

TEZĂ DE DOCTORAT

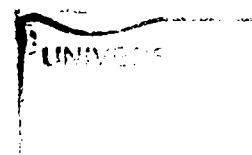
**CONTRIBUȚII PRIVIND SIGURANȚA ÎN
EXPLOATARE A CONSTRUCȚIILOR AVARIATE
DE SEISM DIN VATRA MUNICIPIULUI CRAIOVA**

CONDUCĂTOR ȘTIINȚIFIC
Prof.dr.ing. GHEORGHE POPA

BIBLIOTECA CENTRALĂ
UNIVERSITATEA "POLITEHNICA"
TIMIȘOARA

AUTOR
Ing. GEORGESCU N. IVONA PAULINA HRIZANTI

1999



62-360
61 1

Cuprins

| | |
|--|----|
| Capitolul 1. Introducere | 5 |
| 1.1. Generalități | 5 |
| 1.2. Obiectivele studiului | 9 |
| 1.3. Conținutul lucrării | 10 |
| Capitolul 2. Riscul de cedare al construcțiilor avariate de cutremur | 11 |
| 2.1. Aspecte specifice ale comportării structurilor la cutremur | 11 |
| 2.2. Criterii și tipuri de construcții afectate de cutremur | 18 |
| 2.3. Efectele cutremurului din 4 martie 1977 asupra construcțiilor din județul Dolj, municipiul Craiova | 19 |
| 2.4. Comportarea la cutremur a clădirilor de locuit | 21 |
| 2.4.1. Comportarea clădirilor de locuit vechi | 21 |
| 2.4.2. Comportarea clădirilor de locuit noi | 28 |
| 2.4.2.-1. Comportarea clădirilor noi, din zidărie portantă | 29 |
| 2.4.2.-2. Comportarea clădirilor de locuit din panouri mari | 33 |
| 2.4.2.-3. Comportarea clădirilor de locuit noi cu diafragme din beton armat turnate monolit | 34 |
| 2.4.2.-4. Comportarea clădirilor de locuit noi în cadre din beton armat | 37 |
| 2.5. Comportarea la cutremur a clădirilor social-culturale și administrative | 42 |
| 2.5.1. Comportarea clădirilor vechi | 42 |
| 2.5.2. Comportarea clădirilor noi | 45 |
| 2.6. Comportarea la cutremur a construcțiilor industriale | 45 |
| 2.6.1. Comportarea construcțiilor industriale speciale | 48 |

| | |
|--|----|
| 2.7. Comportarea la cutremur a construcțiilor agro-zootehnice | 48 |
| 2.8. Comportarea la cutremur a construcțiilor hidrotehnice subterane | 49 |
| 2.8.1. Factorii ce influențează efectele seismice asupra structurilor subterane | 49 |
| 2.8.2. Influența condițiilor locale de teren asupra răspunsului seismic al structurilor îngropate | 52 |
| 2.8.3. Prevederi de calcul ale codurilor de proiectare antiseismică pentru structuri îngropate | 55 |
| 2.8.4. Situația construcțiilor subterane din vatra municipiului Craiova | 55 |
| 2.9. Cauze ale prăbușirilor și avariilor construcțiilor afectate de seism . | 56 |
| Capitolul 3. Monitorizarea principalelor construcții avariate de cutremure în zona municipiului Craiova | 59 |
| 3.1. Predicția cutremurelor vrâncene | 59 |
| 3.2. Instabilitatea seismică a pământului românesc | 60 |
| 3.2.1. Zona seismică a Olteniei | 63 |
| 3.3. Principalele construcții avariate de seismul din 4 Martie 1977 în Craiova | 65 |
| 3.3.1. Locuințe | 65 |
| 3.3.2. Locuințe colective-blocuri avariate | 73 |
| 3.4. Monitorizarea unor blocuri din Craiova | 74 |
| 3.4.1. Blocul 25, cartier Nicolae Titulescu Craiova | 74 |
| 3.4.2. Bloc 13, cartier Valea Roșie Craiova | 75 |
| 3.4.3. Bloc 12 vechi, cartier Valea Roșie, cu destinația locuințe | 76 |
| 3.4.5. Biserici | 77 |
| 3.4.6. Alte clădiri | 78 |
| 3.4.6.-1. Clădirea Universității din Craiova | 78 |
| 3.4.6.-2. Clădirea Facultății de Mecanică | 79 |
| 3.4.6.-3. Clădirea Facultății de Agronomie | 80 |
| 3.4.6.-4. Clădirea Liceului Nicolae Bălcescu | 81 |
| 3.4.7. Rețele | 81 |

| | |
|--|-----|
| 3.4.8. Concluzii | 82 |
| Capitolul 4. Metode de evaluare și calcul a construcțiilor avariate | 83 |
| 4.1. Bazele analizei seismice | 83 |
| 4.1.1. Definiții | 83 |
| 4.1.2. Mișcarea seismică de proiectare | 84 |
| 4.2. Analiza dinamică a unei structuri | 86 |
| 4.2.1. Grade de libertate | 88 |
| 4.3. Programe de calcul | 90 |
| 4.4. Studiu de caz | 93 |
| 4.4.1. Evaluarea E3 a capacității de rezistență și a gradului de asigurare la acțiuni seismice | 96 |
| 4.4.2. Discretizarea structurii | 104 |
| 4.4.3. Rezultate | 106 |
| Capitolul 5. Soluții de consolidare a construcțiilor avariate de cutremure cu aplicații pentru clădiri din Craiova | 111 |
| 5.1. Contextul general al problemei | 111 |
| 5.2. Probleme specifice privind expertizarea construcțiilor, reducerii riscului seismic | 112 |
| 5.3. Studiul unor clădiri din municipiul Craiova | 113 |
| 5.3.1. Blocul 13 situat în cartierul Valea Roșie | 113 |
| 5.3.2. Calculul seismic al structurilor cu exemplificare directă pe blocul 13 | 120 |
| 5.3.3. Cămin studentesc nr.1, Facultatea de Agronomie, Craiova | 132 |
| 5.3.3.-1. Prezentarea clădirii | 132 |
| 5.3.3.-2. Evaluarea calitativă a nivelului de protecție antiseismică | 137 |
| 5.3.3.-3. Evaluarea capacității de rezistență prin calcul | 138 |
| 5.3.3.-4. Soluții | 140 |

| | |
|---|-----|
| 5.3.4. Facultatea de Mecanică Craiova | 145 |
| 5.3.4.-1. Prezentarea clădirii | 145 |
| 5.3.4.-2. Degradări și avarii | 146 |
| 5.3.4.-3. Consolidări privind structura de rezistență | 147 |
| 5.3.4.-4. Rezultatele măsurărilor de vibrații | 150 |
| 5.3.4.-5. Caracteristicile zidăriei de cărămidă | 160 |
| 5.3.4.6. Soluții de consolidare | 163 |
| Capitolul 6. Considerații finale | 166 |
| Anexe | 171 |
| Bibliografie | 210 |

Capitolul 1.

Introducere

1.1. GENERALITĂȚI

Consecința cedării unei structuri este dezastroasă și de aceea proiectarea antiseismică a clădirilor este un element important al activității de proiectare în inginerie .

Dintre pericolele naturale care amenință omenirea pe această planetă, cutremurele de pământ sînt poate cele mai distrugătoare. În câteva secunde se pot produce mari pagube materiale și pierderi de vieți omenești ,deosebit de importante.

Cele mai vechi informații în legătură cu cutremurele, datează de prin secolul XVIII-lea îen.

În cursul ultimilor 100 de ani, în toată lumea orașele s-au înmulțit și s-au dezvoltat din ce în ce mai mult,astfel încât cu ocazia cutremurelor amploarea distrugerilor nu a făcut decât să crească.

Pierderile de vieți omenești se datoresc prăbușirii clădirilor în timpul seismului,iar incendiile, exploziile și uneori inundațiile (în subsoluri),ce urmează după aceea,măresc considerabil numărul victimelor.

Sunt mai bine de o sută de ani, de când se înregistrează în mod sistematic numărul victimelor și pagubele materiale produse de cutremurele de pământ.

Studiile de specialitate arată că numai în perioada anilor 1926-1950 s-au înregistrat mai mult de 350.000 victime omenești,iar valoarea degradărilor suferite de clădiri și diferite alte lucrări de artă se apreciază la câteva zeci miliarde dolari.

Pentru aceste motive ,în țările cu regiuni bântuite de cutremure,s-a urmărit în decursul anilor să se realizeze construcții capabile să reziste la efectele distrugătoare a seismelor.

Cunoștințele noastre tehnico-științifice în domeniul ingineriei seismice s-au îmbogățit și dezvoltat continu din analiza științifică a efectelor cutremurelor puternice asupra construcțiilor.

Acțiunile seismice care au avut loc anul acesta în țări dezvoltate ca Grecia și Turcia au demonstrat ca este necesar ca activitatea de proiectare să țină seama la un nivel foarte ridicat de încărcările seismice. Doar o privire asupra a ceea ce a rămas în urma unui cutremur în aceste regiuni, dă de gândit inginerului constructor proiectant asupra modului în care trebuie sa se uite la o structură nouă pe care o calculează.

Imaginile următoare pot da o vedere asupra a ceea ce înseamnă efect al unui cutremur.

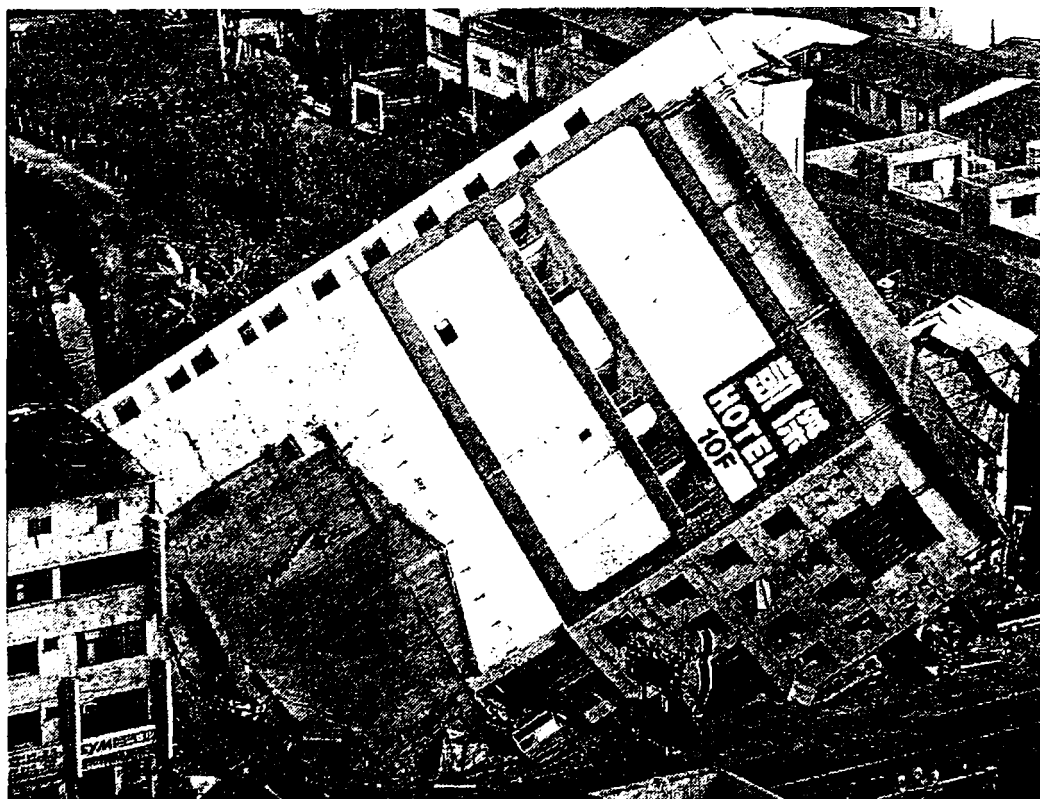


Figura 1.1. Hotel în Taiwan - cutremur 1995



Figura 1.2. Grecia-septembrie 1999

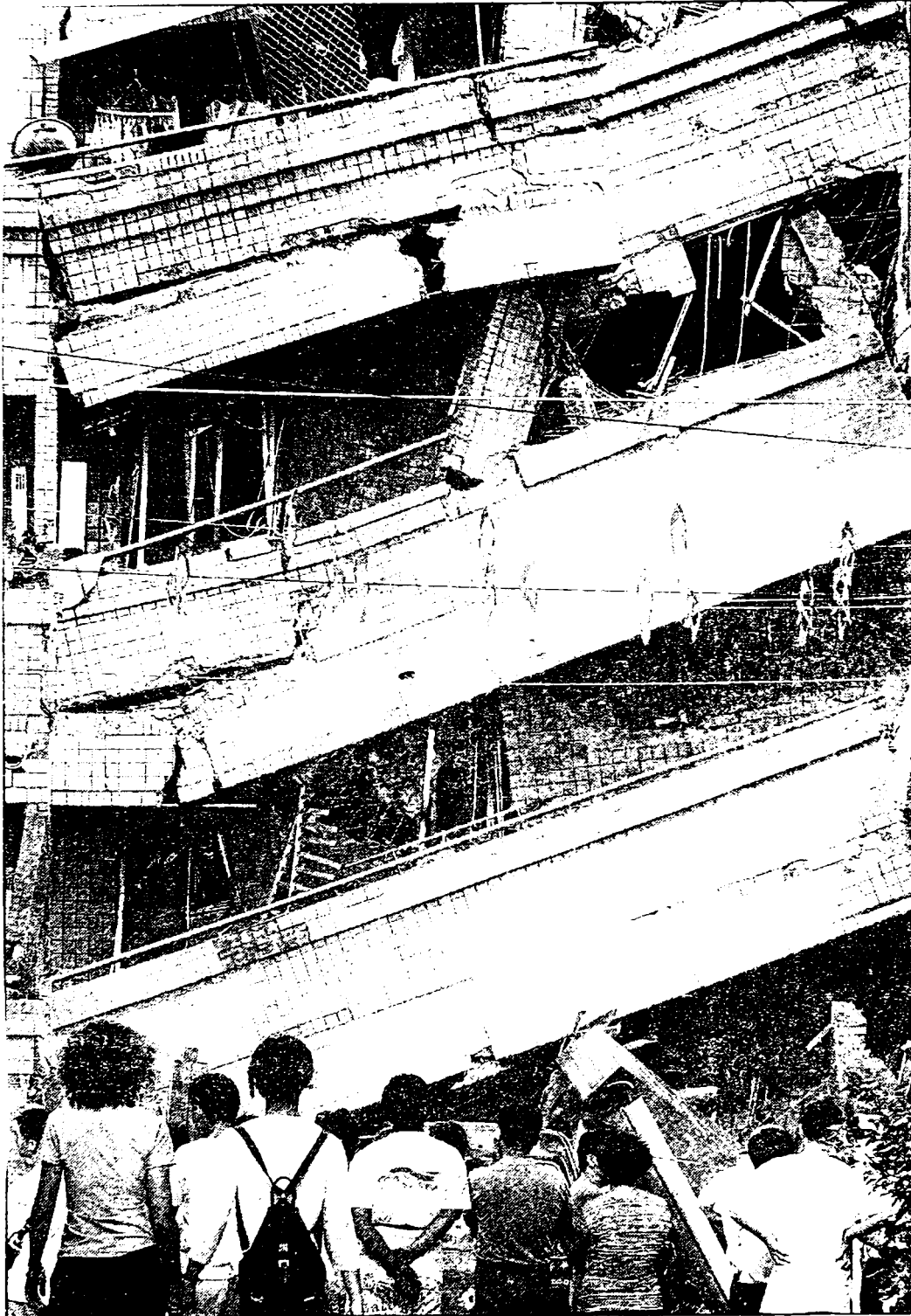


Figura 1.3. Japonia- Kobe -1994

Capacitatea de a evalua efectele unui cutremur asupra structurilor este esențială pentru determinarea siguranței clădirilor existente, determinarea celor mai potrivite măsuri de remediere a efectelor cutremurelor asupra structurilor deja construite cât și pentru alegerea metodei de proiectare a unei noi structuri.

O analiză fidelă a răspunsului structurilor la solicitări seismice a fost posibilă odată cu apariția și dezvoltarea metodelor numerice, dezvoltării metodelor de analiză dinamică și apariția calculatoarelor de mare capacitate și viteză. Din acest motiv cercetările în domeniu au început la mijlocul anilor 60. Metoda clasică de evaluare a siguranței construcțiilor la încărcări seismice a fost numită pseudo-statică. În această metodă, efectul cutremurelor asupra structurii era reprezentat de către o forță statică orizontală echivalentă, determinată ca produs între un coeficient seismic și greutatea structurii. Această metodă este bazată pe ipoteza simplificatoare că accelerația orizontală a mișcării seismice acționează permanent asupra structurilor.

În ultima vreme problema care se pune este aceea de a studia răspunsul dinamic al structurilor la încărcări seismice. În acest scop, din punct de vedere practic al proiectării trebuie considerate aspecte foarte variate legate de geofizică, geologie, seismologie, dinamica materialelor, metode de analiză dinamică, tehnologia de construcție etc.

1.2. OBIECTIVELE STUDIULUI

Principalul obiectiv al cercetării propuse în lucrarea de față este acela de a aduce contribuții la evaluarea efectelor cutremurelor asupra construcțiilor.

Principalele obiective, care fac parte din această cercetare sunt următoarele:

- prezentarea riscului de cedare a construcțiilor avariate de cutremure;
- monitorizarea principalelor construcții avariate de cutremure din zona municipiului Craiova;

- analiza de evaluare și calculul construcțiilor avariate;
- soluții de consolidare a construcțiilor avariate

1.3. CONȚINUTUL LUCRĂRII

O scurtă descriere a conținutului capitolelor lucrării de față este următoarea:

- Capitolul 1 :conține o considerații introductive asupra problemei tehnice de ansamblu în care se încadrează teza de față. De asemenea sunt prezentate pe scurt obiectivele studiului și conținutul lucrării.
- Capitolul 2 :conține prezentarea generală a riscului de cedare a construcțiilor avariate de cutremure
- Capitolul 3 :prezintă monitorizarea principalelor construcții avariate de cutremure din zona municipiului Craiova.
- Capitolul 4 :prezintă teoria de bază a analizei dinamice a unui sistem cuplat supus unei încărcari seismice. De asemenea se prezintă câteva noțiuni de seismologie. In acest capitol se face si un studiu cu ajutorul programului de calcul SAP90 asupra unei biserici.
- Capitolul 5 :prezintă soluții de consolidare a construcțiilor avariate de cutremur cu aplicații la clădiri din municipiul Craiova.
- Capitolul 6 :conține concluziile asupra studiului efectuat în această teză.

Riscul de cedare a construcțiilor avariate de cutremur

2.1. ASPECTE SPECIFICE ALE COMPORTĂRII STRUCTURILOR LA CUTREMUR

Undele seismice transmise prin teren ajung la zona de contact dintre teren și fundațiile construcțiilor, antrenează în mișcare terenul și fundațiile, iar acestea la rândul lor transmit construcțiilor vibrațiile produse.

În acest mod construcțiile sunt supuse unui regim de oscilații mai mari sau mai puțin violente, datorită cărora apar forțele de inerție, care reprezintă încărcările seismice asupra structurii. Ca urmare construcțiile sunt supuse unor eforturi de intensitate uneori deosebit de mari, ce pot introduce deformări sensibile și provoacă avarii destul de grave.

În majoritatea cazurilor, efectele cele mai importante asupra construcțiilor sunt datorate componentelor orizontale ale mișcării terenului și în consecință componentelor orizontale ale forțelor de inerție seismice. Din acest motiv calculul se concentrează asupra acelor componente numite forțe laterale.

Modul în care se comportă din punctul de vedere al vibrațiilor o construcție supusă unor astfel de mișcări complexe poartă denumirea de răspunsul dinamic (seismic) al construcției care depinde de o multitudine de factori. Multitudinea acestor factori explică diversitatea efectelor seismice asupra construcțiilor.

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.

Dintre numeroșii factori menționați, care influențează comportarea la cutremure a construcțiilor din zonele puternic afectate, o importanță deosebită pentru aprecierea judicioasă a acestei comportări, o are grupul de factori legați de perioada de realizare a construcției, în care se include, pe de o parte, nivelul de asigurare antiseismică, 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 diferitele influențe exterioare suferite de construcție de la data execuției până la cutremurul respectiv.

Din acest punct de vedere sub aspectul perioadei de realizare, pentru sistematizarea și explicarea interpretărilor, construcțiile din țara noastră, care au suferit efectele cutremurelor 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 cutremure a construcțiilor din țara noastră, respectiv construcțiile executate până la sfârșitul anului 1950 și care erau caracterizate în general, prin lipsa unei concepții antiseismice și prin utilizarea unor materiale cu rezistențe reduse (betoane , zidării etc).

În cadrul acestei categorii de construcții trebuie făcută și o distincție între construcțiile executate înainte de cutremutul din 10 noiembrie 1940 și cele executate după acest cutremur. Astfel la cele din prima categorie , problema rezistenței la cutremur, în general , nu s-a pus, neexistând prescripții proprii de

proiectare, construcțiile fiind concepute strict pentru preluarea încărcărilor gravitaționale (folosindu-se pentru proiectare prevederile ciclului german) dar în multe cazuri subdimensionate, chiar la acțiunea solicitărilor verticale.

În cazul construcțiilor realizate după anul 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 la puține cazuri, din cauza războiului și a urmărilor acestuia.

În ambele cazuri multe construcții au suferit influențe defavorabile de lungă durată a mediului exterior și ale condițiilor de exploatare (oboseala , coroziunea, 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 1940).

Sub denumirea de **construcții noi** se înțeleg toate construcțiile executate începând din anul 1951, la proiectarea cărora s-a avut în vedere, în mod organizat, măsuri de asigurare antiseismică pe baza prescripțiilor în vigoare , care au început să fie aplicate și s-au perfecționat de la etapă la etapă și această perioadă 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 antiseismică (normativul P₁₃.1963)și construcțiile realizate după 1963 și apoi după 1970 (când a avut loc o revizuire a prescripțiilor respective).

În general în această perioadă în proiectarea construcțiilor , odată cu înființarea primelor institute de proiectare în construcții, s-a avut în vedere o concepție antiseismică , 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 mai noi au suferi în majoritatea cazurilor ,

mai puține influențe defavorabile ale mediului exterior și ale condițiilor de exploatare decât cele vechi și nu au suferit deloc avarii anterioare din cutremure.

Se menționează că diferențierea de mai sus a construcțiilor (în construcții noi și vechi) nu trebuie să fie considerată absolută sub aspectul gradului de asigurare antiseismică și al efectului negativ al unor influențe exterioare.

Din datele cunoscute până în prezent, se poate stabili că 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), în timp ce construcțiile noi, care au fost proiectate într-o concepție antiseismică 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 necorespunzătoare.

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 , compoziția spectrală a mișcării seismice , caracterul spațial al acesteia), de condițiile locale , de teren și amplasament (condiții geologice , hidrologice și de altă natură) cât și de caracteristicile intrinsece ale construcțiilor (inerție , rigiditate, capacitate de amortizare , ductibilitate) 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.

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 condiții locale geologice și hidrologice ale terenului de fundație cum este cazul orașului Craiova care este fundat pe pământuri contractile.

La rândul 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.

O cauză importantă a efectelor defavorabile , deosebit de pronunțate , observate asupra construcțiilor înalte și flexibile a constituit-o compoziția spectrală a mișcării seismice a terenului, la cutremurul din 1977 , precum și slaba capacitate a unor construcții de a absorbi și disipa prin deformații neelastice energia indusă de seisme , respectiv lipsa de “ductilitate”.

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 , protejând pentru moment restul construcției.

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 , dintre care pot fi reținute în special distrugerea capetelor de cadre în apropierea nodurilor (unde solicitările din momente încovoietoare sunt mai mari și unde s-au constatat zone slabe datorită întreruperii armăturilor , insuficienței etrierilor și rosturilor 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 peretelui datorită aceluiași cauze ca la stâlpi.

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. La cutremurul din 4 martie 1977, accelerațiile dezvoltate în clădirile noi au depășit de mai multe ori valorile stabilite de prescripțiile de proiectare, ceea ce a adus la deformări neelastice, clădirile adaptându-se și absorbind energia indusă de cutremur, cu prețul unor avarii în elementele structurale și nestructurale. 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 țară.

În funcție de caracteristicile materialelor, ale elementelor de structură sau ale structurii de ansamblu, degradarea poate fi produsă de deformări postelastice de natură ductilă sau cu caracter constant.

În categoria avariilor aferente unor deformări postelastice de natură ductilă se încadrează în primul rând dezvoltarea articulațiilor plastice, de la capetele stâlpilor zvelți sau a grinzilor cadrelor din beton armat, solicitate în mod preponderent la încovoiere.

În cazul când aceste articulații plastice constau numai în formarea de fisuri normale pe axa elementului fără a implica distrugerii locale ale acestora 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 atât la grinzi cât mai ales la stâlpii medii sau scurți.

În cazul stâlpilor din beton armat la capetele acestora se concentrează de obicei toate cele trei eforturi provenite din încovoiere, forța axială și forța tăietoare, cu valorile lor maxime, astfel că păstrarea caracterului de articulație plastică a avariei, cu capacitate de rotire ductilă este posibilă numai în anumite condiții stricte, în care caz avarierea de la capetele stâlpilor căpătând un caracter casant și nediferențiat, cu distrugerea betonului, flambarea armăturilor longitudinale. Avariile construcțiilor apărute în urma cutremurelor, au diferit atât ca amploare cât și ca gravitate, în funcție atât de intensitatea seismică în zona considerată cât 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.

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 atât procesului lent de reașezare a structurii și respectiv a elementelor componente, cât și a mișcărilor seismice (replicilor) interioare, 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 mișcări de transmitere a eforturilor către terenul de fundare, ca urmare a proceselor complexe de deformare ce au luat naștere după cutremur.

2.2. CRITERII ȘI TIPURI DE CONSTRUCȚII AFECTATE DE CUTREMUR

Prin ariile întinse afectate în special de cutremurul din 4 martie 1977 orașul Craiova are mari concentrări de construcții de toate felurile, care au fost supuse în masă la acțiuni seismice puternice. 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;
- 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, natura materialelor și a sistemelor constructive (zidărie portantă din diverse materiale - cărămidă, blocuri de beton, beton celular- schelet de beton armat sau prefabricat, diafragme de beton armat monolite sau prefabricate, structuri mixte etc.), gradul de asigurare seismică, vechimea clădirilor, clădiri de diferite forme, destinația și dimensiunile.

În ceea ce privește construcțiile industriale, varietatea acestora este de asemenea foarte mare, hale parter sau etajate cu structura din beton armat monolit sau prefabricat și cu structură metalică. Comportarea acestor construcții, mai ales datorită variației intensității seismice este diferită pentru fiecare tip de structură.

Ca urmare, ținând seama de varietatea 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, cât și din punct de vedere al aspectelor specifice ale comportării, chiar la structuri similare situate în aceeași zonă sau localitate, apărând diferențe mari.

2.3. EFECTELE CUTREMURULUI DIN 4 MARTIE 1977 ASUPRA CONSTRUCȚIILOR DIN JUDEȚUL DOLJ- MUNICIPIUL CRAIOVA

Zonele în care efectele cutremurului au fost deosebit de importante și în care construcțiile au fost afectate în cea mai mare parte și cel mai grav sunt situate în exteriorul arcului carpatic și mai ales în partea de sud a țării, cuprinzând municipiul București, sectorul agricol Ilfov și județele Dolj, Argeș, Teleorman, Giurgiu, Prahova și Buzău.

În cadrul zonelor menționate intensitatea mișcării seismice a marcat culminații depășind cu cel puțin un grad intensitatea normală pentru multe zone. 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.

Situația se prezintă astfel :

- ▶ În județul Dolj cutremurul a avariat 28659 clădiri din care 6654 în municipiul Craiova, astfel că 72 sunt construcții agrozootehnice, 289 clădiri pentru prestări servicii, 101 edificii culturale, 382 clădiri pentru învățământul superior, liceal, profesional și de cultură generală, 58 unități sanitare, 31 construcții pentru centrale termice.

- ▶ Din punct de vedere al gradului de avariere situația se prezintă astfel :

| | Comune și orașe județ | | Municipiul Craiova |
|------------------------|-----------------------|-------|--------------------|
| Total clădiri avariate | 28659 | 22005 | 6654 |
| - prăbușite | 1587 | 1050 | 537 |
| - grav avariate | 4418 | 1966 | 2452 |
| - avariate | 22654 | 18989 | 3665 |

Din clădirile grav avariate din municipiul Craiova au fost propuse pentru demolare 1725, propuse pentru reparații capitale cu evacuarea de persoane 287 și 1809 propuse pentru reparații fără evacuare de persoane.

Aceste construcții au structuri diferite și regim de înălțare diferit, de asemenea sunt construcții vechi și construcții noi. Din construcțiile cu 4 nivele au fost avariate 172 blocuri din care 82 au necesitat lucrări de consolidare și 90 nu au avut afectată structura de rezistență.

Tot în municipiul Craiova au fost avariate de seism obiectivele principale și anume

- Clădirea Comitetului Județean;
- Primăria;
- Liceul Nicolae Bălcescu (Carol I);
- Liceul Frații Buzești;
- Universitatea;
- Facultatea de Mecanică;
- Facultatea de Agronomie;
- Muzeul de Artă;

Aceste construcții au fost în parte consolidate imediat după cutremurul din 1977.

În municipiul Craiova unde nu s-au luat măsuri de asigurare antiseismică, deoarece orașul era amplasat în zona de grad 6, conform STAS 2923- 63, iar intensitatea reală a cutremurului din martie 1977 (cel mai violent din ultimii 25 ani) 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.

2.4. COMPORTAREA LA CUTREMUR A CLĂDIRILOR DE LOCUIT

2.4.1. COMPORTAREA CLĂDIRILOR DE LOCUIT VECHI

Diversitatea comportării construcțiilor sub acțiunea cutremurelor, a fost pusă în evidență în cazul clădirilor de locuit, acestea constituind ponderea cea mai mare de clădiri care 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, vârsta construcțiilor, influențe ale perioadei de exploatare etc.

Din punct de vedere al alcătuirii constructive, clădirile de locuit vechi, afectate de cutremur pot fi grupate astfel :

- a) Clădiri foarte vechi cu structura portantă (pereții) din zidărie de cărămidă și cu planșee din lemn având de obicei numai parter, uneori cu subsol parțial sau etaj parțial, executate în cartierele vechi periferice ale orașului.
- b) Clădiri cu structură din zidărie portantă cu regim redus de înălțime fie P + 1,2 etaje pentru locuințe unifamiliare, de tip vilă edificate în prima jumătate a secolului nostru. Aceste clădiri au de multe ori forme

neregulate, cu variații locale pe înălțime, amplasate în grupe de câte două, alipite la calcan. Planșeele sunt parțial din beton armat, sau din cărămidă armată și parțial din lemn, în special la ultimul etaj.

- c) Clădiri cu structuri combinate, cu regim de înălțime P + 3,4 etaje adesea mansardate realizate parțial din zidărie portantă, în general perimetrală de 28 - 42 cm grosime și parțial cu stâlpi interiori și grupuri de beton armat sau mai rar metalice, cu planșee din beton armat.

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, având 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, fiind lipsite aproape complet de o comportare corespunzătoare pentru preluarea forțelor laterale.

Majoritatea acestor clădiri au suferit degradări la cutremurul din 1940, care din cauza războiului nu au fost remediate decât parțial.

Din punct de vedere al comportării la cutremur al clădirilor vechi de locuit, cu structura de zidărie portantă, cu regim redus de înălțime (parter și până la P + 3 etaje) este greu de desprins aspecte generale comune privind avariile și efectele constatate, existând situații foarte diferite începând cu prăbușiri în unele cazuri și avarii grave cu dizlocări sau expulzări de ziduri (mai ales în cazul clădirilor din materiale slabe și cu planșee din lemn, insuficient ancorate de pereți) și continuând în majoritatea cazurilor, cu crăpături și fisuri de amploare foarte diferită.

În ceea ce privește prăbușirile, trebuie menționate distrugerile grave produse la clădirile foarte vechi din orașul Craiova cu parter sau parter și 1-2 niveluri, realizate în general cu materiale foarte slabe.

Clădirile grav avariate prezintă în general crăpături mari și dislocări ale zidăriei portante, planuri de rupere înclinate la 45° sau în formă de X, ceea ce are

ca urmare o reducere importantă a capacității de rezistență ultima și a rigidității, fiind astfel incapabile să suporte un nou seism, în unele cazuri existând riscul de prăbușire (în special în cazul planșeelor cu grinzi din lemn sau chiar materiale lipsite de legături orizontale, care prezintă și ele numeroase fisuri, mai ales pe contur).

Tot la aceste clădiri s-au mai constatat fisuri verticale la intersecția zidurilor insuficient țesute sau deasupra golurilor de la uși, avarii la casa scărilor, iar calcanele 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 unele construcții producând uneori avarii la clădirile învecinate.

În comportarea clădirilor vechi cu zidărie portantă a reeșit deci în evidență efectul defavorabil al absenței unei legături transversale eficiente a zidăriei.

Clădirile cu planșee și centuri de beton armat sau comportat mult mai bine decât cele cu planșee din lemn sau chiar metalice, caracterizate prin lipsa de legături perimetrice la rezemarea pe pereți.

La unele construcții s-a pus în evidență o comportare bună și în cazul planșeelor cu grinzi metalice și boltișoare de cărămidă sau plăci de beton, datorită monolitismului și rigidității caracteristice acestor soluții de planșee, care se apropie de cele de beton armat, prin conferirea legăturii orizontale necesare unei comportări îmbunătățite a zidăriei.

Comportarea la cutremure a clădirilor vechi cu structuri combinate, cu zidărie portantă perimetrală și stâlpi interiori de beton armat a fost în general slabă, chiar în cazul planșeelor din beton armat, datorită lipsei pereților interiori de rezistență, care să asigure rigiditatea și preluarea forțelor orizontale necesare.

Ca urmare, la aceste tipuri de clădiri, cutremurele au provocat numeroase crăpături la toate zidurile și chiar dislocări în special la colțuri, precum și fisuri în grinzi și plăci, avarierea casei scărilor. Ilustrarea acestei situații este dată de figura 2.1. a-e.



Figura 2.1. Avarieri la construcții (continuare)

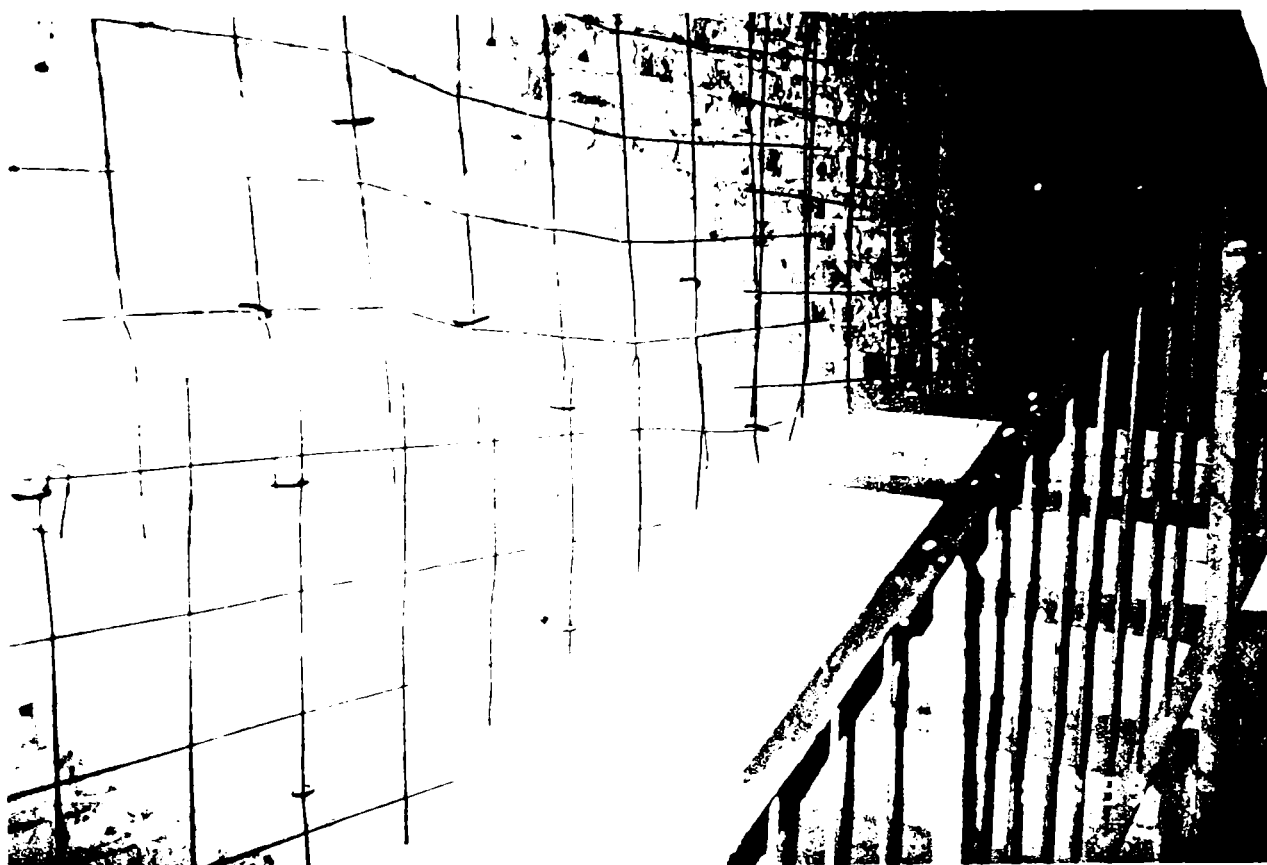


Figura 2.1. Avarieri la construcții (continuare)

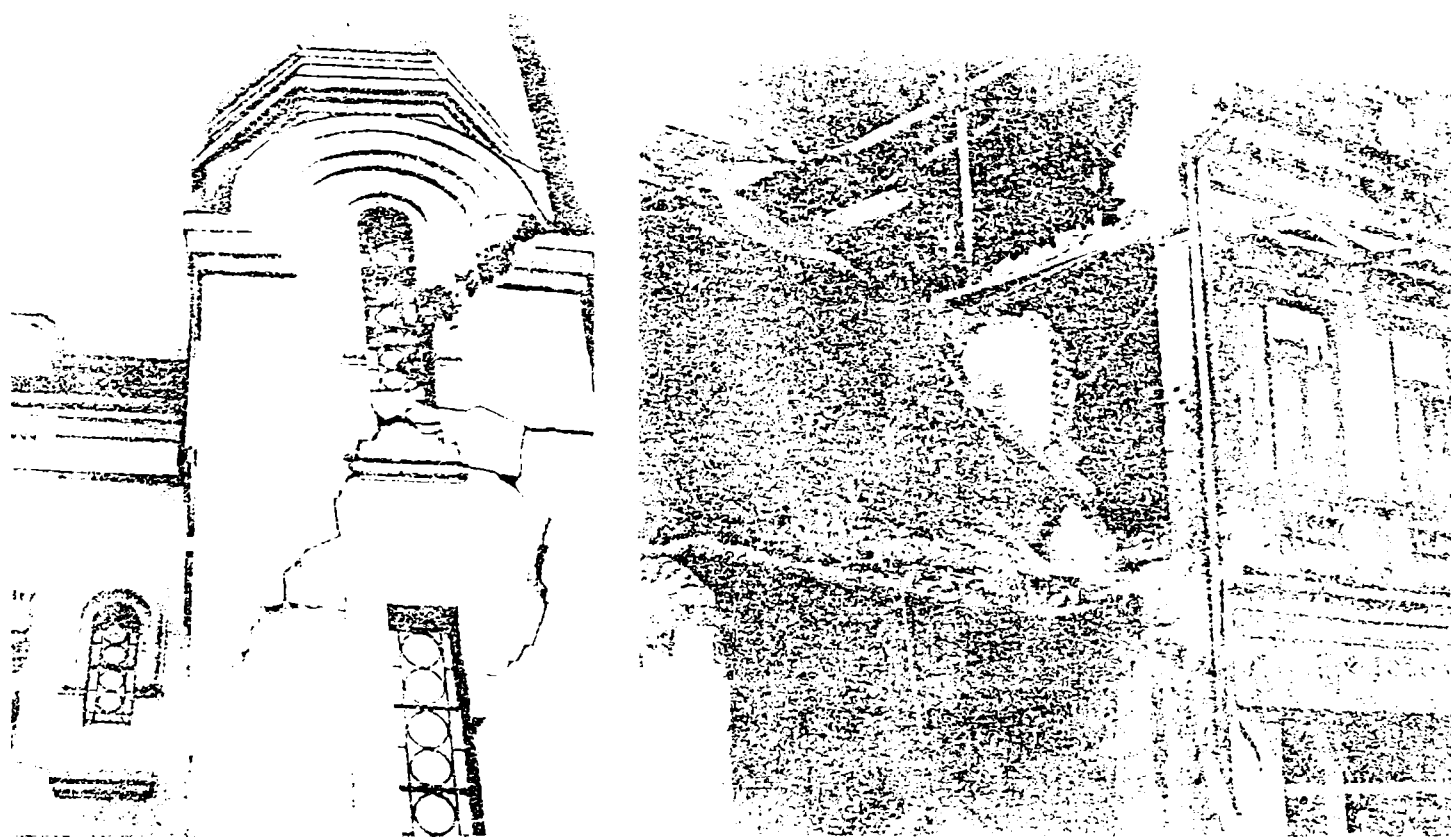
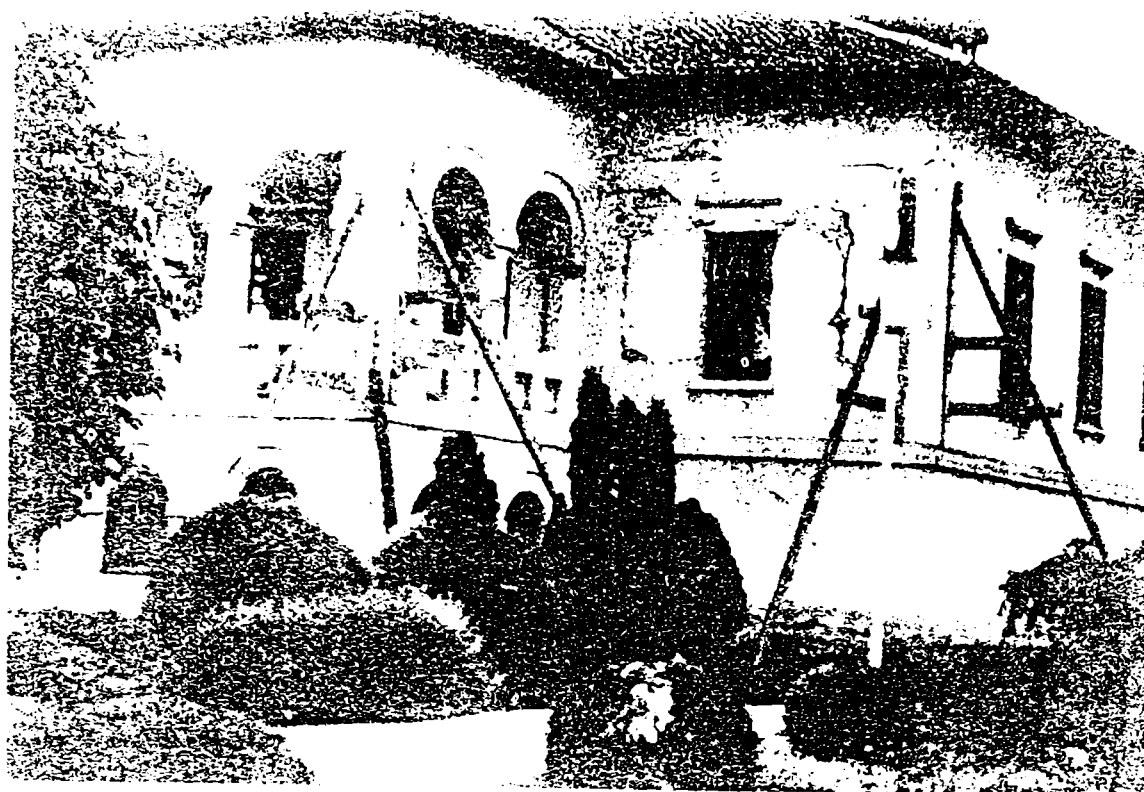


Figura 2.1. Avarieri la construcții (continuare)



Figura 2.1. Avarieri la construcții (continuare)

2.4.2. COMPORTAREA CLĂDIRILOR DE LOCUIT NOI

Clădirile de locuit noi executate după anul 1950 și până în prezent, cuprind o varietate relativ mare de scheme funcționale și soluții constructive.

În soluții au fost incluse în special proiectele tip aplicate pe scară largă, începând cu perioada de după 1960 de când s-au executat ,până în prezent peste 90% din totalul de clădiri noi de locuit.

Soluțiile tipizate ale clădirilor de locuit de mare serie, folosite în țara noastră în perioada menționată, inclusiv în regiunile seismice cum este județul Dolj- municipiul Craiova, pot fi grupate în următoarele sisteme constructive principale :

a) Pentru clădiri cu puține niveluri:

- Zidărie portantă (deseori întărită cu sâmburi de beton armat) pentru P + 1...4 etaje, cu planșee monolite și mai ales prefabricate.
- Panouri mari pentru parter și 4 etaje.
- Diafragme din beton armat monolit pentru parter și 4 etaje , în sistem fagure cu parter rigid sau flexibil și în sistem celular (cofraje glisante , cofraje plane, cofraje spațiale etc,) cu planșee monolite sau prefabricate.
- Elemente spațiale pentru parter și 4 etaje

b) Pentru clădiri cu multe niveluri

- Diafragme de beton armat monolit pentru parter și 10 etaje în sistem fagure (diafragme dese) sau celular (diafragme rare), realizate cu diverse tehnologii, cu planșee monolite sau prefabricate.
- Cadre de beton armat pentru parter cu 4...8 etaje su stâlpi, monolite și restul elementelor grinzi, planșee prefabricate.

- Nucleu central și stâlpi din beton armat monolit pentru parter și 8 etaje cu grinzi și planșee monolite sau prefabricate.

În cadrul diferitelor tipuri de sisteme constructive au fost utilizate ,pe lângă diversele tehnologii menționate (prefabricate, cofraje industrializate pentru beton monolit) și variante în ceea ce privește forma în plan a clădirilor (inclusiv numărul și poziția diafragmelor) și modul de ansamblare al tronsoanelor de clădiri cât și variante în ceea ce privește materialele pentru pereții exteriori și interiori.

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 neexistând în orașul Craiova, 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 acțiunea încărcărilor seismice și prin aceea că aceste clădiri nu au suportat un alt cutremur pe durata lor decât cel din 4 martie 1977.

2.4.2.1. COMPORTAREA CLĂDIRILOR DE LOCUIT NOI DIN ZIDĂRIE PORTANTĂ

Clădirile de locuit cu puține niveluri (parter și 4 etaje) din zidărie portantă, constituie un fond locativ important întrucât până acum 28 ani intrau cu ponderea principală în volumul de locuințe realizat anual mai ales în orașele de provincie.

Comportarea la cutremurul din 4 martie 1977 (care a fost cel mai violent) a acestor clădiri s-a manifestat diferit, în funcție de măsura în care a fost asigurată o alcătuire corespunzătoare preluării încărcărilor seismice și gradul de intensitate seismică a zonei respective.

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 3...4m interax pe care reazemă planșeele (cea mai utilizată în zonele seismice).
- Schema cu pereți portanți longitudinali, cu planșee rezemate pe pereții fațadelor și pe peretele median, având pereți transversali de contravântuire la circa 10...12 m, interax, numai în dreptul casei scării și la separația dintre apartamente.

La clădirile tip punct, pereții portanți sunt distribuiți pe anumite direcții, încadrând casa scării, amplasată central.

Varietatea foarte mare de partituri de arhitectură, nelegate de condiții industrializate a condus la un mare număr de scheme structurale , cu rezolvări diferite, în special în ceea ce privește capetele clădirilor, cuplărilor 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 (atât la exterior cât și la interior) iar ulterior s-a trecut la adaptarea pereților exteriori din zidărie eficientă de 30 cm grosime, iar la cei interiori de 25 cm grosime, prevăzându-se întărirea colturilor și intersecțiilor cu stâlpi din beton.

Planșeele clădirilor cu zidărie portantă s-au realizat la început din beton armat monolit și din fâșii prefabricate cu goluri sau alte sisteme prefabricate, iar în ultima perioadă, mai ales din panouri și semipanouri prefabricate.

Asigurarea antiseismică a clădirilor din zidărie portantă, conform prescripțiilor în vigoare, începând cu anul 1962, cuprindea pe lângă 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 :

- Sâmburii de beton armat la colțuri și la intersecția diafragmelor de zidărie, turnați odată cu executarea zidăriei.
- Centuri de beton armat în lungul pereților portanți.
- Realizarea unor planșee alcătuind șaibe orizontale rigide.
- Folosirea unor mărci superioare pentru cărămizi și mortare
- Înglobarea de armături în rosturile zidăriei.

Clădirile din zidărie portantă proiectate și executate conform prevederilor din prescripțiile tehnice (normativul P13-63-70 și normativul P2-62-75) pentru zone seismice la care s-a realizat o bună comportare antiseismică, printr-o alcătuire adecvată a structurii cu diafragmă din pereți continui pe ambele direcții, de grosime suficientă, cu procent limitat de goluri, cu asigurarea conlucrării spațiale, prin planșee ce formează șaibe rigide și a unor elemente corespunzătoare de beton armat pentru legături, nu au suferit în general decât avarii neînsemnate, nefiind pusă în pericol stabilitatea și rezistența construcțiilor, chiar în zonele unde intensitatea seismică a fost foarte ridicată.

În cazul când 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, începând cu avarii mai reduse, care au afectat parțial numai unele elemente și ajungând până la afectarea rezistenței și stabilității ansamblului structurii cum a fost cazul unor clădiri din Craiova. Aceste defecțiuni și avarii au fost foarte mari acolo unde clădirile au fost proiectate pentru un grad de intensitate seismică mai mare decât intensitatea reală apărută la cutremurul din 1977.

Acesta a fost cazul municipiului Craiova mai ales în cartierul Valea Roșie, amplasat pe terasa medie a Jiului, cu teren sensibil la umezire, considerat în trecut în zona

seismică de gradul 6. 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 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 remediarea degradărilor mici să fie tratată cu toată seriozitatea.

Pentru zona cu intensitate seismică efectiv realizată de 7-8 a fost înregistrată toată gama tipurilor de avari, 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, amplasate de obicei la colțurile golurilor de la ferestre și uși, mergând până la crăpături mari înclinate 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.
- Fisuri orizontale în pereți situate mai ales sub planșeul peste parter, sau la partea inferioară și superioară a spaleților dintre ferestre.
- Fisuri verticale de lungime mare în perete, uneori pe toată înălțimea peretelui, de obicei în continuarea fisurilor apărute în rosturile dintre elementele prefabricate ale planșeelor (fâșii, 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, datorate de asemenea și unor defecte locale ale zidăriei (rosturi neumplute, mortar slab).
- Deplasarea pereților de la verticală
- Dislocări și expulzări de zidărie la colțurile clădirii.

În legătură cu avariile apărute la clădirile cu zidărie portantă mai sunt de menționat unele particularități și anume utilizarea cărămizilor eficiente folosite pentru zidurile interioare a produs dificultăți de țesere la intersecțiile pereților din cauza diferenței de grosime a asizelor care permiteau legături mari la 3-4 rânduri, țeserile fiind deci defectuoase și favorizând dezrădăcinări între ziduri și fisuri verticale la intersecția acestora.

2.4.2.2. COMPORTAREA CLĂDIRILOR DE LOCUIT 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 general la toate clădirile din panouri mari s-a adoptat forma de clădire tip bară de regulă cu structura în fagure, având diafragme pe ambele direcții, acordându-se o atenție deosebită atât bunei conformări structurale, cât 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 cutemurul din 4 martie 1977, neșemnalându-se avarii la elementele structurale care să afecteze stabilitatea și rezistența clădirilor chiar în zonele unde cutremurul a avut o intensitate mai mare cum este cazul orașului Craiova.

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, având îmbinări corespunzătoare, precum și prin calitatea bună a betonului prefabricat.

În ceea ce privește clădirile de locuit integral prefabricate din elemente spațiale realizate înainte de cutremur în orașul Craiova, acestea nu au avut de suferit la cutremur.

2.4.2.3. COMPORTAREA CLĂDIRILOR DE LOCUIT NOI CU DIAFRAGME DE BETON ARMAT TURNATE MONOLIT

Soluțiile de structuri cu diafragme verticale de beton armat monolit, constituie ponderea cea mai mare dintre sistemele constructive noi aplicate în zonele seismice, mai ales pentru clădiri de locuit cu multe niveluri (în general parter și 8 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 transvesale.

La clădirile în formă de bară s-au utilizat două scheme constructive :

- cu diafragme transversale dese la fiecare travee (sistem fagure)
- cu diafragme transversale rare la 2-3 travee (sistem celular) având grinzi transversale intermediare, monolite sau prefabricate, rezemate pe stâlpi și fațade și de diafragme longitudinale interioare.

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 placaj și apoi metalice universale, din cofraje glisante și cofraje metalice spațiale.

Folosirea diverselor tipuri de cofraje a impus condiții restrictive în ceea ce privește alcătuirea structurii de rezistență, care nu au permis în toate cazurile rezolvări adecvate din punct de vedere al rezistenței antiseismice.

Folosirea cofrajelor glisante a impus executarea ulterioară a planșeelor cu rezemări dificile, în lăcașuri lăsate în pereți, folosirea cofrajelor spațiale a limitat grosimea bulbilor de la capetele dinspre fațadă ale cofrajelor transversale, de asemenea folosirea cofrajelor metalice plan universale a impus unele condiții restrictive în ce privește bulbi din fațadă, intersecțiile de diafragme.

Sub aspectul armării pereților de beton, în unele cazuri s-a redus această 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 la aceste diafragme, care s-a resimțit negativ în comportarea la cutremur a acestor structuri. 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 întotdeauna satisfăcătoare.

Această comportare a fost diferită, în funcție atât de numărul de niveluri, de tipul de structură utilizat, cât și de intensitatea mișcării seismice în zonele de amplasament.

Clădirile cu diafragme având parter și 4 etaje s-au comportat bine la cutremur, atât cele cu structura de tip fagure cât și cele de tip celular, nesemnalandu-se avarii structurale importante.

Clădirile cu diafragme de beton armat monolit, cu multe niveluri, au avut însă o comportare mai puțin bună la cutremur. Degradările au fost mai pronunțate la diafragmele orizontale paralele 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 decât la cele executate cu cofraje plane de inventar (din placaj) sau metalice.

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 armări insuficiente a unor diafragme sau poziționări 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, care a depășit valorile prevăzute în normele de proiectare în vigoare, se menționează și comportarea antiseismică deficitară sub aspectul geometriei generale, al distribuției rigidităților de nivel și al legăturilor între elementele structurale pentru asigurarea conlucrării spațiale, precum și deficiențele de execuție mai ales sub aspectul calității betonului.

De remarcat este 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 diaframelor în plan - avarii localizate la diafragma longitudinală, datorită decalării diaframelor transversale caz apărut în Craiova, precum și tendințe de separare în zona casei scărilor, unde diafragma longitudinală este întreruptă (clădirea având o singură diafragmă longitudinală)sau avarii la placa culoarului lipsită de nervuri (la clădirile cu două diafragme longitudinale).

Ca tipuri de avarii constructive, apărute la clădirile cu diafragme din beton armat monolit cu multe niveluri se menționează următoarele :

a) Avarierea buiandrugilor de deasupra golurilor din diafragme (care constituie prima linie de rezistență postelastice) și care a cuprins întreaga gamă de avarii, de la fisuri fine până la rupere completă și ieșire din lucru, avariile au apărut mai ales la primele niveluri dar uneori s-au extins pe întreaga înălțime a clădirii. Cele mai frecvente au fost fisurile înclinate într-un sens sau în ambele sensuri (X) provocate de forța tăietoare.

b) Avarierea diaframelor cu goluri constând din ruperi casante în zona comprimată de la capetele diaframelor mai ales în zona inferioară a diaframelor (localizată de obicei între soclu și planșeul peste parter , de regulă în locuri cu defecte de execuție) caracterizate prin zdrobirea și expulzarea betonului, flambarea armăturilor longitudinale.

Fisurarea multiplă a corpului diafragmei, cu caracter general, pe mai multe etaje, începând cu fisuri abia perceptibile și mergând până la crăpături de 2-3 cm,

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 de armături continue sau de întreruperi în turnarea betonului) dar au existat și cazuri 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 lungi în zonele de intersecție cu diafragmele longitudinale cu cele transversale sau în zonele slăbite de tijele de glisare).

c) Fisuri pe conturul planșeelor la clădirile executate în cofraje glisante în zonele de rezemare, pe dinți (în golurile lăsate la glisare datorită defecțiunilor de execuție).

2.4.2.4. COMPORTAREA CLĂDIRILOR DE LOCUIT NOI ÎN CADRE DE BETON ARMAT

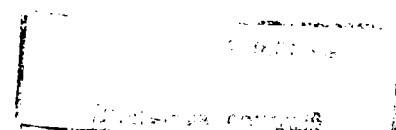
Deși sistemul constructiv cu cadre de beton armat a avut până în prezent o utilizare mult mai restrânsă la clădirile noi de locuit în raport cu celelalte sisteme constructive (diafragme de beton armat monolit sau panouri mari) acestea se caracterizează prin adoptarea unor trame în ansamblu ordonate, cu grinzi pe ambele direcții, formând cadre spațiale împreună cu stâlpii dispuși regulat.

Stâlpii structurii sunt din beton armat monolit (B170, B250 și apoi B300) grinzile sunt monolite sau mai rar prefabricate, iar planșeele sunt fie monolite fie din panouri și semipanouri prefabricate sau din predale 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 fâșii de beton celular autoclavizat, iar fațadele au fost executate la început din zidărie de cărămidă eficientă și apoi din blocuri de beton celular autoclavizat.

Clădirile de locuit cu structură din cadre de beton armat au fost realizate cu regim de înălțime variabilă, începând chiar cu parter și 3...4 etaje și un număr restrâns cu până la 8 etaje, aplicarea lor fiind determinată de necesitatea amplasării unor magazine la parter și uneori la etajul I. Varietatea soluțiilor utilizate la proiectarea clădirilor de locuit noi 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 diferite, pornind de la situația când nu s-au înregistrat nici un fel de avarii în structură și mergând până la avarii mai grave.

Cazurile tipice de avarii la clădirile cu structura în cadre de beton armat, apărute în marea lor majoritate la unele clădiri mai înalte constau atât în degradări ale structurii de rezistență propriu zise (stâlpi și grinzi) cât 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 niveluri. Cauza principală a avariilor apărute la clădirile cu structura în cadre de beton armat și panouri de zidărie a constat în primul rând în intensitatea ridicată și caracteristicile spectrale ale cutremurului din martie 1977, care au dus la solicitări mult mai mari decât cele prevăzute în calcul. Se menționează de asemenea rezistența și rigiditatea redusă a cadrelor din beton armat în special la forțe tăietoare din cutremur precum și cunoașterea insuficientă și lipsa de reglementare prin prescripții a modului de luare în considerare a rigidității structurilor în cadre mai ales a modului de conlucrare la solicitări dinamice - seismice de mare intensitate, a ansamblului format din două categorii de elemente cu caracteristici foarte diferite, cadre de beton armat și panourile de zidărie, de regulă împănate între stâlpi și grupurile cadrelor.



Ca urmare a acestei situații a apărut o diferență mare între rigiditatea structurii, estimată prin proiectarea (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 decât cea rezultată din calcul, răspunsul apropiindu-se mai mult de comportarea unui sistem cu diafragme din "zidărie înrămata".

Prin aceasta pe de o parte se măresc încărcările seismice ale cadrelor cu mult peste cele luate în considerare în calcul, putând să apară și nesimetrii și efecte sensibile de torsiune de ansamblu, din cauza distribuției neregulate a pereților, ceea ce poate provoca suprasolicitarea și deci degradarea mai ales a stâlpilor cadrelor la acțiunea forțelor, pe de altă parte elementele nestructurale sunt 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 (zidărie de cărămidă, de beton celular) fără rezistență la întindere.

În acest mod zidăriile participă la prelucrarea primelor solicitări date de forțele seismice constituind primele posibilități de disipare a energiei induse și ca urmare suferă deteriorări importante, constând din fisuri și degradări, după care solicitările transmise cadrelor cresc considerabil.

În general 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 provocate de cutremur la elementele structurilor noi în cadre de beton armat reprezintă avarii apărute în stâlpi și grinzi ca urmare a diferitelor eforturi produse de încărcări, încovoiere, efort axial, forța tăietoare.

În cazul stâlpilor, avariile sunt legate de preponderența tipurilor de efort menționat. La grinzile cadrelor una din avarii a constat din producerea articulațiilor plastice la capete datorate momentului încovoietor, manifestate sub forma unor

fisuri normale situate la partea întinsă superioară sau inferioară a grinzilor. Asemenea fisuri mai dezvoltate au fost însoțite și de cedări ale zonei comprimate de beton, în unele cazuri cu flambări de armături.

Altă categorie de avarii apărute la grinzi constă din fisuri oblice (la circa 45°) situate spre reazeme și pornind de la partea inferioară unde sunt mai deschise.

Aceste avarii cu caracter casant și foarte periculoase provin din eforturi principale provocate de acțiunea forței tăietoare. Avarii specifice structurilor în cadre de beton armat produse de cutremur, se menționează avariile nodurilor de cadru, fenomen mai rar dar casant, manifestat prin degradarea generalizată a volumului de beton din centrul nodului cuprinzând exfolierea și desfacerea betonului în bucăți, flambarea barelor longitudinale, desfacerea eventualilor etrieri, având ca rezultat scurtarea stâlpului 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.

Referitor la modul de comportare a structurilor în cadre de beton armat la acțiunea cutremurului și la natura avariilor apărute se menționează :

- I. Apariția articulațiilor plastice 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 fi împiedicat zdrobirea betonului.

În acest sens măsurile de asigurare antiseismică 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.

- II. În afară de avariile apărute în elementele structurii de rezistență propriu-zisă la cutremurul din 1977 s-au constatat avarii foarte importante în așa zisele elemente nestructurale, respectiv în panourile de zidărie ale clădirilor în cadre de beton armat.

Aceste avarii prezintă o varietate foarte mare de forme și aspecte în funcție de gradul de înrămare al panoului de zidărie între elementele cadrelor și de conlucrarea acestora, în funcție de dimensiunile panoului, de prezența și procentul golurilor și în funcție de calitatea materialelor folosite. Gradarea avariilor apărute în zidăriile clădirilor în cadre de beton armat a cuprins o întreagă gamă, de la fisuri superficiale în tencuială sau fisuri separate pe conturul panourilor de zidărie, din structura de beton armat, trecând la fisuri și crăpături pătrunse înclinate la 45°, simple sau în formă de X și ajungând până la dislocări locale, deplasări și dislocări generalizate și chiar uneori prăbușiri parțiale sau totale ale zidăriei.

Cauzele comportării mai slabe la cutremurul din 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 sau la prevederea în prescripții a calculului la forțe tăietoare, care împreună au condus la o insuficientă capacitate 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.

În ceea ce privește comportarea la cutremurul din martie 1977 la Craiova blocul "Ciufulici" cu magazine la pater a suferit ruperi de stâlpi la parter și crăparea puternică a zidăriei.

2.5. COMPORTAREA LA CUTREMUR A CLĂDIRILOR SOCIAL - CULTURALE ȘI ADMINISTRATIVE

2.5.1. 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.

O mențiune aparte se poate face referitor la clădirile pentru cult și în speță bisericile care prin modul lor de construcție, prin volumul lor specific și vechimea lor , rămase neschimbate de zeci și chiar sute de ani au avut mult de suferit la acțiunea cutremurelor succesive, la care au fost supuse pe durata lor de viață.

Cutremurul din 4 martie 1977 a produs distrugeri și avarii importante la unele biserici din Craiova, în total 12 , din care citez : biserica Sfinții Arhangheli, biserica Sfântul Spiridon, biserica Sfântul Ilie, biserica catolică Sfântul Anton și biserica evanghelistă. Au fost afectate și clădiri de mare valoare arhitecturală și artistic- culturală din orașul Craiova: clădirea Prefecturii, Primăria, liceele Carol I (Nicolae Bălcescu), Frații Buzești, Universitatea, Facultatea de Agronomie și Mecanică, Muzeul de Artă.

Astfel de clădiri realizate în cea mai mare parte la sfârșitul secolului trecut și începutul acestui secol, aveau ca principal sistem constructiv ziduri portante masive de rezistență slabă (din cărămidă cu mortar fără ciment sau cu foarte puțin ciment) și planșee de alcătuire foarte variată, întâlnindu-se chiar la aceiași clădire mai multe tipuri de planșee (boltișoare de cărămidă pe profile metalice sau planșee cu grinzi de lemn, fără centuri sau alte legături, bolți de cărămidă și mai rar având unele porțiuni cu plăci de beton armat monolit). Deși numărul de nivele la aceste clădiri era redus (parter și 1-2 etaje), înălțimea etajelor relativ mare, ajungând până la 5...7 m, 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 grele, coșuri înalte, arcade interioare etc, 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 cum ar fi consolidarea pereților portanți prin cămășuieli de beton armat și introducerea unor elemente antiseismice (stâlpișori, centuri), înlocuirea planșeelor din lemn cu planșee de beton armat, introducerea unor stâlpi de susținere și echilibrarea zonelor instabile.

Din clădirile de mai sus se menționează cazurile de avariere mai gravă :

- Clădirea Muzeului de Artă cu demisol, parter și etaj, din zidărie de cărămidă cu planșee de lemn a fost avariata prin crăparea zidăriei, prăbușiri de coșuri și ornamente grele care au distrus local planșeele cu tavane decorative pe două nivele și portalul de intrare.
- La clădirea liceului Colegiul Carol I (Nicolae Bălcescu) cu subsol, parter și două etaje, din zidărie portantă și planșee mixte (cu traverse metalice la subsol și parter, cu grinzi de lemn la etajul I și beton armat la etajul II, s-au constatat crăpături, desprinderi de elemente decorative și prăbușiri de planșee.
- La clădirea Consiliului Popular Județean (Prefectura), cu demisol, parter și etaj din zidărie masivă de cărămidă și planșee din profile metalice și bolțișoare 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 principale având tendința de instabilitate, cu zidăria exterioară fisurată, crăpată și deplasată, precum și coșuri prăbușite.

În figura 2.1. se poate observa gradul de avariere a unei părți din aceste clădiri.



Figura 2.2. Avarieri la muzeul de artă

2.5.2. COMPORTAREA CLĂDIRILOR NOI

Clădirile noi social-culturale și administrative sunt de o diversitate funcțională foarte mare cuprinzând clădiri pentru cazare colectivă și hoteluri, clădiri școlare, clădiri sanitare, clădiri culturale, cantine, clădiri comerciale, clădiri pentru sport.

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) precum și structuri mixte.

Sub aspectul comportării la cutremur s-a constatat o comportare mult mai bună a clădirilor noi social - culturale și administrative, în comparație cu cele vechi.

Sub aspectul avariilor s-au înregistrat în general toate tipurile de avarii apărute și la clădirile de locuit.

2.6. COMPORTAREA LA CUTREMUR A CONSTRUCȚIILOR INDUSTRIALE

Marea majoritate a construcțiilor industriale au fost proiectate și realizate mai recent, respectiv în perioada de după 1950 și chiar după 1960.

Cutremurul din martie 1977 a fost deci primul cutremur mare care a intervenit în existența lor, 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. Aceste construcții au avut o comportare mai bună la cutremur înregistrându-se avarii mai reduse. Construcțiile industriale pot fi grupate în trei mari categorii hale parter, clădiri etajate și construcții speciale.

Principalele grupe de structuri folosite la halele industriale parter realizate înainte de cutremurul din 4 martie 1977 au fost următoarele : structuri de beton armat monolit, structuri de beton armat prefabricat, structuri mixte și structuri metalice.

Comportarea acestor structuri la cutremurul din martie 1977 a fost în general bună, existând atât construcții care nu au suferit deloc avarii, cât și altele la care s-au înregistrat degradări și avarii.

Un caz de prăbușire parțială (două travee de capăt) s-a constatat la clădirea unei secții de la tăbăcăria Bucovăț Craiova, o construcție nesimetrică cu defecte mari de rigiditate, având acoperișul de beton armat cu luminatoare mari, cu două deschideri neegale (de 15 m și 6 m) și travei de 6 m, susținut de grinzi principale rezemate pe stâlpi centrali și la capetele exterioare pe zidărie portantă. Clădirea a avut o rezervă de rezistență minimă ca urmare a modului de alcătuire și a fost situată în zona unde intensitatea mișcării seismice a fost mult mai mare decât cea prevăzută în calcule.

La halele parter cu structură integral prefabricată, pe lângă o comportare în general bună, s-au înregistrat totuși și unele cazuri de prăbușiri parțiale, precum și o serie de avarii datorită atât intensității mari a cutremurului cât și nerespectării întocmai a unei conformări antiseismice consecvente sau a regulilor de execuție prescrise.

În ceea ce privește prăbușirea se menționează cazuri izolate și anume prăbușirea parțială, până 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 autoclonizat a Întreprinderii de Prefabricate Craiova (amplasată în zona seismică de gradul 6 după vechea zonare dar unde intensitatea cutremurului din 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 stâlpilor 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 stâlpii au fost legați rigid de un planșeu monolit intermediar construit în zona punctului termic și a unui post trafo) față de restul halei. Clădirile industriale etajate reprezintă o pondere mai redusă în ansamblul construcțiilor industriale.

Deși aceste clădiri au fost supuse în timpul cutremurului din martie 1977 la solicitări care au depășit cu mult valorile de calcul, se remarcă în general buna lor comportare 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 se menționează:

- ▶ Cele mai multe avarii au apărut la stâlpi, mai ales prin formarea articulațiilor plastice la capetele stâlpilor (fisuri și exfolieri cu armătura flambată, ruperi de beton) datorită în primul rând capacității de rezistență mari a grinzilor, în raport cu cea a stâlpilor, ducând la cedarea stâlpilor la acțiunea unor încărcări seismice mari (care la clădirile vechi nu au fost 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.

La unele structuri au apărut fisuri oblice la 45° și chiar crăpături.

- ▶ Grinzile cadrelor au fisurat și uneori prezintă crăpături în special la primele niveluri, datorită momentelor încovoietoare și forțelor tăietoare mari, ce au luat naștere la cutremure atât la clădirile vechi cât și la cele noi.
- ▶ Clădirile industriale etajate cu structura combinată (mixtă) formate din cadre pe ambele direcții, având în general stâlpi din beton armat monolit, rigle principale și planșeele prefabricate (formând șaibe rigide), cu grinzile de rigidizare de beton armat monolit, constituind cele mai răspândite tipuri de structuri utilizate.

Dintre avariile apărute la această categorie de clădiri se menționează :

- Fisuri înclinate la capetele unor stâlpi și în rare cazuri cu tendință de desprindere a betonului la muchii.
- Fisuri verticale și înclinate în general nepătrunse la reazemele unor grinzi.
- Fisuri în diafragmele unor nuclee de rigidizare sau în rampele și podestele unor scări.

Cauzele acestor degradări constau atât în valoarea relativ mare a încărcărilor seismice reale cât și în nerealizarea în toate cazurile a unei conformări seismice adecvate, numeroase rigidizări locale cu elemente nestructurale ale elementelor

împiedicând libera lor deplasare, producând în consecință suprasolicitări.

Se mai rețin cauze ca : insuficiența rostului seismic ceea ce a dus la ciocnirea unor corpuri de clădire adiacente de rigidități diferite, armarea transversală insuficientă, defecțiuni de execuție.

În ansamblu însă aceste structuri au avut o comportare bună la cutremur care se explică atât printr-o bună conformare și dimensionare acoperitoare a elementelor, stabilită prin proiectare, cât și prin calitatea bună a betonului din elementele prefabricate inclusiv din stâlpi preturnați.

2.6.1. COMPORTAREA CONȘTRUCȚIILOR INDUSTRIALE SPECIALE

În această categorie de construcții se cuprind numeroase grupe de tipuri de construcții industriale speciale, cele mai importante fiind următoarele :

- silozuri și buncăre;
- recipiente pentru lichide, castele de apă , turnuri de răcire, coșuri de fum;
- estacade exterioare pentru poduri rulante, pasarele pentru benzi transportoare.

Aceste construcții au avut o comportare bună la cutremur, fără a se înregistra avarii grave.

2.7. COMPORTAREA LA CUTREMUR A CONȘTRUCȚIILOR AGROZOOTEHNICE

Construcțiile agrozootehnice sunt 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 la calitatea execuției.

Dintre toate tipurile de construcții agrozootehnice, silozurile de cereale au avut o comportare mai caracteristică la cutremurul din 4 martie 1977.

Comportarea la cutremure a silozului Jiul din Craiova de tip vechi a fost în general bună (mai ales dacă se ține seama de faptul că această construcție a suportat și cutremurul din noiembrie 1940), avariile apărute în unele elemente neducând la distrugerea lor și putând fi ușor remediate. Deteriorările au constat în : avarierea stâlpilor (fisuri), zidărilor de închidere (crăpături și dizlocări) la galeria superioară a silozului.

Avarii în structura de beton armat (fisuri) și a zidăriei de la turnul mașinilor, mai ales în porțiunea elevatoarelor.

Nu s-au constatat avarii la celulele silozului.

2.8. COMPORTAREA LA CUTREMUR A CONSTRUCȚIILOR HIDROTEHNICE SUBTERANE

2.8.1. FACTORII CE INFLUENȚEAZĂ EFECTELE SEISMICE ASUPRA STRUCTURILOR SUBTERANE

Distrugerile suferite de construcțiile subterane datorate cutremurelor și exploziilor constituie un subiect de mare interes în multe aplicații, căruia i s-au dedicat numeroase studii (Dowding și Rozen, 1978; McLure, 1982; Owen and Scool, 1981; Pratt,1982; La Breche,1983; Dowing et al, 1983; Asmis, 1984; Dowding 1985, Kunita 1994, Suzuki 1996, lida et al 1996, Yoshida și Nakamura 1996).

Deoarece în puține cazuri au existat și măsurători ale mișcării în punctele în care s-au produs aceste evenimente, în general analizele s-au desfășurat pe baza unor corelări empirice.

Necesitatea stabilirii unui consens asupra metodelor de proiectare antiseismică a structurilor subterane a fost recunoscută de mult timp. În 1980 Internațional

Tunneling Association a înființat în acest scop un grup de lucru . De atunci grupul se întâlnește regulat pentru a discuta progresele înregistrate în colectarea datelor evenimentelor și pentru a pregăti documentațiile și recomandările de calcul și proiectare cele mai adecvate.

Efectele cutremurului asupra tunelurilor și alte construcții subterane au constituit subiectul a numeroase rapoarte. Potrivit unei recenzii cuprinzătoare a acestor rapoarte, întocmită de către URS/Blume and Associates pentru Fundația Națională de Științe a Departamentului de Transporturi ale Statelor Unite (Owen și Schooll, 1981), avariile produse de cutrmur asupra excavațiilor subterane sunt atribuite următorilor trei factori. .

- accidente tectonice;
- cedări ale terenului;
- trepidații seismice;

Avariile datorate accidentelor tectonice apar atunci când excavațiile traversează o zonă străbătută de falii. In aceste circumstanțe distrugerile în general sunt limitate la zona faliei,numeroasele fisuri ce desăvârșesc colapsul lucrării, depinzând de deplasarea faliei și de proprietățile geotehnice ale masivului în care s-a relizat excavația. In mod evident, alunecarea faliilor nu poate fi prevenită.De aceea în cazul în care lucrarea subterană traversează zona unei falii active, sau potențial active, trebuie luate măsuri constructive speciale.Atât excavația subterană cât și sistemul de sprijinire trebuie astfel concepute încât să se poată conforma acestor deplasări fără a-și pierde însă funcționalitatea și să permită reparațiile postseismice.

Avariile atribuite cedărilor terenului pot fi asociate alunecărilor de teren, fenomenului de lichefiere, fenomenelor de tasare sau altor fenomene ce ar putea fi induse de mișcarea pământului.

Avariile cauzate de trepidațiile seismice au fost mult mai pe larg investigate decât celelalte tipuri. Pentru tunelurile cămășuite , avariile includ fisuri,crăpături și prăbușiri , ca o consecință directă a acestora . Pe de altă parte, mișcările seismice reduc rezistența terenului, adăugând astfel încărcări suplimentare structurii.

Din păcate , multe date esențiale necesare unei analize detaliate a distrugerilor provocate în timpul cutremurelor sunt adesea inaccesibile. În consecință, cei ce investighează performanțele structurilor subterane în aceste condiții, au încercat să dezvolte relații empirice sau directe între nivelul distrugerilor și parametrii mișcării pământului. Asemenea încercări nu sunt lipsite de dificultate, atât timp cât evaluarea avariilor este foarte subiectivă, iar vârfurile mișcării în amplasament trebuie adesea deduse pe baza unor date incomplete.

Pe baza numeroaselor investigații a distrugerilor provocate structurilor subterane, în comparație cu cele de suprafață, precum și a unor analize teoretice (Li și Wang, 1991) au fost identificați ca având o influență decisivă asupra efectelor cutremurului factori ca:

- forma și dimensiunile structurii, distribuția maselor și rigidităților;
- adâncimea de fundare;
- condiții de sprijinire și fundare;
- caracteristicile litologice și tectonice ale amplasamentului;
- caracteristicile seismelor potențiale;

Investigarea a numeroase evenimente seismice în China, de exemplu, a demonstrat că distrugerile descresc în raport cu adâncimea de fundare a structurilor subterane.

Sprijinirile și condițiile locale ca factori de influență a consecințelor seismului asupra structurilor subterane se pot exprima printr-o clasificare convenabilă a structurilor subterane pe baza unei combinări practice a ambilor factori (Li și Wang 1991)

Structura îngropată este integral înglobată în masiv, care este nu numai mediul de transmitere a acțiunilor perturbatoare, dar, prin rigiditatea sa, și mediul de rezistență. La o structură supraterană răspunsul depinde în principal de mărimea forțelor dinamice de inerție dezvoltate în structură, forțe care sunt proporționale cu masa construcției. Structura îngropată este însă obligată să urmărească deplasarea masivului, astfel ca răspunsul ei este influențat în special de starea de deformație

a masivului care include structura și mai puțin de forțele de inerție dezvoltate în ea.

Rigiditățile structurii îngropate și a masivului care o înglobează sunt în general diferite. Această diferență, precum și golul format prin construcția îngropată produc perturbații în propagarea undelor seismice.

Dacă structura este suficient de flexibilă, atunci se conformează deplasărilor și deformațiilor masivului. Dacă structura are rigiditate mai mare decât masivul înconjurător, câmpul de unde seismice suferă perturbații, care antrenează modificări ale stării de efort -deformație în ansamblul structura-masiv.

Galeriile, tunelurile, conductele și casetele îngropate sunt caracterizate prin lungimea lor mare, aspect care impune considerarea nesincronismului acțiunii seismice pe direcția longitudinală a structurii. Acest fenomen apare ca urmare a vitezelor finite de propagare a undelor seismice și consta în nesincronizări în propagarea undelor în lungul structurii.

2.8.2. INFLUENȚA CONDIȚIILOR LOCALE DE TEREN ASUPRA RĂSPUNSULUI SEISMIC AL STRUCTURILOR ÎNGROPATE.

Variațiile structurii geologice a terenului, chiar și într-o arie restrânsă, au o influență majoră asupra modului de avarie a unei construcții așa după cum au dovedit-o înregistrările mișcării pământului în timpul unor cutremure puternice (Cornea et al, 1987). Mai mult chiar intensitatea undei seismice cât și efectele ei într-o secțiune prin teren, pot varia considerabil în timpul unui cutremur dat. Acest lucru este bine ilustrat de înregistrările făcute într-un număr de puncte din Osaka, Japonia și din San Francisco, California, în timpul cutremurului din 22 martie 1957. Pe o distanță de numai circa 5,6 km se pot constata diferențe considerabile, de circa 240% în valorile maxime ale accelerației terenului.

În urma analizei datelor obținute prin măsurători, s-a constatat că nu există nici o relație, între accelerația, maximă din diferite puncte și adâncimea terenului.

În nici un normativ din lume nu este indicată suficient posibilitatea apariției rezonanței unei construcții construite pe un teren stratificat cu o perioadă similară

Dificultatea mare care apare este legată de determinarea perioadei fundamentale a masivului de pământ care nu are valoare unică, ea fiind funcție de amplitudinea șocului seismic (de intensitatea cutremurului). Modulul de forfecare a pământurilor, din fiecare strat, are o dependență puternic neliniară de amplitudinea mișcării seismice. La amplitudini foarte mici (cele care apar în microvibrații sau în timpul măsurătorilor geofizice etc.), modulul de forfecare, corespunzător unei deformări specifice de alunecare de 10^{-6} , poate fi mai mare de 20 ori, decât cel determinat de o deformare de 10^{-2} , deformare care ușor poate fi atinsă, într-un strat gros de argilă moale, în timpul unui cutremur puternic. Chiar determinarea perioadei proprii a unui amplasament reprezintă o problemă delicată.

În ceea ce privește influența structurii geologice asupra intensității mișcărilor terenului, este de remarcat că dacă o undă plană de tensiune trece dintr-un mediu cu modul de elasticitate mare, în alt mediu, cu modul de elasticitate mic, deplasările și accelerațiile, în linii mari, se dublează ca valoare. Este de așteptat ca atunci când o undă seismică parcurge o zonă stâncoasă și trece într-o zonă aluvionară, să apară o dublare a intensității mișcării, dacă aluviunile se comporta elastic. Pe de o altă parte, dacă undele seismice solicită aluviunile peste limita de comportare elastică, are loc o puternică absorbție de energie, cu o scădere corespunzătoare a intensității mișcării.

Dacă unda seismică trece însă, dintr-o zonă stâncoasă într-una aluvionară, formată din strate și depuneri de forma lenticulară, având proprietăți fizice diferite, este imposibil să se prezică efectul acestei treceri asupra intensității mișcării terenului.

Observațiile făcute în urma cutremurelor au semnalat adesea avarii mai mari în văile cu structura aluvionară, decât pe dealurile stâncoase. Măsurătorile, făcute în timpul unor mișcări foarte slabe ale scoarței, au arătat o intensitate mai mare a mișcărilor terenurilor moi decât a celor compacte.

S-a observat că avariile sunt mult mai mari la construcțiile executate pe terenuri foarte moi decât pe cele compacte (cutremurul din Mexico- City din 28 iulie 1957).

Pe de altă parte însă, există și observații științifice asupra unor avarii mai mari, corespunzând unui teren compact și nu unui teren moale, observându-se totodată și o atenuare a intensității mișcărilor puternice ale terenului de către zone aluvionare foarte moi.

În general există încă prea puține date, provenite din măsurători, pentru a se putea stabili cu precizie influența structurii geologice locale.

Influența structurii geologice asupra capacității construcțiilor de a rezista la cutremure este ceva mai bine cunoscută. Un strat aluvionar moale, care se poate întări inegal în timpul unui cutremur, deci permițând o tasare diferită a fundației unei construcții, prezintă un risc foarte mare. Diferențe de tasare de ordinul fracțiunilor de centimetru, pot produce tensiuni mari și pot conduce la cedarea construcției în timpul unui cutremur, dar de obicei este dificil să se stabilească dacă a apărut sau nu tasări ale fundației. Din acest motiv se dispune de puține date referitoare la această problemă.

O influență puternică asupra configurației spectrelor și mai ales asupra distribuției valorilor maxime, o au perioadele fundamentale ale suprafeței terenului din amplasament.

În funcție de proprietățile fizico- mecanice ale terenului, perioadele dominante pot avea valori care variază foarte mult. În general, aceste perioade au valori medii, cuprinse între 0,2-1,4 secunde și numai în cazul unor terenuri foarte compresibile și îmbibate cu apă pot ajunge la valori mai mari

2.8.3. PREVEDERI DE CALCUL ALE CODURILOR DE PROIECTARE ANTISEISMICĂ PENTRU STRUCTURI ÎNGROPATE.

Codurile de proiectare folosesc metoda deplasărilor impuse. Aceasta are două forme de aplicare:

- metoda undelor seismice care formulează deformatate ale structurii îngropate rezultate prin tranzitarea terenurilor de unde seismice;
- metoda deformațiilor impuse, care are în vedere solicitarea structurii datorită deformațiilor terenului înconjurător, provocate de solicitarea seismică.

2.8.4. SITUAȚIA CONSTRUCȚIILOR SUBTERANE DIN VATRA MUNICIPIULUI CRAIOVA

Aceste construcții au avut în general o comportare bună la cutremurele suferite. După seismul din 4 martie 1977 în orașul Craiova au fost afectate parțial rețelele de apă și canalizare. În rețeaua de distribuție a apei potabile în special la conductele executate din tuburi PREMO și fontă s-au produs fisuri și avarii ale îmbinărilor. Au fost afectate conductele de pe strada Brestei (din tuburi fontă) la intersecția cu străzile Nicolcescu și Păltiniș până în zona inferioară a străzii Unirii. De asemenea au fost afectate conductele pentru transportul apei potabile de la captare până în orașul Craiova la stația de alimentare cu apă din comuna Breasta care alimentează în parte orașul Craiova. Tot la această stație au fost afectate puțurile de adâncime (cca 80- 100 m) crescând conținutul de amoniac din apă peste limita admisă. Puțurile au fost scoase din funcțiune cu toate eforturile depuse nu au mai putut fi folosite. În rețeaua de canalizare a orașului nu s-au produs defecțiuni majore. A fost afectată numai rețeaua de canalizare de pe traseul Craiovița - Bulevardul Tineretului care se afla pe un teren cu pânza freatică la suprafață pe nisip curgător. În această zonă s-au produs deplasări ale tuburilor și a fost necesară refacerea completă a tronsonului de canalizare.

2.9. CAUZE ALE PRĂBUȘIRILOR ȘI AVARIILOR CONSTRUCȚIILOR AFECTATE DE SEISM

Analiza cauzelor prăbușirii și avarierii construcțiilor la cutremur determină două categorii în care aceste cauze pot fi grupate împreună cu măsurile pentru evitarea lor astfel :

- Capacitatea efectivă a construcțiilor în momentul acționării cutremurului de a rezista la solicitările reale produse de acesta.
- Mecanismul de cedare la cutremur a elementelor structurii sau a structurii în ansamblu.

Între cele două cauze există o strânsă interdependență. Concordanța dintre capacitatea efectivă și rezistența construcției la solicitările reale ale cutremurului este determinată de :

- capacitatea inițială asigurată prin proiectare;
- transpunerea proiectului în realitate prin execuție;
- menținerea capacității realizate în decursul exploatării construcției până la momentul cutremurului.

Experiența cutremurului din martie 1977 a cărui intensitate a depășit cu mult pe cea normală pentru anumite zone a permis evidențierea unor cazuri de discrepanță între capacitatea de rezistență și solicitările reale produse de cutremur.

În primul rând trebuie menționată lipsa de asigurare antiseismică corespunzătoare a majorității construcțiilor vechi realizate înainte de 1950 și mai ales înainte de 1940 atât sub aspectul conformării cât și al dimensionării la solicitări seismice, ceea ce a făcut ca aceste construcții să nu dispună inițial de o capacitate suficientă de rezistență la forțe laterale.

În cazul construcțiilor noi realizate după 1950, asigurarea antiseismică 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.

Situații mai frecvente de cedare la cutremur s-au întâlnit la structurile de beton armat în cadre, fiind localizate la stâlpii acestor structuri, deosebindu-se două cazuri principale de cedare a stâlpilor 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 stâlpilor.
- Cedarea casantă prin crăpături înclinate care secționează complet stâlpul, 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 stâlpului și a lipsei de ductilitate provocată mai ales de efectul valorii ridicate a efortului de compresiune în stâlp și de conformare nesatisfăcătoare a nodului de cadru, precum și de o armare transversală nesuficientă a acestuia.

Acest mod de cedare a fost cel mai frecvent întâlnit la avarierea stâlpilor mai svelți de la clădirile vechi cu mai multe nivele, din beton armat, precum și la unele clădiri noi cu structura în cadre de beton armat.

Al doilea caz prezintă un mecanism de cedare casantă datorită acțiunii predominante a forței tăietoare, fiind mai frecventă în stâlpi medii și scurți, care au rigiditate mare. Criteriile de producere a acestei cedări sunt determinate de : valoarea ridicată a efortului unitar, mediul de forfecare în beton, valoarea ridicată a raportului dintre forța tăietoare maximă și forța axială de compresiune în stâlp 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 stâlpilor, ținând seama cât mai corect de acțiunea forței tăietoare a momentului încovoietor și a forței axiale în stadiul ultim, după formarea mecanismelor de cedare ductilă în ansamblul structurii.

La structurile cu diafragme de beton armat monolit au fost constatate următoarele cazuri tipice : avarierea bolandrugilor, fisurarea multiplă a corpului diafragmei, avarierea bulbilor și zonelor alăturate.

Avarierea bolandrugilor de la golurile diafragmelor a reprezentat cazul cel mai frecvent, acesta 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 bolandrugilor cuprinde o gamă variată de deteriorări de la fisuri fine până 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, forța axială și forța tăietoare care au provocat epuizarea capacității portante a betonului, prin atingerea deformației specifice limită, conducând 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 mai redusă. Aceste distrugerii au fost localizate în zonele slabe cu defecțiuni de execuție.

Fisurarea multiplă a corpului diafragmei apărută de regulă pe direcții oblice (de la fisuri fine până 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 acestora.

Capitolul 3.

Monitorizarea principalelor construcții avariate de cutremure în zona municipiului Craiova

3.1. PREDICȚIA CUTREMURELOR VRÂNCENE.

Predicția cutremurelor de pământ a devenit în ultimi 40 de ani, una din problemele centrale ale cercetării științifice. Evident ea nu este o problemă numai de seismologie, căci în afară de metode seismologice sunt implicate metode geofizice și metode geochimice, geomorfologice-geodezice, biologice etc.

Predicția trebuie să dea o indicație asupra probabilității de apariție a cutremurului ca eveniment aleatoriu și să indice efectele cutremurului la suprafață. Se poate vorbi de predicția locului și timpului sau numai predicția locului.

Procesul de predicție a cutremurelor poate fi divizat în mai multe etape: etape de termen lung, de termen mediu, de termen scurt și în sfârșit, etapa iminentă.

Procesul de pregătire și producere al unui cutremur cuprinde două faze principale:

- 1- acumularea de energie;
- 2- declanșarea.

Primei faze îi corespund procesele fizice precursore care sunt reflectate în diferite geocâmpuri, iar celei de-a doua faze îi corespund factorii declanșatori.

Există câteva încercări de predicție de termen lung a acestor cutremure, încercări care s-au dovedit a fi reușite.

Este vorba de încercări ale căror rezultate au fost publicate în reviste științifice înaintea producerii cutremurilor prezise.

În anii 1977-1978 începe o intensificare puternică a activității seismice vrâncene (Enescu,D,1983), fapt confirmat de cutremurul major produs la 4 martie 1977 (magnitudine Gutenberg-Richter,MGR= 7,2).

Tot Enescu a arătat că într-unul din următorii 4 ani (adică până prin 1987) se va produce în Vrancea un cutremur puternic. Spre surprinderea mării majorități a specialiștilor, întrucât ne aflăm la puțin timp după cutremurul major din 1977, această predicție a fost confirmată de cutremurul din 30 August 1986 (MGR = 6,9-7,0).

Referitor la următorul cutremur vrâncean puternic (de magnitudine MGR 7), sunt făcute mai multe încercări de predicție.

Tot în lucrarea publicată de Enescu, s-a arătat că în perioada 2000-2008 (adică o fereastră de timp de 9 ani), va avea loc în Vrancea un cutremur puternic.

În ceea ce privește gradul de optimism sau scepticism în problema predicției următorului cutremur vrâncean puternic (MGR 7), suntem optimiști și sperăm ca acel seism să fie prezis cu o precizie suficient de mare încât să fie posibilă luarea măsurilor necesare protejării populației și reducerii pagubelor materiale.

Optimismul se justifică prin caracteristicile speciale ale cutremurelor din regiunea Vrancea, caracteristici ce pot favoriza realizarea unor predicții reușite.

3.2. INSTABILITATEA SEISMICĂ A PĂMÂNTULUI ROMÂNESC.

Zona seismogenă subcrustală Vrancea, se caracterizează prin cutremure cu o adâncime a focarelor între 60 și 170 km. Cel mai puternic cutremur vrâncean observat este considerat cel din 26 octombrie 1802 cu intensitatea epicentrală peste 9,0 și magnitudinea Gutenberg-Richter $M = 7,7 \pm 0,2$.

În ultimii 40 ani România a fost afectată de trei cutremure vrâncene având

magnitudinea Gutenberg-Richter $M_{6,7}$; 4 martie 1977 ($M = 7,2$); 30 August 1986 ($M = 7,0$) și 30 mai 1990 ($M = 6,7$).

Cutremurul vrâncean cu cea mai mare magnitudine în acest secol a avut loc în 10 noiembrie 1940 ($M = 7,4$).

Cutremurul cu cele mai distrugătoare efecte asupra construcțiilor în acest secol și primul cutremur puternic cu o accelerogramă înregistrată în România a fost cel din 4 martie 1977.

În ultimii 20 de ani, cunoștințele din inginerie seismică necesare pentru proiectarea antiseismică a construcțiilor din România și-au schimbat caracterul deterministic și neinstrumental, într-unul probabilistic instrumental.

Datele științifice acumulate în domeniul seismologiei inginerești și ingineriei seismice după 1986, permit reevaluarea modului de exprimare a condițiilor seismice în amplasament și a forțelor seismice de proiectare pentru construcțiile din România.

Evaluarea probabilistică a hazardului seismic a devenit o procedură de bază pentru zonarea seismică a teritoriului, pentru proiectarea antiseismică a construcțiilor cu funcțiuni esențiale în caz de cutremur sau chiar pentru consolidarea unor construcții importante avariate de seism.

Zonarea seismică a teritoriului României, corespunde suprafeței terenului liber din categoria "teren mediu" (pachet geologic superficial cu viteza de propagare a undelor seismice de ordinul 300.....500 m/s, exceptând stratul de pământ vegetal mai moale.

Limitarea efectelor cutremurelor asupra construcțiilor impune cunoașterea calitativă a fenomenelor care condiționează răspunsul seismic al acestora. În acest context, un factor determinant în răspunsul structurilor îl constituie terenul de fundare ca problematică complexă de instabilitate.

Cunoașterea ansamblului de fenomene ce se produc în construcțiile civile, industriale, inginerești și speciale în timpul cutremurelor sau a alunecărilor de teren, presupun aprofundate cunoștințe de geologie, seismotectonică, seismologie și

mecanica construcțiilor, care coroborate pot conduce la sisteme structurale (teren, fundație, suprastructură) cu risc minim.

România face parte din sistemul structural și seismotectonic al Europei, care se găsește la intersecția marilor plăci tectonice euroasiatice - partea de vest și africană - partea de nord, unde s-a dezvoltat un ansamblu tectonic alpin (orogenul alpino-carpatic caucazian), rezultat din strivirea unui vechi geosinclinal și coliziunea plăcilor tectonice menționate, proces care a continuat până în cuaternar.

Dacă partea de nord și nord-est a Europei este practic aseismică, în partea sudică se găsesc regiuni tectonice active care pe lângă cutremure crustale (normale), produc și cutremure subcrustale (intermediare și adânci) generate de procese de subducție de-a lungul unei plăci tectonice înclinate (suprafețe Benioff).

România constituie o zonă cu tectonica variată, unde lanțul muntos tânăr al Europei descrie o curbă a Carpaților Orientali și Carpaților Meridionali caracterizată prin coliziunea a trei subplăci tectonice (Intra-alpină, Est-Europeană și cea Moesiană Platforma Herculiana, deosebit de activă în direcția N-V lunecă pe suprafețe Benioff în zona epicentrală majoră a țării, Focșani-Vrâncioaia-Cheia, producând peste 80 % din evenimentele seismice ale țării).

Dacă pentru cutremurele vrâncene, intermediare cu magnitudinea $M \approx 6,5$ se poate vorbi de o periodicitate de 30...40 de ani, pentru cutremurele normale cu $M \approx 6,0$ al cărui focar se află în Podișul Moldovenesc, perioada de revenire poate fi de la zeci la sute de ani.

Perioadele de revenire ale intensităților cutremurelor corespunzătoare zonelor seismice de calcul sunt aproximativ 50 de ani pentru zonele în care predomină influența focarului Vrancea și de ordinul a 100 de ani (sau mai mult) pentru zonele în care predomină influența altor focare.

Acest tip de cutremure mari au fost simțite în toată țara, din Oltenia până în nordul Moldovei.

3.2.1. ZONA SEISMICĂ A OLTENIEI.

În zona seismică a Olteniei, Muntenia, Dobrogea și în partea de sud a Moldovei se produc zguduiri seismice provenind din focare de pe teritoriul românesc sau în imediata vecinătate a lui cum este cazul cutremurelor balcanice.

În aceste regiuni mai produc zguduiri seismice și alte cutremure cu focare mult mai îndepărtate spre sud. Cutremurele care au focarul în regiunea Târnovo (Bulgaria), când depășesc în regiunea epicentrală gradul 9 (cazul cutremurului din 14 iunie 1913), produc mișcări seismice puternice ce se simt până la poalele munților în Oltenia și Muntenia, apoi în toată Dobrogea și în partea de S-E a Moldovei. Pe unele înclinații, intensitatea se poate ridica până la gradul 7.

Cutremurele care au focarul în Macedonia (cutremul din 4 aprilie 1904, 1960 Skopje, 1967 Banyaluka), se simt mai ales în Oltenia și în partea de vest a Munteniei. Craiova și Turnu-Severin sunt singurele localități în care s-au observat mici stricăciuni la clădiri (intensitatea 5 grade).

În Oltenia s-au produs cutremure care își au originea în focarele Olteniei. În regiunea Tismana există focar seismic. Din aceste focare provin cutremurele următoare:

- decembrie 1895, cutremur de gradul 3, care s-a simțit cu aceeași intensitate la Tismana și la Toplești;
- decembrie 1904 ,cutremur de gradul 3 , care s-a simțit cu aceeași intensitate la Tismana și la Glogova.

În împrejurimile orașului Târgu-Jiu ,există un focar seismic detul de activ (1905, 1910, 1913). Intensitatea acestor cutremure nu depășesc gradul 3.

În regiunea Drăgotești ,s-au însemnat două cutrmure locale (1894,1916) de gradul 3 respectiv 4. Regiunea Baia de Aramă a înregistrat un cutremur important în 1910 de gradul 4.

Din observațiile făcute de Institutul meteorologic s-au însemnat și alte focare locale în Oltenia și regiunea cursului inferior al Oltului dar nici liniile nici punctele

seismice n-au dat niciodată, în cursul anilor de observații continue, cutremure care să atingă gradul 5.

Cutremurile care își au focarul pe teritoriul Olteniei, nu produc, după cum arată observațiile cunoscute până acum, stricăciuni clădirilor. Oltenia este puternic zguduită de cutremurele mari moldavice precum și de unele cutremure balcanice.

Cutremurul din 8 aprilie 1893 din Iugoslavia, s-a simțit în toată Oltenia de la marginea munților spre sud. Regiunea epicentrală a acestui cutremur a fost în Iugoslavia, în regiunea Svilajnac Iagodina-Cuprija, unde s-au înregistrat stricăciunile cele mai mari. Până în 26 aprilie 1893 au mai urmat numeroase alte zguduiri. Pe teritoriul Olteniei, cutremurul a fost însemnat ca foarte puternic, peste gradul V, numai în regiunea Vârciorovă gradul VII, Turnu- Severin, gradul V și la Caracal, gradul V. Din același focar a venit cutremurul puțin mai slab din 8 septembrie 1893. Si acest cutremur prezintă o culminație seismică la Caracal (gradul IV).

Cutremurele cu focarul în valea Moraviei ,prezintă pe teritoriul Olteniei culminații seismice care apar și la cutremurul din 10 noiembrie 1940

Aceste cutremure produc în Oltenia, zguduiri mai puternice decât acelea care vin din focarele mai sus citate ale Olteniei, zguduiri care pot trece de gradul V, adică pot produce avarii la clădiri.

Suprafața în care seismicitatea depășește în aceste cazuri gradul V, este însă relativ mică și mărginită la două regiuni: Vârciorova-Turnu Severin și Caracal. Capitala Olteniei, Craiova a fost zguduită de toate aceste cutremure descrise mai sus

Cutremurul din 4 martie 1977 a fost considerat fără îndoială, (după cel din 10 noiembrie 1940) unul din cele mai puternice din câte au zguduit țara noastră în ultimul veac. Craiova a fost unul din orașele țării, grav afectate de acest seism.

Cutremurul s-a produs la 21h 21m 54,3' în regiunea seismică Vrancea, având epicentrul localizat prin coordonatele 48,8 latitudine nordică și 26,8 longitudine estică, corespunzând cu aproximație, localității Bârzești.

Magnitudinea (M) a fost de 7,2 (Richter) iar adâncimea epicentrului a fost de 97 km. Prima sosire a undelor de șoc a fost înregistrată la București, (stațiunea seismologică a centrului de fizică a pământului și seismologie) la ora 21h23m21,4".

Înregistrarea a fost făcută simultan pe trei direcții (N-S, E- V, vertical) și are pentru noi o valoare deosebită, deoarece reprezintă prima înregistrare de accelerograme din istoria cutremurelor vrâncene.

În urma acestui seism au fost distruse multe construcții din fondul vechi al orașului. Au suferit grave avarii la structura de rezistență cca 230 clădiri cu destinație de locuințe individuale.

Aceste clădiri au fost inventariate și expertizate în vederea stabilirii deciziei de intervenție care se va face în funcție de gradului asigurare la acțiuni seismice.

O parte din aceste construcții au stabilită și decizia de intervenție, având deja întocmite proiectele de execuție pentru consolidare. Tot în orașul Craiova s-au inventariat 32 locuințe colective (blocuri), care sunt expertizate și la majoritatea s- au întocmit proiectele de execuție pentru consolidare. Au fost avariate cca 12 biserici.

3.3. PRINCIPALELE CONSTRUCȚII AVARIATE DE SEISMUL DIN 4 MARTIE 1977, ÎN MUNICIPIUL CRAIOVA

3.3.1. LOCUINȚE

Aceste construcții în majoritate sunt pe parter sau cu P+1 nivele, cu destinație locuințe și au structura de rezistență din zidărie de cărămidă portantă, planșee din lemn, șarpantă din lemn, învelitoare din țiglă sau tablă.

În cursul anilor 1940, 1977, 1986, și 1990 acestea au suferit avarii și deteriorări succesive.

Prezentarea situației acestora este dată în tabelul 3.1.

Tabelul 3.1.

| | | | |
|-----|-----------------------------|-----------------|----------------------------|
| 1. | Str. 30 Decembrie nr. 31, | clădire cu P+ 1 | Expertiză |
| 2. | Str. 30 Decembrie nr. 37, | clădire cu P+1 | Expertiză |
| 3. | Str. 30 Decembrie nr. 39, | clădire cu P+1 | Expertiză |
| 4. | Str. 30 Decembrie nr. 41, | clădire cu P+1 | Expertiză |
| 5. | Str. 30 Decembrie nr. 28, | clădire cu P+1 | Expertiză |
| 6. | Str. 30 Decembrie nr. 38, | clădire cu P+1 | Expertivă |
| 7. | Str. 30 Decembrie nr.40, | clădire cu P+1 | Expertiză |
| 8. | Str. 30 Decembrie nr. 42 | clădire cu P+1 | Expertiză |
| 9. | Str. Karl Marx nr. 11 , | clădire cu P+1 | Expertiză |
| 10. | Str. Silozului nr.2, | clădire P | Expertiză |
| 11. | Str. Silozului nr. 4, | clădire P. | Expertiză |
| 12. | Str. Silozului nr.4A, | clădire P. | Expertiză. |
| 13. | Str. Silozului nr. 6, | clădire P. | Expertiză. |
| 14. | România Muncitoare 6,8,10, | clădire P+1 | Expertiză |
| 15. | România Muncitoare nr.12, | clădire P+1. | Expertiză. |
| 16. | România Muncitoare nr.20, | clădire P+1. | Expertiză. |
| 17. | România Muncitoare nr. 22 | clădire P+1. | Expertiză |
| 18. | România Muncitoare nr.40, | clădire P+1 | Expertiză |
| 19. | România Muncitoare nr.42, | clădire P+1. | Expertiză |
| 20. | România Muncitoare nr.42A, | clădire P+1. | Expertiză |
| 21. | România Muncitoare nr.42B, | clădire P+1. | Expertiză |
| 22. | România Muncitoare nr.42C, | clădire P+1. | Expertiză |
| 23. | Str. Maxim Gorki nr. 51, | clădire P+1. | Expertiză |
| 24. | Str. Maxim Gorki nr. 53, | clădire P+1. | Expertiză. |
| 25. | Str. Maxim Gorki nr. 55, | clădire P+1. | Expertiză. |
| 26. | Str. Maxim Gorki nr. 46, | clădire P+1. | Expertiză. |
| 27. | Str. Romain Rolland nr.6A, | clădire P. | Expertiză |
| 28. | Str. Romain Rolland nr. 6B | clădire P | Expertiză. |
| 29. | Str. Romain Rolland nr. 61, | clădire P | Expertiză. |
| 30. | Str. Păltiniș nr.34, | clădire P. | Expertiză. |
| 31. | Str. Craiovița nr.37, | clădire P. | Expertiză+pr. consolidare. |
| 32. | Str. Maxim Gorki nr.65 | clădire P+1 | Expertiză+pr. consolidare. |
| 33. | Str. George Enescu nr.1 | clădire P. | Expertiză+pr. consolidare. |

| | | | |
|-----|---------------------------|---------------|----------------------------|
| 34. | Str. Câmpia Izlaz nr.101 | clădire P. | Expertiză+pr. consolidare. |
| 35. | Str. Păltiniș nr. 8, | clădire P | Expertiză |
| 36. | Str. Păltiniș nr. 144, | clădire P. | Expertiză |
| 37. | Str. Păltiniă nr.3, | clădire P | Expertiză |
| 38. | Str. Păltiniș nr. 5 | clădire P | Expertiz |
| 39. | Str. Uniri nr.7 | clădire P | Expertiză |
| 40. | Str. Unirii nr.9, | clădire P | Expertiză. |
| 41. | Str. Unirii nr. 17, | clădire P | Expertiză. |
| 42. | Str. Arieș nr. 2, | clădire P+1 | Expertiză. |
| 43. | Str. Arieș nr.4, | clădire P+1 | Expertiză. |
| 44. | Str. Arieș nr. 8 | clădire P+1 | Expertiză. |
| 45. | Str. Bujorului nr. 10, | clădire P. | Expertiză. |
| 46. | Str Dealul Spirei nr. 7, | clădire P+1 | Expertiză |
| 47. | Str.Karl Marx nr.16 | clădire P+1 | Expertiză. |
| 48. | Str. Dealul Spirei nr.3 | clădire P+1 | Expertiză. |
| 49. | M.Kogălniceanu nr.11, | clădire P+1 | Expertiză. |
| 50. | Karl Marx nr.24 , | clădire P+1. | Expertiză. |
| 51. | M. Kogălniceanu nr.3, | clădire P+1. | Expertiză. |
| 52. | Str. M Kogălniceanu nr.5 | clădire P+1 | Expertiză. |
| 53. | Str.M. Kogălniceanu nr.17 | clădire P+1 | Expertiză. |
| 54. | Str. Lotru nr.1, | clădire P. | Expertiză. |
| 55. | Str. Lotru nr. 2, | clădire P. | Expertiză. |
| 56. | Str. Lotru nr. 9 , | clădire P+ 1. | Expertiză. |
| 57. | Str. S. Bărnăuțiu nr. 8, | clădire P. | Expertiză. |
| 58. | Str. S. Bărnăuțiu nr. 4, | clădire P. | Expertiză. |
| 59. | Str. S. Bărnăuțiu nr. 10, | clădire P. | Expertiză. |
| 60. | Str. S. Bărnăuțiu nr. 11, | clădire P. | Expertiză. |
| 61. | Str. S. Bărnăuțiu nr. 13, | clădire P. | Expertiză. |
| 62. | Str. S. Bărnăuțiu nr. 15, | clădire P. | Expertiză. |
| 63. | Str. S. Bărnăuțiu nr. 27, | clădire P. | Expertiză. |
| 64. | Str. S. Bărnăuțiu nr.20, | clădire P. | Expertiză. |
| 65. | Str. S. Bărnăuțiu nr. 22, | clădire P. | Expertiză. |
| 66. | Str. Republicii nr.36, | clădire P. | Expertiză. |
| 67. | Str. M. Kogălniceanu nr.8 | clădire P. | Expertiză. |

| | | | |
|------|-------------------------|--------------|----------------------------|
| 68. | Str. Unirii nr.53, | clădire P+1, | Expertiză. |
| 69. | Str. Unirii nr. 55, | clădire P+1. | Expertiză. |
| 70. | Str. Unirii nr.57, | clădire P+1. | Expertiză. |
| 71. | Str. Unirii nr. 59, | clădire P+1. | Expertiză. |
| 72. | Str. Unirii nr.67, | clădire P+1. | Expertiză. |
| 73. | Str. Unirii nr.71, | clădire P+1. | Expertiză |
| 74. | Str. Unirii nr.77, | clădire P+1. | Expertiză. |
| 75. | Str. Unirii nr. 85, | clădire P+1. | Expertiză |
| 76. | Str. Unirii nr. 87, | clădire P+1. | Expertiză. |
| 77. | Str. Unirii nr. 91, | clădire P+1. | Expertiză |
| 78. | Str. Unirii nr. 68, | clădire P+1. | Expertiză. |
| 79. | Str. Unirii nr.70, | clădire P+1 | Expertiză. |
| 80. | Str. Unirii nr.72, | clădire P+1. | Expertiză. |
| 81. | Str. Unirii nr.74, | clădire P+1 | Expertiză |
| 82. | Str Unirii nr. 76, | clădire P+1 | Expertiză. |
| 83. | Str. Unirii nr.78, | clădire P+1. | Expertiză. |
| 84. | Str. Unirii nr.80, | clădire P+1 | Expertiză |
| 85. | Str. Unirii nr. 82, | clădire P+1. | Expertiză |
| 86. | Str. Unirii nr. 92, | clădire P+1. | Expertiză |
| 87. | Str. Unirii nr. 94, | clădire P+1. | Expertiză |
| 88. | Str. Unirii nr. 106, | clădire P+1 | Expertiză |
| 89. | Str. Unirii nr.108, | clădire P+1 | Expertiză |
| 90. | Str. Unirii nr. 114, | clădire P+1. | Expertiză |
| 91. | Str. Unirii nr.120, | clădire P+1 | Expertiză. |
| 92. | Str.Unirii nr. 122, | clădire P+1. | Expertiză. |
| 93. | Str.Unirii nr. 130, | clădire P+1. | Expertiză. |
| 94. | Str. Bagdazar nr.6, | clădire P | Expertiză+pr. consolidare. |
| 95. | Str. Bagdazar nr.6, | clădire P | Expertiză+pr. consolidare |
| 96. | Str. Petuniilor nr.48, | clădire P. | Expertiză+pr. consolidare |
| 97. | Str. Bucovăț nr. 28, | clădire P . | Expertiză+pr. consolidare |
| 98. | Str. Bucovăț nr. 49, | clădire P | Expertiză+pr. consolidare |
| 99. | Str. E.Teodoroiu nr. 18 | clădire P | Expertiză+pr. consolidare |
| 100. | Str. Petuniilor nr.31, | clădire P | Expertiză+pr. consolidare |
| 101. | Str. Râului nr. 2, | clădire P | Expertiză+pr. consolidare |

| | | | |
|------|------------------------------|-----------|---------------------------|
| 102. | Str. Râului nr. 4 , | clădire P | Expertiză+pr. consolidare |
| 103. | Alexandru cel Bun nr. 52, | clădire P | Expertiză+pr. consolidare |
| 104. | Str. Brândușa nr. 1, | clădire P | Expertiză+pr. consolidare |
| 105. | Str. Brândușa nr. 5, | clădire P | Expertiză+pr. consolidare |
| 106. | Str. Brândușa nr. 7, | clădire P | Expertiză+pr. consolidare |
| 107. | Str. Brândușa nr. 9, | clădire P | Expertiză+pr. consolidare |
| 108. | Str. Bucovăț nr. 7, | clădire P | Expertiză+pr. consolidare |
| 109. | Str. Bucovăț nr. 113, | clădire P | Expertiză+pr. consolidare |
| 110. | Str. Bucovăț nr. 123, | clădire P | Expertiză+pr. consolidare |
| 111. | Str. Bucovăț nr. 141, | clădire P | Expertiză+pr. consolidare |
| 112. | Str. Bucovăț nr. 143, | clădire P | Expertiză+pr. consolidare |
| 113. | Str. Bucovăț nr. 16, | clădire P | Expertiză+pr. consolidare |
| 114. | Str. Bucovăț nr. 26, | clădire P | Expertiză+pr. consolidare |
| 115. | Str. Bucovăț nr. 52, | clădire P | Expertiză+pr. consolidare |
| 116. | Str. Bucovăț nr. 86, | clădire P | Expertiză+pr. consolidare |
| 117. | Str. Brestei nr. 27, | clădire P | Expertiză+pr. consolidare |
| 118. | Str. Brestei nr. 41, | clădire P | Expertiză+pr. consolidare |
| 119. | Str. Brestei nr. 26, | clădire P | Expertiză+pr. consolidare |
| 120. | Str. Brestei nr. 72, | clădire P | Expertiză+pr. consolidare |
| 121. | Str. Câmpia Islaz nr. 59, | clădire P | Expertiză+pr. consolidare |
| 122. | Str. Comuna din Paris nr. 24 | clădire P | Expertiză+pr. consolidare |
| 123. | Str. E. Teodoroiu nr. 10, | clădire P | Expertiză+pr. consolidare |
| 124. | Str. E. Teodoroiu nr. 17, | clădire | Expertiză+pr. consolidare |
| 125. | Str. E. Teodoroiu nr. 23, | clădire P | Expertiză+pr. consolidare |
| 126. | Str. Câmpia Islaz nr. 26, | clădire P | Expertiză+pr. consolidare |
| 127. | Str. Câmpia Islaz nr. 51, | clădire P | Expertiză+pr. consolidare |
| 128. | Str. Calea Dunării nr. 28, | clădire P | Expertiză+pr. consolidare |
| 129. | Str. Calea Dunării nr. 44, | clădire P | Expertiză+pr. consolidare |
| 130. | Str. Calea Dunării nr. 40, | clădire P | Expertiză+pr. consolidare |
| 131. | Str. Calea Dunării nr. 6, | clădire P | Expertiză+pr. consolidare |
| 132. | Str. Olteț nr. 14, | clădire P | Expertiză+pr. consolidare |
| 133. | Str. 30 Decembrie nr. 11, | clădire P | Expertiză+pr. consolidare |
| 134. | Str. 6 Martie nr. 4, | clădire P | Expertiză+pr. consolidare |
| 135. | Str. Câmpia Islaz nr. 37, | clădire P | Expertiză+pr. consolidare |

| | | | |
|------|-------------------------------|------------|----------------------------|
| 136. | Str. Olteț nr.27, | clădire P | Expertiză+pr. consolidare |
| 137. | Str. Câmpia Islaz nr.35, | clădire P | Expertiză+pr. consolidare. |
| 138. | Str. Câmpia Islaz nr.53, | clădire P | Expertiză+pr. consolidare |
| 139. | Str. Câmpia Islaz nr.24, | clădire P | Expertiză+pr. consolidare |
| 140. | Str. Câmpia Islaz nr.46, | clădire P | Expertiză+pr. consolidare |
| 141. | Str. Câmpia Islaz nr.43, | clădire P | Expertiză+pr. consolidare |
| 142. | Str. Onești nr.14, | clădire P | Expertiză+pr. consolidare |
| 143. | Str. Panait Moșoiu nr. 5, | clădire P | Expertiză+pr. consolidare |
| 144. | Str. N. Titulescu nr. 38, | clădire P | Expertiză+pr. consolidare |
| 145. | Str. Petru Rareș nr.7 | clădire P | Expertiză+pr. consolidare |
| 146. | Str. Olteț nr. 15, | clădire P | Expertiză+pr. consolidare |
| 147. | Str. M. Kogălniceanu nr. 12 , | clădire P. | Expertizată. |
| 148. | Str. Narciselor nr. 4, | clădire P. | Expertizată . |
| 149. | Str. M.V.Frunze nr. 43 , | clădire P | Expertiză+pr. consolidare |
| 150. | Str. M V Frunze nr. 71, | clădire P | Expertiză+pr. consolidare |
| 151. | Str. Caracal nr. 2, | clădire P | Expertiză+pr. consolidare |
| 152. | Str. Caracăl nr. 31, | clădire P | Expertiză+pr. consolidare |
| 153. | Str. T. Vladimirescu nr. 22, | clădire P | Expertiză+pr. consolidare |
| 154. | Str. T. Vladimirescu nr. 74, | clădire P | Expertiză+pr. consolidare |
| 155. | Str. Ulmului nr. 37, | clădire P | Expertiză+pr. consolidare |
| 156. | Str. Al. Macedonski nr.25 | clădire P | Expertiză+pr. consolidare |
| 157. | Str. Unirii nr. 54, | clădire P | Expertiză+pr. consolidare |
| 158. | Str. Unirii nr. 171, | clădire P | Expertiză+pr. consolidare |
| 159. | Str. Unirii nr. 109, | clădire P | Expertiză+pr. consolidare |
| 160. | Str. G. Enescu nr. 22, | clădire P | Expertiză+pr. consolidare |
| 161. | Str. A. I. Cuza nr. 6 , | clădire P. | |
| 162. | Str.30 Decembrie nr. 16, | clădire P | Expertiză+pr. consolidare |
| 163. | Str. 30 Decembrie nr. 15, | clădire P | Expertiză. |
| 164. | Str. K. Marx nr. 1 , | clădire P. | Expertiză+pr. consolidare. |
| 165. | Str. Olteț nr. 9, | clădire P | Expertiză+pr. consolidare |
| 166. | Str. Olteț nr. 10, | clădire P | Expertiză+pr. consolidare |
| 167. | Str. Republicii nr.41, | clădire P | Expertiză+pr. consolidare |
| 168. | Str. Republicii nr.115, | clădire P | Expertiză+pr. consolidare |
| 169. | Str. Gh. Doja nr. 13, | clădire P | Expertiză+pr. consolidare |

| | | | |
|------|------------------------------|-------------|----------------------------|
| 170. | Str. Gr.Preoteasa nr. 12, | clădire P | Expertiză+pr. consolidare |
| 171. | Str. Libertății nr. 5, | clădire P | Expertiză+pr. consolidare |
| 172. | Str. Arieș nr. 12, | clădire P | Expertiză+pr. consolidare |
| 173. | Str. M. Viteazul. Nr. 7, | clădire P | Expertiză+pr. consolidare |
| 174. | Aleea M. Basarab nr. 4, | clădire P | Expertiză+pr. consolidare |
| 175. | Str Pictor Iscovescu nr. 4, | clădire P | Expertiză+pr. consolidare |
| 176. | Str. Pictor Iscovescu nr. 6, | clădire P | Expertiză+pr. consolidare |
| 177. | Str. Alexandru cel Bun nr.68 | clădire P | Expertiză |
| 178. | Str. Bucovăț nr.37, | clădire P | Expertiză+pr. consolidare |
| 179. | Str E.Teodoroiu nr. 31, | clădire P | Expertiză+pr. consolidare |
| 180. | Str. Dezrobirii nr.62C, | clădire P | Expertiză+pr. consolidare |
| 181. | Str. A.I. Cuza nr. 16, | clădire P | Expertiză+pr. consolidare |
| 182. | Str. Ialomiceoarei nr. 15, | clădire P | Expertiză+pr. consolidare |
| 183. | Str. Republicii nr. 37, | clădire P | Expertiză+pr. consolidare |
| 184. | Str. A.I.Cuza nr. 10, | clădire P | Expertiză+pr. consolidare |
| 185. | Str. A.I.Cuza nr. 12, | clădire P | Expertiză+pr. consolidare |
| 186. | Str. A.I.Cuza nr. 14, | clădire P | Expertiză+pr. consolidare |
| 187. | Str. M. Eminescu nr. 2, | clădire P | Expertiză+pr. consolidare |
| 188. | Str. Matei Basarab nr.8 , | clădire P | Expertiză+pr. consolidare. |
| 189. | Str. Matei Basarab nr.9 , | clădire P | Expertiză+pr. consolidare. |
| 190. | Str. Matei Basarab nr.10 , | clădire P | Expertiză+pr. consolidare. |
| 191. | Str. M.V.Frunze nr.95, | clădire P | Expertiză+pr. consolidare. |
| 192. | Str. M. V. Frunze.nr.17, | clădire P | Expertiză+pr. consolidare. |
| 193. | Str. Maxim Gorki nr.57, | clădire P | Expertiză+pr. consolidare. |
| 194. | Str. K. Marx nr. 4, | clădire P | Expertiză+pr. consolidare. |
| 195. | Str. K.Marx nr. 39 , | clădire P | Expertiză+pr. consolidare. |
| 196. | Str. Unirii nr.64, | clădire P. | |
| 197. | Str. Maxim Gorki nr.41, | clădire P | |
| 198. | Str. Maxim Gorki nr. 45, | clădire P. | |
| 199. | Str. Maxim Gorki nr. 49, | clădire P. | |
| 200. | Str. Maxim Gorki nr. 59 , | clădire P. | |
| 201. | Str. Matei Basarab nr. 12 , | clădire .P. | |
| 202. | Str. Matei Basarab nr. 11, | clădire P. | |
| 203. | Str. K.Marx nr.6, | clădire P. | |

| | | | |
|------|--------------------------------|------------|----------------------------|
| 204. | Str. Unirii nr. 63, | clădire P | |
| 205. | Str. K. Marx nr. 27., | clădire P. | |
| 206. | Str. Calea Dunării nr. 4, | clădire P | |
| 207. | Str. Brestei nr. 51, | clădire P. | |
| 208. | Str. E. Teodoriu nr. 20, | clădire P. | |
| 209. | Str. 7 Noiembrie nr. 30A, | clădire P | Expertiză+pr. consolidare. |
| 210. | Str. Bucovăț nr. 111, | clădire P. | |
| 211. | România Muncitoare nr. 6, | clădire P. | |
| 212. | Str. România Mare nr. 11, | clădire P. | |
| 213. | Str. România Mare nr. 19, | clădire P | |
| 214. | Str. România Muncitoare nr.21, | clădire P. | |
| 215. | Str. Olteț nr. 20D, | clădire P. | |
| 216. | Str. Aleea M. Basarab nr.2 , | clădire P. | |
| 217. | Str. Aleea N. Ursu nr. 28, | clădire P. | |
| 218. | Str. Aleea I. Caracal nr. 30A, | clădire P. | |
| 219. | Str. Silozului nr. 21C, | clădire P. | |
| 220. | Str. 30 Decembrie nr. 33 , | clădire P. | |
| 221. | Str. 30 Decembrie nr. 35 , | clădire P. | |
| 222. | Str. 30 Decembrie nr. 26, | clădire P | |
| 223. | Str. 30 Decembrie nr. 20, | clădire P. | |
| 224. | Str. 30 Decembrie nr.22 , | clădire P. | |
| 225. | Str. 30 Decembrie nr. 24 , | clădire P. | |
| 226. | Str. General Magheru nr.52, | clădire P. | |
| 227. | Str. Principatele Unite nr. 1, | clădire P. | |
| 228. | Str. 6 Martie- Casa Albă, | clădire P. | |

Lucrările de reparații executate în timp au fost incomplete și necorespunzătoare prevederilor actualelor normative privind siguranța la seism.

În prezent, construcțiile au nevoie de consolidare , ele au fost expertizate și unele au chiar proiecte pentru consolidare. Lucrările de consolidare nu s-au executat decât la un număr mic de construcții.

3.3.2 LOCUINȚE COLECTIVE- BLOCURI AVARIATE

Tabelul 3.2.

- 1 Str. Nicolae Titulescu bl 18, Expertiză și proiect de consolidare.
- 2 Str. Nicolae Titulescu bl. 22.
- 3 Str. Nicolae Titulescu bl. 25, Expertiză și proiect de consolidare.
- 4 Str. Nicolae Titulescu bl. G ,expertiză și proiect de consolidare.
- 5 Str. Nicolae Titulescu bl. 9,expertiză și proiect de consolidare.
- 6 Str. Nicolae Titulescu bl C3 ,expertiză și proiect de consolidare.
- 7 Str. G. Enescu bl. A7
8. Str. Nicolae Titulescu bl A3, proiect de consolidare.
- 9 Str. Nicolae Titulescu bl A2 ,proiect de consolidare.
- 10 Str. Nicolae Titulescu bl A1,expertiză și proiect de consolidare.
- 11 Str. Valea Roșie, bl 41, expertiză și proiect de consolidare.
- 12 Str. Valea Roșie bl 42,expertiză și proiect de consolidare .
- 13 Str. Valea Roșie bl C6,expertiză.
- 14 Str. Valea Roșie bl 32,expertiză și proiect de consolidare.
- 15 Str. Valea Roșie bl 10 vechi, expertiză și proiect de consolidare.
- 16 Str. Valea Roșie bl 6 vechi, expertiză și proiect de consolidare.
- 17 Str. Valea Roșie bl 12 vechi, expertiză și proiect de consolidare.
- 18 Str. Valea Roșie bl 7,expertiză și proiect de consolidare.
- 19 Str. Valea Roșie bl 8, expertiză și proiect de consolidare.
- 20 Str. Valea Roșie bl. 48, expertiză și proiect de consolidare.
- 21 Str. Valea Roșie bl 6 nou, expertiză și proiect de consolidare.
- 22 Str. Valea Roșie bl C7,expertiză
- 23 Str. Valea Roșie bl b, expertiză.
- 24 Str. Valea Roșie bl d , expertiză
- 25 Str. Valea Roșie bl f, expertiză
- 26 Str. Valea Roșie bl e , expertiză
- 27 Str. Valea Roșie bl 13, expertiză și proiect de consolidare.
- 28 Str. Calea București bl A4.
- 29 Str. Calea București bl A5.
- 30 Str. Calea București bl C2.
- 31 Str. Calea București bl C3.
- 32 Str. Oborului bl F.

Aceste blocuri sunt construcții executate în ultimii 30 de ani, care la data execuției se aflau în zona de protecție antiseismică a amplasamentului 6 și au suferit avarii în timpul seismului din 4 martie 1977.

Pentru o parte din aceste blocuri se prezintă în paragraful următor structura și avariile produse după seismul din martie 1977.

3.4. MONITORIZAREA UNOR BLOCURI DIN CRAIOVA

3.4.1 BLOCUL 25, CARTIER NICOLAE TITULESCU CRAIOVA.

Date:

- Bloc locuințe, anul construcției 1960, cu regim de înălțime P+ 4 etaje;
- Înălțimea curentă nivel de 2,75 m.;
- Suprafața construită de 269,0 mp;
- Suprafața totală desfășurată de 1345,0 mp;
- Structura- pereți structurali din zidărie dispuși în sistem fagure;
- Infrastructura- fundații continue din beton simplu B50, fără subsol general;
- Planșee-fâșii cu goluri, rezemate pe pereții longitudinali;
- Acoperiș terasă la care ulterior s-a adăugat șarpantă din lemn ; învelitoare cu țiglă.

Blocul este dotat cu instalații electrice, instalații de gaze naturale; instalații termice și sanitare. Blocul a fost proiectat și executat pentru gradul 6 seismic și zona de calcul seismic "D" pentru municipiul Craiova.

În urma cutremurului din 1977, pereții structurali ai parterului au fost afectați dar la data expertizării (1992) datorită reparațiilor ulterioare cutremurului, nu se mai pot observa decât fisuri fine în unii buiandrugii și în pereții portanți de la casa scării.

În pereții nestructurali nu se observă fisuri.

Blocul se va investiga prin metoda E1 și E3. Valoarea minimă a gradului de asigurare impus de normativul P 100/1992 , este 0,5. Gradul actual de asigurare pe cele două direcții principale ale clădirii: $R_l = 0,4$; $R_t = 0,4$.

3.4.2. BLOC “B”, CARTIER VALEA ROȘIE - CRAIOVA

Date:

- bloc de locuințe.
- Construit în 1970 cu regimul de înălțime P+ 4 E;
- Înălțimea construită- 2,80 m;
- Suprafața construită este de 1065,06 mp;
- Suprafața totală desfășurată este de 5.325,30 mp;
- Structura este de zidărie portantă;
- Infrastructura este alcătuită din fundații continue cu trepte din beton simplu și elevații din beton armat. Nu are subsol general.
- Planșee din fâșii cu goluri, rezemate pe pereții longitudinali;
- are acoperiș și terasă;
- dotare : instalații electrice, gaze naturale , instalații sanitare și termice.

Avarii constatate: fisurarea pereților portanți la toate nivelele și buiandrugi.

Deși s-au executat lucrări de consolidare ,după cutremur, prin cămășuirea unor pereți structurali și a unor pilaști de beton armat. La cutremurele de intensitate mai redusă din 1986 și 1980, multe din fisurile din pereții structurali au reapărut.

In pereții nestructurali de compartimentare se prezintă crăpături la zona de intersecție cu pereții structurali.

Blocul a fost proiectat și executat pentru gradul 6 seismic , în prezent zona de protecție antiseismică “D”. Valoarea minimă a coeficientului de asigurare impus de normativul P 100/ 1992, este de 0,5.

Gradul actual de asigurare seismică pe cele două direcții principale ale clădirii:

Tronson A1 RL =0,51; RT =0,34

Tronson A2 RL= 0.60; RT= 0,20

Tronson B RL = 0,77; RT = 0,31

Tronson C RL =0,73; RT = 0, 34

3.4.3. BLOC12 VECHI,CARTIER VALEA ROȘIE, CU DESTINAȚIA LOCUINȚE.

Date:

- Anul construcției este 1956;
- Număr nivele : P+2E;
- Înălțimea curentă este de 2,80 m;
- Suprafața construită este de 330 mp;
- Suprafața totală desfășurată este de 990 mp;
- Structura : zidărie portantă fără șâmburi de beton armat;
- Infrastructura- fundații de beton simplu și elevații tot din beton simplu.;
- Clădirea are subsol general;
- Planșee din beton armat.
- Invelitoare- țiglă profilată peșarpantă din lemn ecarisat;
- Blocul este dotat cu instalații electrice, termice, sanitare și de gaze.

Blocul a fost proiectat și executat pentru zona de protecție antiseismică 6, în prezent zonă de calcul seismic D. Avarii: s-au produs fisuri la pereții de rezistență de la parter.

La cutremurele din 1986 și 1990, structura de rezistență nu a mai fost afectată decât în mică măsură. Au mai apărut fisuri foarte fine în pereții structurali la etaj în câteva locuri. Pereții de compartimentare prezintă unele fisuri fine în zonele de îmbinare cu pereții de rezistență .

Gradul actual de asigurare antiseismică pe cele două direcții principale ale clădirii $RL=0,635$; $RT= 0,718$.

Soluția de consolidare propusă este de tratarea fisurilor străpunse în zidărie prin injectare cu mortar fluid de marcă M300.

Blocul are întocmit proiectul de consolidare, dar lucrările de reparații nu au fost atacate.

3.4.5 BISERICI

Au fost afectate de cutremur și cca 12 biserici din municipiul Craiova după cum urmează:

- Biserica Sfinții Arhangheli (intersecția strada Caracal cu strada Simion Bărnuțiu) a avut dislocat de la poziția inițială și răsucite, turelele. După seism au fost demolate turelele și rezidite.
- Biserica Obedeanu, deasemenea a avut turelele răsucite și dislocate. După cutremur, turelele bisericii au fost demolate și rezidite cu înălțimea de 1/4 din înălțimea lor inițială.
- Biserica Madona Dudu, a suferit avarii în timpul cutremurului din 4 martie 1977, pereții au fost fisurați în diverse poziții iar turelele au fost răsucite. În parte, au fost remediate aceste avarii.
- Biserica Brândușa (de pe strada Brândușa), a avut un perete lateral distrus, iar acoperișul prăbușit. Biserica, după cutremur a fost reparată, rezidindu-se peretele căzut și refăcându-se acoperișul.
- Biserica Sfântul Spiridon (strada Vasile Conta) a suferit avarii în timpul seismelor. Bolțile din încăperile de acces în naos, au fost fisurate. Pereții din zidărie portantă, laterali au fost fisurați, prezentând fisuri înclinate în diverse poziții. După cutremur, biserica a fost consolidată și renovată, refăcându-se și pictura interioară.
- Biserica Sfântul Ilie a fost de asemenea afectată de seism, fisurându-

se turelele, care au fost refăcute.

- Biserica Sfântu Anton a suferit avarii grave și a trebuit după cutremurul din 4 martie 1977 să fie reconstruită, pentru a mai putea funcționa.
- Biserica Evanghelică a suferit avarii la clopotniță și multe fisuri în pereții exteriori de zidărie. După cutremurul din 1977 a fost reparată, iar celelalte cutremure din 1986 și 1990 au reapărut slabe fisuri.

3.4.6. ALTE CLĂDIRI

La cutremurele din anii anteriori 1940, 1977, 1986 din Craiova au fost supuse solicitărilor seismice și au suportat avarii și deteriorări succesive la elementele de rezistență și edificii cum sunt:

3.4.6.- 1. Clădirea Universității din Craiova, care este compusă din trei corpuri principale, cu suprafață totală de 29.200 mp având o structură de rezistență variată executată în etape diferite.

Corpul A format din subsol, parter, mezanin și etaj a fost construit în anul 1956, având structura de rezistență formată din pereți din zidărie portantă, planșee din bolțișoare de cărămidă cu profile metalice și planșee din lemn, șarpantă de lemn și învelitoare de tablă zincată.

Corpurile B și C au fost construite în anii 1951, respectiv 1970 având structura de rezistență formată din cadre și planșee din beton armat. Acestea au suferit cele mai reduse degradări seismice. Avariile produse la aceste corpuri au fost majoritatea la pereți de zidărie din cadre și la unii stâlpi din beton armat la nivelul planșeelor, manifestat prin exfolieri ale betoanelor și flambarea unor armături longitudinale de rezistență.

Degradările seismice multiple și grave s-au produs la corpul vechi A. Principalele cauze ale avariilor se datoresc vechimii mari a clădirii care a condus în timp la o uzură fizică ca urmare a factorilor climatici. Clădirea a suferit mai multe transformări funcționale datorită destinații diferite de pe parcursul existenței ei.

Datorită rigidității reduse cât și a slabei legături a planșeelor și zidărilor, au apărut deplasări ale pereților longitudinali exteriori și interiori mai mari la partea superioară a clădirii, cu toate că forța tăietoare este mai mare la bază.

Au apărut multiple fisuri, crăpături și deplasări ale pereților în zona scărilor de la intrarea principală, Sala Albastră și în sălile de curs scoțându-se din funcțiune aproape întreaga suprafață construită.

După seismul din 1977 s-au executat lucrări de refacere și consolidare la corpul A. După aceasta, la seismele din 1986 și 1990 au reapărut fisuri, crăpături în pereți și planșee.

În cazul când se consideră suficientă refacerea capacității portante numai pentru încărcări gravitaționale (permanente și utile) se propune soluția de consolidare astfel:

- executarea unor centuri- tiranți din beton armat la nivelul planșeelor și de centuri din beton armat intermediare la jumătatea înălțimii pereților înalți;
- refacerea totală a unor pereți grav afectați, neporanți cu zidărie de 25 cm grosime;
- cămășuirea totală a pereților de rezistență cu degradări mari;
- injectarea fisurilor cu lapte de ciment și repararea acestora.

3.4.6. -2. Clădirea **Facultății de Mecanică** a suferit avarii și deteriorări succesive ale elementelor de rezistență în anii 1908, 1940, 1977, 1986 și 1990.

Lucrările de consolidare atestate în timp au fost fie suficiente, fie incomplete sau necorespunzătoare prevederilor actualelor normative privind siguranța la seisme. Chiar și lucrările de consolidare începute după seismul din 1977 (montare tiranți metalici la parter și etaj, introducerea unor cadre rigide din beton armat) sunt realizate parțial rămânând ne finalizate ca elemente de structură.

Consolidarea cuprinde un complex de operații și măsuri antiseismice, destinate să mărească capacitatea de rezistență la cutremur a elementelor și părților componente, precum și a construcției în ansamblu.

Structura de rezistență a clădirii este din cărămidă presată plină, planșeele cu alcătuire variată (din lemn, grinzișoare metalice cu bolțișoare de cărămidă sau corpuri ceramice), planșee din lemn pe grinzi metalice, solidarizate cu șuruburi, planșee din beton armat la sălile de sport, bolți și arce din zidărie de cărămidă la planșeele demisolului, șarpantă din lemn ecarisat pe scaune, învelitoare din țiglă.

Consolidarea se realizează prin introducerea unui număr însemnat de diafragme din beton armat desfășurate pe întreaga înălțime a clădirii (demisol, parter și etaj), cu grosimea de 20 cm, plecând de la nivelul fundațiilor, conlucrând cu elementele verticale de zidărie adiacente și conectate în plan orizontal realizându-se o cutie rigidă cu comportare spațială.

Planșeele se vor realiza din beton armat la toate nivelele, cu excepția zonelor alcătuite din grinzi metalice și bolțișoare de cărămidă.

3.4.6.-3. Clădirea **Facultății de Agronomie** a fost avariata și în prezent s-a început consolidarea luându-se măsuri antiseismice, destinate să mărească capacitatea de rezistență la cutremur a elementelor și a părților componente și deci, a construcției în ansamblu.

În timpul cutremurului din 1977 clădirea a suferit avarii importante constând în principal din tasarea fundațiilor la corpul sud, fisurarea și craparea majorității pereților din zidărie transversali și longitudinali în toate corpurile clădirii, fisurarea planșeului din beton armat în zonele de capăt a corpurilor est și vest, fisurarea elementelor scăriilor, avarierea turnului deasupra intrării principale. Ca urmare a acestei situații clădirea, după seismul din 1977 a fost reparată și s-a executat reparații în urma cărora, construcția nu prezintă nici o rezistență la un nou cutremur.

În urma seismului din 1986 și ca urmare a tasării fundațiilor din cauza unor infiltrații de apă din rețeaua de canalizare proprie a Facultății de Agronomie, în unele elemente ale tronsonului sud al clădirii au apărut fisuri și crăpături.

Soluția de consolidare propune introducerea unor cadre transversale metalice (sau din beton armat) extinse pe înălțimea subsolului, parterului, etajului I

(înălțimea sălii amfiteatrului).

Executarea unor centuri din beton armat în exteriorul amfiteatrului, la nivelul planșeului peste subsol. Cămășuirea cu beton armat a pereților de rezistență din zid arie din axele longitudinale.

3.4.6.-4. Clădirea **Liceului Nicolae Bălcescu** a fost avariata după seismul din 1977. Structura de rezistență este alcătuită din zidărie portantă, planșee din lemn, șarpantă din lemn. Construcția a fost consolidată după cutremure și în prezent este în funcțiune la întreaga capacitate.

3.4.7. RETELE

Seismul din 4 martie 1977 afectat parțial și rețelele de apă și canalizare din municipiul Craiova. În rețeaua de distribuție a apei în special la conductele executate din tuburi PREMO și din fontă s-au produs fisuri și deteriorări ale îmbinărilor.

Zonele afectate mai grav au fost tronsoanele din strada Breștei, intersecție cu strada Nicolcescu și Păltiniș, care merge spre zona inferioară a străzii Unirii.

Pe străzile Breștei și Nicolcescu conducta este executată din fontă cu diametrul de 800 mm, iar pe strada Păltiniș, conducta este executată din tuburi PREMO.

Aceste defecțiuni s-au remediat prin montarea de coliere la conductele din PREMO pe strada Păltiniș, iar conductele din fontă s-au montat manșoane și acolo unde s-a putut, s-au refăcut plumburile..

La stația de apă din comuna Breasta, care alimentează în parte municipiul Craiova, orașul Filiași și zonele limitrofe orașului Craiova, a fost afectat frontul de captare, conductele pentru transportul apei și în mod special cele de pe malul stâng al Jiului.

În puțurile de adâncime (cca 80- 100 m) a crescut conținutul de amoniac din

apă peste limita admisă. Aceasta a avut influență pe toată lunca Jiului spre orașul Filiași și comuna Podari. Remedierea tuburilor care au fost deplasate (conductele pentru transportul apei) s-a făcut prin montarea unor manșoane la îmbinări.

Puțurile de adâncime sunt scoase din funcțiune, cu toate eforturile depuse nemaiputând fi folosite. În această situație fiind municipiul Craiova și orașul Filiași care de atunci sunt alimentate numai din conducta de apă care vine de la Izvarna.

Stația de alimentare cu apă de la Ișalnița a municipiului Craiova, la acea dată, era în execuție și nu a suferit avarii.

La stațiile de alimentare cu apă, tot ale municipiului, din comunele Simnic, Făcăi, Georoc, Popova, nu s-a simțit influența și nici nu s-au produs modificări ale debitelor de apă.

În rețeaua de canalizare a orașului nu s-au produs defecțiuni majore.

Singura zonă afectată a fost cea de pe tronsonul Craiovița Nouă- Bulevardul Tineretului. Canalizarea în această zonă se află în teren cu pânză de apă freatică la suprafața amplasată pe nisip curgător. În această zonă s-au produs deplasări ale tuburilor și a fost necesară refacerea completă a tronsonului de canalizare.

3.4.8. CONCLUZII.

Datorită apariției unor degradări vizibile, dar mai ales a celor invizibile după consumarea unor seisme, proprietățile mecanice ale fiecărui element structural și al întregului ansamblu al structurii de rezistență, se modifică.

Sensul modificărilor este unic și anume, diminuarea rigidității însoțită de creșterea deformabilității și a perioadei proprii de vibrație care semnaleză diminuarea progresivă și ireversibilă a rezistenței structurii.

Din aceste motive structurale necesită intervenție pentru mărirea gradului de asigurare la acțiuni seismice.

Capitolul 4.

Metode de evaluare și calcul a construcțiilor avariate

4.1. BAZELE ANALIZEI SEISMICE

4.1.1. DEFINIȚII

Cutremurele sunt fenomene complexe induse în scoarța terestră de către energia eliberată de o perturbare apărută în interiorul pământului. Acestea apar în mod neprevăzut și sunt semnalate de către instrumente de măsură.

Seismologia este știința care se ocupă cu structura pământului și cu cauzele producerii cutremurelor, definiind parametrii care generează și transmit șocurile.

Ingineria seismică este știința aplicată care utilizează datele furnizate de către seismologie pentru a analiza structurile, pentru a studia comportamentul structurilor la vibrații seismice și măsurile ce trebuie luate pentru întărirea rezistenței și stabilității acestor structuri.

Cutremurele sunt mișcări aleatoare ale unor porțiuni exterioare ale scoarței terestre cu amplitudini și direcții ce variază substanțial în timp (Ifrim, 1973). Cutremurele încep cu un șoc puternic, într-un punct al scoarței terestre numit

hipocentru. Energia eliberată la hipocentru este transmisă prin unde elastice de diferite tipuri. Intensitatea acestor unde se diminuează pe măsura depărtării de hipocentru.

Tăria unui cutremur este definită de tăria mișcării pentru un anumit loc numită *intensitate*; și de tăria totală sau mărimea evenimentului numită *magnitudine*.

Magnitudinea este măsura energiei eliberate de către cutremur la hipocentru.

Intensitatea este măsura distrugerilor locale cauzate de cutremur.

Un anumit cutremur are asociat cu el o magnitudine unică, în timp ce intensitatea poate varia dintr-un loc în altul (Newmark & Rosenblueth, 71).

Undele seismice sunt foarte complexe. Aceasta se datorează diferențelor în modul de producere al cutremurelor, reflecției și refracției undelor seismice la frontiera dintre două straturi care au caracteristici de propagare diferite.

Pentru analiza seismică a structurilor trebuie luați în considerare următorii parametrii::

- magnitudinea cutremurului;
- distanța locului de construcție față de hipocentru;
- caracteristicile geologice ale rocii în lungul căreia se propagă cutremurul;
- structura solului de fundare;
- efecte de interferență a undelor seismice în direcția rupturii solului și viteza de propagare a rupturii.

4.1.2. MIȘCAREA SEISMICĂ DE PROIECTARE

Pentru a proiecta o construcție din punct de vedere seismic trebuie cunoscute efectele seismice. Cutremurul considerat în cazul acesta se numește *seism de proiectare* iar mișcarea datorată acestuia se numește *mișcare seismică de proiectare*.

Se poate considera că amplitudinea maximă a accelerației seismice de proiectare a unui anumit cutremur la o locație dată este determinată în principal de către magnitudinea cutremurului și de către distanța față de epicentru. Pentru zonele terestre des afectate de cutremure, magnitudinea și locația epicentrului cutremurului sunt cunoscute foarte bine din înregistrările efectuate în decursul timpului. Acest lucru a făcut posibil să se determine o relație între mărimile mai sus menționate. Graficul din figura 4.1. este un exemplu în acest sens.

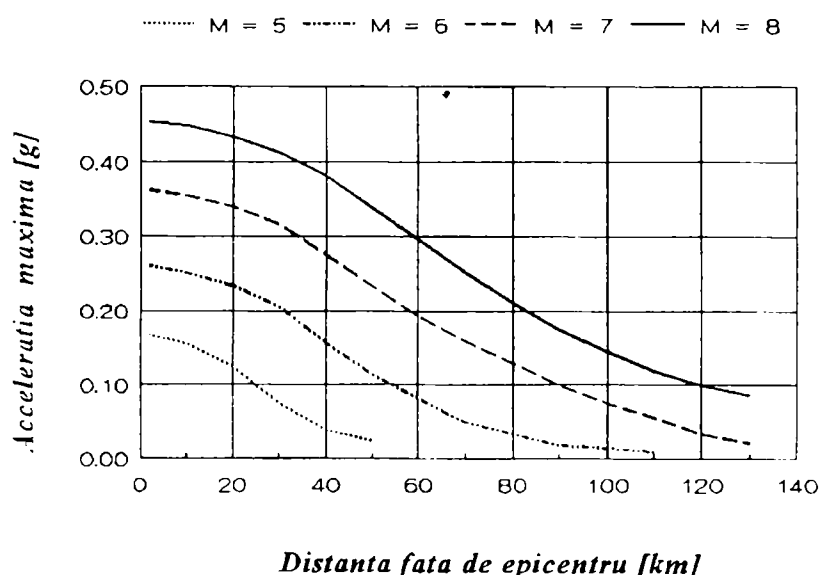


Figura 4.1. Accelerația maximă a unui cutremur funcție de depărtarea de epicentru (dupa Housner ,1965)

În cazul proiectării complexe a structurilor la cutremur, seismicitatea aleatoare a locului construcției trebuie evaluată urmând pașii:

- definirea naturii și locației sursei seismice;
- determinarea relației magnitudine-frecvență pentru sursa seismică considerată;
- atenuarea mișcării seismice cu depărtarea de sursă;
- determinarea acelei mișcări seismice, la locul construcției, care are probabilitatea de a fi depășită.

4.2. ANALIZA DINAMICĂ A UNEI STRUCTURI

În contextul de față, termenul “*dinamic*” înseamnă variație în timp. Astfel, într-o problemă de analiză dinamică a unei structuri, încărcarea cât și toate celelalte aspecte legate de răspunsul structurii (deformații, forțe interioare, eforturi, etc) variază cu timpul. În conformitate cu aceasta în analiza dinamică a unui sistem nu există o singură soluție ci se obțin soluții distincte pentru fiecare moment de timp considerat. Din acest motiv efortul de calcul în cazul unei analize dinamice este mult mai mare decât în cazul unei analize statice.

Caracteristicile de bază ale unei probleme dinamice pot fi definite luându-se în considerare o grindă simplu rezemată, figura 4.2 (Popescu, 1998). Atunci când grinda este supusă unei încărcări statice, figura 4.2.a, forțele interioare rezistente încărcării pot fi evaluate utilizând principiile simple din statica construcțiilor. Dacă aceleași încărcări sunt aplicate dinamic, deformată structurii variază cu timpul, ceea ce implică formarea unor accelerații și conform principiului d'Alembert acestea generează la rândul lor forțe de inerție rezistente mișcării, figura 4.2.b.

În analiză, grinda simplu rezemată poate fi considerată ca fiind acționată de două încărcări::

- cea exterioară $P(t)$, care este cauza mișcării; și
- forțele de inerție $f_i(t)$ rezistente.

Forțele interne generate în structură sunt chemate să echilibreze acest sistem combinat de încărcare și din acest motiv forțele de inerție trebuie întodeauna calculate înainte să fie calculate eforturile interne ale structurii.

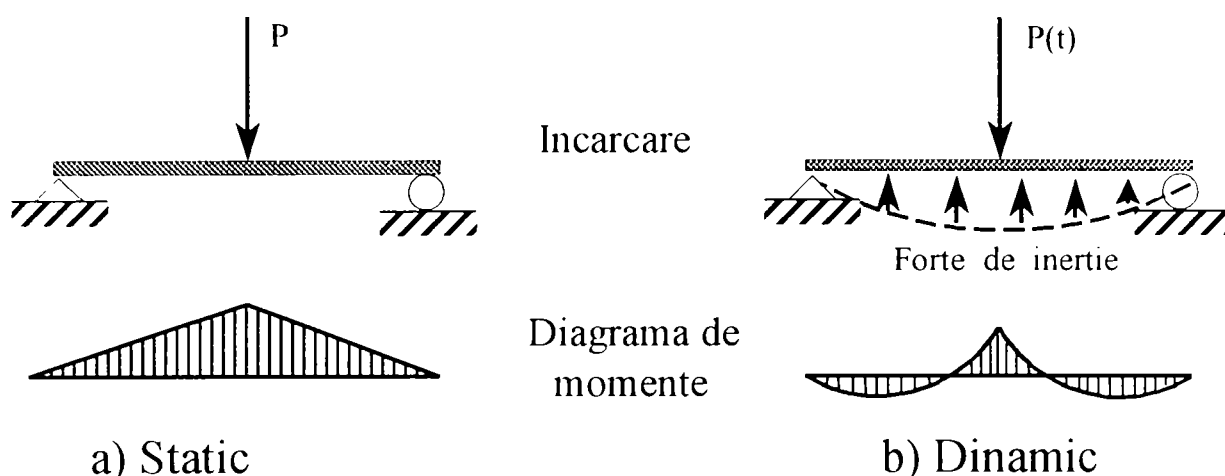


Figura 4.2. Diferența dintre încărcarea statică și dinamică

Din cele prezentate concluzia este că forțele de inerție reprezintă o caracteristică esențială a unei probleme dinamice. Magnitudinea acestor forțe depinde de rata de încărcare a structurii precum și de caracteristicile de flexibilitate și masă ale acesteia.

Dacă încărcarea este aplicată treptat și încet, forțele de inerție vor fi mici comparativ cu încărcările aplicate și pot fi neglijate. În acest caz situația se analizează din punct de vedere static. Dacă încărcarea este aplicată rapid, forțele de inerție formate vor fi semnificative comparativ cu încărcările exterioare și vor avea efect considerabil asupra valorii eforturilor interne formate, astfel că în acest caz este necesar să se aplice o analiză dinamică pentru a evalua răspunsul structurii.

Dificultatea care apare în cazul analizei dinamice constă în faptul că deformațiile care duc la formarea forțelor de inerție sunt ele însele influențate de către aceste forțe de inerție. Pentru a întrerupe acest ciclu al cauzei și efectului problema se formulează în termeni de ecuații diferențiale exprimând forțele de inerție în funcție de derivatele în raport cu timpul al deplasărilor structurii.

4.2.1. GRADE DE LIBERTATE

Sistemul complet al forțelor de inerție care acționează asupra unei structuri poate fi determinat doar dacă se cunosc accelerațiile (și ca urmare deplasările) fiecărei particule masice a structurii. Într-o structură reală aceasta înseamnă să fie calculate deplasările fiecărui punct al structurii, ceea ce reprezintă un volum de calcul foarte mare, chiar și în cazul unei analize statice. Acest calcul poate fi simplificat dacă deformata structurii poate fi exprimată riguros de către un număr limitat de componente ale deplasării datorate deformării (coordonate).

Există două metode frecvent folosite în analiza dinamică a unei structuri pentru a defini forma deformată a acesteia și anume:

- metoda maselor echivalente;
- metoda coordonatelor generalizate.

În ambele cazuri numărul componentelor deplasării (coordonate) necesare a fi precizate, pentru a determina poziția oricărei particule masice din structură, se constituie în **numărul gradelor de libertate** al structurii.

În metoda maselor echivalente, se presupune că întreaga masă a structurii este concentrată într-un număr finit de puncte a căror poziție în structură este cunoscută. În figura 4.3 este reprezentat un sistem cu trei grade de libertate. Dacă deformarea axială a grinzii este neglijată deplasările celor trei mase sunt date de către trei coordonate v_a , v_b , și v_c , și este necesar să fie evaluate accelerațiile doar în aceste trei puncte pentru a calcula forțele de inerție produse în sistem.

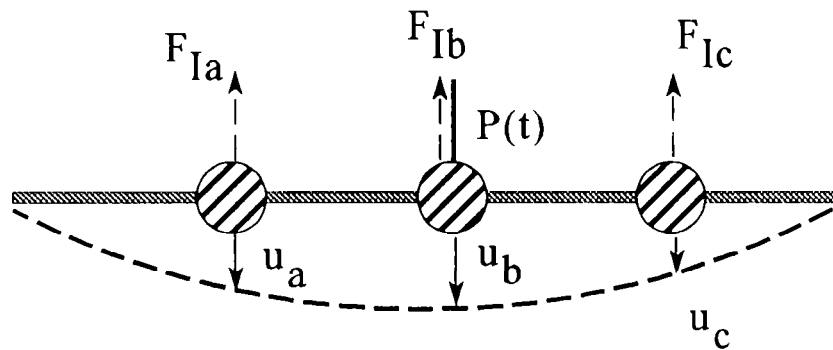


Figura 4.3. Sistem cu trei grade de libertate (mase echivalente)

O alternativă la calculul de aproximare al deformației grinzii este aceea de a le reprezenta sub forma unei serii Fourier. Pentru a reprezenta o formă deformată oarecare în mod exact trebuie folosiți un număr infinit de termeni ai seriei, iar prin folosirea doar a câțiva termeni se poate obține o aproximare bună.

Structurile flexibile ale unui sistem dinamic se deformează după forme fixe, și doar amplitudinea deformației variază în timp (Berg, G. V., 1989). Dacă cel de-al n -lea termen al funcțiilor de formă al seriei deplasărilor este notat cu $\psi_n(x)$, atunci forma generală a deformației unei structuri cu N grade de libertate este :

$$u(z,t) = \sum_{n=1}^N \psi_n(z) \cdot y_n(t) \quad (6.1)$$

unde y_n este amplitudinea celei de a n -a funcție de formă.

În aceste reprezentări ale deformației în cazul unei analize dinamice, acuratețea soluției date de idealizarea făcută crește prin creșterea numărului de grade de libertate considerat, soluția exactă fiind atinsă la considerarea unui număr infinit de termeni. Numărul de termeni necesari a fi considerați pentru a obține o soluție adecvată depinde de complexitatea structurii și de modul în care aceasta este încărcată. În majoritatea cazurilor două sau trei grade de libertate sunt suficiente pentru a obține rezultate bune.

4.3. PROGRAME DE CALCUL

La ora actuală există pe piață o multitudine de programe de calcul a structurilor care țin cont de analiza dinamică a structurilor. Aceste programe sunt dezvoltate pe baza aproximărilor numerice a soluției ecuațiilor fenomenului. Cea mai dezvoltată dintre metode este metoda elementului finit.

În această metodă întregul domeniu de calcul este discretizat în subdomenii (elemente, segmente) finite mici (de unde și numele de “ elemente finite”). Pe fiecare element comportamentul variabilelor ce trebuie calculate este descris de ecuații diferențiale. Elementele sunt asamblate și fiecare dintre acestea trebuie să respecte condițiile de continuitate și echilibru cu elementele vecine și în acest caz se ajunge la un sistem liniar de ecuații algebrice. Dacă condițiile la marginea domeniului sunt satisfăcute se obține o soluție unică a întregului sistem de ecuații algebrice liniare.

Metoda elementelor finite este potrivită pentru aplicațiile ingineresti cu geometrii complicate. Rezultatele obținute, în cazul existenței regiunilor cu schimbări rapide ale valorilor variabilelor, sunt foarte bune, dar trebuie utilizat un număr mare de elemente .

Etapele de calcul ce trebuie urmate atunci când se aplică metoda elementelor finite sunt următoarele:

1. Se divide domeniul de calcul în elemente mici (finite). Aceste elemente pot fi segmente liniare (pentru probleme unidimensionale), respectiv triunghiulare sau dreptunghiulare (pentru probleme bidimensionale), sau tetraedre și poliedre (pentru probleme tridimensionale);

2. Se definește comportamentul variabilelor pe fiecare element printr-o funcție de formă. Se alege funcția caracteristică (de exemplu presiune, viteză, deplasare) fiecărui punct nodal ca fiind necunoscuta problemei și se folosesc funcțiile de formă pentru a descrie cum se schimbă variabila și geometria pe fiecare element (de exemplu linear sau quadratic). Cu cât ordinul funcției de formă este mai mare, cu atât este necesară definirea mai multor puncte nodale pe fiecare element. Acuratețea soluției poate fi îmbunătățită prin utilizarea unui număr cât mai mare de elemente simple (liniare) sau mărid ordinul funcțiilor de formă (utilizând de exemplu elemente cuadratice)
3. Alegerea unei formulări adecvate, Galerkin, a unei formulări variaționale (Ritz), sau direct a “echilibrului” pe fiecare element definit, obținându-se un sistem liniar pe fiecare element “m”, care asamblat conduce la un sistem liniar sub forma:

$$\sum_m [k]_m [\delta]_m = [F] \quad (4.1)$$

unde m reprezintă numărul de elemente, $[k]_m$ este matricea de rigiditate a unui element, $[\delta]_m$ este vectorul funcțiilor nodale a unui element iar $[F]$ este vectorul ce conține “forțele” exterioare care acționează asupra corpului. Pentru a determina coeficienții care multiplică deplasările unui punct nodal anume, se însumează coeficienții matricilor de rigiditate ale tuturor elementelor ce conțin acel punct.

4. Asamblarea întregului sistem de ecuații pentru obținerea soluției pe întregul domeniu. Pentru că în sumarea rigidităților a fost făcută doar pentru elementele ce conțineau un nod particular, matricea totală de rigiditate va fi doar parțial populată.

În asamblarea sistemului de ecuații global se vor introduce condițiile de

marginie. Acestea pot lua forma unor presiuni impuse, deplasări impuse, alunecări pe o suprafață, resorturi, sau eforturi. Condiții pe frontieră mult mai complexe pot apare în cazul problemelor de contact.

5. Rezolvarea sistemului de ecuații liniare pentru a determina funcția căutată în punctele nodale (de exemplu deplasarea fiecărui punct nodal). Se utilizează fie eliminarea Gauss (directă) sau eliminarea Gauss -Seidel (indirectă) iterativă. Alegerea modului de rezolvare a sistemului de ecuații depinde de mărimea matricei soluție.
6. Din funcția primară se pot deduce alte funcții caracteristice sistemului (de exemplu tensiuni și eforturi pe fiecare element, utilizând relațiile între eforturi și deplasări -legea lui Hooke). Compatibilitatea ecuațiilor este satisfăcută automat pe fiecare element pentru că deplasările au fost alese ca variabile necunoscute.
7. Calculul altor mărimi. Odată ce valorile deplasărilor necunoscute au fost determinate în fiecare nod, pot fi obținute și alte valori pentru alte mărimi cum ar fi tensiuni la noduri, energii, etc.

Pe piața de software există numeroase programe de calcul care se bazează pe această metodă. Dintre acestea cele mai performante sunt: Nemetscheck, COSMOS, SAP90, ANSYS.

In cele ce urmează s-a realizat studiul de caz al unei biserici folosindu-se programul SAP90.

4.4. STUDIU DE CAZ

În cele ce urmează s-a efectuat studiul de caz cu ajutorul programului de calcul SAP90 al unei biserici reprezentate în figura 4.4 și figura 4.5., tipică zonei Craiova.

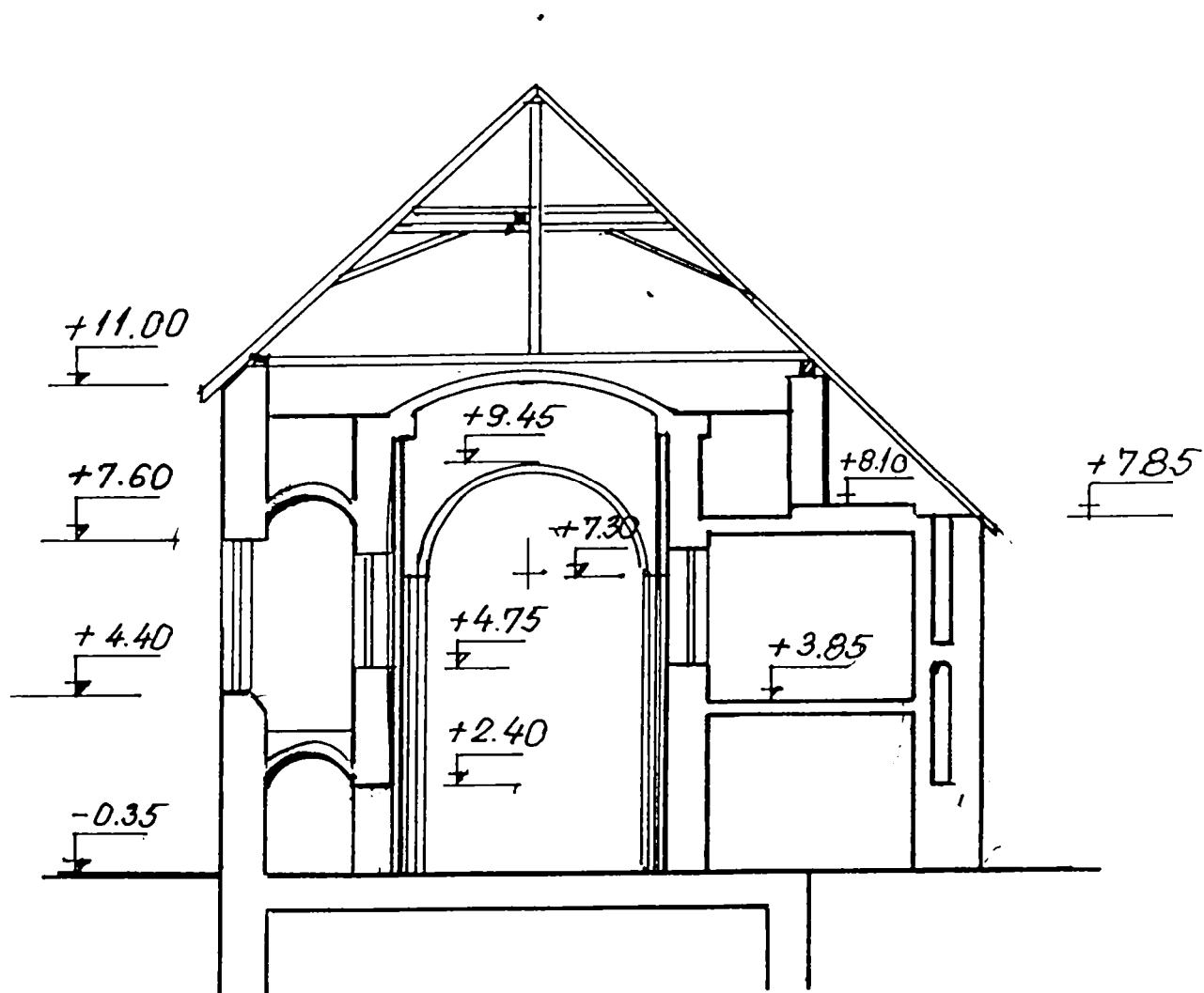


Figura 4.4. Secțiune transversală prin biserică

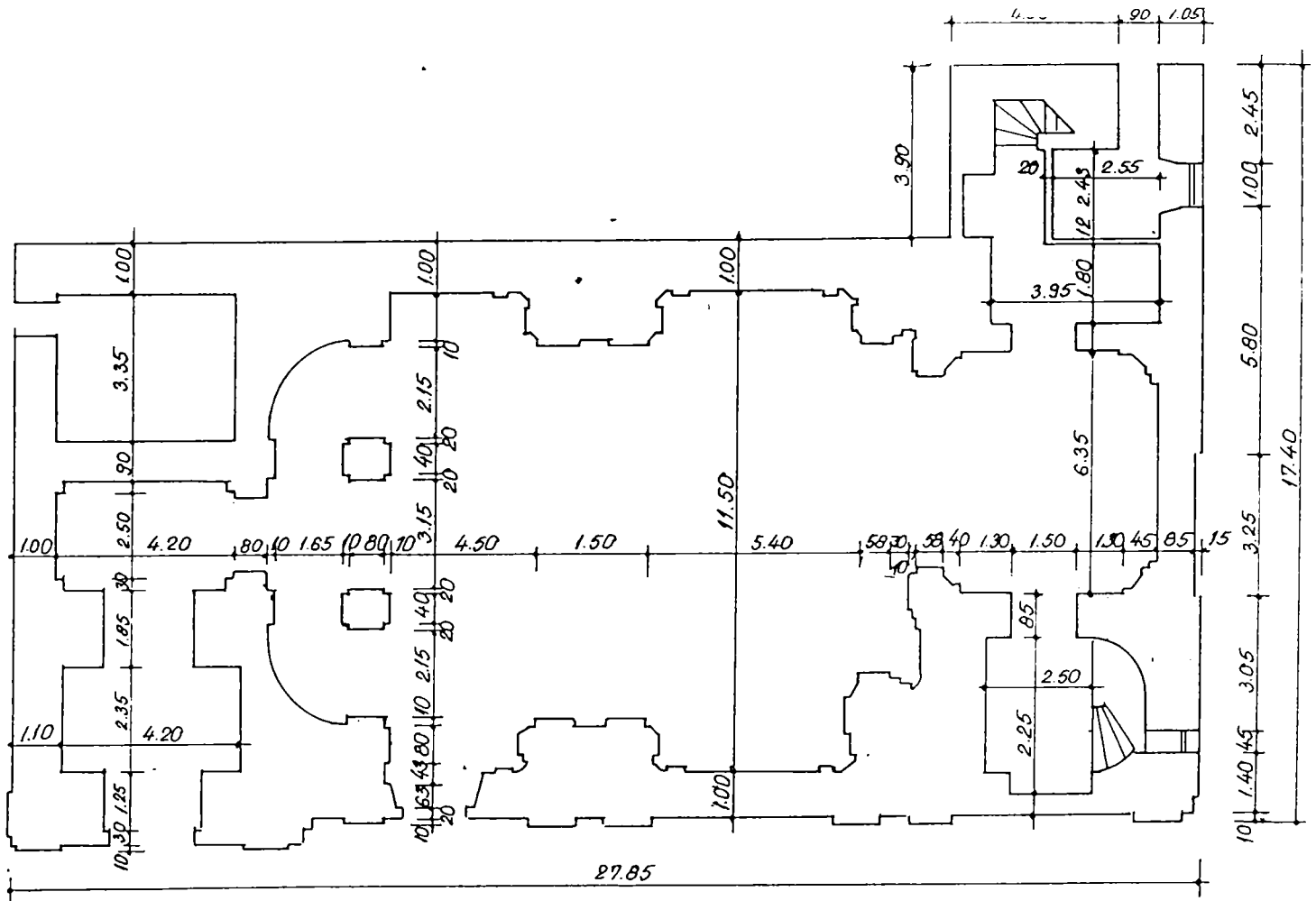


Figura 4.5. Plan Biserică

Biserica este alcătuită din partea centrală (biserica propriu - zisă), turn și clădire anexă. Biserica propriu zisă are dimensiuni exterioare în plan de 22 x 13,5 m cu o înălțime la cornișă de 12,45 m și acoperiș în două pante a cărui înălțime este de 7m. Zidurile longitudinale au o grosime de 1m și înălțime de 12,45m. Zidurile de fronton au o grosime de 85cm și se continuă peste cota 12,45 pentru realizarea calcanelor care închid acoperișul cu două pante. Acoperirea părții centrale a bisericii este realizată cu trei bolți din zidărie de cărămidă:

- două bolți cu dublă curbură cu dimensiuni în plan, fiecare de 4,8 x 9,4 m care acoperă zona de acces pentru credincioși;
- o boltă cu dublă curbură cu dimensiuni în plan de 5,2 x 6,35 m care acoperă zona altarului.

Cele două bolți reazemă pe arce din zidărie de formă circulară, iar arcele se continuă cu stâlpi din zidărie care sunt solidari cu zidurile exterioare.

Există trei arce pe care reazemă cele două bolți mari:

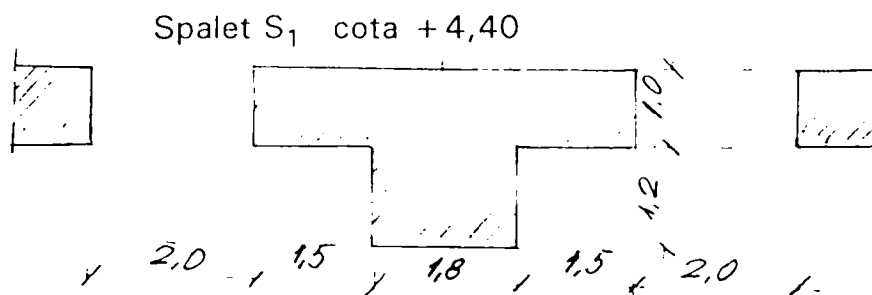
- un arc lângă fronton;
- un arc median;
- un arc spre bolta altar.

În schematizarea structurii de rezistență luată în considerare la întocmirea calculelor s-au luat în considerare următoarele elemente principale:

- ziduri longitudinale cu grosime de 1 m și înălțime de 12,45m;
- ziduri de fronton cu grosime de 0,85 m;
- trei arce transversale cu stâlpii aferenți pe care reazemă cele două bolți mari de zidărie, stâlpii considerându-se solidari cu zidurile;
- două arce transversale.

Această configurație permite preluarea împingerilor date din bolțile de zidărie în direcția longitudinală a clădirii.

4.4.1. Evaluarea E3 a capacității de rezistență și a gradului de asigurare la acțiuni seismice



4.1.1 Stabilirea incarcarilor gravitationale aferente

acoperis 0,5 x 13,5 x 6,8 x 70 x 1,2 (tigla)

0,5 x 13,5 x 6,8 x 150 x 1,2 (sarpanta)

$$0,5 \times 13,5 \times 6,8 \times 220 \times 1,2 = 24.235 \text{ daN} \times 0,5 \\ = 12.118 \text{ daN}$$

bolta 0,5 x 117 x 0,15 x 1600 x 1,2 = 16.848 daN

arc 0,5 x 1,8 x 1,2 x Π x 5,15 x 1600 x 1,2 = 33.532 daN

stalp (6,7 - 4,4) x 1,8 x 1,2 x 1600 x 1,2 = 9538 daN

zid (12,45 - 7,6) x 1 x 6,8 x 1600 x 1,2 + (7,6 - 4,4) x 1 x 5,8 x 1600 x 1,2 = 63.321 + 35.635 = 98.956 daN

$$A = 6,8 \quad G_{12,45} = 12.118 \text{ daN}$$

$$A = 8,96 \quad G_{6,7} = 12.118 + 16.848 + 63.321 + 11.750 = 104.037 \text{ daN}$$

$$A = 7,96 \quad G_{4,4} = 127.922 \text{ daN}$$

$$A = 8,96 \quad G_{0,00} = 127.922 + 4,4 \times 1 \times 6,8 \times 1600 \times 1,2 = 127.922 + \\ 57.446 = 185.368 \text{ daN}$$

Determinarea sarcinii seismice aferente

$$T_{sk} = 1,5 \times S_r ; \quad S_r = c_r \times G$$

$$c_r = \alpha \times k_s \times \beta \times \psi \times \varepsilon_r$$

Clasa de importanta II $\alpha = 1,2$

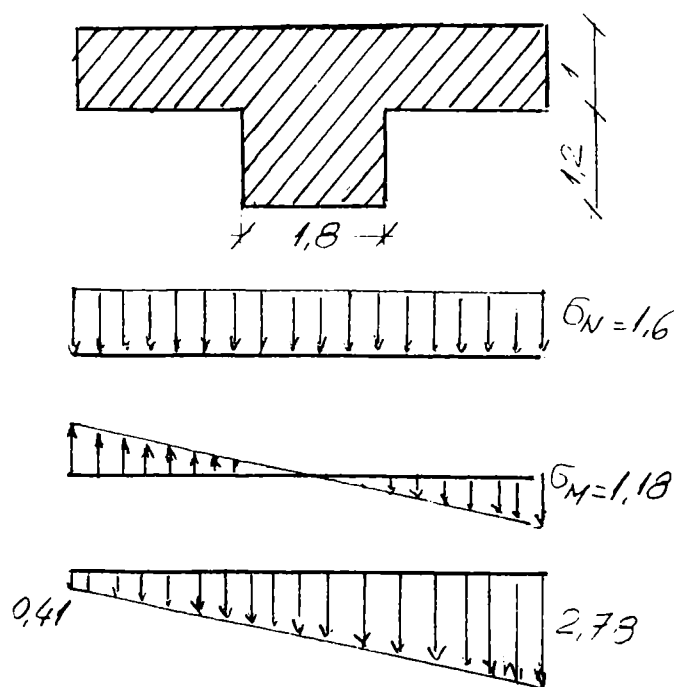
Zona seismica de calcul D

$$\begin{aligned}
 k_s &= 0,16 & \beta_r &= 2,5 & \psi &= 0,3 \\
 c_r &= 1,2 \times 0,16 \times 2,5 \times 0,3 \times 1 = 0,144 \\
 S_{12,45} &= 0,144 \times 12.118 = 1745 \\
 T_{S_{12,45}} &= 1,5 \times 1745 = 2618 \\
 S_{6,7} &= 0,144 \times 104.037 = 14.981 \\
 T_{S_{6,7}} &= 1,5 \times 14.981 = 22.472 \\
 S_{4,4} &= 0,144 \times 127.922 = 18.420 \\
 T_{S_{4,4}} &= 1,5 \times 18.420 = 27.630 \\
 S_{0,00} &= 0,144 \times 185.368 = 26.693 \\
 T_{S_{0,00}} &= 1,5 \times 26.693 = 40.039
 \end{aligned}$$

Verificarea capacității de rezistență și a gradului de asigurare R

a) Compresiune excentrică - forța tăietoare

Secțiunea este de forma



$$A = 7,96 \text{ m}^2$$

$$N = 127.922 \text{ daN}$$

$$T_{S_{4,4}} = 27.630 \text{ daN}$$

$$Z = \frac{1}{3} \times H = 2,683 \text{ m}$$

$$\sigma_N = \frac{N}{A} = 1,6 \text{ daN/cm}^2$$

$$M = T_s Z = 74,14 \text{ tm}$$

$$\begin{aligned}
 \sigma_M &= \frac{M}{W} = \frac{M}{W_1 + W_2} = \\
 &= 1,1853 \text{ daN/cm}^2
 \end{aligned}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = 0,957 \text{ cm}$$

$$S_c = A e_0 = 4.613.377$$

$$T_{CM} = \frac{1,25 \times R \times S_c}{Z} = \frac{1,25 \times 7 \times 4.613.377}{268,3} = 150.454 \text{ daN}$$

$$R = \frac{T_{CM}}{T_{Sk}} = \frac{150.454}{27.630} = 5,44$$

b) Forfecare in rost orizontal

$$\text{Forța capabilă, } T_{cf} = \frac{A_i}{\mu_i} \times (R_t + 0,7 f \sigma_0)$$

$$\sigma_0 = \frac{N}{A} = 1,6$$

$$A_i = 5,8 + 2,16 = 7,96 \text{ m}^2$$

$$R_t = 0,55 \text{ daN/cm}^2$$

$$f = 0,7$$

$$\mu_i = \frac{S}{I} = 1,37$$

S - momentul static al suprafeței cuprinse între marginea secțiunii și axa ce trece prin centrul de greutate al secțiunii, în raport cu această axă.

$$S = 7,98 \times 5,8 \times \frac{1}{2} = 79800 \times 58000 \times \frac{1}{2} = 2,3142 \times 10^9$$

$$I_i = 580$$

$$J = \frac{100 \times 580^3}{12} + \frac{120 \times 180^3}{12} = 1,6259 \times 10^9 + 5,832 \times 10^7 =$$

$$= 168,422 \times 10^7$$

$$\mu = \frac{2,3142 \times 10^9}{168,422 \times 10^7} = \frac{231,42}{168,422}$$

$$\mu = 1,37$$

$$T_{cf} = \frac{79600}{1,37} \times (0,55 + 0,7 \times 0,7 \times 1,6) = 77508$$

Grad de asigurare

$$R = \frac{T_{cf}}{T_{sh}} = \frac{77508}{27630} = 2,80$$

c) Eforturi principale de întindere

Forța tăietoare capabilă, corespunzătoare condiției de rezistență la eforturile de întindere

$$T_{cp} = \frac{R_p \times A_i}{\mu_i} \sqrt{1 + 0,8 \phi \frac{\sigma_0}{R_p}}$$

$$R_p = 0,4 \text{ daN/cm}^2$$

$$A = 7.96 \text{ mp}$$

$$\frac{l}{e_0} = \frac{580}{57,95} = 10 \quad \phi = 1$$

$$\sigma_0 = \frac{N}{A} = 1,6$$

$$T_{cp} = \frac{0,4 \times 79600}{1,37} \times \sqrt{1 + 0,8 \frac{1,6}{0,4}} = 47.627,8$$

Grad de asigurare

$$R = \frac{47.627}{27.630} = 1,72$$

d) Compresiune excentrica transversal pe spalet

$$T_{S4,4} = 27.630$$

$$N_{4,4} = 127.922$$

$$Z = 2,683$$

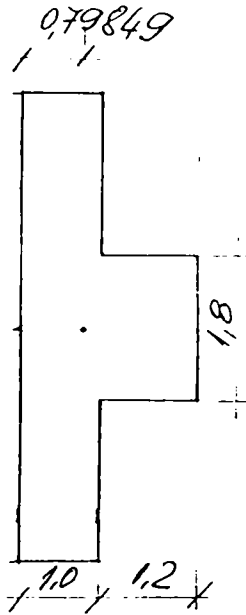
$$M = T_{S4,4} \times Z = 27.630 \times 268,3 = 7.413.129 \text{ daNcm}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{7.413.129}{127922} = 57,95 \text{ cm}$$

$$0,9 \times (100 + 120) = 198$$

$$0,45 \times (100 + 120) = 99$$

excentricitate mica deoarece $0,45y = 99 < e_0 = 57,95 < 0,9y = 198$



Calculul centrului de greutate al secțiunilor

$$x A - A_2 x_2 = 0$$

$$x = \frac{A_2 x_2}{A} = \frac{1,8 \times 1,2 \times 1,1}{7,96} = 0,29849$$

Verificare

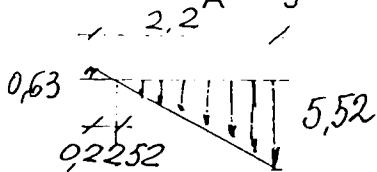
$$5,8 \times 0,29849 = 1,8 \times 1,2 \times 0,80151$$

$$1,73124 \quad 1,73126$$

$$J = J_1 + J_2 + A_1 x_1^2 + A_2 x_2^2 = 5,8 \times 1 + 1,8 \times 1,2 + 5,8 \times 0,29849 + 2,16 \times 0,80151 = 0,4833 + 0,2592 + 0,51675 + 1,38762 = 2,6469 \text{ m}^4 = 2,6469 \times 10^8 \text{ cm}^3$$

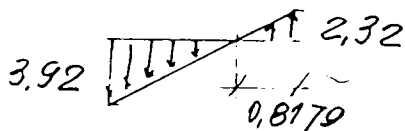
$$\sigma_{\max} = \frac{N}{A} + \frac{M}{J} y = \frac{127922}{79600} + \frac{7.413.129}{264690000} 140,15 = 1,6 \pm 3,92 = 5,52$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{A} - \frac{M}{J} y_1 = -2,32 - \frac{M}{J} 79,8 = 1,6 - 2,23 = -0,63 (+ 3,02)$$



$$\frac{6,1544}{2,2} = 0,63$$

$$x = 0,2252$$



Am calculat aceste valori pentru a stabili ce extindere au zonele întinse și ce valori de solicitare maxime putem avea.

Calculul conform STAS 10109 /1-82 se face cu relația $N \leq \varphi R A \psi$.

$$N = 127.922$$

$$R = 7$$

$$A = 79.600$$

$$\psi = \frac{1}{1 + \frac{e_0}{h - y}} \quad \begin{array}{l} e_0 = 57,95 \\ h = 220 \\ y = 140 \end{array}$$

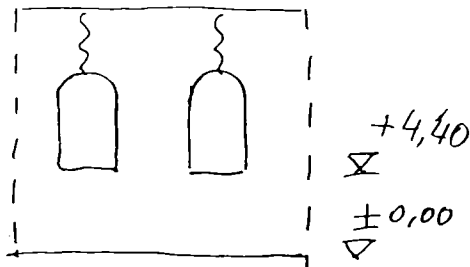
$$\psi = 0,58$$

$$N = 127.922 \leq \varphi R A \psi = 0,92 \times 7 \times 79.600 \times 0,58 = 297.321$$

$$\frac{l}{t} = \frac{8,05}{1} \quad \varphi = 0,92 \text{ (acoperitor)}$$

e) Forfecare în rost vertical deasupra ferestrei (acolo unde există fisuri)

Această verificare nu este prevăzută de normativul P2-85, dar consider că este importantă.



Consider sarcina seismică $T_{S4,4}$ ca solicitând la întindere secțiunea de deasupra ferestrei.

$$T_{S4,4} = 27.630$$

$$A = (12,45 - 7,6) \times 1 = 4,85 \text{ mp} = 48500 \text{ cm}^2$$

$$R_t = 0,8 \text{ daN/cm}^2$$

$$A R_t = 38800 > T_{S4,4} = 27.630$$

$$R_p = 0,4 \text{ daN/cm}^2$$

$$A R_p = 19400 < T_{S4,4} = 27.630 \quad \text{depasit cu 42\%}$$

Spalet si cota $\pm 0,00$

Stabilirea incarcarilor gravitationale aferente

Valoarea ca la pct. A.1.1 127.922

Se adauga zid intre cotele $\pm 0,00$ si $+ 4,4$ m

$6,8 \times 4,4 \times 1 \times 1600 \times 1,2 = 57.446$

$$G_{\pm 0,00} = \frac{\quad}{185.368}$$

Determinarea sarcinii seismice aferente

$$S_{\pm 0,00} = 0,144 \times 185,368 = 26.692$$

$$T_{s\pm 0,00} = 1,5 \times 26.692 = 40.040 \text{ daN}$$

Verificarea capacitatii de rezistenta si a gradului de asigurare R.

a) Compresiune excentrica (forta taietoare)

$$A = 6,8 + 2,16 = 8,96 \text{ m}^2$$

$$Z = \frac{1}{3} \times H = 4,15 \text{ m}$$

$$M = T_s \times Z = 40.040 \times 415 = 16.616.600$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{16.616.600}{185.368} = 89,64$$

$$S_c = A e_0 = 89600 \times 89,64 = 8.031.846$$

$$T_{CM} = \frac{1,25 \times 7 \times 8.031.846}{415} = 169.346$$

$$R = \frac{169.346}{40.040} = 4,22$$

b) Forfecare in rost orizontal

$$\sigma_0 = \frac{N}{A} = 185.368 = 2,069$$

$$A_i = 89.600$$

$$T_{cf} = \frac{89600}{1,37} (0,55 + 0,7 \times 0,7 \times 2,069) = 102.275$$

$$R = 102.275 = 2,55$$

c) Eforturi principale la întindere

$$T_{CP} = \frac{0,4 \times 89600}{1,37} \sqrt{1 + 0,8 \frac{2,069}{0,4}} = 64.994$$

$$R = \frac{64.994}{40.040} = 1,62$$

4.3 Fundație spalet 1 (aproximativ cota - 2.2 m)

4.3.1 Stabilirea încărcărilor aferente

| | |
|--|--------------|
| Valoare ca la pct. A.2.1 | 185.368 |
| $2,2 \times 6,8 \times 1 \times 1600 \times 1,2 =$ | 28.723 |
| $1,8 \times 1,2 \times 2,2 \times 1600 \times 1,2 =$ | <u>9.123</u> |
| | 223.215 |

Determinarea solicitării la nivelul talpii de fundație din sarcini gravitaționale

$$\sigma = \frac{223.215}{89.600} = 2,49 \text{ daN/cm}^2$$

4.4.2. Discretizarea structurii

Discretizarea structurii și reprezentarea încărcărilor din seism sunt date în figura 4.6. și 4.7.

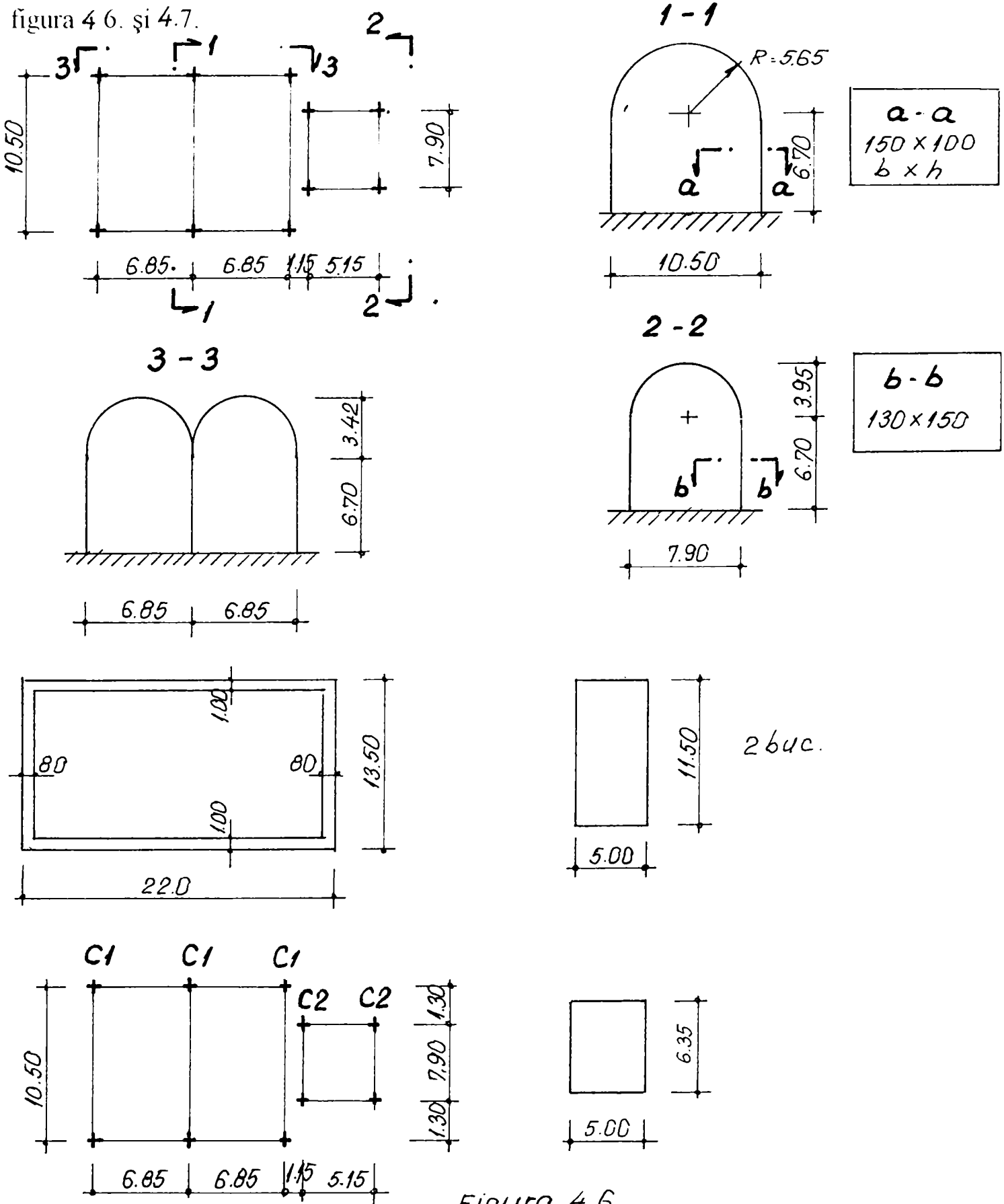
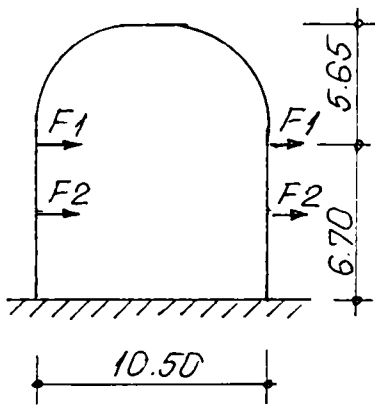


Figura 4.6.

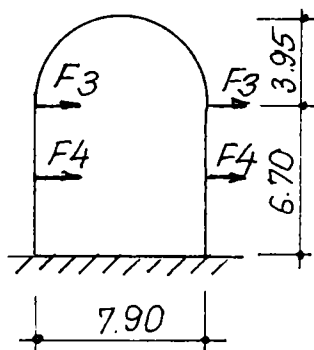
ARC C1 3 buc.



$$F1 = 6080 \text{ daN}$$

$$F2 = 1141 \text{ daN}$$

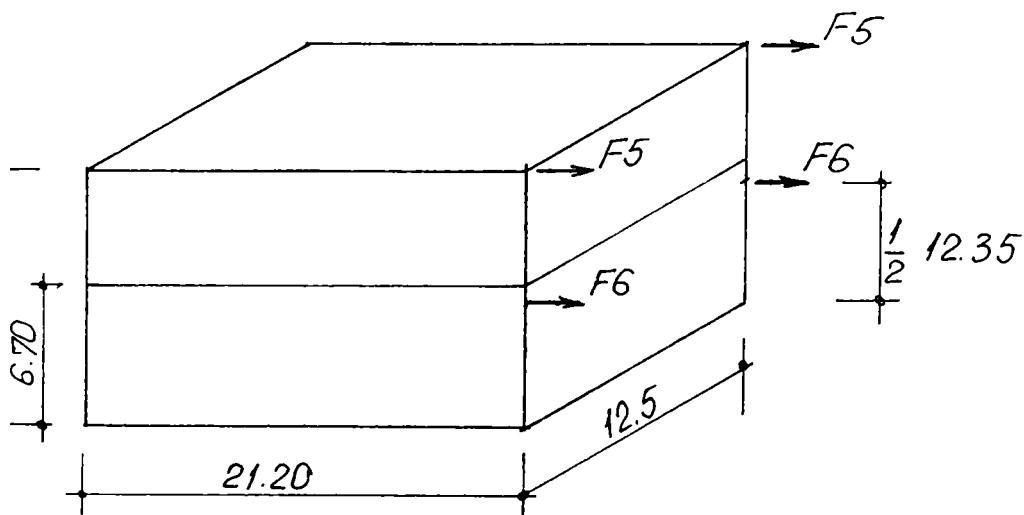
ARC C2 2 buc.



$$F3 = 7904 \text{ daN}$$

$$F4 = 1483 \text{ daN}$$

ZIDURI LONGITUDINALE SI TRANSVERSALE



$$F5 = 11154 \text{ daN}$$

$$F6 = 108496 \text{ daN}$$

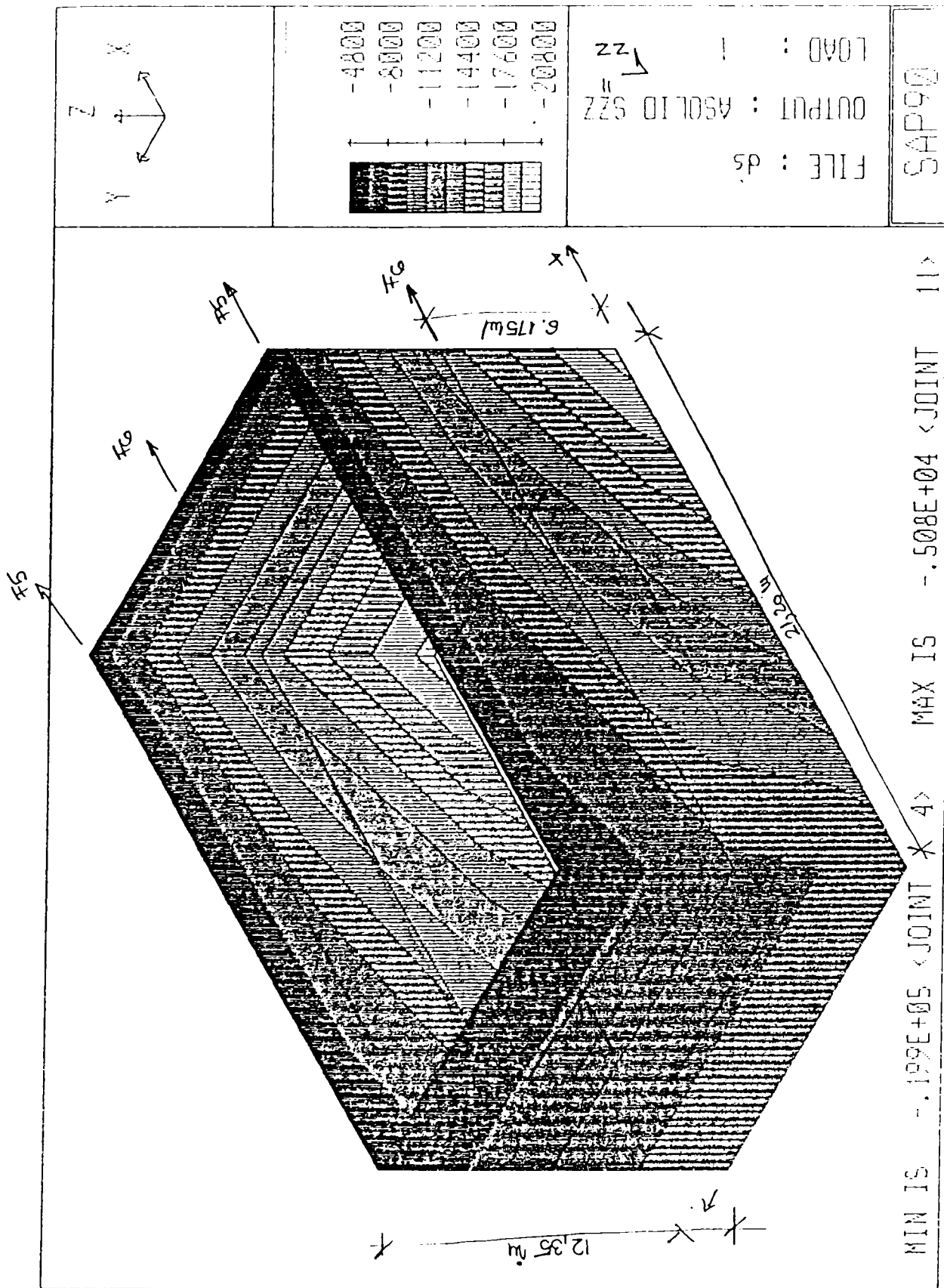
Obs.

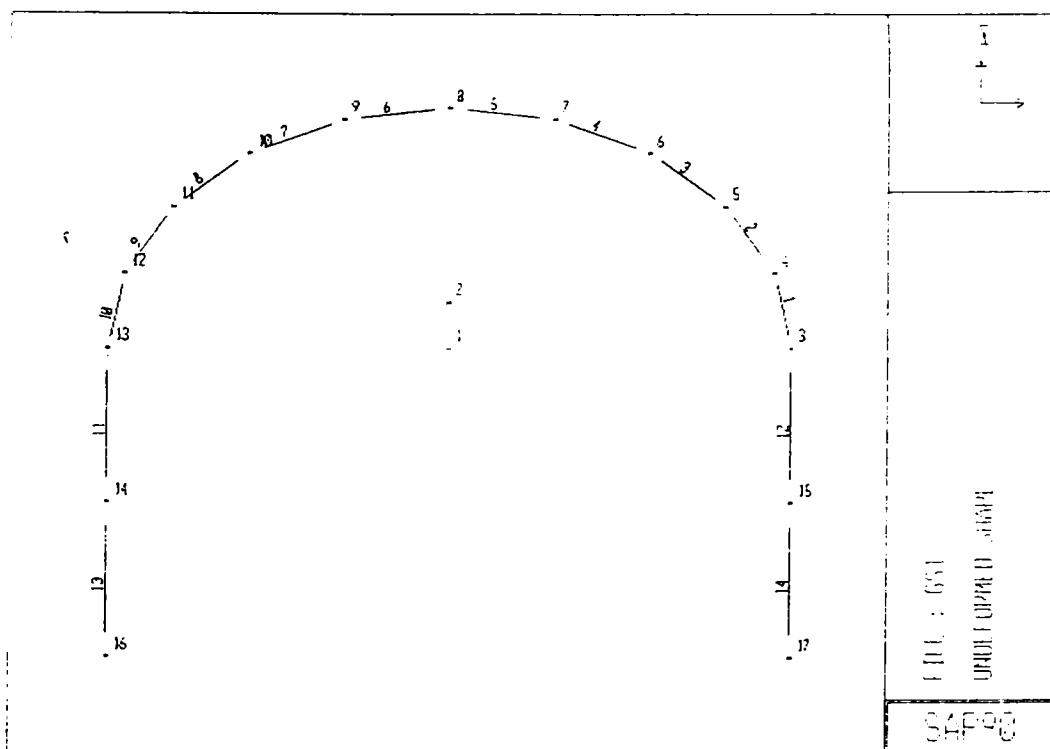
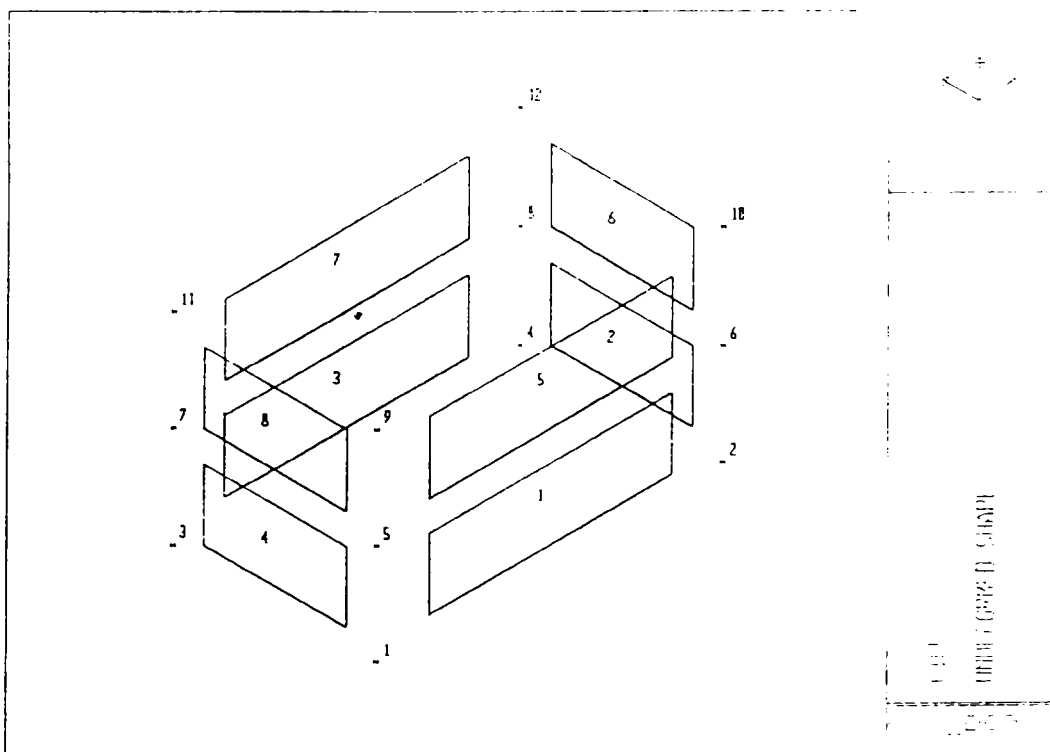
- Cota +12.35 capăt liber
- Cota +6.70 solidarizare zid și arce - saibă orizontală

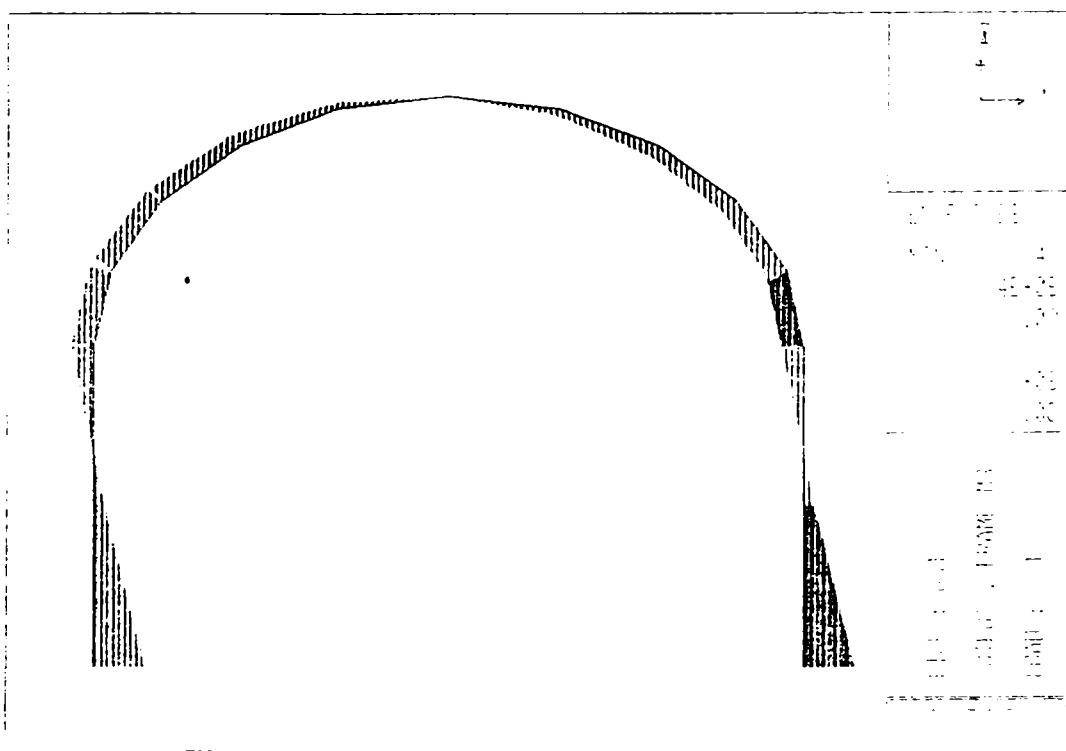
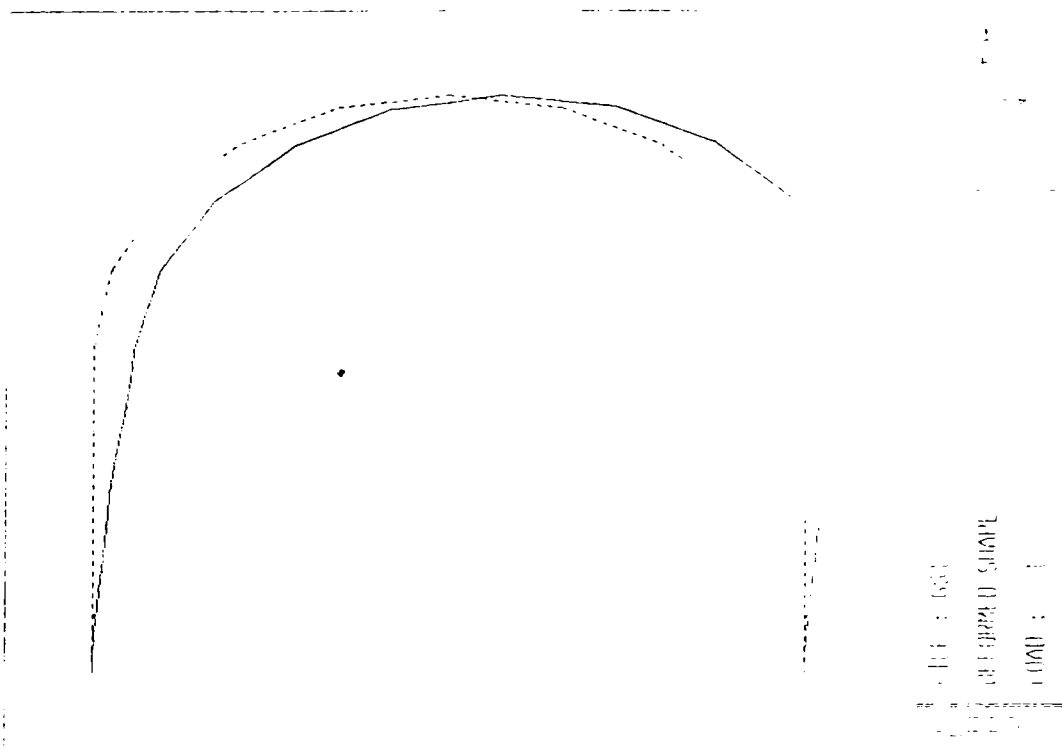
Figura 4.7

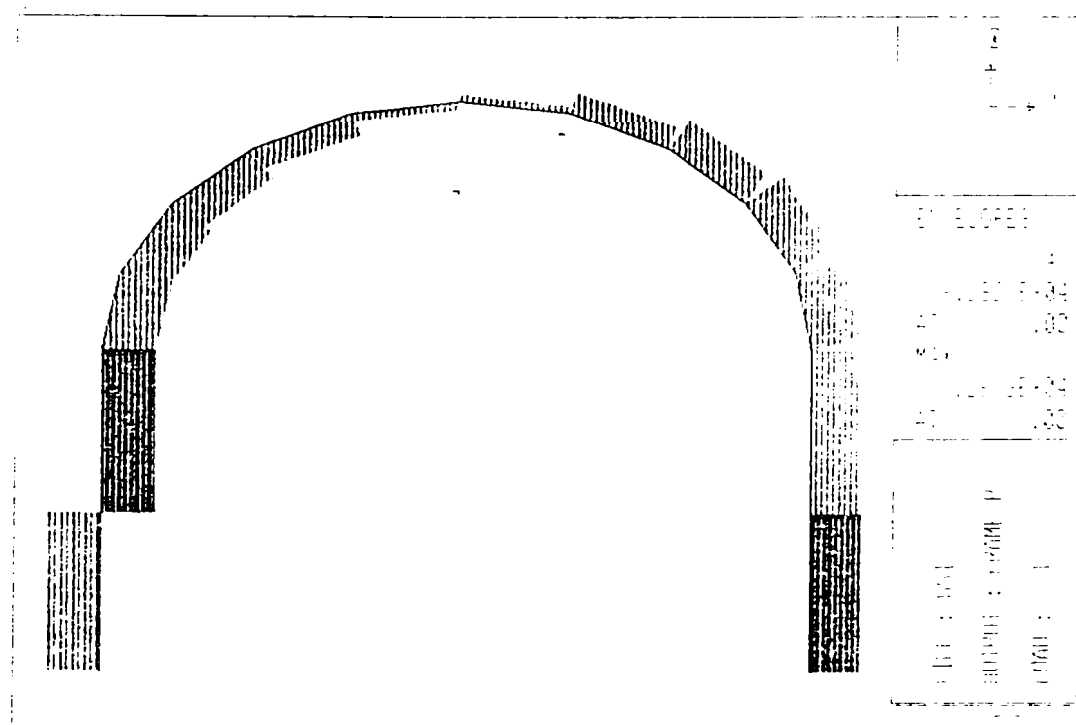
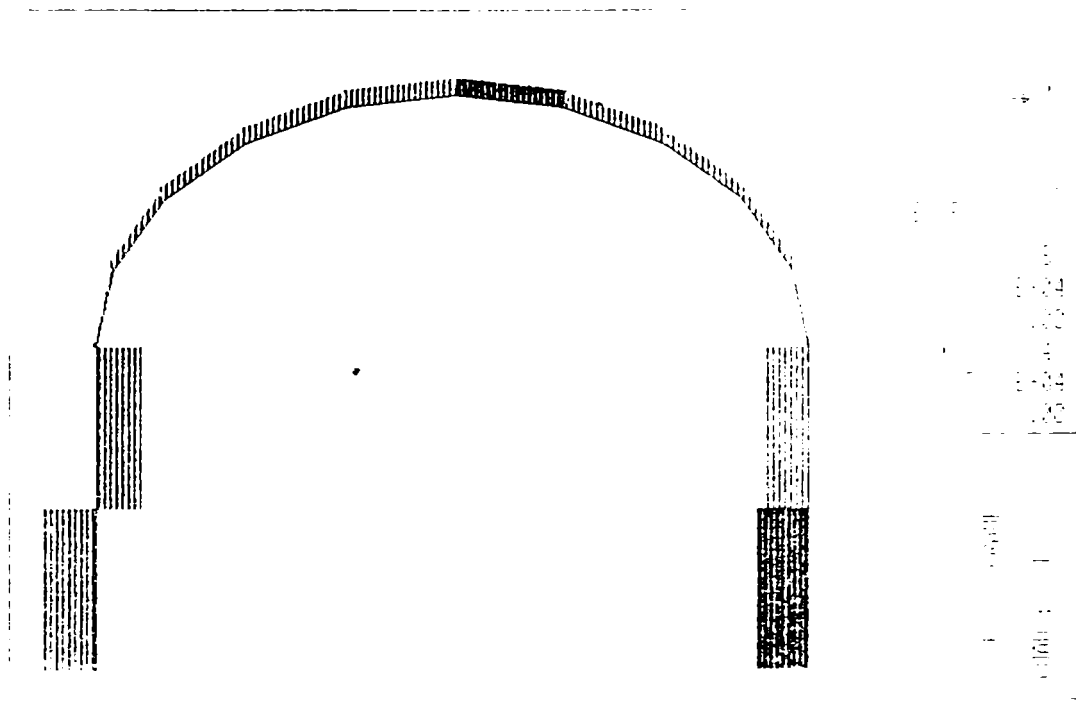
4.4.3. Rezultate

Rezultatele obținute în urma rulării pe calculator cu programul SAP90 sunt prezentate în cele ce urmează. Valorile numerice sunt date în anexa 4.1.









```

CADRUL 2 BISERICĂ                -fara tirant daflem
SYSTEM
N=1
JOINTS
1 X=0 Y=0 Z=0
2 X=0 Y=0 Z=1
3 X=3.45 Y=0 Z=0 A=1,2,3,10,1,18
14 X=-3.45 Y=-3.35 Z=0
15 X=3.45 Y=-3.35 Z=0
16 X=-3.45 Y=-6.7 Z=0
17 X=3.45 Y=-6.7 Z=0
RESTRAINTS
16 17 1 R=1,1,1,1,1,1
1 2 1 R=1,1,1,1,1,1
1 17 1 R=0,0,1,1,1,0
FRAME
NM=1 NL=1 Y=-1
1 A=2.0925 I=0.3656 E=0.0018 G=0.00072 W=0.18
1 PLD=0,0,0,0,0,0,0,0,0,0,0,0
1 3 4 M=1 LP=1,0 NSL=0
2 4 5 M=1 LP=1,0 NSL=0
3 5 6 M=1 LP=1,0 NSL=0
4 6 7 M=1 LP=1,0 NSL=0
5 7 8 M=1 LP=1,0 NSL=0
6 8 9 M=1 LP=1,0 NSL=0
7 9 10 M=1 LP=1,0 NSL=0
8 10 11 M=1 LP=1,0 NSL=0
9 11 12 M=1 LP=1,0 NSL=0
10 12 13 M=1 LP=1,0 NSL=0
11 13 14 M=1 LP=1,0 NSL=0
12 15 3 M=1 LP=1,0 NSL=0
13 16 14 M=1 LP=1,0 NSL=0
14 17 15 M=1 LP=1,0 NSL=0
LOADS
3 13 10 L=1 F=7904,0,0,0,0,0
14 15 1 L=1 F=1483,0,0,0,0,0
    
```

Capitolul 5.

Solutii de consolidare a constructiilor avariate de cutremur cu aplicatii pentru cladiri din Craiova

5.1. CONTEXTUL GENERAL AL PROBLEMEI

Dintre studiile și cercetările efectuate și din documentele de arhivă, rezultă că pe întreg teritoriul României se produc mișcări tectonice, fiind peste 400 de focare seismice, de mică și mare adâncime, precum și linii de culminație situate atât în interiorul granițelor țării cât și în țările balcanice vecine.

Aceste focare și linii de culminație au declanșat în decursul timpului energii de focar cu efecte uneori dezastruoase asupra construcțiilor, iar în prezent constituie factori de risc major pentru întregul fond construit existent.

Din datele care se cunosc rezultă că peste 40% din construcțiile de locuințe, social - culturale, industriale, agrozootehnice etc, au degradări mari care pot să periclitizeze rezistența și stabilitatea lor, atât la eventualele cutremure cu focare de mică și mare adâncime , cât și la acțiunea altor fenomene.

Pentru a se reduce riscul pierderilor materiale și de vieți omenești, sub acțiunea unor eventuale fenomene, construcțiile cu degradări este obligatoriu să fie consolidate.

Construcțiile din fondul existent se supun expertizării, după caz obligatorie sau condiționată, în vederea evaluării nivelului de protecție antiseismică în funcție de clasa de importanță a construcției și de zona seismică de calcul.

5.2. PROBLEME SPECIFICE PRIVIND EXPERTIZAREA CONSTRUCȚIILOR ȘI REDUCERII RISCULUI SEISMIC

Cunoașterea cât mai exactă a capacității de rezistență de care dispune construcția este premiza stabilirii și realizării unei intervenții raționale și eficiente în scopul reducerii riscului.

Datele necesare pentru evaluarea capacității de rezistență se referă în principal la:-

- alcătuirea sistemului constructiv;
- caracteristicile geometrice ale elementelor structurii;
- proprietățile materialelor de construcție;
- caracteristicile dinamice ale construcției;

Programul de intervenție trebuie să indice :

- elementele esențiale, de a căror comportare depinde satisfacerea exigenței de siguranță care sunt supuse controlului;
- frecvența, tipul și metodologia încercărilor și verificărilor;
- cutremurele din ultimul timp au avut urmări devastatoare chiar și asupra clădirilor moderne;

Părerea larg răspândită, conform căreia structurile noi și moderne prezintă în comparație cu cele mai vechi o protecție antiseismică mai bună sau adesea suficientă fără măsuri sau calcule speciale, s-a dovedit a fi eronată.

Dimpotrivă structurile moderne construite cu economie de materiale pot fi foarte vulnerabile și trebuie dimensionate cu atenție la acțiuni seismice. În România

construcțiile care au fost avariate la cutremure sunt numeroase și în orașul Craiova se află o bună parte din acestea, care conform normativului P100-1992 se află în zonă seismică de gradul $7\frac{1}{2}$ (zona D) pentru calculul antiseismic.

Construcțiile din orașul Craiova din fondul vechi au fost construite pentru gradul de protecție antiseismică 6.

Cutremurele din ultimul timp au afectat majoritatea clădirilor vechi cu destinația locuințe și social- culturale. În continuare se vor exemplifica câteva construcții avariate în urma cutremurului din martie 1977, expertizate și soluțiile de consolidare propuse care în parte s-au materializat.

5.3. STUDIUL UNOR CLADIRI DIN MUNICIPIUL CRAIOVA

5.3.1. BLOCUL 13 SITUAT ÎN CARTIERUL VALEA ROȘIE

Construcția a fost executată în anii 1966- 1970 și are structura de rezistență din zidărie de cărămidă dispusă în sistem celular după cum urmează :

- zidărie de cărămidă eficientă la pereții exteriori la toate nivelele și peretele longitudinal interior de la parter;
- zidărie de cărămidă plină la pereții interiori transversali de la parter și la toți pereții interiori de rezistență sau contravântuire de la etaje.

La parter și la etajul I, pereții exteriori sunt întăriți cu sâmbure de beton armat.

La etajele II ÷IV se continuă doar sâmburii de la casa scării. Regimul de înălțime este P+ 4 etaje. Având în vedere aceste aspecte, construcția se încadrează în grupa A₃ "categoria a" conform normativului P₁₀₀-92.

Acest bloc este format din două tronsoane despărțite prin rost pe toată înălțimea.

Forma în plan este dreptunghiulară, având lățimea de 9,15 m iar lungimea de 18,7 m la tronsonul 1 și 34,4 m la tronsonul 2. Aceasta forma este data în figura 5.1. și 5.2.

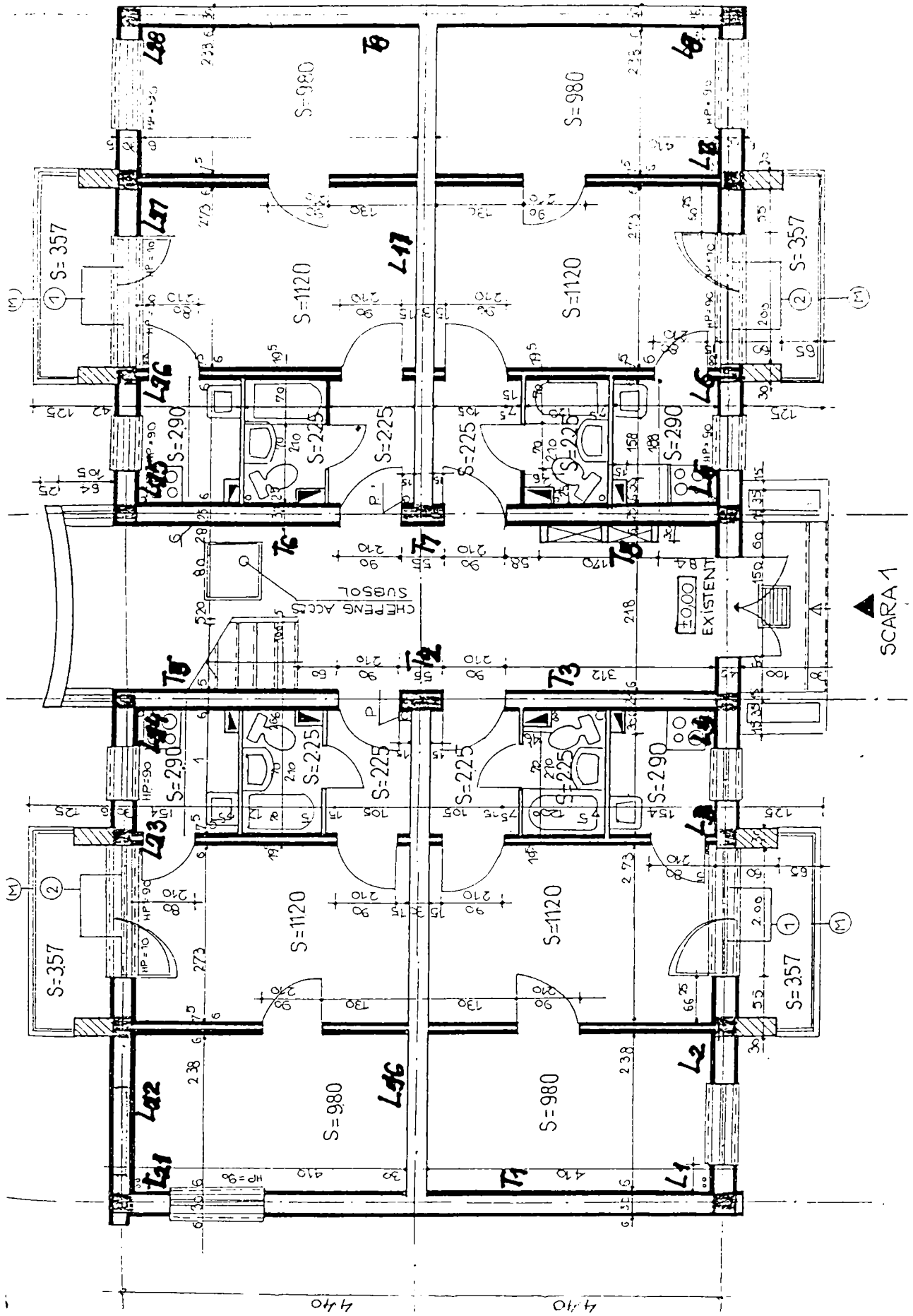


Figura 5.1. Bloc 13 Valea Rosie. Plan parter

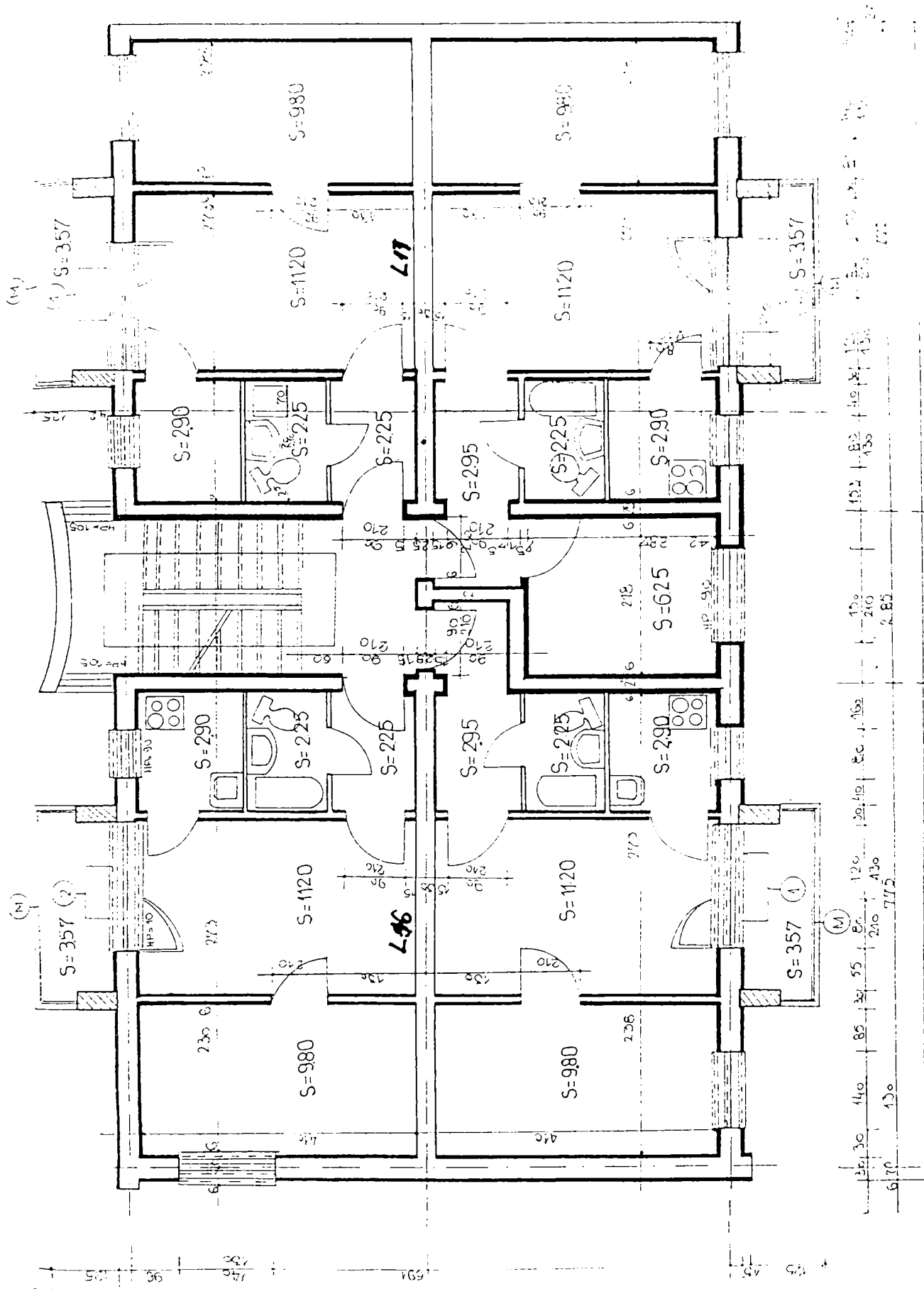


Figura 5.2. Bloc 13 Valea Rosie. Plan etaj

Înălțimea nivelelor este de 28 m, iar acoperișul este de tip terasă necirculabilă.

Tronsoanele sunt prevăzute cu subsol numai sub casa scărilor.

Elevațiile sunt din beton simplu de marcă B75 9BCS) în grosime de 35-40 cm prevăzute cu centuri din beton armat la partea superioară.

În perioada când a fost executat blocul municipiul Craiova era considerat într-o zonă cu gradul de protecție antiseismică 6 și problemele de conformare antiseismică se puneau mai puțin riguros. După cutremurul din 1977, protecția antiseismică a municipiului Craiova s-a modificat la 7½.

Analizând structura, ținând cont de actualul grad de protecție antiseismică s-a constatat că fiecare clădire are vicii de concepție și anume :

- în normativul P₂-85 "Normativ privind alcătuirea, calculul și executarea structurilor din zidărie" la gradul de protecție antiseismică 7½ nu se admite executarea de construcții cu o înălțime mai mare de 12 m, respectiv 4 nivele (capitolul 2, punctul 2.6, tabelul 2 normativ P₂-85). Această restricție de înălțime este impusă și din punct de vedere a dispunerii în plan a pereților portanți.;
- Pereții longitudinali de fațadă nu respectă restricțiile indicate în capitolul 4, punctul 4.3.1, tabelul 6 referitor la raportul dintre lungimea plinurilor și a lungimii totale.

Raportul real este de 41% față de cel minim de 55% indicat în tabelul 6 din P₂-85. Acest raport este indicat pentru înălțimea de maxim 12 m (P + 3E) la gradul 7½ seismic și nu se indică nici un raport pentru înălțimi mai mari de 12 m.

Din punct de vedere geologic, zona Valea Roșie este cuprinsă în podul terasei superioare din stânga Jiului. Suprafața este ușor denivelată cuprinzând zona depresionară dintre două dune de nisipuri prăfoase cu origine eoliană sau aluvionară, plastic consistente, vârtoase, compresibile, macroporice, sensibile la umezire.

Având în vedere caracterul sensibil la umezire al terenului de fundație, dimensiunile în plan a tronsoanelor nu respectă indicațiile din normativul P₇- 77 "Normativ privind proiectarea și executarea construcțiilor fundate pe terenuri slabe", în ceea ce privește raportul dintre lungimea și lățimea clădirii, raport limitat la 1,5 - 2.

La tronsonul I raportul L/B este $18,70 : 9,15 = 2,05$.

La tronsonul II raportul este de $34,4 : 9,15 = 3,76$.

Având în vedere cele arătate mai sus era normal ca seismul din martie 1977 să producă în structura de rezistență a clădirii solicitări mai mari decât capacitatea portantă. Acest lucru este exemplificat prin avariile suferite de structura de rezistență, caracterizate prin fisurarea pereților portanți sau de rigidizare la toate nivelele.

Efectele cutremurului din martie 1977 au fost amplificate și de structura planșeelor (fâșii cu goluri rezemate pe pereți longitudinali), lipsa centurilor la nivelul planșeelor precum și de lungimea tronsoanelor.

Modul de rezolvare al planșeelor (fâșii cu goluri și lipsa centurilor) nu a creat posibilitatea ca solicitările produse de torsiune să fie repartizate întregii structuri de rezistență. După cutremurul din martie 1977 au fost luate unele măsuri de consolidare sau de reparare a avariilor produse în structura de rezistență astfel :

- Peretele longitudinal interior (ax B) a fost cămășuit pe ambele fețe până la etajul 3 cu beton aplicat cu mistria.
- Pereții din axele 2 și 3 (casa scării) tronson 1, între axele A-B, au fost consolidați prin cămășuire pe o față la etajul 1.
- Zidul din axul B între axele A-B etajul 2 a fost refăcut.
- La toți pereții interiori, fisurile apărute după cutremurul din martie 1977 au fost matate cu mortar.

Măsurile de consolidare luate după cutremurul din martie 1977 s-au dovedit a fi nesuficiente mai ales pe direcția transversală. După cutremurele din august 1986 și mai 1990 care nu au atins intensitatea celui din 1977 s-au redeschis unele din fisurile

vechi (cele tratate necorespunzător) și au apărut altele noi la toate nivelele.

Construcția a fost expertizată determinându-se capacitatea portantă la acțiunea solicitărilor produse de cutremure având intensitatea până la $7\frac{1}{2}$, luând în considerare toate măsurile de intervenție asupra structurii de rezistență.

Analiza structurii s-a făcut la nivelul parterului, pe ambele direcții, determinându-se gradele de asigurare antiseismică R.

Rezultatele obținute pentru acestea sunt date în tabelul 5.1 din anexa. și rezumate în cele ce urmează :

Tronsonul I - Longitudinal $R = 0,69$

-Transversal $R = 0,41$.

Tronsonul II - Longitudinal $R = 0,63$

- Transversal $R = 0,45$.

La ambele tronsoane gradul de asigurare antiseismică R determinat pe direcția transversală, se situează sub valoarea minimă admisă de P_{100-92} este $R_{\min} = 0,5$.

Pe direcția longitudinală, gradul de asigurare are valori mai mari decât $R_{\min} = 0,5$.

Se impune luarea de măsuri pentru ridicarea gradului de asigurare antiseismică pe direcția transversală și de refacere a capacității portante pe direcția longitudinală.

Pe direcția transversală (în ambele tronsoane) nu este îndeplinită condiția minimă de siguranță la solicitările orizontale de tip seismic și se impun măsuri de intervenție pentru mărirea gradului de asigurare antiseismic.

Pe direcția longitudinală cerința minimă este îndeplinită însă datorită faptului că se vor executa în paralel cu consolidarea balcoane la sufragerie ca urmare a cererii beneficiarului și implicit se vor crea goluri mai mari, se impun măsuri de consolidare și pe această direcție.

Repararea și consolidarea structurii conform propunerilor enumerate mai jos conduc la refacerea capacității portante inițiale a structurii și la creșterea siguranței în exploatare a acesteia. În consecință s-au propus următoarea soluție de consolidare:

- Consolidarea pereților transversali prin cămășuire la toate nivelele, pe ambele fețe cu beton armat torcretat.
- Repararea pereților longitudinali de fațadă și transversali de fronton prin cămășuirea pe toată înălțimea, la exterior cu mortar de ciment marca M_{100} -T armat cu plase sudate.
- Cămășuirea cu beton torcretat gradat pe nivele, păstrându-se elementele structurale de simetrie, după ce în prealabil s-au executat toate lucrările de reparații locale, refacerea zidărilor dizlocate, țesere cu scoabe a fisurilor ne semnificative.
- Fisurile nestrăpuse din pereți se vor injecta cu mortar de ciment.
- Fațadele longitudinale de la etajele 3 și 4 se vor consolida prin cămășuire cu mortar M_{100} -T armat cu plase sudate și se va folosi tehnologia care se aplică la betonul armat torcretat.
- Pentru realizarea balcoanelor de la sufragerie se vor executa fundații izolate elastice sub stâlpii pe care se reazemă.
- Stâlpii din beton armat se vor executa turnați monolit și vor fi ancorați de structura blocului pe toată înălțimea prin mustăți de armătură $\Phi 10$ la 40 cm și grinzi monolite la fiecare nivel pe care se vor rezema plăcile monolite de balcon.

5.3.2. CALCULUL SEISMIC AL STRUCTURILOR CU EXEMPLIFICARE DIRECTA PE BLOCUL 13

a) Determinarea capacității minime de rezistență la încărcările orizontale ale pereților

Determinarea capacității minime de rezistență se face după principiile enunțate în normativul P₂- 85 "*Normativul privind alcătuirea, calculul și executarea structurilor din zidărie*". Calculul se face pentru fiecare perete în parte determinându-se forța tăietoare capabilă minimă, luându-se în considerare cea mai mică dintre valorile :

- T_{CM} - forța tăietoare capabilă la compresiune excentrică în planul pereților;
- T_{cf} - forța tăietoare capabilă la forfecarea rostului orizontal;
- T_{cp} - forța tăietoare capabilă corespunzătoare condiției de rezistență la eforturile de întindere.

Pentru stabilirea capacității minime de rezistență a pereților la încărcări orizontale, exprimată ca mărime a forței tăietoare capabile (T_{CM} , T_{cf} , T_{cp}) s-a considerat că :

- Montanții pereților din zidărie sunt nefisurați sau au rigiditatea inițială refăcută prin reparațiile efectuate după cutremurul din 1977.
- S-a neglijat efectul favorabil al buiandrugilor datorită faptului că în urma cutremurului aceștia au fost fisurați și nu au fost consolidați.
- Neexistând informații cu privire la calitatea cărămizilor și a mortarului folosit la executarea pereților construcției s-a admis în calcule o valoare a rezistenței de calcul a zidăriei, corespunzătoare unor rezistențe ale cărămizii ($R_1 = 75 \text{ daN/cm}^2$) și mortarului ($R_2 = 10 \text{ daN/cm}^2$) obținându-se rezistențele de calcul a zidăriei :
 - ▶ la compresiune $R = 9 \text{ daN/cm}^2$;
 - ▶ de calcul la forfecare a zidăriei $R_f = 1,32 \text{ daN/cm}^2$;
 - ▶ de calcul la eforturile principale de întindere $R_p = 0,48 \text{ daN/cm}^2$

Datorită faptului că o serie de elemente structurale (perete, spaleți) au fost consolidați prin cămășuire cu beton, rezistențele de calcul pentru aceste elemente se determină folosind metoda mediei ponderate a celor două materiale diferite , conform relației de la punctul 5.3.2. STAS 10109/1-82 "Lucrări de zidărie - Calculul și alcătuirea elementelor ".

$$R_{ech} = \frac{m_1 \cdot A_1 \cdot R_1 + m_2 \cdot A_2 \cdot r_2}{A_1 + A_2} \quad (5.1)$$

unde:

A_1, A_2 - ariile secțiunilor materialelor

R_1, R_2 - rezistențele de calcul ale materialelor

m_1, m_2 - coeficienți ai condițiilor de lucru.

Conform normativului P₂ -85 , în cazul când structura subsolului are o rigiditate mai mare decât suprastructura, nivelul de încastrare a pereților se poate considera la nivelul planșeului peste subsol.

b) Determinarea forțelor tăietoare capabile

Forța tăietoare capabilă în cazul solicitărilor la compresiune în planul pereților (T_{CM}) se determină cu relația:

$$T_{CM} = \frac{M_c}{Z} = \frac{N_{e0}}{Z} = \frac{1.25R \cdot S_c}{Z} \quad (5.2)$$

unde: M_c - momentul încovoietor maxim capabil

N - sarcina gravitațională maximă;

R - rezistența de calcul la compresiune a zidăriei;

z -distanța pe verticală de la secțiunea de calcul la punctul de aplicație al forțelor orizontale;

S_c - momentul static al ariei comprimate în raport cu axa care trece prin centrul de greutate al secțiunii.

Pentru secțiuni dreptunghiulare T_{CM} are expresia :

$$T_{CM} = \frac{N \cdot l}{2Z} \left(1 - \frac{N}{1.25 \cdot R \cdot b \cdot l} \right) \quad (5.3)$$

Forța tăietoare capabilă la forfecarea rostului orizontal T_{CF} se determină cu relația :

$$T_{CF} = \frac{A_i}{M_i} \cdot (R_f + 0.7 \cdot f \cdot \sigma_0) \quad (5.4)$$

În cazul secțiunilor solicitate la compresiune excentrică cu excentricitate mică:

$$\sigma_0 = \frac{T_{CM} \cdot Z \cdot y}{I} \geq 0 \quad \text{sau} \quad T_{CF} = \frac{0.7 \cdot f \cdot A_i \cdot \sigma_0}{\mu_i}$$

unde R_f - rezistența de calcul la forfecare a zidăriei ($R_f = 0,5 \text{ daN/cm}^2$)

b - lățimea zidăriei

l - lungimea zidăriei

f - coeficient de frecare (conform STAS 10109/1-92, $f = 0,5$)

σ_0 - efortul unitar de compresiune ($\sigma_0 = N/A$)

Forța tăietoare capabilă corespunzătoare condiției de rezistență la eforturile principale de întindere T_{CP} se determină cu relația :

$$T_{CP} = \frac{R_p \cdot A_i}{M_i} \cdot \sqrt{1 + 0.8 \varphi \cdot \frac{\sigma_0}{R_p}} \quad (5.6)$$

unde :

R_p - rezistența de calcul a zidăriei la eforturi principale de întindere = $0,48 \text{ daN/cm}^2$;

φ - coeficient în funcție de excentricitatea relativă e/e_c .

Efectuând calculele (tabelul 5.1 din anexe) pentru determinarea forțelor tăietoare capabile pentru fiecare perete în parte s-au obținut următoarele valori pentru forțele tăietoare minime capabile a fiecărui tronson în parte.

Tronsonul I - longitudinal = 94411

- transversal = 61489

Tronsonul II - longitudinal = 159841

- transversal = 121654

c) Verificarea structurii în ansamblul la solicitarea seismică

Verificarea s-a făcut în conformitate cu normativul P₂- 85 folosind relația :

$$\eta_s \leq n \cdot \varepsilon \cdot T_{cap \min} \quad (5.7)$$

unde :

η - coeficient care ține seama de efectul torsiunii generale a structurii sub efectul forței orizontale seismice;

S - forța seismică rezultată din calcul;

n - coeficient al condițiilor de lucru.

Determinarea forței seismice S

$$S = G_T^n \cdot c_s \quad (5.8)$$

unde : G_T^n -greutatea totală a construcției

c_s - coeficientul seismic

Determinarea greutății totale a construcției

Greutatea totală a construcției s-a determinat conform normativului P₁₀₀-92 cu luarea în considerare a următoarelor ipoteze :

- dimensiunile și alcătuirea elementelor de rezistență și a celor auxiliare, ale clădirii, s-au stabilit pe baza releveelor efectuate.
- încărcările utile s-au stabilit conform normativelor în vigoare luând ca bază destinația actuală a încărcărilor din clădire.

Data fiind aproximația introdusă prin absența unor dimensiuni și alcătuirii exacte ale elementelor clădirii, în calculul greutateii acesteia se admite o abatere de $\pm 5\%$. Greutatea totală a clădirii s-a determinat pentru nivelul planșeului peste subsol ($\pm 0,00$) în vederea verificării structurii la seism la același nivel.

Luând în considerare greutatea proprie ale elementelor clădirii, încărcările utile din pereții despărțitori și din zăpadă s-au obținut pentru greutatea transversală valorile de :

$$\text{Tronson I} - G_T^n = 993812 \text{ daN}$$

$$\text{Tronson II} - G_T^n = 1866056 \text{ daN}$$

Determinarea coeficientului seismic c_s

$$c_s = \alpha \cdot K_s \cdot \beta_r \cdot \psi \cdot \varepsilon_r \quad (5.9)$$

unde α - coeficient de importanță a construcției ($\alpha = 1,0$ clasa de importanță III)

k_s - 0,16 coeficient seismic global pentru zona seismică de calcul D.

β_r - 2,5 coeficient de amplificare dinamică

ψ - 0,30 coeficient de reducere a efectelor acțiunii seismice.

La calculul elementelor la care nu se poate conta pe o ductilitate satisfăcătoare, acțiunile rezultate din calcul la acțiunea seismică se multiplică cu coeficientul 1,5. Deci $\psi = 0,3 \times 1,5 = 0,45$

$\varepsilon_r = 0,75$ - coeficient de echivalență

Rezultă $c_s = 0,135$

Forța seismică totală rezultă :

$$\text{Tronsonul I} \quad S = 0,135 \times 993812 = 1344165 \text{ daN};$$

$$\text{Tronsonul II} \quad S = 0,135 \times 1866056 = 251918 \text{ daN}.$$

Determinarea coeficientului η (ține seama de efectul torsiunii generale)

Conform normativului P₂- 85 coeficientul η se determină cu relația :

$$\eta = 1 + \frac{\varepsilon \Delta s_i}{s} \quad (5.10)$$

unde : s_i - forțele seismice ce revin fiecărui perete

Δ = excentricitatea de aplicație a forței seismice ce revin fiecărui perete.

Luând în considerare forța tăietoare minimă capabilă a fiecărui perete expresia $\Sigma \Delta S_i$ devine :

$$\begin{aligned} \Sigma \Delta s_{iy} &= \frac{S \cdot e_x \cdot \Sigma T_{capmin} \cdot X_i}{2 \Sigma T_{capmin} \cdot (X_i^2 + Y_i^2)} \\ \Sigma \Delta s_{ix} &= \frac{S \cdot e_y \cdot \Sigma T_{capmin} \cdot Y_i}{2 \Sigma T_{capmin} \cdot (X_i^2 + Y_i^2)} \end{aligned} \quad (5.11)$$

Efectuând calculele atât pentru diafragmele transversale cât și pentru cele longitudinale rezultă următoarele valori pentru η .

Tronsonul I - transversal $\eta = 1,113$

- longitudinal $\eta = 1,018$

Tronsonul II - transversal $\eta = 1,084$

- longitudinal $\eta = 1,003$.

Analizând fiecare tronson pe cele două direcții prin verificarea relației $\eta_s \leq \Sigma T_{capmin}$ se obțin rezultatele:

Tronsonul I

-transversal : $\eta_s = 1.113 \times 134165 = 149326 > 61489 = \Sigma T_{capmin}$

-longitudinal: $\eta_s = 1.018 \times 134165 = 136580 > 94411 = \Sigma T_{capmin}$

Tronsonul II

-transversal : $\eta_s = 1.084 \times 251918 = 273079 > 121654 = \Sigma T_{capmin}$

-longitudinal: $\eta_s = 1.003 \times 251918 = 252674 > 159841 = \Sigma T_{capmin}$

Din analiza celor două tronsoane se observă că la nici unul nu este îndeplinită condiția impusă de normativul P₂ - 85.

Pornind de la relația $\eta s = \Sigma T_{cap\ min}$ se poate determina gradul seismic capabil al structurii de rezistență de la fiecare tronson.

$$K_s = \frac{\Sigma T_{cap\ min}}{\eta \cdot G_T^n \cdot \alpha \cdot \beta \cdot \psi \cdot \epsilon} \quad (5.12)$$

Cu această expresie se obține pentru k_s (coeficientul seismic global) valorile :

Tronsonul I

-transversal k_s = 0,06 mai mic decât cel corespunzător gradului 6 seismic (0,08)

-longitudinal k_s = 0,11 aproximativ corespunzător gradului seismic 7 (0,12).

Tronsonul II

-transversal k_s = 0,071 mai mic decât cel corespunzător gradului 6 (0,08)

-longitudinal k_s = 0,1 corespunzător gradului seismic 6^{1/2}.

c) *Determinarea gradului de asigurare antiseismică*

Conform normativului P₁₀₀ -92 ,o construcție este capabilă să suporte acțiunile unui cutremur, fără să se producă avarii importante care ar pune în pericol stabilitatea construcției dacă este îndeplinită condiția :

$$R = \frac{\Sigma T_{cap\ min}}{\eta \cdot s} > R_{min} = 0.5 \quad (5.13)$$

Decizia de intervenție asupra structurii pentru a i se modifica gradul de capacitate portantă la acțiunea forțelor produse de cutremure se face numai dacă nu este îndeplinită condiția de mai sus.

În urma calculelor efectuate au rezultat următoarele valori pentru gradul de asigurare antiseismică R.

Tronson I - Transversal = 0,41

- Longitudinal = 0,69.

Tronson II - Transversal = 0,45

- Longitudinal = 0,63

d) Considerente despre structura de rezistență

Ambele tronsoane ale blocului "13" au structura de rezistență din zidărie de cărămidă dispusă în sistem celular. Regimul de înălțime este de P + 4 E.

Tronsoanele au formă dreptunghiulară având lățimea de 9,15 m iar lungimea de 18,7 m respectiv 34,4 m. Materialele folosite la executarea pereților au fost :

- cărămidă cu goluri verticale pentru pereții exteriori și pentru cei interiori longitudinali de la parter, cărămidă presată plină pentru ceilalți pereți.
- planșeele sunt realizate din fâșii cu goluri sprijinite pe pereții longitudinali.
- zidăria este întărită cu stâlpișori din beton armat numai la etajul I și parter.

Din punct de vedere al normativelor în vigoare la această dată (P₂-85; P₇- 77 ; P₁₀₀-92) structura de rezistență nu este conformată pentru gradul seismic 7½ al municipiului Craiova și anume :

- Înălțimea clădirilor (P + 4E = 14 m) este mai mare decât cea admisă pentru materialele folosite.
- Dispunerea pereților în sistem celular limitează înălțimea clădirii la 4 nivele (P + 3E).
- Elementele din care sunt formate planșeele precum și lipsa subcenturilor nu realizează elemente orizontale capabile să distribuie tuturor elementelor structurale verticale solicitări produse de seism.
- Pereții portanți verticali nu sunt încărcăți la capacitate datorită modului de realizare a planșeelor.

e) Concluzii

Analizând gradele de asigurare antiseismice obținute, se constată că pe direcția transversală (la ambele tronsoane) nu este îndeplinită condiția minimă impusă de P₁₀₀-92 ($R > 0,5$).

În această situație se impune luarea de măsuri pentru ridicarea capacității portante a zidurilor transversale. Pe direcția longitudinală cerința minimă este îndeplinită. Pentru aducerea structurii de rezistență la gradul minim de asigurare antiseismică se propune următoarea soluție :

- Consolidarea pereților transversali prin cămășuire pe ambele fețe atât la parter cât și la etaje ,cu beton armat torcretat.
- Repararea pereților longitudinali de fațadă și transversali de fronton prin cămășuirea pe toată înălțimea la exterior, cu mortar de ciment M₁₀₀-T armat cu plase sudate
- Repararea locală a pereților de rezistență transversali de la etajele superioare, fața interioară a pereților longitudinali de fațadă, etajul 4 al celui interior, longitudinal ,pereții consolidați dar la care au apărut fisuri precum și la toți pereții despărțitori fisurați.
- Repararea tuturor buiandrugilor fisurați.

Prin aceste măsuri se consideră că se va atinge cerința minimă impusă de normativul P₁₀₀-92 în privința gradului de asigurare seismică. Măsurile de consolidare luate după cutremurul din martie 1977 s-au dovedit a fi insuficiente mai ales pe direcția transversală, deoarece după cutremurele din 1986 și mai 1990 s-au redeschis unele fisuri vechi și au apărut altele noi la toate nivelele. Reconsolidarea construcției a început din anul 1996 și în prezent este în execuție deoarece nu au fost alocate fondurile necesare. Valoarea lucrărilor de consolidare se ridică la valoarea de 2,5 miliarde lei pentru ambele tronsoane.

Dintre soluțiile de consolidare se prezintă detalii în figurile 5.3-5.5.

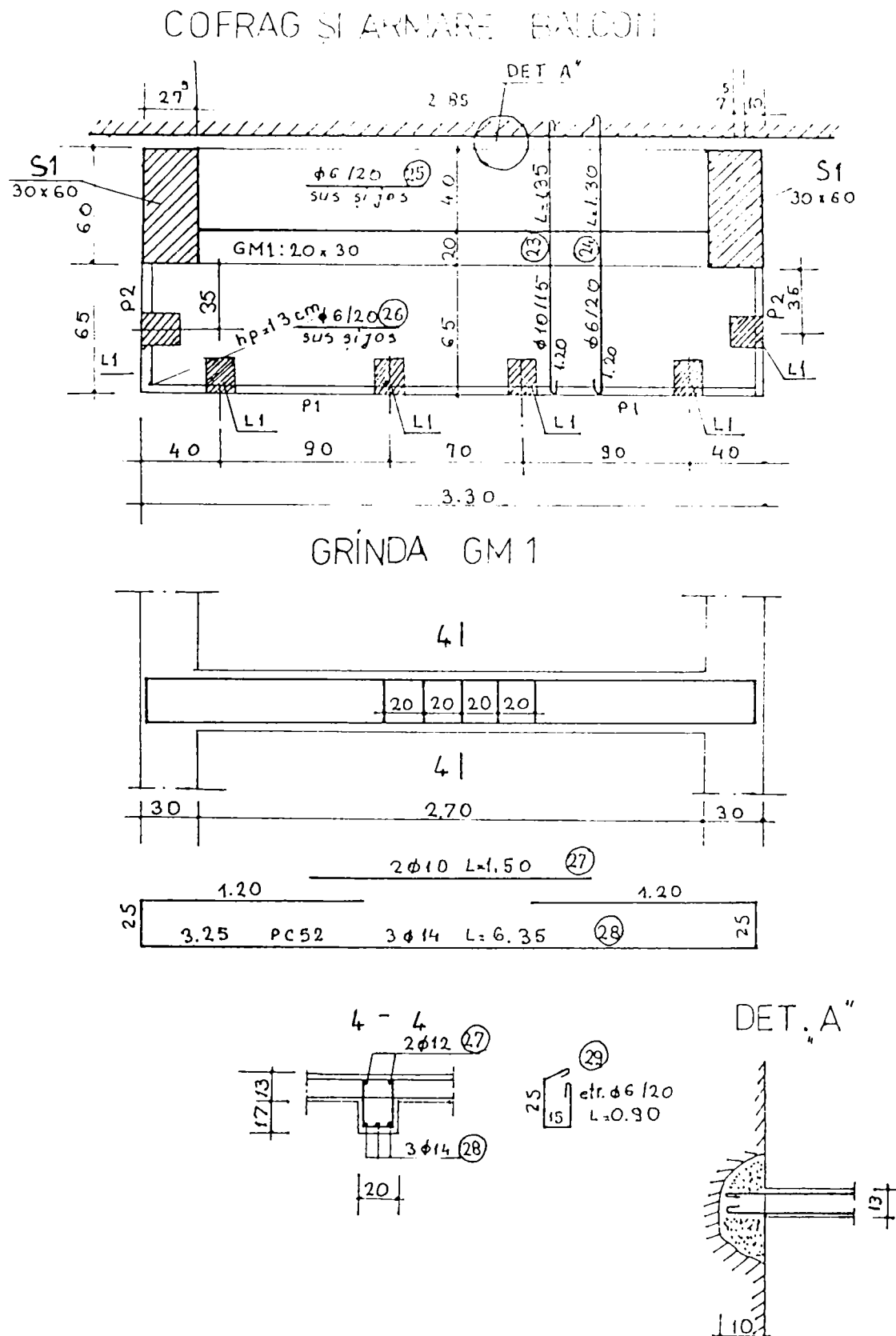


Figura 5.3. Armare placă balcon bloc 13 Valea Rosie, Craiova

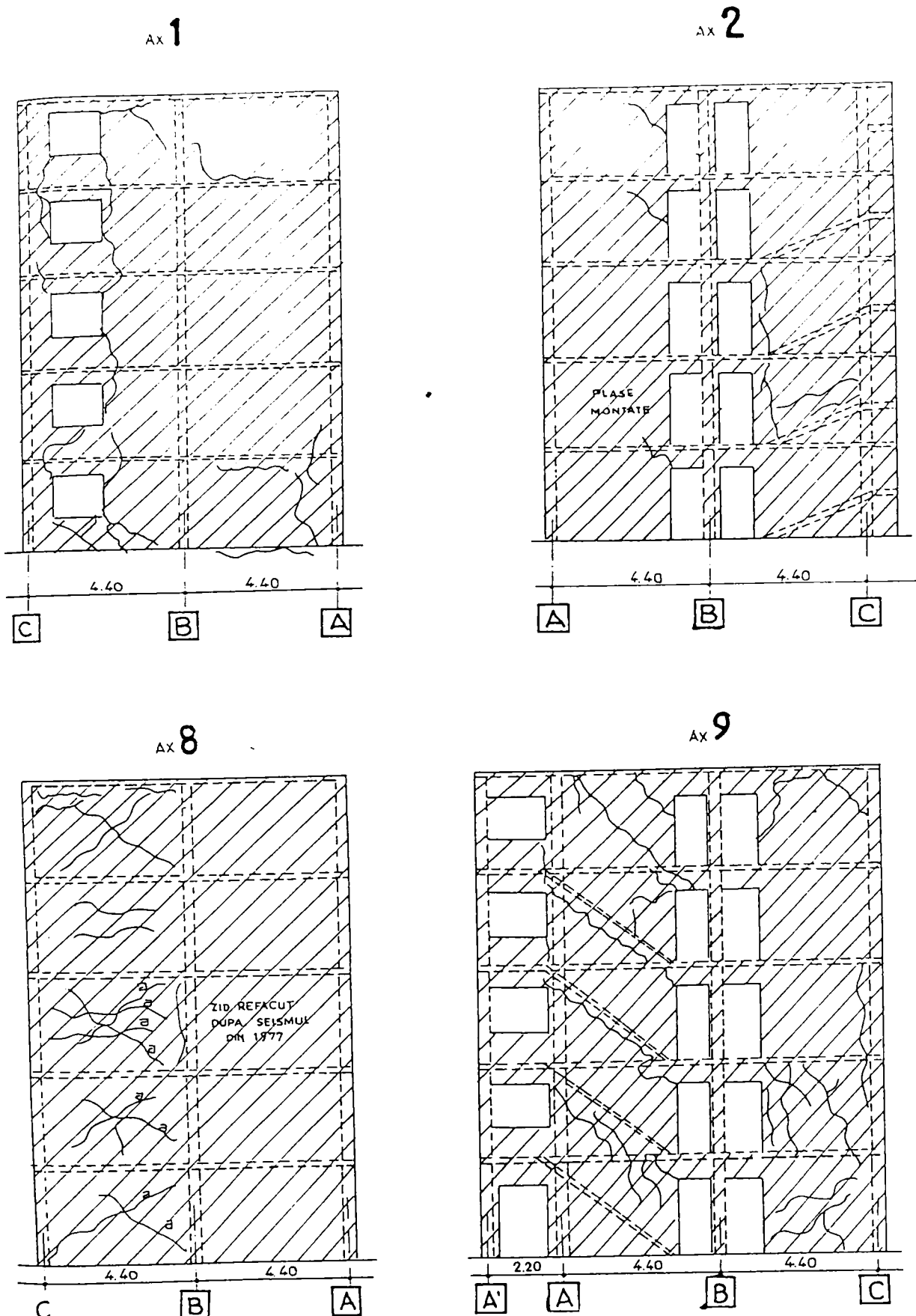


Figura 5.4. Reparații pereți diafragme transversale

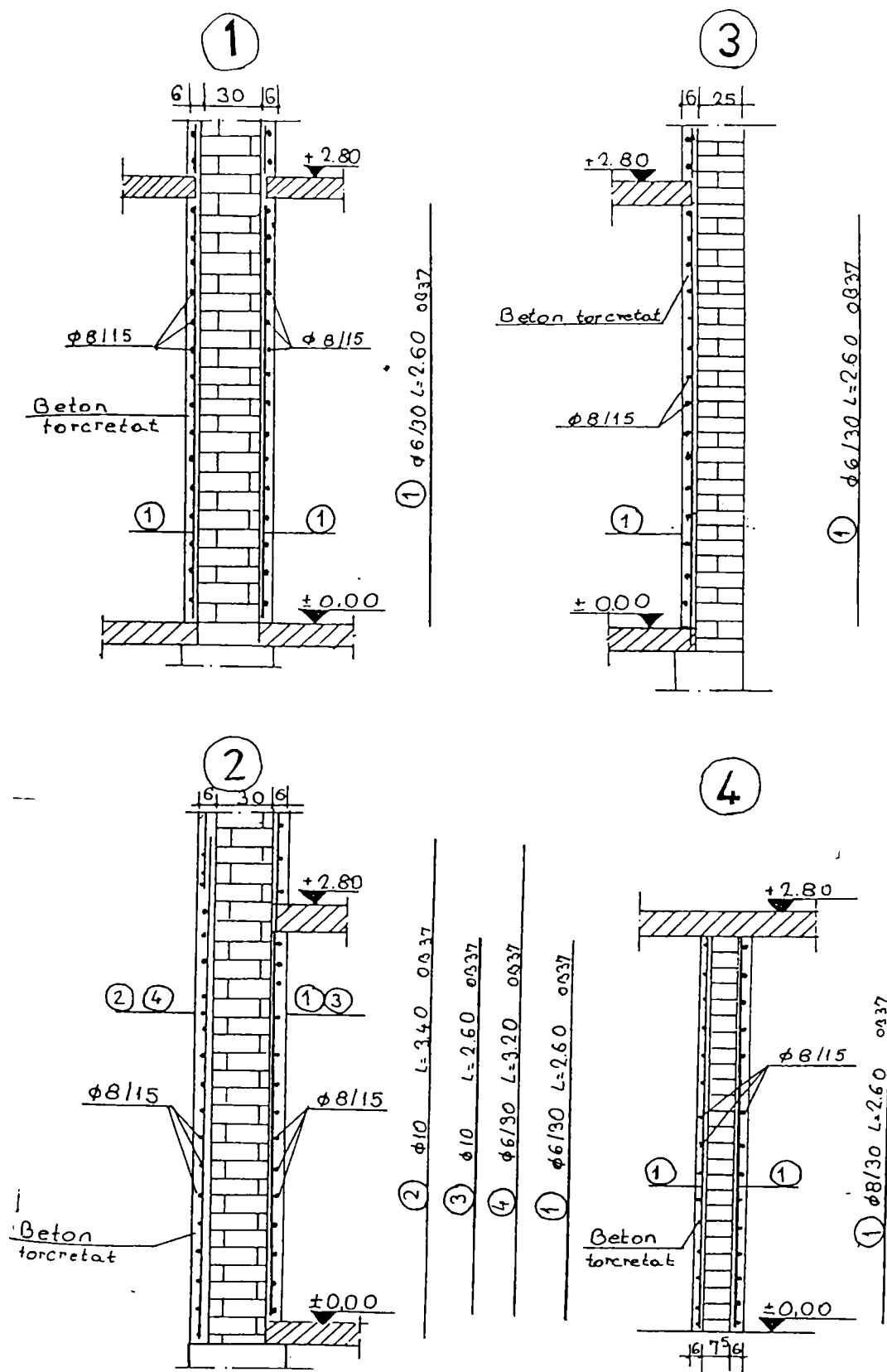


Figura 5.5. Detalii consolidare pereți

5.3.3. CĂMIN STUDENȚESC NR. 1 FACULTATEA DE AGRONOMIE CRAIOVA

5.3.3.-1. Prezentarea clădirii

Căminul nr.1 este situat în Complexul studentesc al Facultății de Agronomie din Craiova strada Islaz și se află în proprietatea Universității. Construcția a fost construită la începutul anilor 1970 deci se încadrează în grupa construcțiilor executate între anii 1964-1981. Regimul de înălțime al clădirilor este parter și 4 etaje. Conform tabelului 11.2 din normativul P₁₀₀- 92 imobilul este încadrat în grupa A₃. Din punct de vedere al sistemului structural, clădirea este alcătuită din pereți portanți din zidărie de cărămidă și se încadrează în categoria "a".

Incinta în care se află amplasat căminul este pe un teren extrem de accidentat, constituit din două platforme amplasate la cote diferite.

Trecerea de la platforma superioară, pe platforma inferioară pe care se află amplasate căminele și cantina se face prin intermediul unui taluz cu panta extrem de pronunțată.

Căminul se află amplasat la piciorul taluzului, este expus apelor meteorice de suprafață ce se scurg de pe taluz. Pentru a prelua aceste ape există o rigolă de suprafață paralelă cu baza taluzului și respectiv a laturii lungi a construcției.

Construcția a fost proiectată pentru funcțiunea de cămin studentesc, având dimensiunile generale în plan de 58,0 x 16,10 m (alcătuită din două tronsoane egale, cu lungimea de 29 m fiecare, separate printr-un rost de dilatație) și regim de înălțime parter și patru etaje.

Suprafața construită este de 950,0 m² iar cea desfășurată de 4750 m². Planul parterului cât și al etajului curent sunt organizate în acord cu funcțiunea ce o deservește. (În figura 5.6. este dat planul parter al clădirii). Clădirea este prevăzută cu un acoperiș terasă ce conduce apele meteorice către un sistem de conducte pluviale interioare cu deversare în rețeaua de canalizare din zonă.

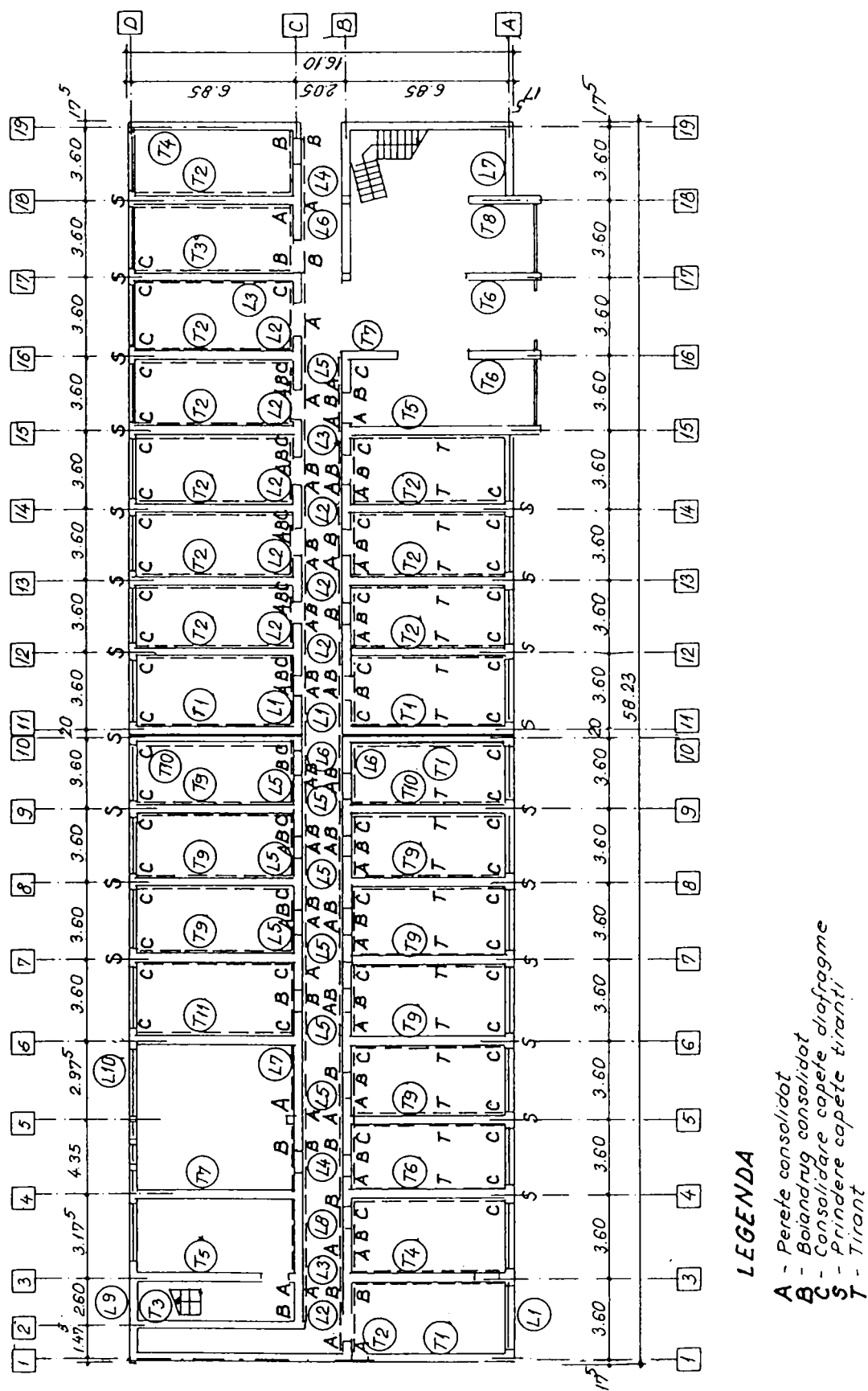


Figura 5.6. Plan parter Camin nr.1. Facultatea de Agronomie

Conformarea de ansamblu a structurii respectă regulile constructive ale epocii în care a fost realizată, sistemul structural fiind alcătuit din pereți transversali potanți, din zidărie de cărămidă, planșeu din fâșii cu goluri și fundații din beton simplu.

Infrastructura este alcătuită dintr-un sistem de tălpi de beton simplu dispuse atât sub zidurile portante (transversale) cât și sub cele neportante (longitudinale). Pe tălpile de fundare reazemă pereții de beton cu grosimea de cca 30 cm, ce transmit încărcările provenite din pereții structurali de zidărie ai suprastructurii.

În deschiderea centrală longitudinală este realizat un canal tehnic pentru vizitarea și întreținerea diverselor conducte de instalații.

Planșeul de la cota $\pm 0,00$ este realizat cu planșeu din beton armat în zona canalului tehnic și cu placă de beton slab armată pe umplutură în rest.

Sistemul de tălpi de fundare dese, împreună cu pereții de beton ai infrastructurii și cu planșeul de la cota $\pm 0,00$ se constituie într-o cutie rigidă cu efecte favorabile asupra comportării dinamice de ansamblu a structurii.

Prezența acestei cutii rigide la nivelul infrastructurii contrabalansează într-o oarecare măsură alte deficiențe de concepție ale structurii cum sunt: lipsa elementelor verticale din beton armat, pentru rigidizarea zidăriei, efectul de șaibă (diafragmă orizontală) redus, conferit de planșee ce sunt realizate din fâșii cu goluri etc.

Suprasrtuctura este alcătuită dintr-un sistem de pereți potanți transversali de zidărie cu grosimea de 25 cm dispuși în sistem fagure (3,60 m interax).

În sistem longitudinal clădirea este contravântuită prin cei doi pereți ce mărginesc culoarul central, cu grosimea tot de 25 cm, dar străpunși de numeroase goluri pentru uși.

La o simplă analiză vizuală se remarcă cu ușurință dezechilibrul pronunțat ce există între rigiditatea clădirii în sens transversal și longitudinal.

Pereții exteriori sunt executați din zidărie de cărămidă eficientă în grosime de 30 cm.

La intersecția dintre pereții transversali și cei longitudinali exteriori sau longitudinali nu există de regulă stâlpișori de beton armat.

Planșeele sunt realizate în cea mai mare parte din fâșii cu goluri de dimensiune nominală 3,60 x 0,60 ce reazemă pe pereții transversali.

La grupurile sanitare și în zona casei scării principale se întâlnesc planșee de beton armat. Scările sunt executate din beton armat monolit.

Degradările și avariile construcției se datorează în principal următoarelor două cauze :

- Seismul din 1977 și într-o mai mică măsură celor care i-au urmat.
- Intreținerii defectuoase a construcției.

Seismul din 4 martie 1977 a afectat serios construcția.

Pereții longitudinali ce mărginesc coridorul central și constituie singura linie de rezistență pe direcția transversală au fost deteriorați în mod grav prin cedarea pilaștrilor dintre uși și evident a buiandrugilor respectivi.

Pereți transversali au preluat mai bine solicitările din acțiunea cutremurului și datorită faptului că pe această direcție clădirea este de aproape două ori mai rigidă.

La scurt timp după cutremurul din martie 1977 s-a elaborat un proiect de consolidare pentru acest cămin.

Proiectul de consolidare a prevăzut executarea următoarelor lucrări :

a) Pereți longitudinali

- Cămășuirea integral, pe ambele fețe, cu beton armat torcretat la nivelul parterului.
- Cămășuirea în proporție de cca 60% pe ambele fețe cu beton torcretat a pereților de la etajul I.
- Cămășuirea în proporție de cca 40% pe ambele fețe cu beton torcretat a pereților de la etajele II÷IV.

b) Pereți transversali

- Montarea de tiranți (2 perechi în diagonală) ancorați în stâlpișori ce se execută la extremitatea lor (pe fațadă și pe coridorul longitudinal) nivel parter.
- c) Executarea unor fâșii de beton armat în grosimea șapei, perpendiculare pe direcția de lucru a fâșiilor cu goluri, în scopul îmbunătățirii efectelor de șaibă.
- d) Înlocuirea zidăriei degradate prin stâlpi de beton simplu, turnați în locul cărămizilor sau blocurilor degradate.
- e) Zidărie fisurată neconsolidată după sistemele descrise mai sus se repară cu ajutorul unor scoabe din oțel beton dispuse perpendicular pe fisură.

Din păcate o parte din lucrările descrise mai sus nu s-au mai executat.

Prin măsuri de reducere a consumurilor de materiale decise în sfera politicului, a fost nevoie să se renunțe la executarea unor categorii de măsuri dintre care: tiranții dispuși în diagonală de-a lungul pereților transversali nu s-au executat decât la nivelul parterului și etajul IV.

Ancorarea tiranților la extremitățile pereților s-a făcut defectuos sau nu s-a făcut deloc. Acest fapt cât și suprimarea lor pe trei nivele este de natură să reducă până la anihilare efectul lor favorabil în consolidarea diafragmelor transversale.

S-au depistat și zone de structură ce nu au fost reparate deloc.

Astfel peretele exterior din axul A(1,2) prezintă o crăpătură înclinată pe toată lățimea sa, la nivelul etajului I.

Pilaștri din zidărie de pe fața posterioară poziționați între axele 5 și 7 ,prezintă crăpături înclinate datorate depășirii capacității de rezistență la acțiunea forței tăietoare.

Întreținerea defectuoasă a construcției și neexecutarea lucrărilor de reparații la timp a condus la apariția unei serii întregi de defecțiuni specifice, ce au ca rezultat scăderea capacității de rezistență a construcției pe ansamblu.

Calculul conform cu cele prezentate în paragraful 5.3.2. sunt prezentate în anexă.

5.3.3.-2. Evaluarea calitativă a nivelului de protecție antiseismică (analiza E_1)

Prin aplicarea metodei de evaluare calitativă se constată în primul rând că structura căminului nu respectă regulile de conformare antiseismică impuse în principal de normativul P₂-85 pentru structurile de rezistență alcătuite din pereți portanți de zidărie. Abaterile de la aceste reguli constau în :

- Lipsa elementelor verticale din beton armat (stâlpișori) la intersecțiile de ziduri.
- Planșeele care sunt realizate din fâșii cu goluri nu asigură un efect foarte bun de șaibă; acesta are implicații directe asupra comportării de ansamblu a structurii în sensul diminuării performanțelor la acțiunea unui cutremur.
- Numărul de nivele 5, este mai mare decât cel admis (4) pentru tipul de structură (fagure) și zona de protecție antiseismică $7\frac{1}{2}$ (D) a orașului Craiova.
- Peretele de capăt din axul 19 este intrat pe 55% din lungimea sa; P₂- 85 recomandă pentru pereții transversali de capăt, pereți plini sau cu un procent mic de goluri. Și peretele din axul 1 cu un procent de goluri de peste 60% nu satisface cerința normativului P₂-85 enunțată mai sus.

Deficiențele enumerate mai sus nu sunt imputabile proiectantului. Acesta nu a făcut decât să se conformeze regulilor constructive din epocă, caracteristice zonei 6 seismice în care era amplasat orașul Craiova. Pentru gradul 6 seismic și clasa de importanță a clădirii stabilită în conformitate cu Normativul P₁₃-70, Normativ pentru proiectarea construcțiilor civile și industriale din regiune seismică nu se făcea un calcul la acțiunea cutremurului.

5.3.3.-3. Evaluarea capacității de rezistență prin calcul (Analiza e₃)

Evaluarea capacității de rezistență s-a făcut atât prin determinarea gradului de asigurare global, cât și a celui pe element (pentru fiecare petastru de zidărie în parte) la acțiunea forțelor de cod, caracteristice zonei D de protecție antiseismică în care se află amplasat orașul Craiova. Determinarea gradului de asigurare s-a făcut separat pe fiecare din cele două direcții principale ale volumului structurii și separat pe cele două tronsoane ale clădirii.

Tronson I

Pentru tronsonul I, direcția transversală , determinarea gradului de asigurare la acțiunea cutremurului s-a făcut prin două metode :

- a) Metoda prezentată în normativul P₂-85 "Normativ privind alcătuirea, calculul și executarea structurilor de zidărie ".

Gradul de asigurare la acțiunea cutremurului rezultă ca raport între suma valorilor minime ($T_{CM} T_{Cf} T_{Cp}$) și forța seismică de bază.

După efectuarea calculelor a rezultat valoarea :

$$R_t = 167,14 \times 0,75 / 1,03 \times 400 = 0,3 < R_{min} = 0,5$$

- b) A doua metodă oferă o imagine mai precisă asupra stării de solicitare din fiecare pilastru de zidărie. Gradul de asigurare se determină pe element de această dată.

Pentru determinarea eforturilor secționale (M, Q), induse în fiecare pilastru, de acțiunea cutremurului, structura se modelează ca un cadru al cărui stâlpi au rigiditatea egală cu cea a diversilor pilaștri, iar riglele sunt de tip pendular. Forța seismică de nivel se distribuie diversilor pilaștri admitând că deplasarea de nivel a tuturor pilaștrilor este egală.

În calculele prezentate în anexă s-au determinat caracteristicile geometrice ale diversilor pilaștri, schema de calcul a cadrului, precum și tabelul cu eforturile secționale (M, Q) pentru fiecare pilastru.

Momentul capabil (M^\diamond) al fiecărui pilastru este considerat ca momentul dat de efortul axial aplicat la limita sâmburelui central. Momentul capabil corespunzător de fapt limitei de fisurare îi este asociată valoarea forței tăietoare (Q^\diamond).

Prin raportarea valorilor M^\diamond/M și Q^\diamond/Q se obține gradul de asigurare pe element la acțiunea momentului încovoietor respectiv a forței tăietoare.

Forța tăietoare de cod raportată la aria fiecărei diafragme dă valoarea eforturilor tangențiale necesar.

Rezistența de calcul a zidăriei la eforturi principale raportată la efortul tangențial necesar reprezintă gradul de asigurare pe fiecare pilastru.

Valoarea predominantă a gradului de asigurare pe element se situează tot în jurul valorii 0,3.

Pentru determinarea gradului de asigurare pe direcția longitudinală s-a utilizat numai metoda analitică. Aplicarea metodei a relevat faptul că deși există pilaștri cu asigurarea bună ($R > 1$) sunt și pilaștri cu asigurarea sub cea minimă necesară ($R_{\min} = 0,5$). Aceștia sunt de fapt pilaștri care au fost consolidați după 1977 (L_1, L_9, L_{10}).

Tronson II

Pentru determinarea gradului de asigurare pe direcția transversală s-a considerat în mod aproximativ $\sum T_{\text{min.capabil}}$ și $\sum T_{\text{cap}}$.

$$R_T = 179,40 \times 0,75 / 1,03 \times 400 = 0,32 < R_{\text{min}} = 0,5$$

Pentru direcția longitudinală:

$$R_L = 0,8 \times 388 / 1,03 \times 400 = 0,75 > R_{\text{min}} = 0$$

La valoarea sumei forțelor capabile la eforturi principale de întindere ale zidăriei s-a adăugat forța capabilă dată de betonul din cămășuială și respectiv armăturile verticale.

5.3.3.-4. Soluții

Construcția a fost serios avariata de acțiunea puternicului cutremur de pământ din 4 martie 1977. Datorită acestui fapt după cutremur s-a trecut la executarea unor lucrări de consolidare. Din păcate, dacă pentru pereții longitudinali ce mărginesc culoarul central s-au executat aproape toate măsurile avute în vedere, nu la fel s-a procedat pentru pereții transversali.

Faptul că pereții longitudinali au fost cămășuiți și cei transversali nu, se evidențiază în diferența ce există între gradele de asigurare pe cele două direcții principale ale planului :

$$R_T = 0,3$$

$$R_L = 0,7$$

Structura de rezistență expertizată, prin maniera în care a fost realizată, este predispusă la o comportare de tip fragil, cu deformații postelastice mici (în special în sens transversal) fără posibilități semnificative de reducere a efectelor acțiunii seimice prin redistribuirea eforturilor sau amortizarea vibrațiilor.

Între cauzele ce pot conduce la un astfel de scenariu de comportare la acțiunea unui cutremur se enumeră :

- Lipsa elementelor verticale de beton armat ;
- Cărămizi și mortar de mărci inferioare celor ce s-ar fi impus a fi utilizate pentru o construcție amplasată în zona D de intensitate seismică;
- Construcția are mai multe etaje (5) decât s-ar fi impus a fi realizate pentru tipul de structură dat și zona seismică D;
- Degradările suferite de construcție cauzate de exploatarea și întreținerea neglijentă.

Conform normativului P₁₀₀-92 punctul 11.2.1. măsurile de intervenție se stabilesc funcție de :

- gradul de asigurare la acțiuni seismice;
- natura și gravitatea degradărilor și avariile produse de acțiunile care au solicitat construcția în exploatare (acțiuni seismice, infiltrații de apă etc);
- clasa de importanță a construcției;
- durata de exploatare anterioară intervenției;
- implicațiile măsurilor de intervenție preconizate asupra confortului și funcționalității;

La stabilirea măsurilor de consolidare se au în vedere următoarele :

- Sporirea gradului de asigurare la acțiuni seismice pe direcția transversală astfel :

$$\text{Tronsonul I : } R_T = 517/1,03 \times 400 = 1,25$$

$$\text{Tronsonul II: } R_T = 630/1,03 \times 400 = 1,50$$

Deși gradele de asigurare în sens transversal pentru cele două tronsoane, au rezultat mai mari decât cel impus de normativul P₁₀₀-92, s-a ales această soluție pentru a nu dezechilibra structura din punct de vedere dinamic.

În cazul consolidării diferențiate (numai a unui număr strict de diafragme care să satisfacă cerinței de realizare a lui R_{\min}) se pot produce în timpul unor seisme puternice torsiuni greu de stăpânit prin calcul.

După realizarea lucrărilor de consolidare propuse , intervalul de timp în care mai poate fi menținută în exploatare construcția este :

$$T_{\max} = 100 \times R_{\min}^2 = 100 \times 0,75 = 56 \text{ ani.}$$

Timpul calculat reprezintă durata maximă a menținerii în funcțiune din punct de vedere al protecției seismice, în cazul în care nu intervin cutremure majore.

Se recomandă ca după fiecare cutremur sever să se reanalizeze starea fizică a structurii de rezistență.

Măsurile de consolidare și remediere constau în :

Parter : Cămășuirea pe ambele fețe cu un strat de beton torcretat în grosime de 5 cm a următoarelor diafragme de zidărie : ax 1, ax 2, ax 4, ax 6, ax 8, ax 13, ax 15, ax 18, ax 19, ax A(1,2). Cămășuirea pe fața interioară cu un strat de beton torcretat în grosime de 5 cm a diaframelor din axele 10 și 11.

Etajul I

Cămășuirea pe ambele fețe cu un strat de beton torcretat în grosime de 5 cm a următoarelor diafragme de zidărie : ax 1, ax 2, ax 4, ax 8, ax 13, ax 15, ax 18, ax 19, ax A(1,2). Cămășuirea pe fața interioară cu un strat de beton torcretat în grosime de 5 cm a diaframelor din axele 10 și 11.

Revizuirea și repararea tuturor instalațiilor sanitare și termice pentru prevenirea scurgerilor de apă în elementele de construcție(pereți, planșeu, fundații).

Consolidarea diaframelor de zidărie din axele A și B pe care reazemă grinda de vang a scării principale.

Se vor executa lucrările de ancorare a tiranților oblici în stâlpișorii de la capetele diaframelor transversale(executarea sudurilor, turnarea betoanelor etc).

Detalii de reparație pentru această clădire sunt date în figurile 5.7 și 5.8.

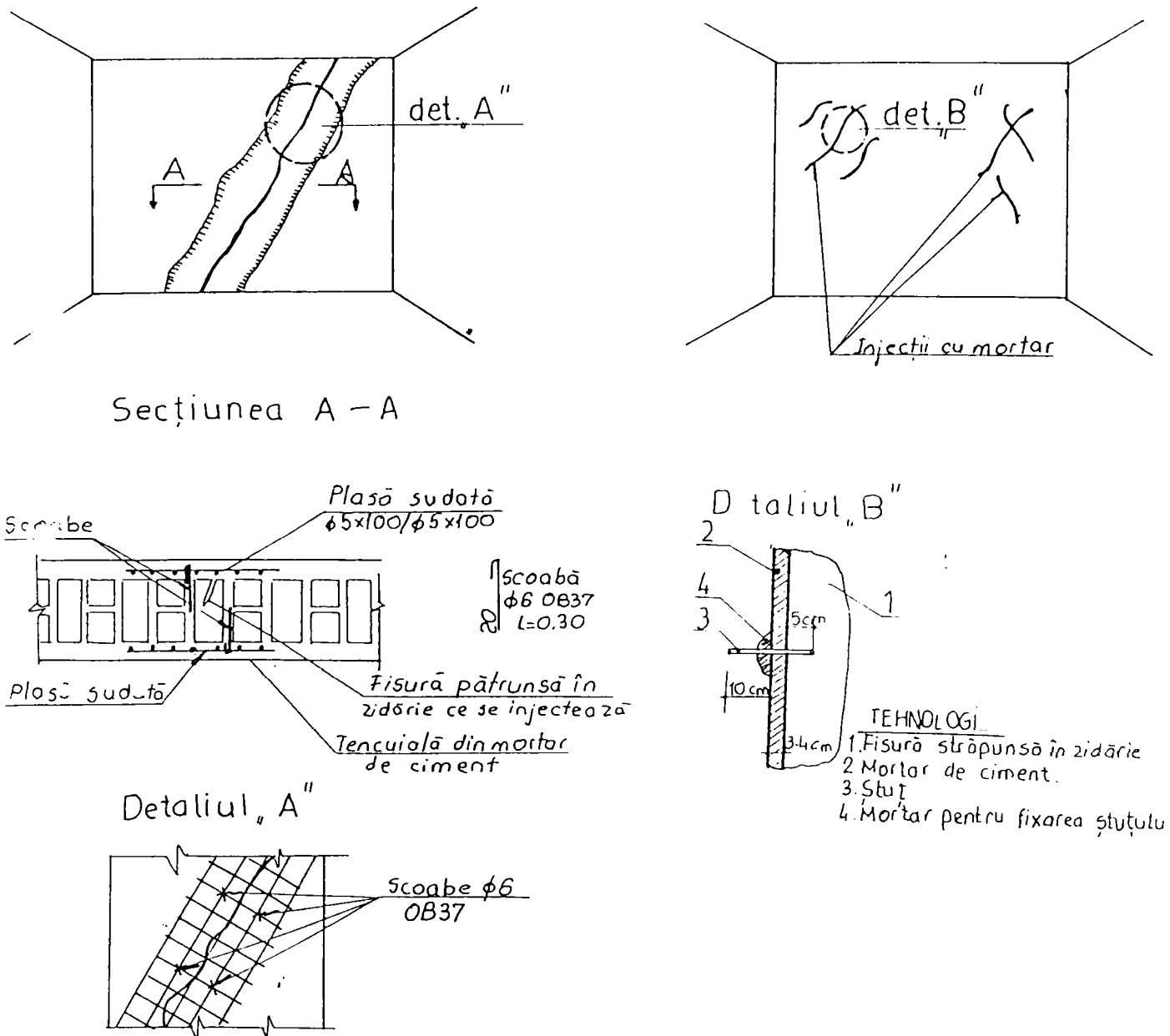


Figura 5.7. Detalii reparației pereții Cămin 1, Facultatea de Agronomie

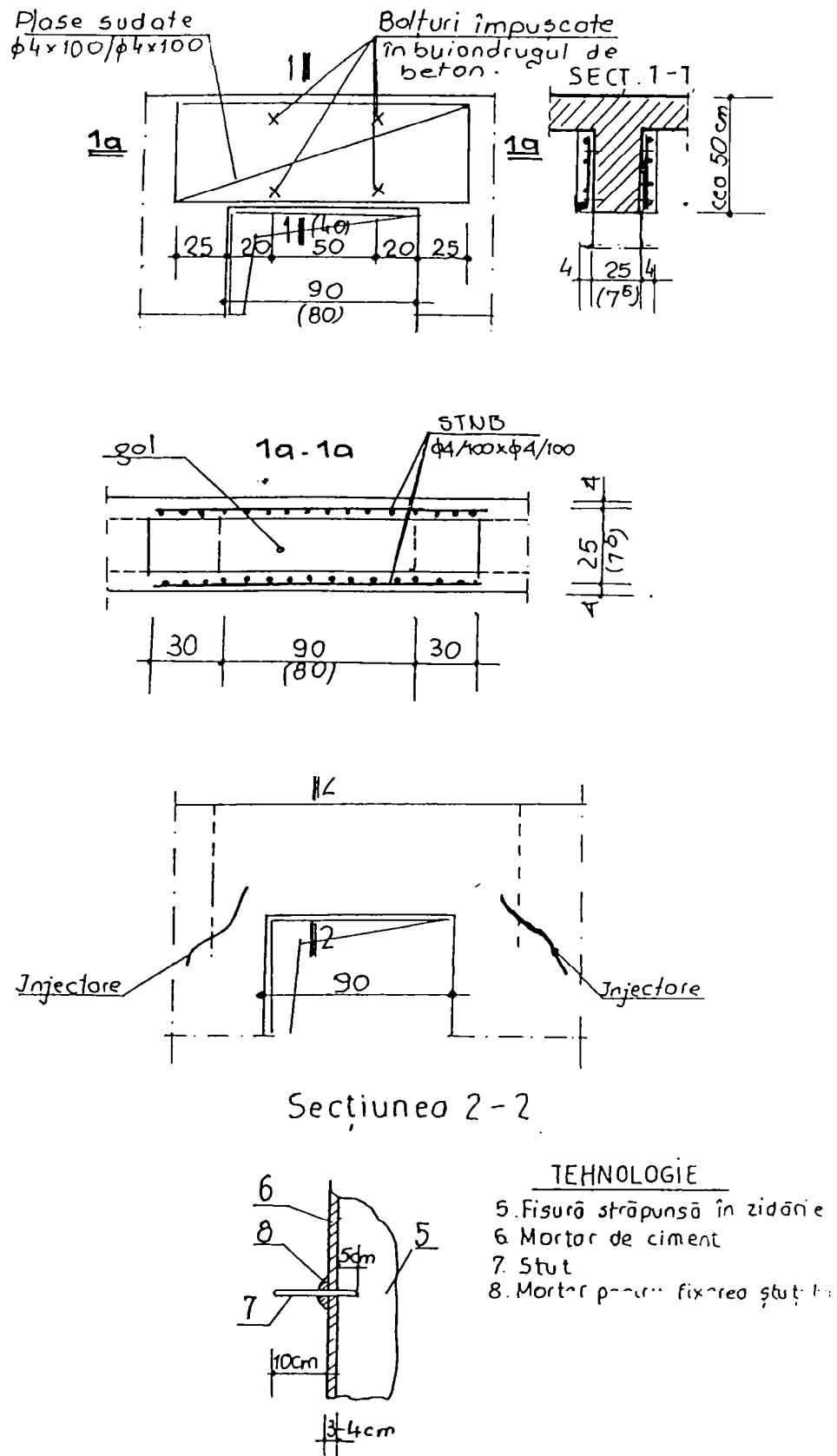


Figura 5.8. Detalii consolidări buiandrugi, Cămin 1, Facultatea de Agronomie

5.3.4. FACULTATEA DE MECANICĂ CRAIOVA

5.3.4.-1. Prezentarea clădirii

Facultatea de Mecanică din Craiova se află situată în partea de est a municipiului, în cadrul cartierului Rovine, făcând parte din frontul de nord al Căii București. Clădirea a fost construită pentru școala normală de învățători din Craiova între anii 1898-1901. În timpul primului război mondial cursurile au fost întrerupte și școala a fost transformată în spital al Crucii Roșii Române iar în februarie 1917 se va transforma în spital austriac. În această perioadă școala suferă mari degradări iar mobilierul este distrus. În perioada interbelică se fac în repetate rânduri reparații la interior (1927-1928 și 1935- 1936).

În timpul celui de-al doilea război mondial localul școlii a fost ocupat aproape fără întreruperi de diferite unități militare române și aliate de la 1 iunie 1940 până la data de 10 decembrie 1945. În 1963-1964 se renunță la încălzirea cu sobe și se introduce încălzirea centrală. Odată cu înființarea Universității din Craiova, Liceul pedagogic se mută iar în clădire funcționează Facultatea de Mecanică.

Construcția este un edificiu amplu compus dintr-un corp central situat în axul de simetrie al construcției și 6 corpuri de clădire dispuse sub forma a 3 bare. Importanța acestor spații este subliniată atât în plan orizontal prin deschiderile mari realizate între elementele de structură, prin elementele verticale cu rol de dominantă (turnul intrării și volumul sălii de festivități) și prin decorațiunile existente.

Ansamblul acestor spații se leagă cu clădirile laterale prin două corpuri bară pe parter, paralele între ele care închid între ele două curți interioare, frumos proporționate.

Corpurile de clădire laterale se dezvoltă pe două nivele foarte înalte și subsol parțial. Legătura pe verticală se realizează prin scări rezolvate semicircular cu trepte din piatră naturală. Etajul se ridică numai deasupra acestor șase corpuri laterale.

Din punct de vedere volumetric, clădirea este exprimată prin :

- elementul dominant- corpul central subliniat de turnul intrării.
- elementul de prestanță și echilibru - cele două aripi laterale compuse din șase corpuri înalte (P +1)
- elemente de legătură - corpurile de clădire realizate pe parter.

Sistemul constructiv folosit este alcătuit din :

- zidărie portantă de cărămidă presată plină
- planșee de lemn sau din profile metalice și bolțișoare de cărămidă.
- șarpantă din lemn ecarisat. •
- scări din piatră naturală.
- fundații din cărămidă având la bază o talpă din beton simplu în grosime variind între 20- 50 cm.
- la subsol planșeul este realizat din grinzi metalice și bolțișoare de cărămidă.

Dimensiunile pereților structurali din cărămidă sunt de 56 cm, la parter și de 42 cm la etaj, reducerea grosimii zidurilor făcându-se la fața interioară a lor.

Pe parcursul exploatării, au fost efectuate diverse modificări ale situației inițiale ca

- închideri de goluri (uși și ferestre)
- crearea de noi goluri și astuparea celor vechi.
- introducerea sau desființarea unor pereți nestructurali pentru crearea unor grupuri sanitare.

5.3.4.-2. Degradări și avarii

În anii 1908, 1940, 1977, 1986 și 1990 clădirea a fost supusă solicitărilor seismelor și a suferit avarii și deteriorări succesive ale elementelor de structură.

Lucrările de consolidare atestate în timp, au fost fie insuficiente fie incomplete sau necorespunzătoare prevederilor actualelor normative privind siguranța la seisme. Chiar și lucrările de consolidare începute după seismul din 1977 (montare tiranți

metalici, la parter și etaj, introducerea unor cadre rigide din beton armat) sunt realizate parțial, rămânând nefinisate atât ca elemente de structură dar și ca finisaje. Mai mult chiar, reparațiile efectuate la turnul de deasupra intrării principale au modificat proporțiile construcției prin refacerea necorespunzătoare a acoperișului.

5.3.4.-3 Consolidări privind structura de rezistență

Lucrările de remediere și consolidare prezintă unele caracteristici care nu corespund 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 acestei construcții cât și de mijloacele disponibile.

Soluțiile și metodele de remediere- consolidare depind de natura materialelor și de tipul structurii, de gradul avariei, de nivelul tehnicii de execuție, sau de condițiile economice. În elaborarea acestor soluții trebuie făcută distincție între consolidarea de ansamblu a structurii în scopul asigurării rigidității spațiale la forțe laterale și consolidarea elementelor reparate ale acestei structuri, pentru conferirea capacității portante necesare fiecăruia în parte.

Remedierea și consolidarea construcțiilor avariate de un cutremur are ca scop restaurarea acestora în vederea realizării unei exploatare normale precum și asigurarea rezistenței fiecărei părți componente și a rigidității spațiale a construcției în ansamblu, la solicitările seismice așteptate în viitor.

Pe lângă proprietățile de rezistență un rol deosebit de important îl capătă proprietățile de deformare în 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 rezistente ale structurii.

Spre deosebire de operațiile de reparare care constituie de fapt operațiile curente, consolidarea cuprinde un întreg complex de operații și măsuri antiseismice destinate să mărească capacitatea de rezistență la cutremur a 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 includ pe lângă consolidarea fiecărui element sau părți de construcție cu legăturile aferente între acestea, avariate 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 de absorbție și disipare a energiei induse de cutremur.

Facultatea de Mecanică din municipiul Craiova are regimul de înălțime alcătuit din demisol, parter și un etaj, cu o dispoziție în plan neregulată (de forma literei "U" cu laturile situate spre est și vest prevăzute cu câte trei corpuri de formă dreptunghiulară dispuse perpendicular pe aceste laturi). Corpul central are regimul de înălțime numai pe parter, iar corpurile amplasate spre vest și est pe demisol(parțial), parter și un etaj.

Pe axa clădirii, în partea opusă fațadei principale, începând cu cel de al doilea culoar există un corp de clădire nou, cu regimul de înălțime parter și etaj, corp ce adăpostește un număr însemnat de laboratoare.

Operațiile de consolidare nu afectează acest corp de clădire, care nu a avut de suferit în urma seismelor din ultima perioadă de timp. Ca alcătuire constructivă, ansamblul corpurilor este realizat cu pereți portanți din zidărie de cărămidă presată plină, planșee cu alcătuire variată (din lemn, grinzi ușoare metalice cu bolțișoare de cărămidă sau corpuri ceramice, planșee din lemn rezemate pe grinzi metalice solidarizate cu șuruburi, planșee din beton armat la sălile de sport, bolți și arce de zidărie de cărămidă la planșeele demisolului), șarpantă din lemn ecarisat pe scaune, scări piatră naturală, învelitoare din țiglă.

La exterior clădirea Facultății de Mecanică prezintă asize de cărămidă dublu presată, aparentă, cu ornamente în special în zona ferestrelor, elemente ce urmează a se păstra și după consolidare.

Fundațiile sunt realizate din cărămidă cu placaș din piatră naturală spre exterior, având la bază o talpă din beton simplu cu grosimea variind între 20- 50 cm. Dimensiunile pereților structurali din cărămidă sunt de 56 cm grosime la parter și 42 cm grosime la etaj (două cărămizi, respectiv o cărămidă și jumătate de format vechi). Păstrându-se planeitatea zidurilor la exterior, retragerea grosimii zidurilor s-a executat la parter dinspre interiorul încăperilor. Șarpanta este din lemn ecarisat pe scaune și prezintă deteriorări accentuate, cauzate de rezemarea defectuoasă a elementelor în zona coșurilor de fum demolate. Pe parcursul exploatării ansamblului clădirilor s-au efectuat diverse modificări și transformări conform celor expuse anterior.

În zona amplasamentului clădirii Facultății de Mecanică, terenul de fundare este format din nisipuri argiloase,prăfoase ce se comportă ca pământuri macroporice sensibile la umezire grupa A, definite conform STAS 1243-83. Corpurile sunt fondate direct în stratul natural sub adâncimea de 1,50 m. În urma aplicării metodei de evaluare calitativă se concluzionează faptul că alcătuirea structurală a edificiului nu respectă condițiile normativelor actuale în vigoare (P₂-85 și P₁₀₀-92), construcția în ansamblu ei nefiind concepută ca un sistem spațial și neavând la nivelul planșeelor diafragme orizontale(șaibe) rigide, capabile să angreneze în mișcările orizontale pereții structurali pe care reazemă.

Planșeele de lemn în majoritate, dar pe zona coridoarelor planșee cu corpuri ceramice sau bolțișoare din cărămidă nu au posibilitatea de conlucrare cu pereții verticali, dând libertatea fiecărei diafragme să vibreze independent la acțiunea încărcărilor seismice. O altă deficiență a alcătuirii sistemului structural în ansamblu o constituie forma neregulată în plan și lipsa rosturilor între diferitele tronsoane, deficiențe ce conduc la solicitări suplimentare importante din torsiune.

La toate aceste neajunsuri dacă se adaugă și starea înaintată de uzură și îmbătrânire a materialelor ce alcătuiesc structura de rezistență(mortar și cărămizi), se pot explica în mare măsură avariile suferite într-o perioadă de timp apreciabilă care a trecut de la data executării(aproape 100 ani de existență).

După cutremurul din martie 1977 s-a întocmit un proiect de consolidare pentru această construcție în mare parte nerealizat, conținând în principal din lucrări de cămășuire a diafragmelor de zidărie și introduceri de tiranți metalici, în vederea preluării eforturilor de întindere ce apar în pereții structurali.

- stabilirea perioadelor proprii de vibrații în diferite puncte (în cele trei aripi laterale etajate, situate în dreapta intrării principale -planșal-anexă);
- determinarea caracteristicilor de rezistență ale zidăriei de cărămidă stabilite pe probe prelevate din pereții clădirii.

5.3.4.-4. Rezultatele măsurătorilor de vibrații

Pentru calculul clădirii Facultății de Mecanică s-au efectuat pe lângă calculul frecvențelor și perioadelor proprii de vibrație și măsurători la fața locului, în punctele:

- în corpuletaj din exteriorul frontului la stradă (în dreapta intrării principale a Facultății), detaliu a, punct 7-figura 5.9 ;
- în turnul de deasupra intrării principale, detaliul b, punct 8 - figura 5.10.
- în amfiteatru- detaliul c, punctele 9,10,11,și 12 (figura 5.11).

Instalația de vibrogenerare s-a montat succesiv în punctele D și E situate la parter. Traducătorii s-au dispus la etaj în fereastra din mijloc (punctul 7) respectiv în turn (punctul 8).

În ambele cazuri s-au generat și înregistrat vibrații în sensurile orizontal-longitudinal și orizontal transversal.

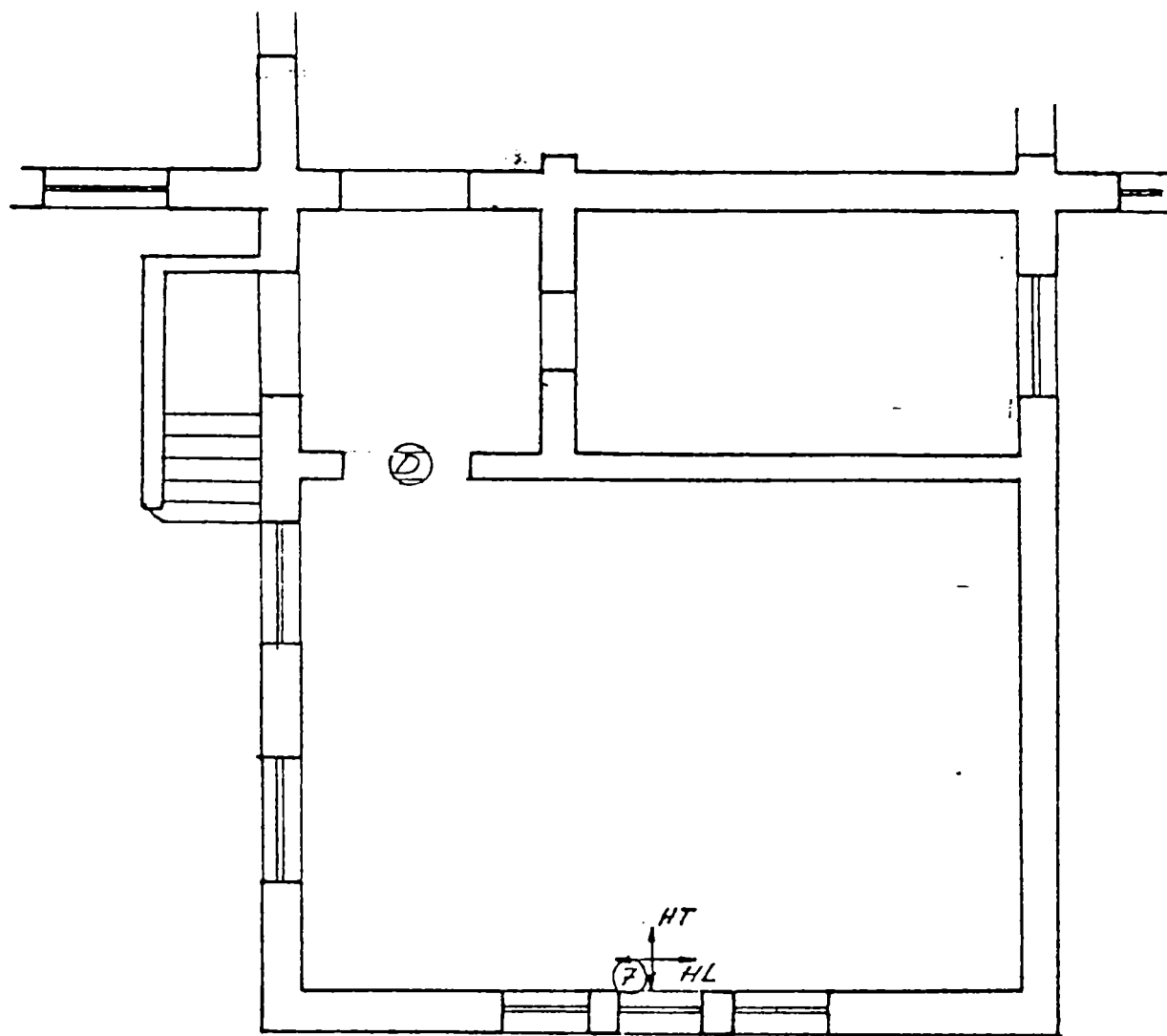


Figura 5.9. Detaliul a. Poziționarea punctelor de măsurare a vibrațiilor

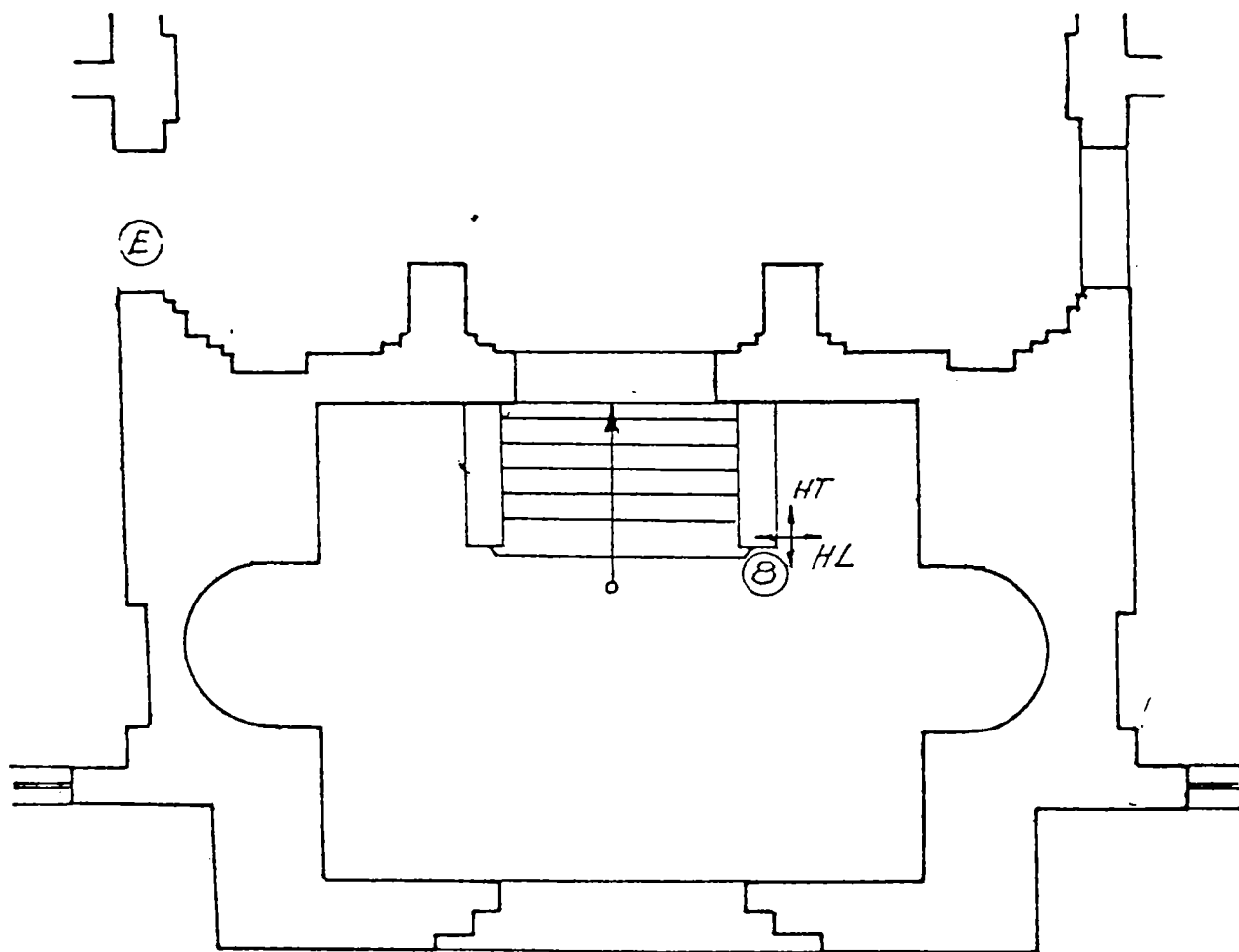


Figura 5.10. Detaliul b. Poziționarea punctelor de măsurare a vibrațiilor

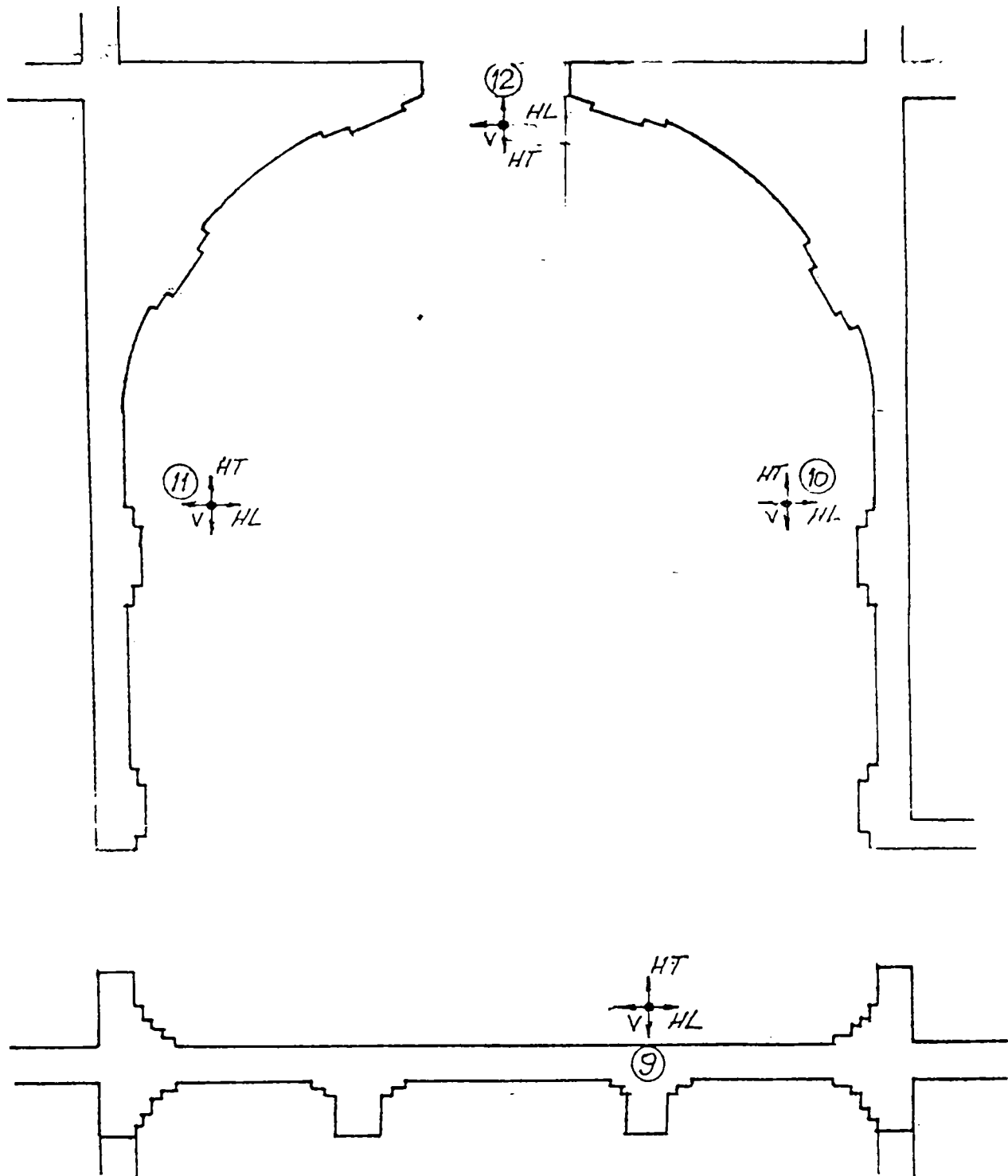


Figura 5.11. Detaliul c. Poziționarea punctelor de măsurare a vibrațiilor

Direcția forței perturbatoare și sensul de măsurare a frecvenței proprii au concis. În cazul amfiteatrului neexistând posibilitatea amplasării adecvate a vibrogeneratorului, măsurătorile efectuate în punctele 9 ÷ 12 provin exclusiv din vibrații generate de circulația stradală. În aceste puncte s-au înregistrat vibrații în sensurile orizontal-longitudinal (HL), orizontal - transversal (HT) și vertical (V).

Cele mai semnificative valori ale frecvențelor proprii de vibrație și ale perioadelor proprii de vibrație s-au centralizat în tabelul 5.2.

Tabelul 5.2.

| Poziția | Punctul | Direcția | f(hz) | Perioada de măsurare proprie $T=1/f$ (secunde) | Perioada după P100-92 (secunde) |
|---------|---------|----------|-------|--|------------------------------------|
| A. | 1 | HL | 14 | 0,071 | 0,080 |
| | | HT | 6 | 0,167 | 0,090 |
| | 2 | V | 16 | 0,0625 | - |
| | 3 | HL | 6 | 0,167 | 0,080 |
| B | | HT | 6 | 0,167 | 0,090 |
| | | V | 20 | 0,050 | - |
| C | 5 | HL | 5 | 0,200 | 0,080 |
| | | HT | 5 | 0,200 | 0,090 |
| | 6 | V | 11 | 0,091 | - |
| D | 7 | HL | 3 | 0,338 | 0,080 |
| | | HT | 5 | 0,200 | 0,090 |
| E | 8 | HL | 5 | 0,200 | 0,080 |
| | | HT | 5 | 0,200 | 0,090 |
| | 9 | HL | 5 | 0,200 | 0,080 |
| | | HT | 4 | 0,250 | 0,090 |

| Poziția | Punctul | Direcția | f(hz) | Perioada de măsurare proprie $T=1/f$ (secunde) | Perioada după P100-92 (secunde) |
|---------|---------|----------|-------|--|------------------------------------|
| | | V | 7 | 0,143 | - |
| | 10 | HL | 4 | 0,250 | 0,080 |
| | | HT | 6 | 0,167 | 0,090 |
| | | V | 5 | 0,200 | - |
| | 11 | HL | 4 | 0,250 | 0,080 |
| | | HT | 5 | 0,200 | 0,090 |
| | | V | 5 | 0,200 | - |
| | 12 | HL | 6 | 0,167 | 0,080 |
| | | HT | 4 | 0,250 | 0,090 |
| | | V | 5 | 0,200 | - |

Corespunzător valorilor măsurate (din tabelul 1) se reprezintă graficele spectrale în figurile 5.12-5.15. Din analiza acestor grafice rezultă în general amplitudini apropiate (20 ÷ 40) pentru frecvențele dominante. Excepție este punctul 7 situat în peretele exterior de la etaj al corpului din dreapta intrării principale, la care amplitudinea vibrației în direcție transversală (perpendiculară pa fațadă) are o valoare mult mai mare. Acest fapt se datorează probabil slabei legături dintre peretele respectiv și planșeu situație care necesită a fi remediată.

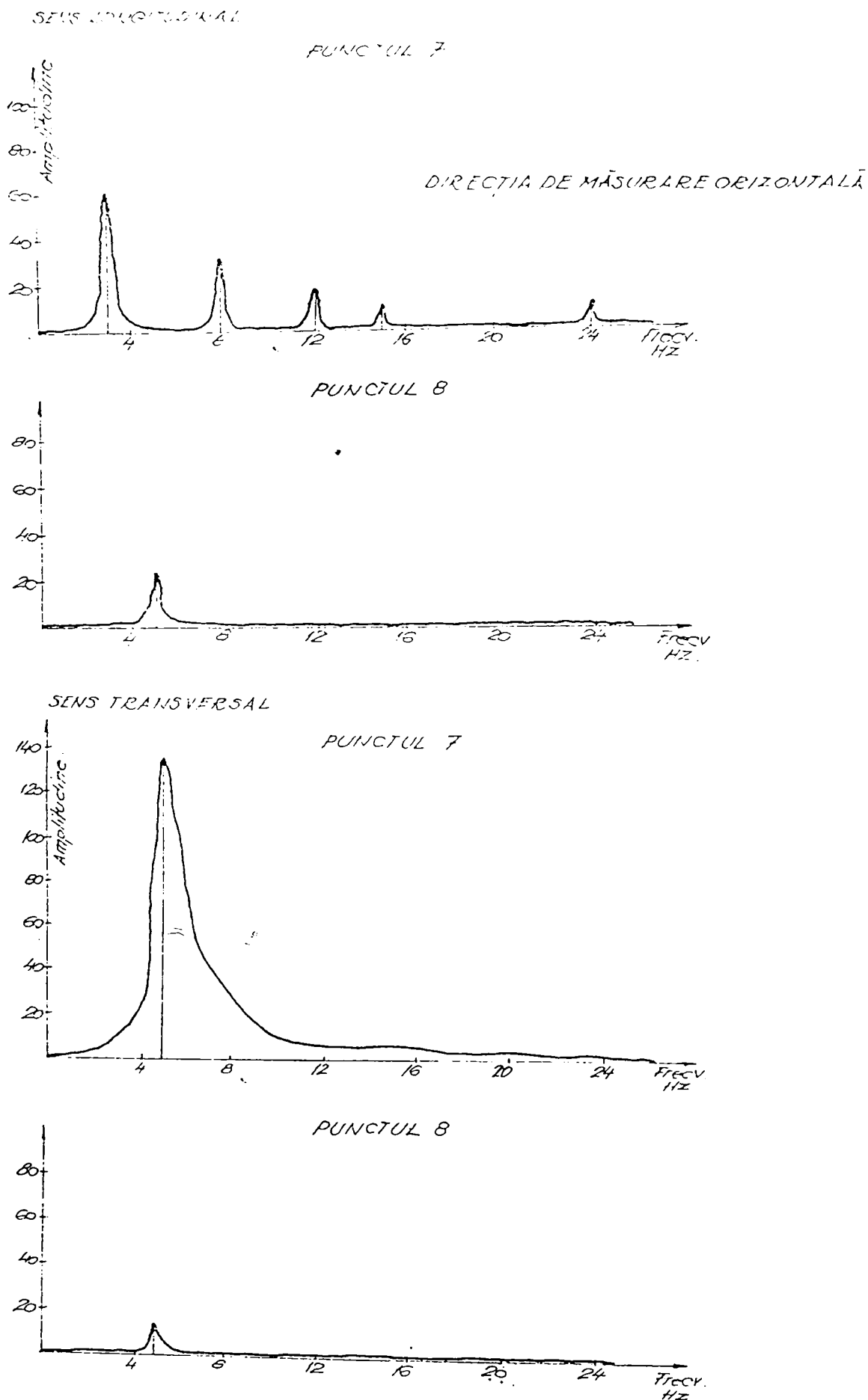


Figura 5.12.

DIRECȚIA DE MĂSURARE ORIZONTALĂ

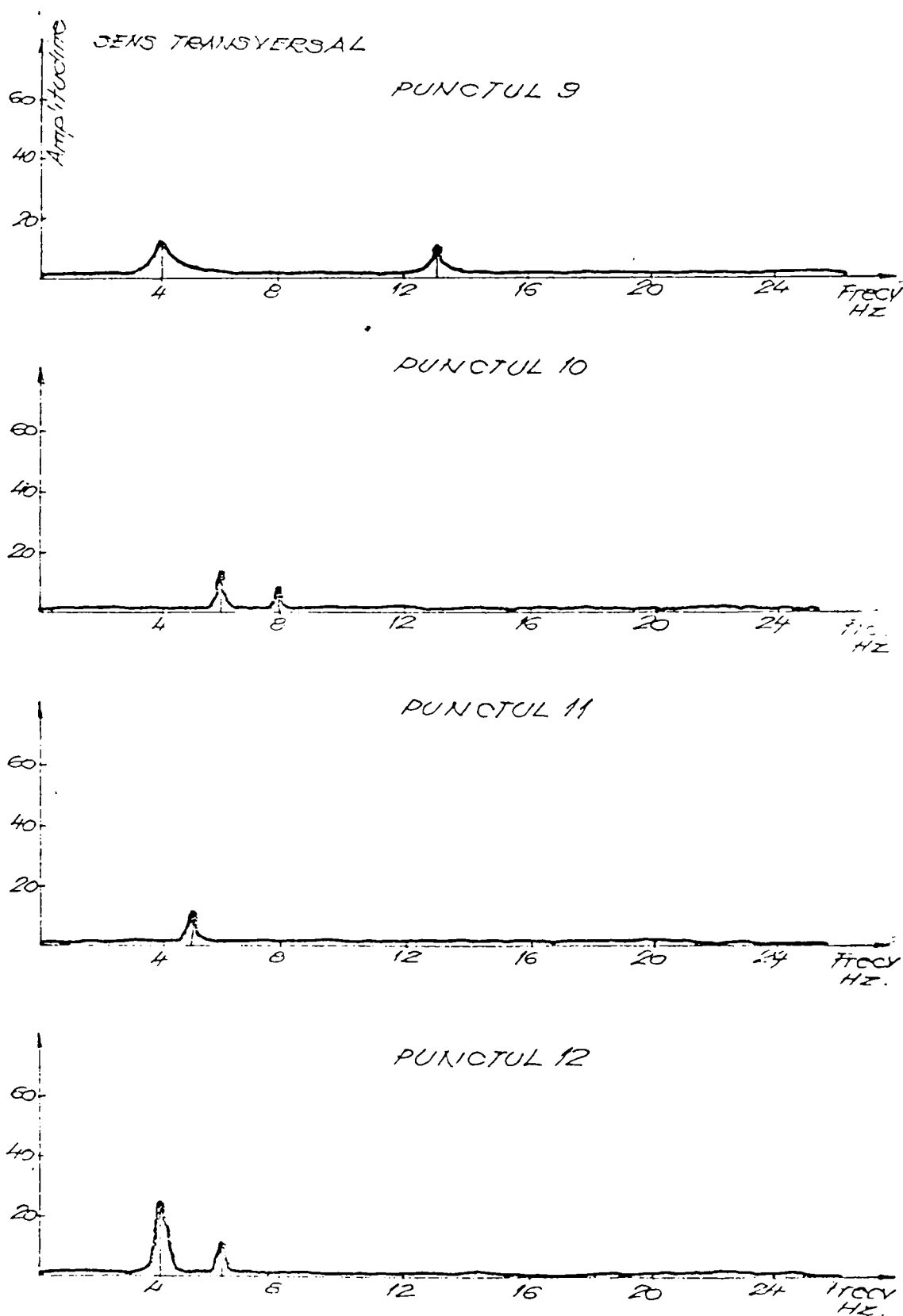


Figura 5.13.

DIRECȚIA DE MĂSURARE ORIZONTALĂ

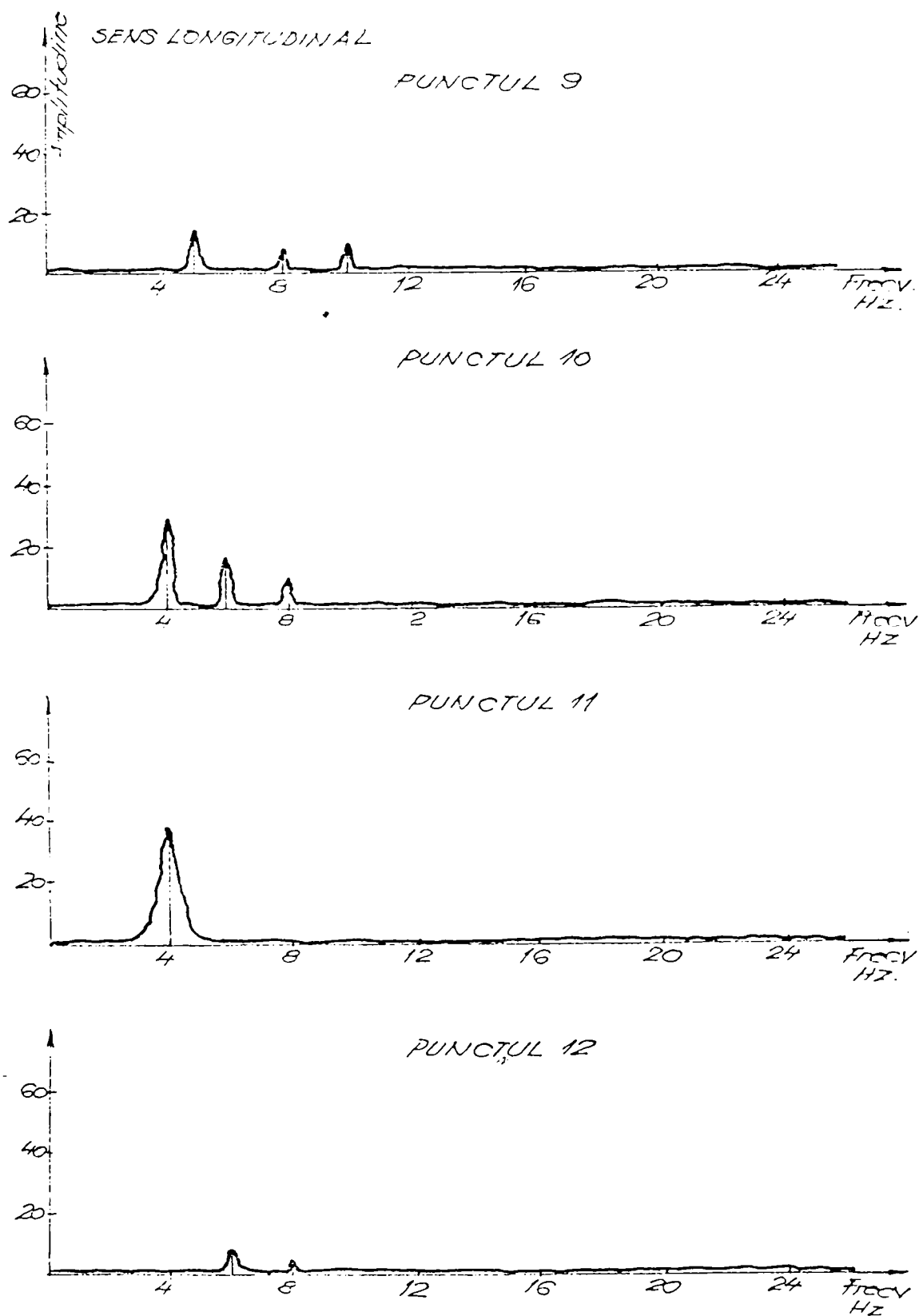


Figura 5.14.

DIRECȚIA DE MASURARE VERTICALĂ

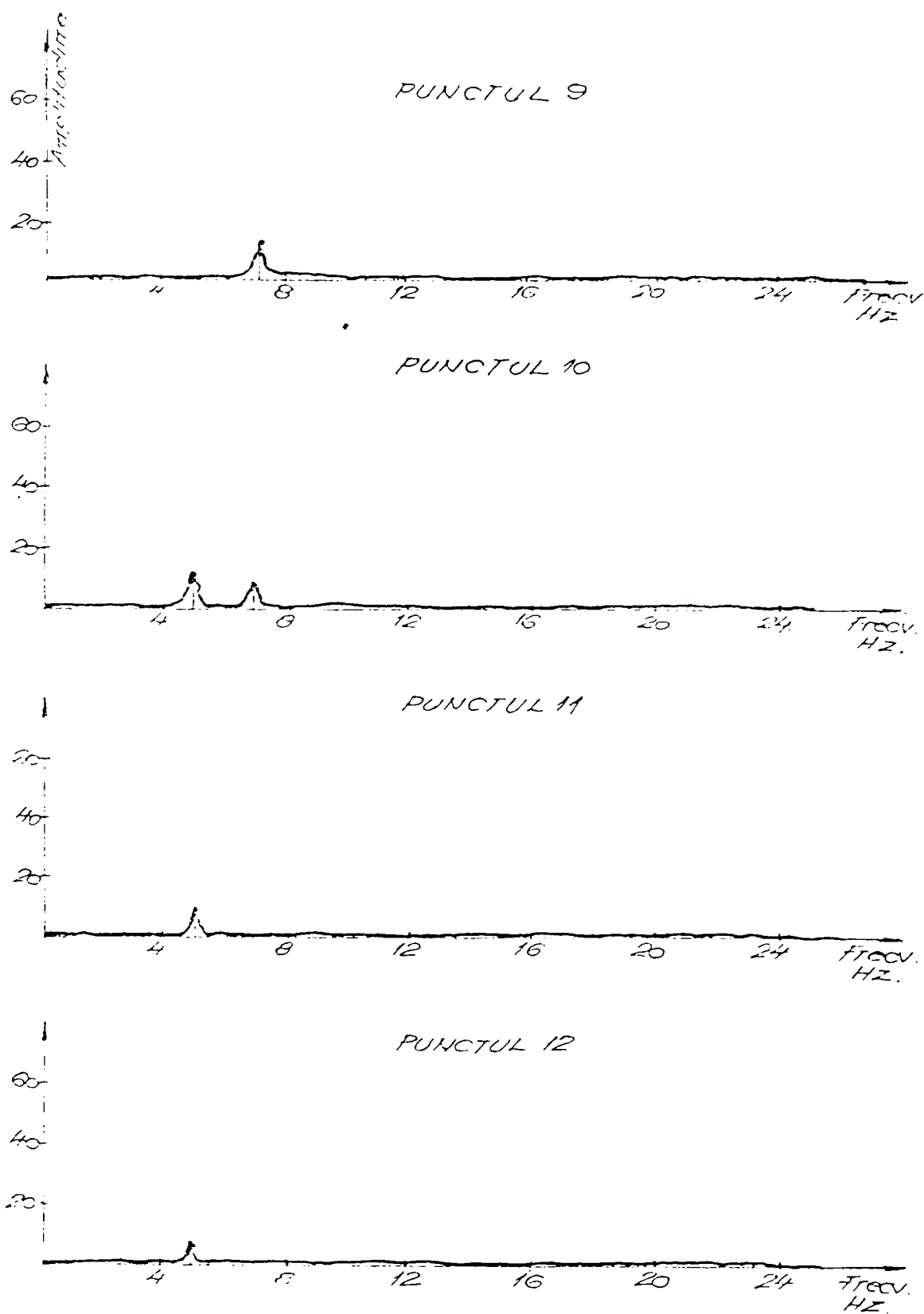


Figura 5.15.

5.3.4.-5. Caracteristicile zidăriei de cărămidă

Probele de zidărie au fost prelevate din pereții clădirii situați, în zonele I,II,și III. Aceste zone s-au ales din considerație de a nu periclita rezistența și stabilitatea clădirii, respectiv de a obține probe de zidărie nedeteriorate și fără fisuri.

Calitatea slabă a mortarului(uscat și sfărâmicios) nu a permis decât prelevarea de cărămizi izolate, ale căror caracteristici medii de rezistență la compresiune rezultă din tabelul 2.

| Zona | A (cm ²) | P(daN) | $\sigma_0=P/A$ | Marca | obs |
|------|----------------------|--------|----------------|-------|------------------|
| I | 144.40 | 7800 | 54.00 | 75 | cărămidă poroasă |
| II | 149.60 | 12000 | 80.20 | 100 | - |
| III | 156.25 | 9900 | 63.40 | 75 | cărămidă poroasă |

Referitor la prelevarea probelor se precizează că aceste cărămizi au fost scoase prin rașchetarea rostului, fără folosirea ciocanului de zidărie. Mortarul uscat și sfărâmicios constatat cu această ocazie poate fi asimilat prin calitatea sa slabă cu un mortar de marca M₄. Cărămizile scoase au prezentat deficiențe materializate prin abateri de la forma geometrică și dimensiuni, porozitate, fisuri .

.Concluzii referitoare la măsurători

În urma măsurătorilor perioadelor proprii de vibrație în diferite puncte ale clădirii, respectiv a determinării caracteristicilor de rezistență ale zidăriei de cărămidă, rezultă următoarele concluzii mai importante :

- Clădirea Facultății de Mecanică este o structură din zidărie portantă veche de aproape un secol, care a supraviețuit mai multor cutremure (1940,1977,1986,1990).

- Materialele folosite la executarea zidăriei portante nu prezintă actualmente caracteristici de cea mai bună calitate, în special mortarul, care nu pare a depăși marca M_4 ; cărămizile de marca 75 sau 100 prezintă abateri de la gorma geometrică și dimensiuni, porozitate, fisuri.
- Consolidările începute după 1977 nu au fost duse la bun sfârșit, situația turnului fiind caracteristică în acest sens, astfel planșeul masiv executat la partea superioară a turnului poate deveni chiar o sursă de pericol, în lipsa cămășuirii pereților (lucrare începută dar neterminată).
- Necesită remedieri peretele exterior de la etaj al corpului din dreapta intrării principale (detaliul "a"), la care amplitudinea deosebit de mare a vibrației în direcția transversală (perpendiculară pe fațadă) denotă probabil o slabă legătură între peretele respectiv și planșeu.
- Valorile măsurate ale perioadelor proprii de vibrație sunt în general mai mari decât valorile din normativul P_{100-92} , fapt ce ar putea fi pus în legătură cu o oarecare scădere în timp a rigidității structurii, oricum aceste valori sunt încă departe de valorile perioadei de colț pentru Craiova prevăzută în normativ (1,5 sec).

În clădirea Facultății de Mecanică se aproximează o suprafață de 8000 m² suprafață ce se va consolida. Valoarea lucrărilor de consolidare se aproximează la 2.000.000 lei pe m² de suprafață considerată în prețuri actualizate în anul 1999.

Clădirea prezintă diverse tipuri de planșee după cum urmează :

- a)** planșee din lemn alcătuite din grinzi de lemn (interax 65-75 cm) cu o podină intermediară pe care se află o umplutură din moloz amestecat cu spărturi de cărămidă. Peste această umplutură se găsește pardoseala realizată din scândură cu o grosime de 2,5-3 cm.

Grinzile din lemn sunt mascate de un plafon realizat din tencuială pe șipci și trestie (planșeu peste încăperile parterului, sau la etaj în încăperi și coridoare, inclusiv sălile de cursuri).
- b)** planșee din lemn cu aceeași alcătuire ca la punctul "a" dar rezemate pe grinzi metalice cu deschidere de circa 10,0 m (cu secțiune cuprinsă din două profile "U" cu înălțimea de 450 mm solidarizate prin șuruburi), care sunt așezate pe pereții din zidărie prin intermediul unui cuzinet din beton.

Grinzile metalice sunt amplasate la 3,50 m interax pentru planșeu peste parter și la 7,0 m interax pentru planșeu peste etaj (sălile de cursuri).
- c)** Planșee alcătuite din grinzi metalice (secțiune I) rezemate pe pereții portanți la circa 70-80 cm interax și bolțișoare din cărămidă, cu rezemare pe tăpile inferioare ale profilelor metalice (în special pe coridoare).
- d)** Planșee alcătuite din grinzi metalice (secțiune I) rezemate pe pereții portanți la circa 90 cm interax și corpuri ceramice de umplutură, cu rezemare directă pe tăpile inferioare ale profilelor metalice (pe coridoare).
- e)** Planșee din beton armat alcătuite din plăci de 10 cm grosime și grinzi ce rezemă direct pe pereții portanți din zidărie de cărămidă (planșeu peste parter la sălile de sport).

Structura de rezistență în ansamblu prezintă un grad ridicat de flexibilitate în raport cu o clădire similară proiectată în conceptul actual de protecție antiseismică.

Măsurările instrumentale au pus în evidență o diferențiere accentuată a caracteristicilor proprii de vibrație, deci implicit și a proprietăților efective de rigiditate, ale componentelor fiecărui tronson pe cele două direcții de înregistrare a vibrațiilor.

5.3.4.-6. Soluții de consolidare

Se recomandă soluții de consolidare care să aibă în vedere atât disponibilitatea simetrică a diaframelor de rezistență și rigidizare a diaframelor de rezistență și rigidizare (în raport cu axa mediană a clădirii) cât și conectarea acestora în plan orizontal astfel încât să se realizeze o "cutie rigidă" care să asigure o comportare spațială controlată la acțiunea cutremurelor puternice.

Referitor la turnul intrării principale se propune consolidarea acestuia la interior, printr-o structură metalică, conectată intim de pereții perimetrali existenți.

Luându-se în considerare importanța istorică și monumentală a clădirii se va adopta un grad de asigurare la acțiuni seismice superior valorii unitare ($R_{nec} = 1,0$).

Prin introducerea unui număr însemnat de diafragme din beton armat desfășurate pe întreaga înălțime a clădirii (demisol, parter și etaj), cu grosimea de 20 cm, plecând de la nivelul fundațiilor, conlucrând cu elementele verticale de zidărie adiacente și conectate în plan orizontal se realizează o "cutie rigidă" cu comportare spațială suficient controlată la acțiuni seismice.

Pentru ca prin intermediul acestor elemente verticale nou introduse să se poată prelua solicitările apărute în timpul mișcărilor orizontale este necesară crearea unor planșee din beton armat la toate nivelurile, cu excepția zonelor alcătuite din grinzi metalice și bolțișoare de cărămidă, sau corpuri ceramice de umplutură peste

care se va turna o suprafață mare în grosime de 5 cm , beton armat cu plase sudate $\Phi 5/200 \times \Phi 5/200$.

Fundațiile existente vor conlucra cu fundațiile continue amplasate sub elementele verticale din beton armat nou introduse, adiacente diafragmelor existente din zidărie de cărămidă. Dimensiunile tălpilor de fundare s-au ales astfel încât să nu fie depășită presiunea convențională de calcul stabilită prin studiul geotehnic. În vederea îmbunătățirii conlucrării celor două fundații(fundația existentă din cărămidă și cea nouă din beton) s-au prevăzut cuzineți din beton armat care conțin în suprafața lor și fundația veche existentă .

Soluția de consolidare a turnului de la intrarea principală constă în introducerea unei structuri metalice perimetrice, în cadre cu tălpi ce pornesc de la nivelul fundației, contravânturile diagonale la etaj și conectată cu structura existentă.

Planșeul peste parter al turnului se va executa din beton armat, astfel încât se va crea o șabă rigidă la acest nivel, capabilă să transmită solicitările la elementele portante verticale. Pereții sălilor de sport vor fi cămășuiți prin torcretarea în grosime de 6 cm și armați cu plase sudate $\Phi 6/100 \times \Phi 6/100$.

Rezemarea defectuoasă a grinzilor planșeului din beton armat direct pe zidăria de cărămidă va fi rezolvată prin crearea cuzineților din beton armat care vor distribui cât mai uniform încărcările aferente pereților structurali existenți. Pentru refacerea capacității portante inițiale a elementelor structurale se propun reparații locale astfel:

- injectarea unor fisuri în zidărie cu lapte de ciment și aracet.
- reparația locală cu plase sudate și tencuieli la pereții de compartimentare și la zidăria scărilor de acces.
- refacerea locală a fisurilor apărute în pereții structurali, pe traseul vechilor goluri de uși sau ferestre, cu tencuieli armate, din mortar de

- ciment și plase STNB (la pereții la care nu se prevăd cămășuieli)
- repararea sau înlocuirea elementelor uzate sau deteriorate la șarpante din lemn.
- executarea unor hidroizolații sub cota trotuarului pe conturul curților interioare.

Prin soluțiile de consolidare adoptate se urmărește asigurarea clădirii Facultății de Mecanică din Craiova a capacității de rezistență și stabilitate corespunzătoare unui grad de asigurare minim la acțiuni seismice egal cu unitatea (R).

În vederea stabilirii gradului de asigurare la acțiuni seismice s-au luat în considerare ipotezele de calcul :

- nivelul de referință a fost stabilit la cota demisolului, în zonele unde acesta există, iar în rest la cota parterului.
- planșeele introduse constituie șaibe indeformabile în planul lor, capabile să preia și să transmită solicitările din gruparea specială la elementele portante verticale.
- în zonele unde nu s-au introdus elemente verticale noi, se contează în continuare pe aportul zidăriei existente, în rest încărcările orizontale sunt preluate în întregime de către diafragmele de beton armat.
- se contează pe o capacitate importantă de deformare plastică a riglelor de cuplare a diaframelor de beton armat evitându-se astfel întinderea montanților de capăt ca urmare a efectului indirect cumulat în timpul solicitărilor seismice viitoare.

Executarea consolidării acestei structuri a început în noiembrie 1996 cu aripa de vest. În prezent nu este terminată sperând ca la sfârșitul anului 1999 să fie dată în folosință.

Capitolul 6. Considerații finale

6.1. CONCLUZII

Problema comportării structurilor la acțiunea seismului are o importanță deosebită pentru a determina gradul de cunoaștere și reflectare a acestora în practica de proiectare și de execuție a construcțiilor.

Capacitatea de a evalua efectele unui cutremur asupra structurilor este esențială pentru determinarea siguranței clădirilor existente, determinarea celor mai potrivite măsuri de remediere a efectelor cutremurelor asupra structurilor deja construite cât și pentru alegerea metodei de proiectare a unei noi structuri.

În aceste condiții întocmirea unui studiu despre comportarea seismică a construcțiilor deja avariate este necesar pentru realizarea unui sistem informațional organizat, centralizat și ușor de accesat.

Capacitatea de preluare a forțelor seismice la noi solicitări de același gen este diminuată de apariția unor articulații plastice, fisuri ale unor elemente portante precum și distrugerea legăturilor în anumite situații, dintre zidărie și elementele structurale.

În comportarea construcțiilor la cutremur, apariția unor avarii trebuie considerată ca o realitate ce nu poate fi evitată.

Consolidările se impun astfel încât să nu apară fenomenul de colaps și să existe un echilibru rațional între gravitatea deteriorărilor și costurile economice pentru consolidare.

6.2. ELEMENTE ORIGINALE

Principalul obiectiv al cercetării propuse în lucrarea de față este acela de a aduce contribuții la evaluarea efectelor cutremurelor asupra construcțiilor care au suportat un cutremur de mare intensitate.

Lucrarea reflectă preocuparea constantă de însușire și sistematizare a aspectelor celor mai semnificative referitoare la comportarea seismică a structurilor avariate.

Prezentarea principalelor informații, strânse într-un mod selectiv, în capitolele 2 și 3 se pot constitui într-o bază documentară, strict necesară, în abordarea calculului seismic al structurilor avariate de pe vatra municipiului Craiova.

Se analizează un studiu de caz al unei structuri frecvent întâlnite pe vatra municipiului Craiova, o biserică. De asemenea se prezintă în anexă calculele seismice efectuate pentru căminul 1 al Facultății de Agronomie. Calculele au fost efectuate cu programul de calcul SAP90 pentru analiza dinamică a structurilor. Pentru construcțiile analizate se dau soluții de consolidare după ce a fost făcută analiza acestora din punct de vedere dinamic.

Elementele de monitorizare a construcțiilor avariate, expertizate precum și a acelorora asupra cărora s-a intervenit reprezintă un document necesar în gestiunea clădirilor de pe vatra orașului Craiova.

Metodele tehnice de intervenție, tehnic posibile și eficiente pot fi realizate în conformitate cu normele în vigoare și cu tehnicile de calcul existente.

Se evidențiază faptul important că aducerea construcțiilor la o formă ce prezintă un risc de cedare egal cu cel avut în vedere inițial este mult mai eficient decât acționarea după un alt seism ce poate aduce clădirea aproape de colaps sau la intervenții incomparabil mai costisitoare.

6.3. LIMITARI SI DIRECTII VIITOARE DE CERCETARE

Lucrarea de față a acoperit numai o parte a suprafeței din teritoriul României, care a suferit sau va mai avea de suferit efectele unor cutremure de magnitudine mare.

Teza de doctorat nu aduce toate argumentele pentru a capacita autoritățile administrative și politice în vederea unor măsuri urgente de a intra într-un program de consolidare, deși multe expertize sunt deja executate.

Posibilitățile de calcul automat sunt într-o permanentă dezvoltare, astfel încât și posibilitățile de evaluare a comportării construcțiilor avariate este într-un proces de îmbunătățire în această direcție posibilitățile de investigare pot fi încă dezvoltate.

Apariția unor metode și materiale de construcție noi ce asigură disiparea energiei seismice va crea noi posibilități de consolidare. Si din acest punct de vedere lucrarea de față are limite ce corespund stadiului de cunoștințe al autoarei.

Craiova,

Noiembrie 1999

Ing. Georgescu Ivona

Bibliografie

1. Agent, R., Postelnicu, T.-Calculul structurilor cu diafragme din beton armat, Editura Tehnică '83
2. Agent, R., Postelnicu, T. - Îndrumător pentru calculul și alcătuirea elementelor din beton armat, Editura Tehnică București, 1992
3. Arsenie, G., Voiculescu, M., Ionașcu, M., - Soluții de consolidare a construcțiilor avariate de cutremure. Editura Tehnică București 1997.
4. Atanasiu, I. - Cutremurele de pământ din România -Editura Academiei, 1962.
5. Avram, C., Bob, C.-Structuri din beton armat. Metoda elementelor finite. Edit. Academiei '84
6. Backler, A., P., Baylick, M., Dill, M. S., - Local Behavior Of Shear Transfer And Compression Transfer Joins C.I.R.I.A. Report 45, The behavior of large panel structures, March 1973.
7. Becker, J., M., Llorente C., - Seismic Design of Precast Concrete Panel Buildings, Workshop of Earthquake- Resistant Reinforced Concrete Building Construction, Berkeley, July 1977.
8. Becker, I., M., Muller, P., - The role of connection în the aseismic design of large panel buildings -Proc. Of the Intern. research conference on Earthquake Engineering July, Skopje 1980.
9. Beleş, A., Ifrim, M. - Elemente de seismologie inginerească, București 1962.
10. Brakov, G., Sachanski, S., - Response of Large Panel Buildings for Earthquake Excitation in Monelastice State- Proc. 6. W.C.E.E., New Delhi, India Jan 1977.
11. Brânzaru, I., Barbaianu, M.-Calculul și alcătuirea structurilor etajate cu diafragme-Ed. Tehnică '76
12. Chakrabanti, S., C., Bhise, N., H., Sharma, K., N., -Characteristics of Daformabile Joints în Prefabricated Shear Wall Assmby- Indian Concrete Journal, November 1979.
13. Cholewicki, A., - Loadbearing Capacity and Deformability of Vertical Joints în Structural Walls of Large Panel Buildings,-Buiding Science Volumul 6-1971.
14. Cholewicki, A., - Analisis of Shear Walls/ Chalmers University Technology, Goteborg 1983/ revised version of paper - Function of lintels în ductile behaviour of compled shear walls- proceeding of the European Conference on Earthquake Engineering, Volumul 4, Athens 1982.
15. Eriksson. A., Structural behaviour of vertical joints in large panel building-Doctor disertation- Chalmers Tekniska Hogskola Goteborg 1979.
16. Femwick, R., C., Paulay. T., - Mechanisms of Shear Resistance of Concrete Beams, Journal of the Structural Division, A.S.C.E. Volumul 94 S.T.10 October 1968
17. Fintel. M., Schultz, D., Iqbal, M., - P.C.A. Report No.2- Philosophy of Structural Reponse to

Normal and Abnormal Loades-, Design and Construction of Large- Panel Concrete Structures, Departament of Housing and Urban Development, Washington D.C., Aug. 1976.

18. Foucault, M., - Comportament en Phase Fissuree de Panneaux en Betn Arme ou en Beton Precontraint soumis a des Efforts situe dans leur Plain Moyen,- Memoire presente en vue d'Ingenieur C.M.A.H. en Construction Civiles 1972.
19. Fouchart, J., Cortin. P., -Etude experimental de joints horizontaux entre panneaux prefabriques pour murs de batiment,- Annale d'Institut des Travaux. Publics-Paris 1972.
20. Frank. R., A., -Dinamic Modeling of Large Precast Panel Buildings using Finite Elements with Substructuring.- Massachusetts. Institute of Technology, Cambridge 1976.
21. Fric, M., - Sovocupnosti recomandavannih nesusah stikov panelnih zolanii.-Maucino issledavalskii otect- V.U.P.S. Praga 1975.
22. Fric, M.-Compression Strenght of Horiz. Joints in Panel Walls-II CIB Symp Warszawa 1975.
23. Gergeli. P., - Interface Shear Transfer and Dowel Action in Cracked Reinforced Concrete Subject to Cyelic Shear,-Proceedings of the N. S.E.C., ASCE vol.1, Winsconsin, Aug. 1976.
24. Gergely, Y .,P.,-Experimental and Analytical Investigation of Reinforced Concrete Subjected to Earthquake Loading- Workshop on Earthquake-Reistant Reinforced Concrete Building Construction University of California, Berkeli, July 1977.
25. Guillaud. F.,-Transmission desw efforts par les joints dissymetriques en beton dans les assamblages d'elementes B.A. prefabriques,- Memoire C.N.A.M. Bordeaux 1977.
26. Guillaude., Morlier, P.,- Transmission des efforts dans les asemblages d'elements prefabbriques en beton arme-, Annales de l'Institut Techn. du Batiment et Travaux Publics No373
27. Hofbeck, J., C., et al.,- Shear transfer in Reinforced Concrete,-A.C.I.Jurnal February 1969.
28. Iqbal, M., -Wall-floor connections in large panel buildings,-R.I.L.E.M.- CEB- CIB Symposium.
29. Ifrim, M.- Analiza dinamică a structurilor și inginerie seismică - Ed. Didactică și Pedagogică '67
30. Kavyrchine, M., Les assemblages dans les structures en beton , - Eyrolles 1984.
31. Korcinski, I., L., și col.- Bazele proiectării clădirilor în regim seismic,- Ed. Tehnică București '64
32. Lacombe, G., Pommeret, M., -Les Joints Structuraux dans Les Constructions en Grands Panneaux Prefabriques-Annales de l'Inst. Techn. du Batiment et des Travaux Publics No.18, '74
33. Lewicki, B., Building with large prefabricates,- Elsevier Publ. Company, Amsterdam 1966.
34. Lewicki, B., and coll,-Progettazione di Edifici Multipiano Industrializzati I.T.E.C.Ed., Milano '82
35. Lewicki. B., Cholewicki, A., Makulski, W., - Large panel building. Behaviour in partial damage,- Building Research and Practice-July/August 1983
36. Lewicki, B., Joints subjected to monotonic and cyclic actions,- C.E.B. Bull. d'information 169

37. Llorente,C., Becker ,J., M.,Roesnet .J., M.,- The Effect of Nonlinear-Inelastic Connection Behaviour of Precast Pannelized Shear Wals,-A.C.I. National Convention Toronto 1978.
38. MAS,M., Bertero,V., V., Popov,E., P.,- Experimental and Analytical Studies on the Hysteretic Behavior of Reinforced Concrete Rectangular and T-Beams,-E.E.R.C.Raport 76-2, University of California, Berkeley, May 1976.
39. Malewski,P.,A., Sem, H.,K.,-Two Dimensional Elastic Shear Walls-Engineering Structures Laboratoires Imperial College of Science Technology London S.W.7., October 1972.
40. Mattock,A., H., Hawkins,N.,M.,-Shear transfer in reinforced concrete recent research- ,P.C.I.Journal,Marvh/April 1972.
41. Mattok,A.,H.,-The Shear Transfer Behaviour of Cracked Monolithic Concrete Subjected to Cyclically Reversing Loading Across an Interface between Concretes Cast at Different Times,-Report S.M.77-1, Departament of Civil Engineering,University of Washington,June 1977.
42. Mattock,A.,H., Sohal., Chow,H.,C.,-Shear transfer in reiforced concrete with moment or tension acting across the shear plane,-P.C.I.Journal-Juli-August 1975.
43. Moga,A.,-Contribuție privind calculul nucleelor de beton realizate din panouri mari-Teză de doctorat, Institutul Politehnic Cluj Napoca, Facultatea de Construcții 1988
44. Moraru,S -Comportarea construcțiilor la seisme-Editura Tehnică București 1989.
45. Mârșu, O, Frederich, R- Construcții din beton armat, Ed.Didactică Pedagogică, 1980
46. Negoită, A.,-Aplicații ale ingineriei seismice, vol II, Editura tehnică, 1990
47. Paislay, T., - Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings,1992
48. Paulay,T., Bachmanu,H., Moser, K.,- Proiectarea structurilor de beton armat la acțiuni seismice- Editura Tehnică București 1997.
49. Popescu, I., I. - Contribuții la rezolvarea unor ecuații de tip hiperbolic prin metode numerice, cu aplicatii la probleme din hidrotehnică, Teză de doctorat, Fac. Hidrotehnică,1988 Tm,
50. Popovici, A.- Analiza seismică a structurilor îngropate, Hidrotehnica nr.24, 1979
51. Terteia, I., Onet, T.- Proiectarea betonului armat, Casa cărții de știință Cluj 1995
52. Tologea,S - Accidente și avarii în construcții- Editura Tehnică 1979.
53. ****-Cutremurul din România din 4 martie 1977 și efectele sale asupra construcțiilor- sinteză monografică ICCPAC,1978.
54. ****- Cercetări seismologice asupra cutremurului din 4 martie 1977-CFASBucurești 1978.
55. ****Normativ pentru proiectare antiseismică a construcțiilor de locuințe social- culturale, agrozootehnice și industriale P 100/1992.
56. ****- Construcțiile avariate după seism au fost inventariate și expertizate de Consiliile Tehnice de specialitate instituite după seismul din 4 martie 1977 de către Consiliul Județean Dolj.
57. ****-Legea nr. 10/ 24.I. 1995 privind calitatea construcțiilor.
58. Yoshida, N. Nakamura, S.- Damage to Dakai Subway Station During The 1995 Hyogoken-Nunbu Earthquake and its investigation, Proc of 11 -th World Conference on Earthquake Engineering, Acapulco, 1996

ANEXA 4.1. REZULTATE IN URMA RULARII CU SAP 90

STRUCTURAL ANALYSIS PROGRAMS

VERSION 5.20

Copyright (C) 1978-1990

EDWARD L. WILSON

All rights reserved

sap90.exe

PAGE

PROGRAM: SAP90/FILE: gsj

CADRUL 2 BISERICA

-fara tirant daN-m E=1.8e08 daN/mp

FRAME ELEMENT FORCES

| ELT | LOAD | AXIAL | DIST | 1-2 PLANE | | 1-3 PLANE | |
|-----|------|------------|------|-----------|-----------|-----------|--------|
| ID | COND | FORCE | END1 | SHEAR | MOMENT | SHEAR | MOMENT |
| 1 | | 1-23997.57 | .0 | -1866.17 | 27658.761 | | |
| | | | 1.1 | -1230.94 | 25987.10 | | |
| 2 | | 1-18726.41 | .0 | -7966.66 | 25987.10 | | |
| | | | 1.1 | -6123.15 | 18382.85 | | |
| 3 | | 1-12761.53 | .0 | -11051.21 | 18382.85 | | |
| | | | 1.1 | -8179.86 | 8003.86 | | |
| 4 | | 1 -7322.06 | .0 | -11279.39 | 8003.86 | | |
| | | | 1.1 | -7661.29 | -2218.41 | | |
| 5 | | 1 -3401.96 | .0 | -9264.12 | -2218.41 | | |
| | | | 1.1 | -5253.42 | -10053.51 | | |
| 6 | | 1 -1627.60 | .0 | -5949.41 | -10053.51 | | |
| | | | 1.1 | -1938.71 | -14310.72 | | |
| | | 1 -2172.66 | .0 | -2444.93 | -14310.72 | | |
| | | | .7 | .01 | -15202.39 | | |
| | | | 1.1 | 1173.17 | -14997.09 | | |
| 8 | | 1 -4741.19 | .0 | 159.52 | 14997.09 | | |
| | | | 1.1 | 3030.67 | 13375.24 | | |

| | | | | |
|----|------------|-----|----------|-----------|
| 11 | 1-12794.73 | .0 | -543.41 | -11229.21 |
| | | .9 | .00 | -11450.10 |
| | | 1.1 | 91.82 | -11472.93 |
| 12 | 1-20933.58 | .0 | 5679.45 | -11472.93 |
| | | 3.4 | 5679.45 | 7553.21 |
| 13 | 1-32276.06 | .0 | 10128.55 | -6272.04 |
| | | 3.4 | 10128.55 | 27658.61 |
| | 1-33536.28 | | | |

sap90.exe

PAGE

PROGRAM: SAP90/FILE:gs2.

CADRUL 2 BISERICA : -fara tirant daN-m E=1.8e08 daN/mp

FRAME ELEMENT FORCES

| ELT LOAD | AXIAL DIST | 1-2 PLANE | | 1-3 PLANE | | AXI |
|----------|------------|-----------|-----------|-----------|--------|-----|
| ID COND | FORCE ENDI | SHEAR | MOMENT | SHEAR | MOMENT | TC |
| | .0 | 7162.45 | -31547.41 | | | |
| | 3.4 | 7162.45 | -7553.21 | | | |
| 14 | 1-44878.76 | .0 | 11611.55 | -45170.75 | | |
| | 3.4 | 11611.55 | -6272.04 | | | |

1
 2
 3
 4
 5
 6
 7
 8
 9
 10
 11
 12
 13
 14
 15
 16
 17
 18
 19
 20
 21
 22
 23
 24
 25
 26
 27
 28
 29
 30
 31
 32
 33
 34
 35
 36
 37
 38
 39
 40
 41
 42
 43
 44
 45
 46
 47
 48
 49
 50
 51
 52
 53
 54
 55
 56
 57
 58
 59
 60
 61
 62
 63
 64
 65
 66
 67
 68
 69
 70
 71
 72
 73
 74
 75
 76
 77
 78
 79
 80
 81
 82
 83
 84
 85
 86
 87
 88
 89
 90
 91
 92
 93
 94
 95
 96
 97
 98
 99
 100
 101
 102
 103
 104
 105
 106
 107
 108
 109
 110
 111
 112
 113
 114
 115
 116
 117
 118
 119
 120
 121
 122
 123
 124
 125
 126
 127
 128
 129
 130
 131
 132
 133
 134
 135
 136
 137
 138
 139
 140
 141
 142
 143
 144
 145
 146
 147
 148
 149
 150
 151
 152
 153
 154
 155
 156
 157
 158
 159
 160
 161
 162
 163
 164
 165
 166
 167
 168
 169
 170
 171
 172
 173
 174
 175
 176
 177
 178
 179
 180
 181
 182
 183
 184
 185
 186
 187
 188
 189
 190
 191
 192
 193
 194
 195
 196
 197
 198
 199
 200
 201
 202
 203
 204
 205
 206
 207
 208
 209
 210
 211
 212
 213
 214
 215
 216
 217
 218
 219
 220
 221
 222
 223
 224
 225
 226
 227
 228
 229
 230
 231
 232
 233
 234
 235
 236
 237
 238
 239
 240
 241
 242
 243
 244
 245
 246
 247
 248
 249
 250
 251
 252
 253
 254
 255
 256
 257
 258
 259
 260
 261
 262
 263
 264
 265
 266
 267
 268
 269
 270
 271
 272
 273
 274
 275
 276
 277
 278
 279
 280
 281
 282
 283
 284
 285
 286
 287
 288
 289
 290
 291
 292
 293
 294
 295
 296
 297
 298
 299
 300
 301
 302
 303
 304
 305
 306
 307
 308
 309
 310
 311
 312
 313
 314
 315
 316
 317
 318
 319
 320
 321
 322
 323
 324
 325
 326
 327
 328
 329
 330
 331
 332
 333
 334
 335
 336
 337
 338
 339
 340
 341
 342
 343
 344
 345
 346
 347
 348
 349
 350
 351
 352
 353
 354
 355
 356
 357
 358
 359
 360
 361
 362
 363
 364
 365
 366
 367
 368
 369
 370
 371
 372
 373
 374
 375
 376
 377
 378
 379
 380
 381
 382
 383
 384
 385
 386
 387
 388
 389
 390
 391
 392
 393
 394
 395
 396
 397
 398
 399
 400
 401
 402
 403
 404
 405
 406
 407
 408
 409
 410
 411
 412
 413
 414
 415
 416
 417
 418
 419
 420
 421
 422
 423
 424
 425
 426
 427
 428
 429
 430
 431
 432
 433
 434
 435
 436
 437
 438
 439
 440
 441
 442
 443
 444
 445
 446
 447
 448
 449
 450
 451
 452
 453
 454
 455
 456
 457
 458
 459
 460
 461
 462
 463
 464
 465
 466
 467
 468
 469
 470
 471
 472
 473
 474
 475
 476
 477
 478
 479
 480
 481
 482
 483
 484
 485
 486
 487
 488
 489
 490
 491
 492
 493
 494
 495
 496
 497
 498
 499
 500
 501
 502
 503
 504
 505
 506
 507
 508
 509
 510
 511
 512
 513
 514
 515
 516
 517
 518
 519
 520
 521
 522
 523
 524
 525
 526
 527
 528
 529
 530
 531
 532
 533
 534
 535
 536
 537
 538
 539
 540
 541
 542
 543
 544
 545
 546
 547
 548
 549
 550
 551
 552
 553
 554
 555
 556
 557
 558
 559
 560
 561
 562
 563
 564
 565
 566
 567
 568
 569
 570
 571
 572
 573
 574
 575
 576
 577
 578
 579
 580
 581
 582
 583
 584
 585
 586
 587
 588
 589
 590
 591
 592
 593
 594
 595
 596
 597
 598
 599
 600
 601
 602
 603
 604
 605
 606
 607
 608
 609
 610
 611
 612
 613
 614
 615
 616
 617
 618
 619
 620
 621
 622
 623
 624
 625
 626
 627
 628
 629
 630
 631
 632
 633
 634
 635
 636
 637
 638
 639
 640
 641
 642
 643
 644
 645
 646
 647
 648
 649
 650
 651
 652
 653
 654
 655
 656
 657
 658
 659
 660
 661
 662
 663
 664
 665
 666
 667
 668
 669
 670
 671
 672
 673
 674
 675
 676
 677
 678
 679
 680
 681
 682
 683
 684
 685
 686
 687
 688
 689
 690
 691
 692
 693
 694
 695
 696
 697
 698
 699
 700
 701
 702
 703
 704
 705
 706
 707
 708
 709
 710
 711
 712
 713
 714
 715
 716
 717
 718
 719
 720
 721
 722
 723
 724
 725
 726
 727
 728
 729
 730
 731
 732
 733
 734
 735
 736
 737
 738
 739
 740
 741
 742
 743
 744
 745
 746
 747
 748
 749
 750
 751
 752
 753
 754
 755
 756
 757
 758
 759
 760
 761
 762
 763
 764
 765
 766
 767
 768
 769
 770
 771
 772
 773
 774
 775
 776
 777
 778
 779
 780
 781
 782
 783
 784
 785
 786
 787
 788
 789
 790
 791
 792
 793
 794
 795
 796
 797
 798
 799
 800
 801
 802
 803
 804
 805
 806
 807
 808
 809
 810
 811
 812
 813
 814
 815
 816
 817
 818
 819
 820
 821
 822
 823
 824
 825
 826
 827
 828
 829
 830
 831
 832
 833
 834
 835
 836
 837
 838
 839
 840
 841
 842
 843
 844
 845
 846
 847
 848
 849
 850
 851
 852
 853
 854
 855
 856
 857
 858
 859
 860
 861
 862
 863
 864
 865
 866
 867
 868
 869
 870
 871
 872
 873
 874
 875
 876
 877
 878
 879
 880
 881
 882
 883
 884
 885
 886
 887
 888
 889
 890
 891
 892
 893
 894
 895
 896
 897
 898
 899
 900
 901
 902
 903
 904
 905
 906
 907
 908
 909
 910
 911
 912
 913
 914
 915
 916
 917
 918
 919
 920
 921
 922
 923
 924
 925
 926
 927
 928
 929
 930
 931
 932
 933
 934
 935
 936
 937
 938
 939
 940
 941
 942
 943
 944
 945
 946
 947
 948
 949
 950
 951
 952
 953
 954
 955
 956
 957
 958
 959
 960
 961
 962
 963
 964
 965
 966
 967
 968
 969
 970
 971
 972
 973
 974
 975
 976
 977
 978
 979
 980
 981
 982
 983
 984
 985
 986
 987
 988
 989
 990
 991
 992
 993
 994
 995
 996
 997
 998
 999
 1000

STRUCTURAL ANALYSIS PROGRAMS

VERSION 3.20

Copyright (C) 1973-1990
 EDWARD L. WILSON
 All rights reserved

sap90.exe

PAGE

PROGRAM: SAP90/FILE:gs

CADRUL 2 BISERICA - fara tirant daN-m E=1.8e08 daN/mp

JOINT DISPLACEMENTS

LOAD CONDITION 1 - DISPLACEMENTS "U" AND ROTATIONS "R"

| JOINT | U(X) | U(Y) | R(Z) |
|-------|---------|----------|----------|
| 1 | .000000 | .000000 | .000000 |
| 2 | .000000 | .000000 | .000000 |
| 3 | .006703 | .003626 | -.000765 |
| 4 | .007293 | .006660 | -.000326 |
| 5 | .007447 | -.000644 | .000035 |
| 6 | .007354 | -.000789 | .000247 |
| 7 | .007234 | -.001070 | .000289 |
| 8 | .007202 | -.001334 | .000183 |
| 9 | .007221 | -.001425 | -.000023 |
| 10 | .007156 | -.001283 | -.000269 |
| 11 | .006869 | -.000977 | -.000505 |
| 12 | .006294 | -.000656 | -.000708 |
| 13 | .005445 | -.000484 | -.000895 |
| 14 | .002008 | -.000293 | -.000995 |
| 15 | .002746 | -.000399 | -.001309 |
| 16 | .000000 | .000000 | .000000 |
| 17 | .000000 | .000000 | .000000 |

STRUCTURAL ANALYSIS PROGRAM

VERSION 5.20

Copyright (C) 1978-1990

EDWARD L. WILSON

All rights reserved

sap90.exe

P4

PROGRAM:SAP90/FILE:

CADRUL1 BISERICA

-fara tirant daN-m E=1.8E08 daN-m

FRAME ELEMENT FORCES

| ELT ID | LOAD COND | AXIAL FORCE | DIST ENDI | 1-2 PLANE SHEAR | MOMENT | 1-3 PLANE SHEAR | MOMENT |
|--------|-----------|-------------|-----------|-----------------|-----------|-----------------|--------|
| 1 | | 1-31184.73 | | | | | |
| | | | .0 | -317.35 | 29388.43 | | |
| | | | .5 | .00 | 29304.23 | | |
| | | | 1.6 | 664.98 | 29673.94 | | |
| 2 | | 1-24117.07 | | | | | |
| | | | .0 | -8045.88 | 29673.94 | | |
| | | | 1.6 | -5195.04 | 18799.42 | | |
| 3 | | 1-16450.57 | | | | | |
| | | | .0 | -11528.87 | 18799.42 | | |
| | | | 1.6 | -7088.59 | 3509.26 | | |
| 4 | | 1 -9918.03 | | | | | |
| | | | .0 | -11139.09 | 3509.26 | | |
| | | | 1.6 | -5544.00 | -10192.23 | | |
| 5 | | 1 -5872.59 | | | | | |
| | | | .0 | -7897.02 | -10192.23 | | |
| | | | 1.6 | -1694.82 | -18069.84 | | |
| 6 | | 1 -5085.48 | | | | | |
| | | | .0 | -3274.82 | -18069.84 | | |
| | | | .9 | .01 | -19489.54 | | |
| | | | 1.6 | 2927.35 | -18355.18 | | |
| 7 | | 1 -7633.74 | | | | | |
| | | | .0 | 1060.83 | -18355.18 | | |
| | | | 1.6 | 6655.92 | -12017.56 | | |
| 8 | | 1-12892.70 | | | | | |
| | | | .0 | 3530.72 | -12017.56 | | |
| | | | 1.6 | 7971.01 | -2571.41 | | |
| 9 | | 1-19633.89 | | | | | |
| | | | .0 | 2910.75 | -2571.41 | | |
| | | | 1.6 | 5741.59 | 4551.00 | | |

| | | | |
|----|------------|----------|----------|
| | .0 | -1452.10 | 4551.02 |
| | 1.6 | -469.76 | 2972.64 |
| 11 | ----- | | |
| | 1-35285.30 | | |
| | .0 | 997.96 | 2972.64 |
| | 3.4 | 997.96 | 6315.79 |
| 12 | ----- | | |
| | 1-40316.89 | | |
| | .0 | 11098.04 | -7750.01 |
| | 3.4 | 11098.04 | 79298.43 |
| 13 | ----- | | |
| | 1-48092.36 | | |

sap90.exe

PAGE

CADRUL1 BISERICA

PROGRAM:SAP90/FILE:qs1.F

-fara tirant daN-m E=1.8208 daN-m

FRAME ELEMENT FORCES

| ELT LOAD ID COND | AXIAL DIST FORCE END1 | 1-2 PLANE | | 1-3 PLANE | | AXIAL TORSION |
|---------------------|--------------------------|-----------|-----------|-----------|--------|------------------|
| | | SHEAR | MOMENT | SHEAR | MOMENT | |
| | .0 | 2138.96 | -13481.29 | | | |
| | 3.4 | 2138.96 | -6315.79 | | | |
| 14 | ----- | | | | | |
| | 1-53123.94 | | | | | |
| | .0 | 12239.04 | -48790.81 | | | |
| | 3.4 | 12239.04 | -7750.01 | | | |

STRUCTURAL ANALYSIS PROGRAMS

VERSION 5.20

Copyright (C) 1978-1990
 EDWARD L. WILSON
 All rights reserved

PAGE

PROGRAM: SAP90/FILE:gs6

CADRUL 2 BISERICA

-fara tirant daN-m E=2.5e08 daN/mp

FRAME ELEMENT FORCES

| ELT | LOAD | AXIAL | DIST | 1-2 PLANE | | 1-3 PLANE | |
|-----|------|------------|------|-----------|-----------|-----------|--------|
| ID | COND | FORCE | ENDI | SHEAR | MOMENT | SHEAR | MOMENT |
| 1 | | 1-23997.57 | | | | | |
| | | | .0 | -1866.17 | 27658.61 | | |
| | | | 1.1 | -1230.94 | 25987.10 | | |
| 2 | | 1-18726.41 | | | | | |
| | | | .0 | -7966.66 | 25987.10 | | |
| | | | 1.1 | -6123.15 | 18382.85 | | |
| 3 | | 1-12761.53 | | | | | |
| | | | .0 | -11051.21 | 18382.85 | | |
| | | | 1.1 | -8179.86 | 8003.86 | | |
| 4 | | 1 -7322.06 | | | | | |
| | | | .0 | -11275.39 | 8003.86 | | |
| | | | 1.1 | -7661.29 | -2218.41 | | |
| 5 | | 1 -3401.96 | | | | | |
| | | | .0 | -9264.12 | -2218.41 | | |
| | | | 1.1 | -5253.42 | -10053.51 | | |
| 6 | | 1 -1627.60 | | | | | |
| | | | .0 | -5949.41 | -10053.51 | | |
| | | | 1.1 | -1938.71 | -14310.72 | | |
| 7 | | 1 -2172.68 | | | | | |
| | | | .0 | -2444.93 | -14310.72 | | |
| | | | .7 | .01 | -15202.39 | | |
| | | | 1.1 | 1173.17 | -14997.09 | | |
| 8 | | 1 -4741.19 | | | | | |
| | | | .0 | 159.52 | -14977.09 | | |

| | | | | |
|----|------------|-----|----------|-----------|
| | | 1.0 | 381 | 11309.1 |
| 11 | 1-1 | 4.0 | | |
| | | | 34 | 1129. |
| | | | 10 | 11480. |
| | | 1.0 | 91 | 11472.93 |
| 11 | 1-20953.58 | | | |
| | | 1.0 | 5679.45 | -11472.93 |
| | | 3.4 | 5679.45 | 7553.21 |
| 12 | 1-30276.06 | | | |
| | | 1.0 | 10128.55 | -6272.04 |
| | | 3.4 | 10128.55 | 27658.61 |
| 13 | 1-33536.28 | | | |

sap90.exe

PAGE

PROGRAM:SAP90/FILE:gs6

CADRUL 2 BISERICA

fara tirant daN-m E=2.5e08 dan/mp

FRAME ELEMENT FORCES

| ELT LOAD | AXIAL DIST | 1-2 PLANE | | 1-3 PLANE | |
|----------|------------|-----------|-----------|-----------|--------|
| ID COND | FORCE ENDI | SHEAR | MOMENT | SHEAR | MOMENT |
| | 1.0 | 7162.45 | -31547.41 | | |
| | 3.4 | 7162.45 | -7553.21 | | |
| 14 | 1-44878.76 | | | | |
| | 1.0 | 11611.55 | -45170.75 | | |
| | 3.4 | 11611.55 | -6272.04 | | |

SAP RATIONALE AND SOLUTIONS

VERSION 5.0

Copyright (C) 1978-1990
 EDWARD L. WILSON
 All rights reserved

sap90.exe

PAGE

PROGRAM: SAP90/FILE:gs5

CADRUL1 BISERICA

-fara tirant daN-m E=2.5E08 daN-m

FRAME ELEMENT FORCES

| ELT | LOAD | AXIAL | DIST | 1-2 PLANE | | 1-3 PLANE | | A |
|-----|------|------------|------|-----------|-----------|-----------|--------|---|
| ID | COND | FORCE | ENDI | SHEAR | MOMENT | SHEAR | MOMENT | |
| 1 | | 1-31184.73 | | | | | | |
| | | | .0 | -317.35 | 29358.43 | | | |
| | | | .5 | .00 | 29304.23 | | | |
| | | | 1.6 | 664.98 | 29673.94 | | | |
| 2 | | 1-24117.07 | | | | | | |
| | | | .0 | -8045.88 | 29673.94 | | | |
| | | | 1.6 | -5195.04 | 18799.42 | | | |
| 3 | | 1-16450.57 | | | | | | |
| | | | .0 | -11528.87 | 18799.42 | | | |
| | | | 1.6 | -7088.59 | 3509.26 | | | |
| 4 | | 1 -9918.03 | | | | | | |
| | | | .0 | -11139.09 | 3509.26 | | | |
| | | | 1.6 | -5544.00 | -10192.25 | | | |
| 5 | | 1 -5872.59 | | | | | | |
| | | | .0 | -7897.02 | -10192.25 | | | |
| | | | 1.6 | -1694.82 | -18069.84 | | | |
| 6 | | 1 -5085.48 | | | | | | |
| | | | .0 | -3274.82 | -18069.84 | | | |
| | | | .9 | .01 | -19439.94 | | | |
| | | | 1.6 | 2927.39 | -18355.18 | | | |
| 7 | | 1 -7633.74 | | | | | | |
| | | | .0 | 1060.83 | -18355.18 | | | |
| | | | 1.6 | 6655.92 | -12017.56 | | | |
| 8 | | 1-12892.70 | | | | | | |
| | | | .0 | 3530.72 | -12017.56 | | | |
| | | | 1.6 | 7971.01 | -2571.41 | | | |
| 9 | | 1-19633.89 | | | | | | |

| | | | | |
|------------|-----|----------|----------|--|
| 1 | | | | |
| | | | | |
| | | | | |
| 1-35276 | | | | |
| | | | | |
| | 1.4 | 2138.96 | -6315.79 | |
| ----- | | | | |
| 1-40313.09 | | | | |
| | | 11090.04 | -7790.01 | |
| | 3.4 | 11090.04 | 29388.43 | |
| ----- | | | | |
| 1-48092.36 | | | | |

sap90.exe

PAGE

PROGRAM: SAP90/FILE:gs

CADRUL1 BISERICA

-fara tirant daN-m E=2.5E08 daN-m

FRAME ELEMENT FORCES

| ELT LOAD | AXIAL DIST | 1-2 PLANE | | 1-3 PLANE | |
|----------|------------|-----------|-----------|-----------|--------|
| ID COND | FORCE ENDI | SHEAR | MOMENT | SHEAR | MOMENT |
| | .0 | 2138.96 | -13481.29 | | |
| | 3.4 | 2138.96 | -6315.79 | | |
| 14 | ----- | | | | |
| | 1-53123.94 | | | | |
| | .0 | 12239.04 | -48750.61 | | |
| | 3.4 | 12239.04 | -7790.01 | | |

ANEXA 5.1. BLOC 13 VALEA ROȘIE

Tabel 5.1. Calculul coeficientului de protecție ANTISEISMICA pentru Bloc 13 Valea Rosie
FORȚE TĂIETOARE CAPABILE

| Diafragme | Tcm | Tcf | Tcp | Tcap.min |
|--------------------------------|-------|-------|-------|----------|
| TRANSVERSAL | | | | |
| T1 | 13599 | 17685 | 18200 | 13599 |
| T2 | 258 | 1900 | 640 | 258 |
| T3 | 7352 | 10089 | 8434 | 7352 |
| T4 | 1326 | 6259 | 2785 | 1326 |
| T5 | 3864 | 10188 | 3557 | 3557 |
| T6 | 7160 | 10089 | 8434 | 7160 |
| T7 | 1314 | 6259 | 2785 | 1314 |
| T8 | 3864 | 10168 | 3557 | 3557 |
| T9 | 25863 | 23366 | 23880 | 23366 |
| TOTAL | | | | 61489 |
| LONGITUDINAL- TRONSON I-PARTER | | | | |
| L1 | 693 | 1382 | 495 | 495 |
| L2 | 3391 | 8627 | 2208 | 2208 |
| L3 | 1928 | 6652 | 1344 | 1344 |
| L4 | 408 | 3630 | 533 | 408 |
| L5 | 1621 | 3630 | 2084 | 1621 |
| L6 | 1773 | 6652 | 1248 | 1248 |
| L7 | 3228 | 8627 | 2112 | 2112 |
| L8 | 152 | 1382 | 320 | 152 |
| L9 | 45603 | 48240 | 36283 | 36283 |
| L10 | - | - | - | - |
| L11 | 31986 | 48240 | 36283 | 31986 |
| L12 | 9669 | 11628 | 10369 | 9669 |

| Diafragme | Tcm | Tcf | Tcp | Tcap.min |
|---------------------------------------|--------|--------|-------|--------------|
| L13 | 2156 | 6652 | 1344 | 1344 |
| L14 | 408 | 3630 | -533 | 408 |
| L15 | 1621 | 3630 | 2084 | 1621 |
| L16 | 1773 | 6652 | 1248 | 1248 |
| L17 | 3228 | 8627 | 2112 | 2112 |
| L18 | 152 | 1382 | 320 | 152 |
| TOTAL | | | | 94411 |
| LONGITUDINAL- TRONSON 2-PARTER | | | | |
| L1 | 723 | 1382 | 495 | 495 |
| L2 | 3738 | 8627 | 2208 | 2208 |
| L3 | 2070 | 6652 | 1344 | 1344 |
| L4 | 408 | 3630 | 533 | 408 |
| L5 | 1621 | 3630 | 2084 | 1621 |
| L6 | 1773 | 6652 | 1248 | 1248 |
| L7 | 3228 | 8627 | 2112 | 2112 |
| L8 | 441 | 4154 | 907 | 441 |
| L9 | 1496 | 8627 | 1632 | 1496 |
| L10 | 543 | 6652 | 768 | 543 |
| L11 | 360 | 3204 | 533 | 360 |
| L12 | 1529 | 2333 | 1553 | 1353 |
| L13 | 2724 | 8167 | 1776 | 1776 |
| L14 | 1069 | 3448 | 1173 | 1069 |
| L15 | 45603 | 48240 | 36283 | 36283 |
| L16 | 142976 | 117909 | 79843 | 79843 |
| L17 | 3065 | 14359 | 5604 | 3065 |
| L18 | 3964 | 21186 | 5338 | 3964 |
| L19 | 1416 | 8367 | 3126 | 1416 |
| L20 | 738 | 1382 | 495 | 495 |

| Diafragme | Tcm | Tcf | Tcp | Tcap.min |
|------------------------------|-------|-------|--------------|---------------|
| L21 | 3994 | 8627 | 2208 | 2208 |
| L22 | 2156 | 6652 | 1344 | 1344 |
| L23 | 408 | 3630 | 533 | 408 |
| L24 | 1621 | 3630 | 2084 | 1621 |
| L25 | 1773 | 6652 | 1248 | 1248 |
| L26 | 3228 | 8627 | 2112 | 2112 |
| L27 | 441 | 4154 | 907 | 441 |
| L28 | 1496 | 8627 | 1632 | 1496 |
| L29 | 543 | 6652 | 768 | 543 |
| L30 | 1138 | 6438 | 1440 | 1138 |
| L31 | 785 | 6150 | 1227 | 785 |
| L32 | 4957 | 12910 | 5365 | 4957 |
| | | | Total | 159841 |
| TRANSVERSAL-TRONSON 2 | | | | |
| T1 | 25858 | 23366 | 23880 | 23366 |
| T2 | 6938 | 10089 | 8434 | 6938 |
| T3 | 1380 | 5936 | 2785 | 1380 |
| T4 | 3864 | 10188 | 3557 | 3557 |
| T5 | 7160 | 10089 | 8434 | 7160 |
| T6 | 1225 | 5936 | 2785 | 1225 |
| T7 | 3864 | 10188 | 3557 | 3557 |
| T8 | 30653 | 23517 | 23946 | 23517 |
| T9 | 9719 | 11800 | 8020 | 8020 |
| T10 | 1410 | 5936 | 2785 | 1410 |
| T11 | 3457 | 8663 | 2711 | 2711 |
| T12 | 13707 | 13284 | 12855 | 12855 |
| T13 | 15188 | 11774 | 10582 | 10582 |
| T14 | 15158 | 16651 | 17740 | 15158 |

| Diafragme | T _{cm} | T _{cf} | T _{cp} | T _{cap.min} |
|-----------|-----------------|-----------------|-----------------|----------------------|
| T15 | 218 | 1583 | 640 | 218 |
| TOTAL | | | | 121654 |

ANEXA 5.3.2. CALCUL SEISMIC CĂMIN 1, AGRONOMIE

EVALUARE ÎNCĂRCĂRI PARTER

-Planșeu terasă

| | P ⁿ | U ⁿ | ni(nd) | P ⁿ +U ⁿ |
|--------------------|----------------|----------------|--------|--------------------------------|
| -fâșii cu goluri | 250 | | | 250 |
| -șapă | 110 | | | 110 |
| -barieră de vapori | 5 | | | 5 |
| -beton panta | 400 | | | 400 |
| -termoizolație | 200 | | | 200 |
| -hidroizolație | 20 | | | 20 |
| -inst. solară | 150 | | | 150 |
| -zăpadă | | 120 | 0.4 | 50 |
| total | | | | 1185 |

-Planșeu etaj curent

| | P ⁿ | U ⁿ | ni(nd) | P ⁿ +U ⁿ |
|------------------|----------------|----------------|--------|--------------------------------|
| -fâșii cu goluri | 250 | | | 250 |
| -șapă | 110 | | | 110 |
| -pardoseală | 30 | | | 30 |
| -utilă | | 200 | | 200 |
| total | | | | 590 |

-Zidărie interioară 25 cm

-zidărie $0,25 \times 1800 \times 2,90 = 1300$

-tencuială $0,05 \times 2200 \times 2,90 = 319$

TOTAL 1600 kg/ml

-Zidărie exterioară 30 cm-zidărie $0,30 \times 1600 \times 2,90 = 1392$ -tencuială $0,05 \times 2200 \times 2,90 = 319$

TOTAL 1700 kg/ml

EVALUARE ÎNCĂRCĂRI GRAVITAȚIONALE ETAJ**-Terasă**-planșeu $3,60 \times 8 \times 16,10 \times 1 \times 35 \text{t/m}^2 = 653,0 \text{ t}$ -pereți ext+atic $(3,75 + 5,75 + 1,70 + 2 \times 7,15 + 2,5 + 1 + 1,5) \times 2/3 \times 1,70 = 35,0 \text{ t}$ -pereți interiori $(5,80 + 5,85 + 7,15 + 5,85 + 8 \times 7,15 + 7,15) \times 1,6/2 = 71,0 \text{ t}$

TOTAL 760,0 t

-Etaj curent-planșeu $3,60 \times 8 \times 16,10 \times 0,5 \times 35 \text{t/m}^2 = 232,0 \text{ t}$ -pereți ext+atic $(3,75 + 5,75 + 1,70 + 2 \times 7,15 + 2,5 + 1 + 1,5) \times 1,70 = 52,5 \text{ t}$ -pereți interiori $(5,80 + 5,85 + 7,15 + 5,85 + 8 \times 7,15 + 7,15) \times 1,6/2 = 71,0 \text{ t}$

TOTAL 426,0 t

GTOTAL = 760,0 + 4X426,0 = 2464 t

$$S = \alpha K_S \beta_r \Psi \varepsilon_r$$

$$\alpha = 1,0$$

$$K_S = 0,16$$

$$\beta_r = 2,5$$

$$\Psi = 1,50 \times 0,3 = 0,45$$

$$\varepsilon_r = 0,90$$

FORTA SEISMICĂ DE BAZĂ

$$S = 1,0 \times 0,16 \times 2,50 \times 0,45 \times 0,9 \times 2464 = 400,0t$$

$$S_T = 400 \frac{760 \times 14,50}{760 \times 14,50 + 460(11,60 + 8,70 + 5,80 + 2,9)} =$$

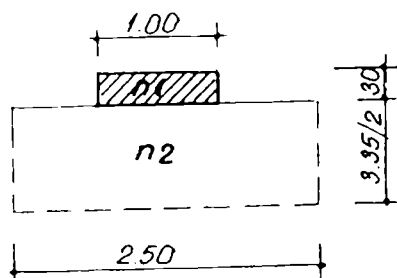
$$= \frac{4408000}{24360} = 180,0t$$

$$S_3 = \frac{440 \times 460 \times 11,60}{24360} = 88,0t$$

$$S_2 = \frac{440 \times 460 \times 8,70}{24360} = 66,0t$$

$$S_1 = \frac{440 \times 460 \times 5,80}{24360} = 43,0t$$

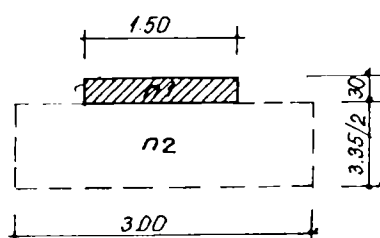
$$S_P = \frac{440 \times 460 \times 2,90}{24360} = 22,0t$$

TRONSON 1**-DIAFRAGMA T1**

$$n1 = 1,70 \times 5 = 8,50t$$

$$n2 = 3,35/2 \times 2,50 \times (1,20 + 4 \times 0,50) = 13,40t$$

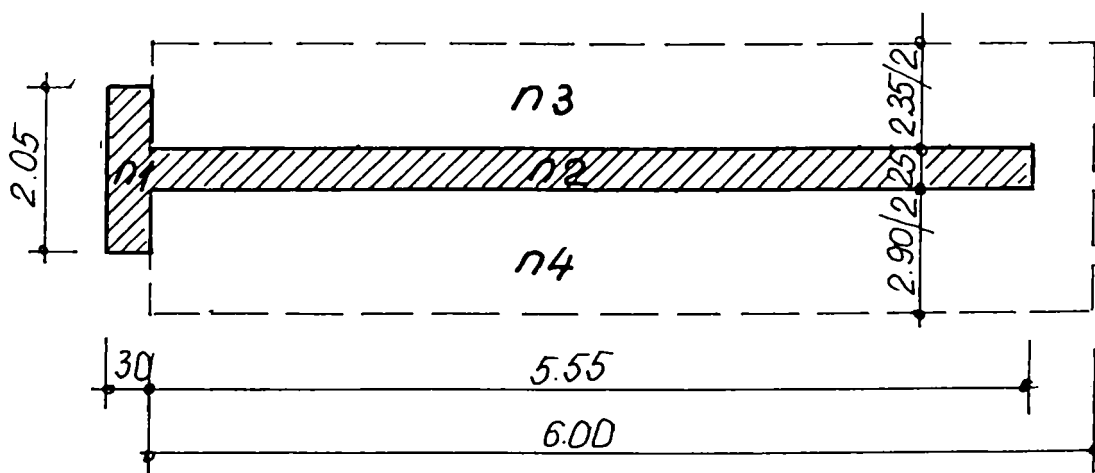
$$\text{Total} = 21,00t$$

-DIAFRAGMA T2

$$n1 = 1,50 \times 1,70 \times 5 = 12,75t$$

$$n2 = 3 \times 3,35/2 \times 2,50 \times (1,20 + 4 \times 0,50) = 16,08t$$

$$\text{Total} = 29,00t$$

-DIAFRAGMA T3

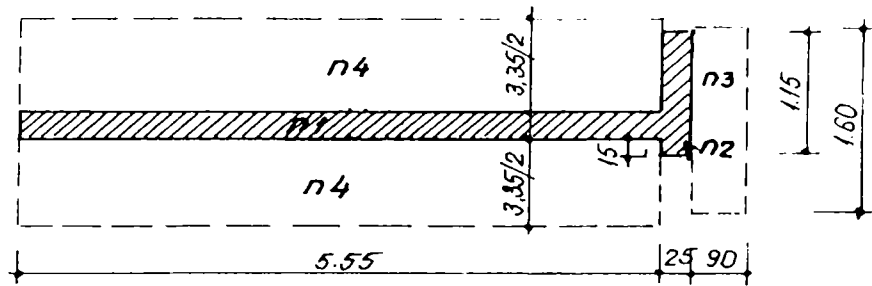
$$n1 = 0,30 \times 2,05 \times 5 = 17,40t$$

$$n2 = 2,20 \times 1,60 \times 5 = 17,60t$$

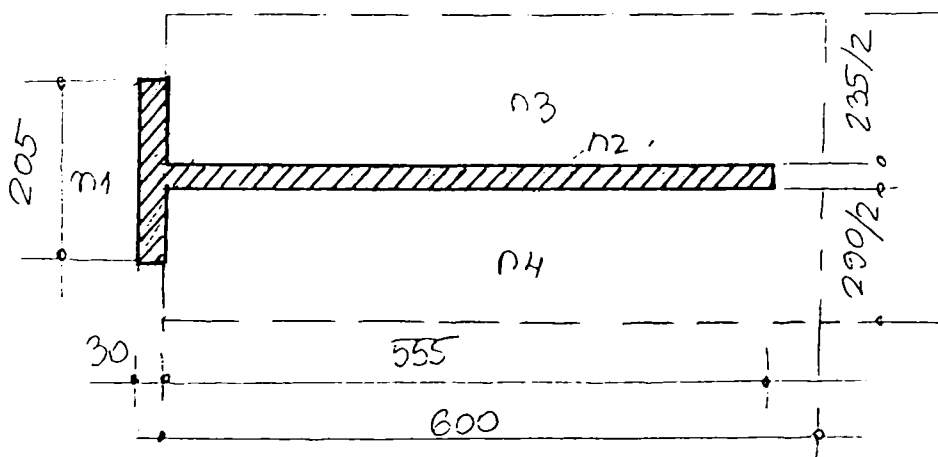
$$n3 = 1,35 \times 3,50 \times (1,20 + 4 \times 0,6) = 17,00t$$

$$n4 = 2,35/2 \times 3,50 \times (1,20 + 4 \times 0,5) = 13,16t$$

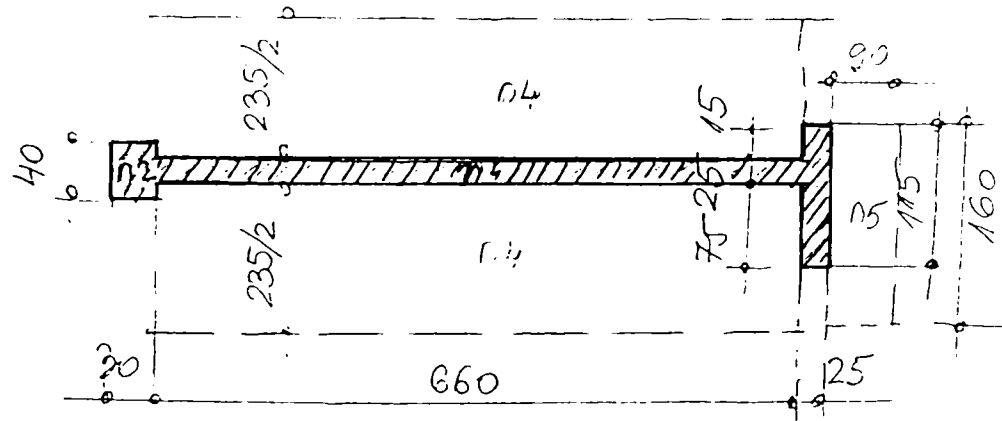
$$\text{Total} = 65,00t$$

-DIAFRAGMA T4

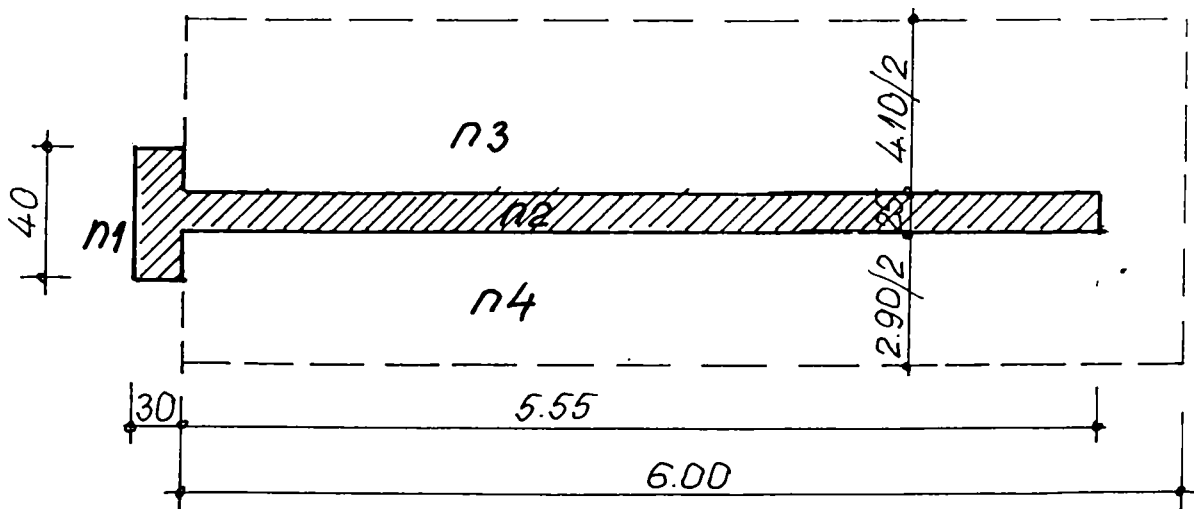
| | |
|---|-----------------|
| $n1=5,55 \times 1,60 \times 5$ | = 44,40 t |
| $n2=1,15 \times 1,60 \times 5$ | = 9,20 t |
| $n3=0,90 \times 1,60 \times (1,20 + 4 \times 0,6)$ | = 4,60 t |
| $n4=5,55 \times 3,35/2 \times 2 \times (1,20 + 4 \times 0,5)$ | = 59,60 t |
| Total | 118,00 t |

-DIAFRAGMA T5

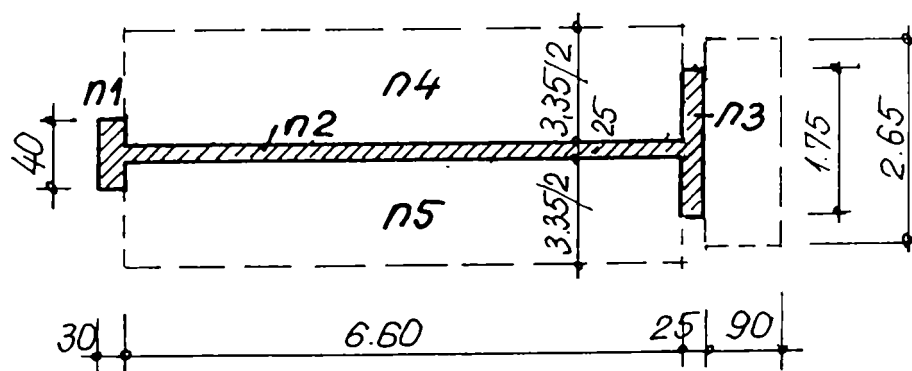
| | |
|--|-----------------|
| $n1=2,05 \times 1,70 \times 5$ | = 17,40 t |
| $n2=5,55 \times 1,60 \times 5$ | = 44,40 t |
| $n3=2,35 \times 6,00 \times (1,20 + 4 \times 0,5)$ | = 22,56 t |
| $n4=2,20/2 \times 6,00 \times (1,20 + 4 \times 0,5)$ | = 27,84 t |
| Total | 112,00 t |

-DIAFRAGMA T6

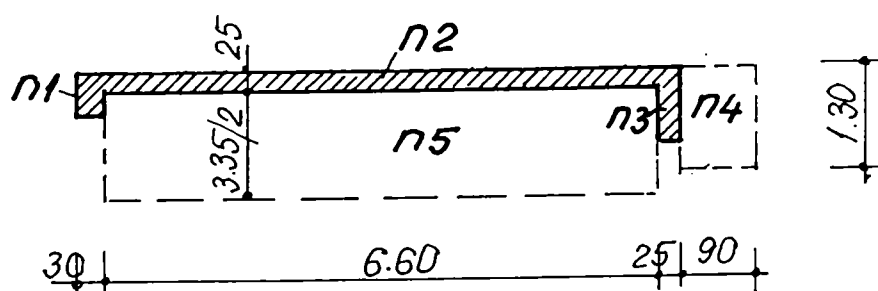
| | |
|--|-----------------|
| $n_1=6,40 \times 1,60 \times 5$ | = 52,80 t |
| $n_2=0,40 \times 1,70 \times 5$ | = 3,40 t |
| $n_3=1,15 \times 1,60 \times 5$ | = 9,20 t |
| $n_4=2 \times 3,35/2 \times (1,20 + 4 \times 0,5) \times 6,60$ | = 70,75 t |
| $n_5=0,90 \times 1,60 \times (1,20 + 4 \times 0,5)$ | = 4,60 t |
| Total | 140,00 t |

-DIAFRAGMA T7

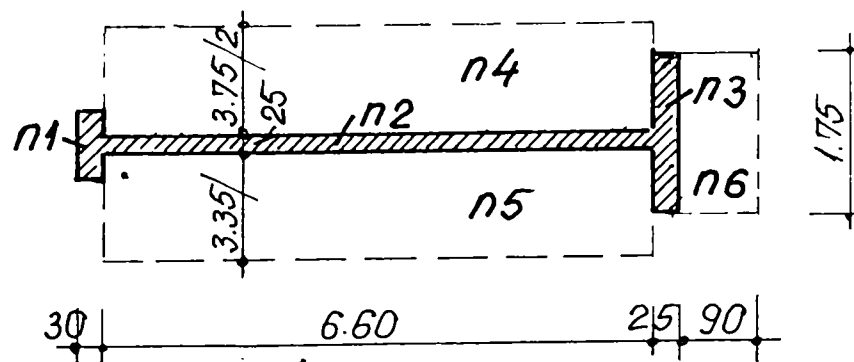
| | |
|---|-----------------|
| $n_1=0,40 \times 1,70 \times 5$ | = 3,40 t |
| $n_2=5,55 \times 1,60 \times 5$ | = 44,40 t |
| $n_3=4,10/2 \times 6,00 \times (1,20 + 4 \times 0,5)$ | = 39,40 t |
| $n_4=2,90/2 \times 6,00 \times (1,20 + 4 \times 0,5)$ | = 27,84 t |
| Total | 115,00 t |

-DIAFRAGMA T9

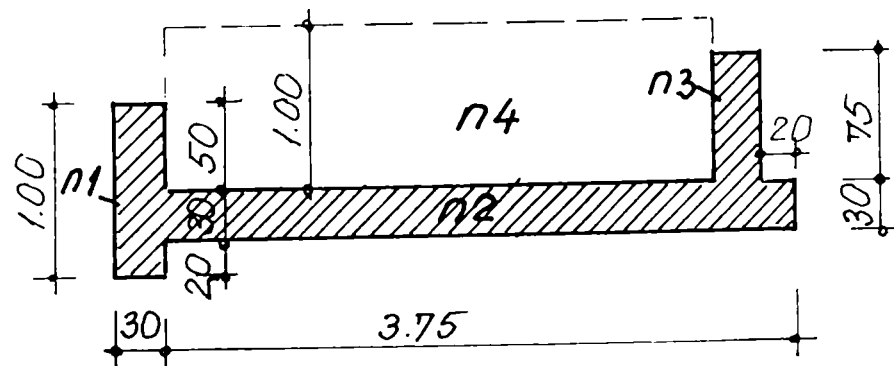
| | |
|---|----------------|
| $n_1=0,40 \times 1,70 \times 5$ | = 3,40 t |
| $n_2=6,60 \times 1,60 \times 5$ | = 52,80t |
| $n_3=1,75 \times 1,60 \times 5$ | = 14,00t |
| $n_4=3,35/2 \times 6,60 \times (1,20+4 \times 0,5)$ | = 35,40t |
| $n_5=3,35/2 \times 6,60 \times (1,20+0,5 \times 4)$ | = 35,40t |
| $n_6=0,90 \times 2,65 \times (1,20+4 \times 0,5)$ | = 7,63t |
| Total | 148,60t |

-DIAFRAGMA T10

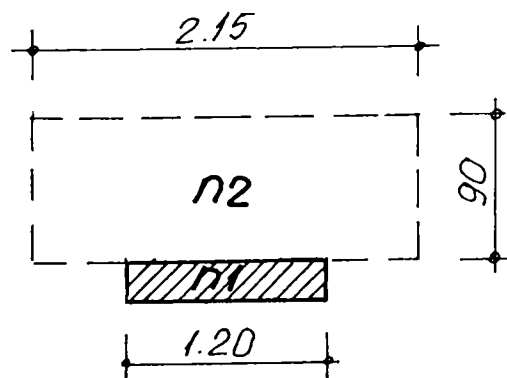
| | |
|---|----------------|
| $n_1=0,40 \times 1,70 \times 5$ | = 3,40 t |
| $n_2=6,60 \times 1,60 \times 5$ | = 52,80t |
| $n_3=1,00 \times 1,60 \times 5$ | = 8,00t |
| $n_4=3,35/2 \times 6,60 \times (1,20+4 \times 0,5)$ | = 35,40t |
| $n_5=0,90 \times 1,45 \times (1,20+4 \times 0,5)$ | = 4,17t |
| Total | 104,00t |

-DIAFRAGMA T11

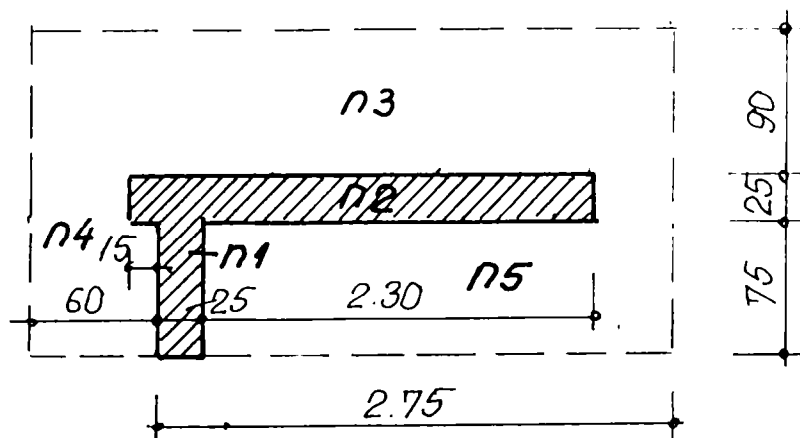
| | |
|--|---------------------|
| $n1=0,40 \times 1,70 \times 5$ | $= 3,40 \text{ t}$ |
| $n2=6,60 \times 1,60 \times 5$ | $= 52,80 \text{ t}$ |
| $n3=1,75 \times 1,60 \times 5$ | $= 14,00 \text{ t}$ |
| $n4=2,75/2 \times (1,20 + 4 \times 0,5) \times 6,60$ | $= 29,00 \text{ t}$ |
| $n5=3,35/2 \times (1,20 + 4 \times 0,5) \times 6,60$ | $= 35,40 \text{ t}$ |
| $n6=0,90 \times 1,75 \times (1,20 + 4 \times 0,5)$ | $= 5,00 \text{ t}$ |
| Total | 140,00 t |

-DIAFRAGMA L1

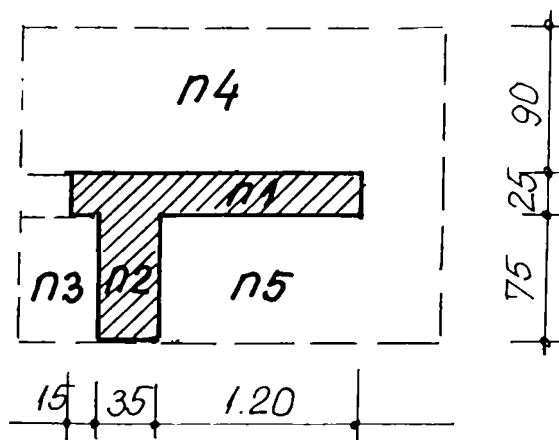
| | |
|--|---------------------|
| $n1=1,00 \times 1,70 \times 5$ | $= 8,50 \text{ t}$ |
| $n2=3,75 \times 1,70 \times 5$ | $= 31,90 \text{ t}$ |
| $n3=0,75 \times 1,60 \times 5$ | $= 6,00 \text{ t}$ |
| $n4=1,00 \times 3,75 \times (1,20 + 4 \times 0,5)$ | $= 12,00 \text{ t}$ |
| Total | 58,40 t |

-DIAFRAGMA L2

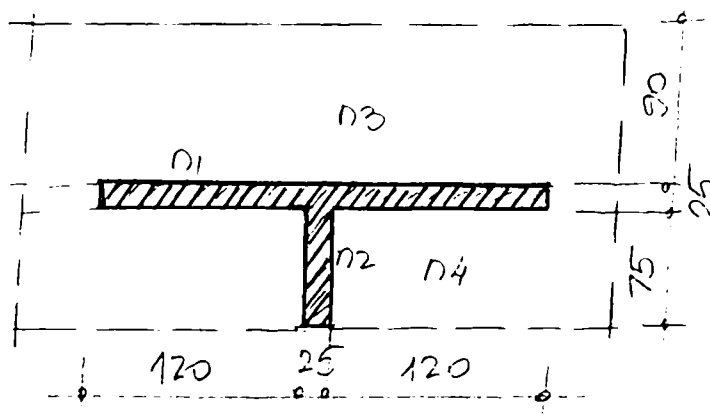
| | |
|---|---------------------|
| $n1=1,60 \times 1,25 \times 5$ | $= 10,00 \text{ t}$ |
| $n2=2,15 \times 0,9 \times (1,20 + 4 \times 0,5)$ | $= 6,20 \text{ t}$ |
| Total | 16,00 t |

-DIAFRAGMA L3

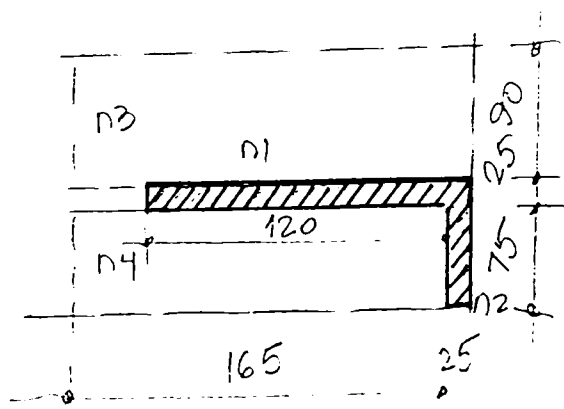
| | |
|--|----------------|
| $n1=2,70 \times 1,60 \times 5$ | = 21,60 t |
| $n2=0,75 \times 1,60 \times 5$ | = 6,00t |
| $n3=0,90 \times 3,60 \times (1,2+4 \times 0,5)$ | = 10,40t |
| $n4=0,75 \times (1,20+4 \times 0,5) \times 0,60$ | = 1,44t |
| $n5=2,75 \times 0,75 \times (1,20+4 \times 0,5)$ | = <u>6,60t</u> |
| Total | 46,00t |

-DIAFRAGMA L4

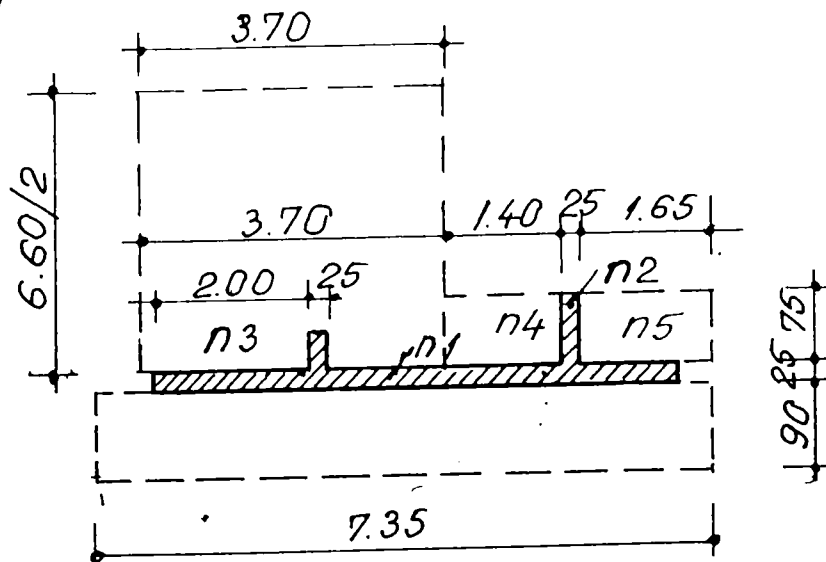
| | |
|--|----------------|
| $n1=1,60 \times 1,60 \times 5$ | = 12,80 t |
| $n2=0,75 \times 1,60 \times 5$ | = 6,00t |
| $n3=0,60 \times 0,75 \times (1,20+4 \times 0,5)$ | = 1,44t |
| $n4=2,50 \times 0,90 \times (1,20+4 \times 0,5)$ | = 7,20t |
| $n5=1,65 \times 0,75 \times (1,20+4 \times 0,5)$ | = <u>3,96t</u> |
| Total | 31,00t |

-DIAFRAGMA L5

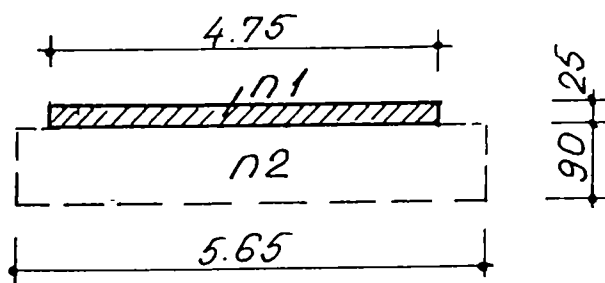
| | |
|---|---------------------|
| $n1=2,65 \times 1,60 \times 5$ | $= 21,20 \text{ t}$ |
| $n2=0,75 \times 1,60 \times 5$ | $= 6,00 \text{ t}$ |
| $n3=0,90 \times 3,55 \times (1,2+4 \times 0,5)$ | $= 10,22 \text{ t}$ |
| $n4=2 \times 0,75 \times 1,65 \times (1,20+4 \times 0,5)$ | $= 7,92 \text{ t}$ |
| Total | 45,30 t |

-DIAFRAGMA L6

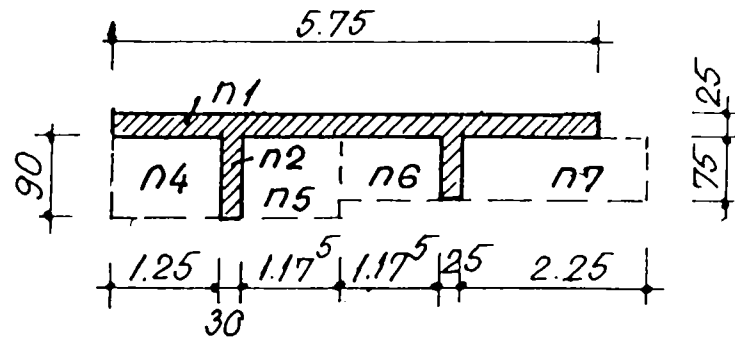
| | |
|--|---------------------|
| $n1=1,45 \times 1,60 \times 5$ | $= 11,60 \text{ t}$ |
| $n2=0,75 \times 1,60 \times 5$ | $= 6,00 \text{ t}$ |
| $n3=1,65 \times 0,90 \times (1,20+4 \times 0,5)$ | $= 4,75 \text{ t}$ |
| $n4=1,65 \times 0,75 \times (1,20+4 \times 0,5)$ | $= 4,00 \text{ t}$ |
| Total | 26,00 t |

-DIAFRAGMA L7

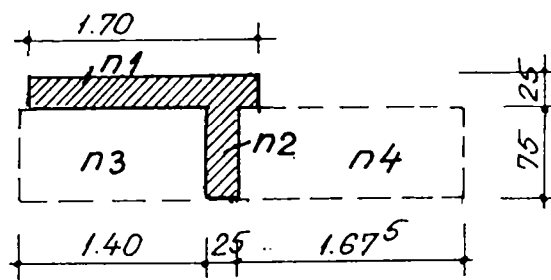
| | |
|---|-----------------|
| $n1=6,45 \times 1,60 \times 5$ | = 51,60 t |
| $n2=0,75 \times 1,60 \times 5$ | = 6,00t |
| $n3=3,70 \times 6,60/2 \times (1,2+4 \times 0,5)$ | = 39,00t |
| $n4=0,75 \times 1,40 \times (1,20+4 \times 0,5)$ | = 3,36t |
| $n5=1,65 \times 0,75 \times (1,20+4 \times 0,5)$ | = 3,96t |
| $n6=7,35 \times 0,90 \times (1,20+4 \times 0,5)$ | = <u>21,16t</u> |
| Total | 125,00t |

-DIAFRAGMA L8

| | |
|--|-----------------|
| $n1=4,75 \times 1,60 \times 5$ | = 38,00 t |
| $n5=5,65 \times 0,90 \times (1,20+4 \times 0,5)$ | = <u>16,30t</u> |
| Total | 54,00t |

-DIAFRAGMA L9

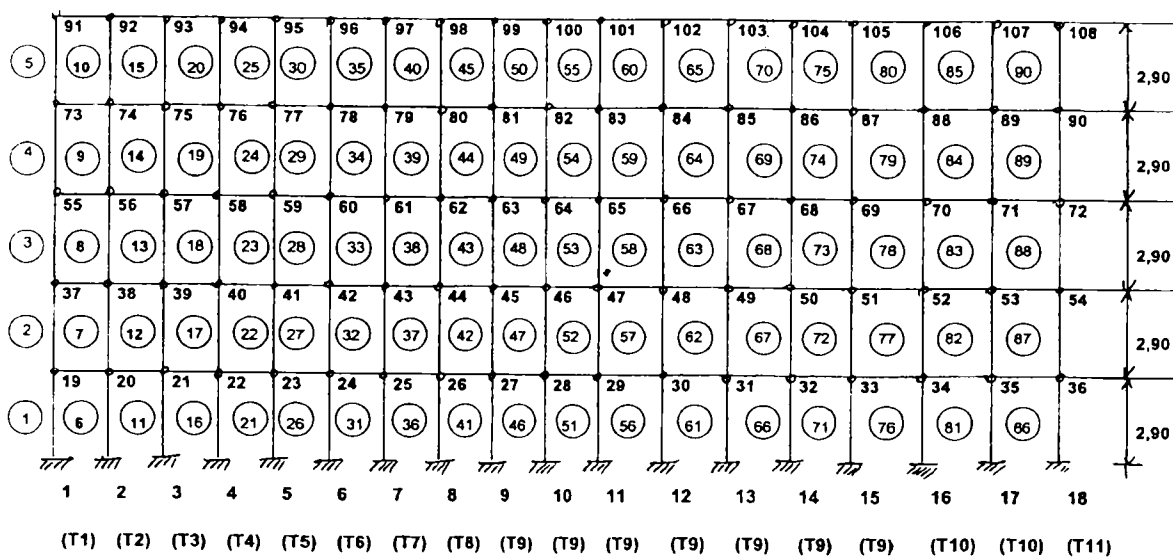
| | |
|---|----------------|
| $n1=5,75 \times 1,70 \times 5$ | = 48,90 t |
| $n2=0,90 \times 1,70 \times 5$ | = 7,65 t |
| $n3=0,75 \times 1,60 \times 5$ | = 6,00 t |
| $n4=0,90 \times 1,25 \times (1,2+4 \times 0,5)$ | = 3,60 t |
| $n5=0,90 \times (1,20+4 \times 0,5) \times 1,175$ | = 3,40 t |
| $n6=0,75 \times (1,20+4 \times 0,5) \times 1,175$ | = 2,80 t |
| $n7=2,25 \times 0,75 \times (1,20+4 \times 0,5)$ | = 5,40 t |
| Total | 78,00 t |

-DIAFRAGMA L10

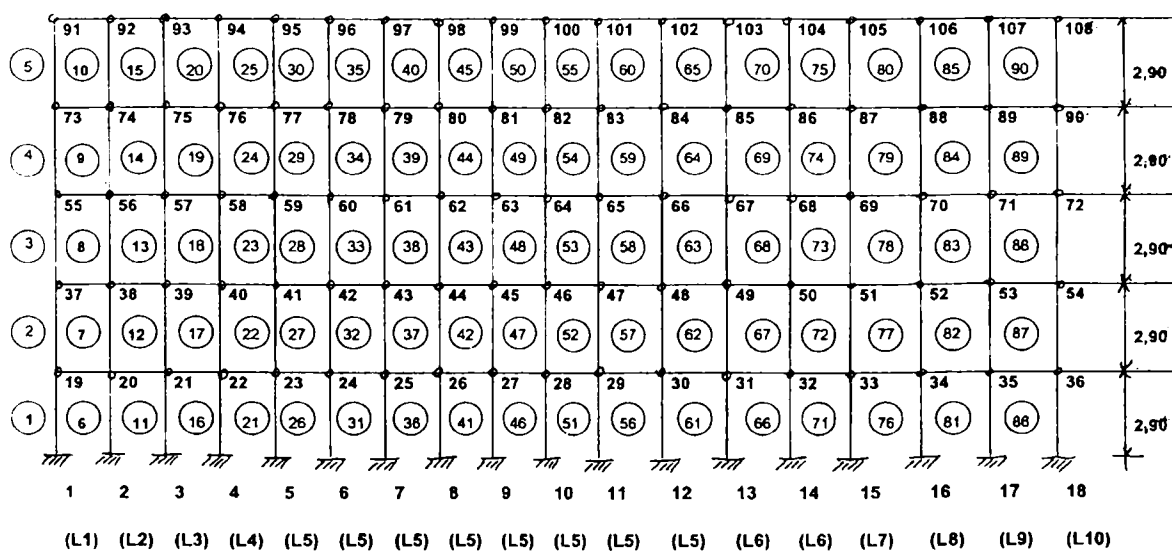
| | |
|---|----------------|
| $n1=1,70 \times 1,70 \times 5$ | = 14,45 t |
| $n2=0,75 \times 1,60 \times 5$ | = 6,00 t |
| $n3=1,40 \times 0,75 \times (1,20+4 \times 0,5)$ | = 3,36 t |
| $n4=1,675 \times 0,75 \times (1,20+4 \times 0,5)$ | = 4,00 t |
| Total | 28,00 t |

SCHEMELE DE CALCUL PENTRU CĂMINUL 1, FAC. AGRONOMIE

**CĂMIN NUMARUL 1.
TRONSON I DIRECTIONE TRANSVERSALA**



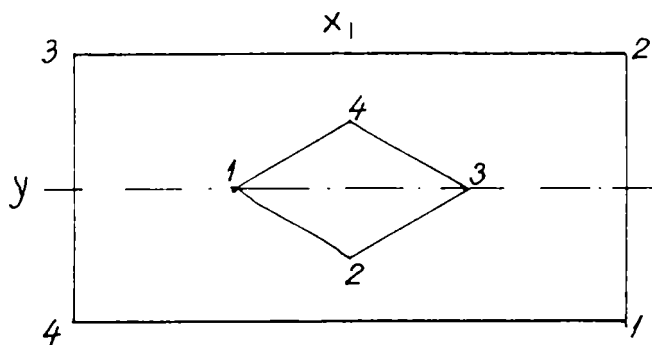
**CĂMIN NR.1
TRONSON I DIRECTIONE LONGITUDINALA**



T1 A= -0.30000
 $x_G = 0.15000$
 $y_G = 0.50000$
 $l_x = -0.02500$
 $l_y = -0.00225$
 $l_{xy} = -0.00000$

Central Core

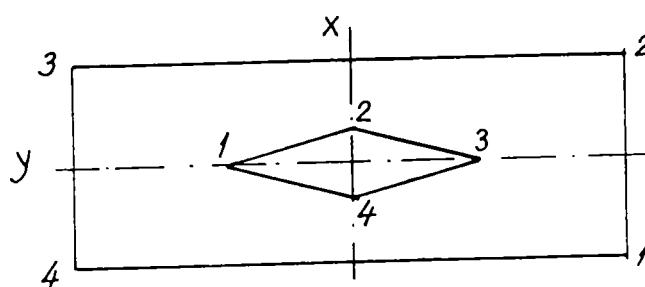
| n | x | y |
|---|--------|--------|
| 1 | 0.000 | 0.167 |
| 2 | -0.050 | 0.000 |
| 3 | 0.000 | -0.167 |
| 4 | 0.050 | 0.000 |



T2 A= -0.45000
 $x_G = 0.15000$
 $y_G = 0.75000$
 $l_x = -0.08438$
 $l_y = -0.00338$
 $l_{xy} = -0.00000$

Central Core

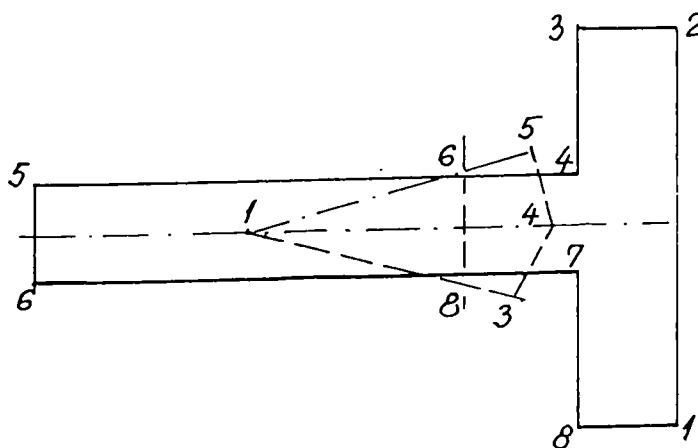
| n | x | y |
|---|--------|--------|
| 1 | 0.000 | 0.250 |
| 2 | -0.050 | 0.000 |
| 3 | 0.000 | -0.250 |
| 4 | 0.050 | 0.000 |



T3 A= -0.16500
 $x_G = 0.02500$
 $y_G = 0.74013$
 $l_x = -0.68011$
 $l_y = -0.21824$
 $l_{xy} = 0.00000$

Central Core

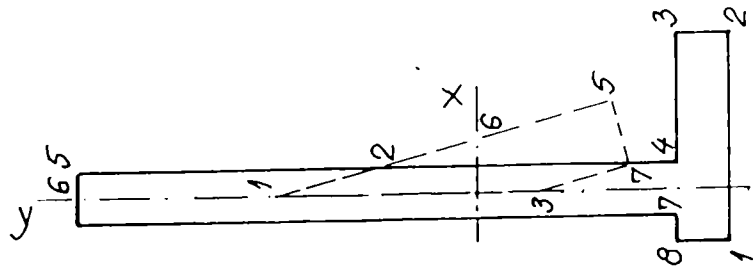
| n | x | y |
|---|--------|--------|
| 1 | 0.000 | 0.789 |
| 2 | -0.183 | 0.000 |
| 3 | -0.222 | -0.332 |
| 4 | 0.000 | -0.332 |
| 5 | 0.222 | -0.283 |
| 6 | 0.183 | 0.000 |



T4 $A=$ -0.16500
 $x_G=$ 0.32649
 $y_G=$ 2.52724
 $I_x=$ -5.56590
 $I_y=$ -0.06035
 $I_{xy}=$ 0.20719

Central Core

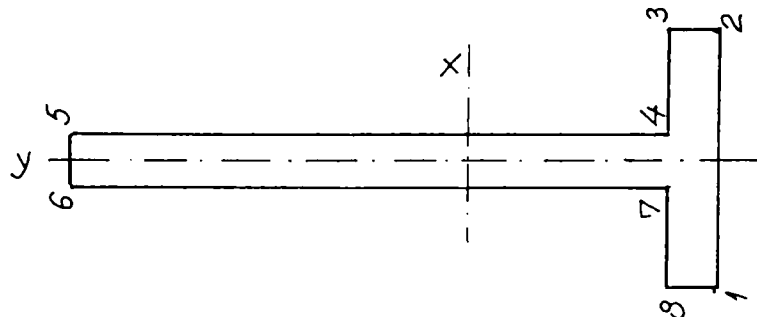
| n | x | y |
|---|--------|--------|
| 1 | -0.049 | 1.315 |
| 2 | -0.044 | 0.150 |
| 3 | 0.038 | -0.631 |
| 4 | 0.149 | -1.015 |
| 5 | 0.110 | -0.806 |
| 6 | 0.183 | -0.379 |



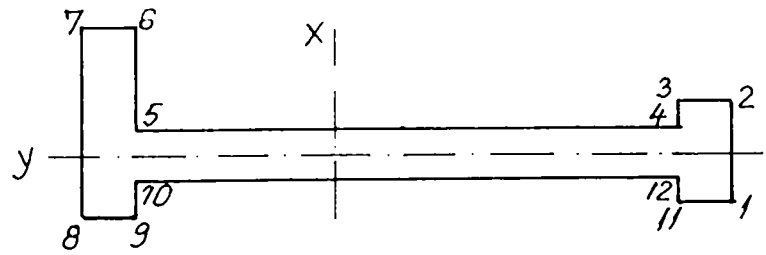
T5 $A=$ -2.00250
 $x_G=$ 1.02500
 $y_G=$ 2.17669
 $I_x=$ -7.21191
 $I_y=$ -0.22260
 $I_{xy}=$ -0.00000

Central Core

| n | x | y |
|---|--------|--------|
| 1 | 0.000 | 1.655 |
| 2 | -0.108 | -0.000 |
| 3 | -0.154 | -0.810 |
| 4 | -0.000 | -0.980 |
| 5 | 0.154 | -0.810 |
| 6 | 0.108 | 0.000 |



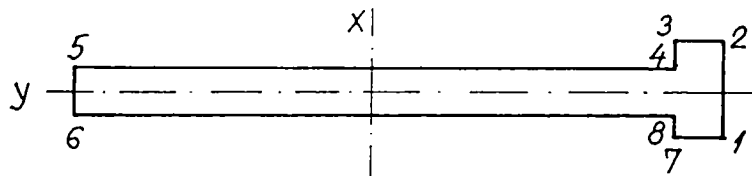
T6 A= -2.05750
 $x_G = 0.24192$
 $y_G = 3.87737$
 $I_x = -10.63446$
 $I_y = -0.06414$
 $I_{xy} = -0.27148$



Central Core

| n | x | y |
|---|--------|--------|
| 1 | 0.034 | 1.333 |
| 2 | -0.034 | 0.695 |
| 3 | -0.037 | -0.158 |
| 4 | -0.040 | -1.579 |
| 5 | 0.098 | 0.416 |
| 6 | 0.115 | 0.662 |

T7 A= -1.50750
 $x_G = 0.20000$
 $y_G = 2.84216$
 $I_x = -4.50739$
 $I_y = -0.00883$
 $I_{xy} = -0.00000$



Central Core

| n | x | y |
|---|--------|--------|
| 1 | 0.000 | 1.052 |
| 2 | -0.029 | -0.000 |
| 3 | -0.035 | -0.244 |
| 4 | -0.000 | -0.994 |
| 5 | 0.035 | -0.244 |
| 6 | 0.029 | 0.000 |

T9 $A = -2.20750$

$$x_G = 0.20000$$

$$y_G = 4.09125$$

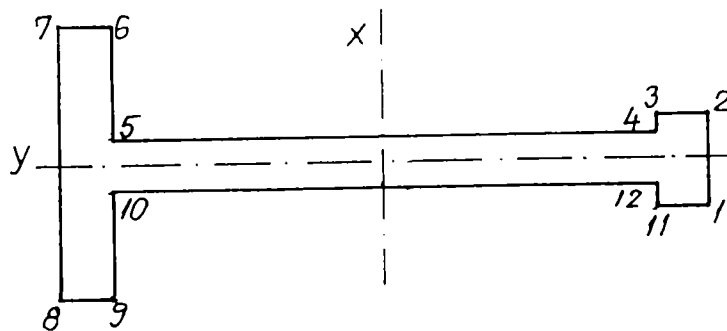
$$I_x = -12.02040$$

$$I_y = -0.12185$$

$$I_{xy} = -0.00000$$

Central Core

| n | x | y |
|---|--------|--------|
| 1 | 0.000 | 1.331 |
| 2 | -0.092 | 0.887 |
| 3 | -0.063 | 0.000 |
| 4 | -0.000 | -1.780 |
| 5 | -0.063 | 0.000 |
| 6 | 0.092 | 0.887 |



T10 $A = -2.02000$

$$x_G = 0.17587$$

$$y_G = 3.81894$$

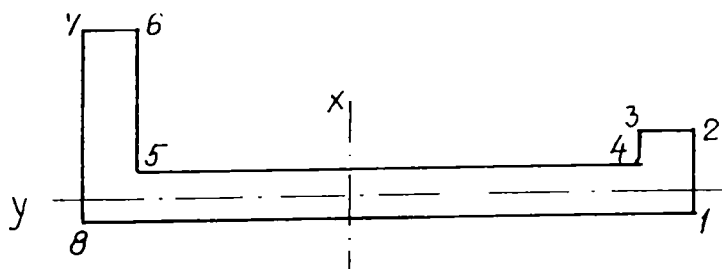
$$I_x = -10.25583$$

$$I_y = -0.06163$$

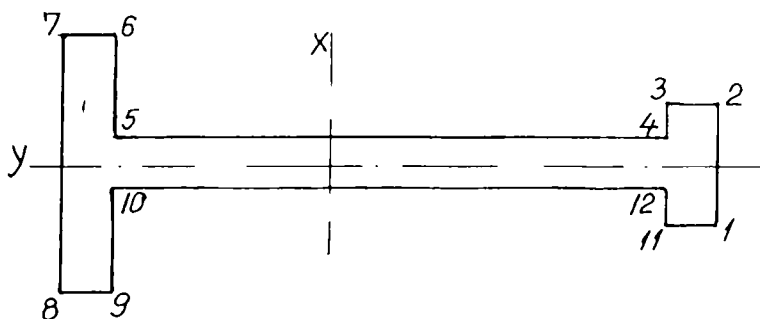
$$I_{xy} = -0.26755$$

Central Core

| n | x | y |
|---|--------|--------|
| 1 | 0.035 | 1.329 |
| 2 | -0.034 | 0.556 |
| 3 | -0.037 | -0.161 |
| 4 | -0.040 | -1.524 |
| 5 | 0.173 | 0.753 |
| 6 | 0.115 | 0.662 |



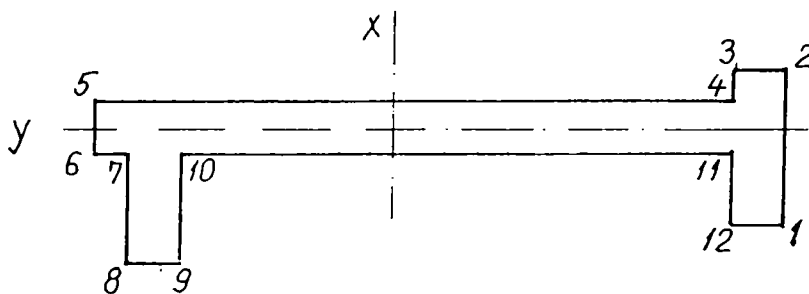
T11 A= -2.20750
 $x_G = 0.20000$
 $y_G = 4.09125$
 $l_x = -12.02040$
 $l_y = -0.12185$
 $l_{xy} = -0.00000$



Central Core

| n | x | y |
|---|--------|--------|
| 1 | 0.000 | 1.331 |
| 2 | -0.092 | 0.887 |
| 3 | -0.063 | 0.000 |
| 4 | -0.000 | -1.780 |
| 5 | 0.063 | 0.000 |
| 6 | 0.092 | 0.887 |

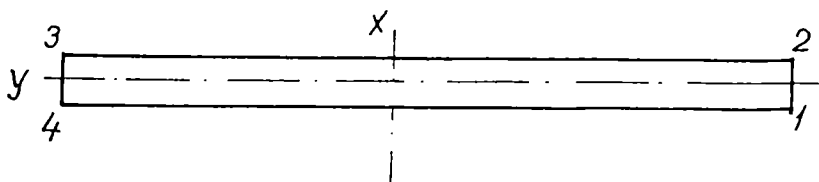
L1 A= -1.61250
 $x_g = 0.56105$
 $y_g = 1.97849$
 $l_x = -2.93997$
 $l_y = -0.08790$
 $l_{xy} = 0.08964$



Central Core

| n | x | y |
|---|--------|--------|
| 1 | -0.028 | 0.922 |
| 2 | -0.124 | 0.127 |
| 3 | -0.148 | -0.119 |
| 4 | 0.027 | -0.880 |
| 5 | 0.034 | -0.069 |
| 6 | 0.067 | 0.102 |

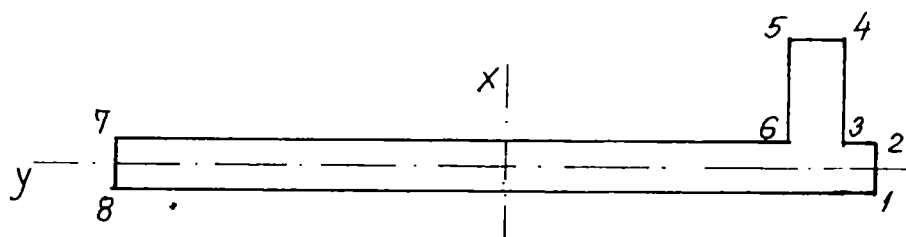
L2 A= -0.31250
 $X_g = 0.12500$
 $Y_g = 0.62500$
 $l_x = -0.04069$
 $l_y = -0.00163$
 $l_{xy} = 0.00000$



Central Core

| n | x | Y |
|---|--------|--------|
| 1 | 0.000 | 0.208 |
| 2 | -0.042 | 0.000 |
| 3 | 0.000 | -0.208 |
| 4 | 0.042 | 0.000 |

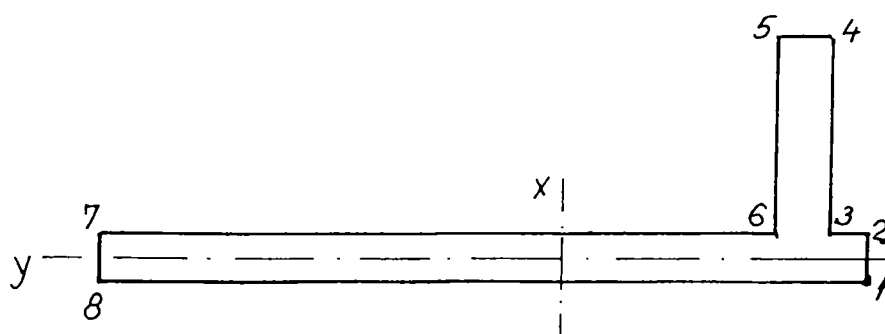
L3 A= -0.86250
 xg= 0.23370
 Yg= 1.11630
 lx= -0.58061
 ly= -0.04899
 lxy= 0.07887



Central Core

| n | X | Y |
|---|--------|--------|
| 1 | -0.082 | 0.803 |
| 2 | -0.092 | 0.618 |
| 3 | -0.074 | 0.119 |
| 4 | -0.051 | -0.240 |
| 5 | 0.058 | -0.425 |
| 6 | 0.243 | -0.391 |

L4 A = -0.58750
 xg= 0.28457
 Yg= 0.63245
 lx = -0.12150
 ly = -0.04279
 lxy= 0.03351



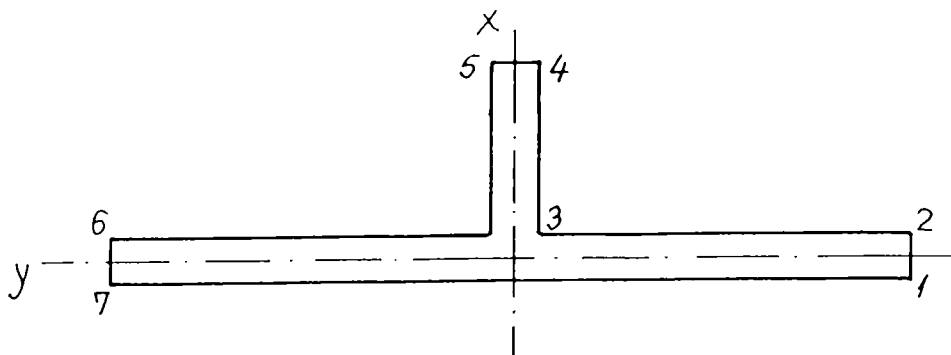
Central Core

| n | x | Y |
|---|--------|--------|
| 1 | -0.090 | 0.327 |
| 2 | -0.114 | 0.349 |
| 3 | 0.102 | 0.080 |
| 4 | 0.065 | -0.127 |
| 5 | 0.059 | -0.214 |
| 6 | 0.256 | -0.200 |

L5 A= -0.85000
 xg= 0.23529
 yg= 1.32500
 lx = -0.38868
 ly= -0.04877
 lxy= -0.00000

Central Core

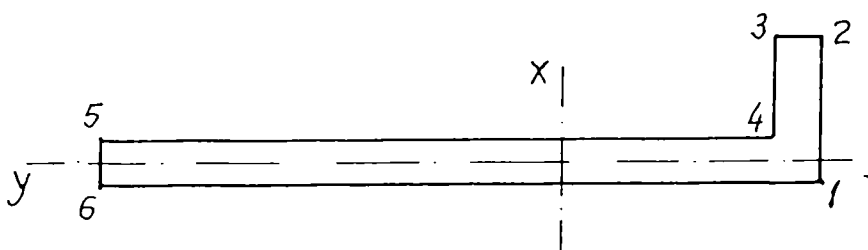
| n | x | y |
|---|--------|--------|
| 1 | 0.000 | 0.345 |
| 2 | -0.068 | 0.339 |
| 3 | -0.075 | 0.000 |
| 4 | -0.068 | -0.339 |
| 5 | 0.000 | -0.345 |
| 6 | 0.244 | 0.000 |



L6 A= -0.55000
 xg= 0.295445
 yg= 0.52045
 lx= -0.10898
 ly= -0.04157
 lxy= 0.3707

Central Core

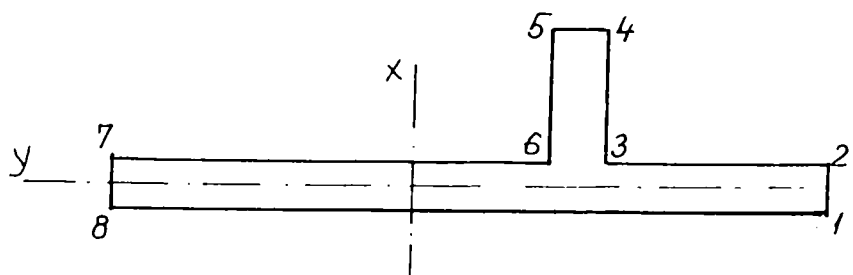
| n | x | y |
|---|--------|--------|
| 1 | -0.130 | 0.381 |
| 2 | -0.107 | 0.096 |
| 3 | -0.062 | -0.105 |
| 4 | 0.073 | -0.213 |
| 5 | 0.256 | -0.228 |
| 6 | 0.115 | 0.662 |



L7 A= -1.80000
 xg= 0.17708
 yg= 3.07396
 lx = -5.94447
 ly = -0.05918
 lxy= 0.12178

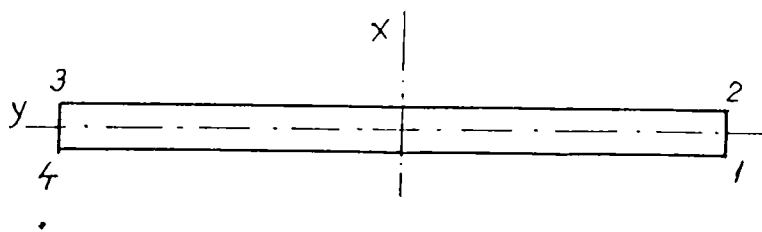
Central Core

| n | x | y |
|---|--------|-------|
| 1 | -0.022 | 1.074 |



| | | |
|---|--------|--------|
| 2 | -0.043 | 1067 |
| 3 | -0.040 | 0.082 |
| 4 | -0.035 | -0.757 |
| 5 | 0.020 | -0.978 |
| 6 | 0.186 | -0.382 |

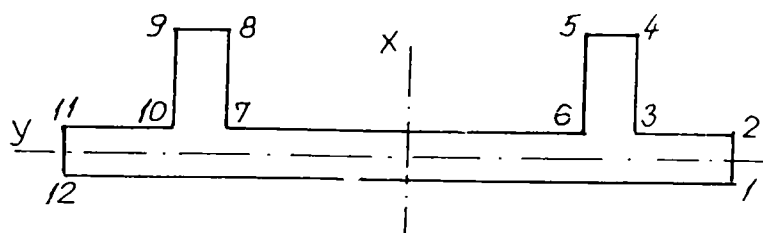
L8 $A = -1.1875$
 $x_g = 0.12500$
 $y_g = 2.37500$
 $l_x = -2.23275$
 $l_y = -0.00618$
 $l_{xy} = 0.00000$



Central Core

| n | x | y |
|---|--------|--------|
| 1 | 0.000 | 0.792 |
| 2 | -0.042 | 0.000 |
| 3 | 0.000 | -0.792 |
| 4 | 0.042 | 0.000 |

L9 $A = -1.89500$
 $x_g = 0.25640$
 $y_g = 2.77368$
 $l_x = -4.75845$
 $l_y = -0.13893$
 $l_{xy} = 0.10064$



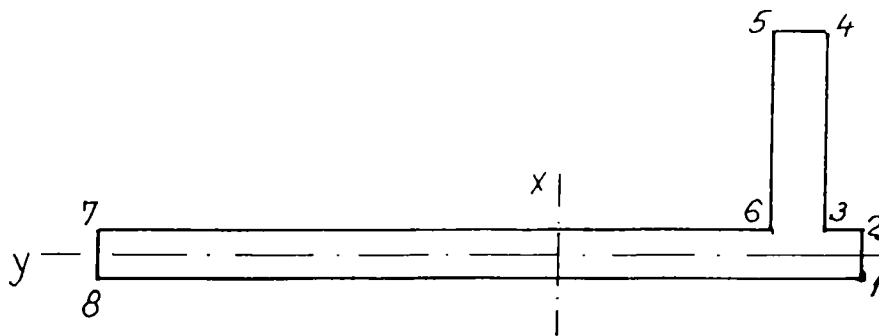
Central Core

| n | x | y |
|---|--------|--------|
| 1 | -0.019 | 0.905 |
| 2 | -0.056 | 0.935 |
| 3 | -0.085 | 0.059 |
| 4 | -0.036 | -0.115 |
| 5 | 0.018 | -0.844 |
| 6 | 0.284 | -0.207 |

L10 A= -0.61250
 xg = 0.27806
 yg = 0.67398
 lx = -0.14635
 ly = -0.04353
 lxy = 0.03740

Central Core

| n | x | y |
|---|--------|--------|
| 1 | -0.091 | 0.355 |
| 2 | -0.113 | 0.376 |
| 3 | -0.098 | 0.085 |
| 4 | -0.064 | -0.136 |
| 5 | 0.060 | -0.233 |
| 6 | 0.256 | -0.220 |



Calcul seismic
corp A tronson 1

| Mem Nr | Load Case | Axial (kN) | @LJ Shear (kN) | @LJ (kN-m) | BM @ LJ (kN) | Axial (kN) | @ GJ Shar (kN-m) | @GJ BM @GJ |
|-----------|--------------|---------------|-------------------|---------------|-----------------|---------------|---------------------|------------|
| 1 | 1 | 0.000 | 4.301 | 15.998 | 0.000 | -4.301 | -3.525 | |
| 2 | 1 | 0.000 | -0.029 | 3.525 | 0.000 | 0.029 | -3.608 | |
| 3 | 1 | 0.000 | 0.716 | 3.608 | 0.000 | -0.716 | -1.533 | T1 |
| 4 | 1 | 0.000 | 0.519 | 1.533 | 0.000 | -0.519 | -0.29 | |
| 5 | 1 | 0.000 | 0.010 | 0.029 | 0.000 | -0.010 | 0.000 | |
| 6 | 1 | 0.000 | 12.040 | 49.434 | 0.000 | -12.040 | -14.519 | |
| 7 | 1 | 0.000 | 1.043 | 14.519 | 0.000 | -1.043 | -11.495 | |
| 8 | 1 | 0.000 | 2.129 | 11.495 | 0.000 | -2.219 | -5.322 | T2 |
| 9 | 1 | 0.000 | 1.728 | 5.322 | 0.000 | -1.728 | -0.311 | |
| 10 | 1 | 0.000 | 0.107 | 0.311 | 0.000 | -0.107 | 0.000 | |
| 11 | 1 | 0.000 | 64.592 | 333.157 | 0.000 | -64.592 | -145.839 | |
| 12 | 1 | 0.000 | 19.143 | 145.839 | 0.000 | -19.143 | -90.324 | |
| 13 | 1 | 0.000 | 15.958 | 90.324 | 0.000 | -15.958 | -44.045 | T3 |
| 14 | 1 | 0.000 | 12.770 | 44.045 | 0.000 | -12.770 | -7.011 | |
| 15 | 1 | 0.000 | 2.418 | 7.001 | 0.000 | -2.418 | 0.000 | |
| 16 | 1 | 0.000 | 187.480 | 1,800.065 | 0.000 | -187.480 | -1,256.372 | |
| 17 | 1 | 0.000 | 154.143 | 1,256.372 | 0.000 | -154.143 | -809.356 | |
| 18 | 1 | 0.000 | 127.167 | 809.356 | 0.000 | -127.167 | -440.572 | T4 |
| 19 | 1 | 0.000 | 96.459 | 440.572 | 0.000 | -96.459 | -160.840 | |
| 20 | 1 | 0.000 | 55.462 | 160.840 | 0.000 | -55.462 | 0.000 | |
| 21 | 1 | 0.000 | 229.663 | 2,280.686 | 0.000 | -229.663 | -1,614.663 | |
| 22 | 1 | 0.000 | 194.929 | 1,614.663 | 0.000 | -194.929 | -1,049.368 | |
| 23 | 1 | 0.000 | 162.941 | 1,049.368 | 0.000 | -162.941 | -576.840 | T5 |
| 24 | 1 | 0.000 | 124.740 | 576.840 | 0.000 | -124.740 | -215.095 | |
| 25 | 1 | 0.000 | 74.171 | 215.095 | 0.000 | -74.171 | 0.000 | |
| 26 | 1 | 0.000 | 262.555 | 3,031.407 | 0.000 | -262.555 | -2,269.998 | |
| 27 | 1 | 0.000 | 253.675 | 2,269.998 | 0.000 | -253.675 | -1,534.339 | |
| 28 | 1 | 0.000 | 225.313 | 1,534.339 | 0.000 | -225.313 | -880.931 | T6 |
| 29 | 1 | 0.000 | 181.037 | 880.931 | 0.000 | -181.037 | -355.923 | |
| 30 | 1 | 0.000 | 122.732 | 355.923 | 0.000 | -122.732 | 0.000 | |
| 31 | 1 | 0.000 | 153.719 | 1,463.647 | 0.000 | -153.719 | -1,017.861 | |
| 32 | 1 | 0.000 | 125.371 | 1,017.861 | 0.000 | -125.371 | -654.287 | |
| 33 | 1 | 0.000 | 103.098 | 654.287 | 0.000 | -103.098 | -355.302 | T7 |
| 34 | 1 | 0.000 | 78.033 | 355.302 | 0.000 | -78.033 | -129.005 | |
| 35 | 1 | 0.000 | 44.485 | 129.005 | 0.000 | -44.485 | 0.000 | |
| 36 | 1 | 0.000 | 285.847 | 3,373.122 | 0.000 | -285.847 | -2,544.166 | |
| 37 | 1 | 0.000 | 281.007 | 2,544.166 | 0.000 | -281.007 | -1,729.246 | |
| 38 | 1 | 0.000 | 251.829 | 1,729.246 | 0.000 | -251.829 | -998.943 | T9 |
| 39 | 1 | 0.000 | 203.904 | 998.943 | 0.000 | -203.904 | -407.621 | |
| 40 | 1 | 0.000 | 140.559 | 407.621 | 0.000 | -140.559 | 0.000 | |
| 41 | 1 | 0.000 | 285.847 | 3,373.122 | 0.000 | -285.847 | -2,544.166 | |
| 42 | 1 | 0.000 | 281.007 | 2,544.166 | 0.000 | -281.007 | 1,729.246 | |
| 43 | 1 | 0.000 | 251.829 | 1,729.246 | 0.000 | -251.829 | -998.943 | T9 |
| 44 | 1 | 0.000 | 203.904 | 998.943 | 0.000 | -203.904 | -407.621 | |
| 45 | 1 | 0.000 | 140.559 | 407.621 | 0.000 | -140.559 | 0.000 | |
| 46 | 1 | 0.000 | 285.847 | 3,373.122 | 0.000 | -285.847 | -2,544.166 | |
| 47 | 1 | 0.000 | 281.007 | 2,544.166 | 0.000 | -281.007 | -1,729.246 | |
| 48 | 1 | 0.000 | 251.892 | 1,729.246 | 0.000 | -251.829 | -998.943 | T9 |
| 49 | 1 | 0.000 | 203.904 | 998.943 | 0.000 | -203.904 | -407.621 | |

| Mem Nr | Load Case | Axial (kN) | @LJ Shear (kN) | @LJ (kN-m) | BM @ L J (kN) | Axial (kN) | @ GJ Shar (kN-m) | @GJ BM @GJ |
|-----------|--------------|---------------|-------------------|---------------|------------------|---------------|---------------------|------------|
| 50 | 1 | 0.000 | 140.559 | 407.621 | 0.000 | -140.559 | 0.000 | |
| 51 | 1 | 0.000 | 285.847 | 3,373.122 | 0.000 | -285.847 | -2,544.166 | |
| 52 | 1 | 0.000 | 281.007 | 2,544.166 | 0.000 | -281.007 | -1,729.246 | |
| 53 | 1 | 0.000 | 251.829 | 1,729.246 | 0.000 | -251.829 | -998.943 | T9 |
| 54 | 1 | 0.000 | 203.904 | 998.943 | 0.000 | -203.904 | -407.621 | |
| 55 | 1 | 0.000 | 140.559 | 407.621 | 0.000 | -140.559 | 0.000 | |
| 56 | 1 | 0.000 | 285.847 | 3,373.122 | 0.000 | -285.847 | -2,544.166 | |
| 57 | 1 | 0.000 | 281.007 | 2,544.166 | 0.000 | -281.007 | -1,729.246 | |
| 58 | 1 | 0.000 | 251.829 | 1,729.246 | 0.000 | -251.829 | -998.943 | T9 |
| 59 | 1 | 0.000 | 203.904 | 998.943 | 0.000 | -203.904 | -407.621 | |
| 60 | 1 | 0.000 | 140.559 | 407.621 | 0.000 | -140.559 | 0.000 | |
| 61 | 1 | 0.000 | 285.847 | 3,373.122 | 0.000 | -285.847 | -2,544.166 | |
| 62 | 1 | 0.000 | 281.007 | 2,544.166 | 0.000 | -281.007 | -1,729.246 | |
| 63 | 1 | 0.000 | 251.829 | 1,729.246 | 0.000 | -251.829 | -998.943 | T9 |
| 64 | 1 | 0.000 | 203.904 | 998.943 | 0.000 | -203.904 | -407.621 | |
| 65 | 1 | 0.000 | 140.559 | 407.621 | 0.000 | -140.559 | 0.000 | |
| 66 | 1 | 0.000 | 285.847 | 3,373.122 | 0.000 | -285.847 | -2,544.166 | |
| 67 | 1 | 0.000 | 281.007 | 2,544.166 | 0.000 | -281.007 | -1,729.246 | |
| 68 | 1 | 0.000 | 251.829 | 1,729.246 | 0.000 | -251.829 | -998.943 | T9 |
| 69 | 1 | 0.000 | 203.904 | 997.943 | 0.000 | -203.904 | -407.621 | |
| 70 | 1 | 0.000 | 140.559 | 407.621 | 0.000 | -140.559 | 0.000 | |
| 71 | 1 | 0.000 | 285.847 | 3,373.122 | 0.000 | -285.847 | -2,544.166 | |
| 72 | 1 | 0.000 | 281.007 | 2,544.166 | 0.000 | -281.007 | -1,729.246 | |
| 73 | 1 | 0.000 | 251.829 | 1,729.246 | 0.000 | -251.829 | -998.943 | T9 |
| 74 | 1 | 0.000 | 203.904 | 998.943 | 0.000 | -203.904 | -407.621 | |
| 75 | 1 | 0.000 | 140.559 | 407.621 | 0.000 | -140.559 | 0.000 | |
| 76 | 1 | 0.000 | 256.515 | 2,939.256 | 0.000 | -256.515 | -2,195.363 | |
| 77 | 1 | 0.000 | 246.330 | 2,195.363 | 0.000 | -246.330 | -1,481.005 | |
| 78 | 1 | 0.000 | 218.111 | 1,481.005 | 0.000 | -218.111 | -848.483 | T10 |
| 79 | 1 | 0.000 | 174.787 | 848.483 | 0.000 | -174.787 | -341.601 | |
| 80 | 1 | 0.000 | 117.793 | 341.601 | 0.000 | -117.793 | 0.000 | |
| 81 | 1 | 0.000 | 256.515 | 2,939.256 | 0.000 | -256.515 | -2,195.363 | |
| 82 | 1 | 0.000 | 246.330 | 2,195.363 | 0.000 | -246.330 | -1,481.005 | |
| 83 | 1 | 0.000 | 218.111 | 1,481.005 | 0.000 | -218.111 | -848.483 | T10 |
| 84 | 1 | 0.000 | 174.787 | 848.483 | 0.000 | -174.787 | -341.601 | |
| 85 | 1 | 0.000 | 117.793 | 341.601 | 0.000 | -117.793 | 0.000 | |
| 86 | 1 | 0.000 | 285.847 | 3,373.122 | 0.000 | -285.847 | -2,544.166 | |
| 87 | 1 | 0.000 | 281.007 | 2,544.166 | 0.000 | -281.007 | -1,729.246 | |
| 88 | 1 | 0.000 | 251.829 | 1,729.246 | 0.000 | -251.829 | -998.943 | T11 |
| 89 | 1 | 0.000 | 203.904 | 998.943 | 0.000 | -203.904 | -407.621 | |
| 90 | 1 | 0.000 | 140.559 | 407.621 | 0.000 | -140.559 | 0.000 | |

Calcul seismic
corp A, tronson 1 longitudinal

| Mem Nr | Load Case | Axial (kN) | @LJ Shear (kN) | @LJ (kN-m) | BM @ LJ (kN) | Axial (kN) | GJ Shear @ GJ (kN-m) | BM @ GJ |
|-----------|--------------|---------------|-------------------|---------------|--------------------|---------------|-------------------------|---------|
| 1 | 1 | 0.000 | 585.301 | 6.615.508 | 0.000 | -585.301 | -4.918.136 | |
| 2 | 1 | 0.000 | 551.646 | 4.918.136 | 0.000 | -551.646 | -3.318.363 | |
| 3 | 1 | 0.000 | 488.726 | 3.318.363 | 0.000 | 488.726 | -1.901.057 | L1 |
| 4 | 1 | 0.000 | 392.151 | 1.901.057 | 0.000 | -392.151 | -763.817 | |
| 5 | 1 | 0.000 | 263.385 | 763.817 | 0.000 | -263.385 | 0.000 | |
| 6 | 1 | 0.000 | 8.101 | 91.560 | 0.000 | -8.101 | -68.068 | |
| 7 | 1 | 0.000 | 7.635 | 68.068 | 0.000 | -7.635 | -45.927 | |
| 8 | 1 | 0.000 | 6.764 | 45.927 | 0.000 | -6.764 | -26.311 | L2 |
| 9 | 1 | 0.000 | 5.427 | 26.311 | 0.000 | -5.427 | -10.571 | |
| 10 | 1 | 0.000 | 3.645 | 10.571 | 0.000 | -3.645 | 0.000 | |
| 11 | 1 | 0.000 | 115.590 | 1.806.486 | 0.000 | -115.590 | -971.275 | |
| 12 | 1 | 0.000 | 108.944 | 971.275 | 0.000 | -108.944 | -655.338 | |
| 13 | 1 | 0.000 | 963518 | 655.338 | 0.000 | -963518 | -375.437 | L3 |
| 14 | 1 | 0.000 | 77.445 | 375.437 | 0.000 | -77.445 | -150.845 | |
| 15 | 1 | 0.000 | 52.016 | 150.845 | 0.000 | -52.016 | 0.000 | |
| 16 | 1 | 0.000 | 24.189 | 273.399 | 0.000 | -24.189 | -203.252 | |
| 17 | 1 | 0.000 | 22.798 | 203.252 | 0.000 | -22.798 | -137.138 | |
| 18 | 1 | 0.000 | 20.198 | 137.138 | 0.000 | -20.198 | 78.565 | L4 |
| 19 | 1 | 0.000 | 16.206 | 78.565 | 0.000 | -16.206 | -31.566 | |
| 20 | 1 | 0.000 | 10.885 | 31.566 | 0.000 | -10.885 | 0.000 | |
| 21 | 1 | 0.000 | 77.380 | 874.606 | 0.000 | -77.380 | -650.204 | |
| 22 | 1 | 0.000 | 72.931 | 650.204 | 0.000 | -72.931 | -438.706 | |
| 23 | 1 | 0.000 | 64.612 | 438.706 | 0.000 | -64.612 | -251.330 | L5 |
| 24 | 1 | 0.000 | 51.845 | 251.330 | 0.000 | -51.845 | -100.981 | |
| 25 | 1 | 0.000 | 34.821 | 100.981 | 0.000 | -34.821 | 0.000 | |
| 26 | 1 | 0.000 | 77.380 | 874.606 | 0.000 | -77.380 | -650.204 | |
| 27 | 1 | 0.000 | 72.931 | 650.204 | 0.000 | -72.931 | -438.706 | |
| 28 | 1 | 0.000 | 64.612 | 438.706 | 0.000 | -64.612 | -251.330 | L5 |
| 29 | 1 | 0.000 | 51.845 | 251.330 | 0.000 | -51.845 | -100.981 | |
| 30 | 1 | 0.000 | 34.821 | 100.981 | 0.000 | -34.821 | 0.000 | |
| 31 | 1 | 0.000 | 77.380 | 874.606 | 0.000 | -77.380 | -650.204 | |
| 32 | 1 | 0.000 | 72.931 | 650.204 | 0.000 | -72.931 | -438.706 | |
| 33 | 1 | 0.000 | 64.612 | 438.706 | 0.000 | -64.612 | -251.330 | L5 |
| 34 | 1 | 0.000 | 51.845 | 251.330 | 0.000 | -51.845 | -100.981 | |
| 35 | 1 | 0.000 | 34.821 | 100.981 | 0.000 | -34.821 | 0.000 | |
| 36 | 1 | 0.000 | 77.380 | 874.606 | 0.000 | -77.380 | -650.204 | |
| 37 | 1 | 0.000 | 72.931 | 650.204 | 0.000 | -72.931 | -438.706 | |
| 38 | 1 | 0.000 | 64.612 | 438.706 | 0.000 | -64.612 | -251.330 | L5 |
| 39 | 1 | 0.000 | 51.845 | 251.330 | 0.000 | -51.845 | -100.981 | |
| 40 | 1 | 0.000 | 34.821 | 100.981 | 0.000 | -34.821 | 0.000 | |
| 41 | 1 | 0.000 | 77.380 | 874.606 | 0.000 | -77.380 | -650.204 | |
| 42 | 1 | 0.000 | 72.931 | 650.204 | 0.000 | -72.931 | -438.706 | |
| 43 | 1 | 0.000 | 64.612 | 438.706 | 0.000 | -64.612 | -251.330 | L5 |
| 44 | 1 | 0.000 | 51.845 | 251.330 | 0.000 | -51.845 | -100.981 | |
| 45 | 1 | 0.000 | 34.821 | 100.981 | 0.000 | -34.821 | 0.000 | |
| 46 | 1 | 0.000 | 77.380 | 874.606 | 0.000 | -77.380 | -650.204 | |
| 47 | 1 | 0.000 | 72.931 | 650.204 | 0.000 | -72.931 | -438.706 | |
| 48 | 1 | 0.000 | 64.612 | 438.706 | 0.000 | -64.612 | -251.330 | L5 |

| Mem Nr | Load Case | Axial (kN) | @ J Shear (kN) | @ L J (kN.m) | BM @ L J (kN) | Axial (kN) | JJ Shear @ GJ (kN.m) | BM @ GJ |
|-----------|--------------|---------------|-------------------|-----------------|---------------------|---------------|-------------------------|---------|
| 49 | 1 | 0.000 | 51.845 | 251.330 | 0.000 | -51.845 | -100.981 | |
| 50 | 1 | 0.000 | 34.821 | 100.981 | 0.000 | -34.821 | 0.000 | |
| 51 | 1 | 0.000 | 77.380 | 874.606 | 0.000 | -77.380 | -650.204 | |
| 52 | 1 | 0.000 | 72.931 | 650.204 | 0.000 | -72.931 | -438.706 | |
| 53 | 1 | 0.000 | 64.612 | 438.706 | 0.000 | -64.612 | -251.330 | L5 |
| 54 | 1 | 0.000 | 51.845 | 251.330 | 0.000 | -51.845 | -100.981 | |
| 55 | 1 | 0.000 | 34.821 | 100.981 | 0.000 | -34.821 | 0.000 | |
| 56 | 1 | 0.000 | 77.380 | 874.606 | 0.000 | -77.380 | -650.204 | |
| 57 | 1 | 0.000 | 72.931 | 650.204 | 0.000 | -72.931 | -438.706 | |
| 58 | 1 | 0.000 | 64.612 | 438.706 | 0.000 | -64.612 | -251.330 | L5 |
| 59 | 1 | 0.000 | 51.845 | 251.330 | 0.000 | -51.845 | -100.981 | |
| 60 | 1 | 0.000 | 34.821 | 100.981 | 0.000 | -34.821 | 0.000 | |
| 61 | 1 | 0.000 | 21.680 | 254.046 | 0.000 | -21.680 | -182.174 | |
| 62 | 1 | 0.000 | 20.434 | 182.174 | 0.000 | -20.434 | -122.916 | |
| 63 | 1 | 0.000 | 18.103 | 122.916 | 0.000 | -18.103 | -70.417 | L6 |
| 64 | 1 | 0.000 | 14.526 | 70.417 | 0.000 | -14.526 | -28.293 | |
| 65 | 1 | 0.000 | 9.756 | 28.293 | 0.000 | -9.756 | 0.000 | |
| 66 | 1 | 0.000 | 21.680 | 245.046 | 0.000 | -21.680 | -182.174 | |
| 67 | 1 | 0.000 | 20.434 | 182.174 | 0.000 | -20.434 | -122.916 | |
| 68 | 1 | 0.000 | 18.103 | 122.916 | 0.000 | -18.103 | -70.417 | L6 |
| 69 | 1 | 0.000 | 14.526 | 70.417 | 0.000 | -14.526 | -28.293 | |
| 70 | 1 | 0.000 | 9.756 | 28.293 | 0.000 | -9.756 | 0.000 | |
| 71 | 1 | 0.000 | 1,183.448 | 13,376.221 | 0.000 | -1,183.448 | -9,944.221 | |
| 72 | 1 | 0.000 | 1,115.400 | 9,944.221 | 0.000 | -1,115.400 | -6,709.560 | |
| 73 | 1 | 0.000 | 988.179 | 6,709.560 | 0.000 | -988.179 | -3,843.840 | L7 |
| 74 | 1 | 0.000 | 792.910 | 3,843.840 | 0.000 | -792.910 | -1,544.400 | |
| 75 | 1 | 0.000 | 532.552 | 1,544.400 | 0.000 | -532.552 | 0.000 | |
| 76 | 1 | 0.000 | 444.505 | 5,024.125 | 0.000 | -444.505 | -3,735.061 | |
| 77 | 1 | 0.000 | 418.946 | 3,735.061 | 0.000 | -418.946 | -2,520.119 | |
| 78 | 1 | 0.000 | 371.161 | 2,520.119 | 0.000 | -371.161 | -1,443.751 | L8 |
| 79 | 1 | 0.000 | 297.818 | 1,443.751 | 0.000 | -297.818 | -580.079 | |
| 80 | 1 | 0.000 | 200.027 | 580.079 | 0.000 | -200.027 | 0.000 | |
| 81 | 1 | 0.000 | 947.331 | 10,707.444 | 0.000 | -947.331 | -7,960.184 | |
| 82 | 1 | 0.000 | 892.859 | 7,960.184 | 0.000 | -892.859 | -5,370.892 | |
| 83 | 1 | 0.000 | 791.021 | 5,370.892 | 0.000 | -791.021 | -3,076.931 | L9 |
| 84 | 1 | 0.000 | 634.712 | 3,076.931 | 0.000 | -634.712 | -1,236.267 | |
| 85 | 1 | 0.000 | 426.299 | 1,236.367 | 0.000 | -426.299 | 0.000 | |
| 86 | 1 | 0.000 | 29.136 | 329.316 | 0.000 | -29.136 | -244.822 | |
| 87 | 1 | 0.000 | 27.461 | 244.822 | 0.000 | -27.461 | -165.186 | |
| 88 | 1 | 0.000 | 24.329 | 165.186 | 0.000 | -24.329 | -94.634 | L10 |
| 89 | 1 | 0.000 | 19.521 | 94.634 | 0.000 | -19.521 | -38.022 | |
| 90 | 1 | 0.000 | 13.111 | 38.022 | 0.000 | -13.111 | 0.000 | |

TRONSON 1 TRANSVERSAL

TCM

| | N | $\frac{V}{1,25R}$ | l | $\frac{1}{2} bl$ | Ac/b | l_0 | $Sc = \frac{Ac \cdot l_0}{Ac \cdot l_0}$ | T_{CM} |
|-----|-------|-------------------|------|------------------|------|-------|--|----------|
| T1 | 21,0 | 0,168 | 1,0 | 0,15 | 0,56 | 0,22 | 0,037 | 0,48 |
| T2 | 29,0 | 0,232 | 1,50 | 0,225 | 0,77 | 0,36 | 0,083 | 1,00 |
| T3 | 65,0 | 0,52 | 2,50 | 0,312 | 2,08 | 0,21 | 0,10 | 1,30 |
| T4 | 118,0 | 5,80 | 5,80 | 0,725 | 3,77 | 1,00 | 0,944 | 12,30 |
| T5 | 112,0 | 5,85 | 5,85 | 0,72 | 3,58 | 1,13 | 1,01 | 13,00 |
| T6 | 140,0 | 7,15 | 7,15 | 0,89 | 4,48 | 1,33 | 1,49 | 19,40 |
| T7 | 115,0 | 5,85 | 5,85 | 0,72 | 3,68 | 1,08 | 0,99 | 12,90 |
| T9 | 150,0 | 7,15 | 7,15 | 0,89 | 4,80 | 1,17 | 1,40 | 18,22 |
| T10 | 104,0 | 7,15 | 7,15 | 0,89 | - | - | - | 19,40 |
| T11 | 140,0 | 7,15 | 7,15 | 0,89 | 4,48 | 1,33 | 1,49 | 19,40 |

$$1,25 R_C = 125,0t/m^2$$

Tcf ; Tcp

| | l | l/6 | N | Tcf T | bl | Tcp= Bl Rp/1,5 | Tcap Min |
|-----|------|------|-------|----------|-------|-------------------|-------------|
| T1 | 0,22 | 0,16 | 21,0 | 4,90 | 0,30 | 1,92 | 0,48 |
| T2 | 0,36 | 0,25 | 29,0 | 6,67 | 0,45 | 2,88 | 1,00 |
| T3 | 0,21 | 0,41 | 65,0 | 15,16 | 0,624 | 3,99 | 1,30 |
| T4 | 1,00 | 0,96 | 118,0 | 27,50 | 1,45 | 9,28 | 9,28 |
| T5 | 1,13 | 0,97 | 112,0 | 26,13 | 1,44 | 9,20 | 9,20 |
| T6 | 1,33 | 1,19 | 140,0 | 32,70 | 1,78 | 11,39 | 11,39 |
| T7 | 1,08 | 0,97 | 115,0 | 26,83 | 1,44 | 9,20 | 9,20 |
| T9 | 1,17 | 1,19 | 150,0 | 35,00 | 1,78 | 11,39 | 11,39 |
| T10 | 1,78 | 1,19 | 104,0 | 24,26 | 1,78 | 11,39 | 11,39 |
| T11 | 1,33 | 1,9 | 140,0 | 32,66 | 1,78 | 11,39 | 11,39 |

$$R_T = 167,14 \times 0,75 = 125,3 / 1,03 \times 400 = 0,3$$

$$R_T = 0,3 < R_{\min} = 0,5$$

• TRONSON 1 TRANSVERSAL

| DIAF | N (t) | e \diamond (m) | M \diamond tm | Q \diamond t | M _{cod} tm | Q _{cod} t | R _M | R _Q | $\sigma_0 = \frac{Q_{cod}}{A_i}$ kgjcm ² | R = $\frac{R_p}{\sigma_0}$ |
|------|----------|---------------------|--------------------|-------------------|------------------------|-----------------------|----------------|----------------|--|----------------------------|
| T1 | 21,0 | 0,165 | 3,50 | 0,365 | 1,60 | 0,43 | 2,18 | 0,85 | 0,14 | > 1 |
| T2 | 29,0 | 0,25 | 7,25 | 0,757 | 4,90 | 1,20 | 1,47 | 0,63 | 0,266 | > 1 |
| T3 | 65,0 | 0,33 | 21,45 | 2,24 | 33,30 | 6,45 | 0,664 | 0,347 | 1,03 | 0,533 |
| T4 | 118,0 | 1,105 | 119,7 | 12,50 | 180,0 | 18,70 | 0,66 | 0,67 | 1,28 | 0,43 |
| T5 | 112,0 | 0,98 | 109,7 | 11,46 | 228,0 | 22,90 | 0,48 | 0,50 | 1,56 | 0,35 |
| T6 | 140,0 | 1,33 | 186,0 | 19,43 | 303,0 | 26,20 | 0,614 | 0,74 | 1,47 | 0,38 |
| T7 | 115,0 | 0,99 | 113,85 | 11,89 | 146,0 | 15,37 | 0,78 | 0,77 | 1,05 | 0,53 |
| T9 | 150,0 | 1,33 | 199,50 | 20,84 | 337,0 | 28,50 | 0,59 | 0,73 | 1,59 | 0,35 |
| T10 | 104,0 | 1,329 | 138,0 | 14,42 | 294,0 | 25,60 | 0,47 | 0,56 | 1,43 | 0,39 |
| T11 | 140,0 | 1,33 | 186,0 | 19,43 | 337,0 | 28,60 | 0,55 | 0,68 | 1,60 | 0,35 |

$$R_p \text{ nominal} = 0,8 \text{ daN/cm}^2$$

$$R_p \text{ efectiv} \approx m \times R_p = 0,75 \times 0,8 = 0,60 \text{ daN/cm}^2$$

• TRONSON 1 LONGITUDINAL

| DIAF | N (t) | e \diamond (m) | M \diamond tm | Q \diamond t | M _{cod} tm | Q _{cod} t | R _M | R _Q | $\sigma_0 = \frac{Q_{cod}}{A_i}$ kgjcm ² | R = $\frac{R_p}{\sigma_0}$ |
|------|----------|---------------------|--------------------|-------------------|------------------------|-----------------------|----------------|----------------|--|----------------------------|
| L1 | 58,0 | 0,88 | 51,0 | 5,27 | 661,5 | 58,50 | 0,07 | 0,09 | 4,81 | 0,11 |
| L2 | 16,0 | 0,208 | 3,30 | 0,34 | 9,15 | 0,81 | 0,36 | 0,419 | 0,21 | > 1,0 |
| L3 | 46,0 | 0,425 | 19,55 | 2,02 | 130,6 | 11,50 | 0,15 | 0,175 | 1,21 | > 1,0 |
| L4 | 31,0 | 0,214 | 6,63 | 0,685 | 27,30 | 2,40 | 0,24 | 0,285 | 0,42 | > 1,0 |
| L5 | 45,0 | 0,339 | 15,25 | 1,57 | 87,48 | 7,73 | 0,17 | 0,203 | 0,33 | > 1,0 |
| L6 | 26,0 | 0,213 | 5,53 | 0,57 | 24,50 | 2,16 | 0,225 | 0,26 | 0,42 | > 1,0 |
| L7 | 125,0 | 0,97 | 121,0 | 12,51 | 1337 | 118,0 | 0,09 | 0,106 | 5,22 | 0,35 |
| L8 | 54,0 | 0,792 | 43,0 | 4,44 | 502,0 | 44,45 | 0,085 | 0,099 | 2,67 | 0,69 |
| L9 | 78,0 | 0,844 | 65,83 | 6,80 | 1070 | 94,70 | 0,061 | 0,07 | 4,70 | 0,11 |
| L10 | 28,0 | 0,233 | 8,20 | 0,847 | 32,90 | 2,91 | 0,249 | 0,29 | 0,57 | 0,90 |

$$R_p = 0,8 \times 0,75 = 0,6 \text{ daN/cm}^2$$

$$R_p \text{ pentru zidaria camasuita} = \frac{0,6 \times 25 = 7 \times 10}{35} = 2,40 \text{ daN/cm}^2$$

$$R_p \text{ pentru zidaria camasuita} = 2,40 \times 0,75 = 1,8 \text{ daN/cm}^2$$

DETERMINAREA CAPACITĂȚII PORTANTE A ELEMENTELOR CONSOLIDATE

ZIDĂRIE CĂMĂȘUITĂ PE AMBELE FEȚE CU TORCRET

1. FORȚĂ TĂIETOARE CAPABILĂ A BETONULUI TORCRETAT

$$Q_b = R_t \times A_b$$

2. FORȚĂ TAIETOARE CAPABILĂ A ARMĂTURII VERTICALE

$$Q_a = A_a \times 0,6 \times R_a \times h_{bv}$$

• TRONSONI

| | | |
|-----|-------------|--------|
| T1 | 1,0 m x 2 - | 2,0 |
| T2 | 1,50m x 2 - | 3,0 |
| T3 | 2,50m x 2 - | 5,0 |
| T6 | 6,60m x 2 - | 13,20 |
| T7 | 5,55m x 2 - | 11,10 |
| T9 | 6,60m x 6 - | 39,60 |
| T10 | 6,60m x 2 - | 13,20 |
| | | 87,10m |

1. FORȚA TĂIETOARE CAP. A BETONULUI TORCRETAT

$$87,10 \times 0,05 \times 70 = 304,85t$$

2. FORȚA TĂIETOATARE CAPABILĂ A ARMĂTURII VERTICALE

$$87,10 \times 4 \times 0,503 \times 2100 \times 0,6 = 219,0 t$$

$$Q_{cap} = (Q_b + Q_a) \times 0,75 = 392,0 t$$