepție. Această capacitate reiese și mai clar în evidență dacă se face comparația cu situațiile create în urma altor cutremure puternice, în împrejurări similare.

Bilanțul general pozitiv, în această direcție, impune, ca o obligație morală, să se ia măsuri în continuare pe planuri multiple pentru a se spori eficiența acțiunilor și a se diminua efectele nedorite. Efectele cutremurului din 4 martie 1977 asupra construcțiilor precum și experiența altor țări în combaterea unor efecte similare și mai ales în prevenirea lor pentru viitor, arată necesitatea de a concepe și realiza construcții mai trainice în regiuni seismice, dar totodată mai raționale din punct de vedere al unei eficiențe economice globale, considerată pe întreaga durată de viață a construcțiilor.

În acest sens, este necesar a se asigura, ținând seama de seismicitatea ridicată a unor zone întinse din țara noastră, o coordonare unitară mai susținută a activităților legate de : sistematizarea regională și urbană și folosirea rațională a terenurilor în ansamblurile construite (urbane și industriale), fără a afecta rezistența și stabilitatea construcțiilor ; alegerea unui regim adecvat de înălțime și de densitate a construcțiilor în diferite ansambluri urbane, ținând seama atât de condițiile de sistematizare, cât și de cele impuse de o bună comportare antiseismică, prin evitarea înălțimilor prea mari și a densităților prea ridicate în centrul orașelor din zonele seismice periculoase ; dezvoltarea și amplasarea sistemelor

naționale de energie, de rețele de comunicații precum și realizarea marilor investiții pentru complexe industriale sau amenajări hidroenergetice și de navigație, ținând seama de siguranța lor în exploatare în zonele seismice ; elaborarea, punerea la punct și tipizarea sistemelor constructive și tehnologiilor celor mai adecvate pentru construcții în zone seismice ; dezvoltarea producției de materiale și elemente de construcții corespunzătoare soluțiilor constructive pentru lucrări antiseismice.

Este necesară totodată o corectă evaluare a nivelului de risc seismic acceptat, în funcție de faptul că nu trebuie să se înregistreze victime și, de asemenea, de importanța construcțiilor, ținând seama de frecvența relativ mare a cutremurelor puternice în existența construcțiilor noastre. Va trebui să se țină seama de :

— necesitatea sporirii asigurării rezistenței clădirilor care adăpostesc aglomerări de oameni, precum și a clădirilor cu funcțiuni de primă necesitate și care trebuie să rămână în exploatare permanentă în caz de cutremur : spitale, uzine și rețele electrice, de apă, de gaze, irigații și canalizare, căi de comunicații și lucrări aferente, școli, cazărmi, administrații centrale de stat etc. ;

— asigurarea deosebită contra riscului seismic a construcțiilor a căror avariere implică pericole de amploare pentru populație și pentru economia națională : baraje, centrale nucleare, anumite construcții industriale care prezintă pericol de degajări nocive etc.

— asigurarea corespunzătoare a construcțiilor industriale care adăpostesc utilaje scumpe, procese tehnologice care crează valori economice ridicate.

Este necesară îmbunătățirea și completarea în continuare a bazei normative sub aspectul structurii și conținutului prescripțiilor tehnice și a altor reglementări privind proiectarea și executarea construcțiilor noi în zonele seismice din țara noastră, cât și elaborarea unor prescripții adecvate pentru evaluarea capacității de asigurare antiseismică și de consolidare a construcțiilor existente, destinate să fie menținute în exploatare în viitor pe baza unui program unitar și cuprinzător.

● Valorificarea cât mai completă a tuturor învățămintelor rezultate din ultimul cutremur implică și dezvoltarea activității de cercetare atât în domeniul seismologiei, cât și în acela al ingineriei seismice, care nu au permis abordarea și cuprinderea până acum decât a unui număr insuficient de probleme și aspecte. În acest sens este necesar ca rețelele de înregistrare automată a mișcărilor seismice să fie interconectate, adoptându-se măsuri pentru centralizarea și prelucrarea cu ajutorul calculatoarelor electronice a datelor aferente, precum și urmărirea mișcărilor terenului prin măsurări geodezice de mare precizie. Sint de asemenea necesare cercetări și măsuri care să permită predicția anumitor tipuri de cutremure.

Activitatea de cercetări de inginerie seismică, din cadrul Institutului central de cercetare, proiectare și directivare în construcții (INCERC și filiale) și de seismologie din Centrul de fizica pământului și seismologie de la ICEFIZ e necesar să fie dezvoltată, prin personal de înaltă calificare și bază experimentală adecvată, la nivelul științific mondial. Iar desfășurarea activității de cercetare necesită și o extindere a colaborării și cooperării tehnico-științifice internaționale, pentru a cunoaște și beneficia de rezultatele științei și tehnologiei din țările dezvoltate în acest domeniu.

Cutremurul din 4 martie 1977 a arătat, în același timp că eficiența protecției în cazul unor astfel de evenimente, precum și capacitatea de intervenție poate spori mult, dacă se crează condițiile pentru o folosire mai organizată a fondului de cunoștințe și a resurselor tehnico-materiale existente. În acest sens este indicată întreprinderea unor acțiuni pentru o educare corespunzătoare, la nivel național, atât a diferitelor categorii de specialiști, cât și a populației, în domeniile variate legate de acțiunea și efectele cutremurelor de pământ (forme de manifestare, urmări posibile etc.), precum și luarea unor măsuri privind asigurarea unei permanențe a capacității de intervenție a unităților de specialitate, a realizării unor surse alternative de funcționare pentru unitățile din rețeaua medico-sanitară, de pompieri, transporturi și telecomunicații etc., pe baza unui plan general, corespunzător, de protecție antisismică, bine cunoscut de toți cei interesați, având ca scop prevenirea și reducerea efectelor unor eventuale cutremure violente viitoare.

În legătură cu aceasta, se subliniază încă o dată faptul (arătat mai pe larg în capitolul introductiv) că prezentarea, în această lucrare, a diferitelor date, informații sau exemplificări concrete, cu privire la unele zone sau tipuri de clădiri, care au manifestat sensibilități mai mari, la efectele recentului cutremur, a fost făcută atât în scopul unei explicări mai convingătoare și a unei înțelegeri mai bune a fenomenelor seismice și a cauzelor avariilor grave produse de cutremur, cât și pentru a ajuta la stabilirea unor măsuri adecvate, în vederea evitării, pe viitor, a unor astfel de urmări. Și mai relevăm faptul că țara noastră are capacitatea tehnică și organizatorică necesară pentru a putea lua măsuri corespunzătoare, care să dea asigurări împotriva efectelor seismice.

*

În finalul acestei lucrări, autorii își exprimă speranța să fi putut contribui la cunoașterea mai amplă a efectelor cutremurului de la 4 martie 1977, în vederea luării unor măsuri care să eruje în viitor țara noastră de urmările unui astfel de eveniment.

Sigur, în lucrările care vor urma — scrise de specialiștii din țara noastră și din alte țări — vor interveni completări și idei care să elucideze puncte neclarificate încă ale marelui cutremur și să dea și alte sugestii de apărare antisismică. Le mulțumim de pe acum.

În încheiere, coordonatorii și autorii lucrării prezintă încă o dată respectuoase mulțumiri Consiliului Național pentru Știință și Tehnologie și Academiei Republicii Socialiste România, care au inițiat și au dat prețioase sugestii pentru întocmirea acestei lucrări.

CONTENTS

Chapter I

INTRODUCTION (Ștefan Bălan, Valeriu Cristescu, Ion Cornea)	13
1.1. Purpose of the book	13
1.2. The seismic disaster of March 4, 1977	14
1.3. Some general data regarding earthquakes	15
1.4. Earthquakes on the territory of Romania	16
1.5. Some characteristic data concerning the March 4, 1977 earthquake	17

Chapter II

GEOLOGY AND SEISMOTECTONICS OF ROMANIA (Ion Cornea and Vasile Lăzărescu)	19
II.1. Sources of information on the tectonics and seismicity of Romania	19
II.2. Romania in the structural and seismic framework of Europe	20
II.3. Seismotectonics of Romania	24
II.4. Palaeoseismicity of Romania	30
II.5. Seismotectonic conclusion about the earthquake of March 4, 1977	31
References	32

Chapter III

FOCAL MECHANISM OF THE MARCH 4, 1977 EARTHQUAKE AND DIRECTIVITY EFFECTS OF THE FOCUS (Dumilru Enescu, Ion Cornea, Mircea Mișicu)	36
III.1. Fault-plane solutions and multiple-event analysis (Dumilru Enescu)	36
III.1.1. Fault-plane solution using longitudinal waves	37
III.1.2. Multiple-event analysis	39
III.1.3. Fault-plane solution using longitudinal and transverse waves. Physico-mathematical model of the focus	46
III.2. Synthetic Fourier spectra and accelerograms of the soil movement produced in Bucharest area by the Vrancea earthquake of March 4, 1977 (Dumilru Enescu)	50
III.3. Physical and geometrical parameters of the focus (Dumilru Enescu)	53

III.4. Directivity effect of the earthquake of March 4, 1977 (Ion Cornea, Mircea Mișicu)	55
III.4.1. Practical importance of the seismic directivity effect and development of its analysis procedures	55
III.4.2. Directivity due to multiple seismic shocks and its fitting with the effects of March 4, 1977 earthquake, in the most damaged zones	55
III.4.3. Tridimensional isoseismal lines for a rupture of double-couple (slip) type with reference to the seismic event of March 4, 1977	58
III.4.4. Consideration of a dislocation vector and of a variable dipping fault plane in the establishing of isoseismal lines for the earthquakes originating in the Vrancea region	63
III.4.5. Tridimensional isoseismal lines for a maximal and synthetic characterization with application to the Vrancea earthquakes	65
III.4.6. Additional directivity effects induced by the reflection of seismic radiation front at the Earth's surface: their correlation with the event of March 4, 1977 and, in general, with Vrancea, earthquakes	67
III.4.7. Data pertaining to the establishing of the seismic risk and to the design of structures on the territory of Romania	69
References	71

Chapter IV

SEISMICITY OF THE ROMANIAN TERRITORY WITH SPECIAL REFERENCE TO THE VRANCEA REGION	75
IV.1. Seismicity of the Romanian territory (Cornelius Radu)	75
IV.1.1. Quantitative study of seismicity	75
IV.1.2. Seismic activity before 1900	77
IV.1.3. Seismic activity from 1901 through 1979	83
IV.1.4. Maps of seismic intensity	88
IV.2. Seismicity of the Vrancea region (Cornelius Radu)	89
IV.2.1. Space distribution	90
IV.2.2. Time distribution	93
IV.2.3. Magnitude and energy distribution	94

IV.3.	Characteristics of the March 4, 1977 seismic event (<i>Corneliuș Radu, Gabriela Polonic</i>) . . .	100	VI.1.2.	Specific aspects of seismic behaviour of structures and the nature of damages . . .	226
IV.3.1.	Magnitude of the main shock	100	VI.1.3.	Categories and types of buildings located in the areas affected by the earthquake . . .	229
IV.3.2.	Aftershocks and seismic activity migration	103	VI.1.4.	General data and aspects concerning the effects of the earthquake on buildings, related to geographical areas and destination	229
IV.3.3.	Special associated phenomena	115	VI.2.	Seismic behaviour of residential buildings	230
IV.3.4.	Macroseismic field	123	VI.2.1.	General data and considerations	230
IV.3.5.	Seismic zoning of the Romanian territory	132	VI.2.2.	Behaviour of old residential buildings	231
References	134	VI.2.2.1.	General aspects	231
<i>Chapter V</i>			VI.2.2.2.	Bearing masonry old residential buildings	232
ENGINEERING ANALYSES ON THE SEISMIC GROUND MOTION (<i>Horea Sandi, Vasile Perlea</i>)		137	VI.2.2.3.	Old residential buildings with reinforced concrete members	234
V.1.	General (<i>Horea Sandi</i>)	137	VI.2.3.	Behaviour of new residential buildings	249
V.2.	The seismic ground motion as an action applied to structures (<i>Horea Sandi</i>)	138	VI.2.3.1.	General aspects	249
V.2.1.	Significant aspects from an engineering viewpoint	138	VI.2.3.2.	Behaviour of bearing masonry new residential buildings	251
V.2.2.	Qualitative aspects concerning the seismic motion and the role of ground conditions	139	VI.2.3.3.	Behaviour of large panel new residential buildings	254
V.2.3.	Quantitative characteristics of the seismic ground motion	142	VI.2.3.4.	Behaviour of new residential buildings with cast-in-place reinforced concrete shear walls	255
V.2.4.	Characteristics of the seismic equipment	145	VI.2.3.5.	Behaviour of new residential buildings with reinforced concrete moment-resisting space frames	273
V.3.	Instrumental data obtained and their processing (<i>Horea Sandi</i>)	146	VI.2.3.6.	Behaviour of nonstructural components and of mechanical, plumbing and electrical equipment	288
V.3.1.	Types of instruments having furnished strong motion records	146	VI.3.	Seismic behaviour of social cultural and administrative buildings	288
V.3.2.	Records obtained	146	VI.3.1.	Behaviour of old buildings	288
V.3.3.	Processing of records obtained	152	VI.3.2.	Behaviour of new social cultural and administrative buildings	297
V.3.4.	Conclusions based on instrumental data	152	VI.3.2.1.	General aspects	297
V.4.	Data obtained from the statistical analysis of the behaviour of buildings in Bucharest	162	VI.4.	Seismic behaviour of industrial buildings	307
V.4.1.	The framework of studies	162	VI.4.1.	General data and considerations	307
V.4.2.	Statistical analysis of a sample of 18,000 buildings	162	VI.4.2.	Behaviour of single-storey industrial halls	307
V.4.3.	Statistical analysis of standardized buildings	187	VI.4.2.1.	General aspects	307
V.4.4.	General remarks based on the data obtained from the statistical analyses of the behaviour of structures	202	VI.4.2.2.	Behaviour of cast-in-place reinforced concrete single-storey industrial halls	308
V.5.	Data on the ground behaviour (<i>Vlad Perlea</i>)	204	VI.4.2.3.	Behaviour of single-storey industrial halls with precast reinforced concrete structure	311
V.5.1.	Aspects dealt with	204	VI.4.2.4.	Behaviour of single-storey industrial halls with composite (reinforced concrete and steel) structure	315
V.5.2.	Influence of site conditions on seismic loading	205	VI.4.2.5.	Behaviour of single-storey industrial halls with steel structure	318
V.5.3.	Ground-structure dynamic interaction	205	VI.4.3.	Behaviour of multistoried industrial buildings	319
V.5.4.	Decrease of strength and failure of soil massives	206	VI.4.3.1.	General aspects	319
V.5.5.	Aspects of the behaviour of earth structures	212	VI.4.3.2.	Behaviour of cast-in-place reinforced concrete multistoried industrial buildings	319
V.5.6.	Conclusions on the seismic response of the ground	214	VI.4.3.3.	Behaviour of multistoried industrial buildings with mixed (cast-in-place and precast) reinforced concrete structure	321
V.6.	Final considerations on the seismic ground motion (<i>Horea Sandi</i>)	216	VI.4.4.	Behaviour of special industrial structures	322
Appendix V.1.	217	VI.4.4.1.	General aspects	322
References	219	VI.4.4.2.	Behaviour of some types of special industrial structures	322
<i>Chapter VI</i>			VI.4.4.3.	Behaviour of elevated tanks	323
BEHAVIOUR OF VARIOUS CATEGORIES OF BUILDINGS AND OTHER STRUCTURES IN THE AREAS AFFECTED BY THE EARTHQUAKE (<i>Mircea Lupan</i>)		223			
VI.1.	General characteristics	223			
VI.1.1.	Preliminary considerations	223			

VI.4.5. Behaviour of nonstructural components and of the equipment of industrial buildings	326	VII.1.2.2. Behaviour of shear-walls as structural members	358
VI.4.5.1. Nonstructural components	326	VII.2. Steel building members (<i>Dragoş Georgescu</i>)	362
VI.4.5.2. Mechanical, plumbing and electrical equipment	326	VII.2.1. Behaviour of steel	362
VI.5. Seismic behaviour of agrozootechnical buildings	327	VII.2.2. Behaviour of steel structural members	362
VI.5.1. General data and considerations	327	VII.3. Masonry (<i>Mihai Simoniici</i>)	370
VI.5.2. Behaviour of grain silos	327	VII.3.1. Bearing masonry	370
VI.5.3. Behaviour of other agrozootechnical buildings	330	VII.3.1.1. Masonry materials	370
VI.6. Seismic behaviour of water management works	331	VII.3.1.2. Masonry shear walls	373
VI.6.1. General data and considerations	331	VII.3.2. Nonstructural masonry components	377
VI.6.2. Behaviour of dams	332	VII.4. Investigations, laboratory studies and in situ tests concerning the quality of concrete in earthquake damaged buildings	378
VI.6.3. Behaviour of other water works	333	VII.4.1. Quality of concrete in old buildings as compared to that of new buildings (<i>Ştefan Enescu</i>)	378
VI.7. Seismic behaviour of engineering structures belonging to the transportation systems	334	VII.4.1.1. Estimation of the quality of the constituent materials of concrete	378
VI.7.1. General data and considerations	334	VII.4.1.2. Laboratory studies on concrete quality	379
VI.7.2. Behaviour of railway bridges	335	VII.4.2. Corrosion processes of reinforced concrete building members, put into evidence by the earthquake (<i>Dinu Teodorescu</i>)	381
VI.7.3. Behaviour of highway bridges	337	VII.4.2.1. Basements with garages	381
VI.7.4. Behaviour of other works of the transportation systems	337	VII.4.2.2. Ground floors of some residential building	381
VI.7.5. Behaviour of block and interlocking facilities and of communication systems	338	VII.4.3. Nondestructive tests on buildings affected by earthquake (<i>Ioan Făcăoaru</i>)	381
VI.8. A brief summary and conclusions on the seismic behaviour of buildings	338	VII.4.3.1. Determination of reinforcement	382
VI.8.1. General considerations	338	VII.4.3.2. Determination of concrete strength	382
VI.8.2. Some general aspects of the seismic behaviour of buildings	339	VII.4.3.3. Determination of local defects	387
VI.8.3. Causes of collapses and damages	341	VII.5. Conclusions	392
VI.8.4. Experience gained from the seismic behaviour of buildings	343	References	395
VI.8.4.1. Experience gained in general	343	Chapter VIII	
VI.8.4.2. Experience gained for the design of buildings	345	REPAIR AND STRENGTHENING OF BUILDINGS DAMAGED BY THE EARTHQUAKE (<i>Mircea Lupan</i>)	399
VI.8.4.3. Experience gained in connection with other problems	345	VIII.1. General aspects and characteristics	399
References	346	VIII.1.1. Preliminary considerations	399
Chapter VII		VIII.1.1.1. Importance and complexity of the problem	399
SEISMIC BEHAVIOUR OF BUILDING MATERIALS AND MEMBERS (<i>Dan Dumitrescu, Dragoş Georgescu, Mihai Simoniici, Ştefan Enescu, Dinu Teodorescu, Ioan Făcăoaru</i>)	347	VIII.1.1.2. Approaches to the problem of repair and strengthening of buildings damaged by earthquake	401
VII.1. Reinforced concrete members (<i>Dan Dumitrescu</i>)	348	VIII.1.2. Categories of damages and types of repair and strengthening works	402
VII.1.1. Behaviour of the components of reinforced concrete	348	VIII.1.3. Phasing of the works	403
VII.1.1.1. Behaviour of concrete	348	VIII.1.4. Works performed during the emergency phase	405
VII.1.1.2. Behaviour of reinforcing steel	351	VIII.2. Stages of the repair and strengthening works	405
VII.1.1.3. Bond between reinforcing steel and concrete	352	VIII.2.1. General characteristics	405
VII.1.2. Behaviour of reinforced concrete members	352	VIII.2.2. Preliminary inspection of a damaged building	405
VII.1.2.1. Behaviour of beams, columns and beam-column joints	354	VIII.2.3. Emergency measures	406
		VIII.2.4. Technical investigation of a damaged building	407
		VIII.2.5. Decision on repair and strengthening	408
		VIII.2.6. Design of repair and strengthening works	409

VIII.2.7. Execution of the repair and strengthening works	409	IX.2.2. Possibility of predicting earthquakes on the territory of Romania	440
VIII.3. Main solutions for repair and strengthening works	409	IX.3. Full scale experimental studies on the deformation of structures under dynamic loading (<i>Horea Sandi</i>)	441
VIII.3.1. Principles and objectives of repair and strengthening works	409	IX.3.1. General frame	441
VIII.3.2. General characteristics of repair and strengthening works	410	IX.3.2. Methodological elements	441
VIII.3.3. Repair and strengthening solutions and methods for plain concrete	413	IX.3.3. Data on the modification of natural periods of some structures as a consequence of the seismic loading produced by the March 4, 1977 earthquake	443
VIII.3.4. Repair and strengthening solutions and methods for reinforced concrete components	414	IX.3.4. Experimental data on the natural periods of the standardized buildings of "R" type	454
VIII.3.4.1. General aspects	414	IX.3.5. Detailed experimental data on some industrial structures	457
VIII.3.4.2. Repair of cracks	415	IX.3.6. Concluding remarks	461
VIII.3.4.3. Local recast	417	IX.4. Analytical investigations on the seismic behaviour of some structures (<i>Horea Sandi</i> , <i>Dan Căpășină</i>)	461
VIII.3.4.4. Reinforced concrete jackets	417	IX.4.1. Purpose of the studies	461
VIII.3.4.5. Special methods for repair and strengthening or reinforced concrete components	422	IX.4.2. Qualitative aspects of the behaviour of structures under strong seismic loading	462
VIII.3.5. Repair and strengthening solutions and methods for masonry	424	IX.4.3. Methods used for the analysis of the behaviour of structures subjected to seismic loading	462
VIII.3.6. Repair and strengthening solutions and methods for steel structures	426	IX.4.4. Analyses of some actual structures	463
VIII.4. Examples of repair and strengthening solutions adopted after the earthquake of March 4, 1977, for various categories of buildings	426	IX.4.5. Analyses of some representative classes of structures	469
VIII.4.1. General characteristics	426	IX.4.6. Final considerations	471
VIII.4.2. Repair and strengthening solutions for old residential buildings	428	IX.5. Concluding remarks on the observed behaviour of structures (<i>Horea Sandi</i>)	471
VIII.4.2.1. Old low-rise residential buildings	428	IX.5.1. Sources of information	471
VIII.4.2.2. Old multistoried residential buildings	428	IX.5.2. Intensity of seismic loading	472
VIII.4.3. Repair and strengthening solutions for new residential buildings	430	IX.5.3. Dynamic amplification	472
VIII.4.3.1. New low-rise residential buildings	430	IX.5.4. The three-dimensional character of seismic motion	472
VIII.4.3.2. New multistoried residential buildings	430	IX.5.5. Duration of seismic motion	473
VIII.4.4. Repair and strengthening solutions for social-cultural and administrative buildings	431	IX.5.6. The role of site conditions	473
VIII.4.4.1. Old social-cultural and administrative buildings	431	IX.5.7. The role of non-structural components	474
VIII.4.4.2. New social-cultural and administrative buildings	433	IX.5.8. Neighbouring buildings	474
VIII.4.5. Repair and strengthening solutions for other categories of buildings	433	IX.5.9. Features of the deformation in the post-elastic range	474
VIII.5. Conclusions on repair and strengthening works	436	IX.5.10. Concluding remarks	475
VIII.5.1. Final considerations	436	IX.6. Design of structures located in seismic areas (<i>Horea Sandi</i>)	477
VIII.5.2. Measures for the future	437	IX.6.1. Design, as a component of earthquake protection activities	477
References	437	IX.6.2. Admitting of the post-elastic deformation	477
		IX.6.3. Location of the process of post-elastic deformation	478
		IX.6.4. Necessary limitations of the deformation process	478
		IX.6.5. The necessary safety level	479
		IX.6.6. Problems raised by the repeatability of seismic events	480
		IX.7. Retrofitting and upgrading of the existing building stock (<i>Horea Sandi</i>)	480
		IX.7.1. Specific aspects	480
		IX.7.2. The existing building stock. Characterization	480
		IX.7.3. The informational aspects. Inventory, evaluation, classification. Specific methodologies	481
Chapter IX			
STUDIES ON THE MARCH 4, 1977 EARTHQUAKE			
<i>(Horea Sandi, Ion Cornea, Dan Căpășină, Radu Negru)</i>			
IX.1. General (<i>Horea Sandi</i>)	439		
IX.2. Some necessary measures for earthquake prediction on the territory of Romania (<i>Ion Cornea</i>)	440		
IX.2.1. General aspects	440		

IX.7.4.	The decisional aspect. Strategy problems	482
IX.7.5.	Design of strengthening works	483
IX.7.6.	Concluding remarks	483
IX.8.	Comments of foreign visitors on the 1977 March 4, 1977 earthquake and on its effects (<i>Radu Negru</i>)	483
IX.9.	The technical regulations for seismic condi- tions and for earthquake protection of struc- tures (<i>Radu Negru, Horea Sandi</i>)	486
IX.9.1.	General	486
IX.9.2.	The system of technical regulations in force at the time of the earthquake occurrence	486
IX.9.3.	Conclusions drawn out from the experience of the 1977 March 4 earthquake on the neces- sary improvement of regulations related to the earthquake protection of structures . .	489

IX.9.4.	Modifications introduced in the technical regulations after March 4, 1977	493
IX.10.	Necessary actions in the future (<i>Radu Negru</i>)	495
	<i>References</i>	496

Chapter X

GLOSING WORDS (*Ștefan Bălan, Valeriu Cristescu, Ion Cornea*).. . . . 499

X.1.	The March 4, 1977 earthquake was very strong	499
X.2.	The earthquake produced important damages	500
X.3.	The strengthening of buildings has become necessary	501
X.4.	The design and construction of buildings in seis- mic areas is improving	501
X.5.	Other actions for the future	503

101	Introduction	101	101
102	Chapter I	102	102
103	Chapter II	103	103
104	Chapter III	104	104
105	Chapter IV	105	105
106	Chapter V	106	106
107	Chapter VI	107	107
108	Chapter VII	108	108
109	Chapter VIII	109	109
110	Chapter IX	110	110
111	Chapter X	111	111
112	Chapter XI	112	112
113	Chapter XII	113	113
114	Chapter XIII	114	114
115	Chapter XIV	115	115
116	Chapter XV	116	116
117	Chapter XVI	117	117
118	Chapter XVII	118	118
119	Chapter XVIII	119	119
120	Chapter XIX	120	120
121	Chapter XX	121	121
122	Chapter XXI	122	122
123	Chapter XXII	123	123
124	Chapter XXIII	124	124
125	Chapter XXIV	125	125
126	Chapter XXV	126	126
127	Chapter XXVI	127	127
128	Chapter XXVII	128	128
129	Chapter XXVIII	129	129
130	Chapter XXIX	130	130
131	Chapter XXX	131	131
132	Chapter XXXI	132	132
133	Chapter XXXII	133	133
134	Chapter XXXIII	134	134
135	Chapter XXXIV	135	135
136	Chapter XXXV	136	136
137	Chapter XXXVI	137	137
138	Chapter XXXVII	138	138
139	Chapter XXXVIII	139	139
140	Chapter XXXIX	140	140
141	Chapter XL	141	141
142	Chapter XLI	142	142
143	Chapter XLII	143	143
144	Chapter XLIII	144	144
145	Chapter XLIV	145	145
146	Chapter XLV	146	146
147	Chapter XLVI	147	147
148	Chapter XLVII	148	148
149	Chapter XLVIII	149	149
150	Chapter XLIX	150	150
151	Chapter L	151	151

СОДЕРЖАНИЕ

Глава I

ВВОДНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ (<i>Штефан Бэлан, Валериу Кристеску, Ион Корня</i>)	13
I.1. Цель работы	13
I.2. Землетрясение от 4-го марта 1977 г.	14
I.3. Общие данные о землетрясениях	15
I.4. Землетрясения на территории нашей страны	16
I.5. Несколько характерных данных в связи с землетрясением от 4-го марта 1977 г.	17

Глава II

ГЕОЛОГИЯ И СЕЙСМОТЕКТОНИКА РУМЫНИИ (<i>Ион Корня, Василе Лэзареску</i>)	19
II.1. Источники информации о тектонике и сейсмологии Румынии	19
II.2. Румыния в структурных и сейсмических рамках Европы	20
II.3. Сейсмогеология Румынии	24
II.4. Палеосейсмичность Румынии	30
II.5. Сейсмогеологические выводы о землетрясении 4 марта 1977 г.	31
<i>Библиография</i>	32

Глава III

МЕХАНИЗМ ЗЕМЛЕТРЯСЕНИЯ ОТ 4 МАРТА И ЭФФЕКТА НАПРАВЛЕННОСТИ ОЧАГА (<i>Думитру Энеску, Ион Корня, Мирча Мишику</i>)	36
III.1. Плоскости сброса и анализ многократного события (<i>Думитру Энеску</i>)	36
III.1.1. Плоскости сброса с использованием продольных волн	37
III.1.2. Анализ многократного события	39
III.1.3. Плоскости сброса с использованием продольных и поперечных волн. Физико-математическая модель очага	46
III.2. Синтетические спектры Фурье и акселерограммы движения почвы, имевшие место в зоне Бухарест в результате сильного вранчского землетрясения от 4 марта 1977 г. (<i>Думитру Энеску</i>)	50
III.3. Физические и геометрические параметры очага (<i>Думитру Энеску</i>)	53

III.4. Эффект направленности землетрясения от 4-го марта 1977 г. (<i>Ион Корнеа, Мирча Мишику</i>)	55
III.4.1. Практическое значение эффекта сейсмической направленности и развитие способов его анализа	55
III.4.2. Направленность в результате многократных сейсмических токов и соответствие с эффектами в зонах наиболее подверженных землетрясению от 4 марта 1977 г.	55
III.4.3. Трехмерные изосейстные линии для дислокация типа парадвойное (скольжение) с применением к землетрясению от 4-го марта 1977 г.	58
III.4.4. Принятие вектора дислокация и изменение уклона плоскости сброса и уточнение распределения изосейстных линий для землетрясения во Вранче	63
III.4.5. Трехмерные изосейсты для максимальной и синтетической характеристики с применением к землетрясениям во Вранче	65
III.4.6. Добавочные эффекты направленности, выводимые отражением фронта сейсмического излучения на поверхность земли, корреляция с землетрясением от 4-го марта 1977 г. и вообще с землетрясением во Вранче	67
III.4.7. Данные об определении сейсмического риска и расчет построек на территории Румынии	69
<i>Библиография</i>	71

Глава IV

СЕЙСМИЧНОСТЬ ТЕРРИТОРИИ РУМЫНИИ С ОСОБЫМ УПОРОМ НА РАЙОН ВРАНЧА (<i>Корнелиус Раду, Габриела Полоник</i>)	75
IV.1. Сейсмичность территории Румынии (<i>Корнелиус Раду</i>)	75
IV.1.1. Количественное изучение сейсмичности	75
IV.1.2. Сейсмическая активность до 1900 года	77
IV.1.3. Сейсмическая активность в период 1901—1979 гг.	83
IV.1.4. Карты сейсмической интенсивности	88

IV.2. Сейсмичность района Вранча (<i>Корнелиус Раду</i>)	89	V.5.4. Уменьшение прочности и разрушение грунтовых массивов	206
IV.2.1. Распределение в пространстве	90	V.5.5. Особенности поведения земляных сооружений	212
IV.2.2. Распределение во времени	93	V.5.6. Выводы о сейсмическом поведении грунтовых массивов	214
IV.2.3. Распределение по магнитуде и энергии	94	V.6. Общие выводы о сейсмическом движении грунта (<i>Хорча Санди</i>)	216
IV.3. Характеристики сейсмического события от 4 марта 1977 г. (<i>Корнелиус Раду, Габриела Полоник</i>)	100	Приложение V.1	217
IV.3.1. Магнитуда основного шока	100	<i>Библиография</i>	219
IV.3.2. Афтершоки и миграция сейсмической активности	103	<i>Глава VI</i>	
IV.3.3. Специальные сопровождаемые явления	115	ПОВЕДЕНИЕ РАЗНЫХ КАТЕГОРИЙ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ В РАЙОНАХ, ПОДВЕРГНУТЫХ ВОЗДЕЙСТВИЮ ЗЕМЛЕТРЯСЕНИЯ (<i>Мирчеа Лунан</i>)	223
IV.3.4. Макросейсмическое поле	123	VI.1. Общие характеристики	223
IV.3.5. Сейсмическое районирование территории Румынии	132	VI.1.1. Предварительные положения	223
<i>Библиография</i>	134	VI.1.2. Специфические аспекты поведения конструкций при землетрясении и характер вызванных ими повреждений	226
<i>Глава V</i>		VI.1.3. Категория и типы зданий и сооружений в районах, подвергнутых сильному воздействию землетрясения	229
ИНЖЕНЕРНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ОТНОСИТЕЛЬНО СЕЙСМИЧЕСКОГО ДВИЖЕНИЯ ПОЧВЫ (<i>Хорча Санди, Василе Перля</i>)	137	VI.1.4. Общие аспекты и данные о последствиях землетрясения на здания по географическим зонам и назначениям	229
V.1. Общие соображения (<i>Хорча Санди</i>)	137	VI.2. Поведение жилых зданий при землетрясении	230
V.2. Сейсмическое движение почвы в качестве воздействия на здания и сооружения (<i>Хорча Санди</i>)	138	VI.2.1. Общие данные и положения	230
V.2.1. Значительные, с инженерной точки зрения аспекты	138	VI.2.2. Поведение старых жилых домов	231
V.2.2. Качественные аспекты, касающиеся сейсмического движения и роли грунтовых условий	139	VI.2.2.1. Общие аспекты	231
V.2.3. Количественные характеристики сейсмического движения почвы	142	VI.2.2.2. Старые жилые дома с несущей кладкой	232
V.2.4. Характеристика сейсмометрических приборов	145	VI.2.2.3. Старые жилые дома с железобетонным каркасом	234
V.3. Полученные инструментальные данные и их обработка (<i>Хорча Санди</i>)	146	VI.2.3. Поведение новых жилых домов	249
V.3.1. Типы приборов, зарегистрировавшие записи сейсмического движения	146	VI.2.3.1. Общие аспекты	249
V.3.2. Полученные записи	146	VI.2.3.2. Поведение жилых домов из несущей кладки	251
V.3.3. Обработка полученных записей	152	VI.2.3.3. Поведение новых крупнопанельных домов	254
V.3.4. Выводы на основе инструментальных данных	152	VI.2.3.4. Поведение новых жилых домов с монолитно-железобетонными диафрагмами	255
V.4. Данные, полученные из статистического анализа поведения зданий в Вухаресте	162	VI.2.3.5. Поведение новых жилых домов с железобетонными рамками	273
V.4.1. Рамки проведения исследований	162	VI.2.3.6. Поведение ненесущих конструкций и установок	288
V.4.2. Статистический анализ на образце 18.000 зданий	162	VI.3. Поведение культурно-общественных и административных зданий во время землетрясения	288
V.4.3. Статистический анализ на сечения типовых зданий	187	VI.3.1. Поведение старых зданий	288
V.4.4. Общие выводы на основе данных, полученных из статистических исследований поврежденных зданий	202	VI.3.2. Поведение новых культурно-общественных и административных зданий	297
V.5. Данные о поведении грунта (<i>Василе Перля</i>)	204	VI.3.2.1. Общие положения	297
V.5.1. Изученные аспекты	204	VI.4. Поведение промышленных зданий и сооружений во время землетрясения	307
V.5.2. Влияние грунтовых условий на сейсмическое воздействие	205	VI.4.1. Общие данные и положения	307
V.5.3. Динамическое взаимодействие грунт-здание	205	VI.4.2. Поведение одноэтажных промышленных цехов	307
		VI.4.2.1. Общие аспекты	307
		VI.4.2.2. Поведение одноэтажных промышленных цехов из монолитного железобетона	308

VI.4.2.3.	Поведение одноэтажных цехов со сборной железобетонной конструкцией	311
VI.4.2.4.	Поведение одноэтажных цехов со смешанной конструкцией	315
VI.4.2.5.	Поведение одноэтажных цехов с металлической конструкцией	318
VI.4.3.	Поведение многоэтажных промышленных зданий	319
VI.4.3.1.	Общие аспекты	319
VI.4.3.2.	Поведение многоэтажных промышленных зданий из монолитного железобетона	319
VI.4.3.3.	Поведение многоэтажных промышленных зданий со смешанной конструкцией	321
VI.4.3.4.	Поведение многоэтажных промышленных зданий со сборной конструкцией	322
VI.4.4.	Поведение промышленных сооружений	322
VI.4.4.1.	Общие положения	322
VI.4.4.2.	Поведение некоторых типов промышленных сооружений	322
VI.4.4.3.	Поведение водонапорных башен	323
VI.4.5.	Поведение несущих элементов и установок промышленных зданий	326
VI.4.5.1.	Несущие конструкции	326
VI.4.5.2.	Установки	326
VI.5.	Поведение агрозоотехнических зданий и сооружений	327
VI.5.1.	Общие данные и соображения	327
VI.5.2.	Поведение зерновых элеваторов	327
VI.5.3.	Поведение других сельскохозяйственных зданий и сооружений	330
VI.6.	Поведение гидротехнических сооружений во время землетрясения	331
VI.6.1.	Общие данные и соображения	331
VI.6.2.	Поведение плотин	332
VI.6.3.	Поведение других гидротехнических сооружений	333
VI.7.	Поведение транспортных сооружений	334
VI.7.1.	Общие данные и соображения	334
VI.7.2.	Поведение железнодорожных мостов	335
VI.7.3.	Поведение автодорожных мостов	337
VI.7.4.	Поведение других транспортных сооружений	337
VI.7.5.	Поведение железнодорожных сигнальных установок и устройств связи	338
VI.8.	Синтез и заключения по поведению зданий и сооружений во время землетрясения	338
VI.8.1.	Общие соображения	338
VI.8.2.	Некоторые общие аспекты поведения зданий и сооружений во время землетрясения	339
VI.8.3.	Причины повреждений и разрушений	341
VI.8.4.	Заключения, вытекающие из поведения зданий и сооружений во время землетрясения	343
VI.8.4.1.	Общие заключения	343
VI.8.4.2.	Заключения в связи с устройством и определением размеров конструкций	345
VI.8.4.3.	Другие заключения	345
Библиография		346

Глава VII

ПОВЕДЕНИЕ МАТЕРИАЛОВ И СТРОИТЕЛЬНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ВО ВРЕМЯ ЗЕМЛЕТРЯСЕНИЯ (Дан Думитреску, Драгош Джорджеску, Михай Симонович, Штефан Энеску, Дину Теодореску, Иоан Фэжвоару)		347
VII.1.	Железобетонные строительные элементы (Дан Думитреску)	348
VII.1.1.	Поведение составных материалов	348
VII.1.1.1.	Поведение бетона	348
VII.1.1.2.	Поведение арматуры	351
VII.1.1.3.	Совместная работа арматуры с бетоном	352
VII.1.2.	Поведение железобетонных строительных элементов	352
VII.1.2.1.	Поведение балок, колонн и узлов рам	354
VII.1.2.2.	Поведение стен жесткости (диафрагмы) как несущих элементов конструкций	358
VII.2.	Металлические строительные элементы (Драгош Джорджеску)	362
VII.2.1.	Поведение металла	362
VII.2.2.	Поведение элементов конструкций	362
VII.3.	Элементы каменных конструкций (Михай Симонович)	370
VII.3.1.	Несущие элементы каменных конструкций	370
VII.3.1.1.	Материалы для каменных конструкций	370
VII.3.1.2.	Каменные несущие стены (диафрагмы)	373
VII.3.2.	Несущие каменные строительные элементы	377
VII.4.	Исследования, лабораторные испытания и анализы по определению качества бетонов, поврежденных землетрясением	378
VII.4.1.	Качество бетонов старых зданий, поврежденных землетрясением по сравнению с новыми зданиями (Штефан Энеску)	378
VII.4.1.1.	Оценка качества составных материалов бетона	378
VII.4.1.2.	Анализ качества бетонов	379
VII.4.2.	Коррозионные процессы железобетонных строительных элементов, выявленные действием землетрясения (Дину Теодореску)	381
VII.4.2.1.	Подъемные части зданий с гаражами и подсобными помещениями	381
VII.4.2.2.	Первые этажи некоторых многоэтажных жилых зданий	381
VII.4.3.	Неразрушающие испытания зданий, поврежденных землетрясением (Иоан Фэжвоару)	381
VII.4.3.1.	Определение арматуры	382
VII.4.3.2.	Определение прочности бетона	382
VII.4.3.3.	Определение местных дефектов	387
VII.5.	Выводы	392
Библиография		395

ВОССТАНОВЛЕНИЕ И УКРЕПЛЕНИЕ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ, ПОВРЕЖДЕННЫХ ЗЕМЛЕТРЯСЕНИЕМ (Мирча Лупан)

VIII.1.	Общие аспекты и характеристики	399
VIII.1.1.	Предварительные положения	399
VIII.1.1.1.	Важность и сложность вопроса	399
VIII.1.1.2.	Средства подхода к вопросу восстановления и укрепления зданий и сооружений, поврежденных землетрясением	401
VIII.1.2.	Категории аварий и типы восстановления и укрепления	402
VIII.1.3.	Полнота работы	403
VIII.1.4.	Срочные действия	405
VIII.2.	Этапы работ восстановления и укрепления	405
VIII.2.1.	Общие характеристики	405
VIII.2.2.	Предварительный просмотр	405
VIII.2.3.	Срочные мероприятия	406
VIII.2.4.	Техническая экспертиза зданий	407
VIII.2.5.	Решение по восстановлению и укреплению	408
VIII.2.6.	Разработка проекта восстановлений и укреплений	409
VIII.2.7.	Выполнение работ восстановления-укрепления и их удостоверение	409
VIII.3.	Основные решения восстановления и укрепления	409
VIII.3.1.	Принципы и цели работ восстановления и укрепления	409
VIII.3.2.	Общие характеристики работ восстановления и укрепления	410
VIII.3.3.	Решения и методы восстановления и укрепления бетонных конструкций	413
VIII.3.4.	Решения и методы восстановления и укрепления железобетонных конструкций	414
VIII.3.4.1.	Общие аспекты	414
VIII.3.4.2.	Исправление трещин	415
VIII.3.4.3.	Местные переукладки бетона	417
VIII.3.4.4.	Покрытие железобетонных конструкций	417
VIII.3.4.5.	Особые средства восстановления и укрепления железобетонных конструкций	422
VIII.3.5.	Решения и методы восстановления и укрепления кирпичной кладки	424
VIII.3.6.	Решения и методы восстановления и укрепления стальных конструкций	426
VIII.4.	Примеры некоторых решений восстановления и укрепления, применяемых после землетрясения от 4-го марта 1977 г. для разных категорий зданий и сооружений	426
VIII.4.1.	Общие характеристики	426
VIII.4.2.	Решения восстановления и укрепления старых жилых домов	428

VIII.4.2.1.	Старые жилые дома с небольшим количеством этажей	428
VIII.4.2.2.	Многоэтажные старые жилые дома	428
VIII.4.3.	Решения восстановления и укрепления новых жилых домов	430
VIII.4.3.1.	Новые жилые дома с небольшим числом этажей	430
VIII.4.3.2.	Новые многоэтажные жилые дома	430
VIII.4.4.	Решения восстановления и укрепления старых культурно-общественных и административных зданий	431
VIII.4.4.1.	Старые культурно-общественные и административные здания	431
VIII.4.4.2.	Новые культурно-общественные и административные здания	433
VIII.4.5.	Решения восстановления и укрепления других категорий зданий и сооружений	433
VIII.5.	Выводы в связи с восстановлением и укреплением зданий и сооружений	436
VIII.5.1.	Заключительные положения	436
Библиография		437

Глава IX

ИССЛЕДОВАНИЯ И ЗАКЛЮЧИТЕЛЬНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ О ЗЕМЛЕТРЯСЕНИИ 4-ГО МАРТА 1977 (Хорча Санди, Ноу Корня, Дан Кэпэцилэ, Раду Негру)

IX.1.	Общие положения, (Хорча Санди)	439
IX.2.	Перспективы и некоторые необходимые мероприятия для предсказания землетрясений на территории Румынии (Ноу Корня)	440
IX.2.1.	Общие аспекты	440
IX.2.2.	Целесообразность предсказания землетрясений на территории Румынии	440
IX.3.	Экспериментальные исследования в натурном масштабе, относительные к деформированию зданий и сооружений при динамическом нагружении (Хорча Санди)	441
IX.3.1.	Рамки исследований	441
IX.3.2.	Методологические элементы	441
IX.3.3.	Данные об изменении основных собственных периодов некоторых зданий и сооружений вследствие воздействия землетрясения от 4-го марта 1977-го г.	443
IX.3.4.	Экспериментальные данные о собственных периодах типовых зданий сечения «R»	454
IX.3.5.	Детальные экспериментальные данные относительно некоторых индивидуальных зданий и сооружений	457
IX.3.6.	Заключительные замечания	461
IX.4.	Расчетные анализы сейсмического поведения некоторых конструкций (Хорча Санди, Дан Кэпэцилэ)	461
IX.4.1.	Ориентировка исследований	461
IX.4.2.	Качественные аспекты поведения конструкций при сильном сейсмическом воздействии	462

IX.4.3. Методы расчета, применяемые при анализе поведения конструкций при сейсмических воздействиях	462	IX.7.3. Информационный аспект. Инвентаризация, оценка, классификация. Специфические методологии	481
IX.4.4. Анализ некоторых реальных конструкций	463	IX.7.4. Принятие решения. Проблемы стратегии	482
IX.4.5. Анализ поведения некоторых представительных классов конструкций.	469	IX.7.5. Заключительные соображения	483
IX.4.6. Заключительные замечания	471	IX.8. Замечания иностранных специалистов относительно землетрясения от 4-го марта 1977 г. и его последствий (<i>Раду Негру</i>)	483
IX.5. Обобщенные замечания о поведении зданий и сооружений (<i>Хореа Санди</i>)	471	IX.9. Техническое законодательство по сейсмическим условиям территории и защите конструкций против землетрясений (<i>Раду Негру, Хореа Санди</i>)	486
IX.5.1. Источники информации	471	IX.9.1. Общие замечания	486
IX.5.2. Интенсивность сейсмического нагружения	472	IX.9.2. Действующий в момент землетрясения фонд технических указаний.	486
IX.5.3. Динамическое усиление	472	X.9.3. Выводы относительно необходимости усовершенствования технических указаний по защите зданий и сооружений против землетрясений, вытекающие на опыт землетрясения от 4-го марта 1977 г.	489
IX.5.4. Пространственный характер сейсмических колебаний	472	IX.9.4. Изменения, внесенные после 4-го марта 1977 г.	493
IX.5.5. Длительность сейсмического движения	473	IX.10. Будущие необходимые мероприятия. (<i>Раду Негру</i>)	495
IX.5.6. Роль грунтовых условий.	473	<i>Библиография</i>	496
IX.5.7. Роль несущих элементов	474	<i>Глава X</i>	
IX.5.8. Ближайшие конструкции	474	ЗАКЛЮЧЕНИЕ (<i>Штефан Бэлан, Валериу Кристеску, Ион Корня</i>)	499
IX.5.9. Аспекты послеупругого деформирования	474	X.1. Землетрясение от 4-го марта 1977 г. было очень сильным	499
IX.5.10. Заключительные замечания	475	X.2. Землетрясение вызвало значительные повреждения	500
IX.6. Соображения о концепции конструкций для сейсмических районов (<i>Хореа Санди</i>)	477	X.3. Стало необходимо укрепление некоторых зданий	501
IX.6.1. Роль концепции в защите против землетрясений	477	X.4. Постоянно совершенствуются проектирование и воведение зданий и сооружений в сейсмических районах.	501
IX.6.2. Допущение послеупругого деформирования	477	X.5. Другие будущие мероприятия	503
IX.6.3. Управление процесса послеупругого деформирования.	478		
IX.6.4. Необходимые ограничения в процессе деформирования.	478		
IX.6.5. Необходимый уровень надежности.	479		
IX.6.6. Проблемы, связанные с повторяемостью сейсмических воздействий	480		
IX.7. Защита существующего застроенного фонда (<i>Хореа Санди</i>)	480		
IX.7.1. Специфические аспекты.	480		
IX.7.2. Существующий застроенный фонд. Характеристика	480		

ERATĂ

<u>La pagina :</u>	<u>coloana :</u>	<u>rîndul :</u>	<u>in loc de :</u>	<u>se va citi :</u>
24	dreapta	35	Gh. Richter	Ch. Richter
30	stînga	8	Olteniței	Olteniei
38	stînga	29	$eP - eP$	$eP - P$
55	dreapta	formula (III. 7)	τ	ρ
58	dreapta	ultimul rînd	r	r_0
77	dreapta	formula (IV. 18)	n_r	m^r
79	tabel, col 2, poziția 50		01:37	19:30
95	stînga	18	$11 \leq K \leq 15$	$11 \leq K \leq 15$

„Cutremurul de pămînt din România de la 4 martie 1977”.

Redactor: LUMINIȚA ZORILESCU
Tehnoredactor: MELUȘ TUREAC

Bun de tipar 23. XI. 1982. Format 8/61 x 86.
Coli de tipar 64,5.

C.Z. pentru biblioteci mari: 550.34(498) „1977.03.04”

C.Z. pentru biblioteci mici: 550.34(498)



Intreprinderea poligrafică Informația
str. Brezoianu nr. 23 — 25, București
REPUBLICA SOCIALISTĂ ROMÂNIA

tru transporturi etc.), precum și a diferitelor materiale, elemente de construcție și structuri (de beton armat, de zidărie și de metal) s-au desprins principalele cauze ale prăbușirilor și avariilor unor construcții surprinse de cutremur, precum și învățămintele pentru îmbunătățire în viitor a asigurării anti-seismice a construcțiilor. De asemenea lucrarea prezintă diferitele soluții de remediere și consolidare aplicate la construcțiile avariate de cutremur.

În partea finală, sînt prezentate rezultatele unor studii și elemente de sinteză privind cutremurul de la 4 martie 1977 și efectele acestuia, precum și considerații privind necesitatea punerii în siguranță a fondului de construcții existent și a îmbunătățirii prescripțiilor tehnice de proiectare și execuție a noilor construcții situate în zone seismice.

Lucrarea se adresează specialiștilor în domeniul geologiei și seismologiei, inginerilor constructori, precum și cadrelor din învățămîntul superior, cercetare, proiectare și execuție.

Prin datele și concluziile pe care le conține, cu privire la explicarea unui fenomen seismic multiplu și la valorificarea experienței de comportare a unor construcții moderne și variate, supuse unor mișcări seismice puternice, cartea reprezintă o realizare valoroasă și utilă atît pentru țara noastră, cît și pentru alte țări unde se manifestă cutremure puternice de pămînt.



EDITURA ACADEMIEI REPUBLICII SOCIALISTE ROMÂNIA

