

INSTITUTUL POLITEHNIC "TRAIAN VULBA" TIMIȘOARA  
FACULTATEA DE CONSTRUCȚII

ING. TOA ALEXANDRU ROMBUȘ

CONTRIBUTII PRIVIND CALCULUL DE COMPURTARE  
PRINDELE SUBTARE LA STACIUNILE DE BRICE AERAT

• TITLU DE DOCTORAT •

BIBLIOTECA CENTRALĂ  
UNIVERSITATEA "POLITEHNICA"  
TIMIȘOARA

COORDONATOR ȘTIINȚIFIC  
Profesorat ing. Constantin Albu  
"Co. al Academiei Române"

- Timișoara 1995 -

INSTITUTUL POLITEHNIC TIMIȘOARA	
B	496.887
Volume	356. E
Data	

În lucrarea de față se prezintă unele aspecte le ale de suportarea pereților portanți subțiri din beton sau beton armat în punct de vedere al rezistenței și stabilității lor, pereți folosiți în țara noastră la alcătuirea elementelor spațiale pentru clădiri de locuit și social culturale.

Așa cum erăto tovarășul Nicolae Ceaușescu în raportul la marele al 11-lea și articolul Comunist Român în legătură cu restructurarea în construcții în următorul cincinal, se urmărește ridicarea nivelului de finisare și echipare a construcțiilor din anourile mari, în vederea creșterii gradului de prefabricare și a mecanizării complete a lucrărilor de construcții-montaj. De asemenea, accentul se va pune în construcții pe promovarea tehnologiilor de execuție de mare randament, pe creșterea esențială a productivității muncii, tipizarea construcțiilor în toate sectoarele de activitate.

Cum elementele spațiale folosite în țară, executate în condiții de totală industrializare și finisate complet în fabrică, răspund acestor orientări de perspectivă ale patriei noastre, se justifică abordarea unei teze de cercetare, într-un domeniu în care literatura de specialitate din țară și străinătate nu face referință la comportarea pereților portanți subțiri, având grijă numai de ea, la secțiunile provenite din încercările construcțiilor.

Sistemul "păhar culcat" de elemente spațiale folosit în Iași - Orășov a fost preluat ca principiu după sistemul folosit în URSS la Arșador dezvoltându-se în mod original concepția de lăstunire a elementelor, tehnologia de realizare și modal de asamblare în cadrul clădirii.

Intensificarea relațiilor constructive și a sistemelor de zindere sînt rodul colaborărilor dintre Iași - Orășov și Laboratorul de beton armat al catedrei de clădiri civile industriale și agricole, colaborări ce dărează de peste 15 ani.

Sistemul "Clepot" preluat de întreprinderes de prefabricate din Orășov după sistemul similar din URSS, cu fabrici în Linsk, Kremenskiy, Volodca, Ustarevok și Zichimprovek, a fost utilizat și la Iași unde era executat un bloc experimental.

Diferența între sistemul Orășov și cel de la Iași constă în modul diferit de măsurare a continuității după verticală al

elementelor spațiale.

În anul 1973, sistemele preluate de întreprinderile IZIB - Brașov și Izobremal-Craiova, au fost extinse la peste 25 de întreprinderi din diferite orașe, realizându-se astfel clădiri de locuit cât și construcții social-culturale.

Avantajele evidente ale soluțiilor care au contribuit la extinderea sistemelor constructive din elemente spațiale, față de parcuri mari, constau în :

- reducerea greutateii construcției cu 16 %
- reducerea manoperei înglobate cu 36 %
- scutirea timpului de execuție a construcției
- reducerea consumului de energie cu 8 %

De asemenea, executarea unui număr de peste 7.000 de apartamente atât la Brașov cât și la Craiova orașele care au lansat executarea clădirilor din elemente spațiale în sistemele constructive, pe bază calcată respectiv clopot, justifică în plus necesitatea executării unor cercetări care să certifice ipotezele admise de proiectanți, precum și realizarea unor instrucțiuni care să unifice metodele de calcul pentru sistemele realizate în țară.

### 1.1.1. Examinația sistemele de elemente spațiale executate în străinătate

În cadrul simpozionului internațional privind elementele spațiale, ținut la Salomonstied în Ungaria în anul 1973 sub patronajul Comitetului Internațional de Beton C18 s-au prezentat diferite sisteme constructive de elemente prefabricate tridimensionale din întreaga lume.

Ca succedă școlii anterioare Meyer - Keller Licher [50] s-a prezentat o analiză sintetică a unui număr de 84 de sisteme constructive de elemente spațiale, executate în 17 țări, din care 21 au reprezentat elemente din beton armat, iar restul bazându-se pe alte materiale de construcție.

În cele ce urmează se face o prezentare succintă a celor mai importante din sistemele constructive concepute și realizate în străinătate.

### 1.1.1.1. Sistemul V&A - IZIB AQ [62,90]

Unul din cele mai răspândite sisteme de elemente spațiale, în Europa Occidentală îl reprezintă sistemul V&API conceput de firma elvețiană V&A - IZIB AQ.

Sistemul folosește un singur tip de elemente spațiale având dimensiuni diferite și fiind alcătuit din două cadre identice de beton armat fixate rigid pe un planșeu nervurat, dispus la partea inferioară și executat din beton precomprimat. Planșeul superior se execută tot din beton precomprimat sau în altă variantă din rețea de profile metalice ușoare îmbrăcate în materiale de finisaj.

Prin asamblarea elementelor spațiale în clădiri etajate se obțin structuri în cadre dispuse după două direcții.

Sistemul VARIAN a fost conceput ca un sistem deschis pentru a putea fi folosit atât la clădiri de locuit cit și la clădiri social-culturale de tipul școlilor, universităților, laboratoarelor, bibliotecilor etc. În acest scop s-a conceput realizarea ferestrelor despărțitori pe structura de rezistență, la libera alegere a beneficiarului.

Sistemul fiind foarte avantajos s-a extins rapid în țările europene occidentale ca Franța, BRG, Olanda, Belgia și multe precum și în continentul african în Republica Sud-Africană, care în care elementele au fost transportate cu vagoane de cale ferată în stare complet finisată și protejate cu ajutorul unor buce.

În fig. 1.1. este prezentată faza de montaj a unui element spațial tip VARIAN folosit la clădire de locuit în Olanda, iar în fig. 1.2. este prezentat ansamblul clădirii realizată cu elemente spațiale.

Fig. 1.1.

Fig. 1.2.

Același sistem de elemente spațiale în varianta V. I. II N- 02 este prezentată în fig. 1.3. în fază de montaj la un bloc executat în Franța, iar în fig. 1.4. este prezentat un aspect privind transportul pe calea ferată a elementelor spațiale tip VARIAN.

Fig. 1.3.

Fig. 1.4.

1.1.2. Sistemele SCOTT și SIMON, de elemente spațiale executate în Franța [30, 164, 192, 193]

a) Sistemul SCOTT se bazează pe celule tridimensionale formate prin asamblarea din elemente plane prin îmbulconare, prezentând avantajul creștii posibilității de realizare a galurilor de dimensiuni mari, în comparație cu alte sisteme similare, precum și posibilitatea suprapunerii încrucișate a unor module chiar cu



geometric diferită, așa cum se vede în Fig. 1.5.-

Fig. 1.5.

Sistemul permite realizarea unor clădiri cu 4-5 nivele pentru clădiri de locuit și social culturale.

Pereții și planșeele se execută din plăci din beton armat având grosimi între 6 și 9 cm, realizând elemente cu lățime de 2,7 m, înălțime de 2,5 m și lungimi variabile de la 1,75 m la 4,125 m.

b) O variantă a sistemului SCOTT e reprezentată sistemul LOMA care se realizează tot din panouri plane asamblate între ele cu ajutorul balcoanelor. În fig. 1.6. este prezentată o imagine a liniei de fabricație a elementelor tip LOMA iar în fig. 1.7. se arată faza de montaj a elementelor spațiale la un bloc de locuințe.

Fig. 1.6.

Fig. 1.7.

### 1.1.3. Sistemul spațial LOMA - Finlanda [73,117,191]

Sistemul de elemente spațiale LOMA sau LOMA folosește în Finlanda utilizând elemente alestuite din doi pereți longitudinali și două planșee ce sînt turnate monolit într-o instalație de tip tunel. În etapa următoare se montează cele două frontoane prefabricate esențiale ce panouri mari din beton greu sau ușor, iar compartimentarea interioară se realizează cu pereți despărțitori ușori montați prin procedee uscate. Lungimea de 6 până la 13 m a elementelor spațiale de tip LOMA permite realizarea întregii lățimi a clădirii prin aşezare la montaj după direcția transversală a clădirii.

În acest sistem constructiv s-a executat în localitatea Tampere din Finlanda un bloc de locuințe cu 283 de apartamente, prezentat în fig. 1.8.

Sistemul a fost expozat și în Republica Federală Germană unde firma Max Böhm sau Gm B H a construit o unitate de producție pentru elemente spațiale de tip LOMA, a cărui flux tehnologic este exemplificat în fig. 1.9.-

În fig. 1.10 se prezintă un aspect de la montarea elementelor spațiale tip LOMA la blocul de la Tampere.

Fig. 1.8

Fig. 1.9

Fig. 1.10

2.1.4. Sistemul suedez MONTALSCOLLOST - Östeborg [107,164,187]

Sistemul suedez MONTALSCOLLOST reprezintă un sistem mixt ce folosește elementele spațiale pentru băi, bucatării și casa liftului, în asociere cu pardosurile mari, pentru restul construcției.

Elementele spațiale se realizează în tehnologia peșar turnându-se monolit patru pereți și planșeul de pardoseală, urmând să se monteze ulterior planșeul de tavan. Pe șantier se livrează elementele complet finite având și instalațiile respectiv obiectele sanitare montate.

Pardosurile mari se livrează complet finite, având și tâmplărie montată din fabrică.

Sistemul constructiv permite executarea de clădiri de până la 10 nivele, conducând la productivitate mare și manoperă redusă pe șantier.

În faza de montaj, elementele spațiale pot fi folosite și drept containere de materiale, permițând ridicarea la nivelul de lucru al materialelor mărunte.

2.1.5. Sistem de elemente tridimensionale folosite în Italia [61,164,194]

a) Sistemul ZAMBELLI - FALCONE [61,164] - se bazează pe două tipuri de elemente spațiale și anume : unul de tip peșar calcată și altul de tip inel. Diferența între ele constă în faptul că la elementul tip inel se toarnă monolit patru plăci (doi pereți și două planșee) iar la tipul peșar calcat se toarnă un perete în plus față de sistemul inel.

La montaj se alătură câte două astfel de elemente spațiale alăturându-se spații mari pentru încăperile de locuit. Montajul se face prin îmbinarea bucatărilor a elementelor suprașuse și prin poziționare orizontală pentru elementele alăturate. În fig. 2.11 este arătat un element spațial tip inel din sistemul ZAMBELLI - FALCONE.

Fig. 2.11

O evoluție ulterioară a elementelor spațiale în Italia a condus la realizarea a trei sisteme de elemente, sistemul UNIFORMI - TRIESTE și ELLI, obținute prin decompunerea în diferite moduri a elementului de bază, în vederea obținerii de elemente simple pentru turnare și de dimensiuni relativ reduse pentru respectarea gabaritelor de transport, dar în același timp să asigure posibilitatea de

asamblare ușoară.

b) Sistemul BALKON [194], se obține prin decuparea elementului de bază după mediile patrulului de bază în patru elemente formate din două jumătăți de perete ce se întilnesc după o muchie verticală și două aferturi de planșeu, așa cum se prezintă în fig. 1.12.

Fig. 1.12

Pentru asigurarea îmbinării între elementele componente sînt practicate reborduri atât după muchiile verticale cât și după cele orizontale, care asigură și o rigiditate a elementului în ansamblu.

De asemenea se asigură îmbinarea prin plăcuțe metalice înglobate în cele două aferturi de planșeu ale fiecărui element, plăcuțe ce se sudază unele cu altele.

Fiecare element este conceput în strîmă legătură cu funcționalitatea sa respectiv cu mobilierul ce amănă el adăpostit, fiind așa numite aferturi-campan, aferturi -pat de o persoană, aferturi -pat de două persoane etc.

c) Sistemul TRIADRU [194]

Celula de element spațial este tăiată după patru elemente triedrice avînd dimensiunile de 2,5 x 2,5 x 2,95 m. și grosimea constantă de 25 cm. fig. 1.13.

Fig. 1.13

Sistemul permite o flexibilitate a partizilor datorată variației poziției relative a triedrelor precum și a planșurilor de acoperire.

Triedrele constituie elemente structurale rigide care nu necesită sprijiniri în fașă de montaj, iar în fașă de execuție conduc la execuție ușoară și depozitare prin suprapunere conducînd la volume mici ale depozitelor.

Equiparea triedrelor cu instalațiile aferente, din fabrică conduce la o productivitate mare a sistemului și un grad ridicat de industrializare.

d) Sistemul LII [194]

Sistemul se bazează pe un element în formă de "L" realizat din îmbinarea a două panouri din care unul vertical cu

rol de închidere având lungimea egală cu distanța între planșe și anul orizontal asigură rol de planșeu. Plasa planșeului se reanșează la rândul ei pe alte elemente " L " putînd exista și legiri în consolă a plăcii cu deschideri de pînă la 2,4 m. Prin alternarea plăcilor plane și a elementelor " L " se obțin spații mari libere dînd o mare flexibilitate partiturilor. Forma acestor elemente asigură o depozitare ușoară prin alăturare sau suprapunere.

Execuția construcției începe prin realizarea cadrului scheletic, care servește drept reazem pentru elementele " L " dispuse în jurul acestuia în fața de montaj, iar în timpul exploatării construcției are rol de <sup>acustică,</sup> contravînturare a construcției.

### 1.1.6. Elemente spațiale, executate în U.S.A. [103, 164, 189, 190]

#### a) Sistemul SHELLY - USA

Sistemul presupune montarea elementelor spațiale în formă de cutii, cu închidere laterală și inferioară cu ajutorul unor panouri plane, așa cum este reprezentat în fig. 1.14.

Fig. 1.14

Elementul spațial conține un planșeu de pardoseală, un planșeu de tavan marșurat, doi pereți laterali prevăzuți cu stâlpi și în anumite cazuri pereți partienți de compartimentare.

Cuția realizată astfel, se toarnă monolit din beton greu sau ușor, realizînd o rigiditate tridimensională.

La montajul elementelor spațiale în clădire, stâlpii care se realizează în scop de înprunare a elementelor, fig. 1.14, asigură scurgerea încălzirilor gravitaționale la fundație. În cele mai multe cazuri pereții laterali ai elementelor spațiale tip SHELLY, nu se suprapun fiind decalajați, astfel, să asigure spații pentru poseda conductelor și instalațiilor, precum și a cablurilor sau tijelor de pretensionare pentru cazul clădirilor cu multe niveluri.

O variantă privind montarea elementelor spațiale de tip SHELLY, prin dispunerea elementelor după direcții diferite, este ilustrată în fig. 1.15 la realizarea unui ansamblu de locuințe, cas în care numărul redus de niveluri permite realizarea asamblării elementelor prin sudarea planșetelor amplasate în scop stâlpișorilor de rigidizare, nefiind nevoie să se realizeze îmbinări active prin pretensionare.

Fig. 1.15

În acest sistem au fost executate clădiri cu 18 pînă la 22 de niveluri, amplasate în statele New Jersey și Puerto Rico din Statele Unite ale Americii.

#### b) INTERNATIONAL SYSTEMS (ICI) - Highline-Alabama - USA

Sistemul folosește elemente spațiale închinare din beton armat, realizate în tehnologia pebar în armătura tehnologică: - pe planșea de pardoseală prefabricată în prealabil se toarnă cei patru pereți laterali, iar după decofrarea acestora, se montează, prin sudarea unor piese metalice, planșea de acoperiș prefabricată și acosta - Decofrarea pereților laterali este posibilă la unghi de 45° de la turnare, datorită acceleratelor de primă folosință la prepararea betonului.

Elementele spațiale astfel realizate, pot fi folosite atât la clădiri de locuit cit și la hoteluri, amplasate în zone rezidențiale și avînd pînă la 10 niveluri.

Montarea elementelor se face prin suprapunerea acestora cu interpunerea de benzi de acoperiș între ele, iar continuitatea pe verticală se asigură prin intermediul unor agrafe în formă de "V" ce se dirigen în jurul buclelor de ridicare ale elementelor. Înbinarea acestor este protejată prin intermediul unei înbinări unice realizată prin injecție cu mortar de ciment.

Elementele din acest sistem se livrează sub formă de camere complete finite avînd toate instalațiile montate și se pot transporta la distanțe mari cu ajutorul mijloacelor C.F. asemănător cu sistemul V.K.I.S.I. din Europa.

#### 1.1.7. Sistemul HABITAT - Canada [90]

Proiectul sistemului a fost executat de arhitectul Louis Kahn, care a urzicit o dispoziție originală a elementelor evitînd construcția de formă paralelipipedică, dar prin aceasta a fost nevoit să dispună multe spații de circulație în raport cu spațiile direct funcționale. Prin aşezarea după direcția perpendiculară a elementelor suprafața a creat pentru fiecare locuință, grădini de acoperiș dispuse peste elementele inferioare.

Elementele spațiale din beton armat, avînd dimensiuni de 11,7 x 5,33 x 3,50 m. s-au conceput ca la montaj să fie finite între ele prin intermediul unor armături patențiale de pretensiune.

Suprafața mare a unui element spațial, de 62,36 m<sup>2</sup> și grosimea pereților de circa 30 cm. impune de armături postcomprimate, au condus la greutatea ale elementelor de 70 pînă la 90 tone.

Din acuratețe cunoscută, elementele au fost turnate pe o placă din apropierea gasterului, turnându-se întâi planșele, iar apoi pereții elementului.

Un ansamblu al locuințelor proiectate de către Saffi în Montreal cu elemente HABITAT este ilustrat în fig. 1.16, iar în fig. 1.17. se prezintă un detaliu al aceluiași ansamblu, observându-se suprafețele destinate grădiniilor de apartament.

Fig. 1.16

Fig. 1.17.

### 1.1.8 Sistemul CORBOU - Danemarca [90]

Elementele spațiale din acest sistem se realizează din plăci din beton armat fixate pe un schelet de rezistență deosebită din beton armat.

Dimensiunile elementelor fiind de 4,2 x 2,45 x 2,91 m, rezultă elemente de greutate redusă având în medie până la 12 tone.

Se tornă individual pereții, pardoseala și acoperișul iar apoi se montează prin pretenționare într-un element sistemic.

Montarea elementului se face cu ajutorul macaralei în interiorul unui schelet din beton armat, rezervându-se propriuzilele a elementelor spațiale făcându-se pe niște plăci de cauciuc, fără a exista elemente speciale de legătură între elemente.

În fig. 1.18 este arătată schema de montaj al elementelor spațiale din sistemul CORBOU, iar în fig. 1.19 se reprezintă un aspect din timpul montării elementelor la blocul de locuințe din localitatea Dalberg - Danemarca -

Fig. 1.18

Fig. 1.19

### 1.1.9. 4 L - SYSTEM - Anglia

Reprezintă elemente spațiale executate în sistemul periferic executat prin înmăsurarea consolidată a unui perete longitudinal, a două semifrontoane și a două semiplanșee astfel ca prin alăturarea a două astfel de elemente se realizează o încăpere.

Elementele 4 L - SYSTEM se folosesc pentru clădiri cu cel mult două niveluri folosite în special pentru locuințe unifamiliare așa cum se vede în fig. 1.20.

Fig. 1.20

O variantă a acestui sistem e reprezentată elementul spațial prezentat în fig. 1.21., folosit la executarea caselor de

edilnă sau a clădirilor de locuit unifamiliare. Imaginea din fig. 1.21 reprezintă o artifel de clădire realizată în orașul Freiburg din R.F.G.

Fig. 1.21

1.1.10. Elemente spațiale în Japonia

O realizare deosebită în domeniul clădirilor din elemente spațiale o reprezintă blocul KAGAKI din Tokio la care s-a turnat în prealabil un miez din beton armat monolit, în care s-au fixat elementele spațiale atât prin răsucire de suprapunere cât și încastrare în miezul monolit.

O imagine a fazei de montaj al elementelor spațiale este prezentată în fig. 1.22 în care se observă aparatele de răsucire și dispozitivele de încastrare, iar în fig. 1.23 se vede un ansamblu al blocului KAGAKI, terminat.

Fig. 1.22

Fig. 1.23

1.1.11. Elemente spațiale în URSS [30, 90, 106, 132, 195]

Cel mai mare volum de clădiri din elemente spațiale de beton armat au fost executate în URSS, extinzându-se două procedee tehnologice de realizare și anume : - procedeeul clopot și procedeeul pană eulct. În perioada 1961 - 1969 s-a experimentat și un al treilea procedee tip pană verticală la care s-au turnat monolit pereții și apoi s-au montat cele două planșe prefabricate, procedee la care s-a renunțat în ultimul timp.

Cu sistemele menționate s-au construit mii în perioada 1976 - 1980 peste 31.000 apartamente însumând 2,5 milioane m<sup>2</sup>.

Astăzi în tehnologia clopot cât și în tehnologia pană eulct, miezul tiparului s-a executat cu secțiune variabilă, pentru a permite deoseciră prin anulțare. Un alt motiv s-au executat la elementele tip clopot pereții cu grosime variind de la 9 la 7 cm. iar la elementul tip pană eulct s-a variat grosimea pereților longitudinali și ai planșelor.

Perețele exterioare al elementului spațial s-au executat cu panou termoizolator suplimentar agățat sau sub formă de panou monoziret termoizolator etapat pe linia tehnologică de formare, sau monolitizat în cazul soluției clopot.

În fig. 1.24 se arată un aspect din timpul montării unui bloc de locuințe în URSS folosind elemente spațiale de tip clopot.



În urma cercetărilor științifice întreprinse în special la Institutul Inilop - Jilgosa referitoare la capacitatea portantă și la sisteme de îmbinări s-a putut trece la clădiri cu 12 niveluri, existând perspectiva extinderii la clădiri cu pînă la 16 niveluri.

Se preconizează extinderea în viitor a sistemelor constructive cu elemente spațiale prin folosirea sistemelor mixte realizate din panouri mari și elemente spațiale.

### 1.2. Elemente spațiale cu pereți subțiri executate în țară.

În țara noastră s-au aplicat primele elemente spațiale la Onesti în 1961 unde s-au început și cercetările experimentale la o clădire de locuit cu 3 niveluri.

În anul 1963 s-a executat la București un bloc experimental de garsoniere a cărui proiect a fost elaborat de I.P.C.T.

În anul 1969 s-a experimentat la ICIE Brașov o tehnologie rotitoare de executare a elementelor spațiale tip inel, a cărei tehnologie constă în turnarea succesivă a cîte unui perete în poziție orizontală după care se rotește integral ansamblul. Structura clădirilor folosind acest tip de elemente spațiale, s-a realizat în relație combinată elemente spațiale cu panouri mari asigurându-se continuitatea atât verticală cât și orizontală prin monolitizări continue.

În anii 1971 - 1972 întreprinderea ICIE Brașov în colaborare cu I.P.C.T. a experimentat elemente spațiale tip inel, asemănătoare cu sistemul BOU-LIFF din Olanda [90] avînd lățimea de 1,2 m, elemente cu care s-a executat o clădire 1+1 de 4 apartamente.

Începînd cu anul 1973 s-a dezvoltat producția de elemente spațiale pentru realizarea clădirilor de locuit dezvoltîndu-se două sisteme constructive și anume :

- sistemul panou culcei - realizat de ICIE Brașov și
- sistemul clopot realizat de CMC și ICPCO la Craiova.

O variantă a sistemului clopot a fost concepută și executată la Iași de către ICPCO - Iași în colaborare cu ICPCO București începînd cu anul 1975 existînd în prezent executate două blocuri de locuințe.

#### 1.2.1. Elemente spațiale tip panou culcei [164, 186]

Începînd cu anul 1973, întreprinderea ICIE din Brașov a început execuția elementelor spațiale tip panou culcei, alcătuite



din doi pereți longitudinali și două planșe turnate monolit împreună cu ună dintre frontoane, într-o instalație de formare.

În primă fază s-a executat pereții longitudinali și planșeele în soluție nervurată alcătuită -cu plăcile cu grosime de 5,5 cm. și grosimea nervurii de 9 cm, iar în urma cercetărilor întreprinse în cadrul laboratorului Catedrei de beton armat și clădiri a facultății noastre, s-a trecut la realizarea pereților masați cu grosime de 7 cm, soluție mai simplă din punct de vedere tehnologic.

Ultimul perete al elementului spațial s-a realizat ca panou prefabricat și asamblat ulterior la elementul preturnat. În fig. 1.25 se prezintă modul de alcătuire a unor astfel de elemente spațiale atât pentru cazarea de locuit cit și pentru casele adărilor, fiind prezentate translațat elementele prefabricate ce se montează ulterior.

Fig. 1.25

Operația de manipulare și montaj al elementelor prefabricate se realizează prin ridicarea cu ajutorul macaralelor, prinderea făcându-se în cele patru colțuri unde sînt prevăzute bucoane, ancorate în pereții elementelor prin intermediul unor carcase metalice verticale. Carcasele asigură o continuitate pe verticală prin sudarea după montaj a bulcanelor de la elementul inferior cu terminațiile casecelor de la elementul superior.

În fig. 1.26 se prezintă un aspect al depozitului de elemente spațiale din cadrul întreprinderii ICIM - Brașov.

Fig. 1.26

Elementele spațiale sînt astfel proiectate încît să asigure realizarea clădirilor de locuit  $F_0 4 \times$  în zone cu grad de seismicitate 7. Rezultatele încercărilor experimentale făcute pe elemente spațiale precum și pe module de elemente spațiale, au dat asigurare extinderii sistemului constructiv și la clădiri cu mai mult de cîmîi niveluri precum și în zone cu grad de seismicitate superior gradului 7.

În fig. 1.27 și fig. 1.28 se prezintă aspecte din zona de locuințe a municipiului Brașov unde s-a executat clădiri de locuit cu elemente spațiale.

Fig. 1.27

Fig. 1.28

O extindere a elementelor spațiale la construcții sociale-culturale este prezentată în fig. 1.29 unde este prezentat un hotel executat în Feleasa Argeș cu ajutorul elementelor spațiale de tip pabaz culcat.

Fig. 1.29

Elementele spațiale au fost folosite și la executarea unor cămine de nefamilijști precum și a școlilor industriale, având posibilitatea de folosire și la clădiri ale școlilor, caz în care pereții longitudinali ai elementelor spațiale au prevăzut goluri foarte mari astfel că rămân doar niște pilăștri în zonele de contactare cu frontoanele.

### 1.2.2. Sistemul Craiova de elemente spațiale [110,164]

Diferența între sistemul de element spațial tip pabaz culcat realizat de ICI Argeș - și sistemul clopot realizat de ICI la Craiova constă în procedeele tehnologice diferite de alcătuire și realizare, care atrag după sine și diferențe de comportare în structură.

Astfel elementul spațial tip clopot se execută în următoarele etape tehnologice :

- se execută inițial panoul de fațadă sub formă de element prefabricat și se montează în instalația de turnare a elementelor spațiale ;

- se toarnă monolit trei pereți și planșoul de tavan, asigurându-se monolitizarea panoului de fațadă prefabricat cu pereții și tavanul turnate monolit ;

- clopotul astfel format se montează prin sudură pe planșoul de pardoseală prefabricat separat așa cum se reprezintă în fig. 1.30.

Fig. 1.30

În faza inițială de execuție a elementelor spațiale tip clopot, se realizează o prindere activă după verticală prin amplasarea unor toroane din TB 12 în colțurile elementelor toroane se blocau la nivelul fundațiilor și erau pretensionate la nivelul terenului (peste și sublinia element spațial). Experiența dobândită prin executarea a peste 2600 apartamente în perioada 1974-1993 a permis eliminarea îmbinării active, menținându-se doar continuitatea armăturii verticale pasive din colțurile elementelor, măsură

suficientă pentru prelucrare eforturilor de întindere din solicitări seismice pentru grad seismic de 7 1/2.

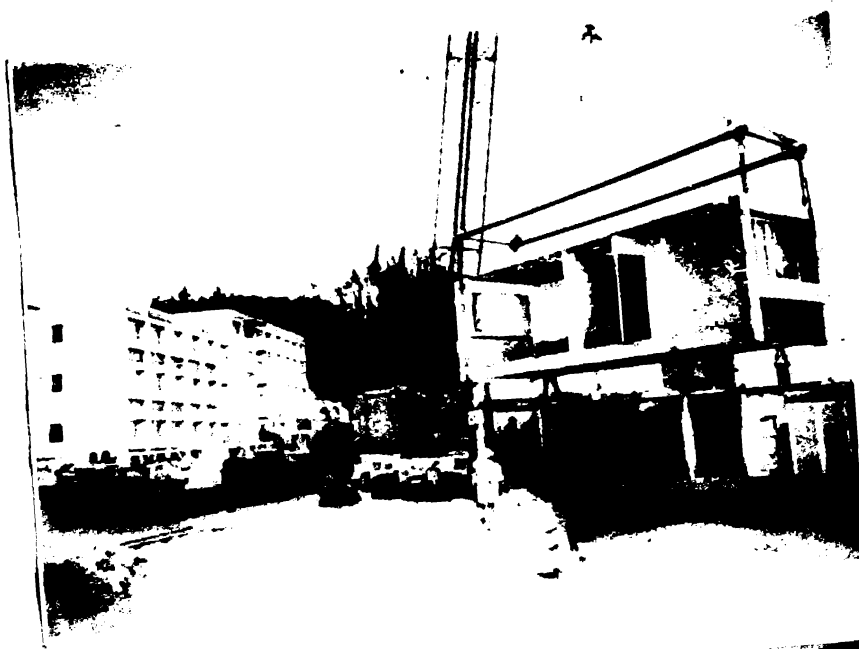
**1.2.3. Alimentarea spațială în sistem IEPHC- Isp1 [164]**

- Din punct de vedere tehnologic sistemul Isp1 reprezintă o variantă a sistemului clopot ancorat la coloane cu diferența că în instalația de formare se realizează monolit echilibrat pentru pereți și planșeu de tavan formând ocazional clopot. În faza tehnologică următoare se montează prin ridicare clopotul pe planșeu de pardosea la nivel separat de element prefabricat. Izolarea pereților exteriori se face într-o fază tehnologică următoare prin etajarea unor panouri termoizolante.

Pentru asigurarea desprinderii elementului spațial, s-au prevăzut turnarea pereților cu grosime variabilă de la 11 cm. la 5 cm. pentru pereții exteriori, respectiv de la 9 cm. la 7 cm. pentru pereții interiori.-

Și în cazul sistemului Isp1, pentru manipularea și montaj, s-au prevăzut în colțurile elementului spațial dispozitive metalice ancorate în pereți cu ajutorul șuruburilor metalice, sistem care prin asamblare asigură realizarea continuității după verticală.-

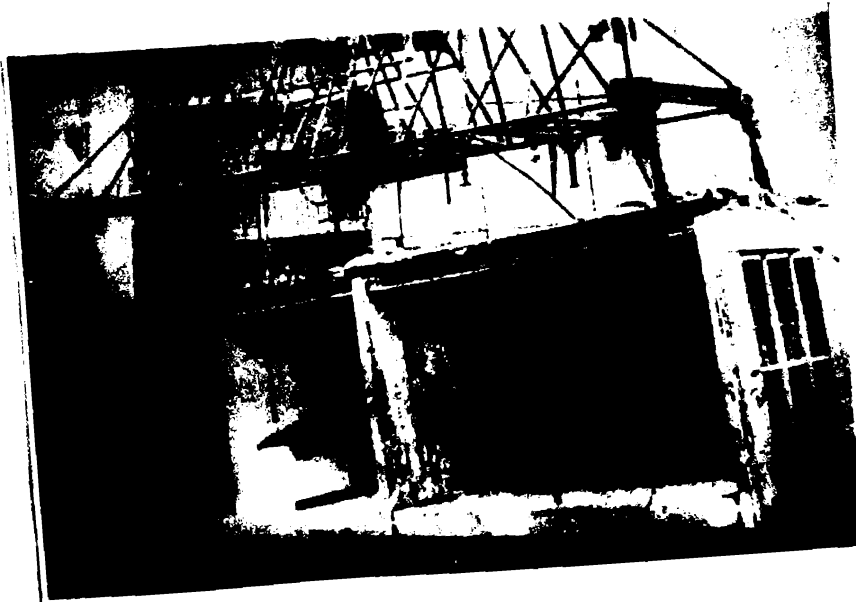
15



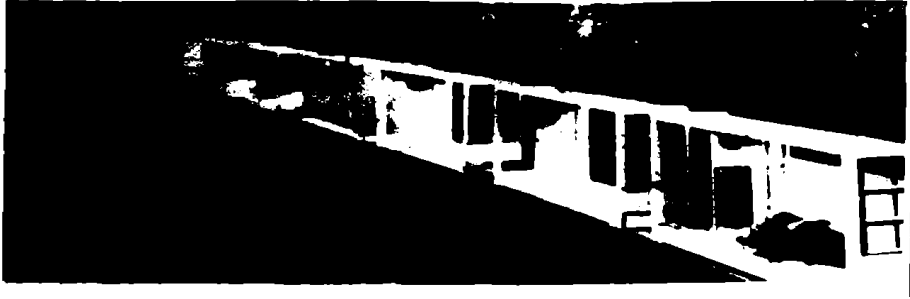
1.1.



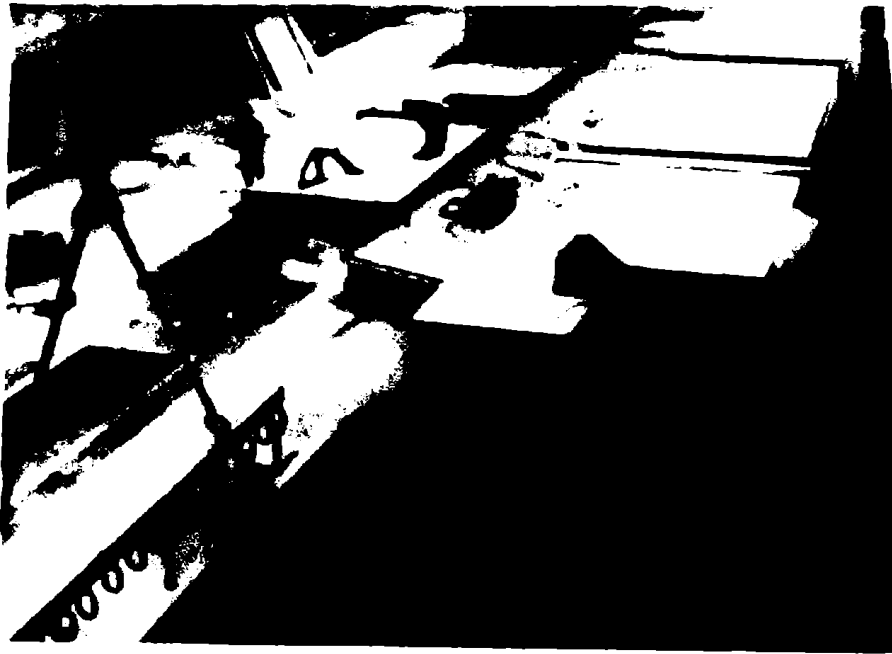
1.2



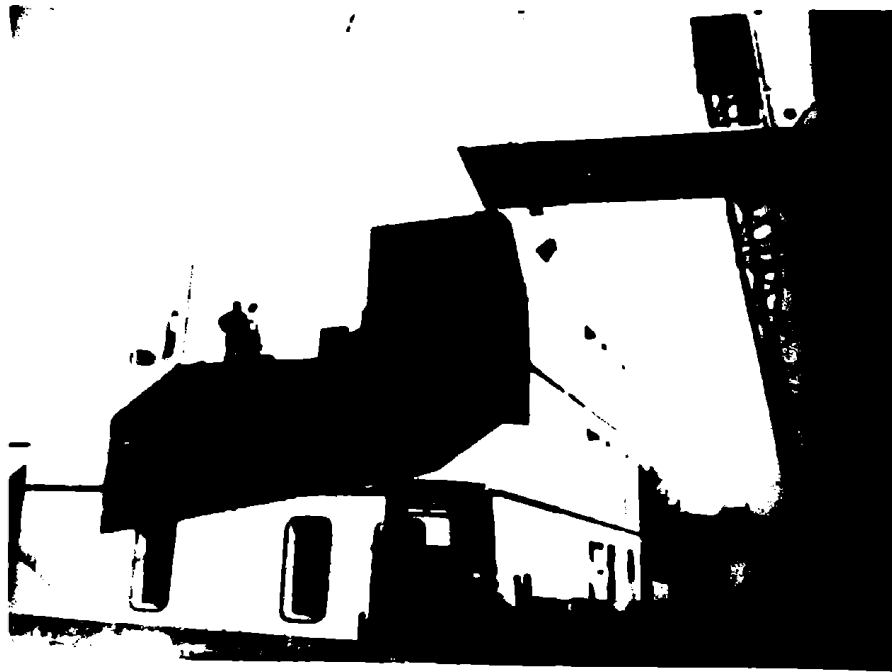
1.3



1.4

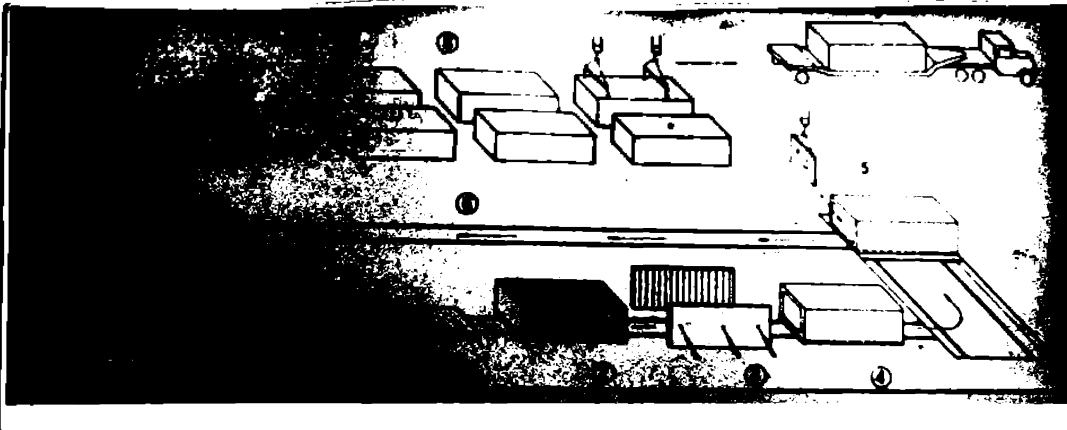


1.6



1.7

17



1.9



1.8



1.10

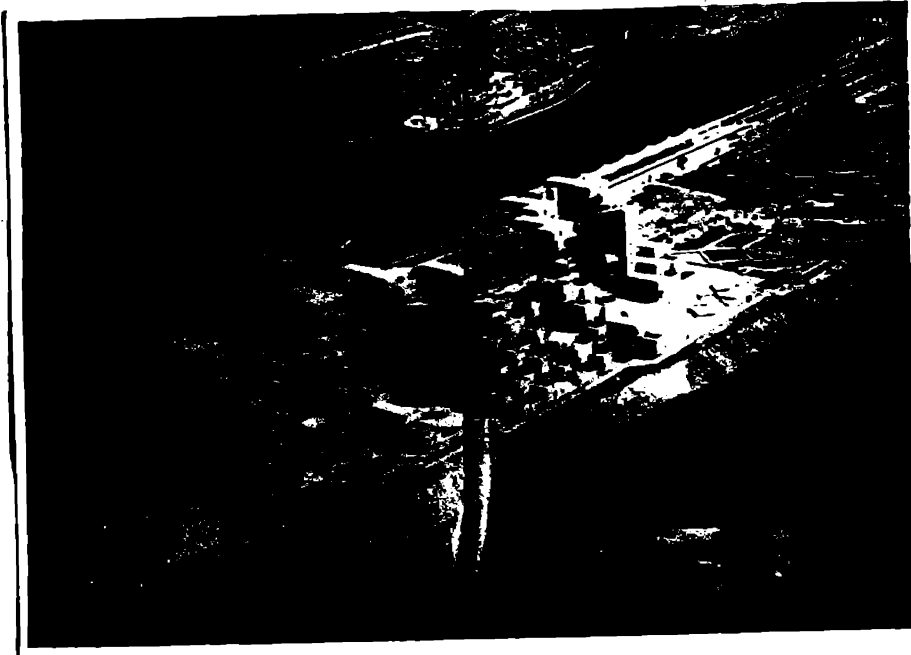
496889  
356 E



1.11.



1.15

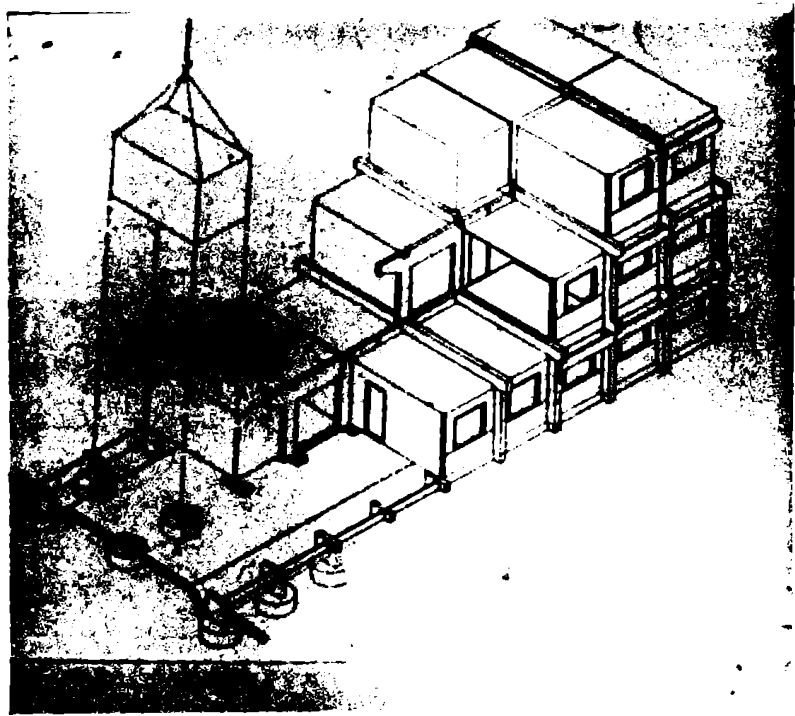


1.16



1.17





1.18



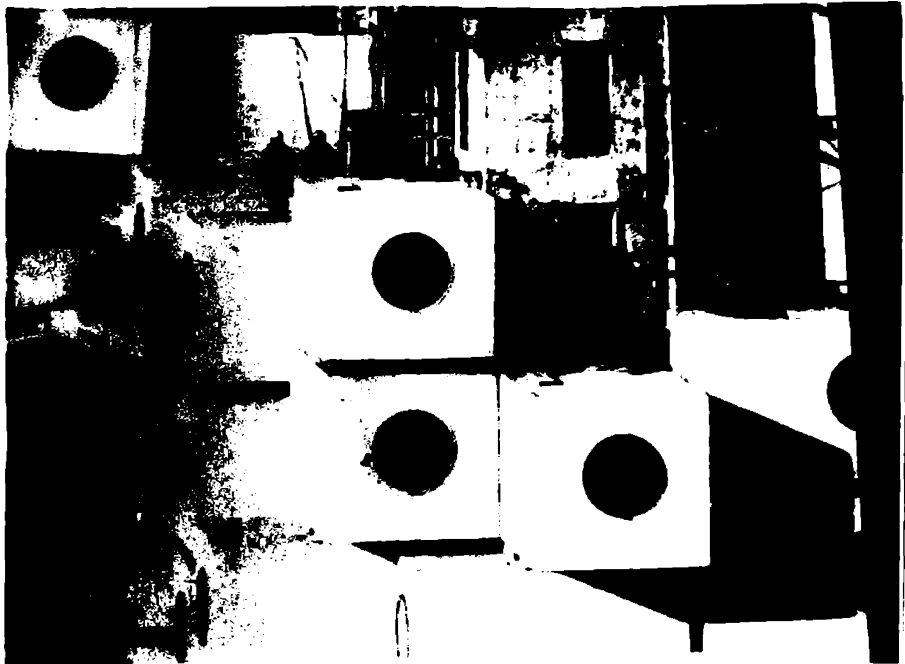
1.19



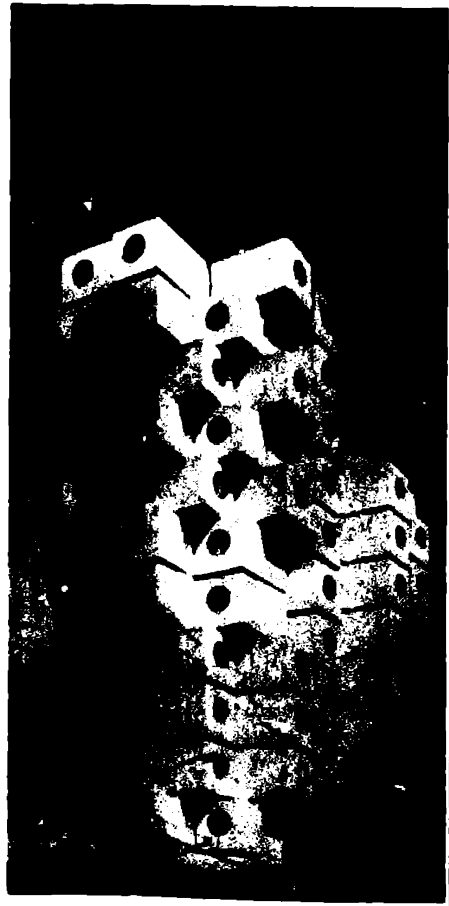
1.20



1.21



1.22.



1.23.



1.24 .



1.26 .



1.27



1.28



1.29.

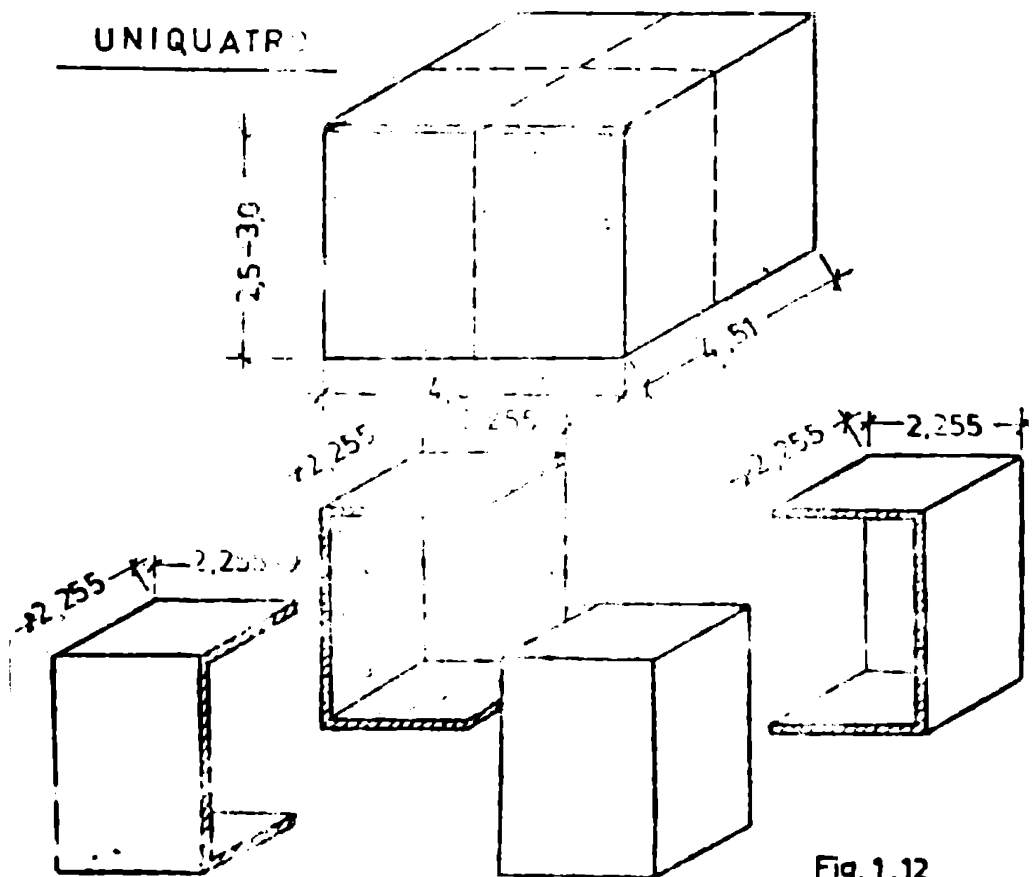


Fig. 1.12

SCOTT

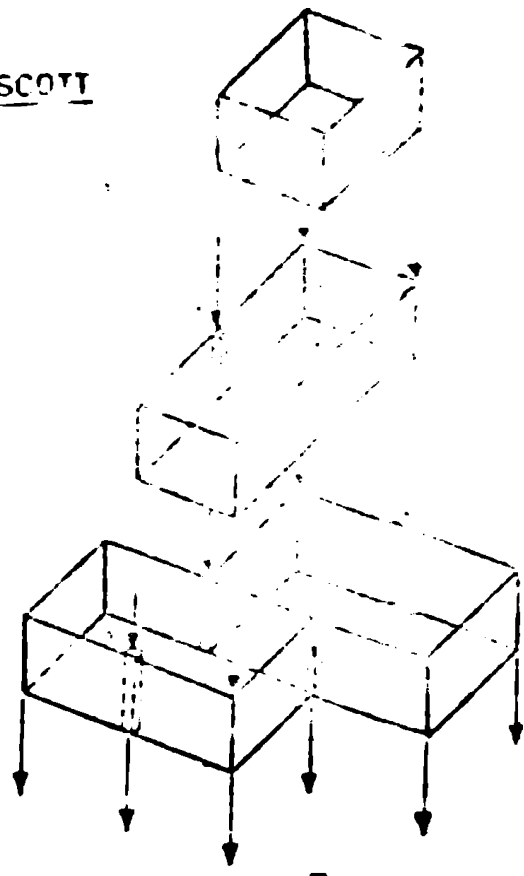


Fig 1.12

TRIEDRO

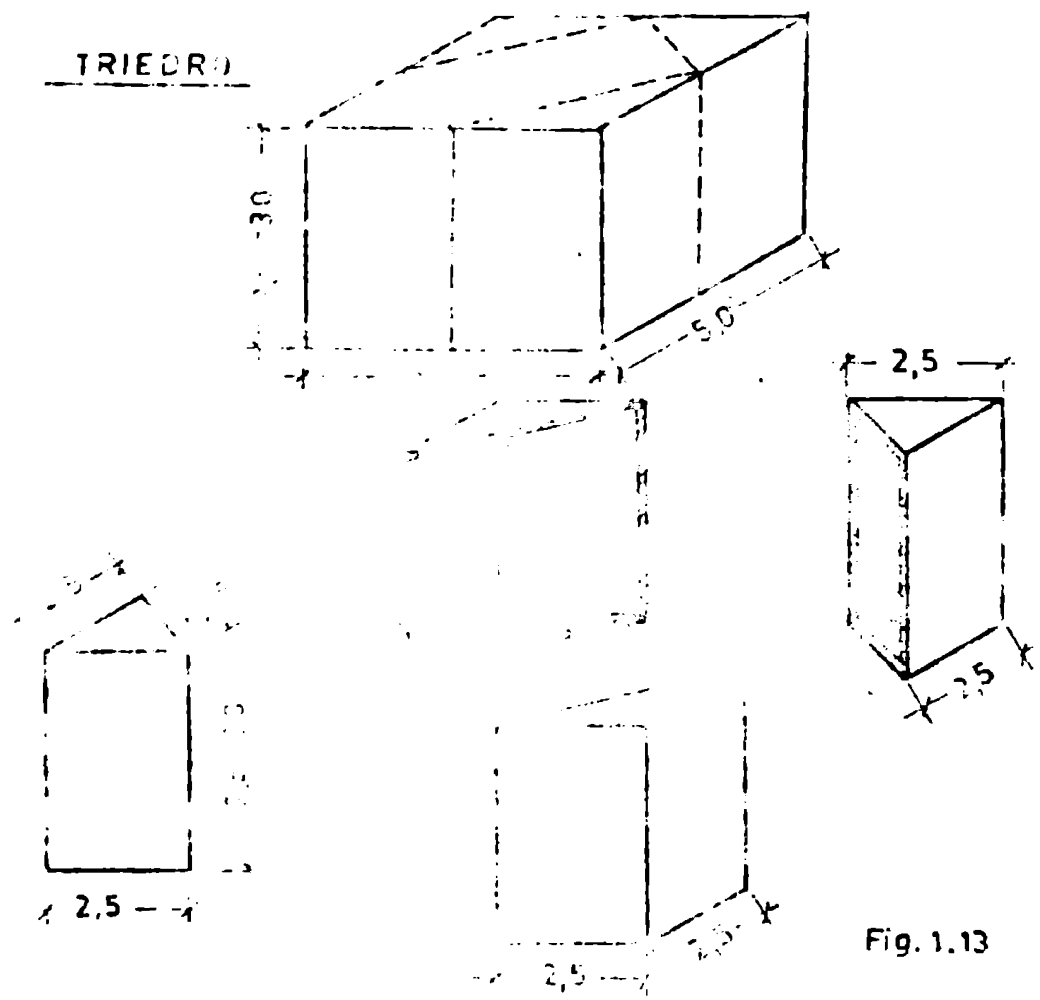
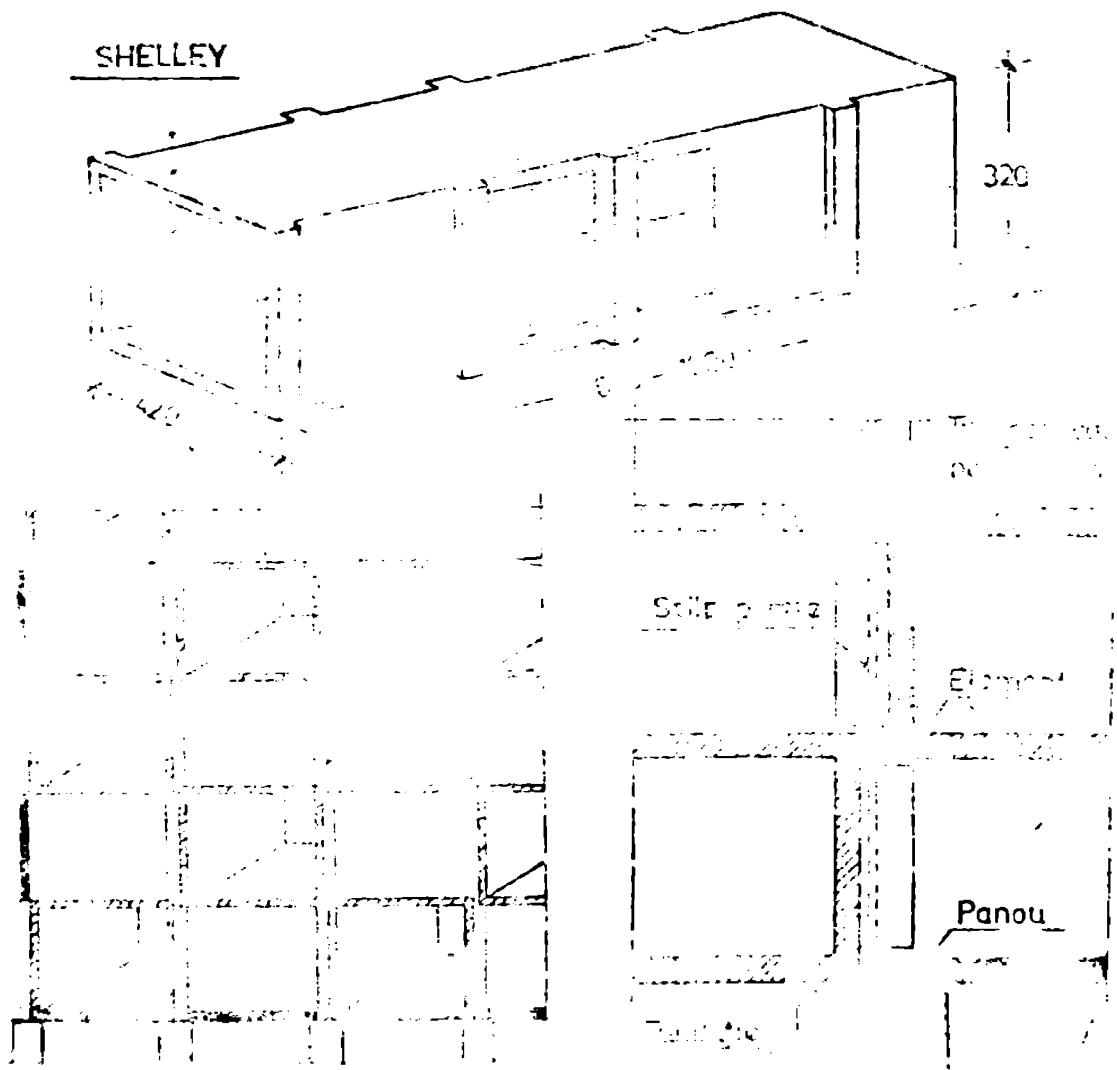


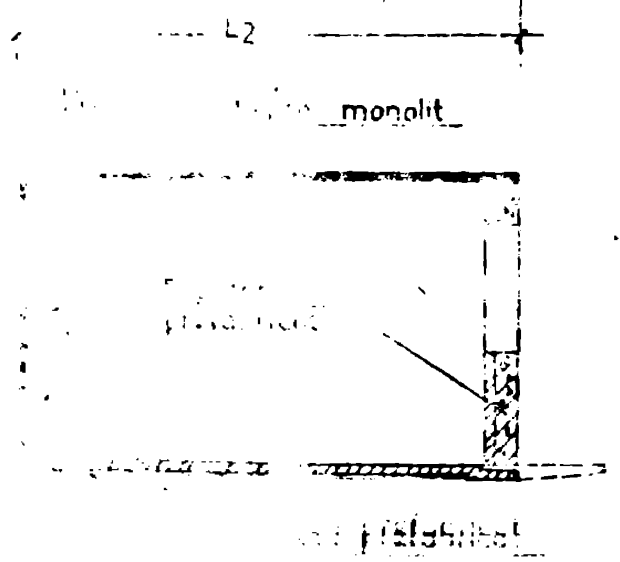
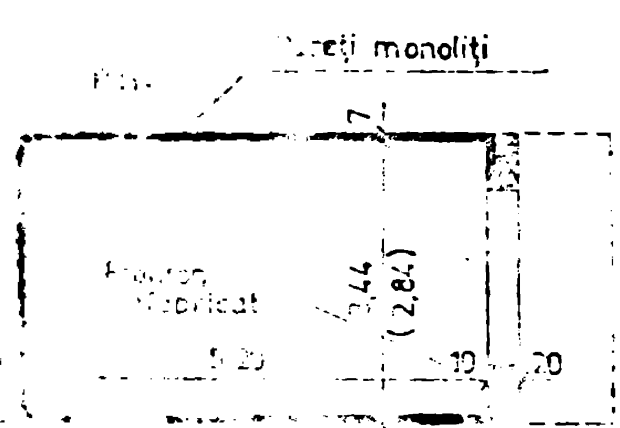
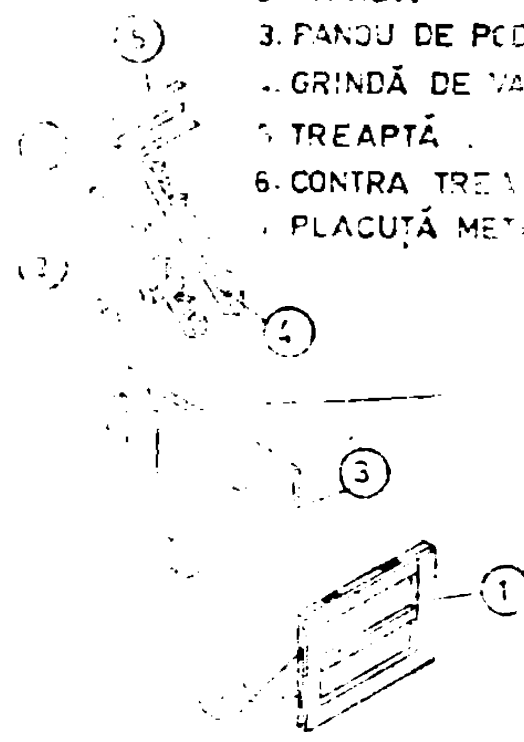
Fig. 1.13







- 1. PANOU DE ENȚĂRI
- 2. GRINDĂ
- 3. PANOU DE PODEȘT
- 4. GRINDĂ DE VÂNS
- 5. TREAPTĂ
- 6. CONTRA TREAPTĂ
- 7. PLACUȚĂ METALĂ



Concluzii - În baza rezultatelor obținute în urma efectuării probelor de laborator și a calculului teoretic se poate afirma că:

Având în vedere faptul că în normele străine nu se fac referiri privind calculul pereților având grosimi mai mici de 10 cm, pereții ce fac obiectul prezentei studii, în prezentarea ulterioară se vor analiza normele naționale și străine care indică un mod de calcul al pereților portanți din beton simplu sau armat din punct de vedere al calculului la stabilitate.

Cele două norme germane din 1945 (147) fac referiri la grosimea minimă a pereților portanți ai elementelor prefabricate, limitându-se la 10 cm.

2.1. Calculul la flambaj după norma DIN (147)

Având în vedere procentele de armare relativ scăzute ale pereților portanți din beton armat, în calculul după formula (2.1) elemental se consideră în domeniul betonului numai armătura cantină ca armătura de siguranță.

2.1.1. Pereții murași rezanați pe contur, se calculează la stabilitate prin intermediul unei svelteți reduse determinată cu relația :

$$\bar{\lambda} = \frac{l_f}{h_0 \sqrt{\alpha}} \quad (2.1)$$

în care :

- $l_f$  - lungimea de flambaj ;
- $h_0$  - reprezintă grosimea echivalentă a peretelui nășed având același moment de inerție ca cel al unui perete nervurat ;
- $\alpha$  - un coeficient care ține seama de efectul de curbură al încălzirii care se determină cu relația 2.2.

$$\alpha = \frac{E_b}{\sigma_{bn}^2 (1 + \rho \frac{h}{l})} \quad (2.2)$$

unde :

- $E_b$  - este modulul de elasticitate al betonului ;
- $\sigma_{bn}^2$  - rezistența cilindrică medie a betonului ;
- $\rho$  - este coeficientul de curbură beton și ține seama de felul betonului având valorile 1,2 pentru beton obișnuit și valori între 1,3 și 1,4 pentru beton ușor cu granulat, a cărui densitate variază între 1,0 și 1,2 t/m<sup>3</sup> ;

$\xi$  - raportul între înălțimea de lângă curată și înălțimea totală.

lungimea de flambaj se determină cu relație :

$$l_f = \xi \cdot l \quad (2.3)$$

în care :

- 1 - înălțimea liberă a peretelui
- $\xi$  - coeficient de corecție a înălțimii în funcție de înălțimea " b " a plăcuțelor care conlucrează cu peretele, putând fi cca. din tabelul 2.1.

Tabelul 2.1

b (cm)	0	25	50	75	100
$\xi$	0	0,25	0,46	0,55	0,75
k	1	0,92	0,86	0,85	0,63

cu ajutorul metodei reduce  $\bar{e}_0$  se poate găsi din fig.2.0. valoarea coeficientului de flambaj  $\varphi$  în funcție de excentricitatea redusă  $\bar{e}_0$ .

$$\frac{1}{\varphi_0} = \frac{e_0}{h_0} \quad (2.4)$$

unde :

- $e_0$  - excentricitatea de calcul a forței ;
- $h_0$  - grosimea echivalentă a peretelui ;

Flambaj

Coeficientul de flambaj  $\varphi$  permite calcularea efortului unitar admisibil în stabilitate cu ajutorul relației 2.5.

$$\sigma_u = \varphi \cdot \sigma_{tu} \quad (2.5)$$

în care semnificațiile au fost precizate anterior.-

2.0.2. În cazul pereților masivi și înconstruiți în plăcuțe, având excentricitatea de înălțime diferită de zero, lungimea de flambaj se calculează cu relație :

$$l_f = k \cdot l \quad (2.6)$$

în care k este un coeficient de corecție a înălțimii determinat cu relație :

$$k = \frac{3 + 2,47}{2,5 + 2,47} \quad (2.7)$$

în care coeficientul k este exprimat în funcție de coeficientul  $\xi$

$$\sigma = f \left( \frac{e_0}{h}, \bar{\sigma} \right) \quad (2.11)$$

cu neglijarea rezistenței la întindere a betonului.

Verificarea la stabilitate a pereților prin-pare respectarea inegalităților :

$$n^{*2} \leq R_{nt}^{*2} \quad (2.12)$$

$$\eta_1 \cdot \frac{R_{nt}^{*2}}{R_{nt}^2} \cdot n^2 \leq \frac{R_{nt}^{*2}}{R_{nt}^2} \quad (2.13)$$

$$n \geq \frac{R_{nt}^{*2}}{R_{nt}^2} \cdot h \quad (2.14)$$

În care s-a notat

- $n^{*2}$  - înălțimea verticală de calcul la un panou de perete, pe unitatea de lungime ;
- $R_{nt}^{*2}$  - înălțimea verticală de calcul a peretelui, pe unitatea de lungime sub coroziunea cu excentricitatea inițială  $e_0$ , cu luarea în considerare a flambajului ;
- $R_{nt}^2$  - este înălțimea caracteristică pe unitatea de lungime aplicată în planul median al zăvolului ;
- $\eta_1$  - coeficient de siguranță, precizat în tabelul 2.2 ;
- $\eta_2$  - coeficient de comportare a cărui valori sînt date în tabelul 2.3 ;
- $b$  - coeficient de reducere precizat în tabelul 2.4

Valorile coeficientului de siguranță  $\eta_1$  sînt precizate în tabelul 2.2 în funcție de starea limită la care se face calculul și de tipul solicitărilor care acționează asupra pereților.

Tabelul 2.2

Starea limită	Solicitări		
	normale	alternante	exceptionale (de vânt)
de rezistență (valori minime)	1,4	1,1	1,0
de flambaj și de deformare	1,0	1,1	1,0

Valorile coeficientului de comportare  $\eta_2$  (echivalentul coeficientului condițiilor de lucru din normele românești (1.3)) sînt date în tabelul 2.3, în funcție de starea limită, tipul elementului de construcție și tipul solicitărilor.

corecție a îndălțării peretelui funcție de lățimea de contactare  
coeficient definit în relația 2.3.

Ați coeficientul  $k$  și coeficientul  $\gamma$  sînt dați  
în tabelul 2.1. în funcție de lățimea activă a plăcuțelor, notat  
cu  $b$  și exprimată în cm.

În continuare se calculează sveltețea redusă cu aju-  
rul relației 2.1., coeficientul de flambaj cu ajutorul figurii  
2.1. respectiv efortul unitar admisibil la stabilitate cu relația  
2.5. la fel ca în cazul anterior al pereților rezemați pe contu-

2.2. Flambajul pereților după norma CEN (15)

Din punct de vedere al calculului la stabilitate a p-  
reților, norma belgiene se aliniază la norma CEN (15) dete-  
minînd o sveltețe redusă cu relația 2.1 funcție de care se eval-  
uiază coeficientul de flambaj  $\varphi$ , cu ajutorul figurii 2.1. De fap-  
tă precizări suplimentare referitoare la determinarea încălzirii  
de rupere și a celor de calcul ale peretelui.

2.2.1. Încălzirea de rupere a peretelui

Încălzirea de rupere exprimată pe unitatea de lungime  
 $N_{Rf}$  reprezintă efortul unei încălziri ce corespunde cu excentri-  
tatea inițială de calcul  $e_0^*$  cu luarea în considerare a svelteței  
redate  $\bar{\lambda}$  :

$$N_{Rf} = \mu \cdot N_0^* \quad (2.1)$$

în care :

$$N_0^* = \left( \sum_{bh} \cdot h \right) \quad (2.2)$$

reprezintă încălzirea de rupere pe unitatea de lungime  
sub compresiune centrată fără luarea în considerare  
a flambajului ;

iar  $\mu$  - reprezintă funcția de flambaj avînd expresia

$$\mu = f(e_0^*, \bar{\lambda}) \quad (2.1d)$$

În relațiile de definiție 2.9 și 2.10 s-a notat cu :

$bh$  - rezistența la compresiune centrată ;

$h$  - grosimea peretelui încălzit ;

$e_0^*$  - excentricitatea de calcul ;

$\bar{\lambda}$  - sveltețea redusă.

Pentru secțiunea dreptunghiulară, funcția  $\mu$  este  
definită în graficul din fig. 2.1. prin expresia :

Valorile indicate pentru coeficientul  $\gamma_k$  seiau în considerare în cazul solicitărilor excepționale care acționază asupra elementelor din beton monolit sau prefabricat, valori corespunzând sensului coeficienților utilizați la solicitări normale împărțite cu 1,15 așa cum se prevede și în recomandările EB (149)

**2.2.2. Solicitări de calcul.-**

Solicitările de calcul  $S^*$ , corespunzătoare calculului la rezistență și stabilitate sînt stabilite conform relației :

$$S^* = \gamma_k \cdot \gamma_q \cdot S_k \quad (2.15)$$

în care :

- $S_k$  - solicitarea caracteristică
- $\gamma_k$  și  $\gamma_q$  - sînt coeficienții de siguranță respectiv de comportare indicați în tabelele 2.2 și 2.3 ; -
- produsul celor doi coeficienți este indicat în tabelul 2.5.

**Tabelul 2.5.**

Elementul de construcție studiat	Altera limită			
	De rezistență	De flac-	De fis-	De defor-
	Solici- tate norma- lă	Solici- tate excep- ționale	urare	mație
<b>Legături verticale</b>				
- cu profil dublu	2,80	2,00	1,30	1,30
- restul legăturilor	3,72	2,65	1,30	1,30
<b>Panouri de pereți, legături horizontale, legături verti- cale elastic-fragile</b>				
	1,68	1,20	1,0 sau 1,10*	1,0 sau 1,10*
<b>Restul elementelor</b>				
	1,40	1,0	1,0 sau 1,10*	1,0 sau 1,10*

**NOTA :** La cifrele notate cu \*, valoarea 1,0 pentru produsul coeficienților  $\gamma_k$  și  $\gamma_q$  se atribuie încăleziilor normale, iar valoarea 1,10 la încăleziile alterante, precizare prevăzută din recomandările CFB (149).

tabelul 2.3

Starea limită	Solicitări	
	normale	excepționale

de rezistență :

- elemente deservabile la rupți- ri bruște (plăci, legături verticale plastificabile)	1,0	1,0
- elemente cu rupturi fragile (panouri verticale, legături ori- zontale la panouri suprapuse, legături verticale neplastifi- cabile, patul de pună al plă- celor )	1,2	1,2
- legături verticale cu profil simplu		
- cu amprente duble	2,0	2,0
- în celelalte cazuri	2,65	2,65

de fisurare și deformare :

- legături verticale cu profil simplu	1,3	1,3
- celelalte cazuri	1,0	1,0

tabelul 2.4

Material	Starea limită de rezistență		Starea limită de fisurare și deformare	
	normale	excepționale	normale	excepționale

beton armat monolit

în				
- elemente verticale	1,6	1,4	1,3	1,0
- elemente orizontale	1,5	1,3	1,3	1,0

beton în elemente prefa-  
bricate

	1,5	1,3	1,3	1,0
--	-----	-----	-----	-----

materiale de legătură

în :				
- legături orizontale				
- compactate manual	1,8	1,55	-	-
- vibrată	1,6	1,4	-	-
- legături verticale	1,6	1,4	-	-

Încălzirea și supraîncălzirea caracteristică se determină ca o relație de forma :

$$s_1 = s_2 (1 + \gamma \cdot 0.5) \quad (2.16)$$

unde :

$s_2$  - valoarea sarcinii și supraîncălzirii având probabilitatea de 5% de a apărea o dată în cursul vieții construcției ;

- coeficient de variație sau dispersie
- coeficientul probabilității de a avea într-o distribuție statistică normală, o încălzire superioară lui  $s_2$ , cu o probabilitate de 5%.

În relația 2.16 termenul  $\gamma$  se în considerare cazul majorării sau scăderii sarcinii și supraîncălzirii pentru obținerea în cazul considerat a efectului celui mai defavorabil.

### 2.3. Calculul la stabilitate după normele sovietice LII (5.182)

Reglementările sovietice preconizează metode de calcul la rupere după expresii apropiate de cele ale recomandărilor CEB(149).

În spiritul normelor sovietice, un perete se consideră necurat atunci cînd procentul de armare este inferior valorii  $\mu = 0,3\%$ .

Specific acestor norme și diferit de recomandările CEB, sînt coeficienții de reducere care se aplică capacității portante, pentru a ține seama de riscul producerii flambajului, coeficienți care sînt dați în tabelul 2.6. pentru pereți necurați și în tabelul 2.7 pentru pereți armați, în funcție de subțțimea elementului,  $l/h$ :

- pereți necurați Tabelul 2.6.

$l/h$	0	4	8	15	20	24
Coeficient de reducere	1	1	0,950	0,820	0,725	0,650

- pereți armați Tabelul 2.7.

$l/h$	11,4	22,8	40	57
Coeficient de reducere	1	0,89	0,64	0,35



**2.4. Calculul înălțimii de flambaj după norma  
DIN 1045 [145,147].**

În conformitate cu noțiunile generale DIN 1045, lungimea de flambaj la pereții netezi încastrați, se calculează în funcție de înălțimea dintre etaje, conform relației :

$$h_k = \alpha \cdot h_0 \quad (2.17)$$

în care

- $h_k$  - lungimea de flambaj
- $h_0$  - înălțimea dintre etaje
- $\alpha$  - un coeficient ce ține seama de modul de reșare luând valorile :

$$\alpha = 1 \quad (2.18)$$

în cazul pereților încastrați pe două laturi :

$$\alpha = \frac{1}{1 + \frac{h_0}{2l}} \geq 0,3 \quad (2.19)$$

pentru pereți încastrați pe trei laturi :

$$\alpha = \frac{1}{1 + \frac{h_0}{l}} \quad \text{dacă } h_0 \leq b \quad (2.20)$$

respectiv

$$\alpha = \frac{1}{2 + \frac{h_0}{l}} \quad \text{dacă } h_0 > b \quad (2.21)$$

în cazul pereților încastrați pe contur.

În relațiile 2.19 - 2.21 s-a notat cu "l" jumătatea distanței de la marginea liberă la marginea încastrată a peretelui, respectiv în cazul peretelui dublu încastrat, jumătatea deschiderii secțiunii.

În cazul pereților nervurați se aplică corecția înălțimii peretelui, calculându-se astfel pe baza relației :

$$h_k = \frac{h_0}{i} \quad (2.22)$$

unde :

- valoarea corecției
- $h_0$  - lungimea de flambaj conform relației 2.17 ;
- $i$  - rata de giro, se avine expresia

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} \quad (2.23)$$

în care :

- $I$  - momentul de inerție a secțiunii peretelui ;
- $A$  - aria secțiunii peretelui.

Efectul flambajului este luat în considerare prin intermediul coeficientului de reducere a tensiunii admisibile  $\gamma_c$

$$\gamma_c = 1 - \frac{e}{140} \left( 1 + \frac{e}{h_0} \right) \quad (2.24)$$

unde :

$e$  - reprezintă excentricitatea

$h_0$  - înălțimea echivalentă corectătoare unui perete lin cu același moment de inerție ca cel al peretelui nervurat, rezultând din expresia :

$$\frac{h_0^3}{12} = I \quad (2.25)$$

în care :

$l$  - distanța întreax al nervurilor ,

Efortul admisibil în beton, cu luarea în considerare a flambajului se obține cu relația :

$$\sigma_{adm} = R_c \frac{\gamma_c}{\gamma} \quad (2.26)$$

unde :

$R_c$  - reprezintă rezistența de calcul la compresiune

$\gamma$  - coeficientul de siguranță conform normelor DIN-1045 care se ia egal cu 2,5 .

În tabelul 2.8 se precizează grosimea minimă care poate fi adaptată pentru pereți în conformitate cu secțiunile (147) în funcție de masa betonului, modul de execuție (monolit sau prefabricat) precum și funcția de schemă statică a peretelui.

Tabelul 2.8.

Nr. Calitatea crt. betonului	Modul de execuție a beton.	Grosimea minimă a peretelui (cm)			
		Masa simplă		Masa simplă	
		Tipul de rezistență			
		simplă	continuu	simplă	continuu
1.- Până la $R_{ct}$	beton monolit	20	14	-	-
2.- Peste $\geq 150$	beton monolit	24	12	12	10
3.-	prefabricat.	12	10	10	8

Valorile din tabelul 2.8 sînt valabile pentru pereți de rezistență care nu trebuie să îndeplinească condiții speciale privind rezistența la căldură, agnori, foc, etc.-

În cazul folosirii pereților cu grosimea mai mică de 14 cm, pentru asigurarea stabilității la flambaj, se recomandă reducerea capacității portante cu 10 % sau cu valoarea corespunzătoare relației .

$$\frac{h + 10}{24} \quad (2.27)$$

în care :

h = reprezintă grosimea peretelui exprimată în cm.

2.5. Evaluarea capacității portante a pereților, cu luarea în considerare a stabilității lor, în conformitate cu normele americane ACI(146,184) întocmite de ACI Comitet 531 și ACI Comitet 318

2.5.1 Forța portanță prafabricată indicată în planul lor

Forța capabilă la compresiune într-un perete de beton încărcat centric, cu luarea în considerare a stabilității acestuia, se evaluează cu relațiile :

$$F_a = 0,225 f'_c \left[ 1 - \sqrt{\frac{F_a}{1,5} \left( \frac{h}{9 \cdot t_e} \right)^2} \right] \quad (2.23)$$

pentru  $F_a > 0,11 f'_c$

respectiv :

$$F_a = 3 \cdot 1,5 \sqrt{f'_c} \left( \frac{t_e}{h} \right)^2 \quad (2.29)$$

pentru  $F_a < 0,11 f'_c$

în care :

$F_a$  = forța capabilă la compresiune în beton

$f'_c$  = rezistența betonului

$\rho$  = densitatea betonului

h = înălțimea peretelui

$t_e$  = grosimea peretelui .

Utilizarea acestor relații se poate face prin intermediul curbelor din fig.2.2. trecente pentru diferite rezistențe și densități ale betonului precum și pentru diferite înălțimi ale pereților.

Fig.2.2.

Se face precizarea că se consideră compresiune centrică în spiritul normelor ACI situațiile în care excentricitatea nu depășește 10% din grosimea peretelui. Pentru încălziri concentrate, lungimea peretelui luată în considerare, nu trebuie să depășească distanța între punctele de aplicație a forțelor, și nici deschiderea peretelui plan de patru ori grosimea acestuia.

Deși este necesară armarea panoului de perete pentru încălziri verticale, porțiunea panoului care privește încălzirea poate fi definită ca un stâlp, pentru care rezistența considerată este cea corespunzătoare stâlpilor conform ACI 318 (146,154) cu coeficientul de armare verticală limitat superior la valoarea 0,04.

**2.5.2. Pereti prefabricați încălziri în planul lor, apoi-  
dareți ca grinda pereti.**

Forța capabilă la compresiune cu flambaj a unui perete considerat ca grindă înaltă rezemată pe stâlpi, fixată înotriva torziunii la zăcășele de suport, se evaluează cu relațiile :

$$P_c = 0,45 f'_c \left[ 1 - \frac{f_c}{75} \left( \frac{h}{l_e} \right)^2 \right] \quad (2.30)$$

pentru  $P_c > 0,3 f'_c$

respectiv

$$P_c = 13 \sqrt{f'_c} \left( \frac{b}{l_e} \right) \quad (2.31)$$

pentru  $P_c \leq 0,3 f'_c$

în care :

$P_c$  = reprezintă forța capabilă la compresiune,

$b$  = lungimea peretelui

În relațiile 2,30 și 2,31 notațiile au semnificațiile din relațiile 2,28 și 2,29.

Se pune condiția ca raportul  $h/l_e$  din relațiile 2,30 și 2,31 să nu depășească valoarea de 5000  $P_1$  ceea ce corespunde în sistemul metric la o valoare de 12,7  $\text{daN/cm}^2$ . Aceste formule se regăsesc în curbele din fig. 2.2 trasate pentru diferite mări de betoane și diferite densități ale acestora.

Efortul nominal de tăiere reprezintă tensiunea diagonală se calculează cu relația :

$$v = \frac{1}{1,25} \frac{V}{b d} \quad (2.32)$$

mărimă limitată superior de valoarea convențională

$$v_c \leq 2,3 \sqrt{f'_c} \quad (2.33)$$

in care :

$V$  - reprezintă forța tăietoare totală la fața resme-  
nului

$\rho_{Ag}$  - aria efectivă a secțiunii de beton care lucrează  
la tăiere

$v$  - efortul nominal de tăiere

$v_g$  - efortul convențional de tăiere

In cazul pereților prefabricați supuși la compresiune cu încoave-  
lire, trebuie respectate următoarele condiții :

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{b1}}{F_b} + \frac{f_{b2}}{F_b} = 1 \quad (2.34)$$

pentru panourile înăbrate direct și încoavate după una sau două  
direcții, atunci cînd  $f_a/F_a > 0,15$  situație în care momentul secun-  
dar rezultă din deformările panoului cu poate fi neglijat, respec-  
tiv

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} = 1 \quad (2.35)$$

in cazul panourilor supuse la încoavare în jurul a două axe prin-  
cipale, in care :

$f_a$  - efortul de calcul la compresiune ;

$F_a$  - efortul admis la compresiune ;

$f_{b1}, f_{b2}$  - efortul de calcul la încoavare pentru pa-  
nouri înăbrate perpendicular pe suprafața  
acestora ;

$f_b$  - efortul de calcul la compresiune pentru panouri  
considerate ca grîni și înăbrate în planul lor ;

$f_c$  - efortul admis la compresiune pentru grîni înăbra-  
te în planul lor ;

$F_b$  - efortul maxim admis la compresiune pentru panouri  
înăbrate perpendicular pe planul lor ;

$f_b$  - efortul de calcul la încoavare pentru grîni  
pereți înăbrate perpendicular pe planul lor.

2.5.3. Înăbrarea maximă posibilă a secțiunii trans-  
versale.

Panoul prefabricat de perete poate prelua o înăbrare  
maximă determinată cu relația :

$$f_{br} = 0,4 f'_c \sqrt{\frac{A_c}{A_b}} = f'_c \quad (2.36)$$

in care :

$A_0$  - reprezintă aria secțiunii transversale a panoului

$A_0$  - aria zonei comprimate

$R_b$  - rezistența betonului.

Relația 2.36 este valabilă atât în cazul încălzirilor uniforme distribuite cât și al încălzirilor concentrate.

Secțiunea efectivă a panoului de perete se adoptă diferențiat pentru pereții laterali respectiv nervurați, după cum urmează :

- a) la pereții cu secțiune constantă, secțiunea efectivă a peretelui se ia egală cu grosimea panoului mai puțin stratul de finisaj ; la pereții tătrați se ia în considerare numai grosimea stratului de rezistență ;
- b) în cazul pereților nervurați, grosimea efectivă "  $t_e$  " poate fi luată egală cu de trei ori raza de girație a panoului în direcția în care se consideră efectul de stabilitate, pentru o soluționare corespunzătoare, inima și nervurile panoului se toarnă monolit.

În fig. 2.3. sînt prezentate lățimile de calculare ale pereților nervurați și ha pe direcția de rezonanță

Fig. 2.3.

Ca dimensiuni limită ale panourilor de perete se recomandă valorile :

$$\frac{h}{t_e} \leq 50 \quad (2.37)$$

pentru panouri neportante și

$$\frac{h}{t_e} = 25 \quad (2.38)$$

pentru panouri portante, unde :

$h$  - înălțimea panoului

$t_e$  - grosimea efectivă a peretelui

În fig. 2.4. sînt reprezentate valorile limită ale raportului înălțime supraîncălzire (  $h/l$  ) delimitînd domeniul grinzilor pereți de domeniul panourilor portante.

Fig. 2.4

Maxima dintre rezistențele peretelui prefabricat trebuie să satisfacă condiția :

$$l_g \leq 12 \cdot t_g \quad (2.39)$$

unde :

$l_g$  - înălțimea între rezeme

$t_g$  - grosimea peretelui sau lățimea țilului comprimat.

#### 2.5.4. Conversia în sistemul metric

Conversia factorilor din relațiile 2.28 + 2.31 și fig. 2.2. în sistemul metric se face conform transformărilor prezentate în tabelul 2.9

Tabelul 2.9

Factorul	Multipliat cu	Conduce în sistemul metric la
1 kgf	0,0703	1 kgf/cm <sup>2</sup>
1 mt	0,0160	1 t/m <sup>3</sup>
1 in	2,54	1 cm.

Pe baza transformărilor din tabelul 2.9, relațiile de calcul prezentate anterior se transformă după cum urmează :

- relația 2.28 devine

$$P_d = 0,225 f_c' s \left[ 1 - \frac{\sqrt{f_c'}}{131 \cdot w^{1,5}} \left( \frac{h_0}{g \cdot t_g} \right)^2 \right] \quad (2.28')$$

- relația 2.29 devine

$$P_a = 647 w^{1,5} \sqrt{f_c'} \left( \frac{h_0}{t_e} \right)^2 \quad (2.29')$$

- relația 2.30 devine

$$P_g = 0,45 f_c' s \left[ 1 - 0,00039 \frac{f_c'}{w} \left( \frac{h_0}{190 \cdot t_g} \right)^2 \right] \quad (2.30')$$

- respectiv relația 2.31 devine

$$P_g = 4270 w^{1,5} \sqrt{f_c'} \left( \frac{h_0}{t_e} \right) \quad (2.31')$$

relații în care :

$f_c'$  - rezistența betonului în kgf/cm<sup>2</sup>

$w$  - densitatea betonului în t/m<sup>3</sup>

$h_0, t_g$  - dimensiunile geometrice în cm.

În concluzie, prevederile privind calculul pereților verticali conform normelor STB (146,184) se aplică pentru cazuri-

le în care forțele verticale cad în treimea mijlocie a secțiunii transversale. Această condiție limitează poziția forței excentrice la marginea amburului central.

**2.6. Valoarea rezistenței la flambaj după normele britanice (187, 193)**

Reglementările britanice se referă la două categorii de pereți, cei ai căror procente de armare depășesc valoarea de 0,2 și care sînt considerați pereți armați, iar cei cu procente inferioare acestei limite fiind considerați pereți nearmați. O delimitare a elementelor armate de cele nearmate în funcție de procentul de armare și evoluția elementelor corespunzătoare dimensiunilor normale, este sintetizată în fig. 2.6.

**2.6.1. Grosimi minime**

În conformitate cu normele britanice grosimea minimă a pereților este de 10 cm, valoare indicată și de normele germane (147).

Grosimea echivalentă a peretelui se calculează cu relația

$$h = \frac{1}{\mu} \cdot a \quad (2.40)$$

unde

- a = reprezintă grosimea reală a peretelui
- $\mu$  = coeficient de ține scara de prezența nervurilor luînd valoarea 1 pentru pereți netezi și o valoare cuprinsă între 1 și 2 pentru pereți nervurați, conform precizărilor din fig. 2.6.

**2.6.2. Lungimea de flambaj**

Lungimea de flambaj pentru construcții curente se calculează cu relația :

$$l_0 = 0,75 l_e \quad (2.41)$$

în care :

- $l_e$  = lungimea de flambaj a peretelui ;
- l = înălțimea reală a peretelui

Lungimea efectivă a peretelui, pentru calcul, în valorile :

$$b = c \quad (2.42)$$

pentru pereți nervurați la ambele extremități



și

$$b = 2,5 \cdot e \quad (2.43)$$

pentru peretele nervurii la o singură extincție, așa cum se arată și în fig. 2.7.

Fig. 2.7.

Flexibilitatea, în cazul perșilor fără nervuri ce ia egală cu

$$f = \frac{l_0^3}{h} \quad (2.44)$$

respectiv, în cazul perșilor nervurați

$$f = \frac{l_0^3}{h} \quad \text{pentru } l_0 \leq b \quad (2.45)$$

sau

$$f = \frac{l_0^3}{h} \quad \text{pentru } l_0 > b \quad (2.46)$$

unde :

- flexibilitatea peretelui

$l_0$  - lungimea de flambaj, conform relației 2.41

$h$  - grosimea secțiunii a peretelui, conform relației 2.40

$b$  - lungimea efectivă a peretelui.

Reglementările britanice limitează superior flexibilitatea la valoarea 24.

Efortul admisibil la compresiune este fixat de parte din rezistența la suprafețe din sollicitarea de compresiune pe cuturi la vârsta de 28 zile.

Lezarea flexibilitatea definită anterior este superioră la valoarea 15, efortul admisibil trebuie redus pentru luarea în considerare a efectului de flambaj, reduse care este precizată în tabelul 2.10 în funcție de flexibilitate.

Tabelul 2.10.

Flexibilitate	15	18	21	24
Coefficientul de reducere	1,0	0,9	0,8	0,7

Efortul admisibil poate fi majorat prin intermediul unui coeficient precizat în tabelul 2.11, funcție de raportul  $l/e$  - coeficient justificat în normele britanice pe baza rezultatelor încercărilor de laborator.

Tabloul 2.11.

$l_0$	0,5	1,0	1,5
Coefficient de multiplicare	1,2	1,1	1,0

Se introduce un coeficient de reducere a efortului admisibil la compresiune, ținând seama de aria secțiunii transversale fiind calculat cu relația

$$\lambda = 0,75 + \frac{A^*}{12500} \quad (2.47)$$

unde :

$A^*$  = reprezintă aria secțiunii transversale a peretelui (cm<sup>2</sup>)

coeficient ce ia valori între 0,75 și 1,0.

În final se verifică efortul în betonul comprimat care trebuie să fie egal de limită cu efortul admisibil astfel definit.

2.6.2. Grosă peretilor exteriori

Prin definiție, conform normelor britanice, se consideră perete: orizontal sau perete a cărui procent de înclinare este orizontal și vertical este de cel puțin 0,2 %.

Grosimea peretelui trebuie să fie cel puțin egală cu  $l_0$  cm. Flexibilitatea peretelui este egală cu

$$f = \frac{M}{E} \quad (2.48)$$

în cazul peretilor netezi respectiv :

$$f = \frac{M}{E} \quad \text{dacă } l_0 \leq e \quad (2.49)$$

și

$$f = \frac{M}{E} \quad \text{dacă } l_0 > e \quad (2.50)$$

în cazul peretilor nervurați, unde  $l_0$  în cazul construcțiilor curente se ia egală cu 0,75  $l_0$ .

Când flexibilitatea definită mai sus este superioară valorii de 15, efortul admisibil trebuie reduse pentru a ține seama de efectul de flambaj. Coeficientul de reducere variind între 1 și zero pentru valori ale flexibilității variind între 15 și 57, este prezentat în tabloul 2.12.

Tabloul 2.12

Flexibilitatea	15	24	30	45	57
Coefficient de reducere	1	0,7	0,5	0,2	0

Efortul admisibil poate fi majorat printr-un coeficient de multiplicare funcție de raportul  $l/a$ , în funcție de condițiile de lucru, tabelul 2.11.

Efortul la compresiune a betonului calculat pe secțiunea de beton simplu, trebuie să fie cel mult egal cu efortul admisibil.

În cazul în care dispozițiile prevăzute pentru armatură transversală sunt conforme cu cele relative la stâlpi, pereții se pot calcula ca și stâlpi.

**2.7. Reglementările elvețiene (27.195) privind calculul la stabilitate al pereților din beton simplu și beton armat.**

Normele elvețiene sînt în considerare calculul pereților din beton armat și beton simplu.

**2.7.1. Cazul pereților din beton simplu.**

Normele elvețiene flexibilitate a unui perete, raportul dintre lungimea de flambaj și raza de giroție, limitată empiric la valoarea  $70$ .

$$l \leq \frac{h}{i} \leq 70 \quad (2.2)$$

- flexibilitatea peretelui

$l$  - lungimea de flambaj

$i$  - raza de giroție

Efortul de compresiune în beton calculat pe un element de beton simplu, trebuie să fie cel mult egal cu efortul admisibil dat de relația :

$$\sigma_{bc} = (1 - 0.5 \sqrt{\frac{l}{h}}) \left( \frac{R_b}{100} \right) \sigma_{bo} \quad (2.3)$$

în care :

$\sigma_{bo}$  - este efortul de compresiune de bază considerat ca și coeficient din rezistența betonului la compresiune pe cariere la vîrsta de 28 de zile.

( de ex. pentru  $R_b = 100 \text{ daN/cm}^2$  se adoptă

$$\sigma_{bo} = 60 \text{ daN/cm}^2 ;$$

$e$  - excentricitatea forței normale față de centrul de greutate al secțiunii ;

$h$  - distanța de la centrul de greutate a secțiunii la marginea extremității centrale, care pentru uniformitate se ia :

$$k = \frac{1}{\dots} \quad (2.53)$$

- a - grosimea peretelui
- flexibilitatea definită cu relația (2.51)

2.7.3. Limita din baza beton

Formele elvețiene prezintă că efortul la compresiune în beton, calculat pe secțiunea ceașcă trebuie să fie mai mic sau la limită egal cu cel definit prin formula :

$$R_{bo} = \frac{110 - 0,35 R_{20}}{0,35 R_{bo} + \frac{1}{20}} \quad (2.54)$$

în care :

- $R_{bo}$  - este efortul de compresiune de bază, considerat ca și că este parte din asistența betonului la compresiune pe cuburi la vârsta de 28 zile, (de exemplu la  $R_b = 300 \text{ daN/cm}^2$  se adoptă  $R_{bo} = 75 \text{ daN/cm}^2$ );
- flexibilitatea definită cu în relația ( 2.51 )

Coefficientul de eroare verticală poate fi în medie egal cu coeficientul minim  $r'_v$  definit prin relația :

100.  $r'_v$  - coeficientul de eroare verticală, a cărei valoare se limitează inferior:

$$r'_v \geq 0,006 \quad (2.56)$$

Întrucât armătura circumferențială, rețențările prezintă că distanța între aceste armături trebuie să fie mai mare sau la limită egală cu grosimea peretelui și de asemenea să fie egală cu cel puțin de cinci ori cu diametrul armăturii verticale.

2.8. Calculul peretilor de listei cap. 4. Alina (5)

2.8.1. Efortul rezetilor din baza beton

Efortul admisibil la compresiune se determină în funcție de rezistența la suprafață pe cuburi corespunzătoare vârstei de 28 zile cu relația :

$$R_{bo} = \dots \quad (2.57)$$

în care :

- $R_{bo}$  - efortul admisibil la compresiune
- $R_b$  - rezistența la suprafață pe cuburi la vârsta de 28 zile.

$\delta_1$  - un coeficient ce depinde de centrarea forței verticale, de susceptibilitatea eventuală la flambaj a peretelui și de eficiența controlului calității betonului la execuție, calculându-se cu relația :

$$\delta_1 = 0,27 \alpha_1 \cdot \beta_1 \cdot \gamma_1 \quad (2.58)$$

în care :

- $\alpha_1$  - coeficient ce ține seama de neomogenitatea betonului, a defectelor de planitate și de verticalitate ;
- $\beta_1$  - coeficient ce exprimă susceptibilitatea peretelui la flambaj ;
- $\gamma_1$  - coeficient ce ține seama de condițiile de execuție și de calitatea betonului, luând valori cuprinse între 0,83 și 1.

Coeficientul  $\alpha_1$  se determină cu ajutorul relației

$$\alpha_1 = \frac{a}{a + 3} \quad (2.59)$$

unde :

$a$  - grosimea peretelui exprimată în cm.

Coeficientul  $\beta_1$  este subunitar putând fi la limită egal cu zero și se calculează cu ajutorul relației :

$$\beta_1 = \frac{1 - \lambda^5}{1 + \lambda} \quad (2.60)$$

unde  $\lambda$  are expresia :

$$\lambda = \frac{\frac{h}{20e}}{1 + \left( \frac{1}{2} \frac{h^2}{e^2} \right)^2} \quad (2.61)$$

în care :

- $h$  - grosimea peretelui în ( cm )
- $e$  - reprezentă înălțimea liberă a peretelui (cm)
- $b$  - coeficient ce ține seama de lungimea peretelui cu luarea în considerare a prezentei sau absenței nervurilor și determinat conform indicațiilor din fig.2.7. pentru cele 3 cazuri :
  - a) pereți fără nervuri la care  $b = \infty$  situație în care coeficientul  $\beta_1$  este independent de lungimea peretelui ;
  - b) pereți nervurați la ambele capete de altămă  $b = e$  unde  $e$  reprezintă înălțimea între marginile libere și fața interioară a nervurii ( vezi fig.2.7 ).

- e) la peretele cu nervură la un singur capăt ce în  $b = 2,5 m$ , unde  $C$  este distanța între marginea liberă și feța întezită a nervurii.

Fig. 2.7.

În cazul coeficientului  $\gamma_1$ , valoarea 1,0 nu poate fi atribuită decât atunci când sînt reunite următoarele condiții :

- prepararea betonului este însoțită de un mod constant și o regularitate a rezultatelor, care dă garanția că pot fi atinse caracteristicile minimele ;
- procedeele de execuție identice care conduc la evitarea defectelor de planitate și a celor de verticalitate.

În fig. 2.8. este prezentată o absoadă ce permite determinarea coeficientului  $\gamma_2$  corespunzător diferitelor grosimi de perete în ipoteza perete neted și cu adoptarea valorii 1 pentru coeficientul  $\gamma_1$ , iar în fig. 2.9 se prezintă absoade similare pentru cazul pereților cu două nervuri la extremități respectiv cu una singură la un capăt. Autorul (5) prezintă absoade de tipul celor din fig. 2.9 pentru înălțimi de perete cuprinse între 2,5 și 3,0 m.

Fig. 2.8

Fig. 2.9

2.8.2. Canal pereților din beton simplu

Efortul admisibil la compresiune  $\sigma_{bc}$  se determină în cazul pereților din beton simplu cu relația 2.57, în care termenii au aceeași semnificație, dar expresia coeficientului  $\gamma_2$ , care depinde de defectele de centrare a forțelor verticale, la forma :

$$\gamma_2 = 0,44 \alpha_2 \beta_2 \cdot \delta_2 \quad (2.62)$$

unde :

- $\alpha_2$  - coeficient ce ține seama de neomogenitatea betonului și de defectele de planitate avînd expresia :

$$\alpha_2 = \frac{1}{0,5} \quad (2.63)$$

în care :

- $a$  - reprezintă grosimea peretelui ( cm )
- $\beta_2$  - coeficient ce exprimă pericolul de flecșaj, luînd valoare subunitară sau în limită egală cu 1 și calculîndu-se cu relația :

$$\beta_2 = \frac{1,25}{1+x} \quad (2.64)$$

unde  $x$  are expresia :

$$x = \frac{\left(\frac{1}{25} a\right)^2}{\left(1 + \frac{1}{\beta_1^2}\right)^2} \quad (2.65)$$

in care :

- $1$  - înălțimea liberă a peretelui ( cm )
- $b$  - coeficient definit ca în cazul pereților din beton simplu conform fig. 2.7.
- $\beta_2$  - reprezintă coeficientul ce ține seama de calitatea betonului și calitatea de execuție, fiind valori cuprinse între 1,0 și 0,83 și fiind funcție de aceeași condiții ca și  $\beta_1$  în cazul pereților din beton simplu.

Coeficientul  $\beta_2$  se poate determina și în cazul pereților din beton armat similar cu cei din beton simplu, prin intermediul unor abace de tipul celor din fig. 2.10 pentru pereți netezi respectiv 2.11 pentru pereți cu nervuri la amă sau din extremități, abace extinse pentru înălțimi ale pereților de la 2,5 m. la 3,0 m.

Fig. 2.10

Fig. 2.11

**2.9. Recomandări speciale privind calculul pereților din beton ( 179 )**

În recomandările privind calculul pereților la flambaj, propuse de grupa de coordonare a textelor tehnice din cadrul centrului științific și tehnic al construcțiilor CSTB din Paris, se fac precizări privind stabilirea lungimii de flambaj respectiv a flexibilității în funcție de gradele de încastrare ale pereților în planșee.

Utilizând următoarele notații referitoare la caracteristicile geometrice și mecanice ale peretelui :

- $a$  - grosimea exprimată în cm ;
- $1$  - înălțimea liberă a peretelui ( cm ) ;
- $l_f$  - lungimea de flambaj ( cm ) ;
- $\beta$  - flexibilitatea mecanică ( - ) ;
- $e$  - excentricitatea inițială ( cm ) , fiind funcție de eterogenitatea betonului, defectele de planșitate și devierile de la verticalitate ;

se poate determina raportul  $l_f/e$  în funcție de coeficienții de încastrare  $\alpha_M$  și  $\alpha_B$  relativ la rezerva de perete la partea superioară și inferioară, folosind abeceda din fig. 2.12 a.

Coficienții  $\alpha_M$  și  $\alpha_B$  se determină cu ajutorul factorilor de rigiditate ai peretelui și plăștelor, conform relațiilor :

$$\alpha_M = \frac{K_{M1} + K_{M2}}{K + K_{M1} + K_{M2} + K_{M3}} \quad (2.66)$$

și

$$\alpha_B = \frac{K_{B1} + K_{B2}}{K + K_{B1} + K_{B2} + K_{B3}} \quad (2.67)$$

în care :

- $K_{M1}, K_{M2}, K_{M3}, K_{B1}, K_{B2}$  - sînt factori de rigiditate ai plăștelor determinați conform notațiilor din fig. 2.12 b ;
- $K$  factorul de rigiditate al peretelui studiat ;
- $K_{M3}, K_{B3}$  - factorii de rigiditate ai pereților de deasupra și de sub peretele studiat, valoarea lor numerică fiind plafonată superior la valoarea  $K$ .

### Discuții

Raportul  $l_f/e$  obținut în funcție de rigidități este limitat inferior de valorile

- 0,35 - pentru pereți nearmați verticali ;
- 0,70 - pentru pereți armați verticali.

lungimea de flambaj este influențată de prezența nervurilor la extremități, calculându-se în funcție de lungimea liberă de flambaj  $l_f^*$  cu ajutorul relațiilor :

- în cazul pereților nearmați orizontal

pentru

$$l_f^* = b \quad l_f = \frac{l_f^*}{1 + \frac{1}{2} \left( \frac{l_f^*}{b} \right)^2} \quad (2.68)$$

respectiv pentru

$$l_f^* > b \quad l_f = \frac{b}{1,5} \quad (2.69)$$

- în cazul pereților armați orizontal

pentru

$$l_f^* \leq b \quad l_f = \frac{l_f^*}{1 + \left( \frac{l_f^*}{b} \right)^2} \quad (2.70)$$



respectiv pentru

$$1\zeta' \rightarrow b \qquad 1\zeta = \frac{b}{e} \qquad (2.72)$$

in care :

b - reprezinta un coeficient ce ține seama de prezenta nervurilor de la extremități luind valoarea :

$$b = e \qquad (2.72)$$

in cazul peretelui cu nervuri la ambele extremități, unde e reprezintă lungimea între fețele interioare ale nervurilor ;

și

$$b = 2,5 e \qquad (2.73)$$

in cazul peretelui cu nervură la o singură extremitate, unde e se măsoară de la fața interioară a nervurii până la capătul liber al peretelui, conform notațiilor din fig. 2.7.

Deoarece nervura poate fi luată în calcul la determinarea capacității portante, se precizează că înălțimea sa după o direcție perpendiculară planului peretelui se poate lua cel mult egală cu de 3 ori grosimea peretelui, fig. 2.7.

Flexibilitatea mecanică  $\lambda$  se deduce din lungimea liberă de flambaj cu ajutorul relației

$$\lambda = \frac{K \sqrt{I}}{a} \qquad (2.74)$$

unde :

a - reprezintă grosimea peretelui

2.9.1. Efortul admisibil la compresiune în cazul zărilor din beton simplu.

Efortul admisibil la compresiune  $\sigma'_{bc}$  este în funcție de efortul nominal de supere la 20 de zile  $\sigma'_{20}$

$$\sigma'_{bc} = \zeta'_{bc} \cdot \sigma'_{20} \qquad (2.75)$$

in care

$\zeta'_{bc}$  - reprezintă un coeficient ce depinde de :

- defectul de centrare a forței verticale ;
- susceptibilitatea eventuală a peretelui la flambaj ;
- eficacitatea controlului calității betonului și a execuției ;
- eventualele sollicitări neglijate în calcul.

Coefficientul  $\gamma_b$  se adoptă la limită egal cu cea mai mică din cele 2 valori

$$\gamma_b \geq 0,30 \quad (2.76)$$

sau

$$\gamma_b \geq 0,33 \quad (2.77)$$

unde coeficientii  $\gamma_s$ ,  $\gamma_p$ ,  $\gamma_{pc}$  se dau după cum urmează :

- Coeficientul  $\gamma_s$  se calculează cu relația :

$$\gamma_s = \frac{e + 10 \frac{f}{a}}{a} \quad (2.78)$$

unde

$a$  - reprezintă grosimea peretelui (cm) ;

$e$  - reprezintă excentricitatea adițională care se adoptă la limită egal cu cea mai mare din valorile :

$$e = \frac{1 \text{ cm}}{\frac{M}{100}} \quad (2.79)$$

- Coeficientul  $\gamma_p$  este precizat prin relația :

$$\gamma_p = \frac{1}{1 + 2 \left( \frac{M}{100} \right)^2} \quad (2.80)$$

- Coeficientul  $\gamma_{pc}$  poate lua valori cuprinse între 1 și 0,83 în funcție de calitatea betonului și calitatea execuției.

- Coeficientul  $\gamma$  se ia egal cu 1,0 atunci când verificarea efortului admisibil se face la acțiuni combinate și acțiuni curente, respectiv egal cu valoarea 1,1 când pe lângă acțiunile combinate acționând și încălziri temporare de tipul celor climatice.

### 2.9.2. Peretele din beton armat.

Efortul admisibil la comprimare  $\sigma_{bc}$  se determină astfel ca la pereții din beton simplu cu relația :

$$\sigma_{bc} = \gamma_b \cdot \sigma_b = 20 \quad (2.81)$$

Coefficientul  $\gamma_b$  care ține seama de necesari factori ca cei expuși în paragraful 2.9.1. se poate determina adoptându-se ca valoarea cea mai mică dintre cele două valori determinate cu expresiile :

$$\gamma_b \leq 0,50 \quad (2.81)$$

sau

$$\gamma_b \geq 0,45 \quad (2.82)$$

unde coeficienții  $\alpha, \beta, \gamma$  și  $\delta$  cu același semnificații și se determină cu aceleași relații ca cei descriși la paragraful anterior.

**2.10. Calculul la flambaj după E. Hognip (123)**

Pentru definirea relațiilor de calcul autorul adoptă următoarele ipoteze inițiale :

- teoria deformațiilor mici cu neglijarea imperfecțiunilor inițiale ;
- încălzirea se aplică perfect axial ;
- placa este simplu rezemată pe laturi ;
- betonul se consideră nefisurat ;
- diagrama  $\sigma - \epsilon$  pentru beton se consideră parabolică ;
- rigiditatea adițională adăugată de armătură se neglijază ;
- comportarea materialului este isotropă și se utilizează modelul tangent.

Pe baza acestor ipoteze simplificatoare, autorul propune o relație pentru calculul efortului unitar critic la flambaj:

$$f_{cr} = 0,425 \cdot f'_c \cdot b \left( -b + \sqrt{4 + b^2} \right) \quad (2.83)$$

unde  $b$  are expresia :

$$b = \frac{h^2}{2(1-p)} \left( \frac{1}{l} + 1 \right)^2 \left( \frac{h}{b} \right)^2 \quad (2.84)$$

Iar  $l$  ia valorile

$$l = \frac{a}{b} \quad \text{dacă} \quad \frac{a}{b} < 1 \quad (2.85)$$

și

$$l = 1 \quad \text{dacă} \quad \frac{a}{b} \geq 1 \quad (2.86)$$

În relațiile de mai sus am utilizat următoarele notații :

- $a$  - înălțimea peretelui ;
- $b$  - lățimea peretelui ;
- $h$  - grosimea peretelui ;
- $p$  - procentul total de armare ;
- $f_{cr}$  - efortul unitar critic
- $f'_c$  - rezistența cilindrică ( se adoptă aproximativ 0,33 din  $f'_k$  )

În lucrarea (123) autorul reprezintă grafic relația

2.8) , redată în fig. 2.13 prin curba a, comparând-o cu o curbă b - corespunzătoare relației de calcul propusă de Iankine și G. Kramt ( 44,49 ) . La asemenea sînt prezentate punctele experimentale ale autorului, care se apropie mai bine de curba proprie.

Fig. 2.13

2.11. Calculul flambajului la pereții, propus de Jankine  
( 23.95 )

Jank Lagas propune o metodă de calcul la flambaj a pereților nervurați din beton simplu la eștiarea încălzirilor centrice și excentrice, bazîndu-se pe coeficientul propus de normele CEB (149, 151) , care reduce calculul de stabilitate la un calcul de rezistență.

Antornă prin definiția sveltității elementului din normele CEB, rel. 2.1.

$$\bar{\lambda} = \frac{l}{\sqrt{I}} \quad (2.37)$$

în care :

- $\bar{\lambda}$  - sveltitatea elementului
- l - lungimea liberă de flambaj, între articulațiile care transmit încălzirea elementului de perete.
- I - grosimea totală a elementului
- $\alpha$  - un coeficient definit prin relația

$$\alpha = \frac{E_p}{E_c} \quad (2.38)$$

în care :

- $E_p$  - modulul inițial de deformare al betonului ;
- $E_c$  - rezistența betonului la compresiune centrică ;  
(rezistența prismatică)

Pe baza teoriei dezvoltate de Lukulich (77) autorul extinde domeniul curbelor de tipul celor din fig.2.1, pentru pereții din beton simplu nervurați, folosind ca parametri :

$$\frac{a}{b} = \frac{c}{b} = \frac{d}{b} \quad \text{și } \alpha$$

în care :

- a - grosimea nervurii ;
- b - lățimea peretelui sau părții de perete ;
- c - grosimea plăcii ;
- d - înălțimea nervurii transversale nervurate ;
- $\alpha$  - distanța de la marginea cea mai comprimată a secțiunii la axa neutră.

a - suprafața relativă a secțiunii transversale a peretelui fiind egală cu raportul suprafeții efective pe suprafața de înfășurare dreptunghiulară a secțiunii transversale, așa cum se precizează în fig. 2.14 a.

Fig. 2.14

În funcția de parametrii descriși, autorul a trasat curbele  $\epsilon$  date de raportul efortului minim al elementului de perete pe efortul de rupere la compresie, în funcție de nivelitatea  $\bar{\epsilon}$  (relația 2.87) și funcția de excentricitatea relativă

$$\bar{\epsilon} = \frac{e}{h} \quad (2.89)$$

unde

e - excentricitatea forței la extremitățile elementului considerat

h - înălțimea secțiunii transversale.

În fig. 2.14 a - este prezentată familia de curbe corespunzătoare diferitelor valori ale lui  $\bar{\epsilon}$  pentru perete neted, iar în figura 2.14 b- este prezentată una din familiile de curbe trasate de autor pentru peretii nervurați. În tabelul 2.13 se prezintă în mod schematic variantele pentru care au fost trasate de autor ( 85,95 ) curbele de variație  $\epsilon$ .

Tabelul 2.13

$\bar{\epsilon}$	0,15	0,20	0,25	0,30	0,50	1
0,20	-	-	1	2	3	-
0,30	4	5	6	7	8	-
0,40	9	10	11	12	13	-
0,60	14	15	16	17	18	-
1	-	-	-	-	-	0

La fiecare raport este prezentată o pereche de curbe pentru poziția forței de acțiune parte, cea de parte opusă nervurilor, fig. 2.14 b.

2.12. **Stilul de calcul a "stilului model" prevăzut de codul CIB- FIP (176)**

În conformitate cu codul model CIB- FIP se definește drept "stilul model" un stilul încastrat la bază și liber la partea superioară ( fig. 2.15 ) la care apar săgeți, sub acțiunea

încălzirilor verticale centrice sau excentrice precum și a forțelor orizontale concentrate sau distribuite.

Fig. 2.15

**2.12.1 Stabilirea excentricităților de calcul**

Pentru un stîlp cu secțiune constantă din beton armat, care reprezintă la extremități excentricități egale și de același semn, excentricitatea admisă în calcul, conform notațiilor din fig. 2.16, are expresia

$$e_{tot.} = e_1 + e_2 = e_0 + e_a + e_2 \quad (2.90)$$

în care :

- $e_1$  - excentricitatea de ordinal I
- $e_2$  - excentricitatea de ordinal II
- $e_0$  - excentricitatea structurală de ordinal I determinată cu relația 2.91

$$e_0 = \frac{M_{ed,1}}{N_{ed}} \leq 20 \text{ mm} \quad (2.91)$$

unde :

- $M_{ed,1}$  - momentul de exploatare de ordinal I
- $N_{ed}$  - solicitarea normală de exploatare
- $e_a$  - excentricitatea adițională care se poate determina cu relația :

$$e_a = \frac{l_0}{300} = 20 \text{ mm} \quad (2.92)$$

Fig. 2.16

Excentricitatea de ordinal II se determină în funcție de curbura în secțiunea critică cu relația

$$e_2 = \frac{l_0^2}{10} \cdot \frac{1}{r} \quad (2.93)$$

Curbura este în general o funcție neliniară de efortul normal și de momentul de încovoiere din secțiunea critică, putîndu-se admite pentru verificări rapide expresia aproximativă

$$\frac{1}{r} \approx \frac{1}{5} \cdot 10^{-3} \quad (2.94)$$

unde :

- $l_0$  - înălțimea stîlpului
- $r$  - raza (înălțimea secțiunii transversale) .-

În cazul în care excentricitatea structurală  $e_0$  este diferită de zero și valorează la cele două extremități ( fig. 2.17) în relația 2.95 se introduce valoarea maximă dată de relațiile :

$$e_0 = 0,6 e_{02} + 0,4 e_{01} \quad (2.95)$$

$$e_0 = 0,4 e_{02} \quad (2.96)$$

unde  $e_{01}$  și  $e_{02}$  sînt excentricitățile de ordinul I la extremitățile  $e_{02}$  fiind considerată pozitivă și mai mare în valoare absolută decât  $e_{01}$ .

### Fig. 2.17

#### 2.12.2. Calculul după stîlpul mediu

Secțiunea care trebuie verificată este cea de la baza stîlpului care este și cea mai solicitată. Pentru această secțiune există o relație de echilibru intern între momentul rezistent  $M_{ed}$ , efortul normal rezistent  $N_{Ed}$  și curbura  $\frac{1}{r}$ , la care dacă se adaugă relația de echivalență între efortul normal rezistent  $N_{Ed}$  și efortul normal de exploatare  $N_{Ed}$ , se poate determina momentul de ordinul I disponibil în funcție de curbura :

$$M_{d1} = M_{Ed} - N_{Ed} \frac{l_0^2}{10} = \frac{1}{r} \quad (2.97)$$

și 
$$M_{Ed} = N_{Ed} \quad (2.98)$$

unde

$M_{d1}$  - momentul de ordinul I disponibil

$M_{Ed}$  - momentul rezistent

$N_{Ed}$  - efortul normal rezistent

$N_{Ed}$  - efortul normal de exploatare

$l_0$  - înălțimea stîlpului

$1/r$  - curbura

Există o curbura particulară pentru care momentul de ordinul I disponibil atinge valoarea sa maximă

$$M_{d1} = M_{d1, \max} \quad (2.99)$$

valoare care permite determinarea momentului de exploatare de ordinul I,  $N_{Ed}$ . Însă acest moment satisface relația 2.100, întrucît că stabilitatea este asigurată.

$$M_{d1} = M_{d1, \max} = N_{Ed} \cdot e_0 \quad (2.100)$$

Procedul de calcul este schematizat în fig. 2.18 cu precizarea că

este necesar să se dispună de diagrama moment- curbură corespunzătoare anumitor valori ale efortului normal rezistent, pentru o anumită formă a secțiunii transversale, o anumită armare și anumite rezistențe de calcul ale materialelor folosite.

Fig. 2.19

În particular pentru calculul elementelor de tipul pereților, prezentele instrucțiuni ( 176 ) detaliază modul de stabilire a excentricității accidentale în funcție și de defectele de execuție, reducând în final calculul tot la cel al stîlpului model.

2.13. Metode aproximative de calcul a pereților din beton simplu rezistență de calcul (111)

Anteasă extinde calculul propus de codul model (176) și particularizat pentru a putea fi folosit calculatorul electronic, cu ajutorul tabelului A.3.4. din manualul CBS de Flambaj și Instabilitate (177) care permite extinderea calculului stîlpului model și pentru cazul procentului zero de armare adică pentru cazul elementului din beton simplu.

Autorul prelucrează valorile din tabelul A.3.4.(177) calculând pe deoparte coeficientul  $\mu_1$  pentru calculul momentului maxim exterior și coeficientul  $\gamma$ , pentru calculul capacității portante a peretelui la forță axială.

Aceste valori sînt reprezentate în fig. 2.19 și 2.20 în funcție de înălțimea relativă  $l_0/h$ , valoarea excentricității relative  $e_1/h$ , raportul forței axiale pe forța critică  $\gamma$  și diferite valori ale lunginii de flambaj.

Fig.2.19

Fig. 2.20

Anteasă fiind se pune problema găsirii capacității portante a unui perete din beton simplu, se determină din fig. 2.20 forța normală relativă  $\gamma$  ca o funcție de excentricitatea relativă  $e_1/h$  și raportul între lungimea liberă de flambaj și grosimea peretelui după care din fig. 2.19 se poate determina  $\mu_1$  care se află față de excentricitatea relativă în relația

$$\frac{e_1}{h} = \frac{1}{\mu_1} \quad (2.101)$$



Cu ajutorul coeficientului  $\eta_1$  se determină momentul maxim exterior cu relația :

$$M_{1\max} = \eta_1 \cdot bh^2 \cdot f_{ed} \quad (2.102)$$

în care :

- $M_{1\max}$  - momentul maxim exterior
- $\eta_1$  - coeficientul de influență al excentricității și lunginii de flambaj
- $b$  - lățimea secțiunii de calcul
- $h$  - înălțimea secțiunii transversale
- $f_{ed}$  - rezistența de calcul la compresiune a betonului.

Iar prin intermediul coeficientului  $\lambda$  se determină capacitatea portantă maximă a peretelui

$$N_{\max} = \lambda bh f_{ed} \quad (2.103)$$

unde :

- $N_{\max}$  - capacitatea portantă maximă a peretelui
- $\lambda$  - coeficientul de influență al excentricității și lunginii de flambaj
- $b$  - lățimea secțiunii de calcul
- $h$  - înălțimea secțiunii transversale

Ervin Foulkes propune în continuare patru formule aproximative de calcul care permit evaluarea capacității portante a unui perete din beton simplu.

### 2.13.1. Formula aproximativă $I_0$

Pentru determinarea coeficientului privind raportul între solicitarea capabilă și cea critică, autorul propune expresia

$$\eta = \frac{(1 - \frac{e_1}{h})^{1+0,04 \frac{l_0}{h}}}{1 + 9 \cdot 10^{-4} (\frac{l_0}{h})^2} \quad (2.104)$$

pe care o verificăm printr-un exemplu numeric, comparând rezultatul cu cel obținut prin metode stîlpului model propusă de codul model (176) , în care :

- $e_1$  - excentricitatea de ordinul I
- $h$  - grosimea peretelui
- $l_0$  - lungimea liberă a peretelui (în particular lungimea de flambaj)

Rezultatul obținut pe exemplul numeric a condus la o valoare a capacității portante cu 6 % în zona de neajurată față de

calculului cu metoda stilului model ceea ce l-a determinat pe autor să propună formula aproximativă II.

**2.13.2. Formula aproximativă II.**

Prin modificarea coeficientului 9 de la numitor în 12 se obține pentru valoarea excentricității relative ținând spre zero, formula lui Rankine (44,45), iar pentru exemplele luate de autor la valori uzuale ale excentricității relative, respectiv a vitezei pomului se obțin valori în zona de siguranță. Relația devine :

$$\sigma = \frac{(1 - 2 \frac{e_1}{h})^{1+0,04 \frac{10}{h}}}{1 + 12 \cdot 10^{-4} (\frac{10}{h})^2} \quad (2.105)$$

unde semnificațiile notațiilor sînt identice cu cele de la relația 2.104. În exemplul calculat de autor, formula II aproximativă, conduce la valori cu 3% în zona de siguranță față de formula din codul model (176).

**2.13.3. Formula aproximativă III.**

Că altă formulă propusă de autor și care aproximează variația curbelor din fig. 2.20 este formula III.

$$\sigma = \frac{1 - 0,1 \frac{e_1}{h} (1 - 0,01 \frac{10}{h} - \frac{10}{h}) (1 - 2 \frac{e_1}{h})}{1 + 12 \cdot 10^{-4} (\frac{10}{h})^2} \quad (2.106)$$

care are aceleași semnificații ale notațiilor ca relația 2.104 și conduce în exemplul luat de autor la o diferență de numai 3,5% în zona de siguranță în comparație cu valoarea calculată cu metoda stilului model (176, 177)

**2.13.4. Formula aproximativă IV.**

Că ultimă propunere de relație de calcul a capacității portante a peretelui are forma

$$\sigma = \frac{(1 - 2 \frac{e_1}{h})^3}{(1 - 2 \frac{e_1}{h})^2 + 9 \cdot 10^{-4} (\frac{10}{h})^2} \quad (2.107)$$

cu notațiile identice cu cele de la relațiile anterioare conducînd pentru exemplul numeris la un rezultat situat cu 2,5% în zona de siguranță.

Într-un nou studiu prezentat în continuare un studiu comparativ

al celor patru formule aproximative pe care le-a propus, recomandând formula II. fără însă a o impune.

Problema proiectării revine la explicitarea lui  $h$  (grosimea peretelui) în relațiile propuse și determinarea grosimii necesare funcție de solicitări respectiv caracteristicile materialelor.

**2.14. Calculul la stabilitate a parcurilor în conformință cu paragraful P.101 - 78 (175)**

În conformitate cu instrucțiunile tehnice privind calculul parcurilor mari, verificarea la stabilitate se face cu relația preluată din normele CDB ( 149, 151 )

$$\sigma = \frac{N}{A} < \frac{R}{\gamma} \quad (2.108)$$

în care :

- coeficientul de subțirime redus
- $l_f$  - lungimea de flambaj
- $h$  - grosimea totală a secțiunii rezistente a parcului
- coeficient ce ține seama de comportarea de durată calculându-se cu relația :

$$\sigma = \frac{N}{0,8 h (1 + \sigma)} \quad (2.109)$$

unde

- $E$  - modulul de elasticitate la compresiune a betonului
- un coeficient ce ține seama de sarcina lentă, luând valorile :

- $\sigma = 1,2$  pentru beton greu
- $\sigma = 1,3$  pentru beton de granulat

Lungimea de flambaj se determină cu relația

$$l_f = k \cdot h \quad (2.110)$$

unde

- $h$  - înălțimea peretelui
- $k$  - coeficient ce ține seama de condițiile de reancherare determinându-se conform datelor din fig. 2.21

**Fig. 2.21**

cu ajutorul subțiririi reduse  $\sigma$  și a esențialității de calcul  $\sigma_0$  se determină coeficientul  $\sigma$  din graficul din fig.2.1, unde  $\sigma_0$  se determină cu relația :

$$= \sqrt{0,3 ( e_0^2 + e_1^2 ) + 0,4 e_0 \cdot e_1 + e_p + e_v + e_e} \quad (2.111)$$

in care :

- $e_0$  - suma excentricităților de la marginea superioară a panoului ;
- $e_1$  - suma excentricităților de la marginea inferioară a panoului ;
- $e_p$  - excentricitatea datorată defectelor accidentale de planitate ;
- $e_v$  - excentricitatea provenită din acțiunea vântului ;
- $e_e$  - excentricitatea datorată acțiunii seismice ; între  $e_0$  și  $e_1$  se admite doar una cu efectul cel mai defavorabil.

Excentricitățile  $e_0$  și  $e_1$  se determină cu relația :

$$e_{(0,1)} = e_1 + e_2 \pm e_3 \quad (2.112)$$

unde :

- $e_1$  - excentricitatea din deplasarea îmbinărilor în raport cu panoul considerat și a panourilor suprapuse între ele (excentricități structurale), cu luarea în considerare a defectelor de punere (excentricități accidentale) ;
- $e_2$  - excentricitate din poziție dezechilibrată a rezanțelor planșelor ( excentricitate structurală ) ; tot în această categorie intră și excentricitatea dată de greutatea stratului de protecție la panourile de pereți exteriori în ) stratură ;
- $e_3$  - excentricitate provenită din abaterea față de poziția teoretică ( în centrul de greutate ) a planului median (defect de confecționare a panoului ) .

in funcție de raportul  $\frac{e}{f}$  și valoarea coeficientului de subțiri-  
me redus, se determină coeficientul  $\psi$  din familia de curbe din  
fig. 2.1. preluată din CEB (149, 151 ).

Efortul unitar limită pentru compresiune cu flambaj este de-  
finit de relația

$$l_{im} = R_c \cdot \psi \quad (2.113)$$

unde

- $R_c$  - rezistență de calcul a betonului la compresiune
- $\psi$  - coeficientul de flambaj

Pășind-se la verificarea în secțiunea cea mai sollicitată de perete,

se pune condiția suplimentară ca

$$\bar{\sigma} \leq \frac{R}{\gamma} \quad (2.114)$$

unde

$\bar{\sigma}$  - coeficientul de comportare luând valoarea 1,2 pentru a lua în considerare pericolul de supra-săntă a peretelui.

2.15. Calculul la stabilitate al diafragmelor din beton armat la conformitate cu normativul

$$F 95 - 87 (179)$$

normativul F 95 - 87 ia în considerare efectul flexibilității prin afectarea rezistențelor la compresie a betonului din bulbi  $R_c$ , și înmă  $R_c$  cu coeficientul  $\varphi$ , care în funcție de forma secțiunii poate lua următoarele valori :

- pentru capete rigidizate cu diafragme perpendiculare sau bulbi atunci când

$$\frac{l_p^2}{b_p} \leq 4 \quad \text{se adoptă } \varphi = 1 \quad (2.115)$$

- pentru capete de bulb ovind

$$4 \leq \frac{l_p^2}{b_p} \leq 7 \quad \text{se adoptă } \varphi = 0,9 \quad (2.116)$$

- pentru capete benzate sau capete care nu respectă condițiile din relațiile ( 2.115 ) sau ( 2.116), coeficientul  $\varphi$  se adoptă din tabelul 2.14. în funcție de coeficientul de multime  $\lambda$  dat de relația

$$\lambda = \frac{l_p^2}{b_p} \quad (2.117)$$

unde  $b$  reprezintă grosimea inimii diafragmei iar

$l_p$  - se adoptă după cum urmează :

a)  $l_p = H_{\text{nivel}}$  (2.118)

atunci când legătura între diafragmă și planșee nu are un caracter de încastrare :

b)  $l_p = 0,55 H_{\text{nivel}}$  (2.119)

când legătura diafragmei cu planșeele are un caracter de încastrare parțială (planșeele monolite sînt turnate odată cu diafragmele și capetele diafragmelor sînt rigidizate cu grinzii monolite) ;

a)

$$\lambda_p = 0,75 \text{ II nivel.}$$

(2.12a)

când pe latara inferioară se realizează o încastrare prin intermediul unui plonșon din beton armat la nivelul pereților de subșasi sau fundației.

Tabloul 2.26

$2L/b$	8	10	12	14	16	18	20	22
	0,88	0,86	0,84	0,77	0,73	0,68	0,63	0,57

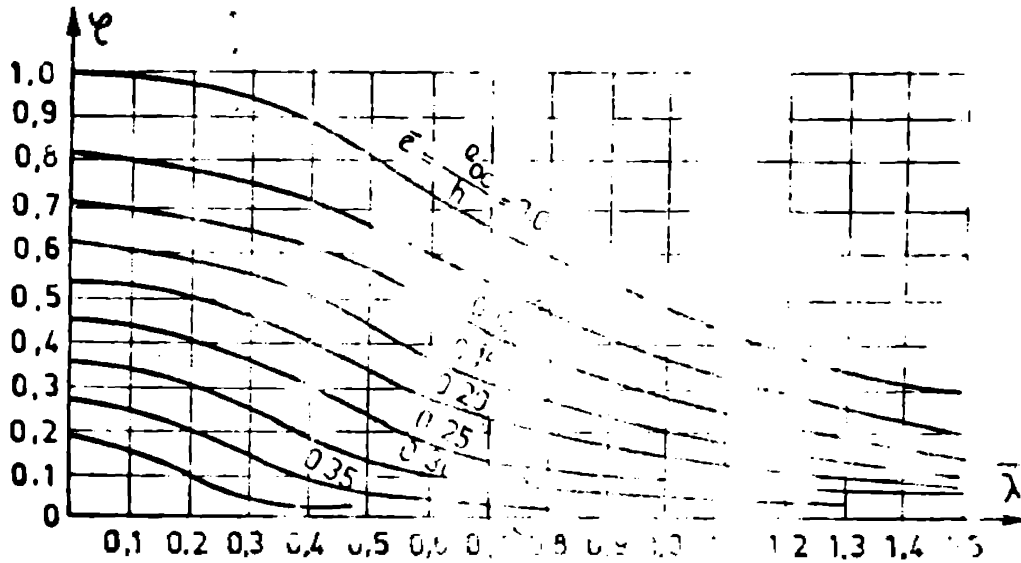


Fig 21

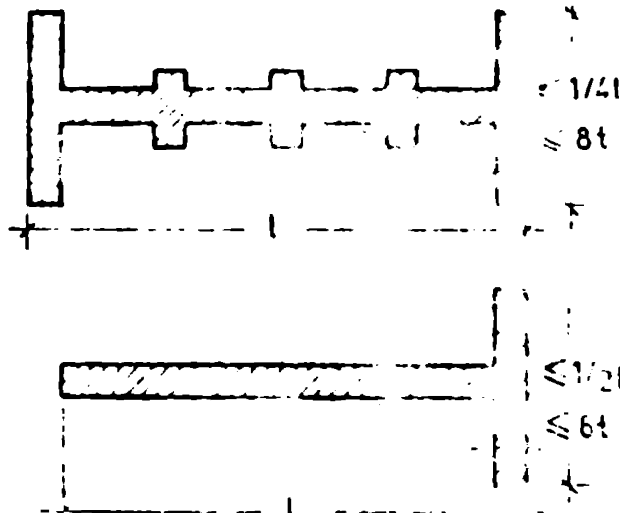
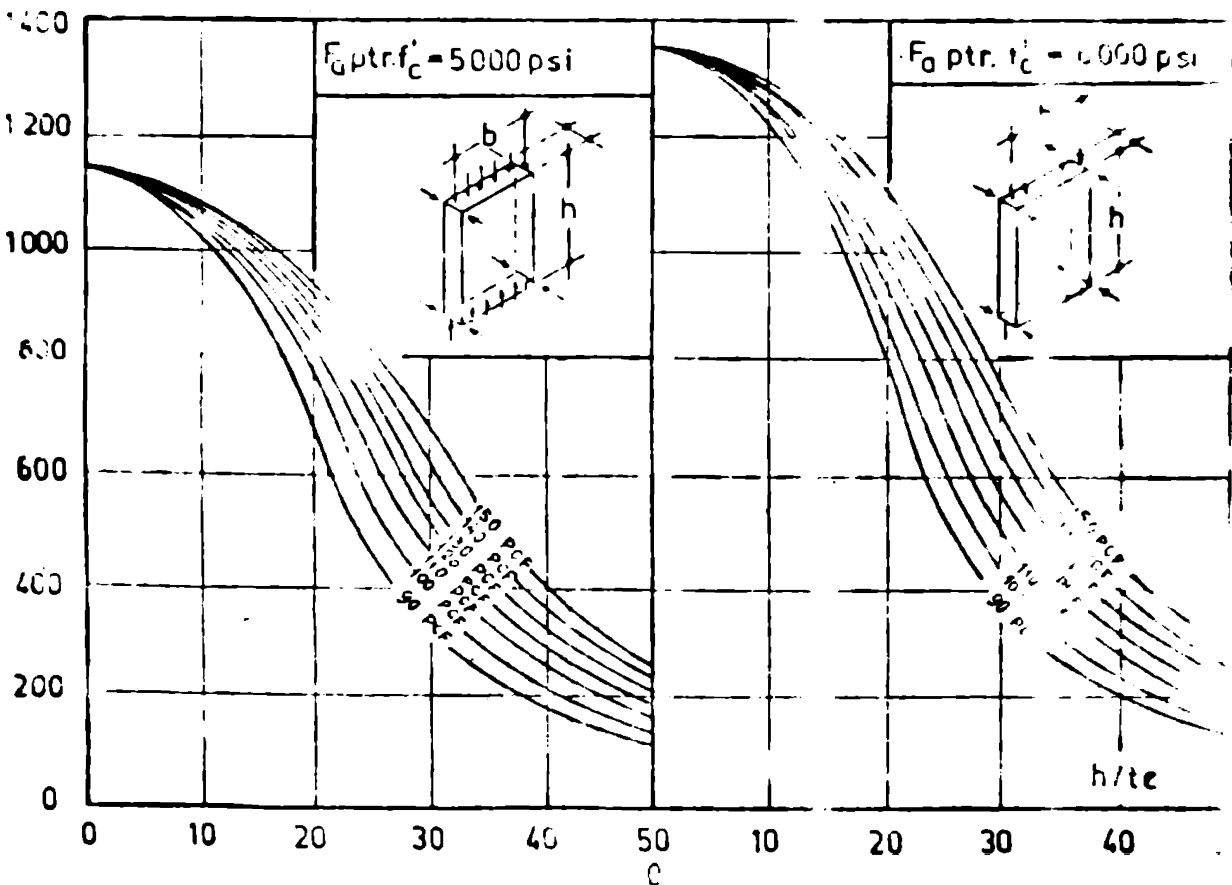
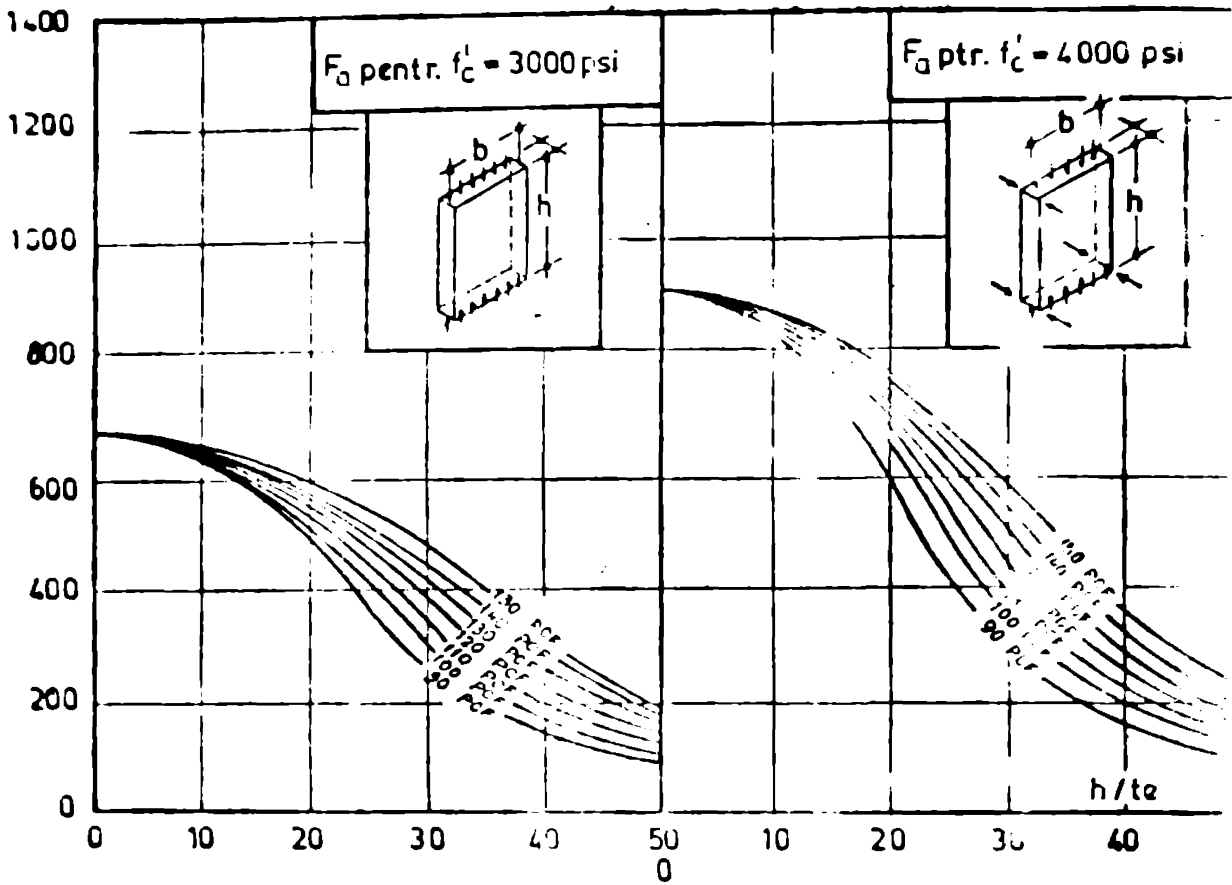
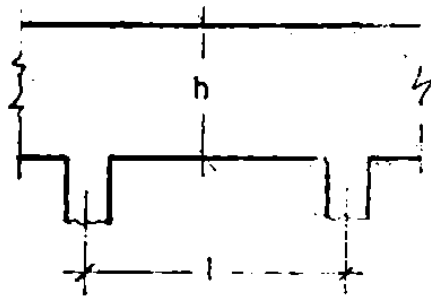


Fig 23

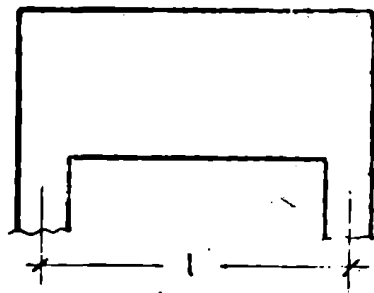




$$\frac{h}{l} > \frac{2}{5}$$

În ambele cazuri  
se limitează raportul

$$\frac{h_1}{t_2} < 5000 \text{ PSI}$$



$$\frac{h}{l} > \frac{4}{5}$$

(12,7 cores-  
pondent în  
sistem metric)

Fig. 2.4

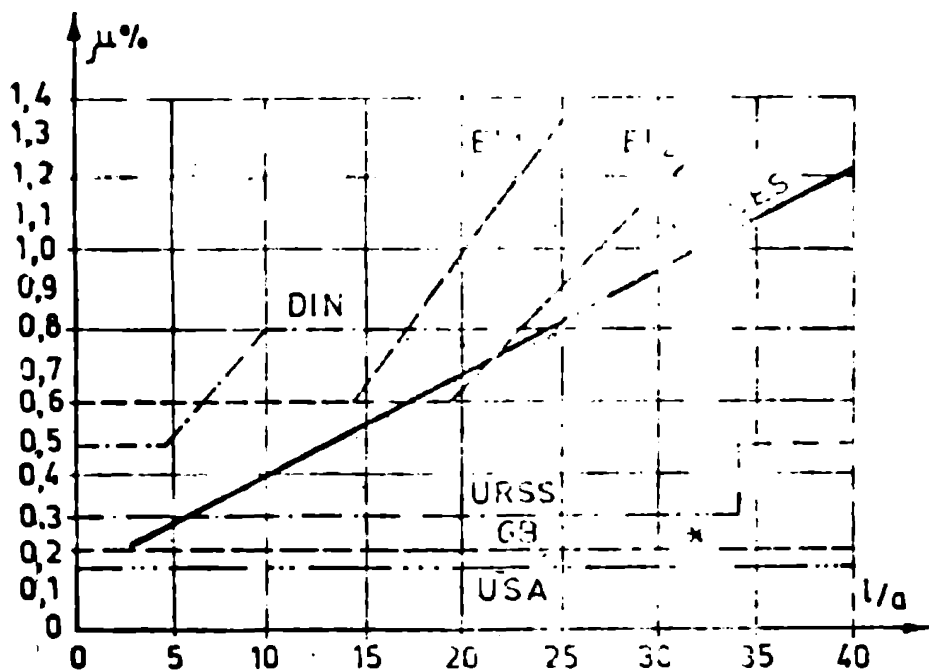
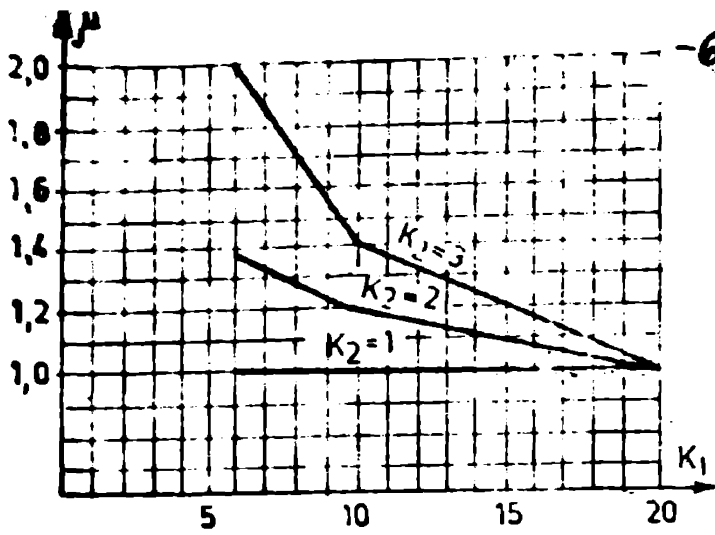


Fig. 2.5

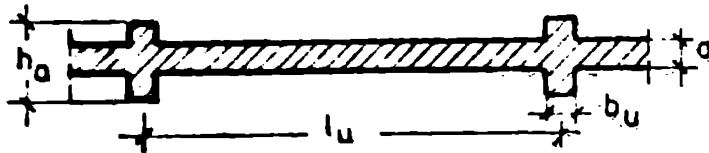




$$i_1 = \frac{l_u}{b_u}$$

$$i_2 = \frac{r_a}{a}$$

- a - grosimea peretelui
- $h_u$  - înălțimea nervurii
- $b_u$  - grosimea nervurii
- $l_u$  - distanța dintre axe.



PERETE FARA NERVURI

PERETE CU NERVURI LA CELE DOUA EXTREMITATI

Fig. 2.6  
PERETE NERVURIT LA UNGURA EXTREMITATE

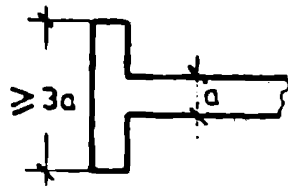
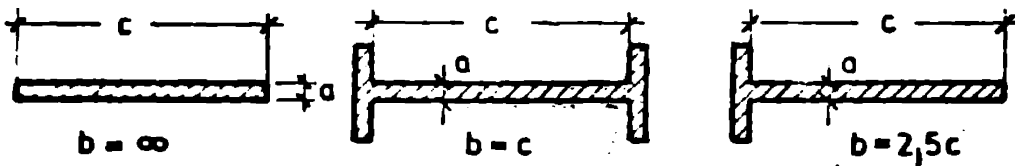
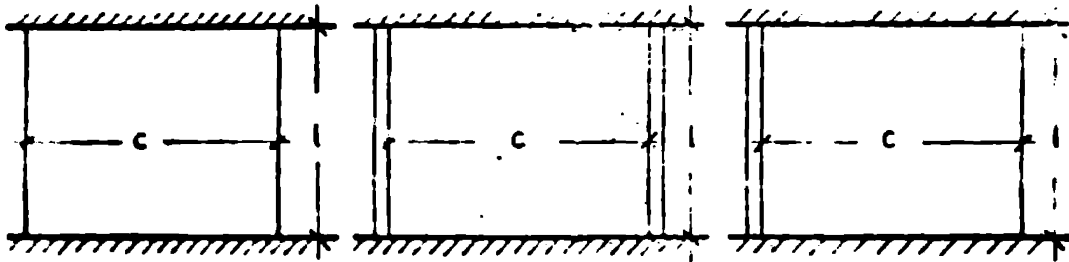


Fig. 7

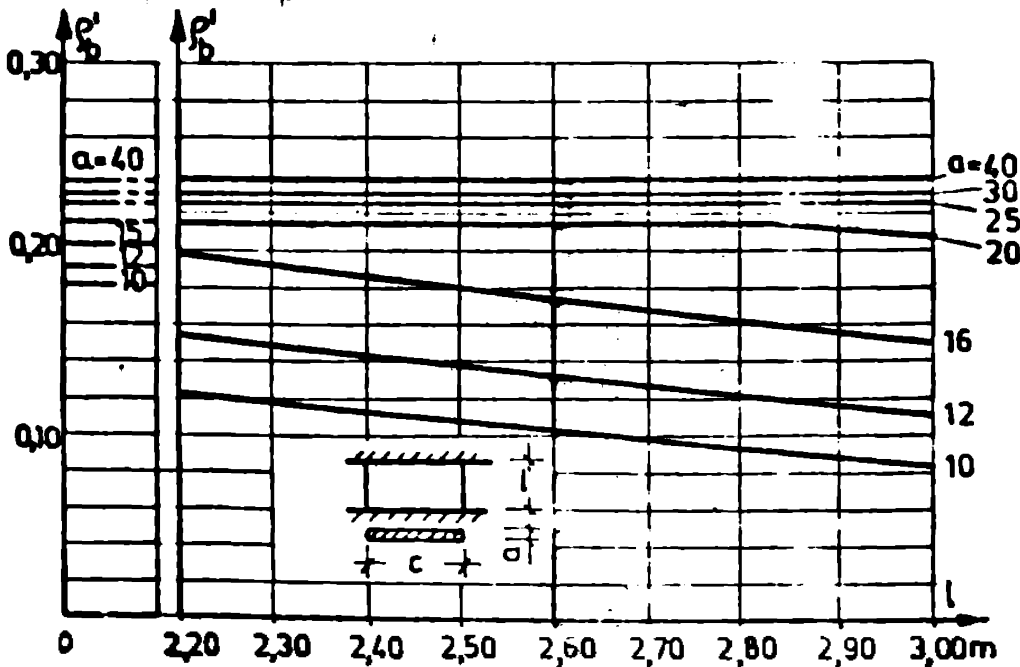
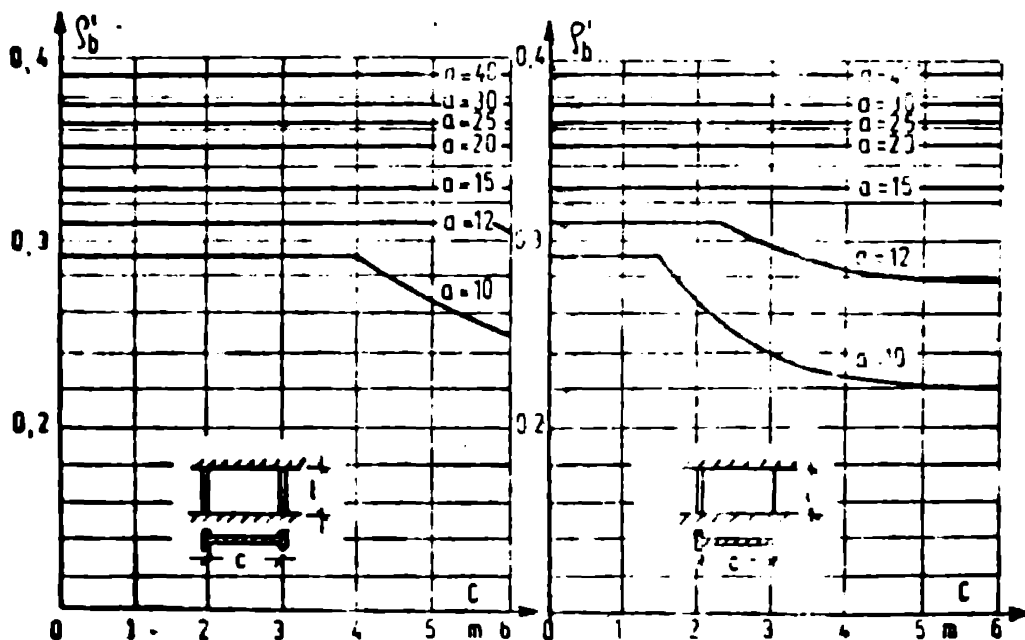
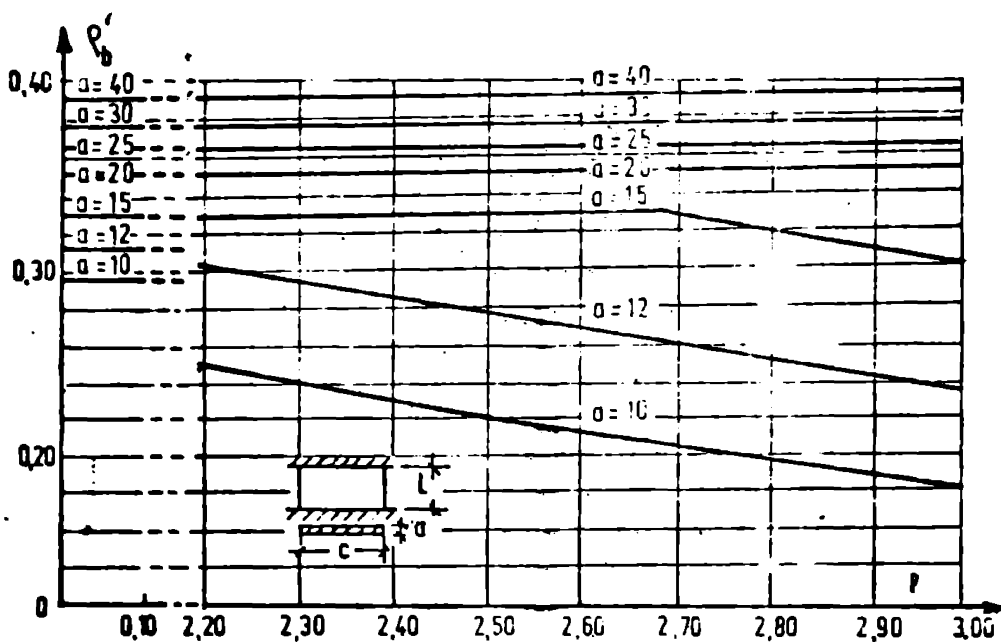
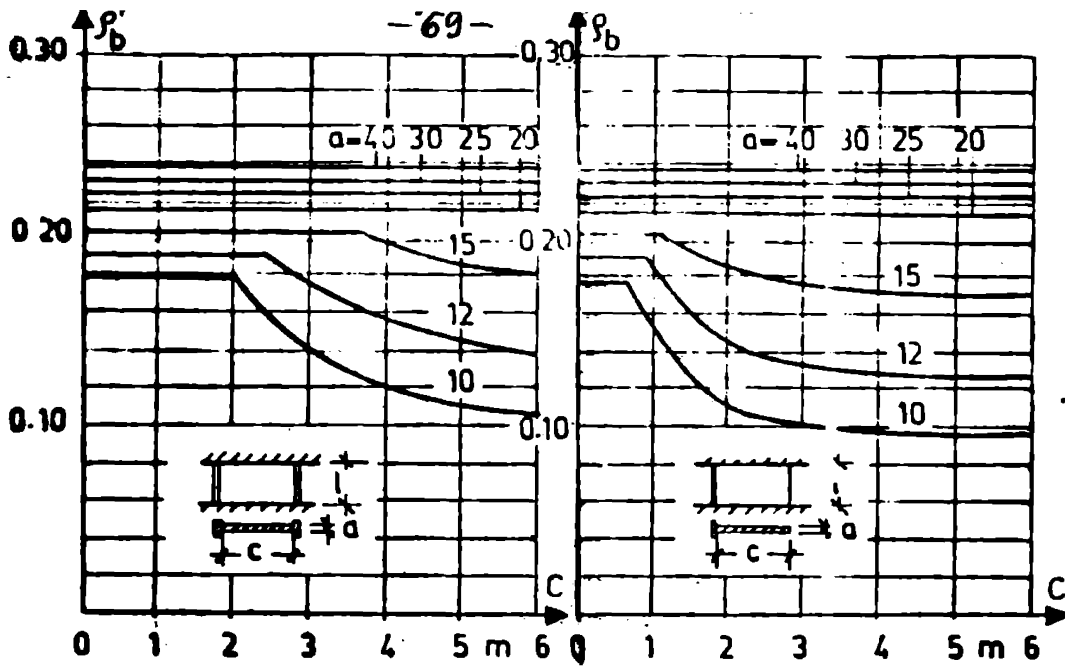
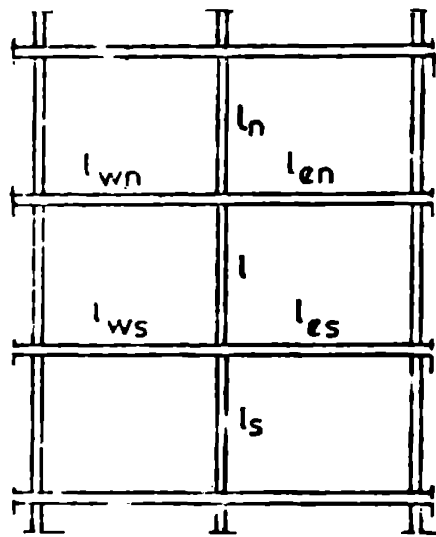
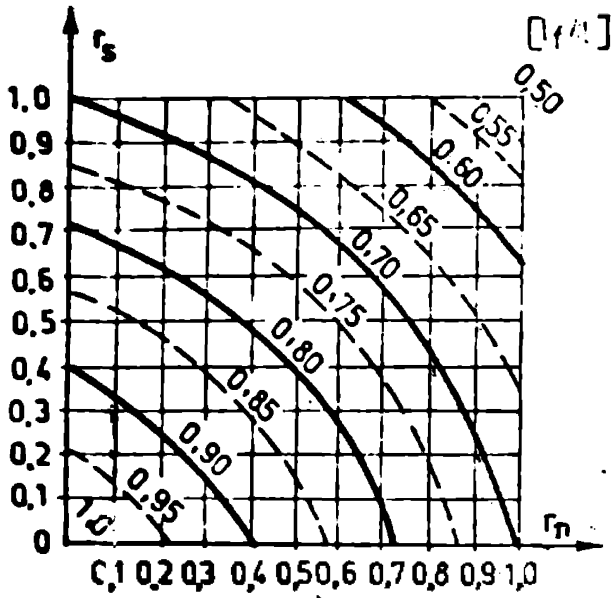


Fig. 7 A





a)

Fig 2.12

b).

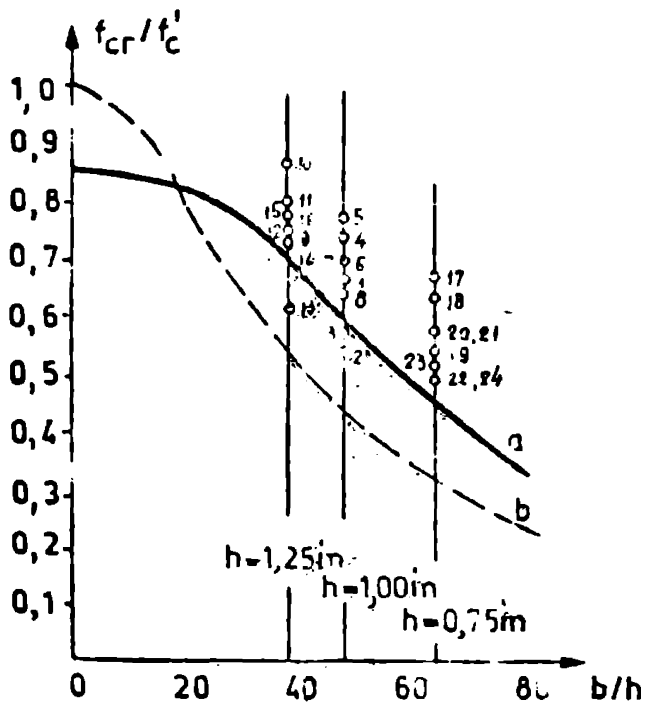
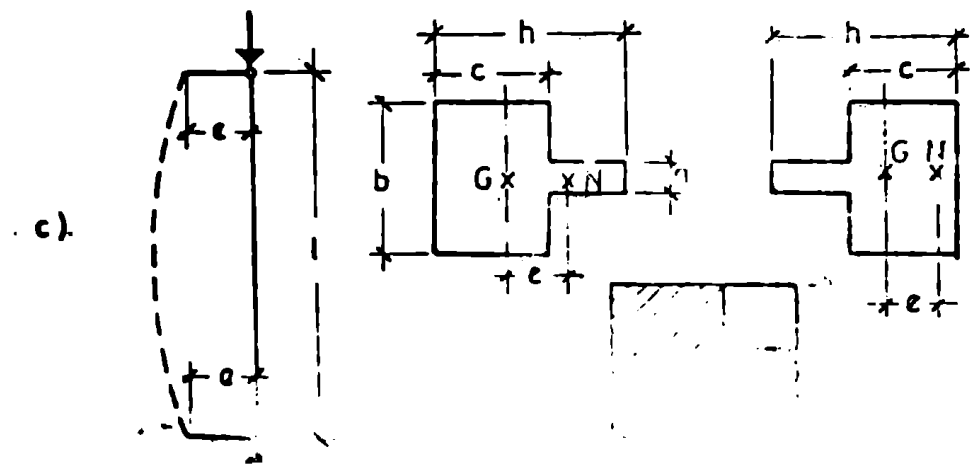
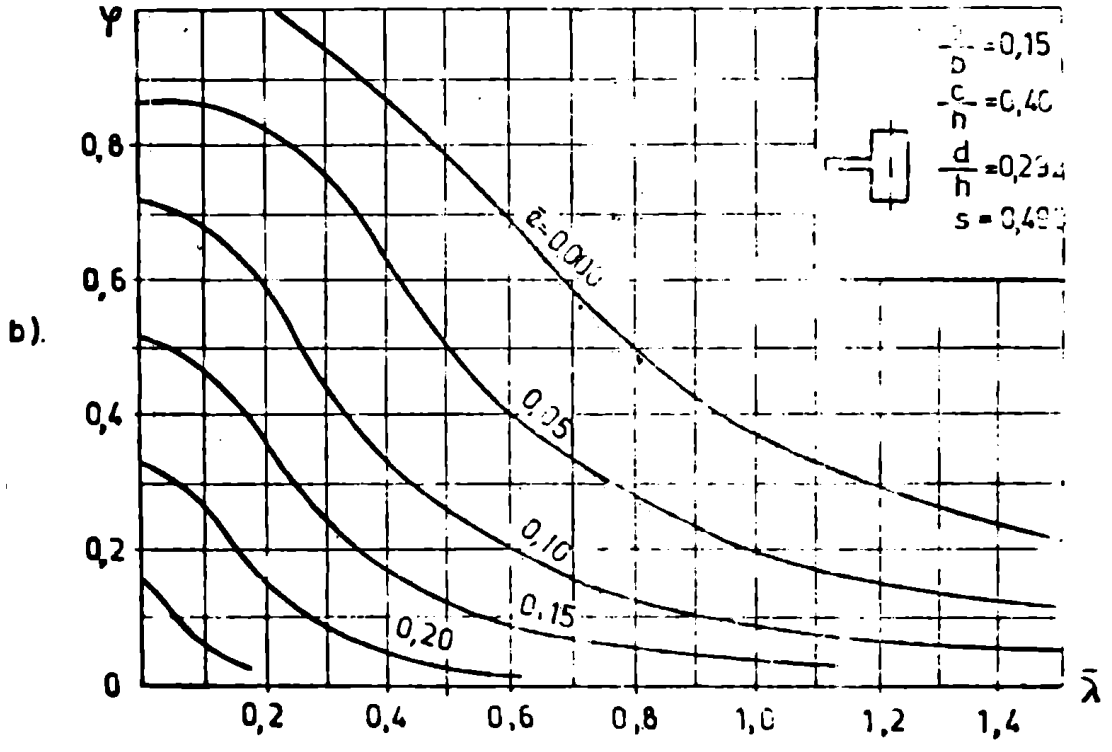
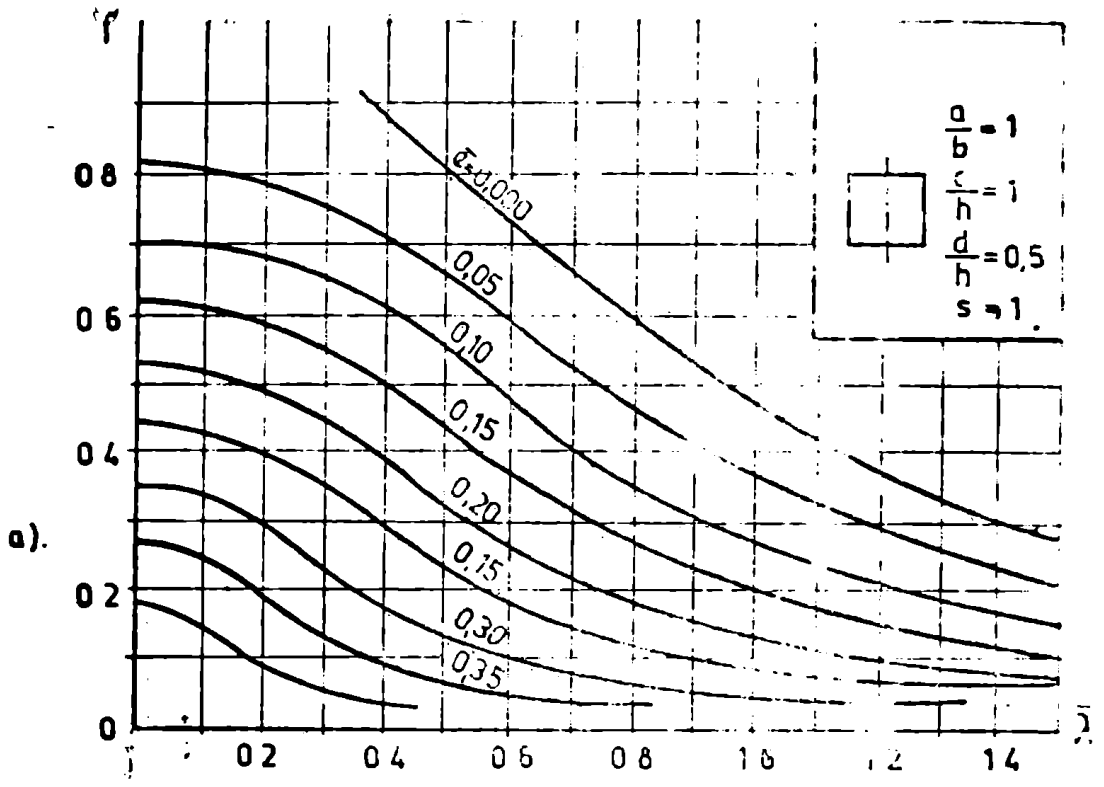


Fig.2.13



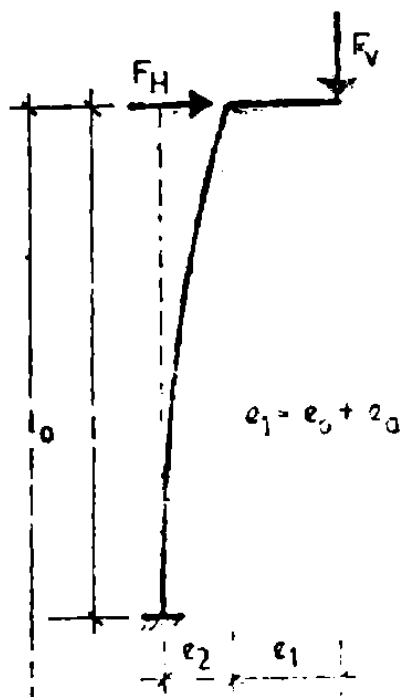


Fig. 2.15

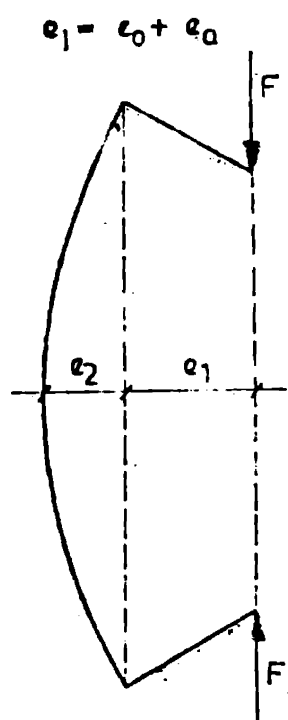


Fig. 2.16

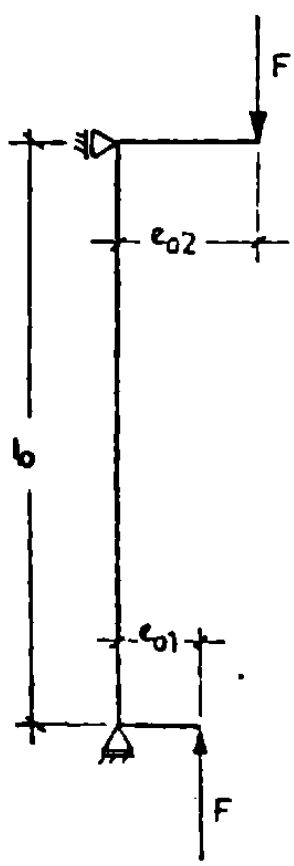


Fig 2.17



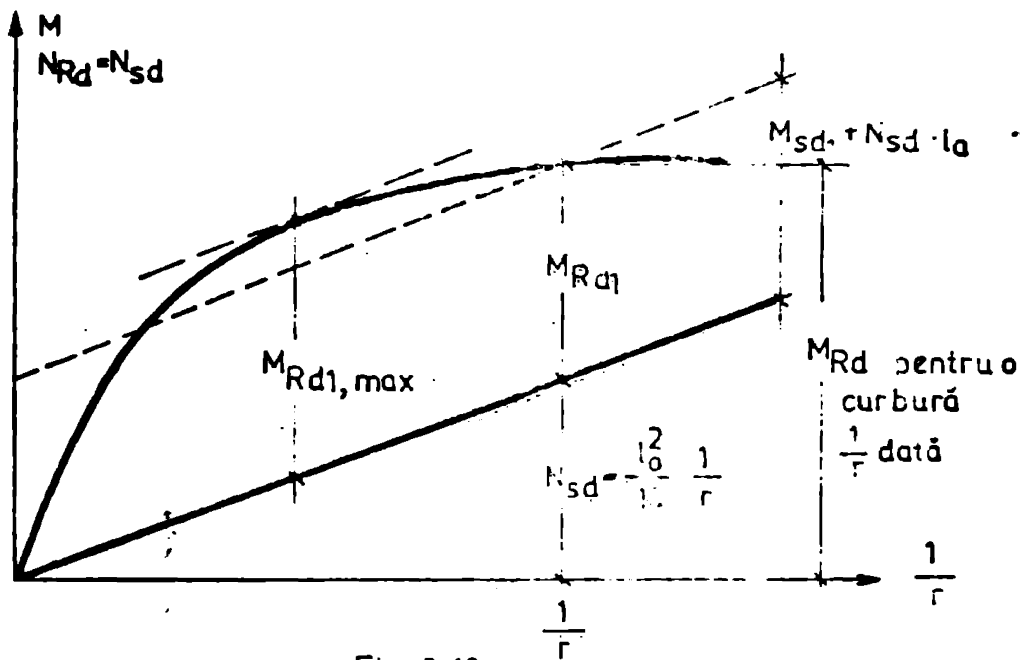


Fig. 2.18

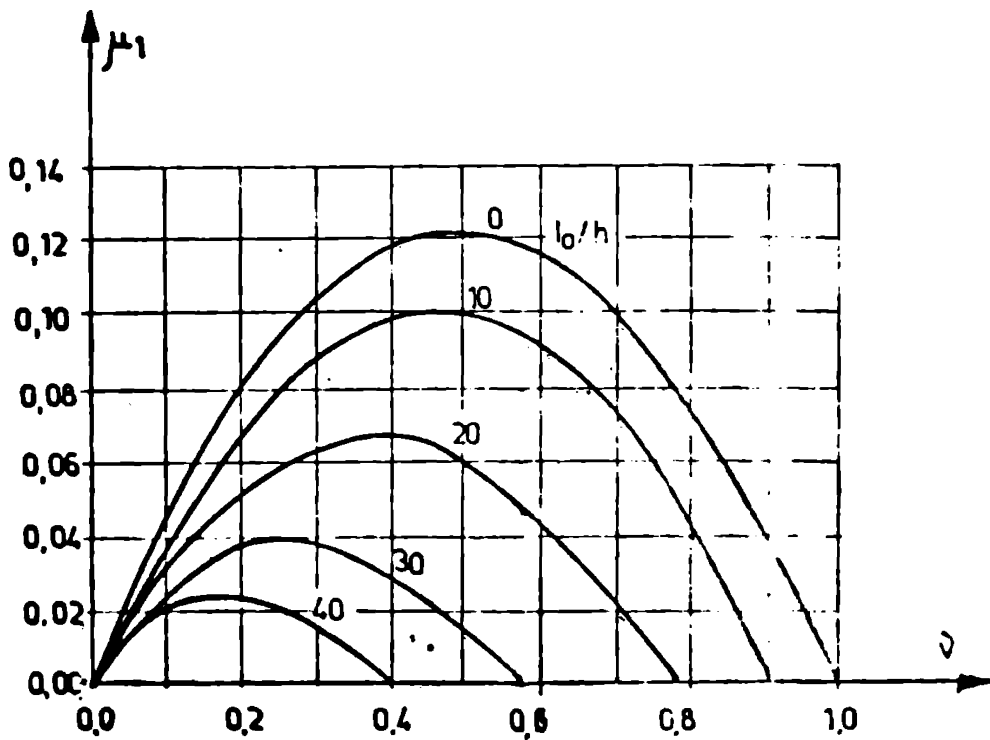


Fig 2 19

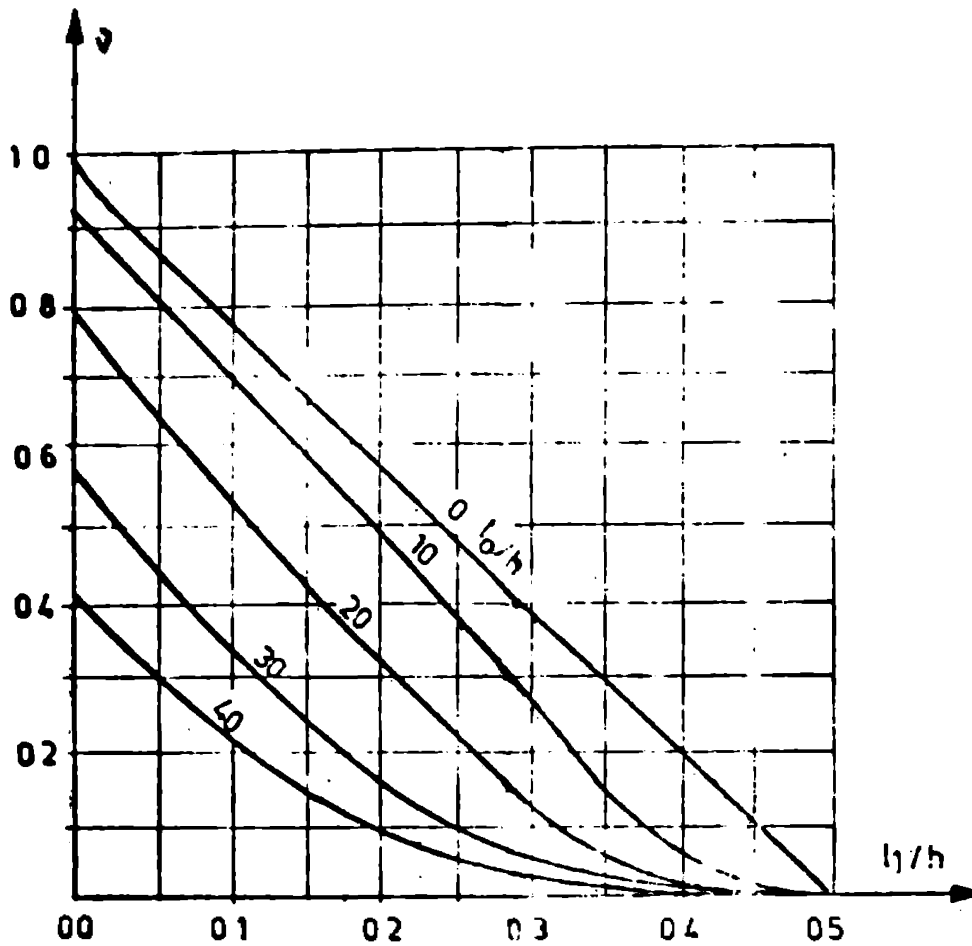
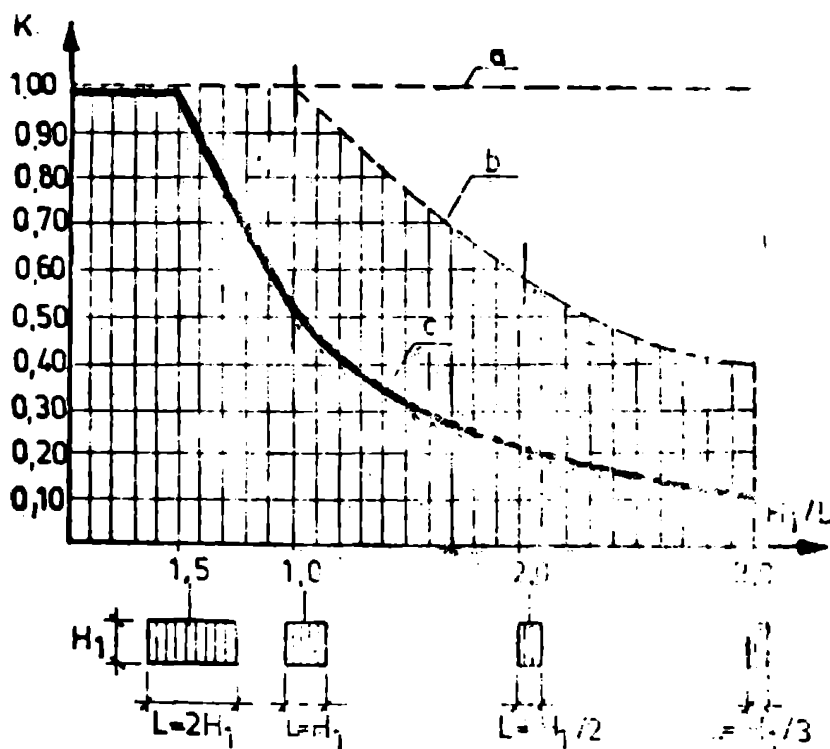


Fig. 2.20



- a - perete cu ambele laturi verticale libere
- b - perete cu o latură verticală liberă
- c - perete cu ambele laturi verticale fixate

Fig. 2.21

**Cap. 3.- PROGRAMUL EXPERIMENTAL PRIVIND ÎNCĂLCAREA  
LA STABILITATE A PEREȚILOR SUBȚIRI**

Având în vedere numărul mare de parametri care apar la studiul comportării la stabilitate a pereților din beton armat, programul experimental a urmărit, în cadrul contrastelor de cercetare științifică efectuate, prinderea aspectelor legate de :

- prezența și cantitatea armăturii ;
- prezența sau lipsa golurilor ;
- prezența sau lipsa nervurilor ;
- calitatea betonului ;
- comportarea elementelor experimentale executate din beton greu sau ușor ;
- modificarea modului de rezemare în dreptul muchiilor orizontale încercate ;
- variația modului de rezemare în dreptul muchiilor verticale ;
- modificarea excentricității de aplicare a încălzirilor.

Am fost încercate un număr de 14 elemente experimentale din care 5 elemente din seria A la scară 1 : 2 formate din cupluri de câte doi pereți izolați dintre- un element spațial, 5 elemente din seria B reprezentând modele la scară 1 : 3 de elemente spațiale având pereții nervurați și diferite grade de rezemare după muchiile orizontale respectiv verticale și serie C cuprinzând 4 elemente experimentale la scară 1 : 3 dintre- un element spațial, având pereții fără nervuri și de asemenea diferite grade de rezemare după muchiile orizontale încercate și cele verticale neîncercate. Caracteristicile elementelor experimentale sînt prezentate în tabelul 3.1.

**Tabelul 3.1**

**3.1. ÎNCĂLCAREA EXPERIMENTALĂ SERIEI A**

În cadrul seriei A s-au încercat un număr de cinci elemente experimentale la scară 1 : 2 cuprinzînd elementele ES-5 A, ES-5 B, ES-5 C, ES-5D, ES-5E, cu următorii parametri :

- ES-5 A (155) realizat din două porțiuni de element spațial cuplate fig. 3.1., forțate din pereți longitudinali nervurați, cu porțiuni de plăci și fruntoase late de 0,5 m. încercate cu



forțe distribuite uniforme în lungul lor, cu o excentricitate de 8 mm și realizate din beton greu !

Fig. 3.1.-

- FS - 5 B (156) s-a realizat tot prin cuplarea a două porțiuni de element spațial format din pereți longitudinali cu porțiuni de planșeu și fronton de 0,75 m, pereții longitudinali fiind prevăzuți cu două goluri simetrice de apă fig. 3.2. Încălcarea făcându-se la fel ca la elementul FS - 5A !

Fig. 3.2.

- FS - 5 C (156) diferă de elementul FS-5A doar prin lățimea de acoperire a planșeurilor și frontoanelor de 0,75 m față de 0,5 m la model, corespunzând la 1,5 m față de 1,0 m la elementul la scara naturală, restul parametrilor fiind identici !

- FS - 5 D (157) s-a realizat din beton ușor, elementul experimental având aceeași caracteristică geometrică ca elementul FS - 5 C și aceleași condiții de încălzire !

- FS - 5 E (157) a fost realizat din beton greu având caracteristicile geometrice identice cu ale elementului FS-5C, diferența o constată doar în modul de încălzire în general și în elementul FS-5E, aceasta s-a aplicat sub formă triunghiulară în lungul pereților longitudinali.

### 3.1.1. Metodologia și modul de încălzire

Încălzirea elementelor experimentale s-a făcut cu ajutorul unor prese de presurizare cu gol central tip IBCFIC de 120 t. fiecare, prin intermediul unor fascicule din 49 de corzi de 5 mm, la elementele FS - 5 A ; FS - 5B și FS-5 C, iar la elementele FS - 5D și FS - 5E s-au înlocuit fasciculele de presurizare cu tije rigide din  $\sigma$  50 cu diametru de 85 mm.

Încălzirea elementelor experimentale, s-a făcut cu ajutorul a patru prese dispuse conform schemei din fig. 3.3.a, pentru elementele FS-5A și FS-5B, respectiv cu câte cinci prese la restul elementelor fig. 3.3.b și fig. 3.3.c.

Fig. 3.3.

încălzirea concentrată aduse de presele hidraulice, ca

foet distribuite prin intermediul dispozitivului de încălzire, astfel încât să se realizeze încălzirea în opt respectiv nouă puncte pe fiecare perete longitudinal, încălzirea să se apropie de distribuția uniformă.

La elementul E5-5B, cele cinci prize au fost comandate individual la valori ale forțelor în proporție corepunătoare pentru a asigura o încălzire triunghiulară în lungul peretelui longitudinal.

Prin intermediul rolelor de transmitere a încălzirii s-a putut realiza excentricitatea de 8 mm pe fiecare perete așa cum se vede în fig. 3-4, excentricitate corepunătoare componentei structurale și a celei adiționale datorată defecțiilor de montaj și planitate.

Fig. 3-4.

Ansamblul instalației de încălzire este reprezentat în fig. 3-5, atât în vedere cît și în secțiune transversală, pentru varianta de încălzire cu patru forțe concentrate pe elementele cu pereți longitudinali fără goluri.

Fig. 3-5.

Fig. 3-6, reprezintă în ansamblu elementul E5-5 A, observîndu-se dispozitivul care asigură încălzirea cu patru forțe concentrate, iar în fig. 3-7, este ilustrat modul de încălzire a elementului E5-5 B, la care s-au aplicat cinci forțe concentrate pentru a asigura o încălzire uniformă ținînd seama de golurile din pereții longitudinali.

Fig. 3-6.

Fig. 3-7.

Fig. 3-8, reprezintă elementul E5-5 C în ansamblu în timpul încălzirii iar fig. 3-9 reprezintă elementul E5-5 C la încercare, observîndu-se modificarea dispozitivului de încălzire prin înlocuirea fasciolelor de arătură preconstruite cu tije rigide din oțel.

Fig. 3-8.

Fig. 3-9.

### 3.1.2. Amplasarea de măsură

Pentru urmărirea stării de solicitare respectiv de deformare a elementelor experimentale, în timpul încercării, s-au folosit două timbre tenometrice rezistive, deformarea măsurând de timp mișcarea microcomparatorilor cu precizia de  $1/1000$  și  $1/10000$  și comparatoare cu fir de tip Maximov cu precizia de  $1/100$ .

Modul de amplasare a microcomparatorilor pentru elementele experimentale cu țări și plini este reprezentat în fig. 3.10 iar pentru elementul ES-50 prevăzut cu coluri de ngi, în fig. 3.11.

Amplasarea timbrei rezistive este în vedere și în secțiune este ilustrată în fig. 3.12 pentru elementele ES-5A și ES-5B respectiv în fig. 3.13, pentru elementul ES-5B. La celelalte elemente, experimentale, ES-5C, ES-5E, amplasarea timbrei este asemănătoare ca cea prezentată în fig. 3.12, cu deosebirea că s-au introdus suplimentar patru timbre pe poziția notată în figură cu 2<sup>a</sup>.

Fig. 3.10   Fig. 3.11   Fig. 3.12   Fig. 3.13

### 3.1.3. Caracteristicile experimentale la uzura

Elementele experimentale din cadrul seriei A de încercări, au fost alese în conformitate cu precizia din tabelul 3.1 și au prezentat din punct de vedere al caracteristicilor fizico-mecanice, valorile indicate în tabelul 3.2.

Tabelul 3.2.

Aprecierea forței critice la elementele experimentale s-a făcut cu ajutorul diagramelor de tipul celor din fig. 3.14 obținute prin măsurarea deformațiilor timbrei rezistive amplasate pe suprafața opusă celei pereților încercării (poziția 2<sup>a</sup> din fig. 3.12). Criteriul de apreciere a forței critice la nivelul

Fig. 3.14

prezenței bifurcării dintr-unul din diagramele deformații-încercări corespunzătoare pereților de țări de pe cele două țări ale fiecărui perete, este precizat și în măsurările (52,122,123).

În fig. 3.15 se prezintă un alt mod de evidențiere a forței critice de pierdere a stabilității, prin evidențierea punctului de frântură a modului secant. Diagrama reprezintă variația deplasării peretelui și și cu treapta de încălzire, la

nivelul microtemperaturilor de pe poziția  $M_5$  fig. 3.15, corespunzătoare punctului de deformare maximă a peretelui.

---

**Fig. 3.15**

---

Un aspect privind modul de deformare al elementului ES-5a prevăzut cu goluri de ugi, este prezentat în fig. 3.16, deformare corespunzătoare treptei de încălzire de 200 atm, începută la care s-au îndepărtat aparatele de măsură. Flexibilitatea cu fir este care s-au menținut pînă la treapta de rupere de 350 atm. la care corespunde o forță de 372 tone pe întregul element, cu putut înregistra deformarea maximă a elementului încălzit.

---

**Fig. 3.16**

---

În fig. 3.17 se prezintă curbele de egală deformare pentru pereții elementului ES-5B, corespunzătoare treptei de încălzire diminuează rapozi. Se poate observa concordanța între reprezentarea din fig. 3.16 și cea din fig. 3.17 pentru pereții sud.

---

**Fig. 3.17**

---

Elementul ES-6B a fost încălzit cu o sarcină triunghiulară realizată cu 5 prese hidraulice apă cum este arătat în fig. 3.18. În fig. 3.18 este prezentată deformarea celor doi pereți ai elementului ES-5B corespunzătoare ciclului 2 de încălzire, cu distribuția triunghiulară a încălzirii avînd maximul la un capăt al elementului, iar la ciclul 3 de încălzire, aceeași distribuție triunghiulară, avînd maximul în egalitate extremitățile a peretelui. Informația peretelui sud fig. 3.18 a și b, sunt mai mare decât

---

**Fig. 3.18**

---

cea a peretelui sud fig. 3.18 c și d, a fost reprezentată la scară diferită, astfel că pentru a se putea face comparația între deformările celor doi pereți s-au prezentat în fig. 3.18 și curbele de reprezentare.

C comparația privind efortul unitar cauzat al celor cinci elemente din serie a determinat cu diferite metode de calcul, față de valorile determinate experimental s-au efectuat în tabelul 3.3. pentru cazul peretilor neîncălzite, iar în tabelul 3.4. pentru peretii încălzite. Se înțelege prin peretii neîncălzite acei peretii la

care procentual de amare este indicat unei valori limită care a permis luarea în considerare în calcule a amplitudinii, deplasării până în evidență în fig. 2.5 pentru diferențele mici de calcul analize.

Tabelul 3.3.

Tabelul 3.4.

În tabelurile 3.3 și 3.4 s-a notat cu  $d$  raportul dintre valoarea efectivă a mării caștii experimentale și valoarea teoretică determinată cu ajutorul următoarelor metode de calcul :

- normele CEN [149,150,151,173] prezentate în paragraful 2.1 ;
- normele DIN (146) prezentate în paragraful 2.5.1 ;
- normele germane DIN 1045 (147) conform paragrafului 2.4.1 ;
- normele britanice [27] conform paragrafului 2.6.1 ;
- metoda de calcul a lui Abigde [5] prezentată în 2.2.1 ;
- metode propuse de autorii [122,123,124,125] prezentate în 2.2.2.

În calculele efectuate s-au urmat ca parametrii :

- modul de rezonanță pentru vibrațiile ortogonale și înconștrut ;
- excentricitatea de aplicare a forței ;
- prezența sau lipsa nervurilor.

Pentru a putea efectua comparația între elementul experimental  $n = 5$  încrețit triunghiular și restul elementelor experimentale încărcate uniform distribuit în lungul pereților, s-a apelat la prevederile normelor germane DIN 4114 (148), care prezintă calculul stabilității inimilor grinzilor metalice, sub încărcări distribuite liniar fig. 3.19. Funcționează de valoare ideală

fig. 3.13

Într-o placă perfect elastică încrețită perfect centră, dintr-un material elastic, amare și înțep se determină cu relația :

$$- l \cdot z = k \cdot \delta \quad (3.1)$$

în care :

- $k$  - un coeficient de valoare ce depinde de :

- modul de rezemare
- raportul laturilor  $\approx 2$
- distribuția înălțărilor  $\approx \varphi$  = fig. 3.19

-  $\tilde{c}_0$  - o termiune de referință de tip Iulaz, corespunzătoare unei figi cu lățimea de 1 cm și lungimea b, rezemată simplu la capete, a cărei rigiditate este egală cu cea a plăcii reale.

Pentru raportul laturilor subunitar,  $\alpha < 1$ , coeficientul de valoare k, în valoarea :

$$k = \left(1 + \frac{1}{\alpha}\right)^2 \frac{2\alpha}{\varphi + 1,1} \quad (3.2)$$

cu semnificațiile precizate la relația 3.1.

În cazul elementului E2-51 coeficientul pentru încărcare triunghiulară în valoarea  $\varphi = 0$  iar la restul elementelor din seria A la care încărcarea a fost uniform distribuită  $\varphi = 1$ , rezultă că raportul între coeficienții de valoare k calculați pentru cele două cazuri de încărcare reprezintă înălțimea raportul tenațiilor critice :

$$k_1 = \left(0,44 + \frac{1}{0,44}\right)^2 \frac{2 \cdot 1}{1,1} = 13,8 \quad \text{ptr. } \varphi = 0 \quad (3.3)$$

$$k_2 = \left(0,44 + \frac{1}{0,44}\right)^2 \frac{2 \cdot 1}{1,1 \cdot 1,1} = 7,3 \quad \text{ptr. } \varphi = 1 \quad (3.4)$$

deci :

$$\gamma_c = \frac{k_1}{k_2} = \frac{13,8}{7,3} = 1,9 \quad (3.5)$$

valoare care s-a introdus în tabelele 3.3 și 3.4 în care  $\gamma_c$  s-a calculat prin afectarea cu valoarea 1,9 permițând astfel compararea rezultatelor la toate cele cinci elemente ale seriei.

În tabelul 3.4 se pune în evidență faptul că normele C10, L15 și ACI ne prezintă un mod de calcul al pereților din beton armat, considerând că procentul de armare folosit la astfel de elemente de construcții nu se înalță în categoria elementelor armate, calculându-se ca elemente din beton simplu cu armătură de siguranță.

În următoarele opt figuri sunt prezentate aspecte privind superea elementelor din seria A după cum urmează :

- fig. 3.20 reprezintă elementul E2-50 în ansamblu cu perețele k drept, iar în fig. 3.21 este reprezentat rela-

veulă figurilor la peretele 5 al aceluși element.

Fig. 3-20

Fig. 3-21

- fig. 3-22. reprezintă în ansamblu elementul E-5C în momentul supesii, iar în fig. 3-23. este dat în detaliu relieful figurilor pentru peretele 5 al aceluși element ;

Fig. 3-22

Fig. 3-23.

- în fig. 3-24. și fig. 3-25 este reprezentat peretele b al elementului E-5 în vănt în exteriorul și interiorul elementului experimental în starea ruptă ;

Fig. 3-24

Fig. 3-25

- în fig. 3-26 este reprezentat în detaliu relieful figurilor la frontonul elementului E-5b, iar în fig. 3-27 este reprezentat un aspect al ansamblului de suprafețe al elementului E-5 : cu vedere al peretelui b rupt sub încălzirea triunghiulară.

Fig. 3-26

Fig. 3-27

#### 3-1.4. Concluzii privind încălzirea elementelor din

##### seria A.

În cadrul seriei A de elemente experimentale s-au încercat un număr de 5 perechi de pereți la care li s-a detoșat din elemente spațiale și îndreptați cu carcasi uniform distribuite la primele patru perechi, respectiv încălzire triunghiulară la elementul E-5. Perechile de pereți s-au deformat simetric, curbându-se spre planul median comun.

Planul median al fiecărui perete a luat forma unei suprafețe cu dublă curbură, deformația generală prezentând și turbulențe locale ale plăcii între nervuri, de același semn cu deformația generală a peretelui.

Linia continuității diagramei de deformații rezultă că nervurile intermediare nu au constituit rezanțe fixe pentru placa peretelui la încălzirile aplicate în planul ei, dar prezența nervurilor a avut efect substanțial asupra stabilității peretilor încercați.

În urma programului experimental din seria A de elemente înscrise rezultă că procesul de rupere începe prin apariția unor fisuri verticale în zăburile marginale de placă urmate de deschiderea acestora și apariția unor noi fisuri verticale în zăburile intermediare ale plăcii. În ultima fază premergătoare rușrii apare o fisură orizontală prin placă și nervuri aproximativ la jumătatea înălțimii peretelui, urmată de zdrobirea betonului comprimat.

Așa cum s-a arătat în tabelul 3.2. deformarea nelastică de 57 % pentru elementul de -5 B respectiv de 80 % pentru elementul de -5 K la care nu corespund rezerve ale capacității portante de 33 % respectiv 29 % pentru cele două elemente discutate, reprezintă o măsură a capacității portante de-a se zice lucrul mecanic din momentul începerii pierderii stabilității și până la cedarea completă, respectiv o măsură a siguranței structurii la solicitarea pereților în planul lor. Se confirmă faptul că nervurile chiar flexibile având rigiditatea la încovoiere mai mică decât cea optimă, îmbunătățesc substanțial comportarea la stabilitate a plăcilor comprimate în planul lor median, chiar dacă nu modifică modul de rezervare al plăcii.

În cazul încărcării triunghiulare, încărcarea limită corespunzătoare rușrii reprezintă 77% din cea corespunzătoare distribuției uniforme. Cum în practică distribuția tensiunilor este situată între cele două cazuri limită cecutate, uniformă distribuită și triunghiulară, rezultatele încercărilor trebuie interpretate în funcție de ambele situații limită.

O analiză comparativă a comportării elementelor înscrise față de valorile calculate cu ajutorul diferitelor metode de calcul, este prezentată în tabelele 3.3 și 3.4. Studiul teoretic efectuat cu ajutorul metodelor de calcul precise în tabelul 3.4 și comparat cu valorile experimentale permite proiectantului să aprecieze metoda care se apropie cel mai mult de rezultatele obținute experimental pe de-o parte ; precum și de condițiile de rezemare și de încărcare ale pereților elementelor spațiale de la clădirile de locuit și social culturale. Studiul comparativ a ținut seama de următorii parametrii

- condițiile de rezemare în lungul laturilor încărcate ;
- folosirea betonului simplu sau armat ;
- esențialitatea forțelor de compresiune ;
- prezența sau absența nervurilor verticale.



Structurile stațate din elemente spațiale prefabricate prezintă două avantaje importante din punct de vedere al alcătuirii lor :

a) - prin consolidarea părților componente ale elementului spațial, la prelucrarea încălărilor, numărul legăturilor ce trebuie distruse pînă la colaps, este mai mare decît în cazul structurilor din panouri mari ; acest lucru este evidențiat prin continuitatea fîcșurilor din pereții încălărați, în planșee și în pereții adiacenți ai acestora ;

b) - la cele cîinci elemente inserate în cadrul seriei A, de fiecare dată a cedat un singur perete prin parangăzirea întinerii fasciilor de susținere, astfel că demolarea pereților evită apariția unui efect de distrugere în lanț a structurii deoarece probabilitatea cedării simultane a ambilor pereți este redusă.

### 3.2. Programul experimental seria B.-

Elementele experimentale din seria B ale programului experimental în număr de cîinci  $F_1 - F_5$  s-au realizat la scara 1 : 3 prin transpunerea elementului real întreg, în cadrul programului experimental s-au studiat parametrii prezinței în tabelul 3.1, adică s-a urmărit variația modului de rezonanță a pereților atât pe laturile măsurate cît și pe cele încălărate.

Astfel în fig. 3.26 se prezintă schematică modificarea parametrilor de rezonanță ai elementelor experimentale, după cum urmează :

Fig. 3.28

-  $\bar{1}$  - realizat din doi pereți longitudinali, nervurați avînd un număr de 19 nervuri verticale, tăruși montat cu cele două planșee, la care s-au adăugat două frontoane prefabricate, prevăzute cu gol de fereastră, fixate de pereți și planșee prin sudarea plăcuțelor metalice, înglobate atât în frontoane cît și în planșee 159 ;

- elementul experimental  $\bar{2}$  - realizat în mod similar cu elementul  $\bar{1}$ , din punctul de vedere al modului de rezonanță și alcătuirii cu singura deosebire că pereții longitudinali au avut un număr mai redus de nervuri, eliminîndu-se tot a două nervuri 159 . Această alcătuire a fost menținută pentru toți pereții longitudinali ai elementelor din cadrul seriei B ;

- elementul F -3 alcătuit din doi pereți longitudinali turnați monolit cu cele două plăci și cu un fronton prevăzut cu gol de uși ( fig. 3.28 ) iar celălalt fronton realizat prefabricat, în mod similar cu frontoanele de la primele două elemente experimentale [159] ;

- elementul experimental F -4 s-a executat prin turnarea monolită a pereților longitudinali și a plăcilor, iar în locul frontoanelor s-au prevăzut contravânturări din bare de UB dispuse în diagonală pentru prevenirea pierderii stabilității ansamblului. La punct de vedere al modului de rezemare, pereții longitudinali au fost considerați încastrați după laturile încâlcite și liberi după cealaltă direcție ( fig. 3.28 ) [159] ;

- elementul experimental F -5 a fost alcătuit doar din doi pereți longitudinali fără plăci având, contravânturări în locul frontoanelor ( fig. 3.28 ). Acest tip de element nu are corespundență în structura reală, dar s-a introdus în seria B de elemente experimentale pentru a putea studia întreaga gamă de rezemări incluziv cea articulată, respectiv comportarea la stabilitate a acestor pereți în funcție de modul de rezemare al pereților încâlciti [159].

La punctul de vedere al armării, elementele experimentale au modelat prin reducerea la scara geometrică, armăturile elementelor reale executate în soluția IOLM - Brașov. Armarea efectivă s-a făcut cu ajutorul plăcilor de armătură prezentate în fig. 3.29 în care s-au notat cu  $F_1$  placa de armare a pereților longitudinali, cu  $F_2$  respectiv  $F_3$  semiplacile inferioară respectiv superioară ale plăcii inferioare și cu  $F_4$  și  $F_5$  semiplacile inferioară și superioară ale plăcii inferioare. De asemenea în figura 3.29 se reprezintă placa  $F_6$  de armare a frontonului prefabricat, iar cu  $F_7$  - armarea suplimentară a golului de fereastră a frontonului prefabricat folosit la cele două extremități ale elementului F-1 și F-2 și la una din extremitățile elementului F-3. Cu  $F_8$  respectiv  $F_9$  s-au notat plăcile de armare ale frontonului monolit atât pentru cimpul frontonului cit și pentru bordura golului de uși respectiv armarea triunghiului.

---

Fig. 3.29

---

În mod suplimentar față de plăcile de armătură descrise, s-au mai folosit castoane de armătură pe de-o parte pentru armarea

nervurilor transversale ale pereților longitudinali, precum și ca ocazie de armătură pentru preîntâmpinarea microfisurilor locale la nervurile longitudinale direct încălzite care nu asigură transmiterea încălzirilor la pereți.

În fig. 3.30 și 3.31 se prezintă armarea frontoanelor monolit respectiv prefabricat, înainte de betonare.

Fig. 3.30

Fig. 3.31

În conformitate cu normele străine, față de procentul de armare rezultat la armarea pereților longitudinali, elementele studiate se încadrează în categoria betonului simplu după normele [18] 145, 147, normele elvețiene [27] normele sovietice [5] și metoda de calcul propusă de Albiște [5] respectiv în categoria betonului armat conform normelor engleze [5] și americane [145] conf. fig. 2.5. notat cu B.

### 3.2.1. Dispozitivul și metoda de încercare.

Elementele experimentale din seria B au fost încercate prin apăsarea lor între două plăci rigide fig. 3.32 și în sarcini cu prese de precomprimare tip IECOM de 120 t. fiecare prevăzute cu gol la mijloc, prin care au fost trecute tijele de oțel prevăzute cu filet și știfturi la capete.

Fig. 3.32

În elementul B-3 s-au prevăzut 5 prese așa cum se vede în fig. 3.33, dispuse astfel încât să se realizeze o încălzire uniformă atât a pereților longitudinali cât și a frontoanelor monolit. Iar la celelalte patru elemente experimentale, încălzirea s-a efectuat cu câte patru prese dispuse asimetric la distanțele precizate în fig. 3.33

Fig. 3.33

În vedere a dispozitivului de încălzire este prezentată în fig. 3.34, unde tipul elementului experimental permite observarea plăcilor de încălzire și a tijelor de transmitere a forței.

În fig. 3.35 este reprezentată o vedere frontală a întregului ansamblu pentru varianta de încălzire cu 5 prese așa

cum se prezintă și în fig. 3.33, corespunzător elementului 2-3.

Fig. 3.34

Fig. 3.35

### 3.2.2. Dispunerea aparatelor de măsură

Umăririi modului de deformare al pereților în timpul încălzirii elementelor experimentale s-a făcut prin măsurări ale deformațiilor pe direcție normală față de planul pereților, cu ajutorul deformetrelor mecanice de tipul microcomparatorilor și a fleximetrilor cu fir, cât și al deformațiilor în planul pereților, cu ajutorul timbrei rezistive.

Decombirile dintre elementele experimentale din cerința necesităților la modul de realizare al pereților încălzați, cât și modificările impuse de la o încercare la alta au necessitat schimbări în dispunerea aparatelor de măsură. În fig. 3.36 și 3.37 sînt reprezentate pozițiile microcomparatorilor și ale timbrei tensometrice pentru elementele E-1 respectiv E-2, decombirile de dispunere a aparatelor de măsură fiind determinate și de modificarea numărului de nervuri de la 19 la elementul E-1, la numărul 9 pentru elementul E-2.

Fig. 3.36

Fig. 3.37

S-au notat microcomparatorile de pe un singur perete cu mențiunea că au fost montate simetric și pe celălalt perete longitudinal, notarea lor fiindu-se prin simetrie cu aceeași cifră.

În fig. 3.38 este reprezentată dispunerea aparatelor de măsură pe pereții longitudinali și frontonul monolit al elementului E-3. Notarea fiindu-se prin numerotare la inițialele punctului cardinal corespunzător elementului respectiv. Pentru timbrele tensometrice s-a făcut numerotarea în ordine crescătoare, mai întâi la interior iar apoi la exteriorul elementului atât pe pereții longitudinali cât și pe frontoanele monolit și prefabricat.

Fig. 3.38

Pentru elementele E-4 respectiv E-5 s-a reprezentat în fig. 3.39 poziția timbrei tensometrice, diferența constînd doar în notarea lor, iar microcomparatorile au fost montate pe pereții longitudinali la aceeași poziție și cu aceeași notare ca la elementul E-3 (fig. 3.38).-

Fig. 3.39

În figurile 3.41 - 3.44 se reprezintă câteva aspecte privind încercarea elementelor experimentale după cum urmează :  
Fig. 3.41 reprezintă ansamblul elementului E-1 în timpul încercării, fig. 3.42 elementul E-2 având aceleași caracteristici ca și elementul E-1 dar un număr mai redus de nervuri pe pereții longitudinali, fig. 3.43 reprezintă elementul E-3 în ansamblu în timpul încercării, iar fig. 3.44, elementul E-4 ca vedere generală din timpul încercării elementului.

Fig. 3.41

Fig. 3.42

Fig. 3.43

Fig. 3.44

3.2.3. Rezultatele experimentale obținute pe elementele  
din seria B.

Întrucât aici, de numărul  $n$  al plăcilor pereților nervurii ai elementelor experimentale a fost ca asimetriicitățile de deformare sau curbură ale acestora să depășească caracteristicile aditionale ce ar fi trebuit aplicate. Astfel, elementele din seria B s-au încercat cu forțe aplicate centric împ. planul median al secțiunii echivalente, deduse din condiția de a avea aceleași masă de inerție ca și secțiunii reale măsurate, așa cum se vede în fig. 3.40. Se prezintă distinct cazul elementului experimental E-1, având 19 nervuri respectiv a celorlalte elemente ale seriei, având doar 9 nervuri.

Fig. 3.40

Având în vedere modul de rezemare diferit al pereților longitudinali ai elementelor experimentale, de la rezemare liberă până la încadrare, se explică variația pozițiilor pe care le au elementele experimentale din seria B.

În fig. 3.45 se reprezintă variația deformațiilor pereților și ai elementelor încercate cu încapta de încadrare, observându-se o scădere a forței de rupere de la elementul E-3 la E-5 respectiv de la pereții încadrați în planșe având fronton mobil și prefabricat, la elementele E-5 având pereții articulați la monile încadrate, lipsind atât planșele cât și frontonul.

Fig. 3.45

Evaluarea forței critice experimentale, corespunzătoare pierderii stabilității pereților longitudinali ai elementelor încălzite, s-a reprezentat în figurile 3.46 și 3.47 unde s-au trecut variațiile deformațiilor timbrei tensometrice dispuse pe cele două fețe ale unui perete și pentru ambii pereți ai elementelor 1-1 pînă la 1-5, traseindu-se nivelul forței critice la treptele de încălzire la care s-a semnalat tendința de bifurcare a diagramelor [92, 122, 123]. Se remarcă și pentru forța critică aceeași tendință ca și cea semnalată anterior pentru forța de rupere, adică dependența forței critice de modul de reșemare pe contur al pereților încălzite.

Fig. 3.46

Fig. 3.47

Un aspect privind aparatele de măsură folosite la măsurarea deformațiilor timbrei electrice rezistive, este reprezentat în fig. 3.48 unde se vede atât puntea electrică rezistivă cit și cutiile de conexiune ce au permis legarea unui bloc de timbre la punte.

Fig. 3.48

Următoarele 5 figuri prezintă aspecte ale elementelor din serie 1 în momentul cedării pereților.

Astfel în fig. 3.49 este prezentată fața exterioară a peretelui b a elementului 1-1, figurile 3.50 și 3.51 reprezintă peretele nord respectiv frontonul modelat după cedare al elementului 1-3 iar figurile 3.52 și 3.53 prezintă aspecte ale peretelui c al elementului 1-4, la care ruperea s-a produs prin formarea unei singure fisuri la jumătatea înălțimii peretelui și după direcția normală direcției de încălzire.

Fig. 3.49

Fig. 3.50

Fig. 3.51

Fig. 3.52

Fig. 3.53

O prelucrare a măsurătorilor efectuate cu ajutorul micro-comparatorilor dispuse pe pereții longitudinali încălzite, a permis trecerea diagramelor din fig. 3.54 la 3.56 în care sînt prezentate deformațiile pereților încălzite la o treaptă premergătoare celei de rupere, pînă la care au putut fi menționate aparatele de măsură. Astfel, fig. 3.54 reprezintă elementul  $F_1$  la treptele de încălzire de 170 respectiv 200 de atm. din ciclul V și VII de încălzire, fiind date în paranteză valorile forțelor aferente și eforturile unitare, corespunzătoare treptelor de încălzire; deformațiile normale pe pla-

mal pereților s-au măsurat cu ajutorul microcomparatorilor, sume rotunde conform dispunerii din fig. 3-36, reprezentate la scară convenabilă pentru pereții 1 respectiv 2, scară reprezentată în figura 3-54 :

Fig. 3-54

- fig. 3-55 reprezintă elementele  $F_2$  și  $F_3$  la trepte de încălzire cuprinse între forța critică și forța de rupere, cu menționarea în paranteză a valorilor forței respectiv ale eforturilor unitare aferente pereților încăreți ; s-a luat în considerare ipoteza unei distribuții uniforme a solicitărilor provenite din încălziri exterioare, acționând în lungul muchiilor orizontale ale pereților longitudinali încăreți.

Fig. 3-55

- fig. 3-56 redă deformările elementelor  $F_4$  și  $F_5$  măsurate cu microcomparatorile dispuse conform poziționării din fig. 3-36, la treptele de încălzire de 160 respectiv 120 de atm. aferente unui nivel de încălzire inferior celui corespunzător forței critice de pierdere a stabilității pereților.

Fig. 3-56

Examinarea comportării pereților încăreți peste aceste nivele de solicitare s-a făcut cu ajutorul timbrei rezistive care nu au prezentat riscul de deteriorare în preajma colapsului sau aparatele mecanice.

Calculul efortului unitar corespunzător unei trepte de încălzire și în particular a celei care a caracterizat forța critică de pierdere a stabilității, s-a făcut conform tabelului 3-5 în care se precizează secțiunea transversală a pereților longitudinali care permite determinarea efortului unitar funcție de forța aferentă pereților. Transpunerea forței de încălzire din exprimarea în atm. în exprimarea în tf, s-a făcut pe baza faptului că secțiunea platourilor preselor hidraulice a fost de  $250 \text{ cm}^2$ , astfel ca la elementele încărcate cu 4 forțe concentrate  $F_1$ ,  $F_2$ ,  $F_4$  și  $F_5$  o atmosferă la manometrul pompei hidraulice a corespuns la o forță de 1 t. pe întregul element iar la elementul  $F_3$  încărcat prin intermediul a 5 prese, 1 atm. a corespuns la o forță de 1,25 t.



Tabloul 3.5a

Caracteristici	Unitate de măsură	Elemente seria "A"				
		F-1	F-2	F-3	F-4	F-5
Forțe critice pe întreg elementul	tk	260	210	260	180	150
	tf	260	210	320	180	150
Forțe critice corespunzătoare pereților longitudinali	tf	190	154	234	180	150
Secțiune transversală a pereților	cm <sup>2</sup>	1188	1041	1041	1041	1041
Efortul unitar critic $G_{cr}$	$\frac{tk}{cm^2}$	160	149	224	173	132

La elementele  $F_1, F_2$  prevăzute cu 2 frontoane prefabricate respectiv la elementul  $F_3$  prevăzute cu un fronton amolbit și un fronton prefabricat s-au determinat prin intermediul rigidităților, respectiv al deformațiilor înregistrate proporția de participare a pereților față de frontoane la preluarea solicitărilor. Astfel, în tabloul 3.5. s-a trecut valoarea forței aferente pereților longitudinali, la treapta corespunzătoare încălzirii critice prin afectarea forței totale cu coeficientul 0,73 reprezentând cota parte de participare a pereților longitudinali.

Tabloul 3.6a

Caracteristici	Elemente seria "A"				
	F-1	F-2	F-3	F-4	F-5
$k_b$ dak/cm <sup>2</sup>	306	275	430	375	385
$F_b$ dak/cm <sup>2</sup>	202000	216000	345000	320000	325000
$G_{cr}$ dak/cm <sup>2</sup>	160	149	224	173	132
$G_p$ dak/cm <sup>2</sup>	196	204	300	265	282
$G_{cr}/F_b$	0,52	0,54	0,52	0,46	0,35
$G_p/F_b$	0,64	0,74	0,70	0,72	0,49
Rezerva postcritică de capacitate portantă %	23	38	34	55	38
Coeficient de rezistență la flambaj	6,3	5,8	8,8	6,8	5,2
$G_{cr} / ad_{med}$	12,3	11,4	17,2	13,3	10,2
Deformații neelastice %	41	19	54	56	39



În tabelul 3.6. sînt trecute caracteristicile fizico-mecanice ale materialelor din care sînt executate elementele experimentale corespunzătoare seriei B, precum și caracteristicile de rezistență și pentru treapta de încălzire la pierderea stabilității pereților, precum și pentru treapta corespunzătoare cedării elementelor experimentale.

Prin raportarea eforturilor unitare critice la valorile eforturilor unitare rezultate din calcul și la valori maxime și la valori medii, a rezultat coeficientul de siguranță la fiombaj, cu valori între 5,2 și 3,3 pentru cazul eforturilor maxime respectiv cu valori între 10,2 și 17,2 pentru valorile medii ale eforturilor unitare efective. Aceasta confirmă siguranța de deosebită a elementelor spațiale datorată efectului de cutie precum și a rezervelor de capacitate portantă existente mai ales în cazul structurilor cu 5 niveluri, pentru care s-au calculat solicitările, confirmînd posibilitățile de extindere a structurilor spațiale la etajii cu mai mult de cîinci niveluri.

#### 3.2.4. Concluzii referitoare la încercarea elementelor experimentale din seria B-

În cadrul seriei B au fost încercate un număr de 5 elemente experimentale, reprezentînd la scară 1/3 elemente spațiale tip *lock* brașov în soluție pahar calcat. S-a urmărit comportarea pereților portanți din condiția de rezistență și stabilitate sub acțiunea încălzirilor gravitaționale. S-au studiat diferite moduri de rețutură ale pereților precum și diferite tipuri de pereți după cum urmează ( fig.3.57 ) .

- elementele  $E_1$  și  $E_2$  sînd pereții încadrați elastic pe cele două laturi încadrate și articulați pe celelalte două laturi astfel încît  $E_1$  și  $E_2$  sînt în număr de nervuri de la 19 la  $E_1$  la 3 nervuri pentru  $E_2$  , număr menținut și la celelalte elemente ale seriei experimentale ;

- elementul  $E_3$  sînd pereții încadrați elastic pe trei laturi și articulați în lungul celei de-a patra laturi ;

- elementul  $E_4$  a fost realizat cu pereții longitudinali încadrați pe două laturi opuse și liberi pe celelalte două laturi ;

- elementul  $E_5$  s-a executat cu pereți articulați pe două laturi opuse și liberi pe celelalte două laturi.

Fig. 3.57

Aceste patru cazuri distincte acoperă întreaga gamă posibilă de rezemare a pereților longitudinali. Canalul  $E_5$  nu intervine în alcătuirea elementelor spațiale și a fost studiat pentru a avea o viziune completă asupra comportării acestor pereți la stabilitate.

În timpul încălzirilor s-a asigurată împiedecarea deplasărilor relative dintre cei doi pereți ai elementului experimental prin prevederea unor contravânturări la elementele  $E_4$  și  $E_5$  respectiv prin intermediul planșelor și frontoanelor, la celelalte elemente din serie.

Deformațiile pereților longitudinali s-au prezentat sub formă unor emproșețe cu dublă curbură așa cum se vede în fig. 3.57 remarcându-se la elementele  $E_4$  și  $E_5$ , fără pereți frontali, curburi mai reduse în plan orizontal, față de elementele experimentale la care deformarea pereților a fost împiedecată de prezența frontoanelor.

Stadiul ultim s-a atins prin formarea unei linii de rupere orizontală la jumătatea înălțimii amia din pereții longitudinali nervurați, fig. 3.57.

S-a notat cu cifre 1 deformațiile în secțiunile verticale respectiv orizontale de la mijlocul pereților, în faza primară în care nu apare nici o articulație plastică sau fisură.

Prin creșterea încălzirilor apar fisurile din zonele de încastrare ( fig. 3.57) care modifică condițiile de rezemare, deformarea peretelui trecând la o nouă fază notată în fig. cu cifre 2 sau 3. La elementul  $E_5$  la care nu există fază superioară, ruperea se produce în faza 1.

Calculul la stabilitate al elementelor comprimate se face în stadiul primar 1, dar existența stadiilor superioare asigură comportarea postelastică a sistemului.

Cu cât există mai multe stadii superioare cu atât crește capacitatea de deformație postelastică și deci rezerva de lucru mecanic de care dispune elementul până la rupere.

În figura 3.57 s-a notat cu "x" peretele elementelor experimentale care c cedat la atingerea valorii maxime a încălzirii, observându-se că două elemente ( $E_3$ ) a prezentat ruperea

simultană a celor doi pereți existind explicația că rușea a început prin cedarea frontonului menolit care a modificat în mod bunăoamenă echilibrul solicitărilor în element.

De peste înă trage concluzia că și în cazul elementelor din seria A, cedarea se produce doar la unul din cei doi pereți ai unui element spațial iar prezența pereților dubli în soluția șezării cutiilor spațiale, una lângă alta, asigură o rezervă suficientă de capacitate portantă în cazul structurilor din elemente spațiale realizate în soluțiile descrise în prezenta lucrare.

Analiză comparativă privind elementele experimentale din seria A este reprezentată în fig. 3.53 în care se prezintă variația efortului unitar critic și de rușea, precum și deformațiile caracteristice în funcție de grosimile pereților, la elementele experimentale studiate.

Astfel curba  $\Delta$  din figura 3.53 măsoară variația diferențelor între deformațiile de rușea și cele corespunzătoare efortului unitar critic de pierdere a stabilității. Deformațiile au fost determinate ca valori medii pe cei doi pereți și cele două fețe ale fiecărui element experimental. Prin trasearea curbei se pune în evidență rezerva de deformație și implicit de capacitate portantă de care dispune un sistem cu legături multiple față de unul cu legături mai puține.

Fig. 3.53

În urma analizei metodelor de calcul corespunzătoare elementelor din seria A, s-a ajuns la concluzia că cele mai apropiate rezultate referitoare la calculul efortului unitar critic de pierdere a stabilității îl oferă metodele date de Swartz [12, 13, 14, 15] și Luzez [31, 32, 33, 34, 35, 36]. Astfel, în tabelul 3.7. se indică valorile determinate cu cele două metode de calcul amintite în comparație cu valorile obținute experimental și extrase din tabelul 3.5.

Tabelul 3.7.

În cadrul analizei teoretice s-au luat în considerare, modul de rezemare articală respectiv încastrat, excentricitatea de aplicare a forței calculată în două variante, adică cu excentricitate  $\mu$  și respectiv cu o valoare echivalentă excentricității adționale, efectul de dăruță al încălzirii [149] precum și

aprecierea lungimii de flambaj în conformitate cu normele germane DIN [145, 147].

În ceea ce privește influența efectului de căutăți al încălzirii asupra tensiunii critice, din compararea valorilor date în tabelul 3.7, pentru cazul particular al rezemării încastrate, metoda îngheț conduce la o reducere a tensiunii critice de 35 % până la 40%, ceea ce s-a obținut pe baza relațiilor de calcul și <sup>nu</sup> experimental, deoarece încercările efectuate pe elementele din seria 3 s-au încadrat din punct de vedere al căutății de încălzire în categoria încercărilor de scurta durată.

Deformațiile elementelor experimentale din seria b fig. 3.54 și 3.56 confirmă concluzia rezultată și în cazul elementelor din seria A, și anume că nervurile nu constituie sensine fixe pentru pereți la acțiunea încălzirilor aplicate în planul lor. Nervurile contribuie la îmbunătățirea condițiilor de stabilitate a pereților, fără a schimba însă schema statică de rezemare a acestora.

Valorile încălzirilor critice au fost determinate în toate cazurile pe baza diagramei caracteristice de tipul celor din fig. 3.46 și 3.47 [92, 122, 123]. Acestea au fost obținute prin măsurarea deformațiilor specifice la timbrele tensometrice amplasate vertical pe nervuri, pe ambele fețe ale peretelui și pe ambii pereți, la jumătatea înălțimii peretelui și în acțiunea cu deformații maxime din lungul axei mediane.

În toate cazurile de rezemare studiate în cadrul seriei b de elemente experimentale, stadiul ultim s-a atins prin formarea unei linii de rupere la jumătatea înălțimii anula dintre pereții longitudinali ( fig. 3.57). Ruperea a fost precedată de adrobirea betonului la extremitățile nervurilor cu apariția formării articulațiilor plastice, ceea ce denotă gradul pronunțat de încastrare în planșe.

Curbele deplasare-încălzire trasate în urma măsurătorilor efectuate după direcție normală pe planul peretelui fig. 3.45, indică o creștere pronunțată a deformațiilor cu treapta de încălzire la depășirea încălzirii critice de pierdere a stabilității, ceea ce pune în evidență capacitatea de deformare postcritică care este de : 5,5 ori mai mare la elementul 1<sub>3</sub> față de deformația corespunzătoare forței critice, de 8 ori mai mare la elementul 1<sub>2</sub>, de 5,3 ori mai mare la elementul 1<sub>4</sub>, respectiv de 2,3 ori mai mare pentru elementul 1<sub>5</sub>.

Există o corelație între mărimea deformațiilor și gradul

de legătură a pereților cu elementele adiacente ( plangee, frontoane) în sensul că deformațiile reprezentate o măsoară a capacității pereților de a acumula înseruzi mecanic, din momentul începerii pierderii stabilității pînă la cedarea completă, datorată legăturilor complete realizate în cadrul ansamblului spațial.

Mărimile relative ale tensiunilor critice  $\sigma_{cr}/E_0$ , din tabelul 3.6. reflectă influența legăturilor de pe costure. Cu cît sînt mai puține legături, cu atît este mai mică și valoarea tensiunii critice, evidențiind efectul favorabil al conexării spațiale. Astfel prin asamblarea elementelor spațiale între ele în structură apar legături care contribuie la creșterea siguranței acestor elemente împotriva pierderii stabilității, respectiv la cedare. În aceste condiții, ținîndu-se seama de cedarea pereților și de probabilitatea reducerii a cedării simultane a doi pereți cuplați, se evită distrugerile în larg a întregii structuri.

### 3.3. Programul experimental seria C.

Concluziile rezultate din programele experimentale A și B au dat o direcție întreprinderii I.C.K. - Brașov referitoare la comportarea elementelor spațiale în structură și a pereților, pe baza rezervei lor mari de capacitate portantă să se îmbunătățească procedeul tehnologic de fabricație prin executarea pereților longitudinali și a plîngelor cu suprafațe netedă, prin eliminarea nervurilor.

Programul experimental al seriei C o cuprins un număr de 4 elemente experimentale E<sub>1</sub> - E<sub>4</sub> pînă la E<sub>5</sub> - E<sub>9</sub>, executate la scară și avînd aceleași caracteristici privind modul de rezemare al pereților, ca și elementele din seria B, cu diferența că pereții longitudinali s-au executat netezi.

Astfel, elementele experimentale au avut următorii parametri :

- E<sub>1</sub> - 6 [153] s-a executat din doi pereți turnați monolit cu două plangee, iar în locul frontoanelor s-au prevăzut contravînturi metalice înseruzite, avînd o alăturare analogă cu a elementului E<sub>4</sub> din seria B ;
- E<sub>2</sub> - 7, s-a executat analog cu elementul E<sub>3</sub>, turnîndu-se monolit doi pereți longitudinali, două plangee și un fronton, iar în capătul celălalt s-a montat un fronton prefabricat ;
- E<sub>3</sub> - 8, s-a executat din doi pereți contravîntuși la capătul înălțimii, fără plangee, la fel ca elementul E<sub>5</sub> din seria B ;

- 3.59, a reprezentat analogul lui  $e_2$  fiind realizat din doi pereți turnați monolit cu două planșe, iar închiderea s-a realizat cu două frontoane prefabricate.

În fig. 3.59 sînt prezentate schematic elementele experimentale din seria C, punîndu-se în evidență modul diferit de reazemare al pereților longitudinali, de la un element la altul.-

Fig. 3.59

Armarul elementelor experimentale a fost făcut în conformitate cu armarul elementelor reale produse de ICIM-Bragov ; prin reducerea la scară modelelor au respectat similitudinea, folosindu-se planșele de armare prezentate în fig. 3.60.-

Fig. 3.60

Astfel, pentru armarul pereților longitudinali s-au folosit planșele de armare de tipul  $P_1$ ,  $P_2$  și  $P_3$  punîndu-se planșea  $I_1$  la interiorul pereților, planșea  $I_2$  la capete spre exteriorul peretelui iar între planșele  $I_1$  și  $I_2$  s-au interpus planșele de colț de tipul  $P_3$ .

Cum în urma încercărilor făcute la seria A și B de elemente experimentale s-a ajuns la concluzia că nervurile pereților au reprezentat reazeme pentru planșe, dar contribuie la mărirea rigidității pereților și implicit la instabilitatea comportării acestora la stabilitate, la elementele experimentale din seria C, la care pereții s-au executat cu fețele netede, s-au realizat totuși niște nervuri prin concentrarea armăturii pereților în apropierea plăcii montînd cascadele de tipul  $C_1$  (fig. 3.60) între planșele  $P_1$  de armatură de la interiorul peretelui și planșele  $P_2$  respectiv  $P_3$  de la exteriorul acestuia.

Nervurile longitudinale, realizate doar la modelele experimentale, pentru prevenirea adrebitărilor locale în timpul încălzirii, au fost armate suplimentar cu armăturile notate cu poziția  $P_5$  respectiv  $P_6$  avînd formă de etrieri, fixați de bazele longitudinale notate cu  $P7$  în fig. 3.60.-

Planșele s-au armat cu cîte două planșe de armatură de tipul  $P_4$  la care s-au ocupat golurile pentru stabilizarea tijelor de încălzire.-

Frontoanele, atât cele monolit cât și cele prefabricate de la elementele K1-7 respectiv E5-9 s-au arnat identic cu cele de la seria B de elemente experimentale fig. 3.29, atât pentru armarea cimpurilor frontoanelor cât și pentru armarea balastriștilor respectiv bordăriile golurilor.

În punct de vedere al procentajului de armare, și elementele experimentale din seria C s-au încadrat în categoria elementelor din beton simplu, după normele DIN [145,147], normele elvețiene [17], normele sovietice [5] și metoda propusă de Albige [5] respectiv în categoria betonului arnat după normele engleze [5] și americane [146] vezi în fig. 2.5 din capitoul anterior notarea cu B.

### 3.3.1. Dispozitivul și modul de încercare

În încercarea elementelor experimentale din seria C s-a efectuat cu același dispozitiv de încercare folosit și în cazul elementelor experimentale din seria B, folosindu-se câte 4 prese de câte 120 t. pentru elementele K1-6, E5-8 și E5-9 respectiv câte 5 prese la elementul K1-7, dispunerea prezelor făcându-se similar cu cea a elementelor experimentale omoloage din seria B fig. 3.33 și paragraful 3.3. pentru a putea servi drept bază de comparație a rezultatelor încercărilor.

### 3.3.2. Încercarea adiacențelor de armare

Urmărirea stării de deformare a elementelor încercate s-a făcut cu ajutorul dispozitivelor mecanice de tipul microscomparatoarelor și a fleximetrelor cu fir și cu ajutorul timbrelelor electrice rezistive. În fig. 3.61 se prezintă modul de dispunere al microscomparatoarelor cu sensibilitatea de 1:100 pe fețele exterioare ale pereților A și B ai celor patru elemente experimentale ale seriei C, precum și poziția fleximetrelor cu fir de precizie 1:10. Fleximetrele au putut urmări deformările elementelor experimentale până în momentul rușii, chiar și după îndepărtarea aparatelor mecanice, care au oarecând limitată.

Fig. 3.61

Timbrele electrice rezistive au fost montate atât pe fețele exterioare cât și pe fețele interioare ale celor doi pereți longitudinali încercați fig. 3.61 dispunere comună pentru cele patru elemente experimentale ale seriei C. Suplimentar, la aleg-



mentul E5-7 s-a prezentat dispunerea timbreleor tensometrice pe fața exterioară a frontonului monolit " V " ( fața interioară s-a avut acces pentru operația de montare a timbreleor ) precum și dispunerea timbreleor pe fața exterioară și interioară a frontonului prefabricat " k " .

Pentru elementul experimental E5-9 prevăzut cu două frontoane prefabricate, timbrele tensometrice erau dispuse identic pe cele două frontoane și analog cu frontonul prefabricat al elementului E5-7.

Aspecte privind încercarea elementelor experimentale din seria C sînt prezentate în următoarele 7 figuri după cum urmează:

- fig. 3.62 și fig. 3.63 prezintă ansamblul respectiv vederea frontală a elementului experimental E5-6 ;

Fig. 3.62

Fig. 3.63

- în fig. 3.64 se prezintă ansamblul din timpul încercării elementului E5-7 iar în fig. <sup>3.65</sup> 3.65 este dată o vedere frontală a aceluiași element dinpre frontonul monolit ;

Fig. 3.64

Fig. 3.65

- fig. 3.66 prezintă ansamblul încercării a doi pereți longitudinali, fără frontoane, constituint elementul experimental E5-8 , cu o vedere frontală în fig. 3.67 în care se observă parțial și instalația automată de citire cu înregistrare a valorilor timbreleor electrice respective ;

Fig. 3.66

Fig. 3.67

- în fig. 3.68 este arătat ansamblul elementului experimental E5-9 în timpul încercării, avînd goșene operatele de măsură și fixate fleximetrile cu fir pentru a putea urmări încercarea elementului pînă la rupere, iar în fig. 3.69 este dat un detaliu în care se observă dispozitivul de încercare care a permis prin intermediul balțului longitudinal, să realizeze încercarea centrică sau excentrică cu diferite excentricități.

Fig. 3.68

Fig. 3.69



### 3.3.3. Amplificarea semnalului al elementelor din seria C

În cadrul programului experimental din cadrul seriei C, s-au încercat elementele experimentale în două variante de încălzire, din punct de vedere al modului de transmitere a solicitării gravitaționale, așa cum se vede în fig. 3.70 și anume :

- la elementele E-6 și E-7 încălzirea s-a transmis prin intermediul mortarului de piatră, pe întreaga lățime a nervurii încercate, realizându-se o blocare a rotirii nervurii la acest nivel, așa cum se vede în fig. 3.70, a ;

- la elementele E-8 și E-9 s-a transmis încălzirea de la dispozitivul de încălzire la elementul experimental prin dispozitivul prevăzut cu roată prezentat în fig. 3.70 b; asigurând astfel încălzirea articulată cu diferite grade de excentricitate și blocarea rotirii la acest nivel ca la elementele E-6 și E-7.

Acest mod de încălzire a corespuns ultimului ciclu, conducând până la treapta de rupere.

Fig. 3.70

În imaginea a dispozitivului folosit la încălzirea elementelor E-8 și E-9 este prezentată și în fig. 3.69, dispozitivul la care piniștele de fixare au fost relaxate pentru ciclurile de încălzire cu transmitere articulată a forței, respectiv au fost strinse fiind rotirea plăcii de încălzire și implicit a capătului elementului, la ciclul final al elementelor E-8 și E-9 conducând până la rupere.

Având în vedere situația reală a elementelor spațiale în structură, care asigură o blocare parțială a rotirii membrilor pereților longitudinali portanți prin dispunerea mortarului de piatră pe lățimea de reșemare, încercările finale de determinare a capacității portante au realizat condițiile cele mai apropiate situației reale de comportare a pereților în structură.

În figurile 3.71 - 3.80 sunt prezentate aspecte privind ruperea elementelor experimentale din cadrul programului experimental serie C după cum urmează :

- fig. 3.71 și 3.72 prezintă aspecte ale surzii elementului E-6 cu vederi frontale observându-se îndoaieră pereților pe jumătate din lungimea sa și tăierea pe cealaltă jumătate, fenomen datorat unei deplasări a planului de încălzire față de planul median al pereților ;

Fig.3.71

Fig.3.72

- in figurile 3.73 și 3.74 sînt prezentate vederea laterală și vederea frontali dinpre frontal monolit al elementului experimental 12-7 la care ruperea a început prin cedarea frontonului monolit și apoi prin cedarea pereților longitudinali atât A cât și B :

Fig.3.73

Fig.3.74

- elementul 12-8 format doar din doi pereți longitudinali încadrați în placa lor, este prezentat în momentul colapsului în fig. 3.75 în vedere laterală și fig. 3.76 vedere frontală, unde se observă cedarea peretelui B prin formarea fisurii normale pe direcția de încălzire la jumătatea înălțimii peretelui longitudinal;

Fig.3.75

Fig.3.76

- elementul experimental 12-9 format din doi pereți și două plase țarnate monolit și două frontoane prefabricate, este prezentat în momentul ruperii în figurile 3.77 și 3.78 de vederi frontale dinpre A și B iar în figurile 3.79 și 3.80 în vedere laterală a peretelui A care a cedat precum și în ansamblul elementului rupt.

Fig.3.77

Fig.3.78

Fig.3.79

Fig.3.80

Din punct de vedere al ruperii, elementele experimentale din serie C realizate din pereți longitudinali lîgi au prezentat aceleași caracteristici ca elementele din serie A și B realizate cu pereți nervurați la care s-a tras concluzia că nervurile s-au acționat ca rezană pentru placa peretelui ei au contribuit doar la modificarea rigidității de ansamblu a pereților.

Prelucrarea rezultatelor experimentale și a măsurătorilor efectuate cu microcomparatoarele și timbrele electrice rezistive, prelucrarea făcută cu ajutorul calculatorului electronic EC-123, existent la catedră, a permis trasarea unor diagrame care permit interpretări ale comportării pereților încadrați în cadrul seriei C de elemente experimentale. Astfel în fig. 3.81 este prezentată variația deformațiilor normale pe planul pereților sub acțiunea încălzirilor gravitaționale, pentru peretele B respectiv A al celor patru elemente experimentale din cadrul seriei C corespunzător

- toate etelurilor de încălzire ultime care au fost cunoscute până la colaps. Diagramele sunt trasate la aceeași scară pentru permiterea efectuării unor comparații, pe abscisă fiind trecută valoarea forței pe întregul element experimental, iar pe ordonată deformația normală pe planul pereților. Experimentarea valorii încălzirii s-a făcut în 11 pentru elementele ES-6, ES-8 și ES-9 respectiv în atm. și echivalent în 11 pentru elementul experimental ES-7 în care transmiterea încălzirii s-a făcut prin intermediul a 5 prese dispuse ca în fig. 3.33 față de 4 prese la celelalte trei elemente experimentale.

### Fig. 3.91

Valoarea forței de rupere la elementul experimental ES-7, având unul cel mai ridicat de încălzire a pereților longitudinali, este mai redusă decât la elementul experimental ES-6 de exemplu, care a avut doar controvinturi în locul frontoanelor. Aceasta se poate explica prin faptul că la tarmarea frontoanelor mobilizate au existat goluri de tarmare care au fost completate ulterior după secționare, dar care au reprezentat punctele slabe în structură, care au favorizat începerea procesului de rupere.

O analiză mai corectă a separității portanțe a pereților din cadrul seriei C, atât din punct de vedere al rezistenței cât și al stabilității se poate conduce cu ajutorul rezultatelor grupate în tabelul 3.9 pe baza calculului din tabelul 3.8, unde se are în vedere pe lângă valoarea forței de rupere și rezistențele betonului, rezultând <sup>clar</sup> că pentru elementul ES-7 un raport al efortului de rupere față de rezistența betonului la încălzirea elementului experimental, de numai 50 % față de 72 % și respectiv 99 % la celelalte elemente ale seriei C.

### Tabelul 3.8

### Tabelul 3.9

În tabelul 3.9 se prezintă de asemenea și coeficientul de siguranță la flambaj definit ca raport al efortului critic de flambaj pe efortul maxim din secțiunea cea mai sollicitată a structurii din elemente spațiale corespunzătoare unei clădiri la 4 et., rezultând valori ale acestui coeficient exprimate între 6,9 și 11,4 pentru elementele experimentale din cadrul seriei C, indicând un grad ridicat de siguranță la pierderea stabilității a acestor pereți compoziți ai elementelor spațiale.

Stabilirea forței critice experimentale s-a făcut în fel  
ca la primele două serii de elemente experimentale, prin determi-  
narea nivelului de sollicitare la care deformația timbrei tensome-  
trice dispuse pe cele două fețe ale peretelui încercat prezintă  
tendința de bifurcație așa cum a fost definită și în lucrările -  
52, 122, 123] -

În conformitate cu acest mod de reprezentare, s-au trasec  
diagramele efort - deformație pentru perechile de timbre tensometrice  
de pe cele două fețe ale celor doi pereți încercați din cadrul  
elementului experimental 1-7 în secțiunile cele mai sollicitate, pre-  
zentându-se în fig. 3-82 acest tip de diagrame pentru nivelul su-  
perior mediu și inferior de pe aceeași verticală. Se observă că ni-  
velul superior respectiv inferior al peretelui înregistrează bifurca-  
ție la o treaptă inferioară de încălzire față de nivelul mediu,  
bifurcație care în conformitate cu lucrările sus menționate, ar defi-  
ni nivelului forței critice. Prin explicarea procesului de rupere  
conform fig. 3-57, în primă etapă apar fisurile de la nivelul de  
încălzire al peretilor în planșee, modificând schema statică de  
rezonanță a peretelui din dubla încadrată în dubla articulată și  
abese<sup>pe urma</sup> apare cedarea elementului prin apariția fisurii mediane. În  
cazul pierderii stabilității, la fel ca în cazul rușii, se poate  
putea în evidență o etapă premergătoare evidențiată prin bifurcarea  
diagramei perechilor de timbre de la nivelele superior și infe-  
rior și abea la o treaptă de încălzire superioară apare bifurcarea  
și la perechea de timbre de la nivelul mediu care de fapt defi-  
nește nivelul de pierdere al stabilității peretilor respectivi al  
elementului experimental.

Fig. 3-82

O comparație privind nivelul de sollicitare la care s-a  
produs forța critică la cei doi pereți longitudinali încercați, din  
cadrul celor patru elemente experimentale ale seriei de elemente  
6 se prezintă în fig. 3-83. ~~Diagramele prezintă în fig. 3-83. Dia-~~  
gramele prezintă variația deformațiilor, funcția de treapta de în-  
călzire, corepunzătoare punctelor la nivelul mediu al înălțimii  
peretilor, iar în lungul lor, din secțiunile care s înregistrează  
deformația maximă.

Fig. 3-83

Se poate observa diferența de capacitate portantă atât față de nivelul forței critice cât și față de valoarea limită de rupere între cele patruzeci elemente experimentale ale seriei C. Diferențele au fost determinate de rezistențele diferite ale elementelor cât și de rezistențele diferite ale betonului folosit la turnarea pereților longitudinali, așa cum se vede în tabelul 3-9.

Din fig. 3-83 se poate observa că toate elementele experimentale # din seria C au realizat deformații relativ egale la fibra extremă comprimată atât la nivelul de încălzire corespunzător forței critice cât și la cel corespunzător forței de rupere, pentru condiții egale de încălzire. Aceasta presupune transmiterea forței verticale de la dispozitivul de încălzire la elementul experimental prin blocarea rotirii nervurii realinată prin transmiterea încălzirii pe întreaga lățime a nervurii și nu prin bolt; așa cum se vede în fig. 3-70 a.

În fig. 3-84 sînt prezentate deformațiile după direcția normală pe planul peretelui, pentru cei doi pereți ai elementelor E-6 și E-7. Se observă la elementul E-6 o deformată aproape constantă în lungul peretelui longitudinal datorită lipsei legăturilor frontale, față de elementul experimental E-7 la care prezența frontoanelor monolit și prefabricat, au avut ca efect o reținere a deformațiilor în zonele extreme față de deformarea transversală a pereților în zonele centrale ale celor doi pereți longitudinali.

#### Fig. 3-84

— se observă de asemenea tendința de deformare a pereților spre exteriorul elementelor experimentale, tendință favorizată de existența planșelor care au acționat prin momentul de încadrare ca o excentricitate structurală.

La trepte mici ale încălzirii exterioare aplicată centric efectul momentului din planșe are pondere mare determinînd tendințe de deformare. O dată cu creșterea încălzirii exterioare crește deformația elementului și prin aceasta și excentricitatea încălzirii exterioare, prin efectul excentricității de ordinul doi.

Diferențele de capacitate portantă între cele două elemente experimentale prezentate în fig. 3-84 sînt explicate anterior

pe baza diferenței de rezistență a betonului din pereți pe de-o parte, așa cum se vede în tabelul 3.9 precum și pe baza defectelor de turnare a frontonului monolit de la elementul E5-7. Aceste defecte au reprezentat puncte slabe în structură, puncte care au cedat primele sub acțiunea încălzirii aferente provenită de la cele două prize dispuse în apropierea frontonului monolit, fig. 3.33.-

În fig. 3.85 se prezintă deformarea pereților elementelor E5-8 și E5-9 corespunzătoare ultimului ciclu de încălzire, condus până la supraea, similar elementelor E5-6 și E5-7 din fig. 3.84. Se observă pentru pereții 5 al elementului E5-8, o alternanță a deformării pereților în lungul lui, spre interior respectiv spre exterior. Aceasta se datorează unei rotiri a planului încălzirilor față de planul median al pereților, pe deoparte, întru posibil la o grosime de perete de 2,3 m a modelului cit și faptului că la elementul E5-8 au lipsit planșele care prin prezența lor ar fi favorizat sensul deformării pereților, ca în cazul elementelor E5-6 și E5-7, fenomen descris anterior.

La elementul E5-9, deformată este corespunzătoare cu cea a elementelor cu planșe, pereții având tendința de deformare spre exterior de la primele trepte de încălzire și manifestându-se și tendința de reducere a deformărilor transversale ale pereților în zonele de legătură cu frontoanele prefabricate, tendință sesizată și la elementul experimental E5-7.

---

**Fig. 3.85**

---

Modul de deformare al pereților longitudinali, la nivelul liniei mediane perimetrice a elementelor experimentale, este prezentată în fig. 3.86, în care sînt trasate deformatele corespunzătoare treptelor de încălzire, măsurate la microscopatoare după disecția normală pe planul pereților.- Pentru treptele de încălzire din apropierea supraei la care s-au îndepărtat microscopatoarele, deformările au fost măsurate cu ajutorul fleximetrelor cu fir care au putut fi menținute pînă la supraea elementelor experimentale.

---

**Fig. 3.86**

---

Din armarirea comparativă a modului de deformare al pereților din cadrul seriei C de elemente experimentale, se poate observa o depedanță a deformărilor normale pe planul pereților de



gradul de resemare pe centus, rezultind deformațiile maxime la elementul experimental 15-8 la care au lipzit și planșele și frontoanele, iar deformațiile minime la elementul 11-7 avind gradul cel mai mare de încastrare al pereților longitudinali, atât în planșe cât și în frontoanele monolit.

Un aspect urmărit în mod deosebit la elementele experimentale din cadrul seriei C, a reprezentat-o stabilirea dependenței dintre forța critică de pierderea stabilității și excentricitatea de aplicare a forței.

În acest scop atât la elementul experimental 15-8 cât și la elementul experimental 15-9 s-au efectuat cicluri de încălzire la care s-au realizat excentricități de aplicare a forței exterioare față de planul median al pereților de la excentricitate multă pînă la o excentricitate de 5 mm, care pentru o grosime de perete de 23 mm, reprezintă o depășire a limitei admisibile centralei deci o excentricitate mare.

În fig. 3.37 este prezentată această dependență a forței critice de excentricitatea de aplicare a forței exterioare, pentru elementul experimental 15-8, prezentîndu-se comparativ evoluțiile de încălzire la care forța exterioară a acționat centric față de planul median, cu excentricitate de 4 mm respectiv 5 mm, și în final s-a prezentat și cazul încălzirii pe întreaga lățime a nervurii realizîndu-se o blocare a retririi acestuia, schivăling și o așa numită încastrare la nivelul încălzirii.

Fig. 3.37

În cadrul elementului experimental 15-9 format din doi pereți longitudinali turnați monolit cu cele două planșe și încălziți cu două frontoane prefabricate, dependența forței critice de pierdere a stabilității pereților, de gradul de excentricitate al aplicării forței exterioare, este prezentată în fig. 3.38. Se observă o creștere a forței critice pe măsură ce crește excentricitatea de aplicare a forței exterioare în sens contrar excentricității de încastrare a pereților longitudinali față de planșe, deci în sensul anularii acestuia. Astfel, la o corecționare încălzirii exterioare, acționînd doar excentricitatea structurală, iar pe măsură ce încălzirea exterioară se aplică la o excentricitate mai mare de sens contrar celei structurale, rezultatul conduce spre anularea excentricității totale, fenomen ce apare la ciclul 4 bis fig. 3.38.-

și în cazul elementului RS-9, ultimul ciclu de încălzire a fost efectuat în ipoteza blocării rotirii dispozitivului de încălzire, asigurându-se o încălzire parțială de încălzire, așa cum se realizează la elementele reale prin intermediul lății de rezemare a peretelui pe mortarul de peșă. A rezultat în acest caz o creștere a nivelului forței critice de 33 % pentru peretele sud respectiv de 39 % pentru peretele nord, în comparație cu situația realizării încălzirii centrice, ciclul V bis, corespunzător anulării excentricității structurale de către excentricitatea de aplicare a încălzirii gravitaționale.

Fig. 3.83

3.3.4. Concluzii referitoare la încrederea elementelor experimentale din seria C.-

În tabelul 3.10 sînt prezentate valorile efortului unitar critic determinat prin metodele indicate de Schwartz [122,123,124,125] și Luges [81,82,83,84,85,86] și comparate cu valorile determinate experimental. Se observă o concordanță corespunzătoare, în toate elementele seriei C pentru metode Luges în ipoteza încredințării elastice cu excentricitate nulă, diferențele între valori încreștîndu-se între + 21% și -2%. Cum situațiile reale ale elementelor de acest tip nu se încredințază în acest tip, din punctul de vedere al condițiilor de rezemare și de excentricitate a încălzirii, lacurile între valorile calculate și cele experimentale pentru situațiile concrete de rezemare și de aplicare a forțelor exterioare sînt pînă la 320%, se impune găsirea unei soluții care să se modeleze mai bine situației reale.-

Tabelul 3.10



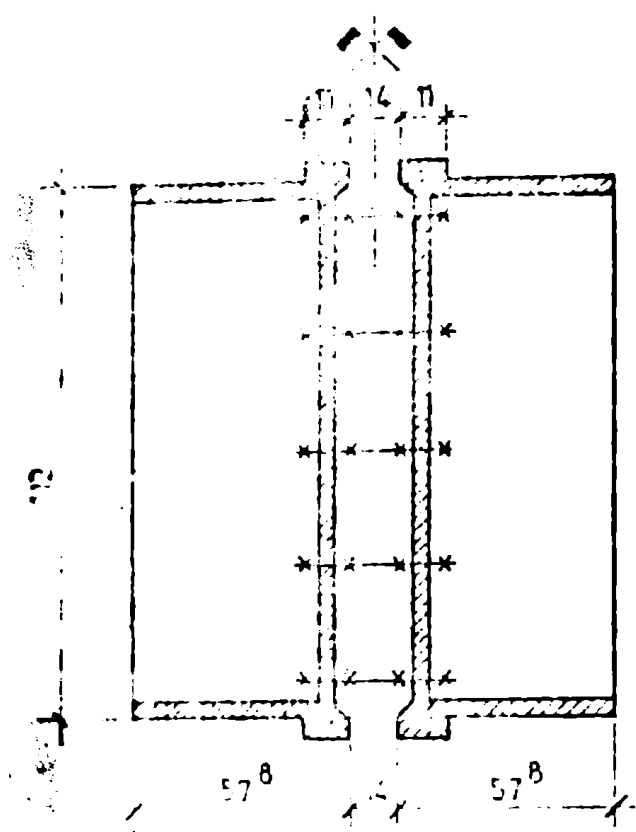


Fig. 3.1

ES-5B

ES-5C

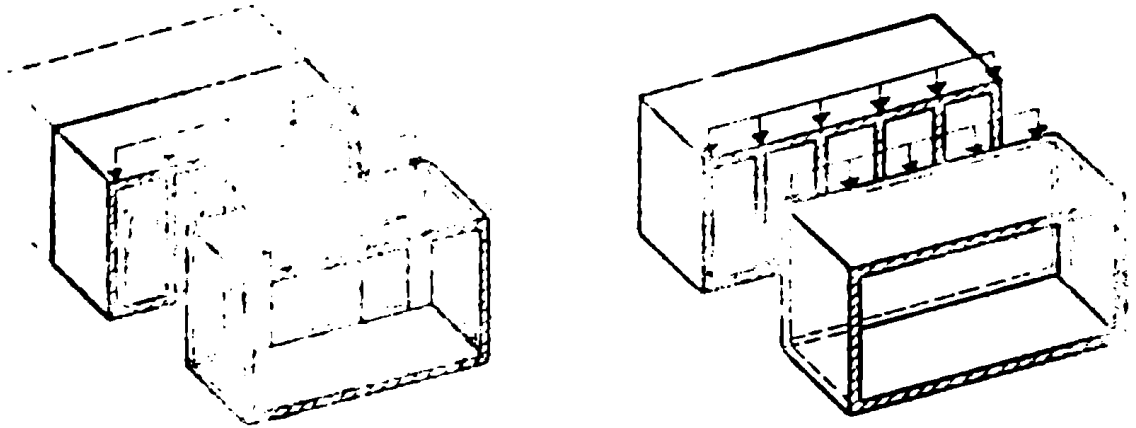
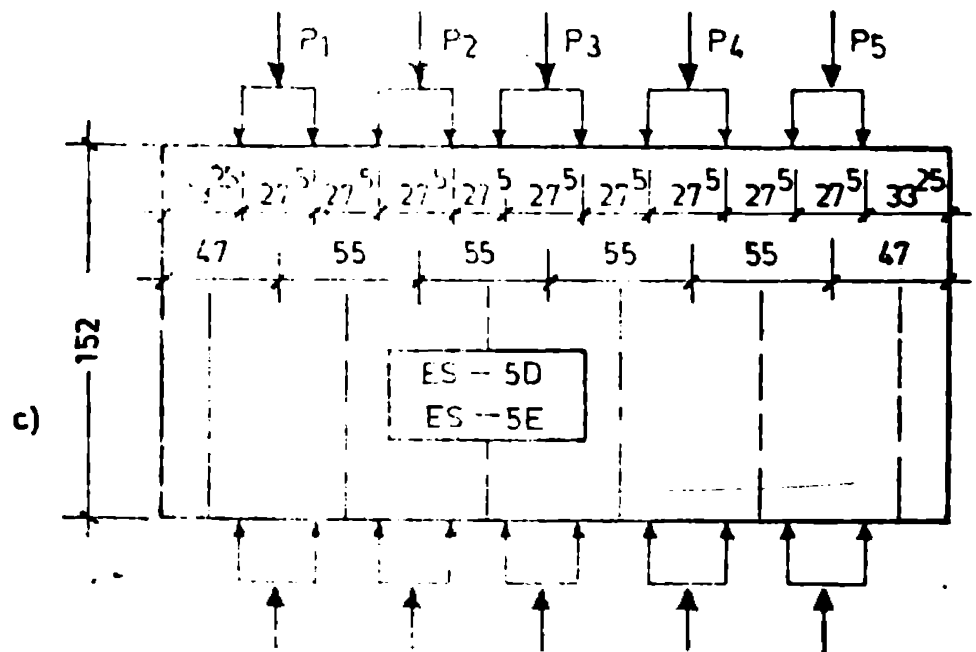
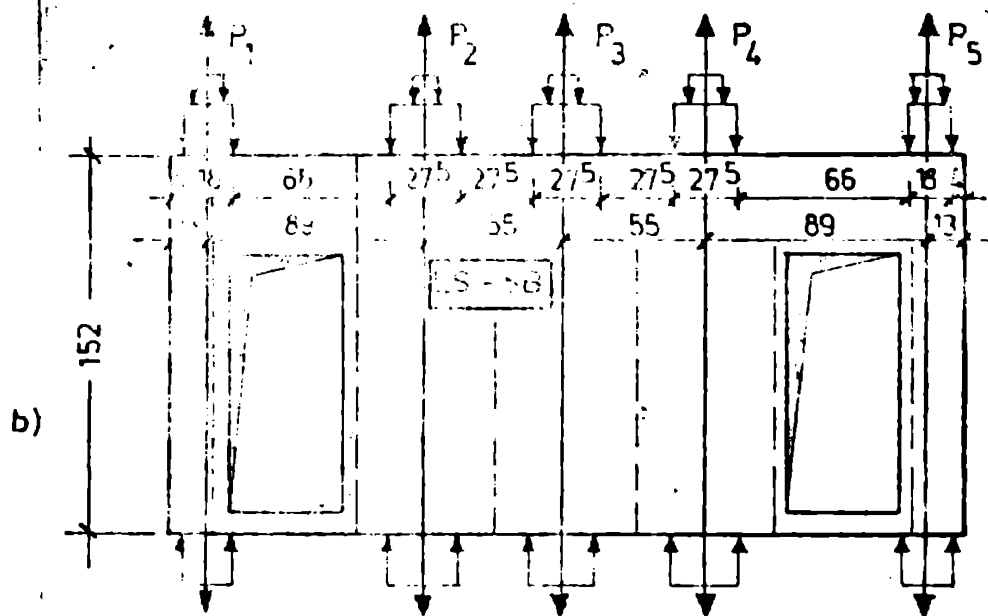
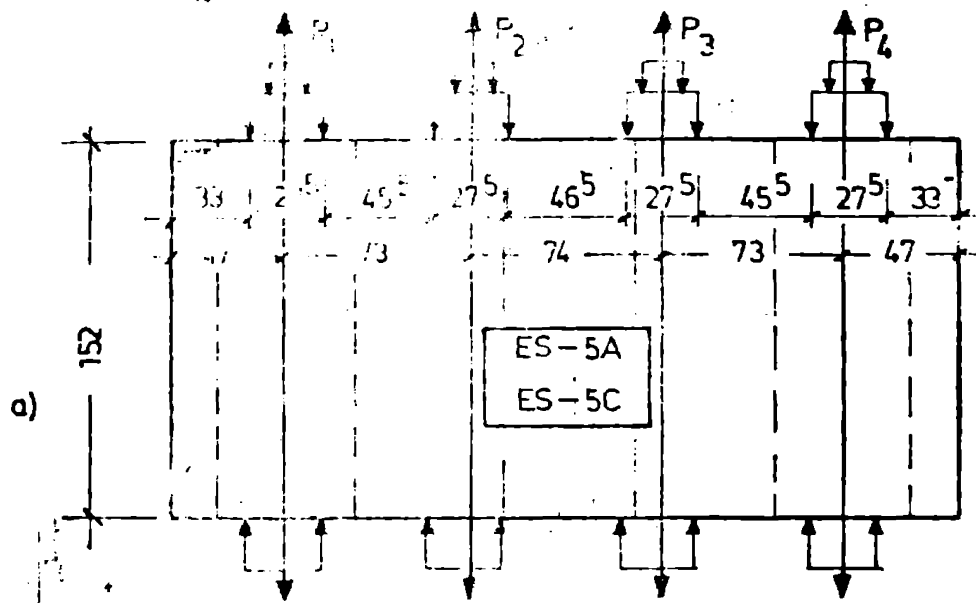


Fig. 3.2



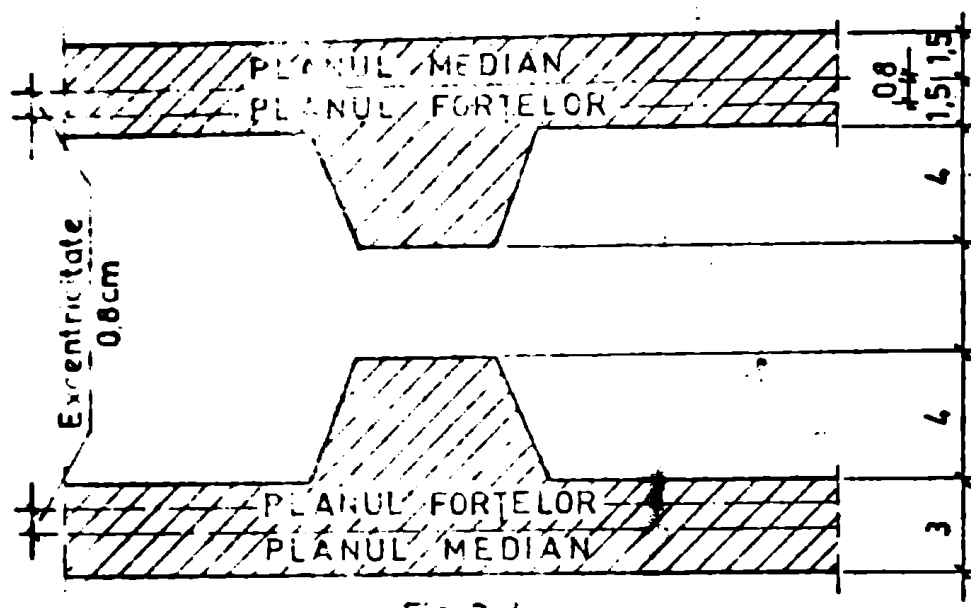


Fig. 3.4

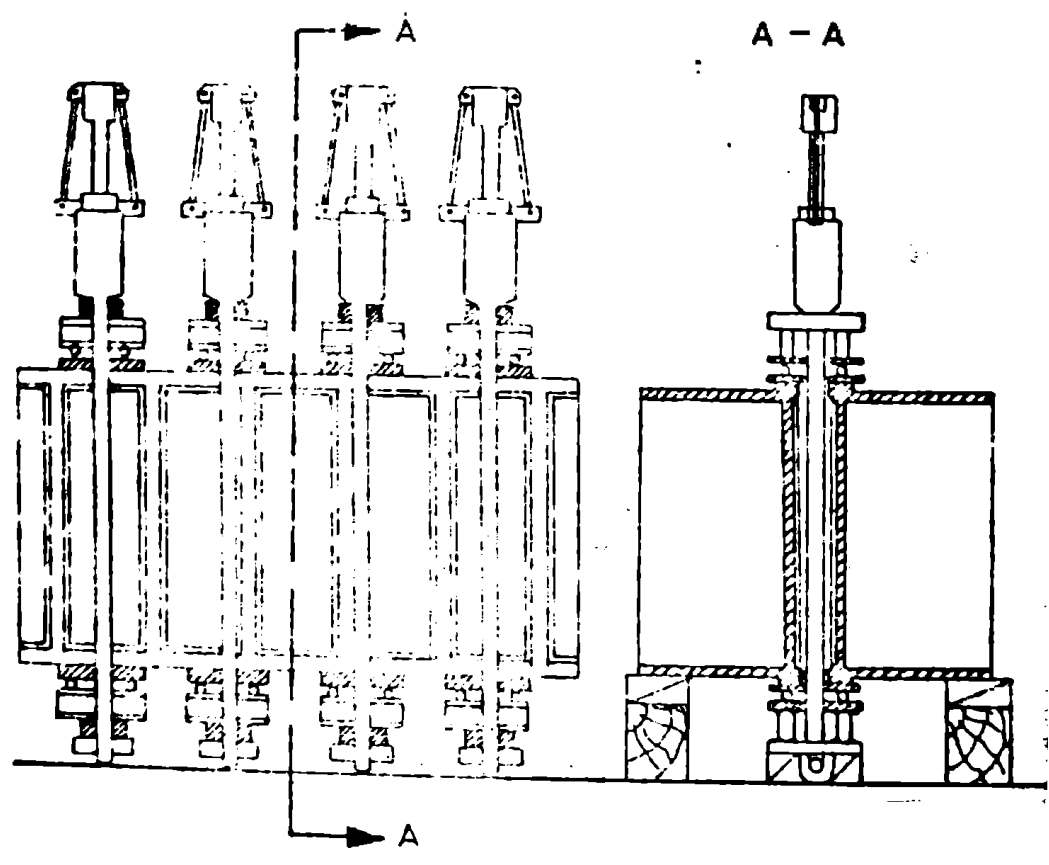


Fig 3.5

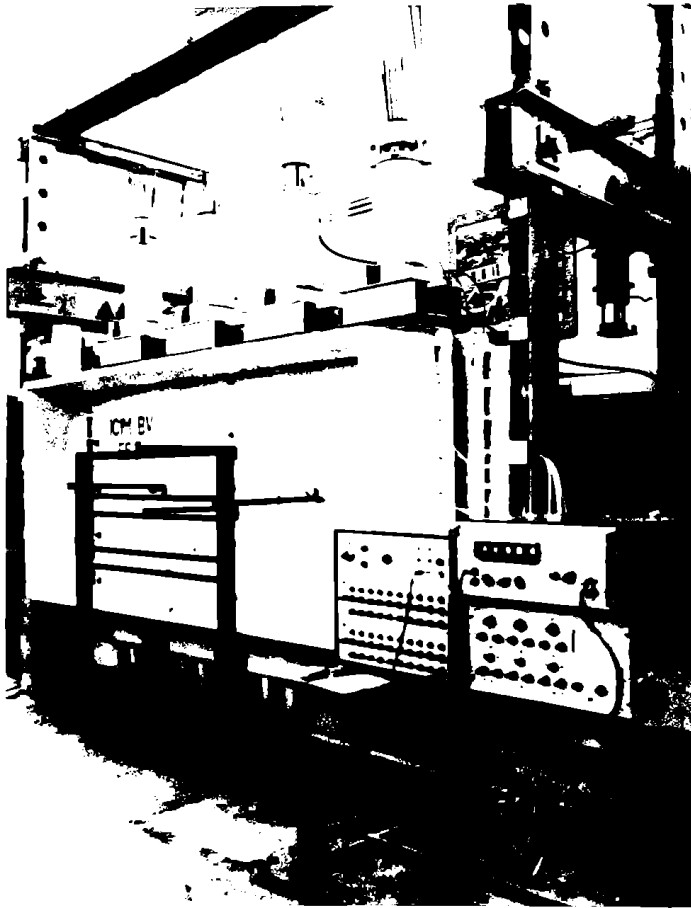


Fig. 3.6

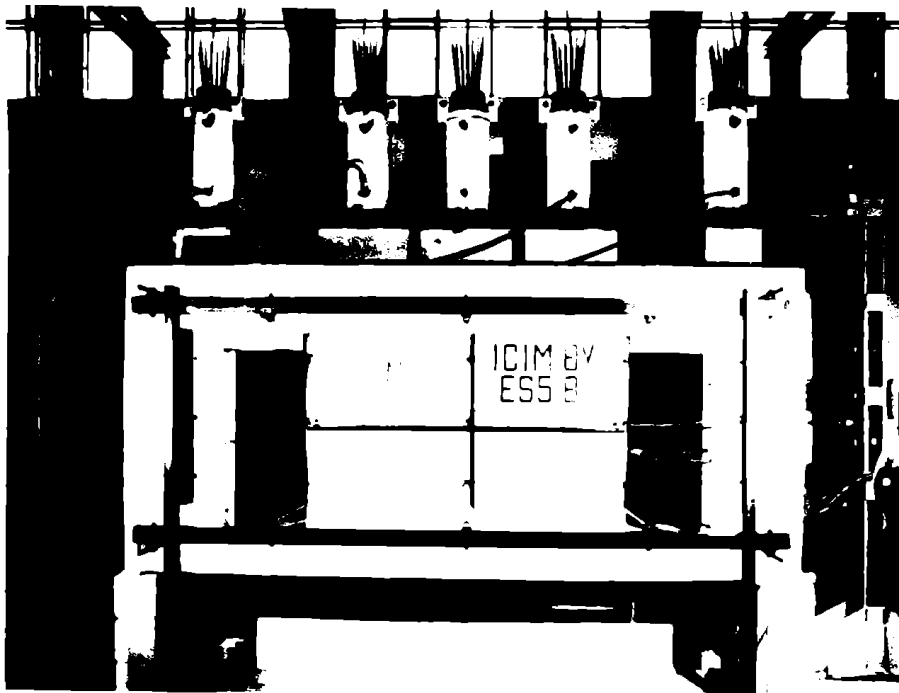


Fig. 3.7

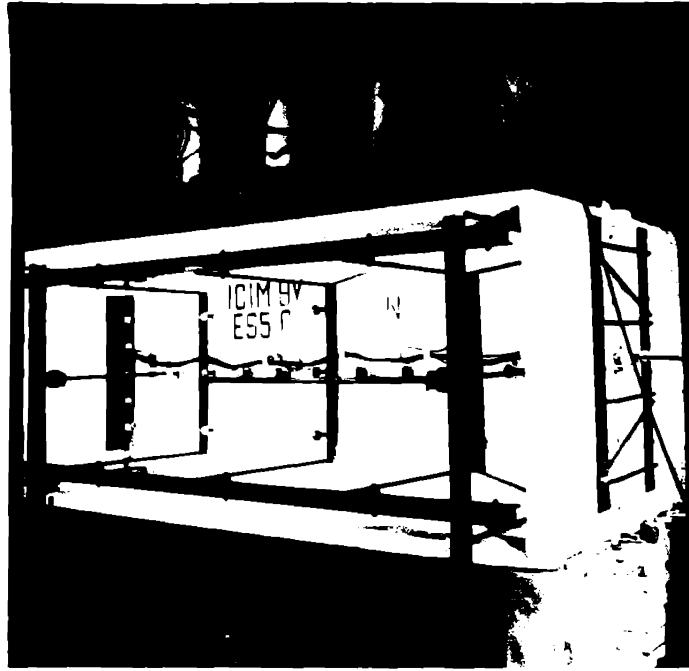


Fig. 3-8

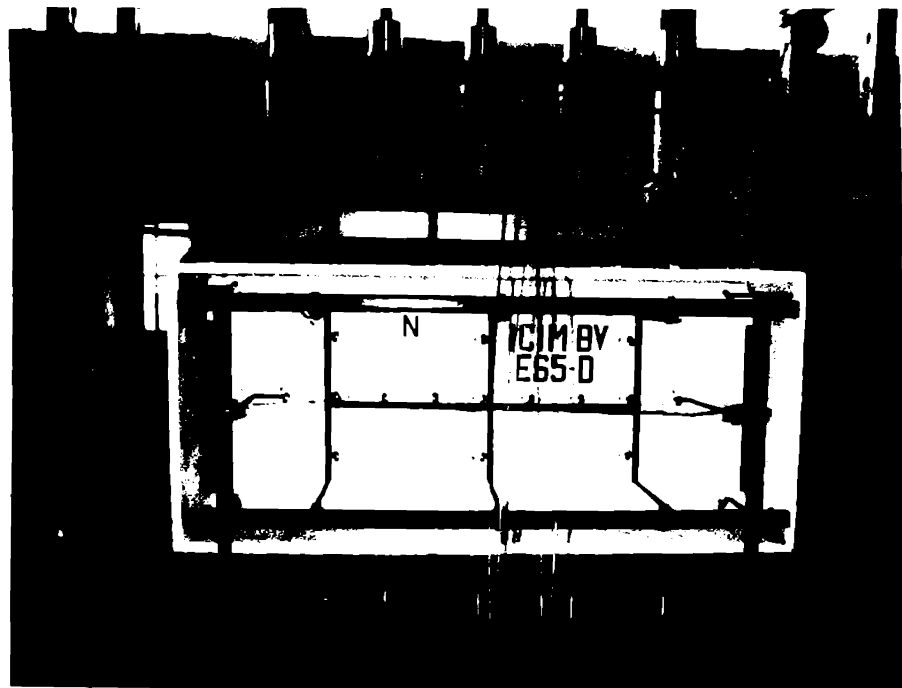


Fig. 3.9

ES-5A ES-5C ES-5D ES-5E

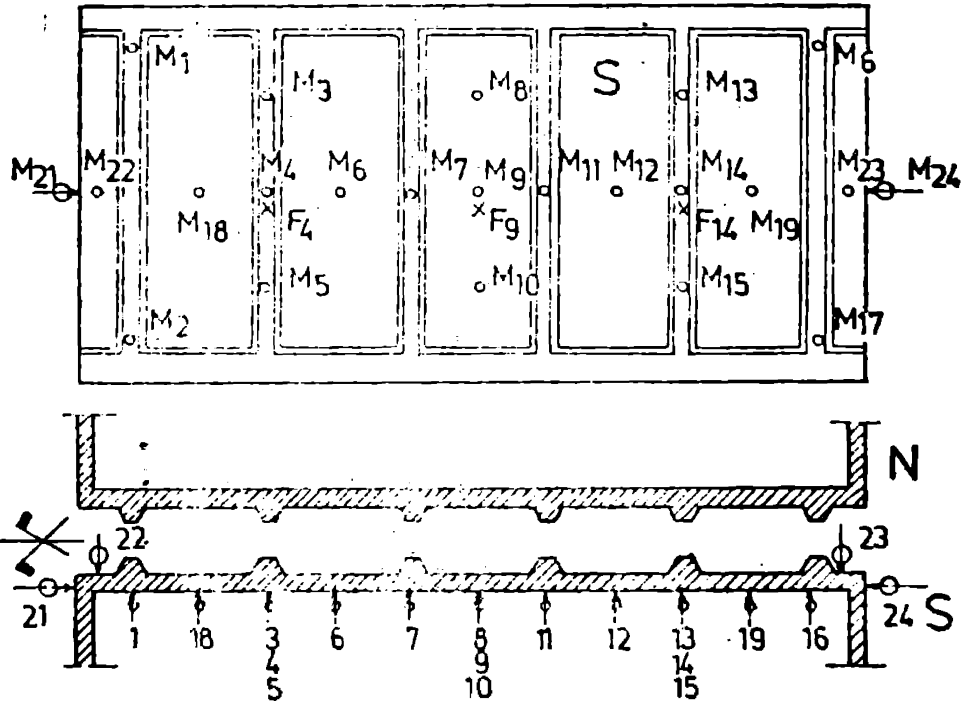


Fig. 3-10

ES-5B

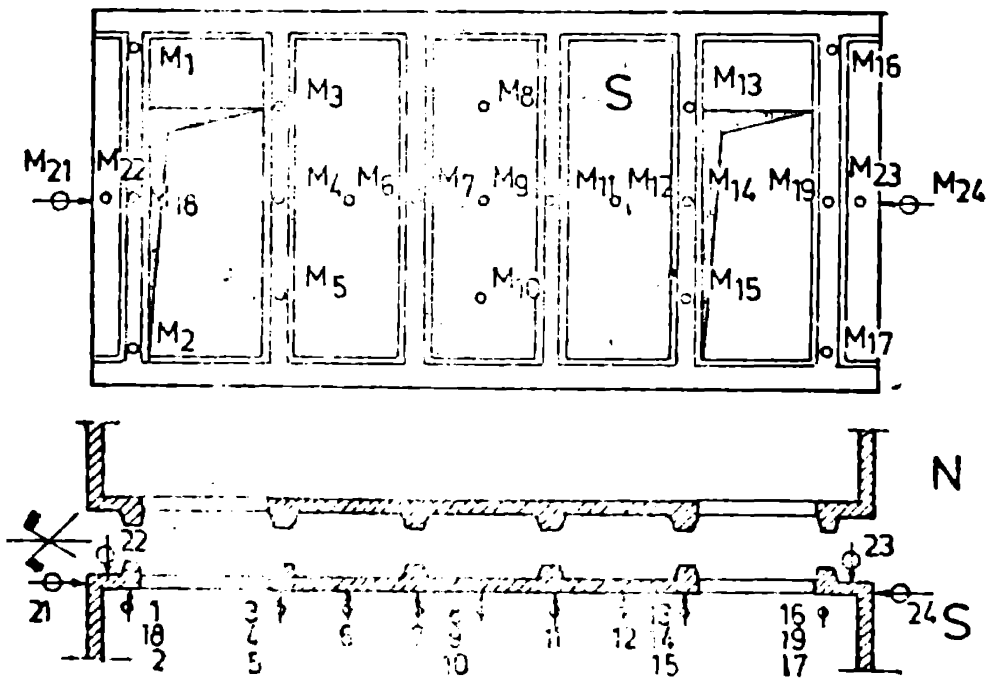


Fig. 3.11

INSTITUTUL POLITEHNIC  
TIMISOARA

ES-5A ES-5C

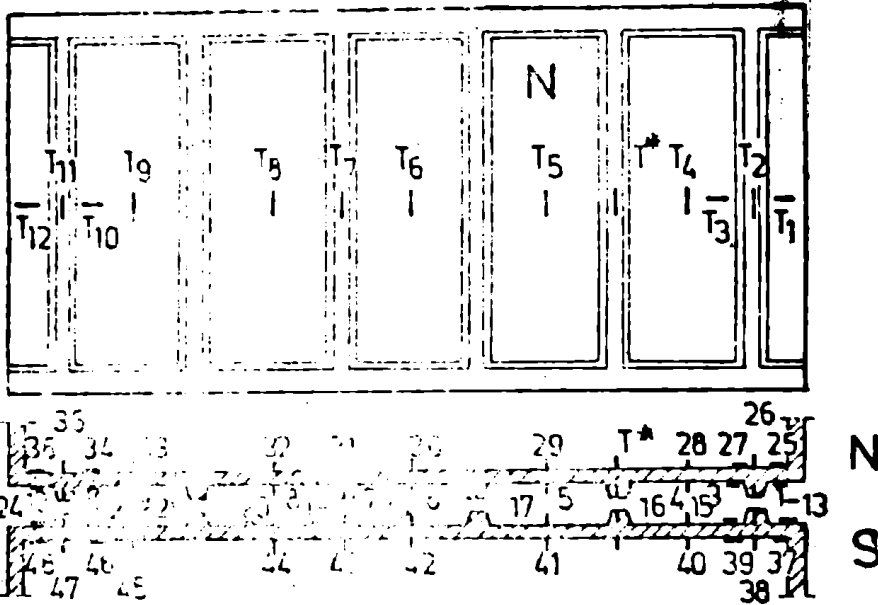


Fig. 3.12

ES-5B

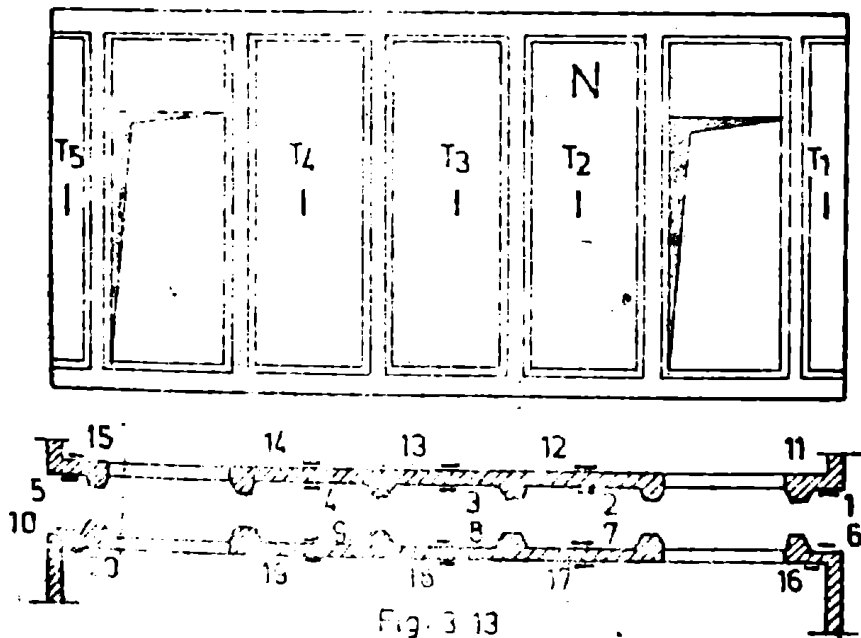


Fig. 3.13

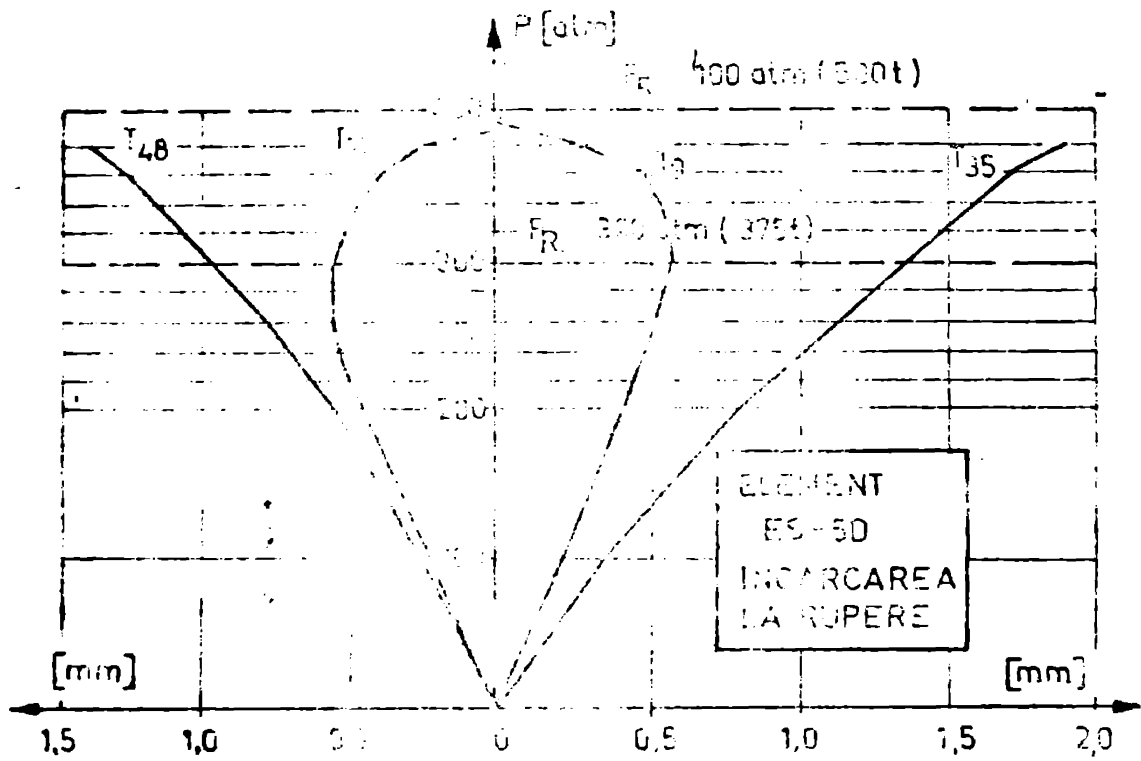


Fig. 3.14

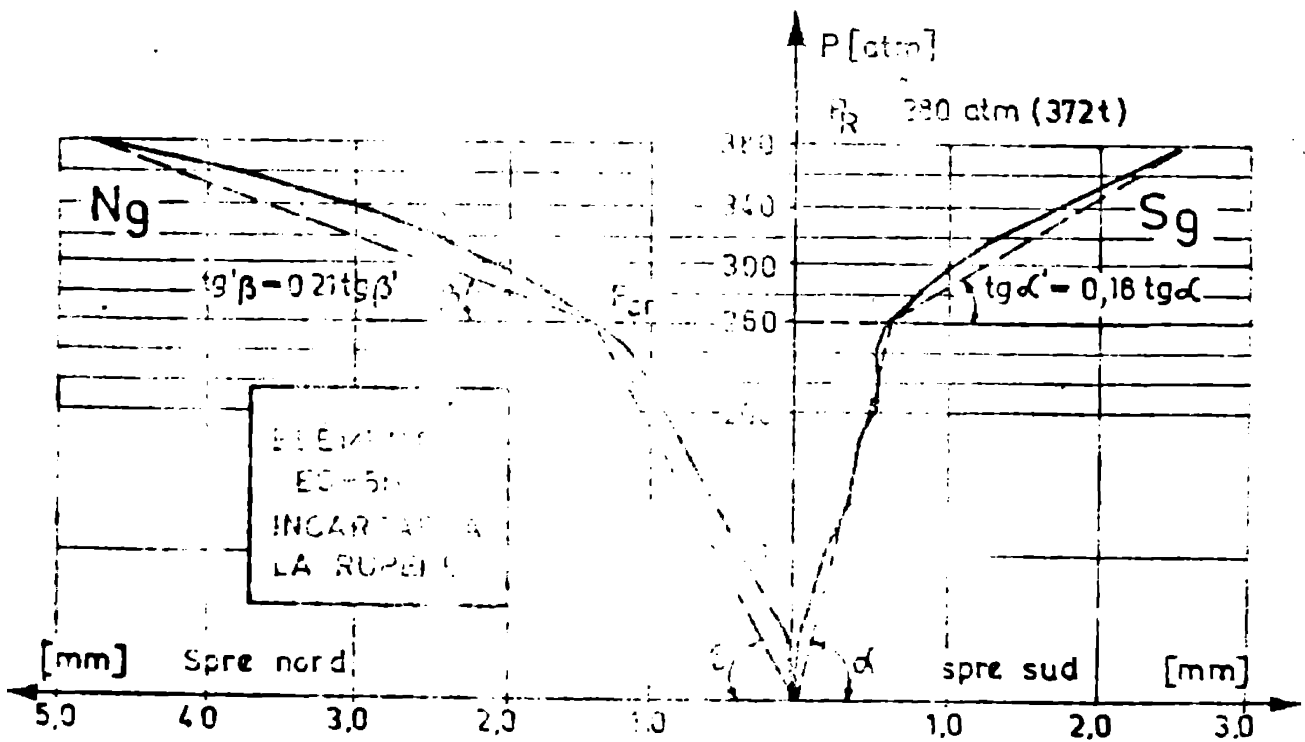


Fig. 3.15



ES-5B

PERFIL S



ES-5B

N

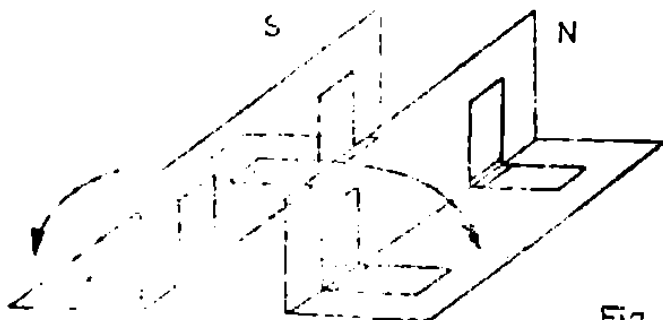
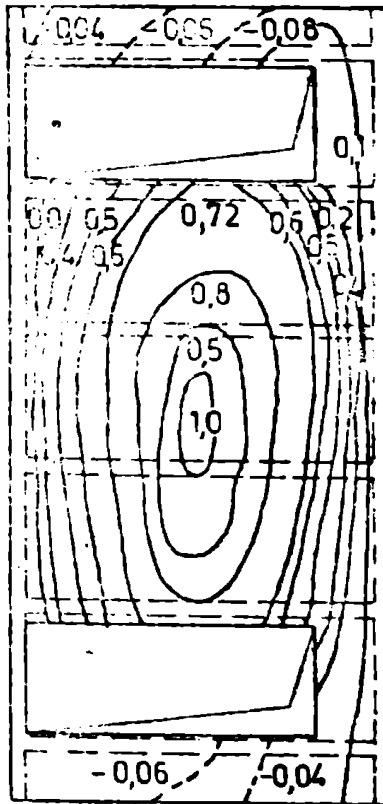
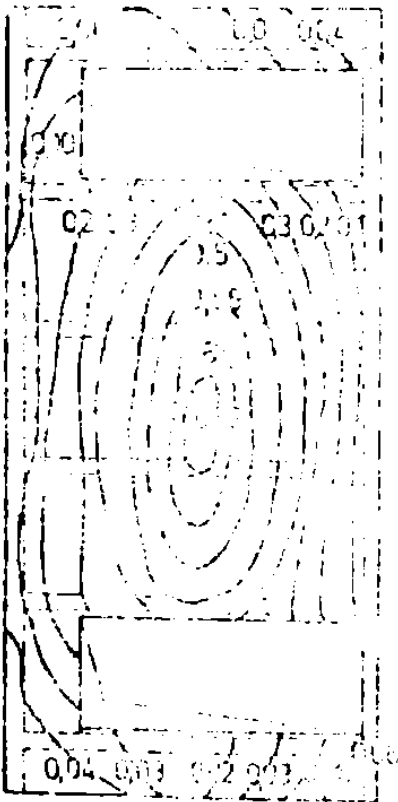
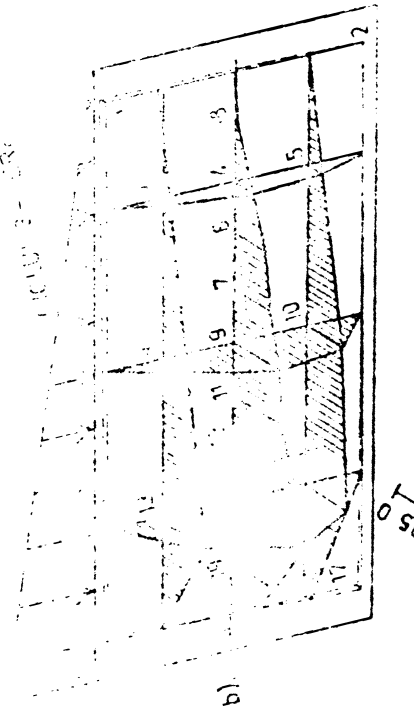
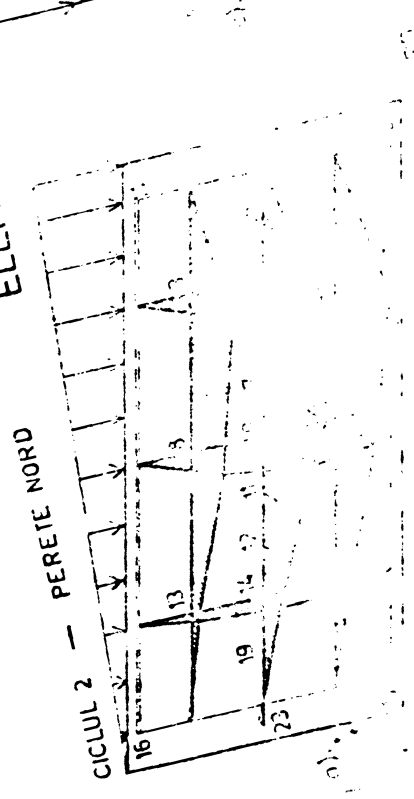


Fig. 3.17



ELEMENT ES-5E



Tabelul 3.2

CARACTERISTICI	ELEMENTE SERIA 'A'				
	ES-5A	ES-5E	ES-5C	ES-5D	ES-5E
$R_b$ [daN/cm <sup>2</sup> ]	420	420	268	360	220
$E_b$ [daN/cm <sup>2</sup> ]	210 000	370 000	250 000	180 000	260 000
$\sigma_{cr}$ [daN/cm <sup>2</sup> ]	-	100	120	173	176
$\bar{\sigma}_{cr}$ [daN/cm <sup>2</sup> ]	134	234	183	230	225
$\bar{\sigma}_{cr} / R_b$	-	0,38	0,42	0,48	0,80
$\bar{\sigma}_{cr} / R_b$	0,34	0,50	0,65	0,64	1,02
Rezerva postcritică de siguranță pentru $\bar{\sigma}_{cr}$ (%)	-	45	58	33	28
Coefficient de siguranță la flambou $\bar{\sigma}_i = \bar{\sigma}_{cr} / \bar{\sigma}_{adm}$	-	6,0	4,7	6,8	6,8
$\bar{\sigma}_{cr} / \bar{\sigma}_{adm}$	-	12,3	9,2	13,3	13,6
Deformații necesare [%]	-	-	-	57	80

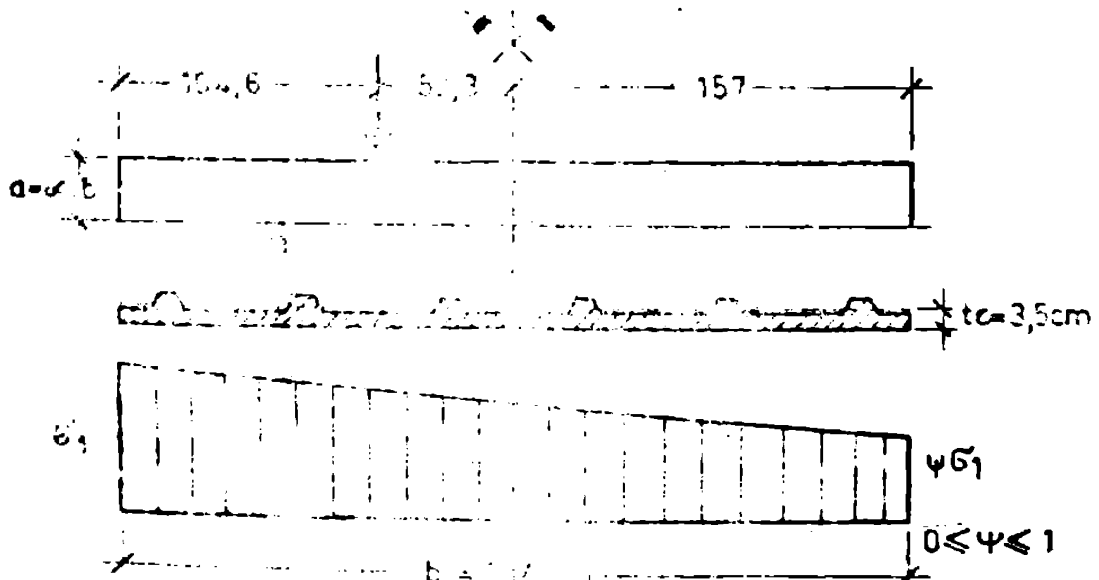




Fig. 3-20



Fig. 3.21

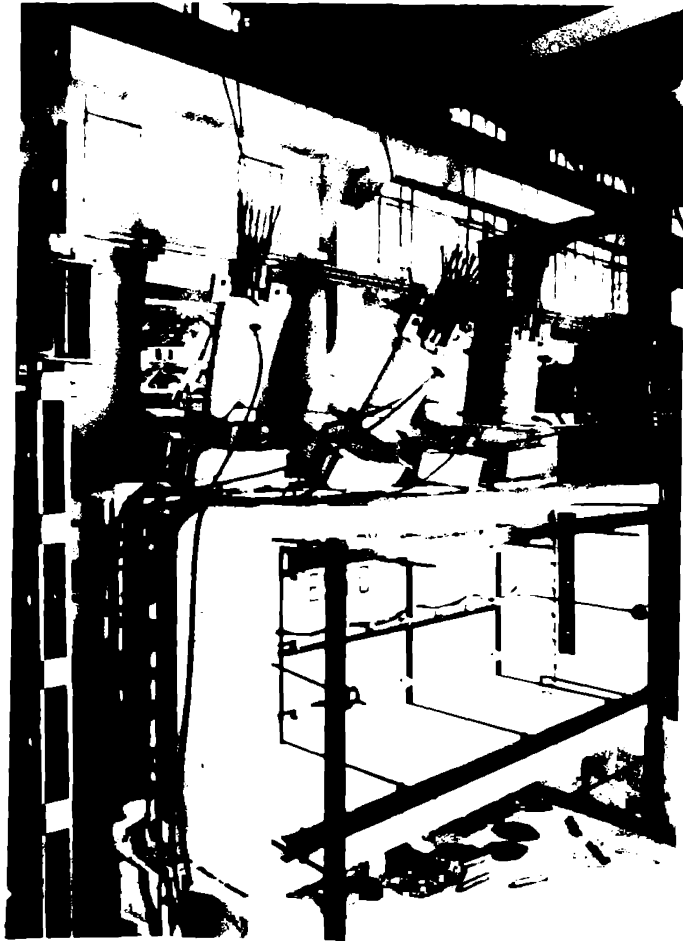


Fig. 3.22



Fig. 3.23

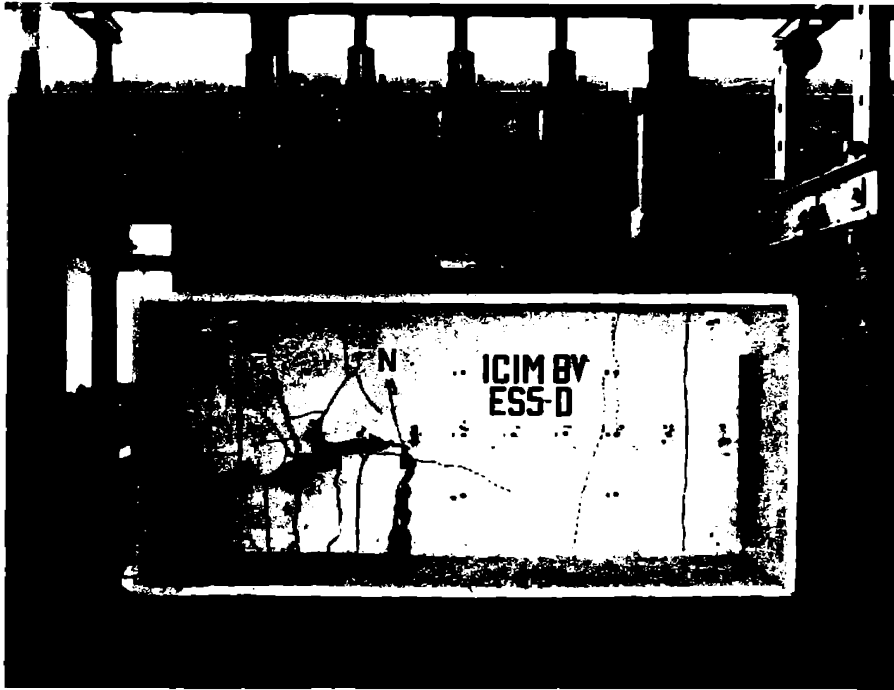


Fig. 3-24

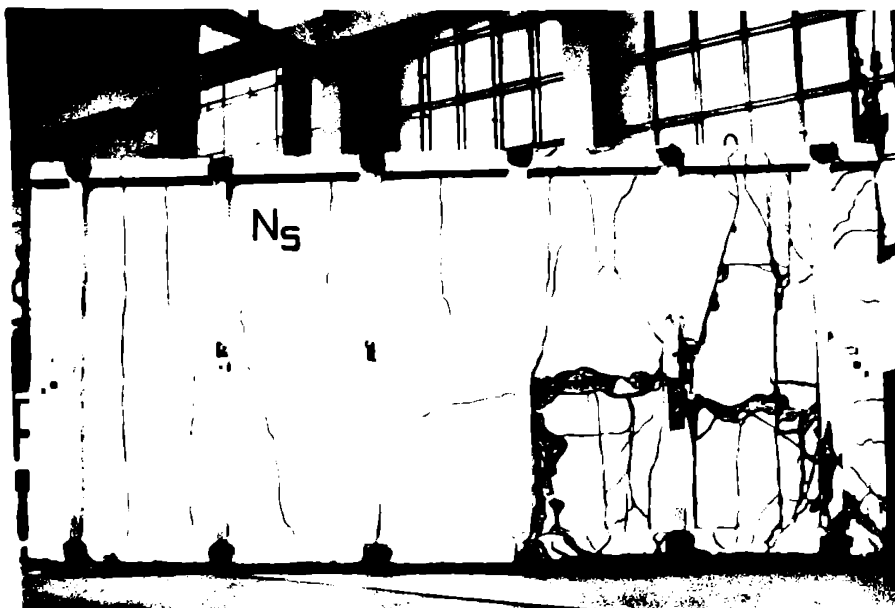


Fig. 3-25



Fig. 3-26

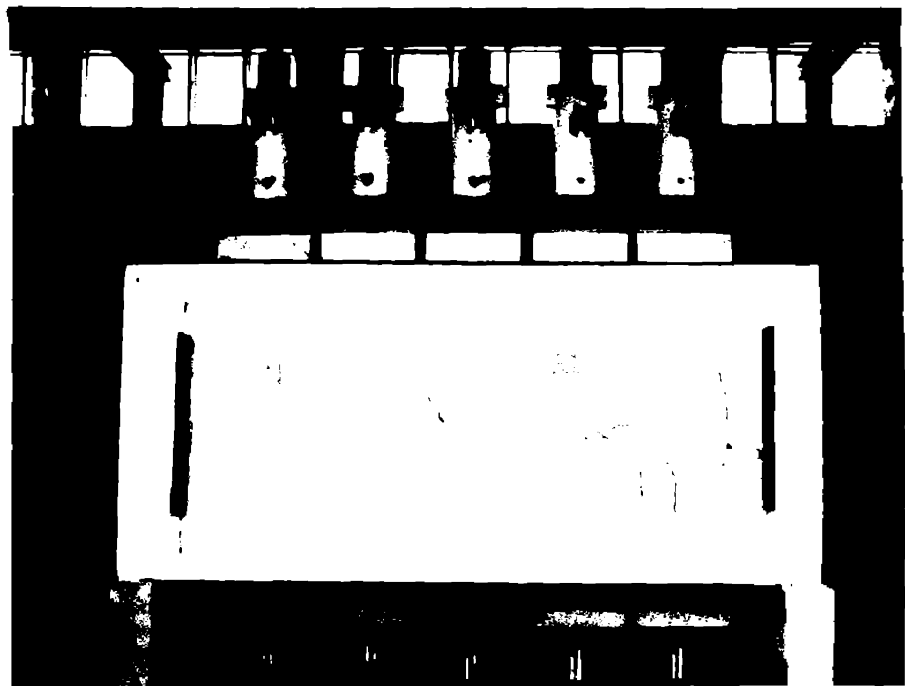


Fig. 3-27

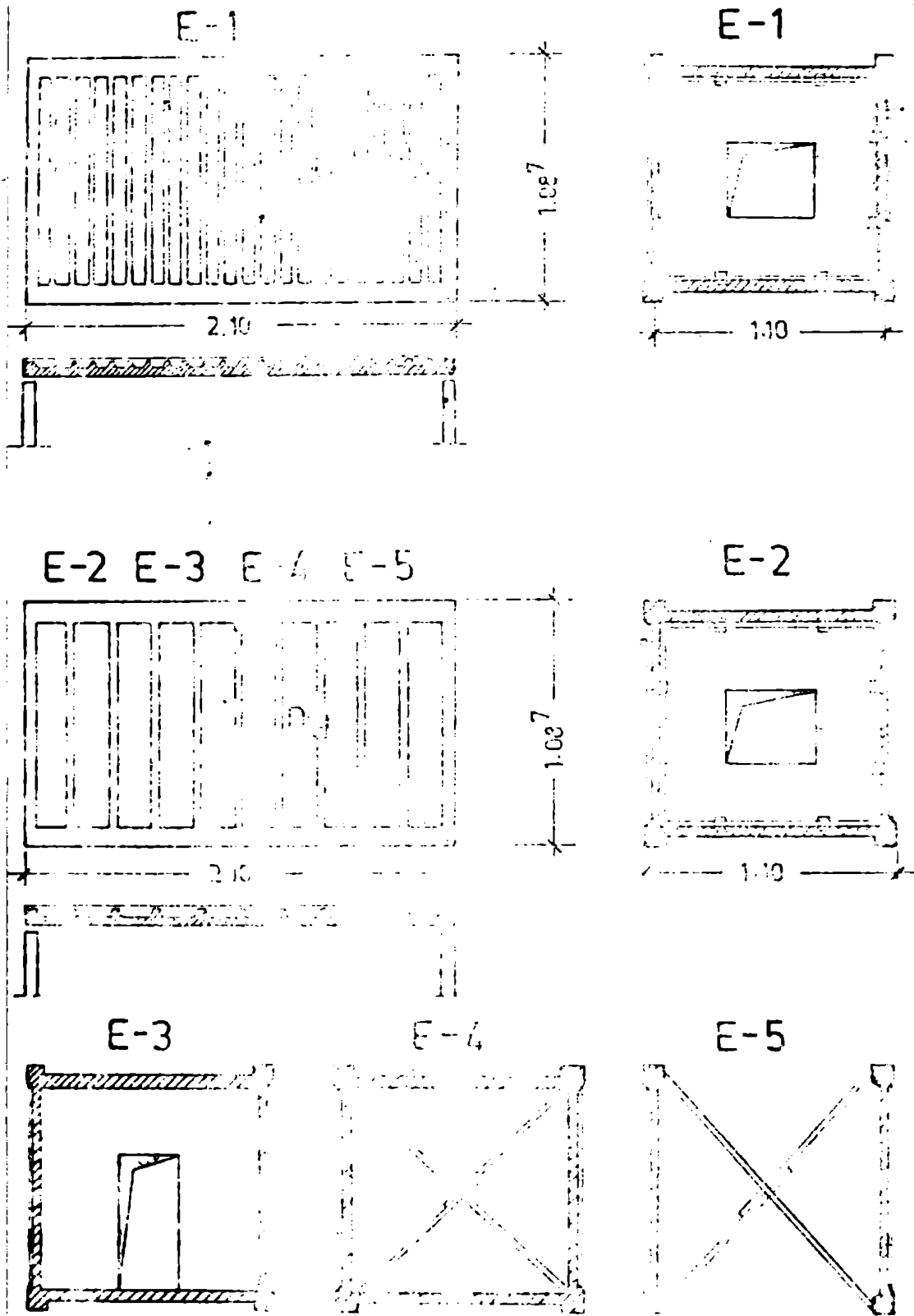


Fig. 2.28



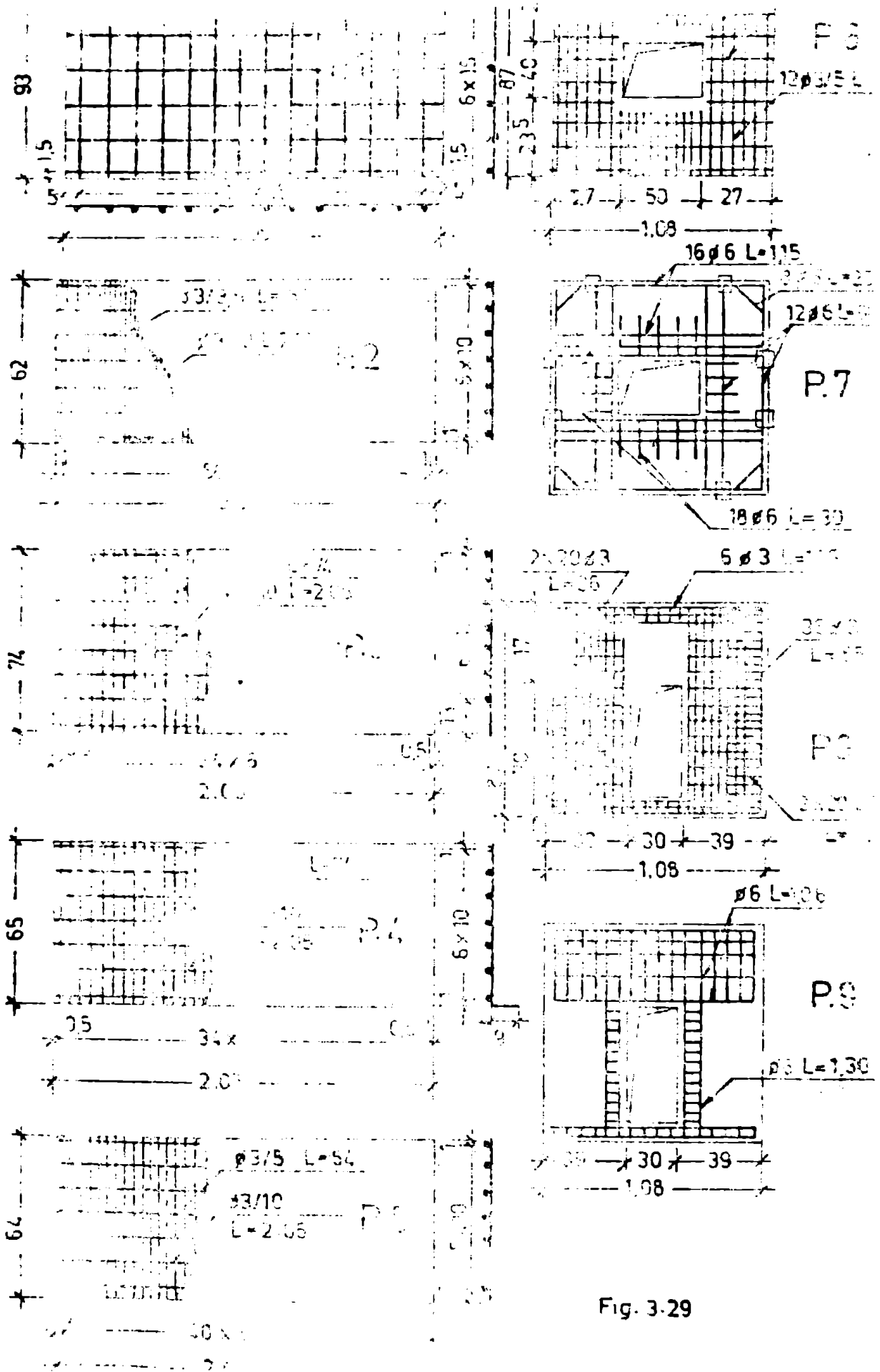


Fig. 3-29

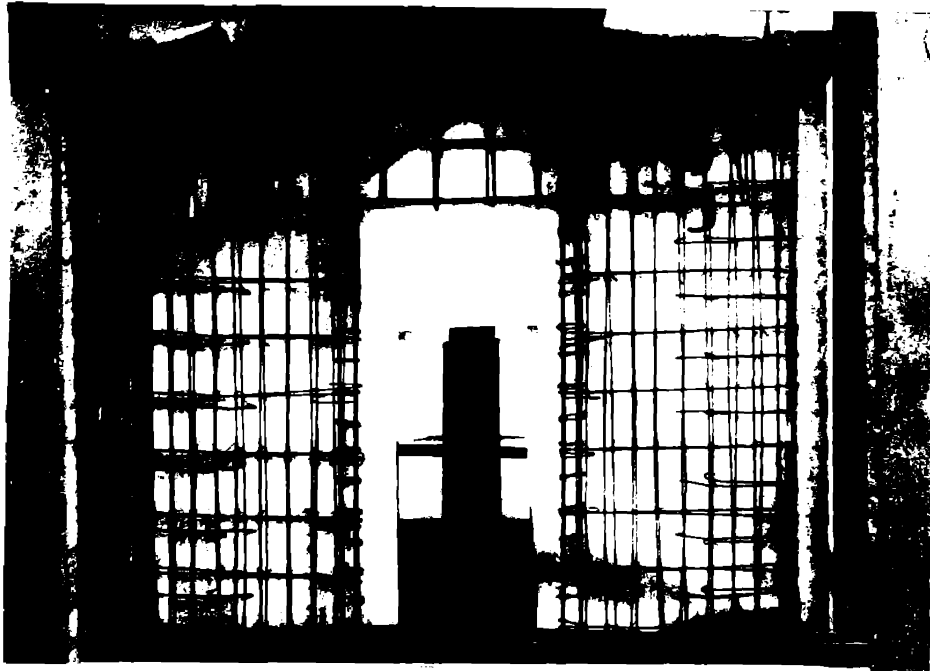


Fig. 3.30

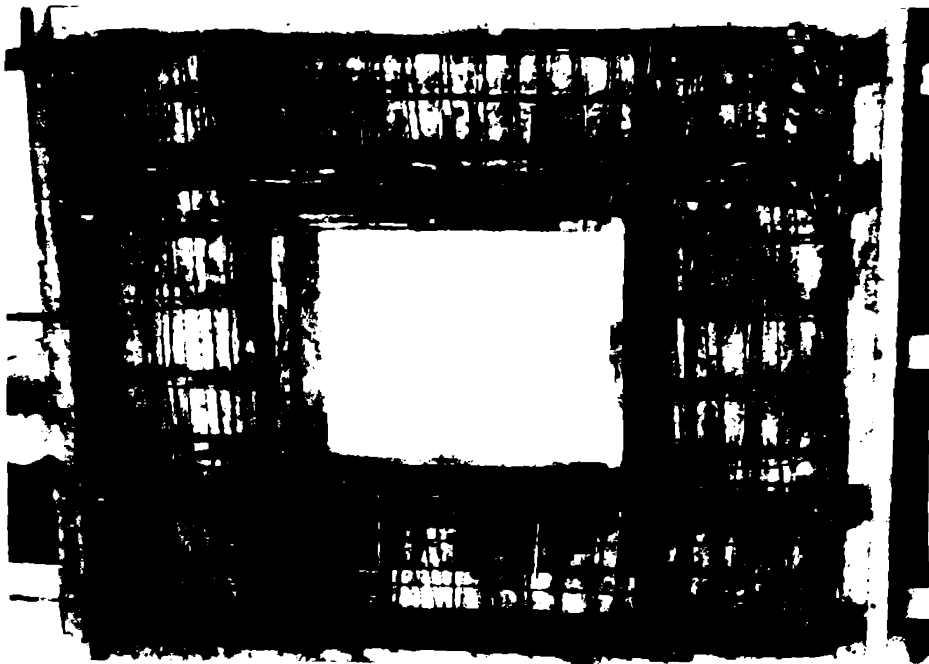


Fig. 3.31

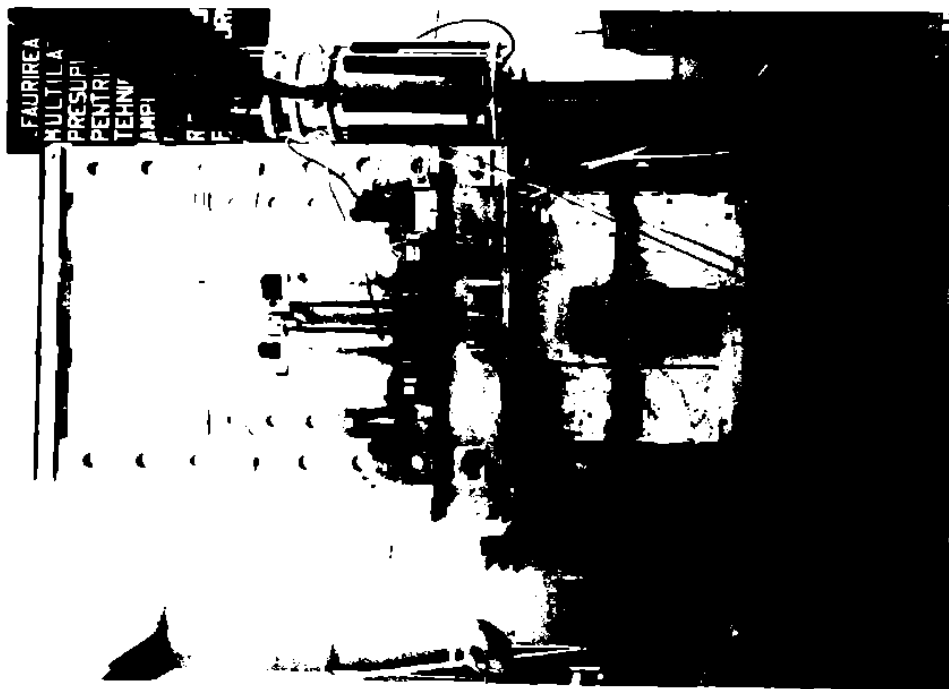


Fig. 3.35

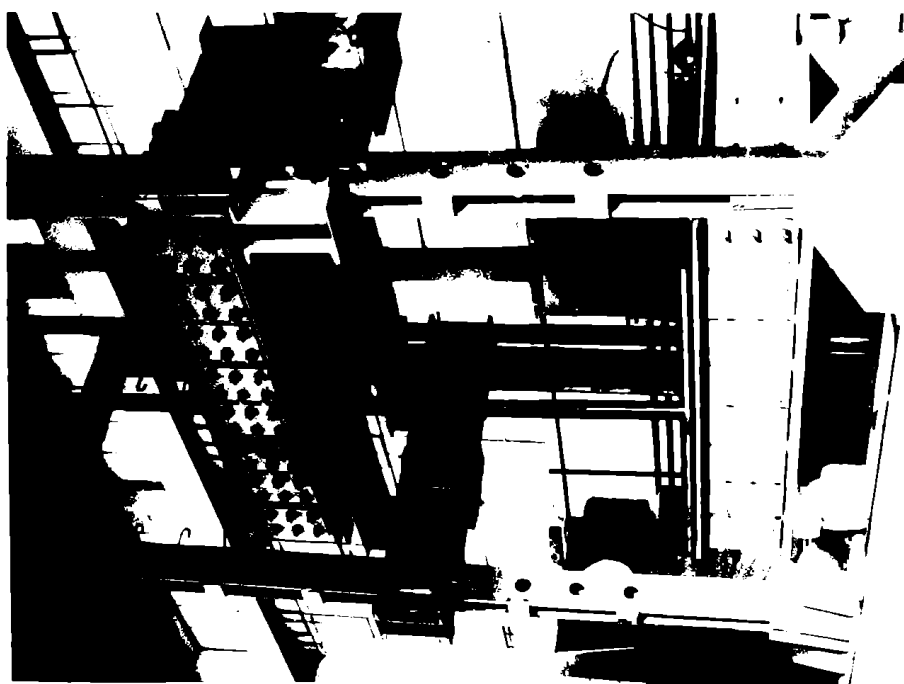


Fig. 3.34

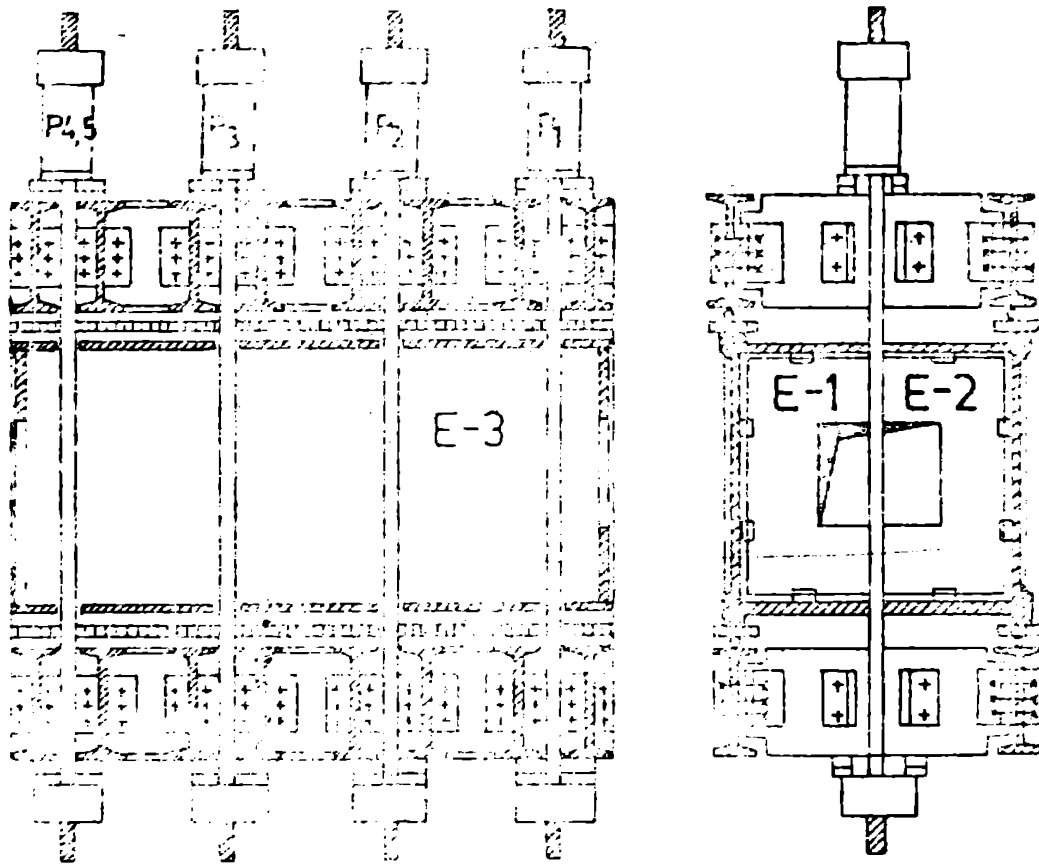


Fig. 3.32

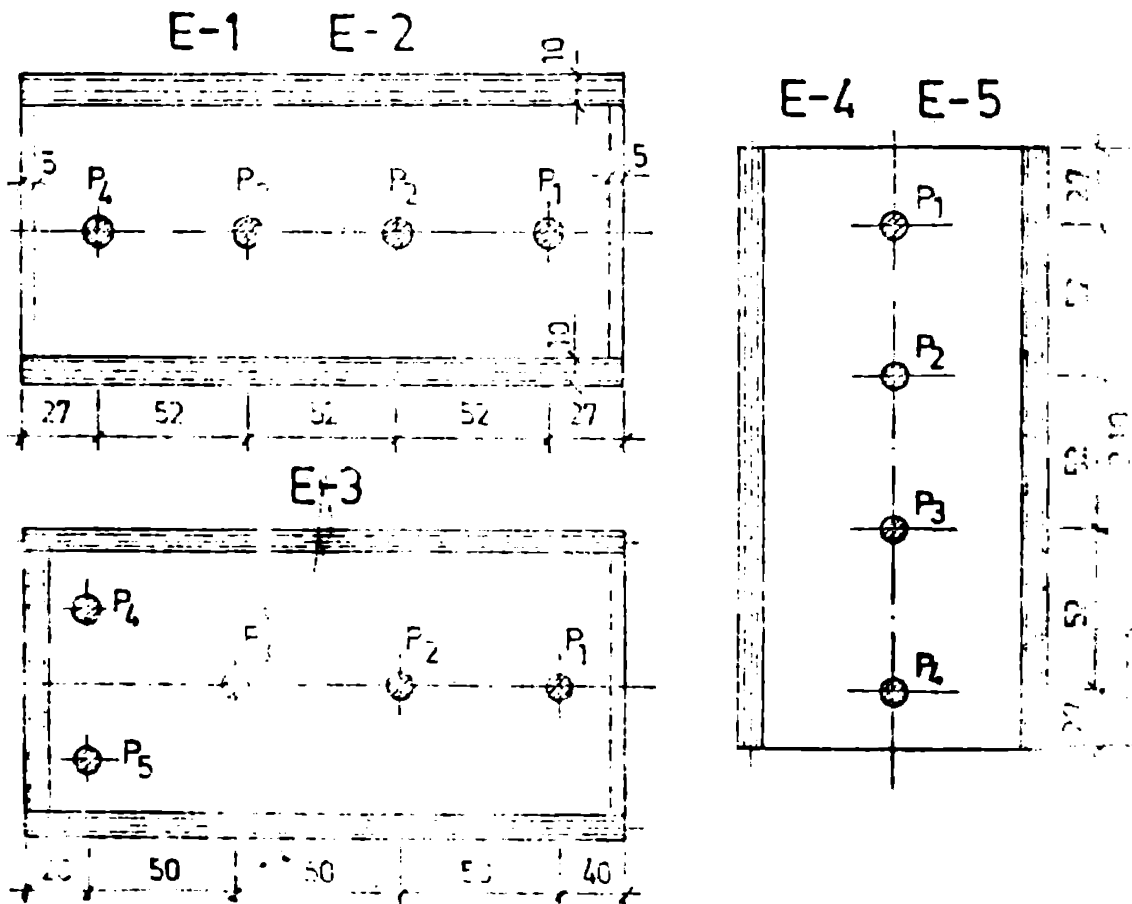
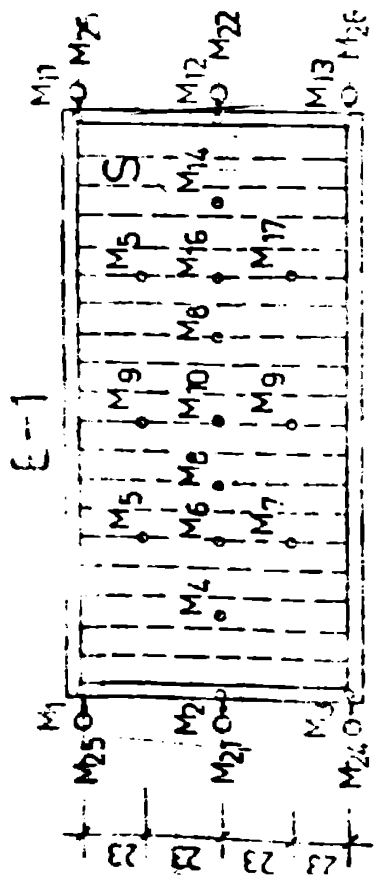
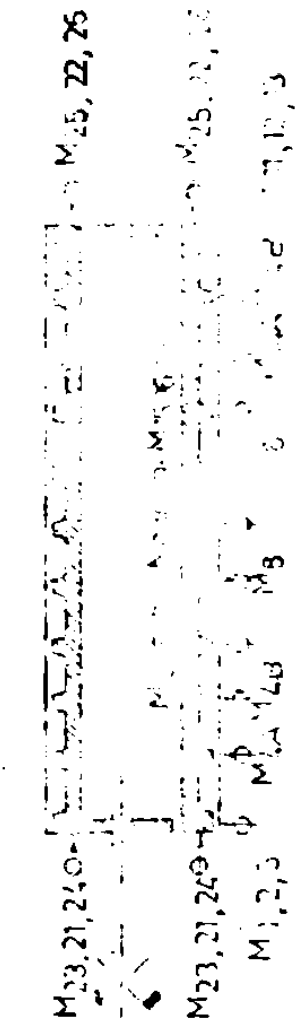
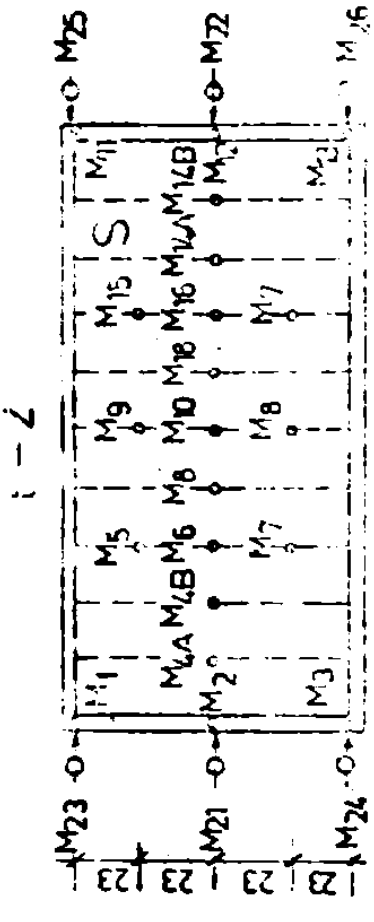


Fig. 3.33



	9	6	7	6	5	4	2	1
N	11	12	10	18	19	20	21	22
S	14	15	16	17	18	19	20	21
	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							

Fig. 3.36



	9	6	7	6	5	4	2	1
N	11	12	10	18	19	20	21	22
S	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							

Fig. 3.37

E-3

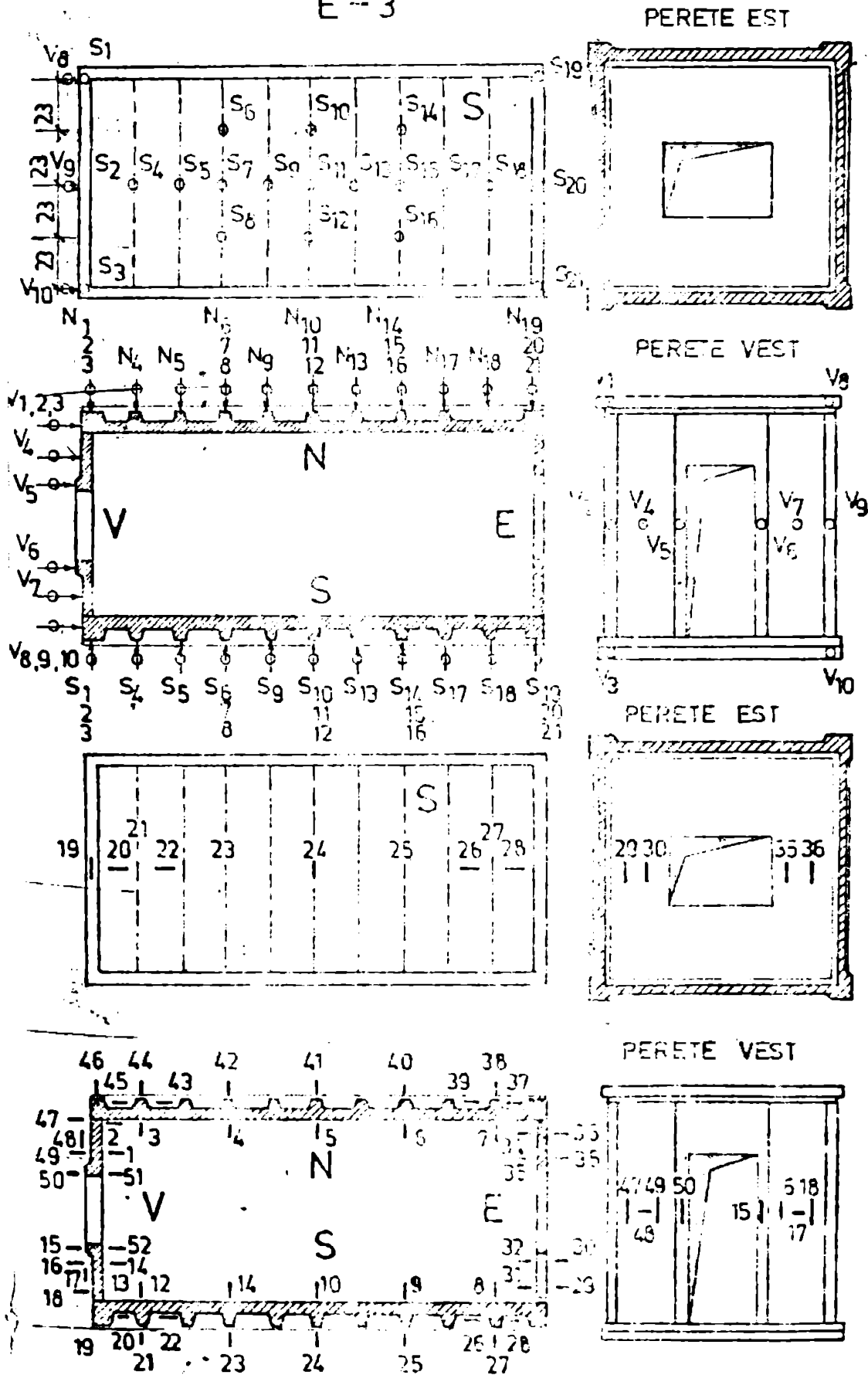


FIG. 3.38

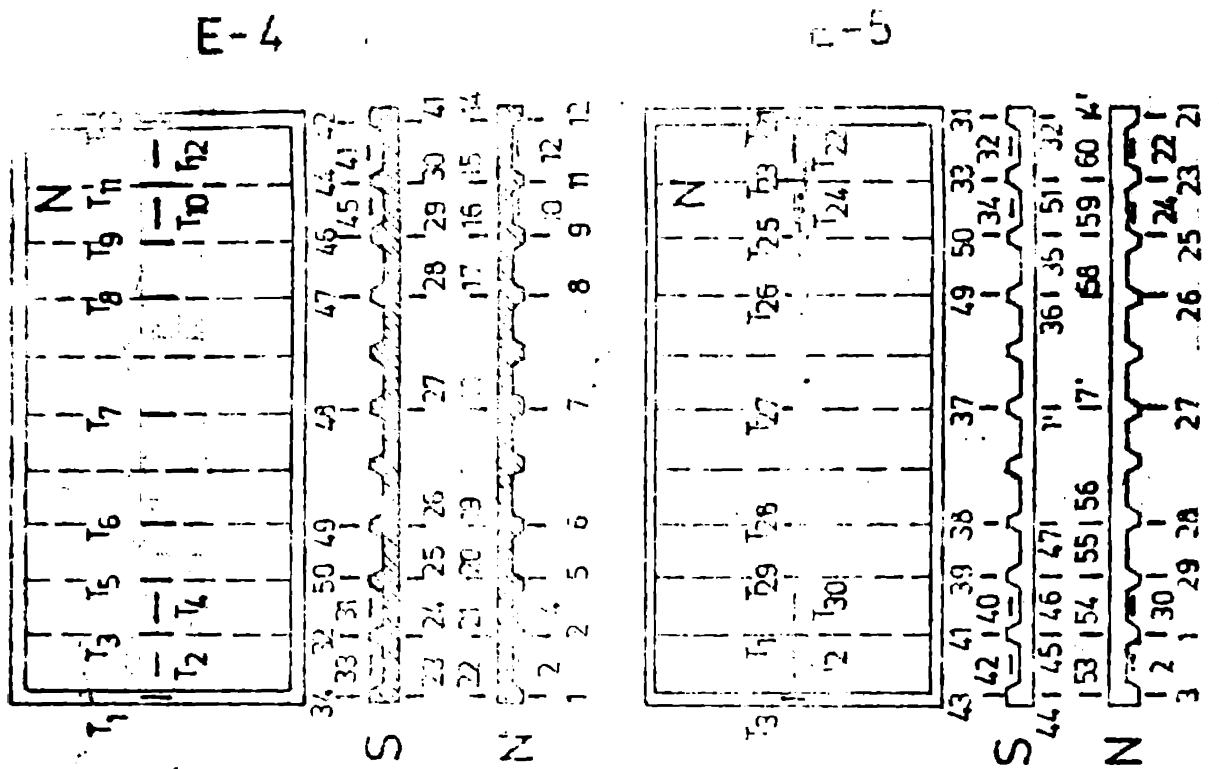


Fig. 3.39

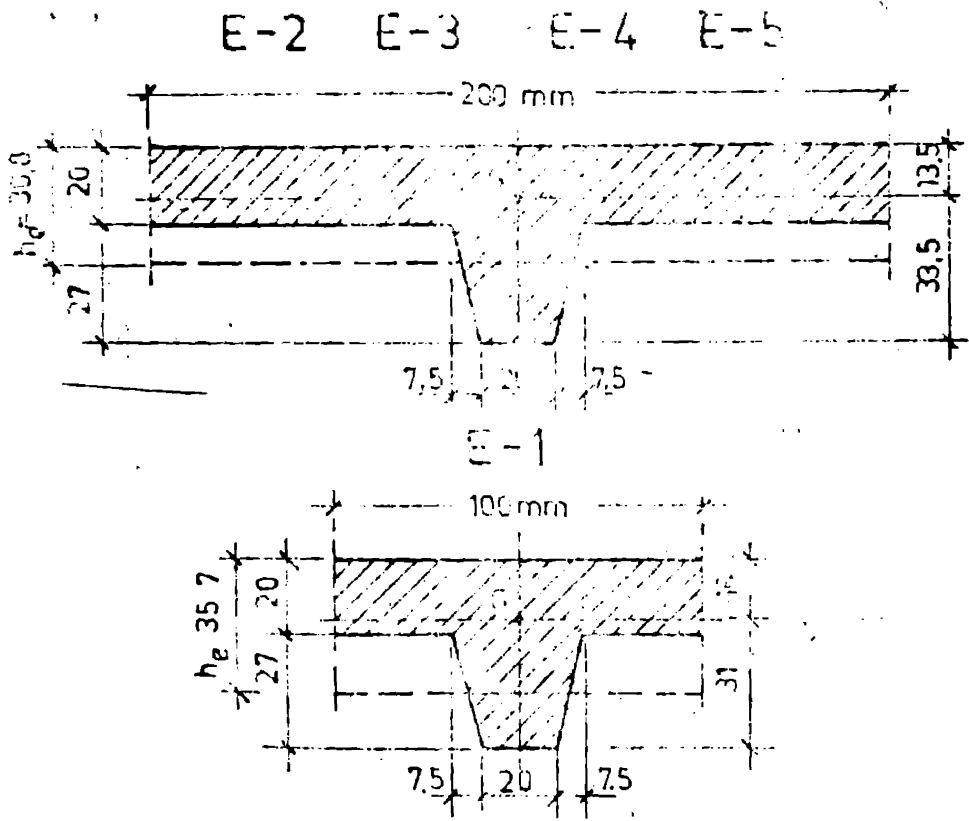


Fig. 3.40



Fig. 3.41

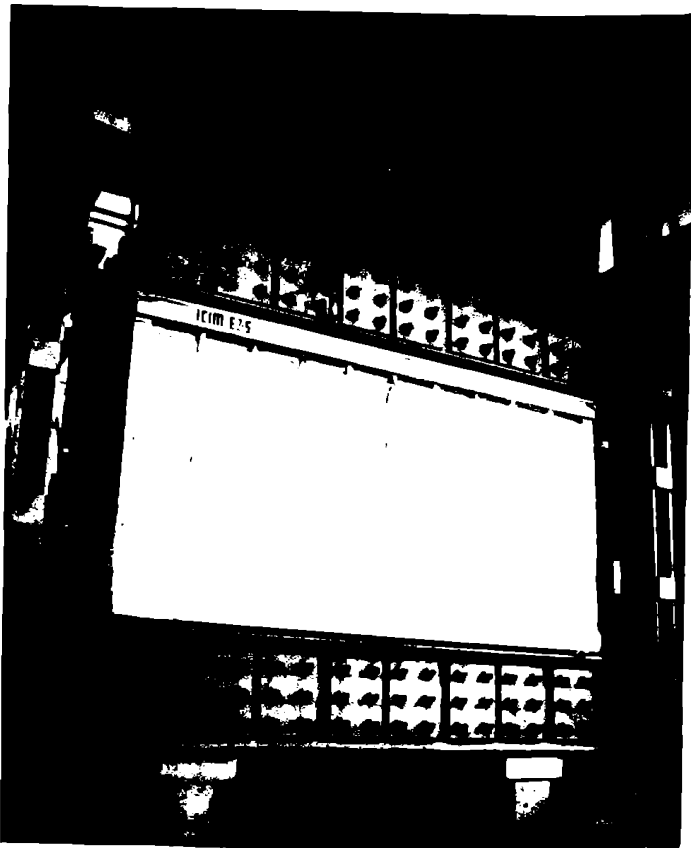


Fig. 3.42



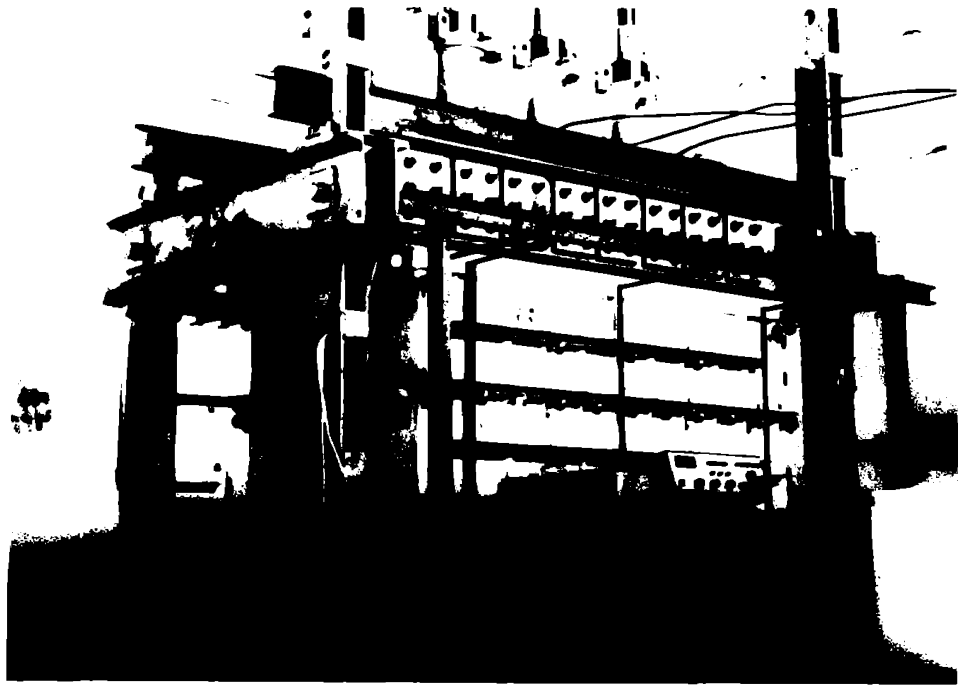


Fig. 3.43

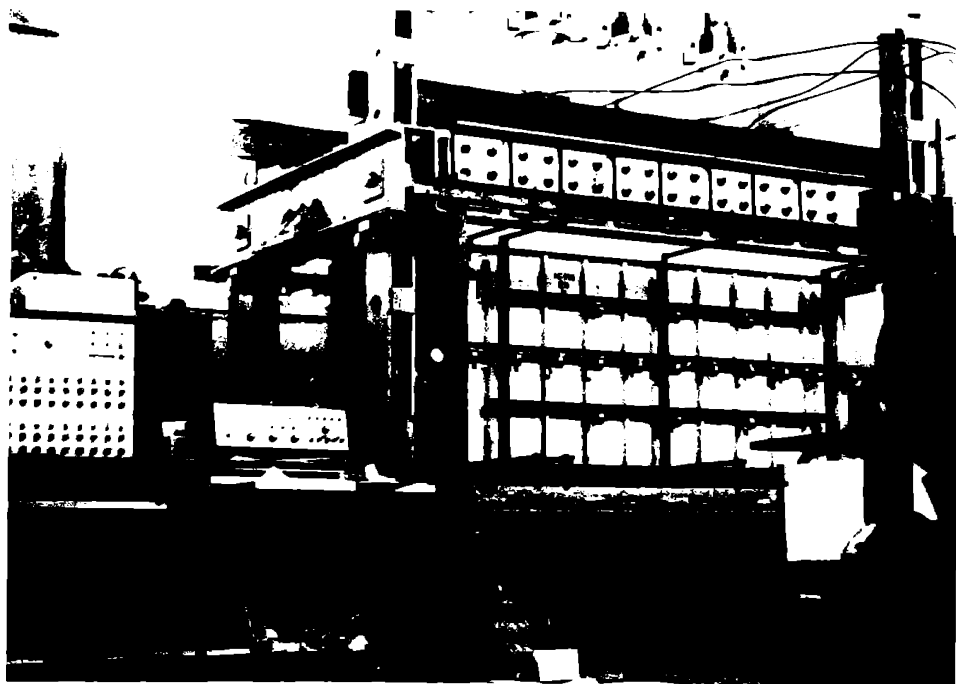
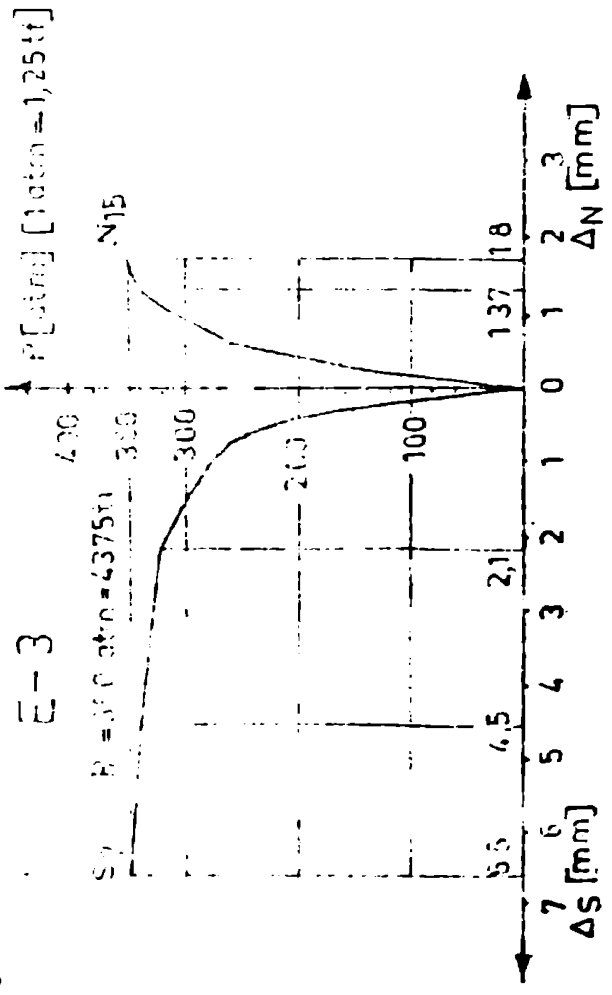
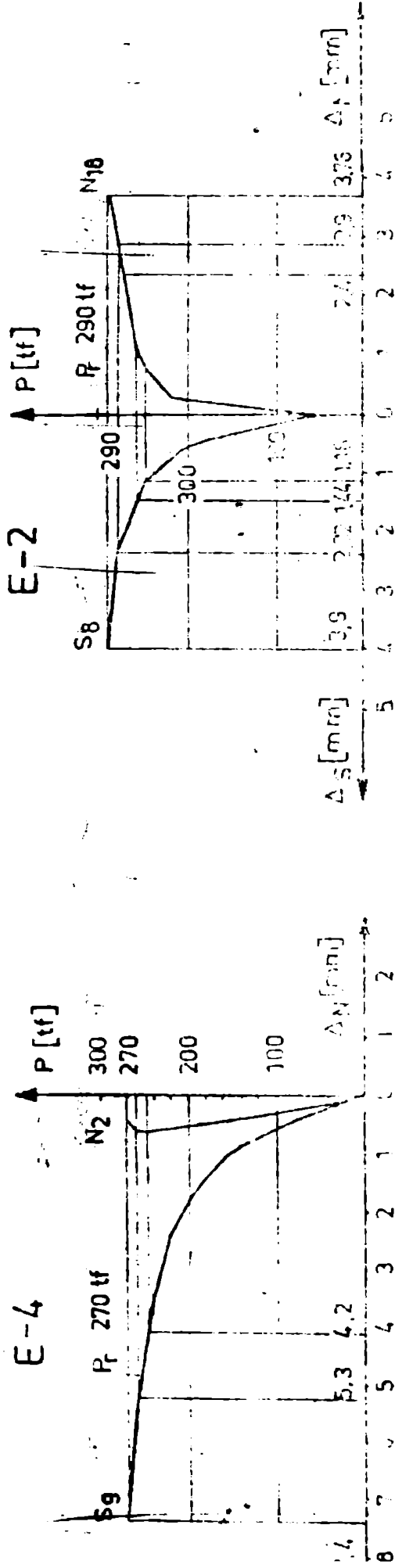


Fig. 3.44



E-5

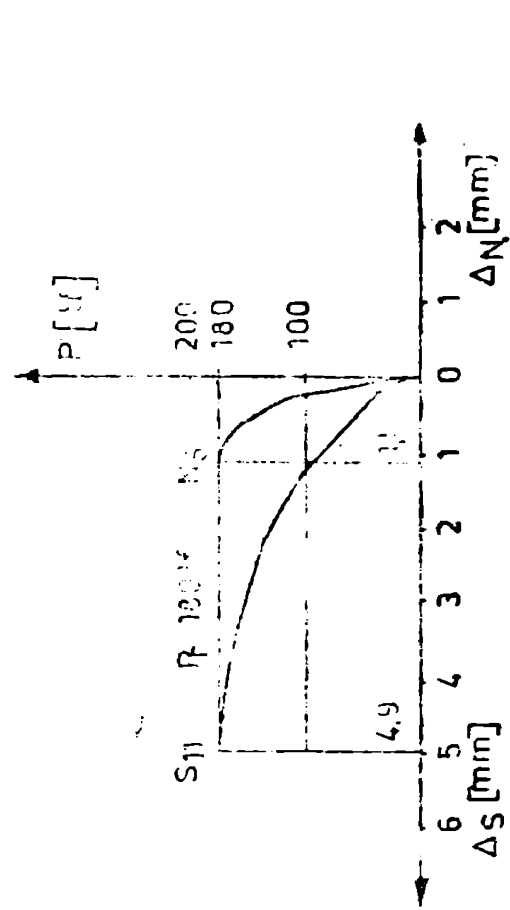


Fig. 145

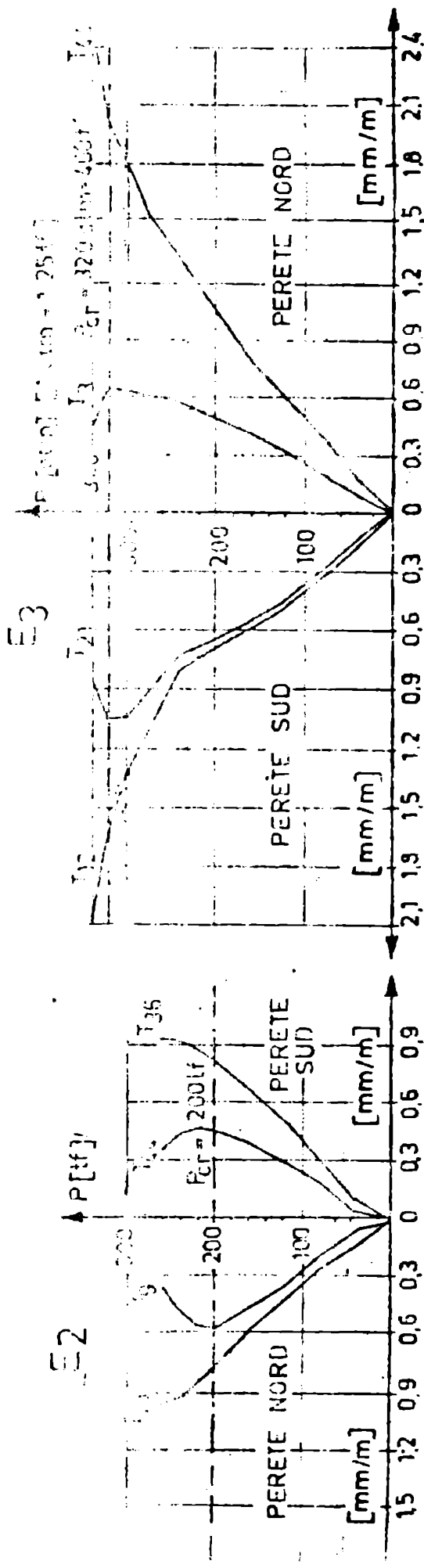
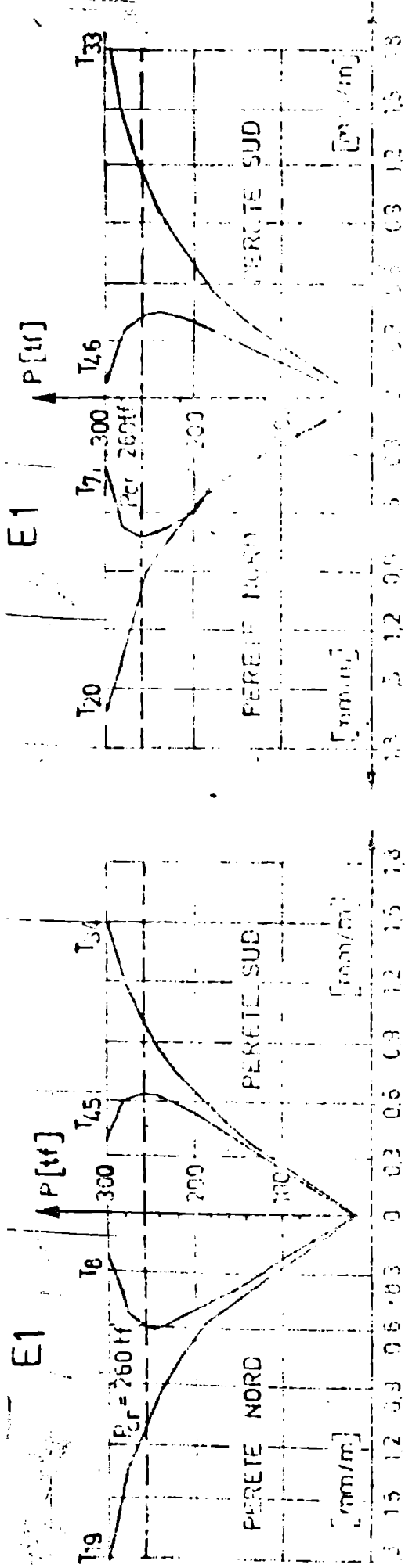
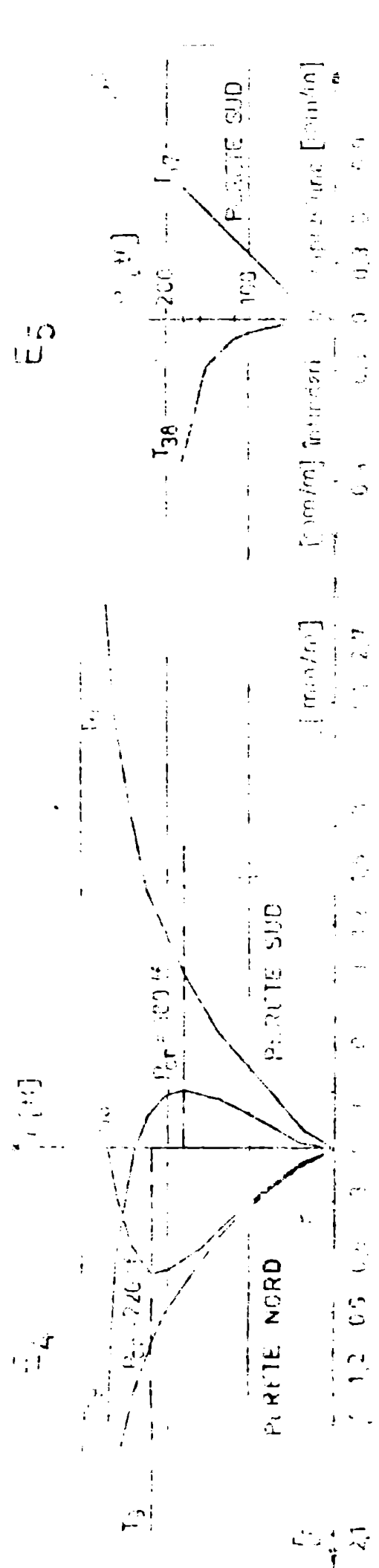
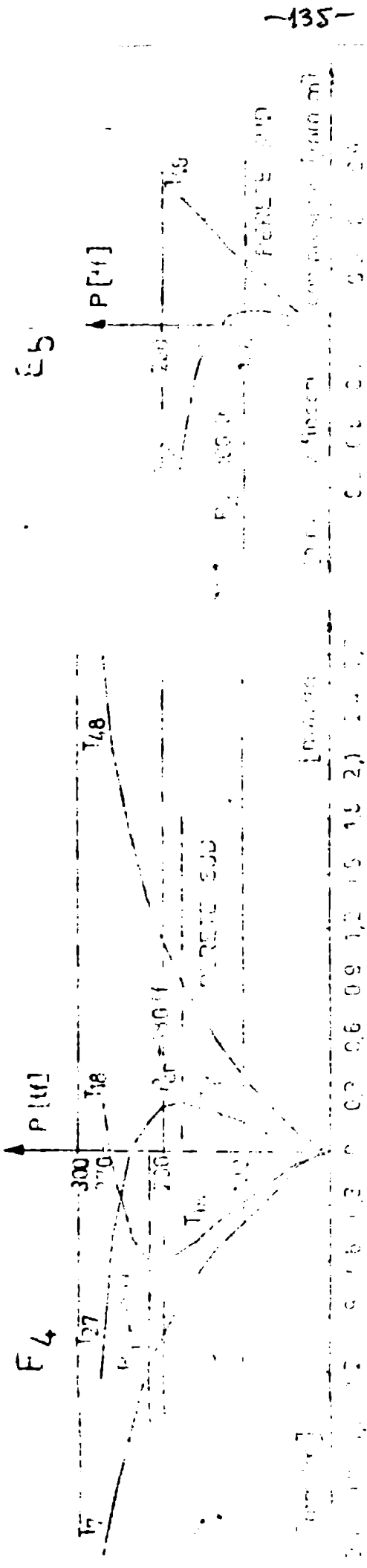
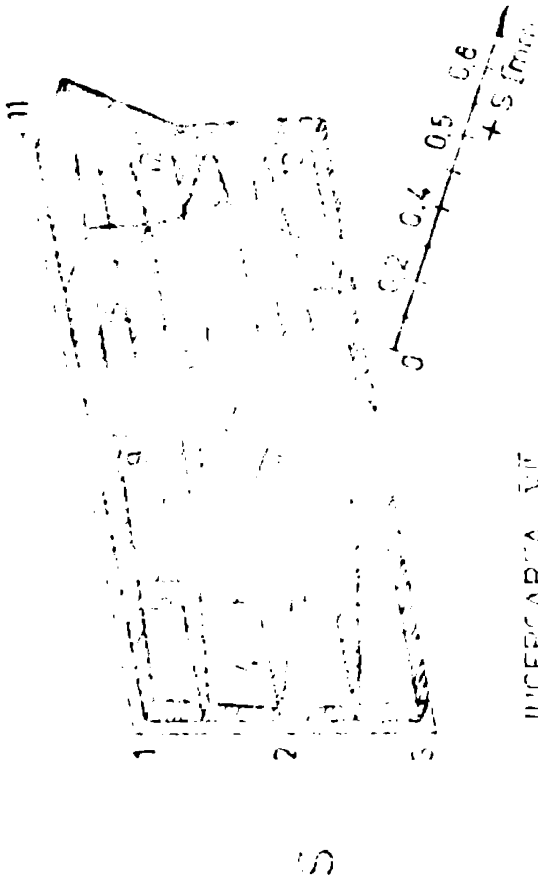


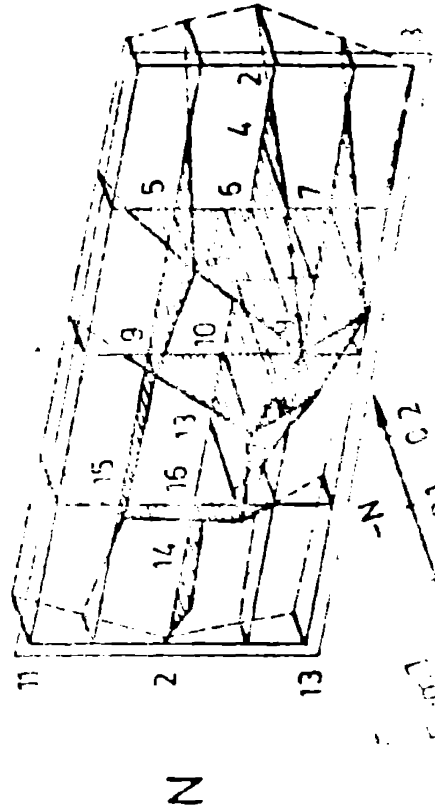
Fig. 1.15



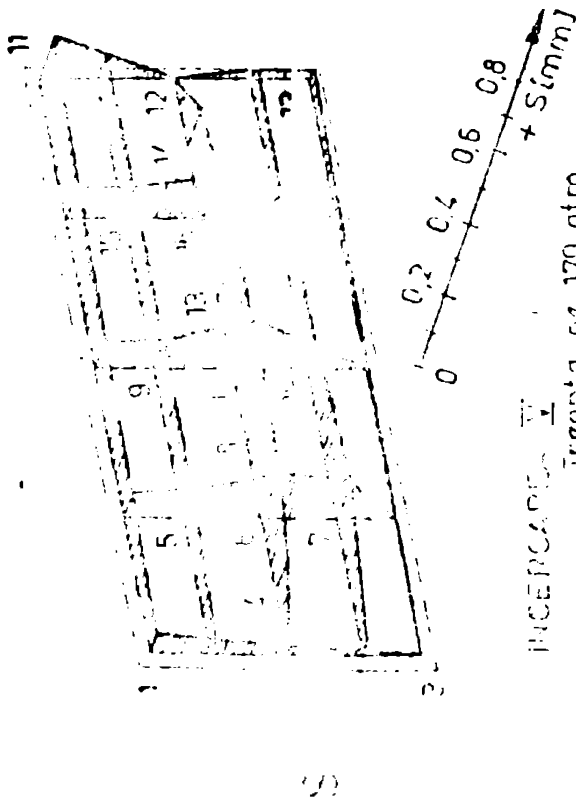
E-1



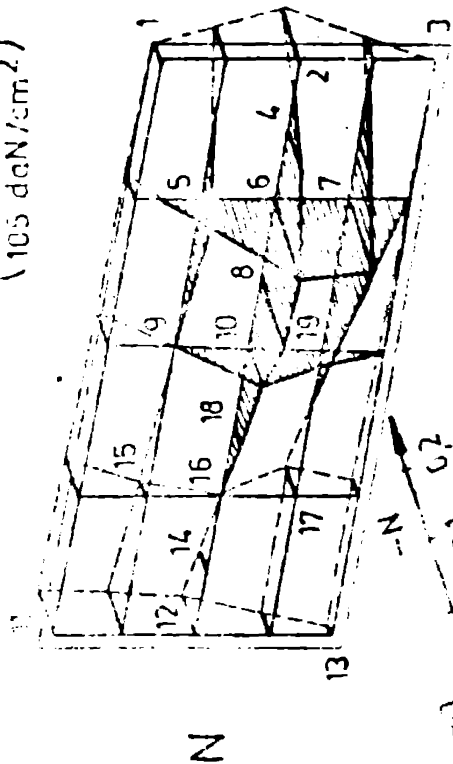
INCERCAREA VII  
Încălzire 200 atm  
(148 t  
(123 daN/cm<sup>2</sup>))



E-1



INCERCAREA V  
Încălzire 170 atm  
(124 t  
(105 daN/cm<sup>2</sup>))



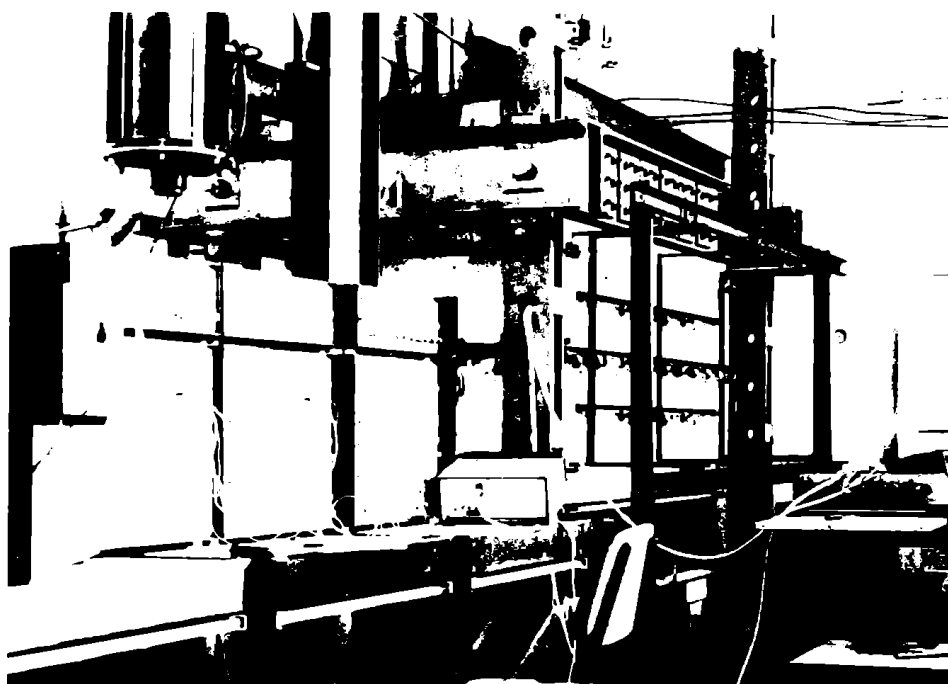


Fig. 3-48

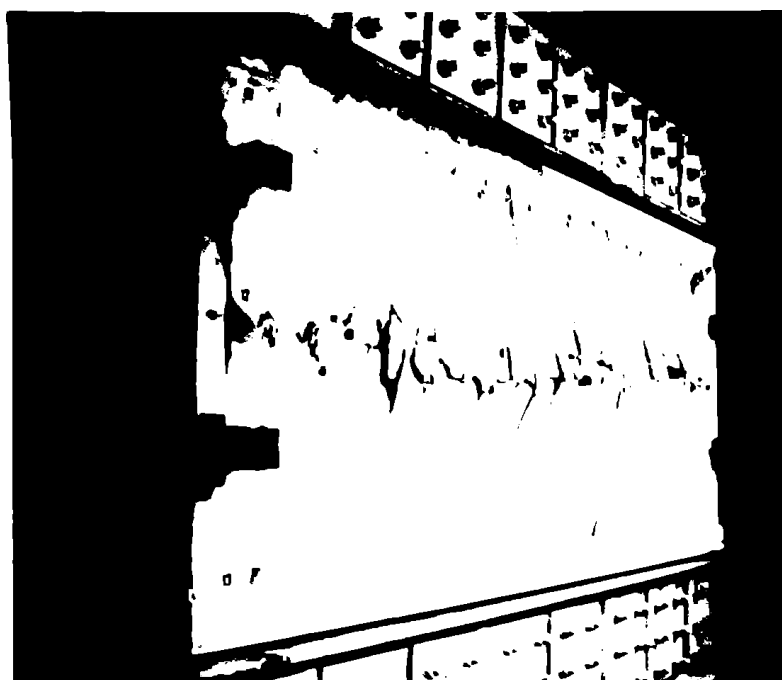


Fig. 3-49



Fig. 3.50



Fig. 3.51

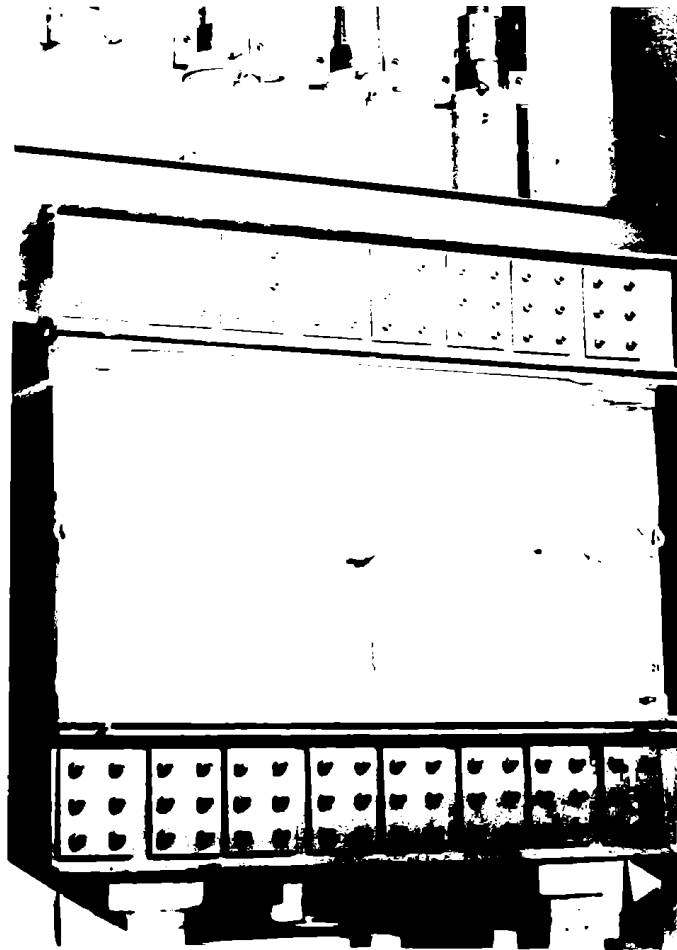


Fig. 3.52



Fig. 3.53



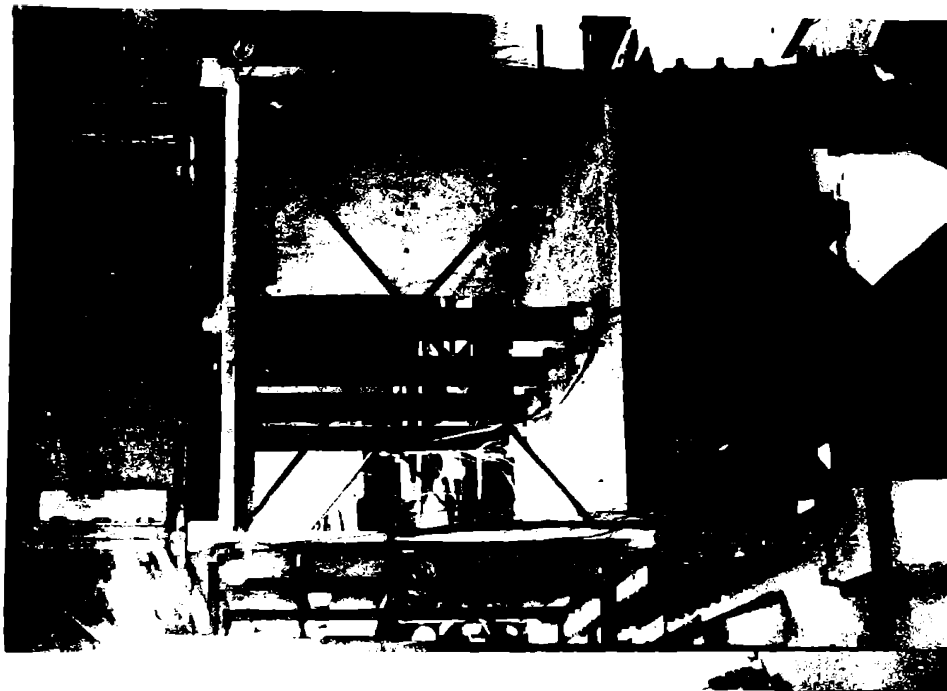
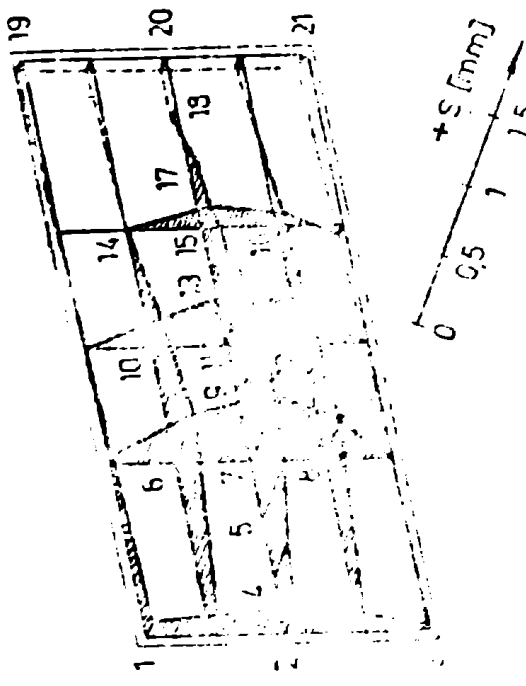


Fig. 3.63



Fig. 3.62

E-3



S

PROBAREA III  
 Trecătoare de 260 atm  
 (2,6 t  
 200 daN/cm<sup>2</sup>)

E-2



S

PROBAREA IV  
 Trecătoare de 220 atm  
 (2,2 t  
 151 daN/cm<sup>2</sup>)

N

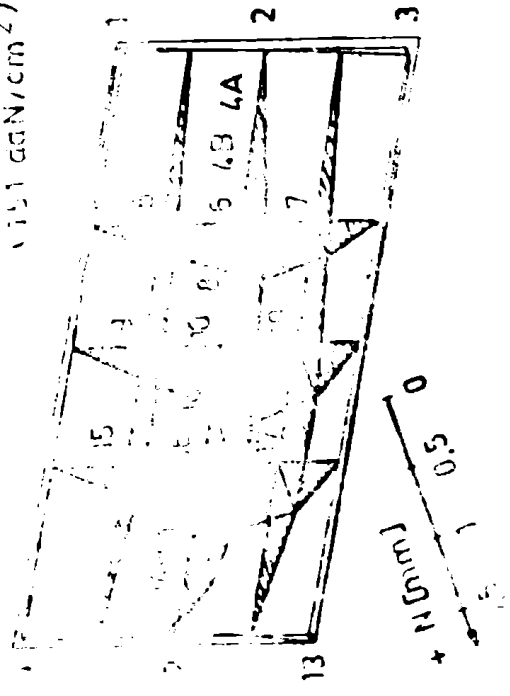
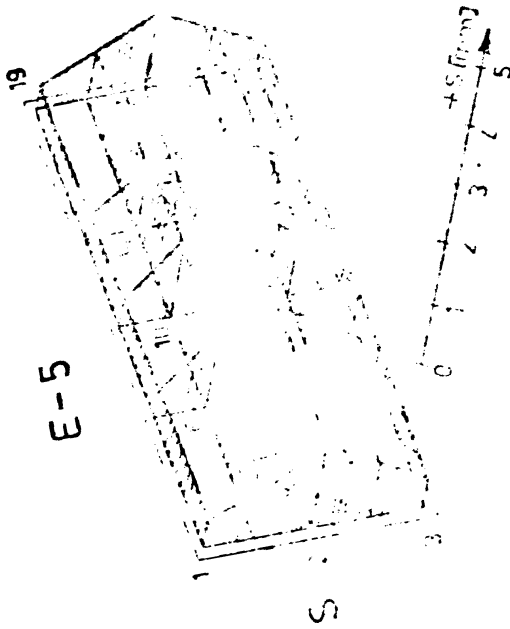
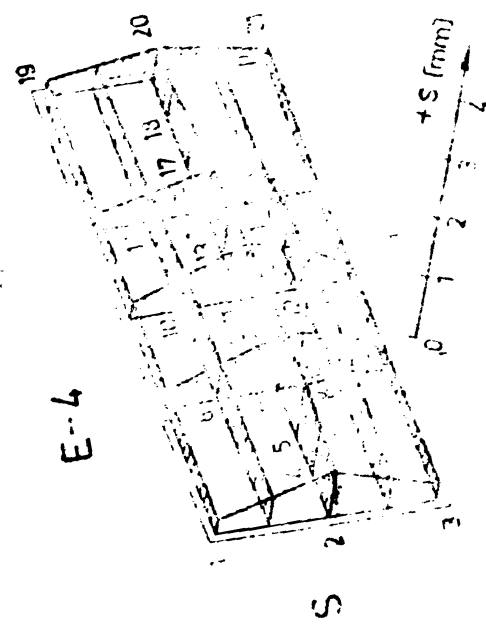
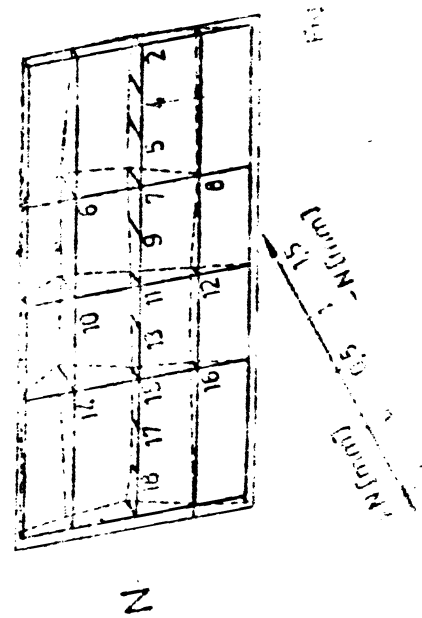


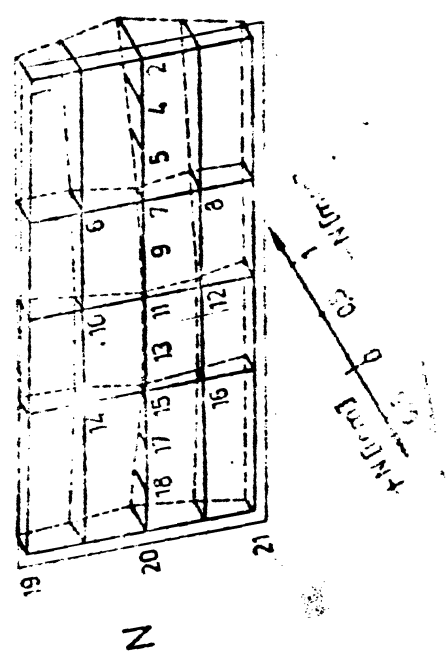
Fig. 3.57



INCERCAREA III  
frecvență de 120 t  
(115 daN/cm<sup>2</sup>)



INCERCAREA IV  
frecvență de 150 t  
(154 daN/cm<sup>2</sup>)



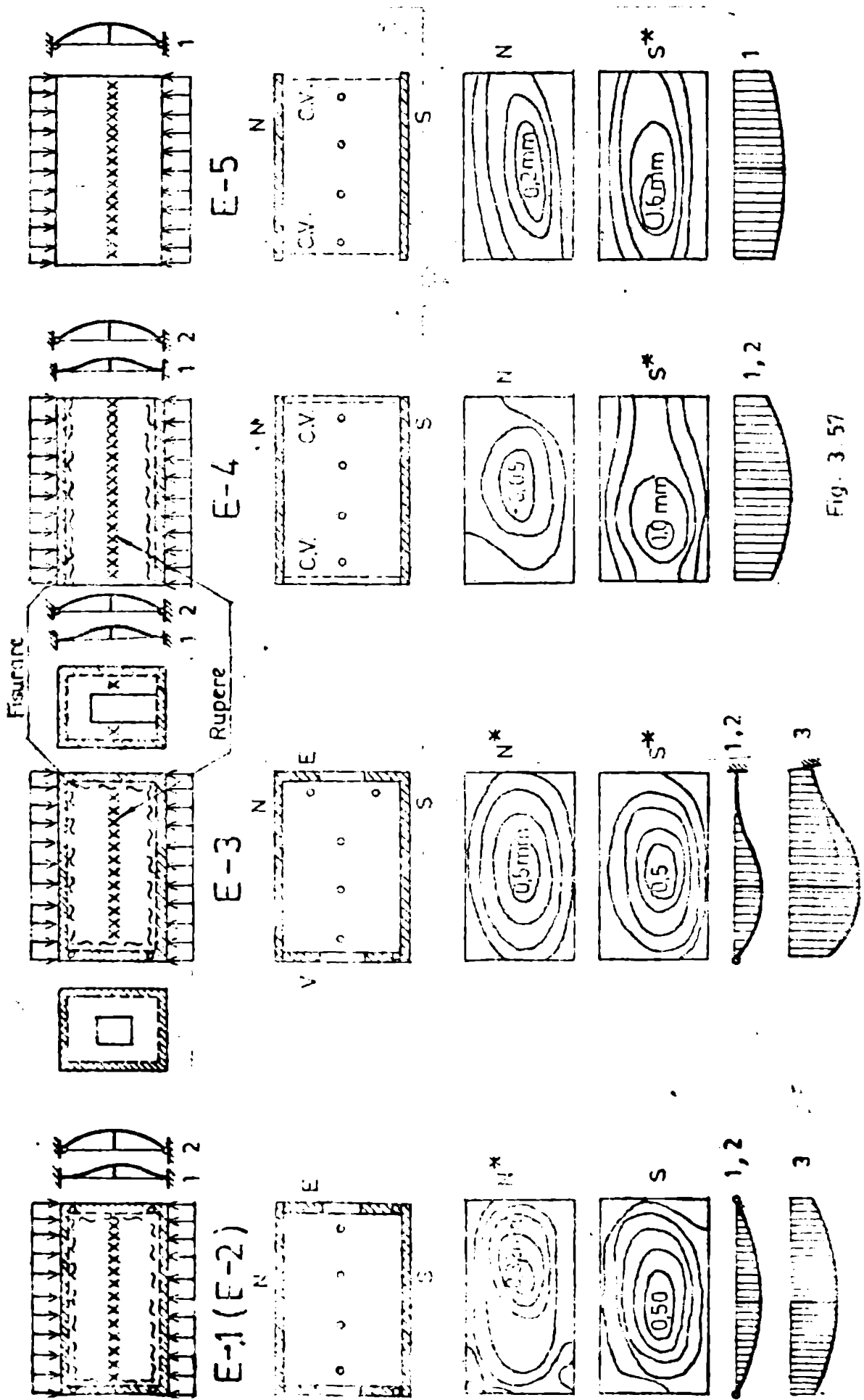


Fig. 3. 57

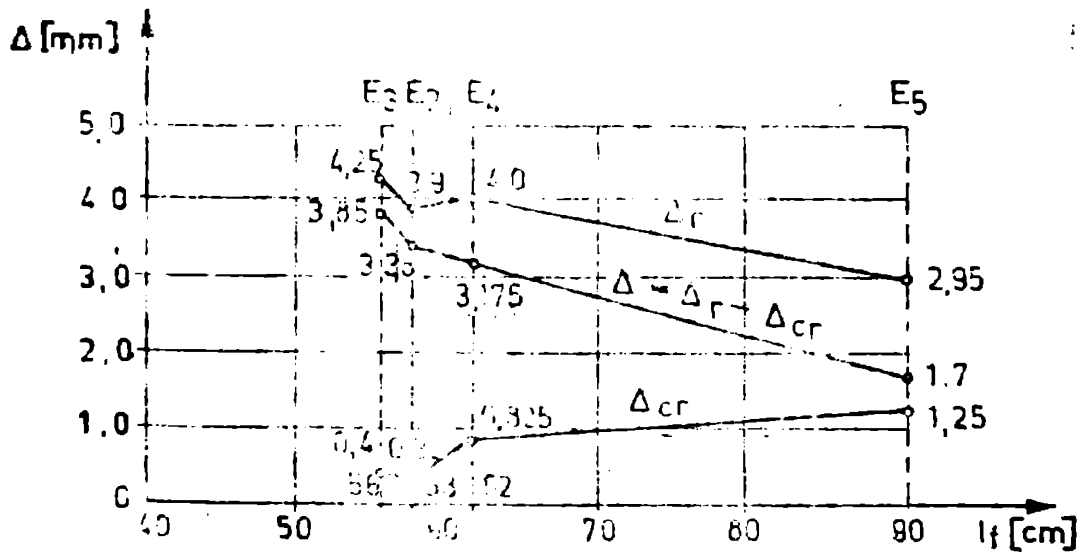
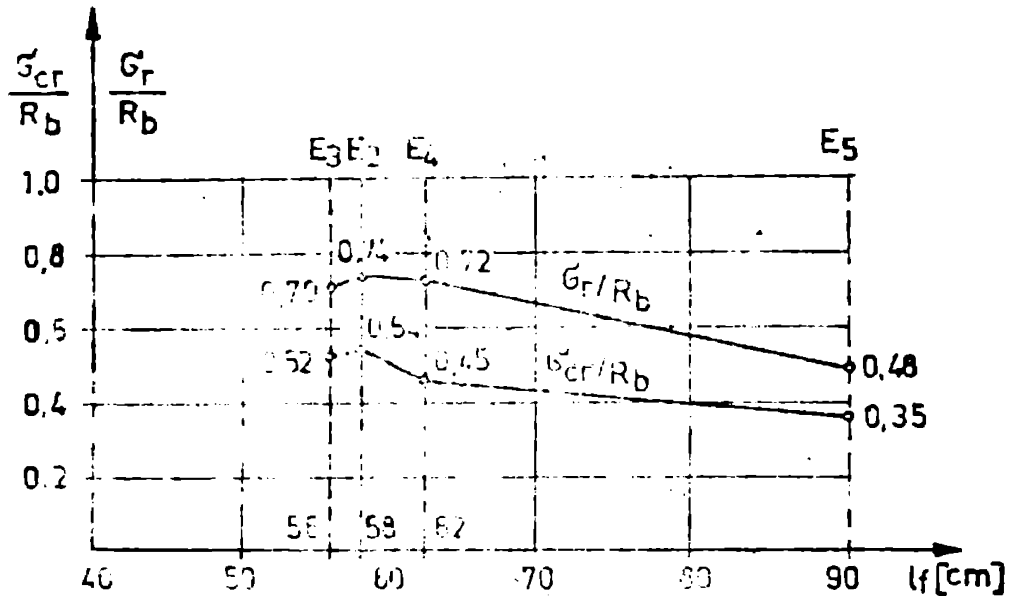


Fig. 3.58

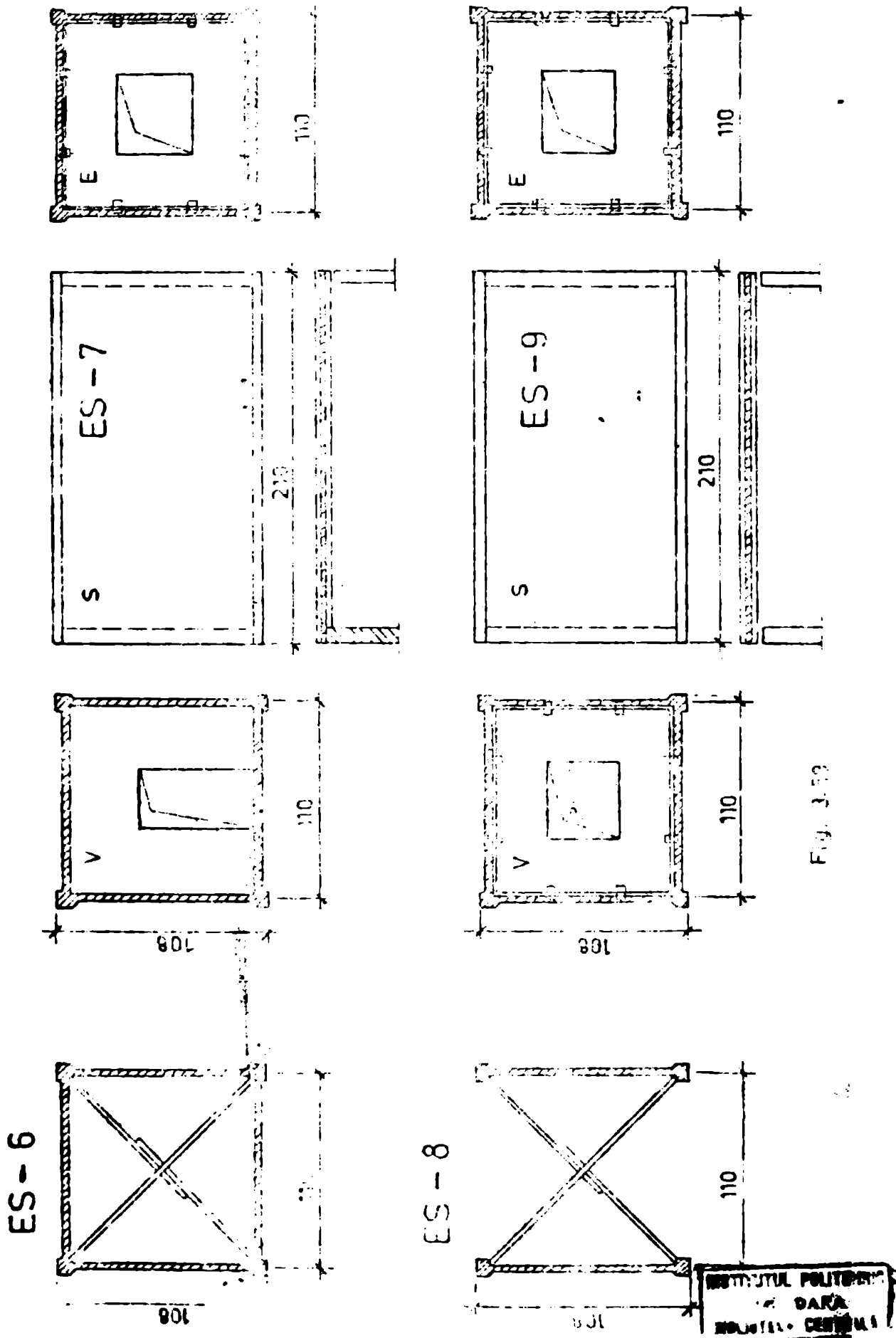
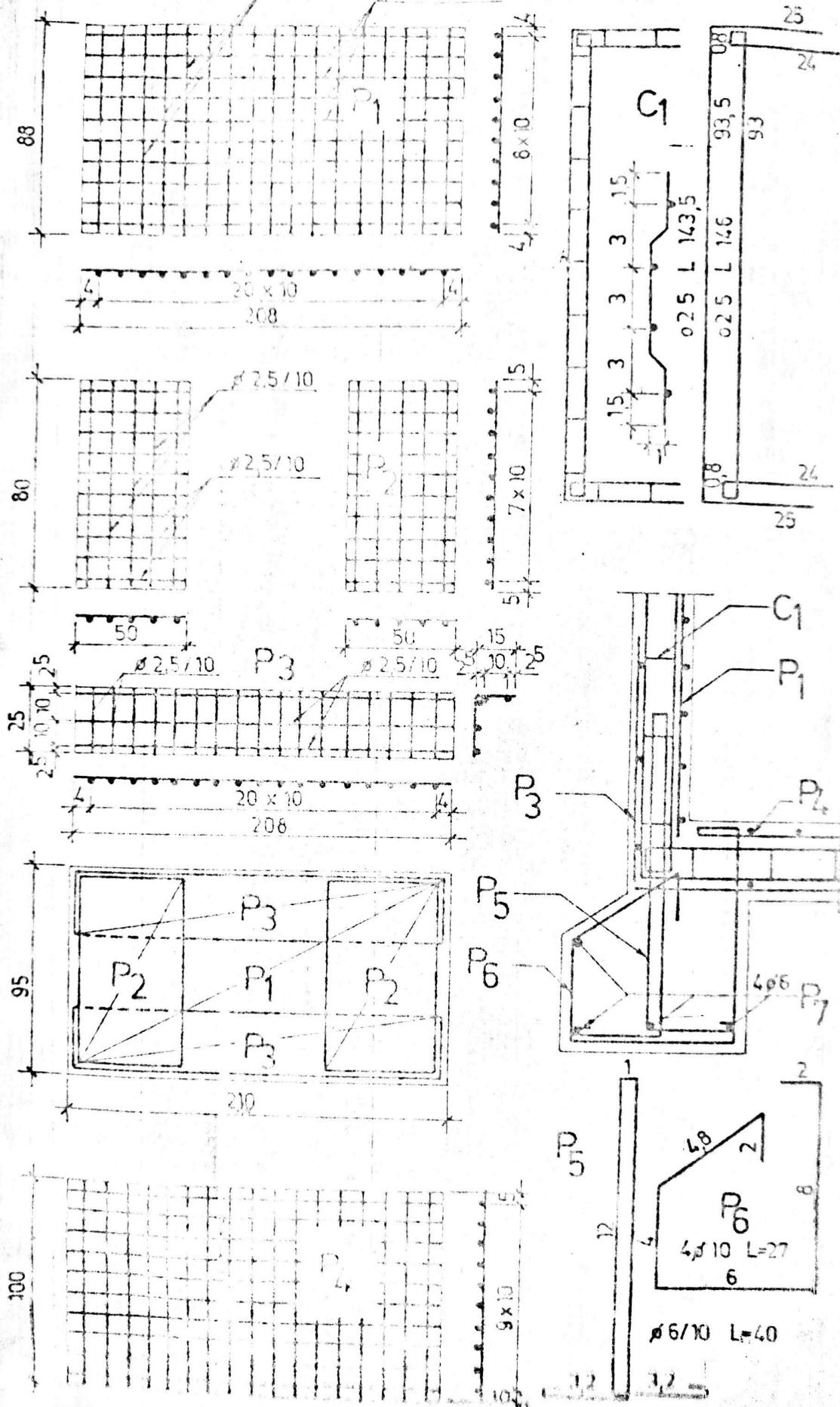


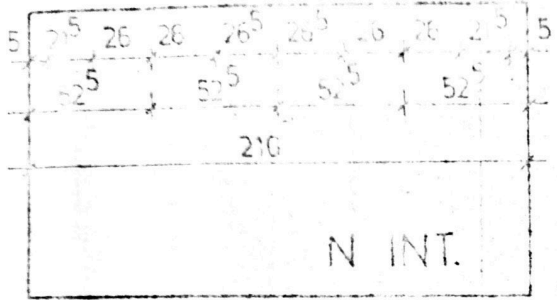
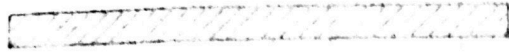
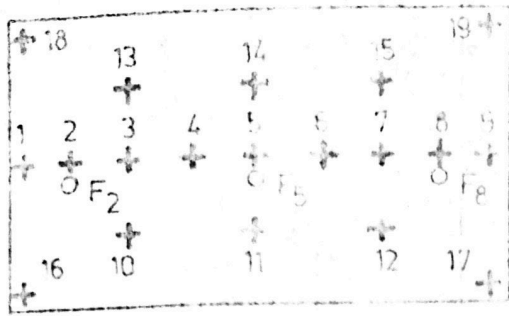
Fig. 3.93

INSTITUTUL POLITEHNIC  
DE CONSTRUCȚII  
BUCUREȘTI

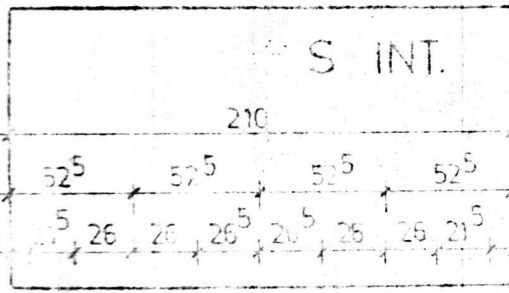




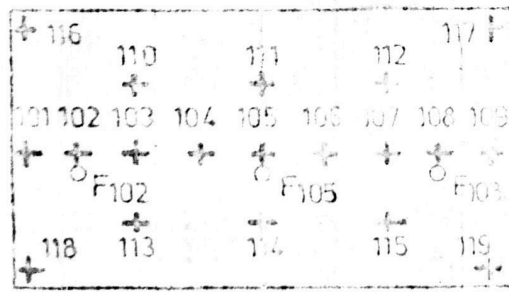
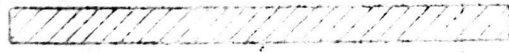
N EXT.



N INT.

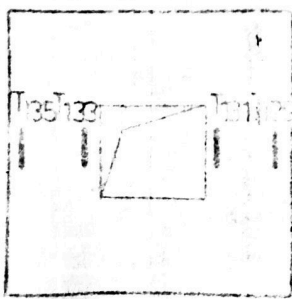


S INT.



S EXT.

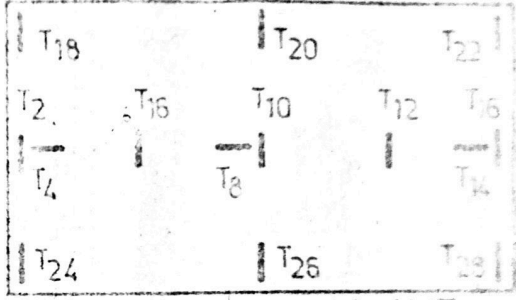
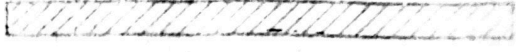
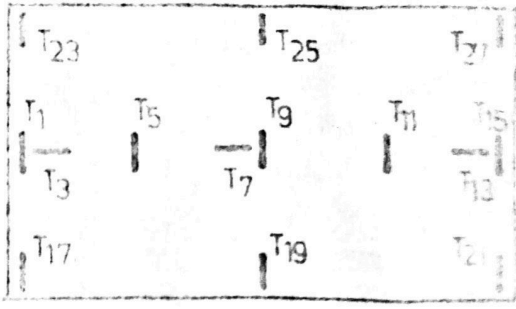
E EXT.



E INT.

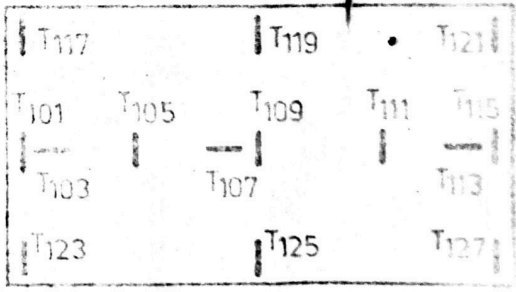
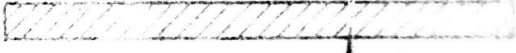
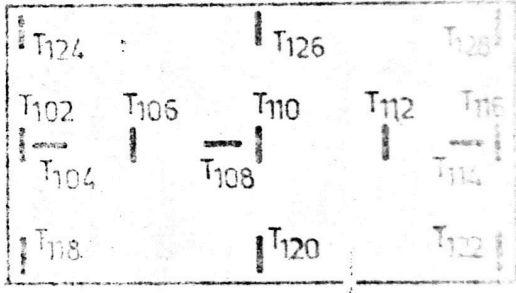


N EXT.



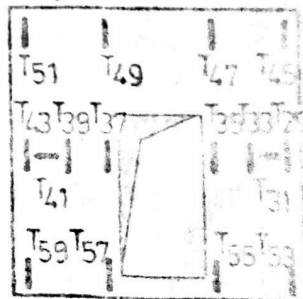
N INT.

S INT.



S EXT.

V





Tabelul 1

CARACTERISTICI	U M	ELEMENTE SERIA			
		ES-6	ES-7	ES-8	ES-9
Forța de tracțiune pe regul element	alini tf	780	250	230	170
	tf	280	312,5	230	170
Forța medie corespunzătoare peretei longitudinale	tf	780	188	230	170
Secțiune transversală a pereților	cm <sup>2</sup>	966	966	966	966
Echivalența betonului		200	44	230	170

Tabelul 3

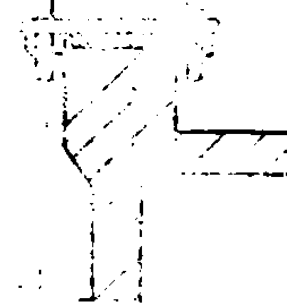
Cant	U M	SERIA		
		ES-7	ES-8	ES-9
$R_b$ [daN/cm <sup>2</sup> ]		100	402	100
$E_p$ [daN/cm <sup>2</sup> ]		300	330 000	300 000
$E_s$ [daN/cm <sup>2</sup> ]	200	100	238	175
$\sigma_p$ [daN/cm <sup>2</sup> ]		200	200	170
$\sigma_s$ [daN/cm <sup>2</sup> ]	100	200	0,28	0,28
$\sigma_s / R_b$		0,30	0,72	0,40
Rezerva post-tensionaj de capacitate portanță [%]	20	11	18	19
Coefficient de siguranță în flambaj $C_f = G + 1 / G^2$	1,4	7,6	9,3	6,5
$\sigma_{cr} / \sigma_{adm}^{1,4}$	22,5	14,9	19,3	10,5
Forma de necrositate [ ]				

$\sigma_{adm} = 20$  daN/cm<sup>2</sup> pentru betonul de calitate C20 pentru  $\rho = 2,5$   
 $\sigma_{adm} = 10$  daN/cm<sup>2</sup> pentru betonul de calitate C10 pentru  $\rho = 1,5$

ELEMENT  
E6 - E8



ELEMENT  
E9 - E9



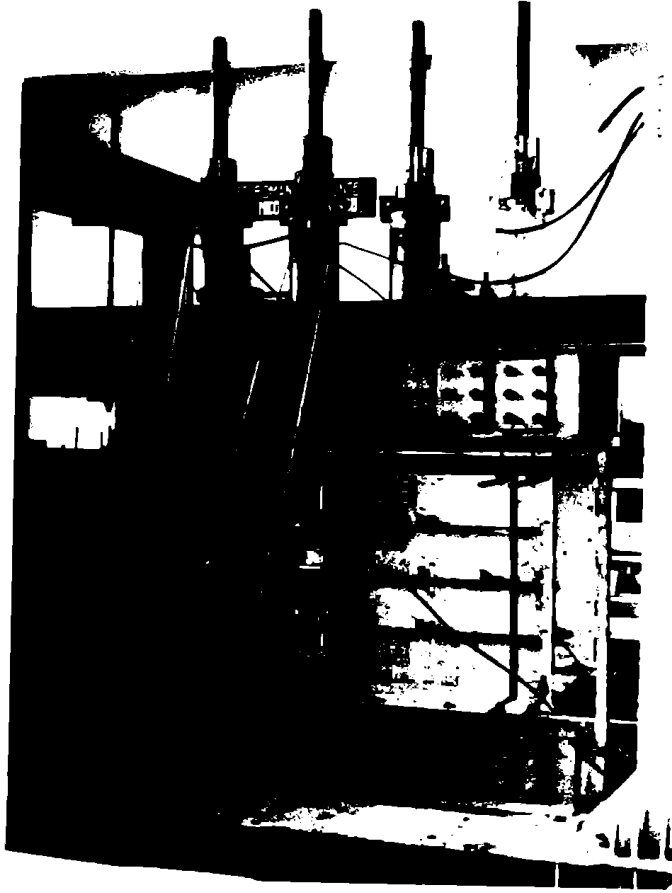


Fig. 3.66

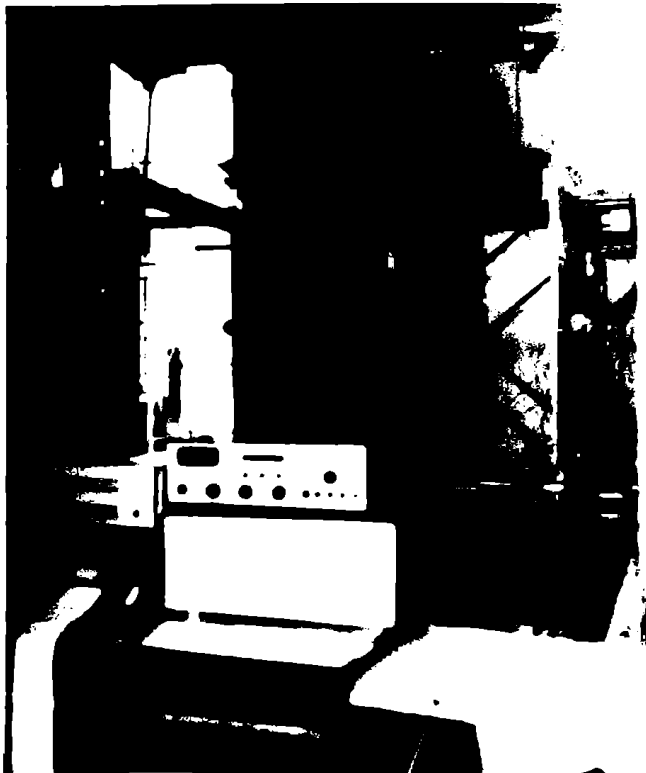
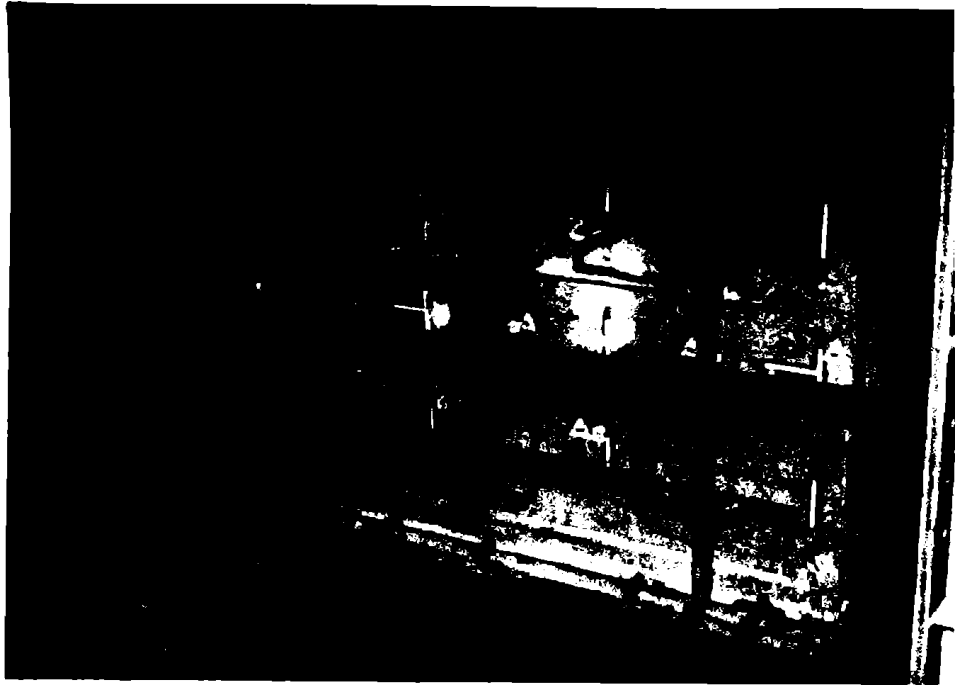


Fig. 3.67



Fig

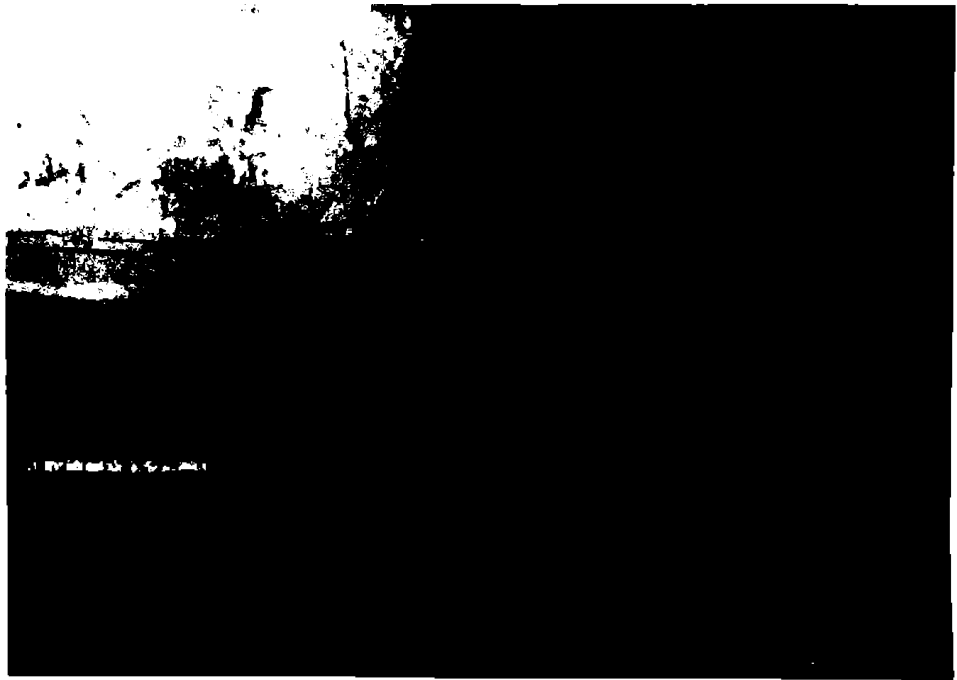




Fig. 3.71

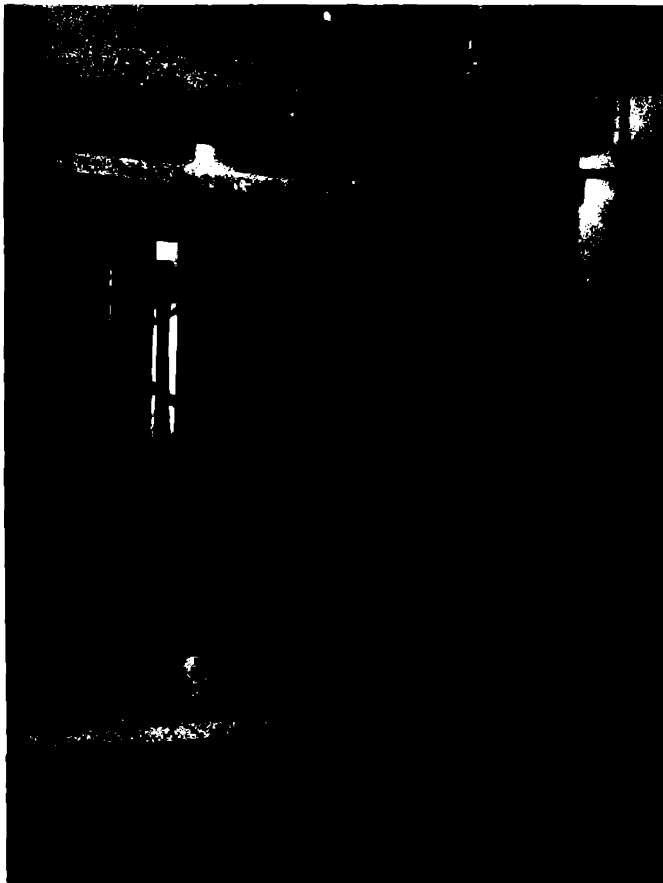


Fig. 3.72

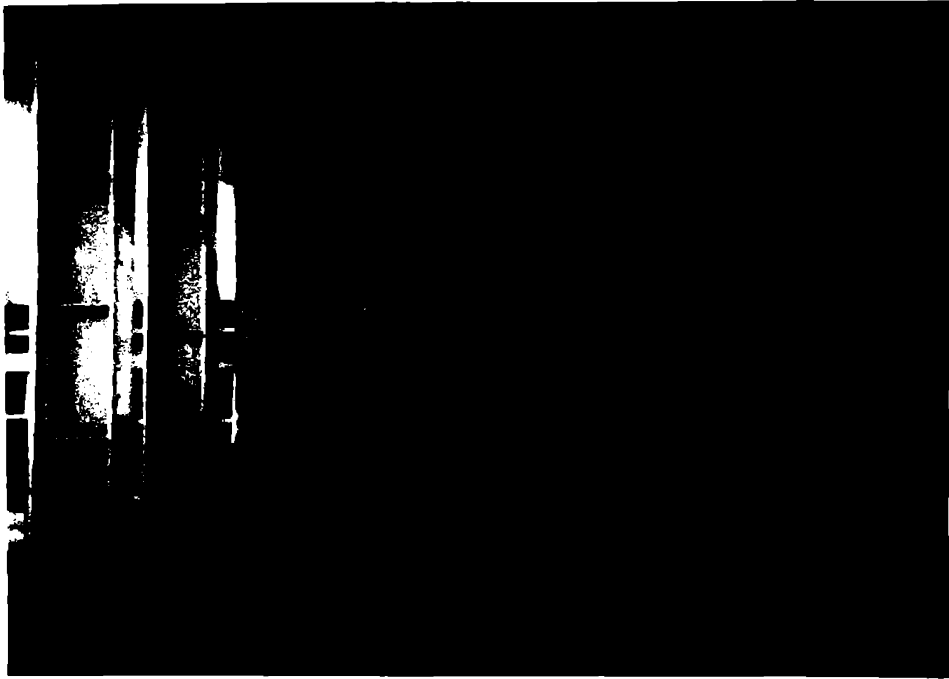


Fig.



Fig. 3.1



Fig. 3.75



Fig. 3.76

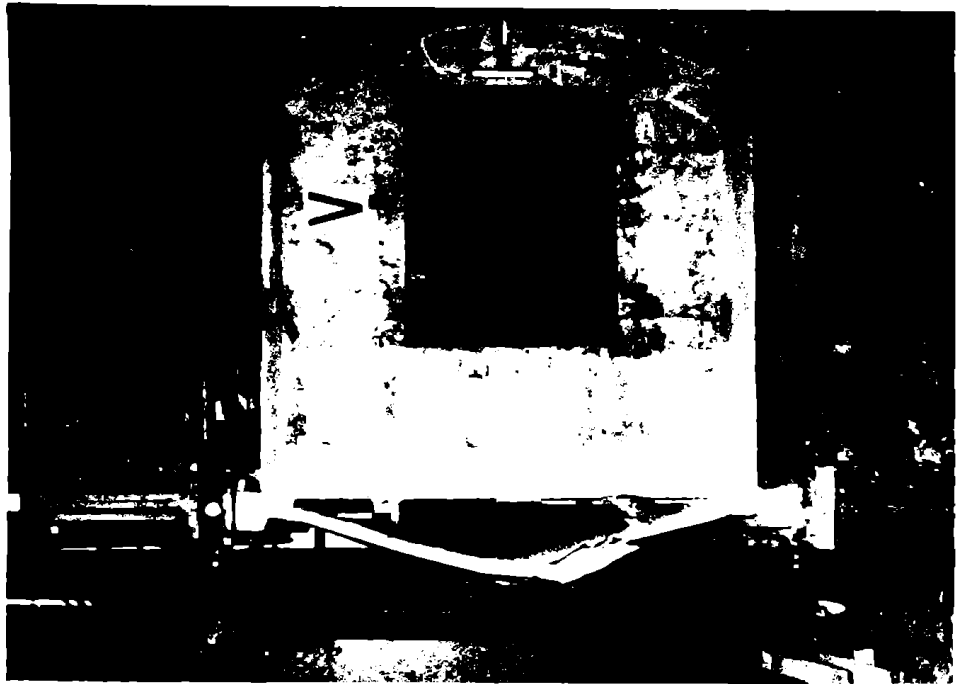




Fig 3.79



Fig 3.80



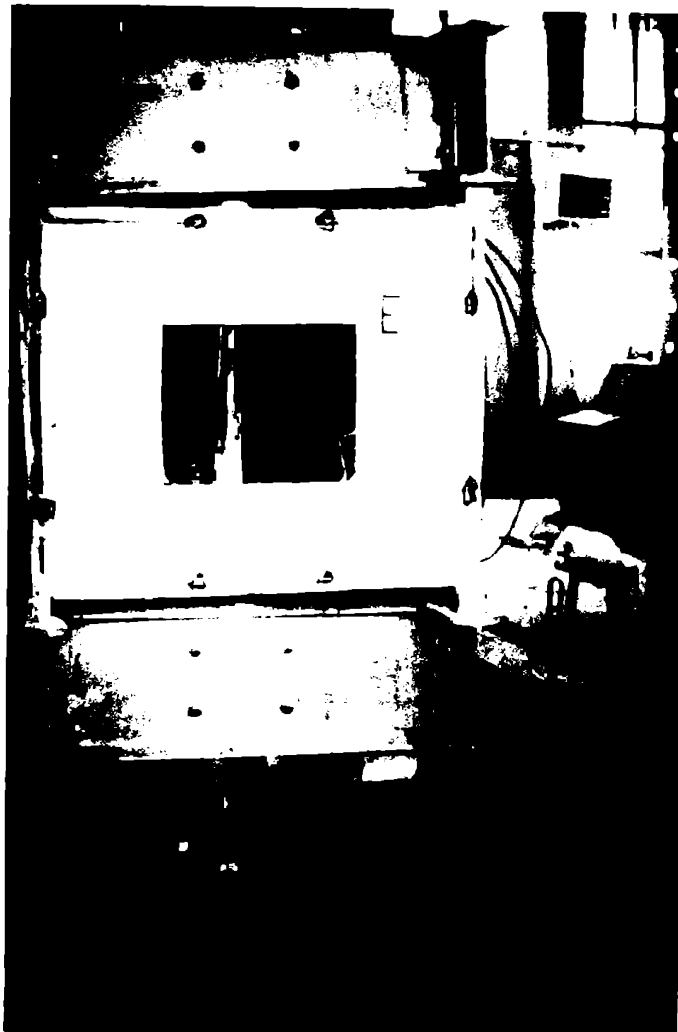
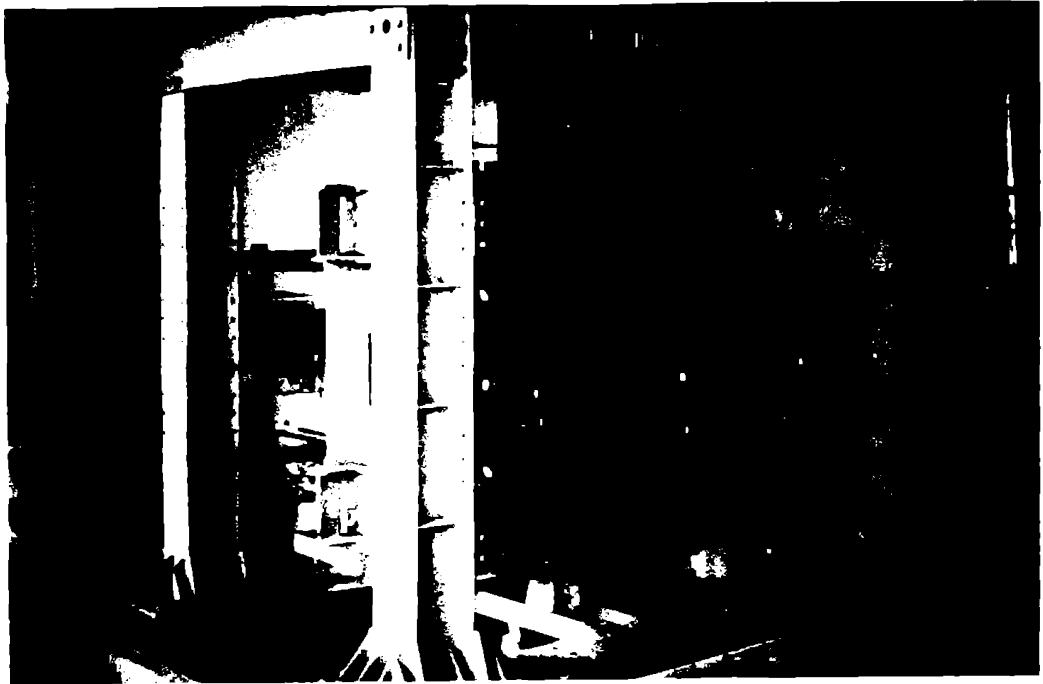


Fig. 365.

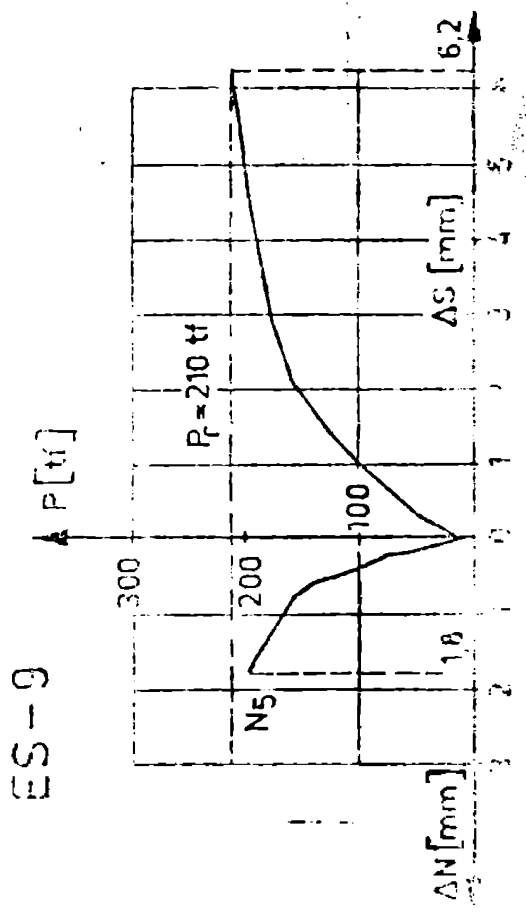
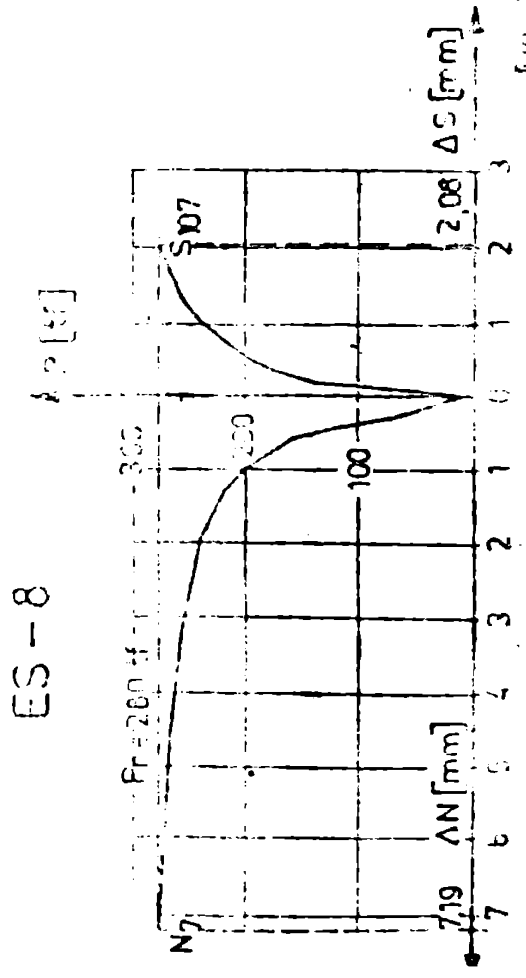
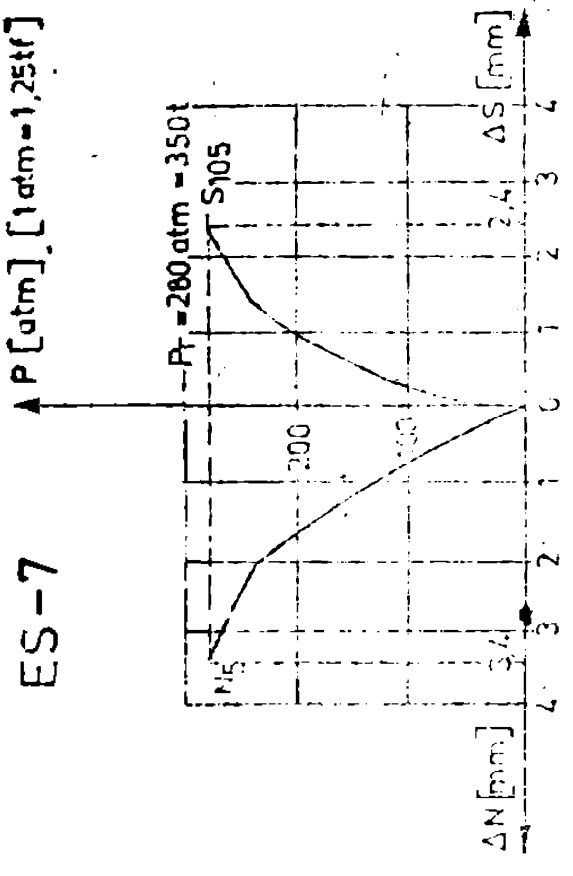
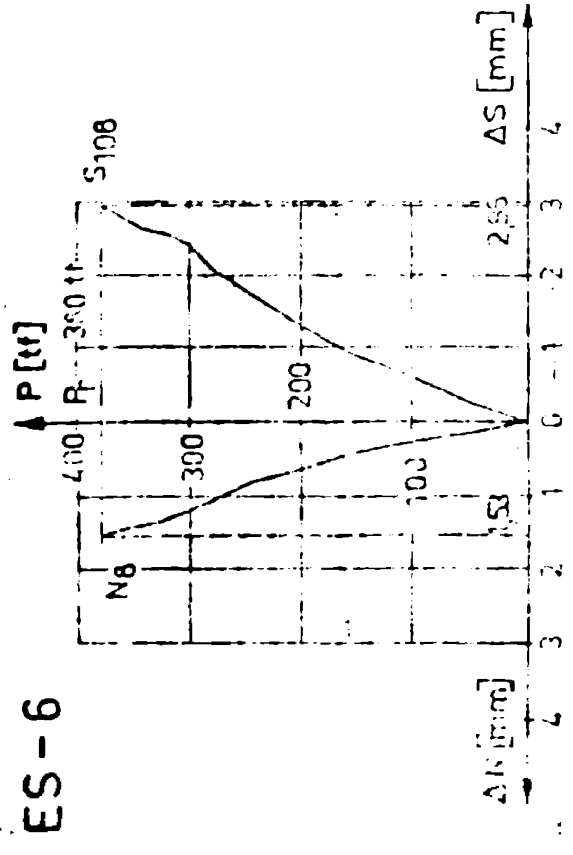


Fig. 3.51

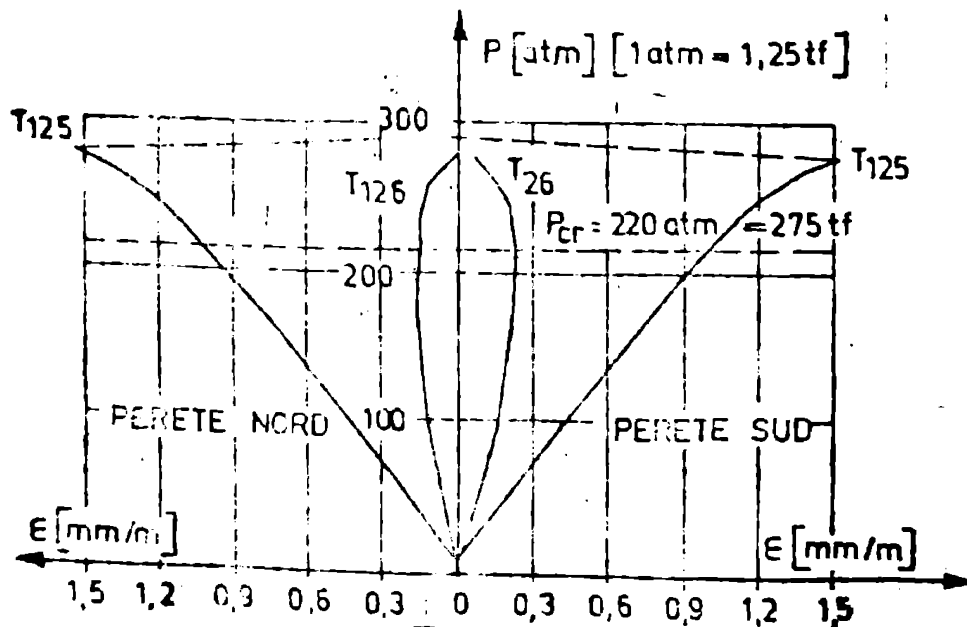
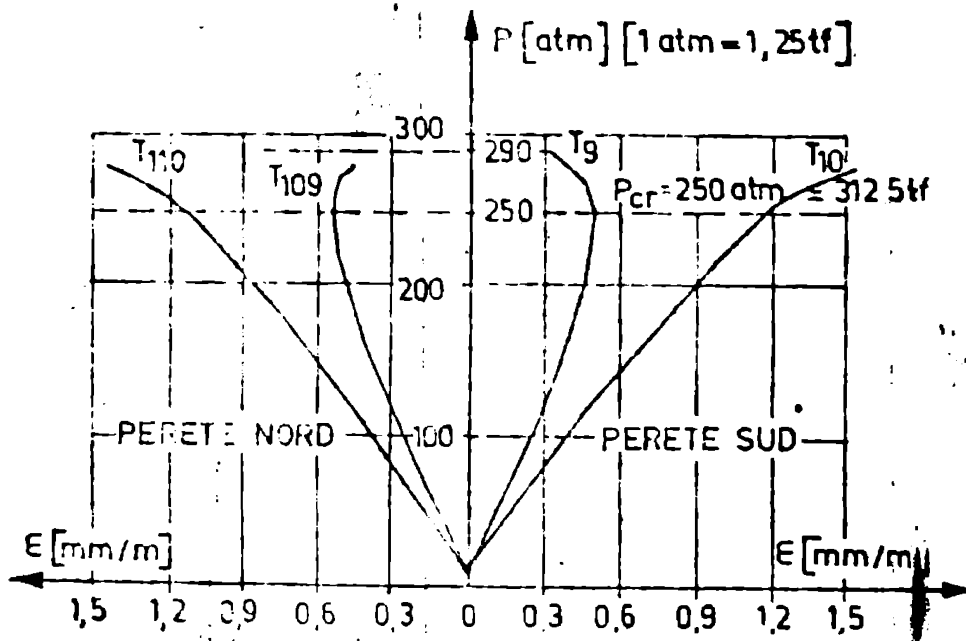
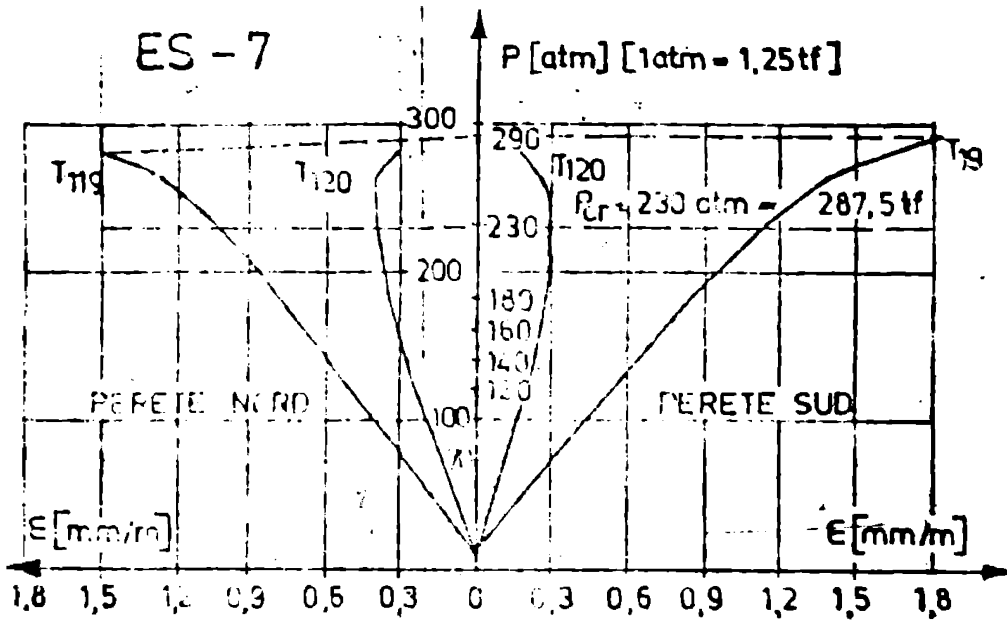
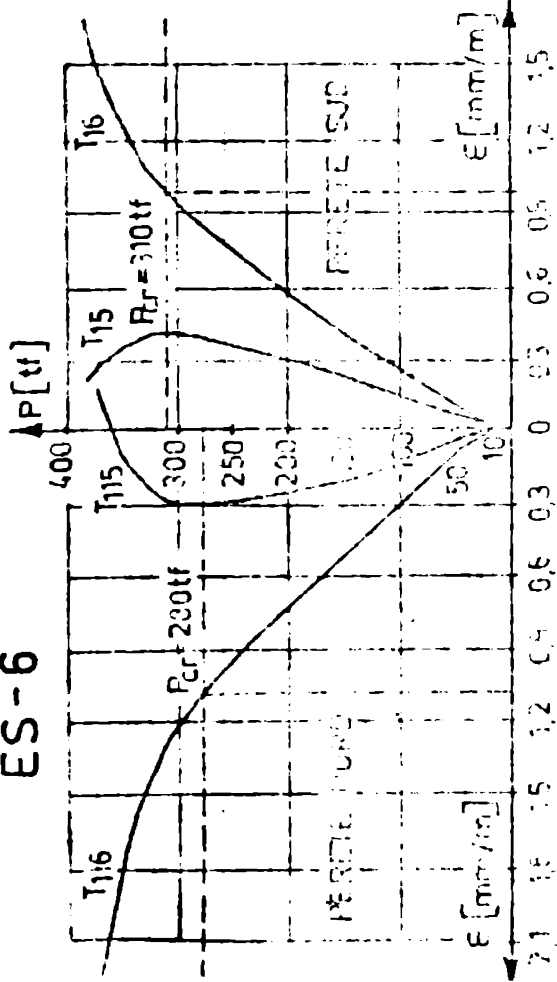
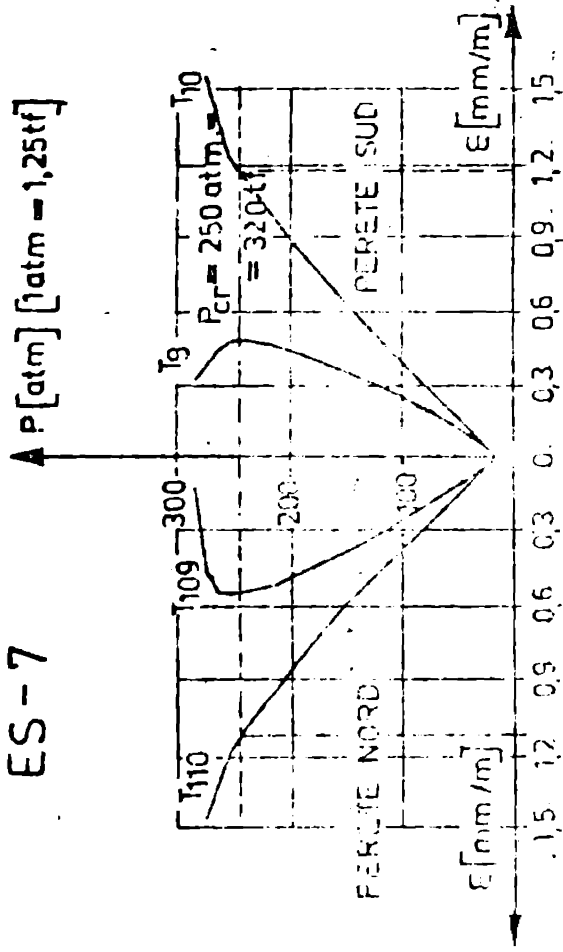


Fig. 3.82

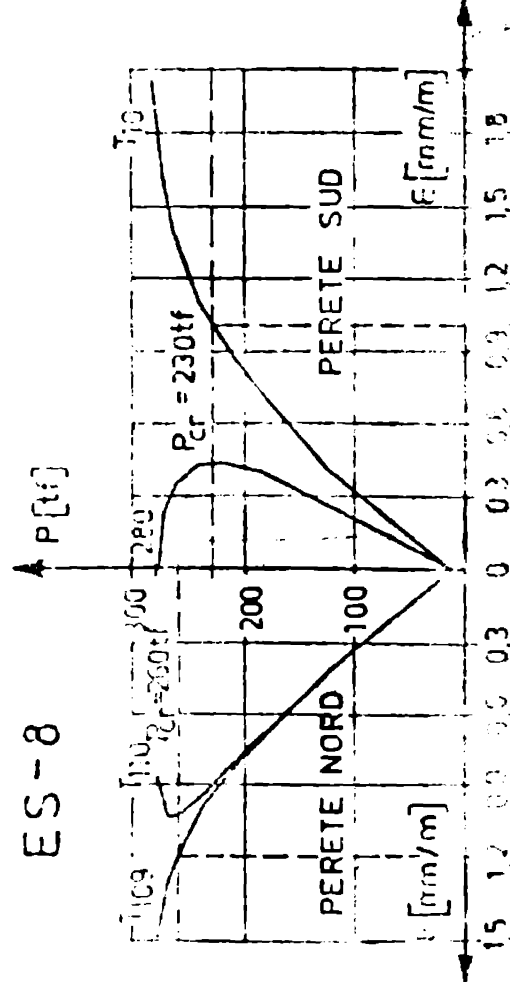
ES-6



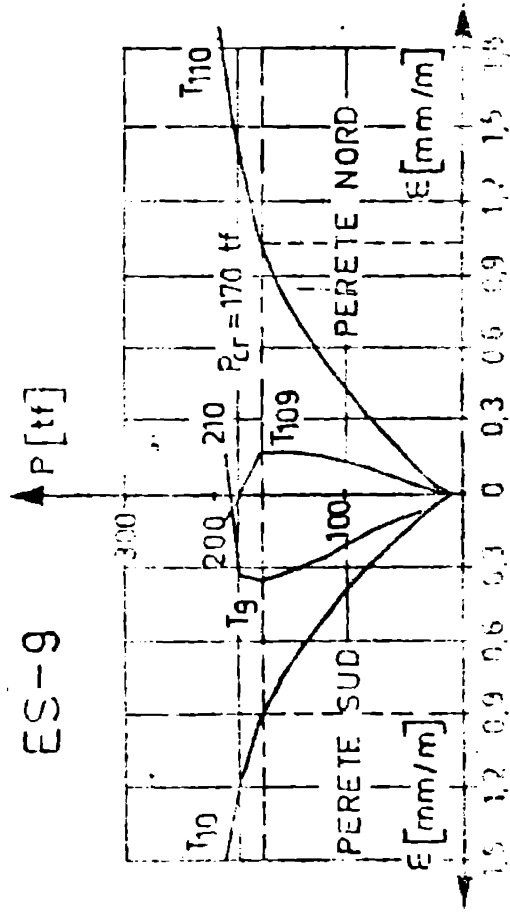
ES-7



ES-8



ES-9



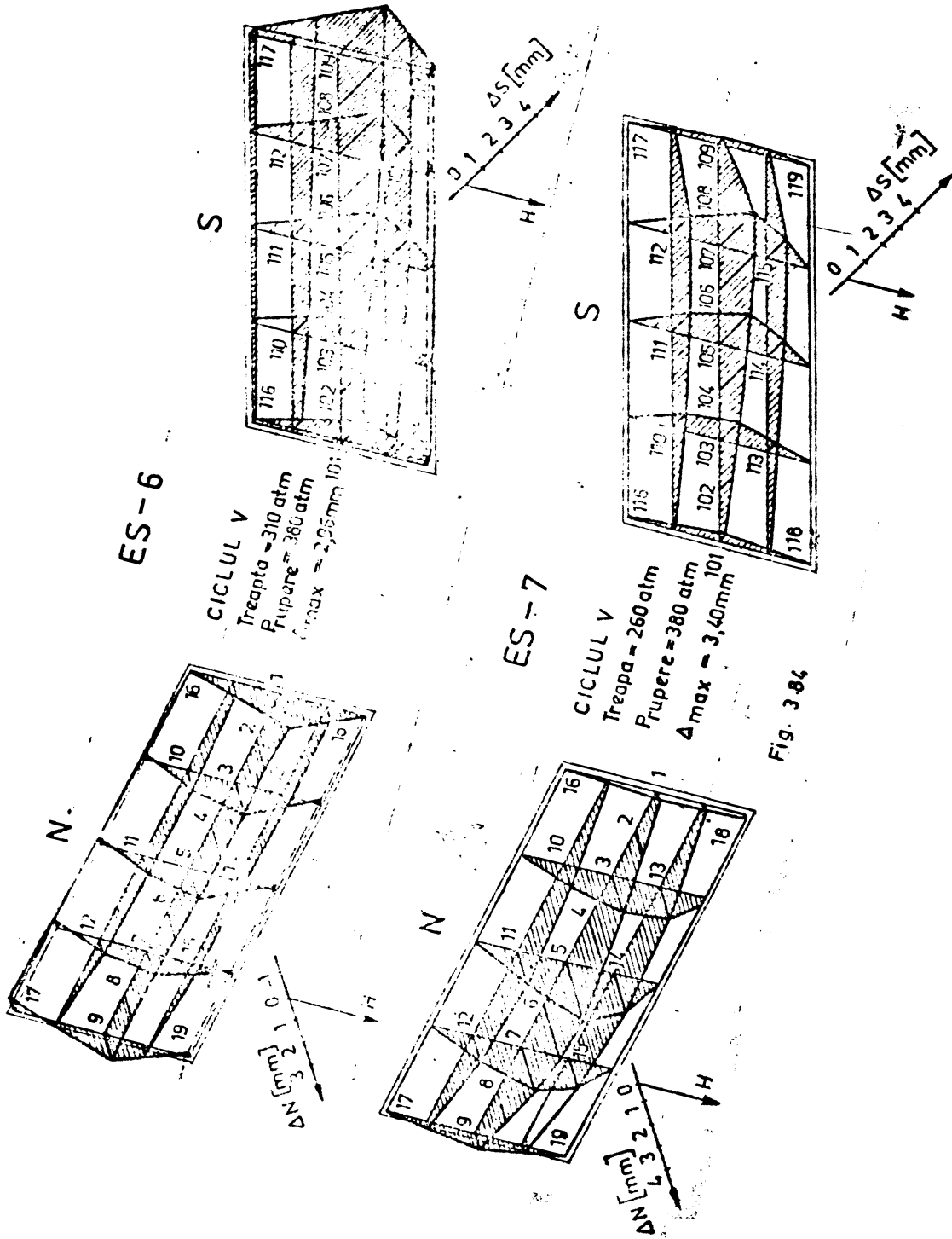


Fig. 3-84

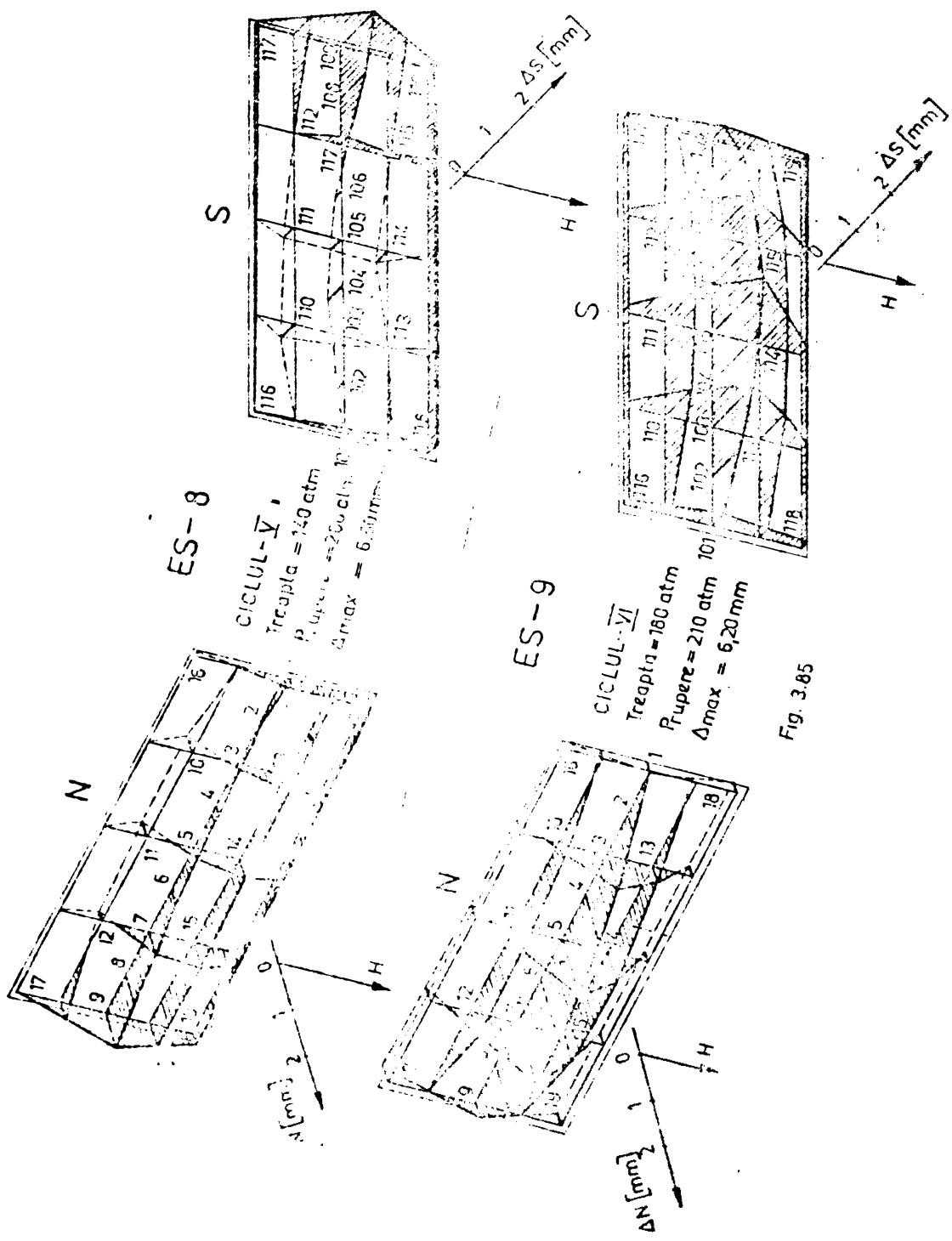
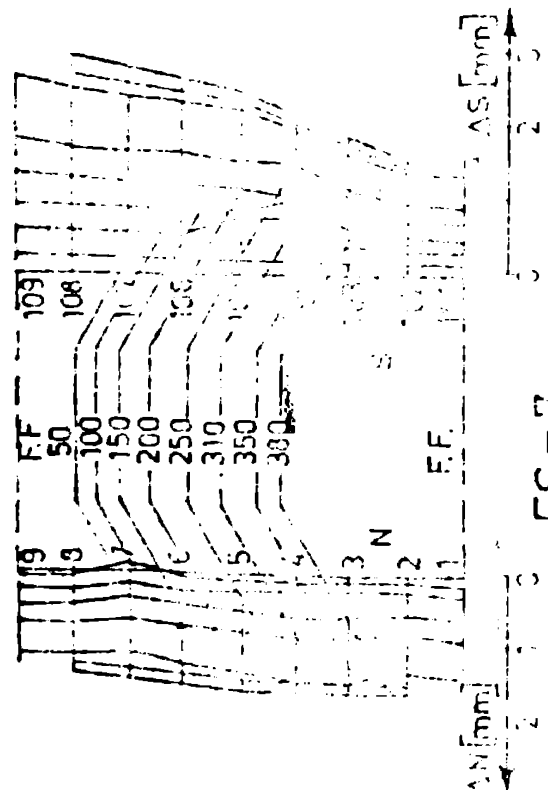
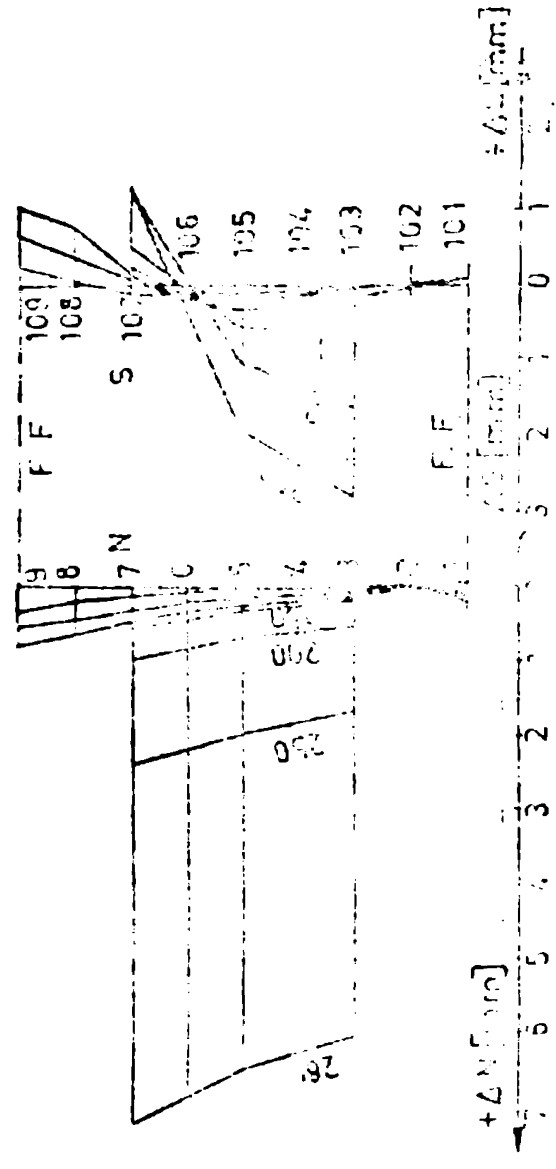


Fig. 3.85

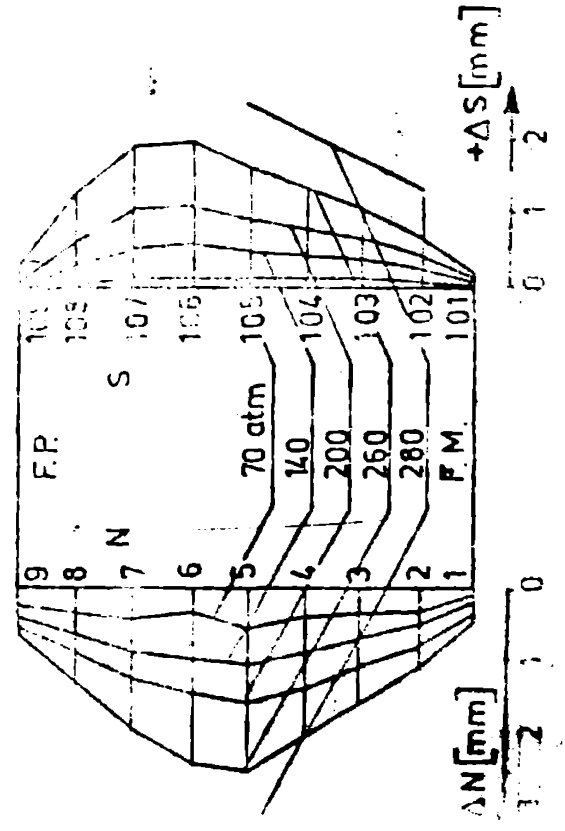
ES-6



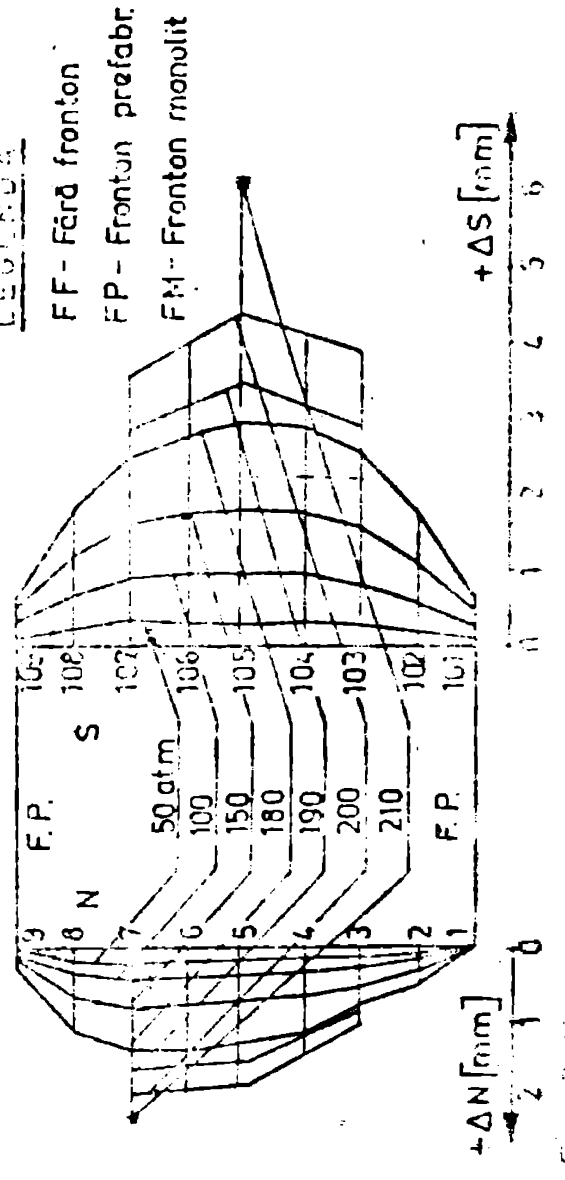
ES-8



ES-7



ES-9

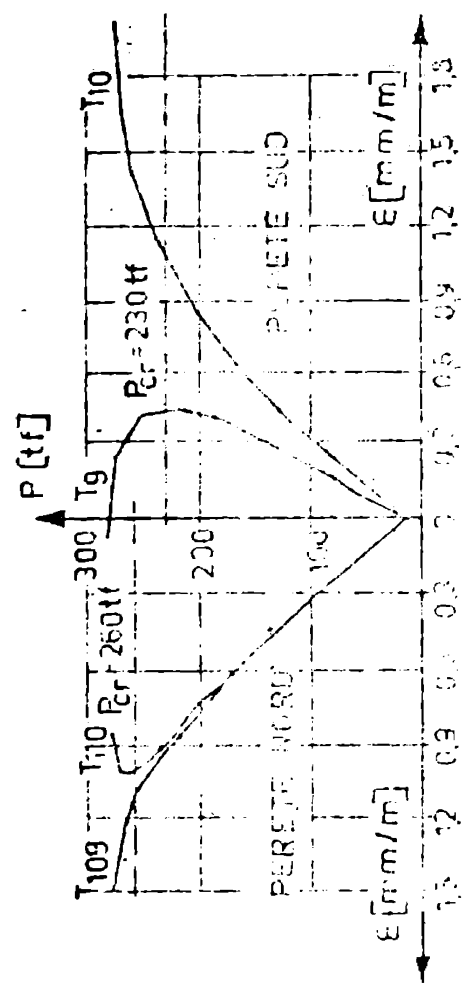


LEGENDA

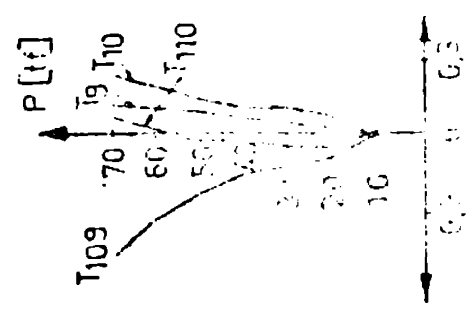
- FF - Ferd fronton
- FP - Fronton prefabr.
- FM - Fronton monolit

CICLUL- $\bar{V}$ -INCASTRAT

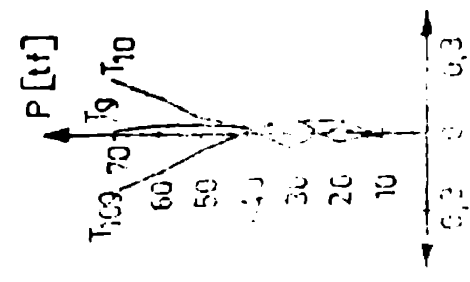
ES-8



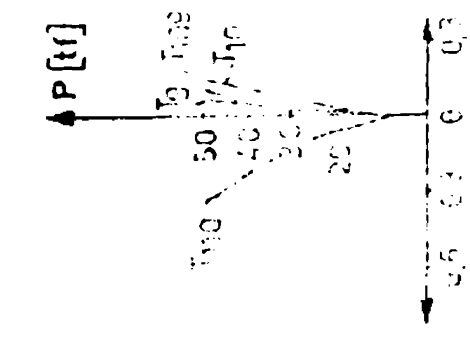
CICLUL-IV  
e = 8mm



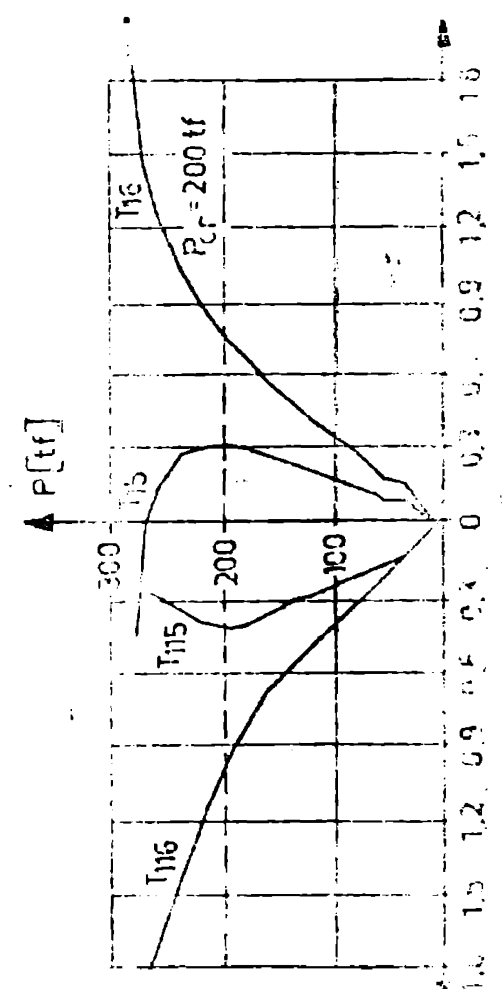
CICLUL-III  
e = 4mm



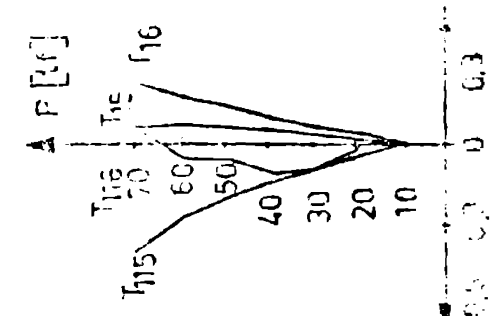
CICLUL-II  
e = 0



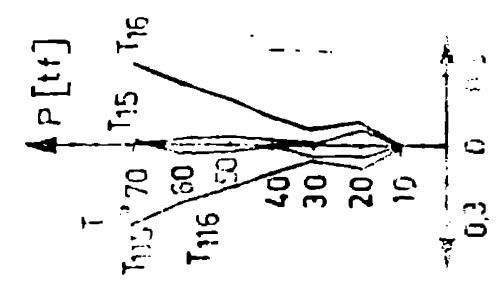
CICLUL- $\bar{V}$ -INCASTRAT



CICLUL-IV



CICLUL-III



CICLUL-II

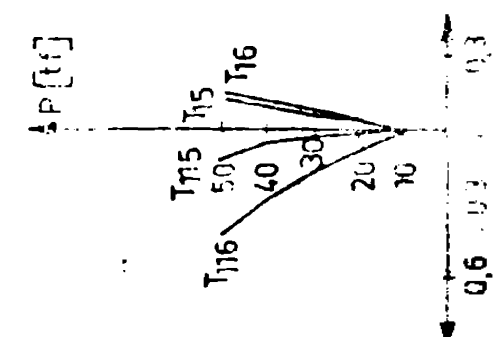
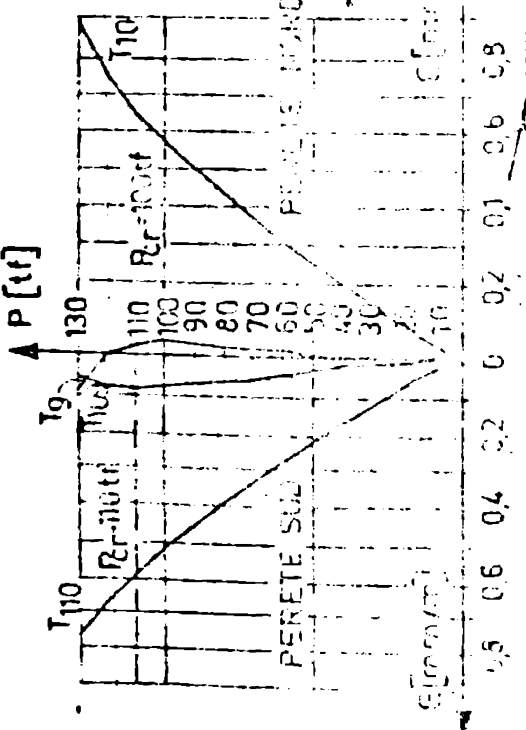


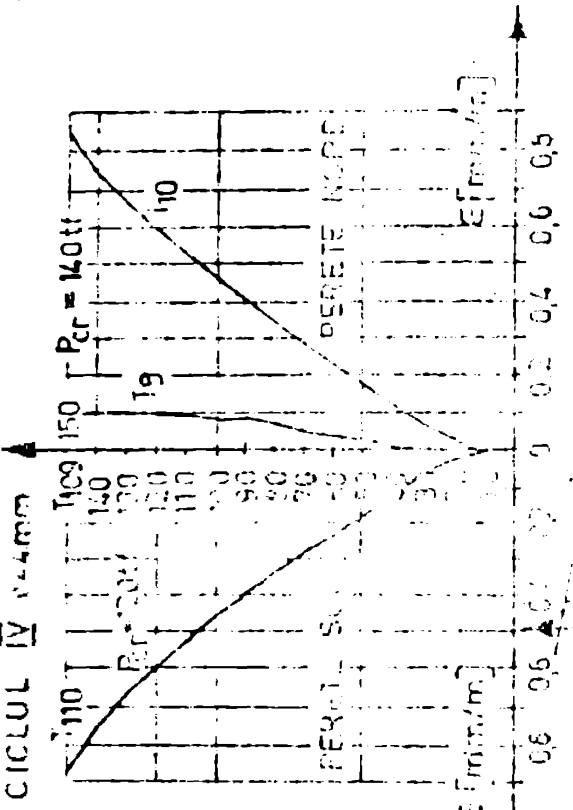
Fig. 2



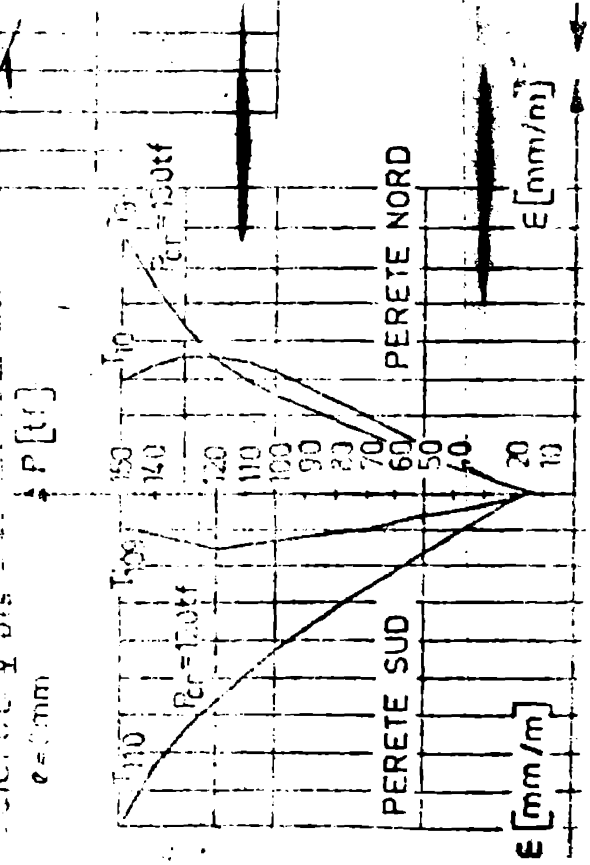
CICLUL III  $e=0$



ES-9



CICLUL V bis  $e=8mm$



CICLUL VI incastrat

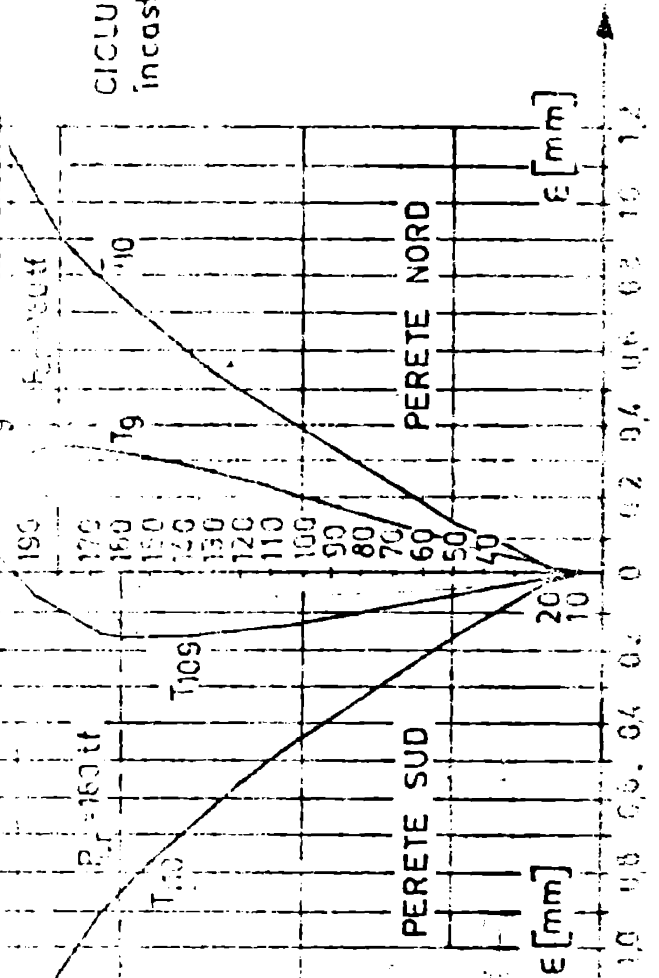




Tabela:

Măsură cultură	CARACTERISTICI	ELEMENTE SERIALE								
		ES-58		ES-59		ES-60		ES-61		
		Per	α	Per	α	Per	α	Per	α	
	Etanșă experimentală	—	—	130	—	120	—	173	—	
C.B. [149]	Rezervă incastată	Periză...	—	—	122	1,31	89	1,35	76	2,22
		— cu...	—	—	112	1,05	114	1,05	91	1,00
	Periză...	—	—	—	—	—	—	—	—	
	— cu...	—	—	91	—	90	2,00	51	1,00	
C.B. [149]	Rezervă incastată	Periză...	63	—	147	1,10	105	1,10	91	1,90
		— cu...	—	—	130	0,91	138	0,87	120	1,44
	Periză...	—	—	—	—	—	—	—	—	
	— cu...	—	—	105	—	73	1,52	61	2,82	
A.1 [146,184]	Rezervă cristalină	Periză...	—	—	120	—	—	—	—	
	Periză...	—	—	58	—	—	—	—	—	
A.1 [146,184]	Rezervă incastată	Periză...	—	—	145	1,1	—	—	—	
	Periză...	—	—	86	—	—	—	—	—	
B.1 [145,183]	Rezervă cristalină	Periză...	—	—	85	1,18	85	1,41	92	1,95
	— cu...	—	—	106	1,01	91	1,26	117	1,53	
B.1 [145,183]	Rezervă incastată	Periză...	—	—	113	1,1	102	1,17	117	1,45
	— cu...	—	—	121	1,25	115	1,04	127	1,35	
C.1 [144,182]	Rezervă incastată	Periză...	62	—	178	0,9	130	0,92	167	1,03
	Periză...	—	—	—	—	—	—	—	—	
D.1 [143,181]	Rezervă incastată	Periză...	—	—	70	1,25	67	1,79	70	2,47
	Periză...	—	—	33	—	25	4,80	32	5,40	
E.1 [142,180]	Rezervă incastată	Periză...	—	—	—	—	107	0,75	173	1,00
	Periză...	—	—	—	—	90	1,33	104	1,66	

Tabelul 3

CARACTERISTICILE		ELEMENTE SERIALE							
		ES-2		ES-3		ES-5		ES-8	
		$\beta_{cr}$	$\alpha$	$\beta_{cr}$	$\alpha$	$\beta_{cr}$	$\alpha$	$\beta_{cr}$	$\alpha$
Efortul experimental		173	173	173	173	173	173	173	173
Rezemerz articulată	Peretele mare cu $z = 0$	---	---	---	---	---	---	---	---
	cu $z = 1$	---	---	---	---	---	---	---	---
	Peretele mic cu $z = 0$	---	---	---	---	---	---	---	---
Rezemerz încastrată	Peretele mare cu $z = 0$	---	---	---	---	---	---	---	---
	cu $z = 1$	---	---	---	---	---	---	---	---
	Peretele mic cu $z = 0$	---	---	---	---	---	---	---	---
	cu $z = 1$	---	---	---	---	---	---	---	---
Rezemerz articulată	Peretele mare cu $z = 0$	---	---	---	---	---	---	---	---
	Peretele mic cu $z = 0$	---	---	---	---	---	---	---	---
Rezemerz	Peretele mare cu $z = 0$	---	---	---	---	---	---	---	---
	Peretele mic cu $z = 0$	---	---	---	---	---	---	---	---
Rezemerz articulată	Peretele mare cu $z = 0$	---	---	---	---	---	---	---	---
	cu $z = 1$	---	---	---	---	---	---	---	---
Rezemerz încastrată	Peretele mare cu $z = 0$	---	---	---	---	---	---	---	---
	cu $z = 1$	---	---	---	---	---	---	---	---
Rezemerz încastrată	Peretele mare cu $z = 0$	---	---	1,0	1,0	1,0	0,25	1,0	---
	Peretele mic cu $z = 0$	---	---	1,0	1,0	1,0	1,44	---	---
Rezemerz încastrată	Peretele mare cu $z = 0$	---	---	1,0	1,0	1,0	70	2,47	---
	Peretele mic cu $z = 0$	---	---	1,0	1,0	1,0	32	5,0	---
Rezemerz încastrată	Peretele mare cu $z = 0$	---	---	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
	Peretele mic cu $z = 0$	---	---	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0

Tabloul 3.5

CARACTERISTICI	Unitate	ELEMENT SERIA „B”				
		E-1	E-2	E-3	E-4	E-5
Presiune critică pe longitudinal elementul	MPa	260	210	180	180	150
Presiune critică corespunzătoare la presiuni intermedii	MPa	160	210	320	160	150
Presiune critică corespunzătoare la presiuni intermedii	MPa	190	154	134	180	150
Presiune critică corespunzătoare la presiuni intermedii	MPa	100	134	104	104	100
Presiune critică corespunzătoare la presiuni intermedii	MPa	160	143	124	173	130

Tabloul 3.5

CARACTERISTICI	Unitate	ELEMENT SERIA „B”				
		E-1	E-2	E-3	E-4	E-5
$R_b$ [daN/cm <sup>2</sup> ]	300	215	430	375	335	
$R_b$ [daN/cm <sup>2</sup> ]	30000	215000	345000	300000	325000	
$\sigma_c$ [daN/cm <sup>2</sup> ]	14	148	224	173	152	
$\sigma_c$ [daN/cm <sup>2</sup> ]	19	204	300	209	182	
$\sigma_c / R_b$	0,12	0,54	0,52	0,46	0,35	
$\sigma_c / R_b$	0,1	0,54	0,70	0,72	0,48	
Rezerva postcritică de opacitate, %	13	38	31	55	33	
Coefficient de rezistență la flăcări $cf = G_{adm} / G_{calc}$	1,2	5,3	8,8	6,8	5,2	
$G_{adm}$	11	17,2	13,3	10,2		
Presiune critică intermedii	100	134	94	86	39	

Tabloul 3.7

Tipul de solicitare	CARACTERISTICI		GRUPUL DE DATE 1000 A					
	Tipul de solicitare	Tipul de solicitare	1	2	3	4	5	6
			$\sigma_{cr}$	$\sigma_{cr}$	$\sigma_{cr}$	$\sigma_{cr}$	$\sigma_{cr}$	$\sigma_{cr}$
	Efortul experimental critic		100	100	100	100	100	100
1	Rezistență articulată	Excentricitate $\beta = 0$	100	100	100	100	100	100
	Rezistență încastrată elastică	Excentricitate $\beta = 0$	100	100	100	100	100	100
2	Rezistență articulată	Excentricitate $\beta = 0$	100	100	100	100	100	100
	Rezistență încastrată elastică	Excentricitate $\beta = 0$	100	100	100	100	100	100
3	Rezistență articulată cu efort axial	Excentricitate $\beta = 0$	100	100	100	100	100	100
	Rezistență articulată cu efort normal	Excentricitate $\beta = 0$	100	100	100	100	100	100
4	Rezistență articulată	Excentricitate $\beta = 0$	100	100	100	100	100	100
	Rezistență articulată cu efort normal	Excentricitate $\beta = 0$	100	100	100	100	100	100

Tabelul 3.12

Metoda de calcul	CARACTERISTICI		Elemente experimentale seria „C							
			ES - 6		ES - 7		ES - 8		ES - 9	
			$\bar{\sigma}_{cr}$	$\alpha$	$\bar{\sigma}_{cr}$	$\alpha$	$\bar{\sigma}_{cr}$	$\alpha$	$\bar{\sigma}_{cr}$	$\alpha$
Tipul de rezemare	Concentricitate	200	-	185	-	238	-	173	-	
SWARTZ [123]	Rezemare articulată	$\bar{\nu} = 0$	95	3,0	92	2,1	96	2,43	57	3,0
	Rezemare încastrată elastică	$\bar{\nu} = 0$	109	1,48	150	1,21	-	-	97	1,1
LUGER [83, 85]	Rezemare articulată	$\bar{\nu} = 0$	119	2,43	113	1,64	120	1,98	87	3,0
		$\bar{\nu} = 0,0782$	85	3,41	87	2,37	77	3,08	55	3,0
	Încăstrare elastică	$\bar{\nu} = 0$	231	1,21	191	1,81	244	0,98	134	1,1
		$\bar{\nu} = 0,0782$	170	1,00	150	1,21	170	1,41	111	1,1
	Efect de curbură conform CEN [149]	$\bar{\nu} = 0$	110	1,70	130	1,48	173	1,37	117	1,50
		$\bar{\nu} = 0,0782$	112	2,59	96	2,02	113	2,11	77	2,19
	Încăstrare elastică conform DIN [145, 147]	$\bar{\nu} = 0$	170	1,70	163	1,19	173	1,37	119	1,45
		$\bar{\nu} = 0,0782$	112	2,59	121	1,60	113	2,11	73	2,19

## CAP. 4. - CALCULUL ELEMENTELOR LA INSTABILITATE

### 4.1. Formularea problemei stabilității:

Calculul de ordinul I aproximează mai corect distribuția eforturilor în structurile svelte față de cel de ordinul 0.

În cazul elementelor svelte supuse la compresiuni mari acest calcul devine obligatoriu pentru studiul stabilității forței acționare.

În această categorie se înadrează și pereții portanți ai elementelor prefabricate spațiale.

Modelarea cea mai simplă a problemei de instabilitate se bazează pe teoria de ordinul I liniarizată, conducând la problema bifurcării echilibrului. Admițând liniaritatea aspectului geometric, se neglijează deformațiile transversale  $\delta^*$  ale elementelor structurale până la atingerea valorii critice  $P_{cr}$  înălțării de compresiune ( fig.4.1 ).

Fig.4.1

În metoda elementelor finite, calculul geometric neliniar generează sisteme de ecuații neliniare. Pentru rezolverea acestora se recurge la liniarizare prin metoda secantelor sau prin metoda tangentelor. În concordanță cu acestea se definesc matricea secantă a rigidităților, respectiv matricea tangentă a rigidităților. Lucrarea [15] prezintă aceste metode precum și aplicațiile de determinare a matricilor de rigiditate.

Matricea rigidităților:

$$K = K_1 + K_2 + K_0 \quad (4.1.)$$

se compune din :

$K_1$  - matricea rigidităților în calculul de ordinul I ;

$K_2$  - matricea deplasărilor inițiale  $K_2(\delta)$  ;

$K_0$  - matricea rigidităților geometrice  $K_0(\delta)$  .

Dași se admite liniaritatea aspectului geometric până în momentul pierderii stabilității, se neglijează matricea  $K_2$  din expresia lui  $K$ . În acest fel se ajunge la o problemă de valori proprii.

Ținând seama de proporționalitatea matricii rigidităților geometrice  $K_0$  cu eforturile, respectiv cu înălțările, se poate scrie :

$$P_{cr} = \lambda_{cr} \cdot P \quad (4.2.)$$



$$\text{și} \quad K_{C,ex} = \lambda_{ex} \cdot K_0 \quad (4.3)$$

$$\text{deci:} \quad K_{ex} = K_L + \lambda_{ex} \cdot K_0 \quad (4.4)$$

În momentul pierderii stabilității,  $K$  nu mai este pozitiv definită, ci semidefinită, deci:

$$\det (K_L + \lambda_{ex} \cdot K_0) = 0 \quad (4.5)$$

Cea mai mică valoare  $\lambda_{ex}$  ce satisface ecuația algebraică este factorul obținut pentru calculul încălzirii critice cu formula 4.2. În acest mod se obțin punctele de bifurcare a din fig. 4.1, fără prezicerea comportării postcritice.

Fig. 4.1.

#### 4.2. Calculul de stabilitate prin metoda elementelor finite.

Plăcile plane se caracterizează printr-o comportare în concordanță cu curbile din fig. 4.1. Schelașile pentru calculul de ordinul II și de stabilitate în metoda elementelor finite se obțin prin particularizarea relațiilor de mai sus.

În lucrarea [25] sînt prezentate matricile rigidităților geometrice  $K_0$  pentru elementul finit dreptunghiular și triunghiular. Aceste matrici depind de eforturile plăcii în situația fără deplasări transversale.

Etapele calculului de stabilitate prin metoda elementelor finite sînt următoarele:

- prezicerea caracteristicilor geometrice, mecanice și elastice ale plăcii încălzite;
- discretizarea plăcii în elemente finite;
- determinarea eforturilor concomitente stării plane de tensiune;
- alcătuirea matricii rigidităților geometrice,  $K_0$ ;
- alcătuirea matricii rigidităților la încălzire,  $K_L$ ;
- determinarea valorilor proprii ale perechilor de matrici  $K_L - K_0$ .

Cea mai mică valoare proprie afliată servește la determinarea temperaturii critice, respectiv a forței critice.

Avantajul utilizării metodei elementelor finite constă în posibilitatea modelării mai multor tipuri de rezemări ale plăcii peretelui. Astfel, laturile orientate pot fi considerate articulate (fără legătură rigidă cu planșele), sau încastrate (cu diferite grade de încetare).

La asemenea pot fi luate in considerare, arăstările al-  
tăzii în funcție de modul de rezemare a laturilor verticale :

- cu ambele laturi verticale libere ;
- cu ambele laturi verticale rezemate articulat ;
- cu o latură verticală rezemat, articulat și una înca-  
strată perfect ;
- cu o latură verticală rezemata articulat și una înca-  
strată parțial.

Gradul de încadrare a peretelui în planșe s-a luat în  
considerare prin intermediul coeficientului  $\eta$  care reprezintă  
raportul între rigiditatea planșului și cea a peretelui, în con-  
formitate cu relație :

$$\eta = \frac{I_p}{I} \left( \frac{h_p}{h} \right)^3 \quad (4.6)$$

în care :

- $\eta$  - reprezintă raportul rigidității planșului și a pe-  
retelui ;
- $I$  - înălțimea peretelui ;
- $I_p$  - înălțimea planșelor ;
- $h_p$  - grosimea medie a planșelor ;
- $h$  - grosimea echivalentă a peretelui.

datele din relația ( 4.6) sînt în conformitate cu pre-  
scrierile din fig. 4.2.

Fig.4.2.

Un alt avantaj al metodei preconizate constă în ceea ce  
se pot studia și cazuri în care încălzirea nu este uniformă dis-  
tribuită în lungul laturii încălzite.

Calculul stabilității pereților elementelor spațiale prin  
metoda elementelor finite s-a făcut cu ajutorul programului de  
calcul stabilită [150].

În vederea efectuării calculului, pereții s-a fost discre-  
tizat în elemente finite, așa cum este reprezentat în fig.4.3),  
pentru cele două tipuri de încălziri :

- încălzire uniform distribuită ;
- încălzire distribuită triunghiular.

Fig.4.3.

S-au luat în considerare numai cazuri de rezemare pe di-  
recția laturilor orizontale, corepunzătoare valorilor lui  $\eta$

prezentate în tabelul 4.1.

Tabelul 4.1

coeficienți $\eta$								
0	0,25	0,50	0,75	1,00	2,00	3,00	4,00	100,00
articulat	încadrat elastic							încadrat perfect

în ce privește modul de rezemare al laturilor verticale au fost considerate următoarele cazuri :

Tabelul 4.2a

Tipul de rezemare	Gradul de încadrare			
	-	0	3	100
	liber	articulat	încadrat parțial	încadrat perfect

În calculul cu rezultat coeficienții de multiplicare a încărcării pentru obținerea forței critice de flambaj, coeficienți trecuți în tabelul 4.3 în funcție de tipul încadrării (uniform distribuită sau distribuită triunghiulară), de modul de rezemare al laturilor verticale și de gradul de încadrare în plamper.

$\eta$	încadrare uniform distribuită				încadrare distribuită triunghiulară
	liber-liber	articulat-articulat	articulat-încadrat parțial	articulat-încadrat perfect	
0	1,05365	1,49535	1,58523	1,59822	2,73429
0,25	2,03097	2,46336	2,55344	2,56583	4,31462
0,50	2,59276	3,01281	3,10124	3,11290	5,16182
0,75	2,94228	3,35190	3,43847	3,44978	5,66722
1,00	3,17598	3,57739	3,66250	3,67410	5,99459
2,00	3,63426	4,01696	4,09782	4,10838	6,61688
3,00	3,82244	4,19696	4,27598	4,28657	6,86520
4,00	3,92446	4,29400	4,37149	4,38200	6,99710
100,0	4,24747	4,60151	4,67519	4,68494	7,40028

În analiza valorilor acestor coeficienți rezultă că influența condițiilor de rezemare ale laturilor verticale asupra valorii forței critice de flambaj se manifestă doar la trecerea de la liber la rezemarea articulată-încadrare par-

șiala sau perfectă a uneia din laturile verticale nu aduce un spor semnificativ.

La asemenea se remarcă majorarea coeficienților în cazul încălzirii triunghiulare. În aceste considerații, s-au extras pentru calcule numai valorile corespunzătoare rezemărilor articulate pentru ambele tipuri de încălzire. Recurgând în calcule întreprinse valorile coeficienților raportați la cazul  $\eta = 0$ , în tabelul 4.4 s-au introdus valorile acestor rapoarte  $k$ .

**Tabelul 4.4**

$\eta$	Încălzirea uniformă distribuită $k_d$	Încălzirea distribuită triunghiulară $k_t$
0	1,00000	1,00000
0,25	1,64734	1,57796
0,50	2,01479	1,88780
0,75	2,24154	2,07264
1,00	2,39234	2,19237
2,00	2,68630	2,41996
3,00	2,80667	2,51074
4,00	2,87156	2,55901
100,0	3,07721	2,70939

Pentru încălziri distribuite trapezoidale, coeficientul  $k_{tr}$  se evaluează ca o medie ponderată, conform relației :

$$k_{tr} = \frac{P_t}{P_t + P_d} \cdot k_t + \frac{P_d}{P_t + P_d} \cdot k_d \quad (4.7)$$

în care :

$k_t$  - este raportul  $k$  pentru încălziri triunghiulare, tabel 4.4.

$k_d$  - reprezintă raportul  $k$  pentru încălzire dreptunghiulară

$P_t + P_d$  - intensitățile încălzirii conform fig. 4.4

**Fig. 4.4.**

**4.3. Studiul evaluării experimentale în calculul la compresia cu flambaj**

**4.3.1. Metoda elementelor finite în calculul staturilor de construcție**

### Principii generale.-

Metoda elementelor finite reprezintă în momentul de față cea mai eficientă cale pentru calculul structurilor construcțiilor ingineresti, indiferent de formă și material.

Conceptul fundamental al metodei este acela că orice cantitate continuă ca temperatura, presiunea sau deplasările, poate fi aproximată printr-un model discret compus dintr-un set de funcții continue definite pe un număr finit de subdomenii.-

Principalele avantaje ale metodei constau în :

- posibilitatea de a calcula un corp compus din mai multe materiale ;
- calculul unor structuri de construcții cu forme neregulate și diferite secțiuni ;
- posibilitatea indicării rețelei de elemente finite în vederea obținerii distribuției eforturilor.

Accest din urmă avantaj a oferit posibilitatea cunoașterii în detaliu a stării de eforturi din elementele de construcții, deschizând o cale eficientă de-a explora toată rezerva de capacitate portantă de care dispun acestea.

În scurt, baza metodei e constatarea reprezentarea unui corp sau a unei structuri printr-un ansamblu de subdiviziuni numite elemente finite. Aceste elemente sînt legate între ele la nodurile comune numite puncte nodale. Apoi se adoptă niște funcții simple pentru aproximarea distribuției sau variației deplasărilor pe suprafața fiecărui element.

Componentele problemei sînt mărimile funcțiilor în dreptul nodurilor, deci deplasările. Apoi pe baza principiului minimului energetic se obține setul de ecuații de echilibru pentru fiecare element.

Combinînd ecuațiile elementelor individuale se obțin ecuațiile de echilibru pentru corpul întreg, după care se introduc condițiile de margine și se rezolvă sistemul pentru înălbțarea aproximată. Din deplasările nodurilor rezultă apoi eforturile în elementele finite.

### Discretizarea

Pentru structurile formate din bare, asamblate în elemente este destul de intuitivă, iar în cazul caracteristicilor constante nici nu este util să se descompună o bară în mai multe elemente. Împotriva, pentru o structură continuă trebuie alese arbi-

trez nodurile și elementele care leagă aceste noduri între ele. O exemplificare în acest sens este redată în fig. 4.5.

Fig. 4.5.

Înțipția nodurilor nu este impusă, în afară celor 4 noduri de colț și nici forma elementelor utilizate. -

Modul de comportare

Se convine, pe de altă parte să se definească modul de lucru al fiecărui element. Spre exemplu, în cazul din fig. 4.1 dacă structura este încărcată în planul ei, elementele lucrează în starea plană de tensiuni.

Relația dintre eforturile unitare și deformațiile specifice este :

$$\sigma = E \cdot \epsilon \tag{4.8}$$

în care :  $\sigma$  este vectorul eforturilor unitare

$$\sigma = \{ \sigma_x \quad \sigma_y \quad \sigma_{xy} \}^T \tag{4.9}$$

$\epsilon$  este vectorul deformațiilor specifice

$$\epsilon = \{ \epsilon_x \quad \epsilon_y \quad \gamma_{xy} \}^T \tag{4.10}$$

iar  $D$ , matricea de elasticitate a materialului.

$$D = \frac{E}{1-\nu^2} \begin{bmatrix} 1 & \nu & 0 \\ \nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-\nu}{2} \end{bmatrix} \tag{4.11}$$

în care :

$E$  - este modulul de elasticitate

$\nu$  - coeficientul lui Poisson

Matricea de rigiditate

Matricea de rigiditate  $K$  leagă forțele aplicate la nodurile elementului de deplasările acestora.

$$F = K \cdot U \tag{4.12}$$

în care :

$U$  - vectorul deplasărilor nodurilor

$F$  - vectorul forțelor aplicate în noduri.

Întrucât energia potențială internă are expresia :

$$U^T \cdot K \cdot U = \int_V \epsilon^T D \cdot \epsilon \cdot dV \tag{4.13}$$

matricea  $K$  poate fi evaluată plecând de la relația (4.13)

Calculul eforturilor în elemente

După asamblarea matricei de rigiditate a structurii, depla-

mişile nodurilor se calculează prin rezolvarea sistemului de ecuații.

Eforturile în fiecare element se evaluează cu relația (4.6). Vectorul  $\bar{S}$  se calculează utilizând deplasările nodurilor, prin intermediul familiilor polinomiale de interpolare.

În cele mai multe cazuri elementele finite sînt compatibile, adică asigură continuitatea deplasărilor între două elemente de-a lungul frontierei comune. Există și situații în care nu se asigură compatibilitatea. Aceasta explică faptul că programele de calcul furnizează de regulă rezultatele într-un punct interior al elementului (centrul de greutate). La noduri este necesar să se facă o medie a deformațiilor calculate din fiecare element care conține nodul comun.

#### Tipuri finite de membrana

În mod curent elementul finit de membrană este cu trei sau patru noduri (Fig. 4.6). -

Fig. 4.6.

Aceste tipuri de elemente nu echilibrează decât forțe în planul lor. Ele sînt în stare plană de tensiune sau de deformății.

În fiecare nod sînt luate în considerație două grade de libertate, corepondențoare celor două deplasări conținute în planul elementului.

Ipotezele de bază care definesc comportarea acestui element sînt :

- valorile eforturilor independente de  $z$  ;
- eforturile normale la o suprafață paralelă cu planul median sînt nule.

Aceste ipoteze implică particularitatea că dimensiunile transversale ale elementului sînt mici în comparație cu cele ale dimensiunilor sale din plan.

Încăleșurile care pot fi aplicate acestui tip de element sînt forțe conținute în planul elementului.

Condițiile de margini se referă la blocajele deplasărilor nodurilor.

Rezultatele obținute în urma analizei sînt :

- valori ale eforturilor unitare normale  $\bar{\sigma}_x$  și  $\bar{\sigma}_y$  și
- ale efortului tangențial  $\bar{\tau}_{xy}$ , acționînd în două secțiuni drepte orientate după axele locale și situate în centrul elementului ( fig. 4.7 ) ;

Fig. 4.7.

- valorile eforturilor unitare principale  $\sigma_1$  și  $\sigma_2$  și unghiul  $\theta$  al unuia din cele două direcții principale în raport cu sistemul local.

În cazul unui material omogen verificarea de rezistență se face direct pe baza eforturilor unitare.

4.3.2. Evaluarea excentricității de calcul prin metoda elementelor finite.

Verificarea pereților portanți, ai elementelor spațiale, la compresiune cu flambaj presupune evaluarea excentricității absolute a forței de compresiune în secțiunea de la mijlocul înălțimii acestora.

Excentricitatea de aplicare a forței de compresiune reprezintă o parte din excentricitatea de calcul și este legată de geometria peretelui, de modul de descărcare a forței în secțiunea acestuia.

În schematizarea peretelui și planșei prin axele lui, excentricitatea de aplicare a forței este evaluată în dreptul acesteia se păstrează și în secțiunea de la mijlocul înălțimii peretelui ( fig. 4.8 a ) sau este mai mică ( fig. 4.8 b ) din această schematizare grosimea peretelui, respectiv modul de rezemare al acestuia nu influențează mărimea excentricității de calcul.

Fig. 4.8

În realitate excentricitatea de calcul la mijlocul înălțimii peretelui este influențată de :

- grosimea finită a peretelui ;
- modul de rezemare al peretelui în dreptul planșelor ;
- modul de aplicare al forței de compresiune ;
- rigiditatea legăturii dintre perete și planșă.

Influența factorilor menționați mai sus asupra excentricității de calcul poate fi studiată printr-o modelare cu elemente finite.

În acest caz, distr. un element spațial s-a decupat un model de calcul, utilizând simetria geometriei și de înălțare a peretelui ( fig. 4.9 ).

Fig. 4.9



Modelul de calcul a fost discretizat în elemente finite dreptunghiulare în stare plană de tensiuni, de dimensiuni unitare. În fig. 4.10 este reprezentată discretizarea, dimensiunile geometrice și condițiile de margine ale modelului de calcul. Au fost luate în considerare două ipoteze de încălzire :

- încălzirea cu forțe concentrate
- încălzirea cu sarcini uniform distribuite aplicate în noțiunile rețelei de discretizare

Fig. 4.10

Pentru fiecare ipoteză de încălzire s-au analizat 5 cazuri de excentricități, de 0 parte și de alta a axului median al peretelui. Excentricitatea maximă considerată a fost de 2 cm, considerată a fi valoarea maximă admisă de sistemul constructiv. Se poate proveni din defect de pozare, defect de planitate al suprafețelor de încălzire, etc. În fig. 4.10 sînt reprezentate cele două ipoteze de încălzire cu cele 5 cazuri de excentricitate studiate.

Calculul s-a efectuat cu programul ANAL-05 [156]. Din calcul au rezultat deplasările nodurilor rețelei de elemente finite și eforturile unitare în elemente.

În fig. 4.11 a și b sînt reprezentate deplasările transversale ale nodurilor din planul median al peretelui. Acestea reprezintă deformațiile planului median corespunzătoare diferitelor cazuri de excentricități.

Fig. 4.11

În figure 4.12 a și b sînt trasee diagramele de eforturi unitare în secțiunea transversală de la mijlocul înălțimii peretelui, pentru fiecare tip de încălzire și caz de excentricitate.

Fig. 4.12

Din analiza deformațiilor planului median se remarcă tendința de curbură abia și în cazul excentricităților mici, efect datorat modului de rezonanță al peretelui în dreptul planșelor.

De la aceste diagrame de eforturi unitare s-au determinat valorile excentricităților la mijlocul înălțimii peretelui.

Rezultatele obținute sînt prezentate în tabelul 4.2a.

Încălzire concentrată				Încălzire distribuită			
ipo- teze	$e_h$ [cm]	$e_{h/2}$ [cm]	$\frac{e_{h/2}}{e_h}$ [%]	ipo- teze	$e_h$ [cm]	$e_{h/2}$ [cm]	$\frac{e_{h/2}}{e_h}$ [%]
1	2,0	0,15332	7,54	1	1,00	0,03794	4,35
2	1,5	0,12140	8,09	2	0,75	0,07052	4,73
3	1,0	0,09207	9,21	3	0,50	0,05400	5,40
4	0,5	0,05901	11,8	4	0,25	0,03714	7,43
5	0	0,02429	$\infty$	5	0	0,02030	$\infty$
6	-0,5	-0,01097	2,19	6	-0,25	0,00523	1,05
7	-1,0	-0,04615	4,62	7	-0,50	-0,01169	1,17
8	-1,5	-0,08095	5,40	8	-0,75	-0,02370	1,91
9	-2,0	-0,11521	5,76	9	-1,00	-0,04574	2,29

Valorile excentricităților determinate la jumătatea înălțimii peretelui  $e_{h/2}$ , sînt prezentate în fig. 4.13 în funcție de excentricitatea  $e$  de aplicare a încălzirii.

Fig. 4.13

Se observă că excentricitatea efectivă la mijlocul înălțimii peretelui reprezintă doar 5% până la 10% din excentricitatea de la partea superioară. În consecință se propune o reducere a excentricității din încălzire la 10% din valoarea de la partea superioară a peretelui.

#### 4.4. Verificarea cizărilor la compresiune cu flambaj

Verificarea pereților elementelor prefabricate spațiale, la compresiune cu flambaj se face în mod similar verificării pereților alăturați din panouri mari prefabricate, pe baza inegalității:

$$\sigma_{ef} \leq \sigma_{lim.} = R_0 \quad (4.14)$$

în care :

$\sigma_{ef}$  - este efortul unitar de compresiune din încălziri de serviciu ;

$R_0$  - este rezistența de calcul a betonului la compresiune;

$\varphi$  - este coeficientul de flambaj determinat în funcție de coeficientul de subțirime redus  $\bar{\lambda}$  și excentricitatea relativă  $e_{00}/h$  din diagramele din fig. 4.14.

Fig. 4.14

Coeficientul  $\bar{\lambda}$  are expresia :

$$\bar{\lambda} = \frac{H_f}{\sqrt{\alpha}} \quad (4.15)$$

în care :

- $H_f$  - este lungimea de flambaj ;
- $h$  - grosimea echivalentă a peretelui ;
- $\alpha$  - coeficientul comportării de dusată determinat cu relația ( 4.16 ) :

$$\alpha = \frac{E_b}{0,8 E_b ( 1 + \xi \beta )} \quad (4.16)$$

în care :

- $E_b$  - este modulul de elasticitate la compresiune a betonului ;
- $b_b$  - este marea betonului
- $\beta$  - este coeficientul care ține seama de curgerea lentă, avînd valoarea 1,2 pentru betoane cu agregate grele și 1,3 pentru betoane de granulat clase  $A_{20}$  și  $A_{30}$  ;
- $\xi$  - este raportul între eforturile normale provenite din încercările de lungă durată și încercările totale.

Lungimea de flambaj se calculează cu relația :

$$H_f = k_1 + k_2 \cdot H \quad (4.17)$$

în care :

- $H_f$  - este lungimea de flambaj a peretelui ;
- $k_1$  - este un coeficient prin care se ține seama de modul de rezonanță al peretelui în dreptul planșelor ;
- $k_2$  - este un coeficient prin care se ține seama de modul de rezonanță al peretelui în dreptul marginilor verticale.

Pentru pereții fără nervuri, coeficientul  $k_1$  se determină din relația :

$$\lambda_1 = \frac{1}{k_2} \quad (4.18)$$

iar pentru pereți cu nervuri verticale, din relația :

$$\lambda_2 = \frac{1}{\sqrt{k_3}} \quad (4.19)$$

in relațiile ( 4.18 ) și (4.19 ),  $k_2$  reprezintă coeficientii  $k_d$ ,  $k_g$  sau  $k_{gr}$  din tabelul 4.4., respectiv formula (4.7), stabilită în funcție de tipul încălzirii.-

Coeficientul  $\lambda_2$  din relația (4.17 ) se evaluează cu ajutorul relațiilor din fig.4.15 sau cu diagramele din fig.4.16.

Fig.4.15



Efortul unitar de compresie  $\sigma_{ef}$  din relația (4.14) se determină în dreptul unei fișii de lățime unitară, plasată în zona cea mai defavorabilă, așa cum se arată în fig. 4.14.

Excentricitatea de calcul  $e_{oc}$  se evaluează din relația :

$$e_{oc} = e_{o1} + e_a + e_{o2} \quad (4.70)$$

in care :

$e_{o1}$  - este excentricitatea de ordinul I ;

$e_a$  - este excentricitatea adițională ;

$e_{o2}$  - este excentricitatea de ordinul II.

Excentricitatea de ordinul I se evaluează cu relația :

$$e_{o1} = \frac{M}{N} \cdot C \quad (4.71)$$

in care :

$M$  - reprezintă momentul încovoitor de calcul produs de deplasarea excentrică a forței axiale și de încălzirile pe placașul încastrat în perete ; se obține prin însumarea algebrică a momentelor încovoitoare din secțiune ;

$N$  - reprezintă forța axială de calcul ;

$C$  - reprezintă un coeficient de reducere a excentricității la mijlocul înălțimii peretelui , egal cu 0,1 și stabilit pe baza studiului prezentat în paragraful 4.3.

Pentru  $e_{o1}$  se adoptă valoarea unimă absolută dintre excentricită-

șile calculate la partea superioară, respectiv inferioară a peretelui.

Excentricitatea adițională "  $e_a$  " ține seama de denazarea planului median finis al peretelui față de planul median proiectat, datorită :

- defectelor de omogenitate a betonului ;
- abateri ale caracteristicilor geometrice ;
- abateri de la verticalitate.

Aceste abateri se pot determina statistic pe bază de măsurători. Excentricitatea adițională se va limita la valoarea maximă de 5mm. Deci :

$$e_a \leq 5 \text{ mm} \quad (4.22)$$

Excentricitatea de ordinul I se determină cu relația :

$$e_{o2} = \frac{K^2}{300} \cdot \frac{l}{E} \quad (4.23)$$

în care :

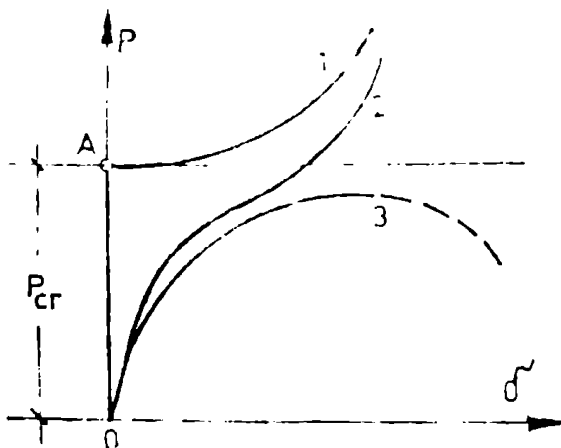
$E$  - reprezintă înălțimea peretelui ;

$\frac{l}{E}$  - curbura peretelui.

Pentru verificări rapide se poate adopta pentru curbura expresia :

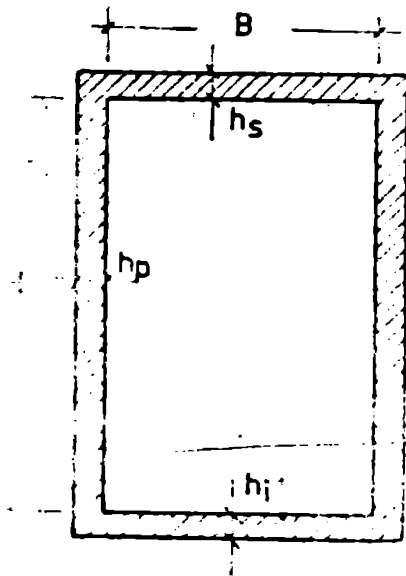
$$\frac{l}{E} \approx \frac{5}{h} \cdot 10^{-3} \quad (4.24)$$

în formula 4.24 stabilită pe baza concluziilor încercărilor experimentale [176] ;  $h$  reprezintă grosimea echivalentă a peretelui în conformitate cu precizările din fig.4.2.-



- A - Punctul de bifurcare
- 1 - Calculul de bifurcare
- 2 - Calculul de ord. II elastic
- 3 - Calculul de ord. II neelastic

Fig. 4.1

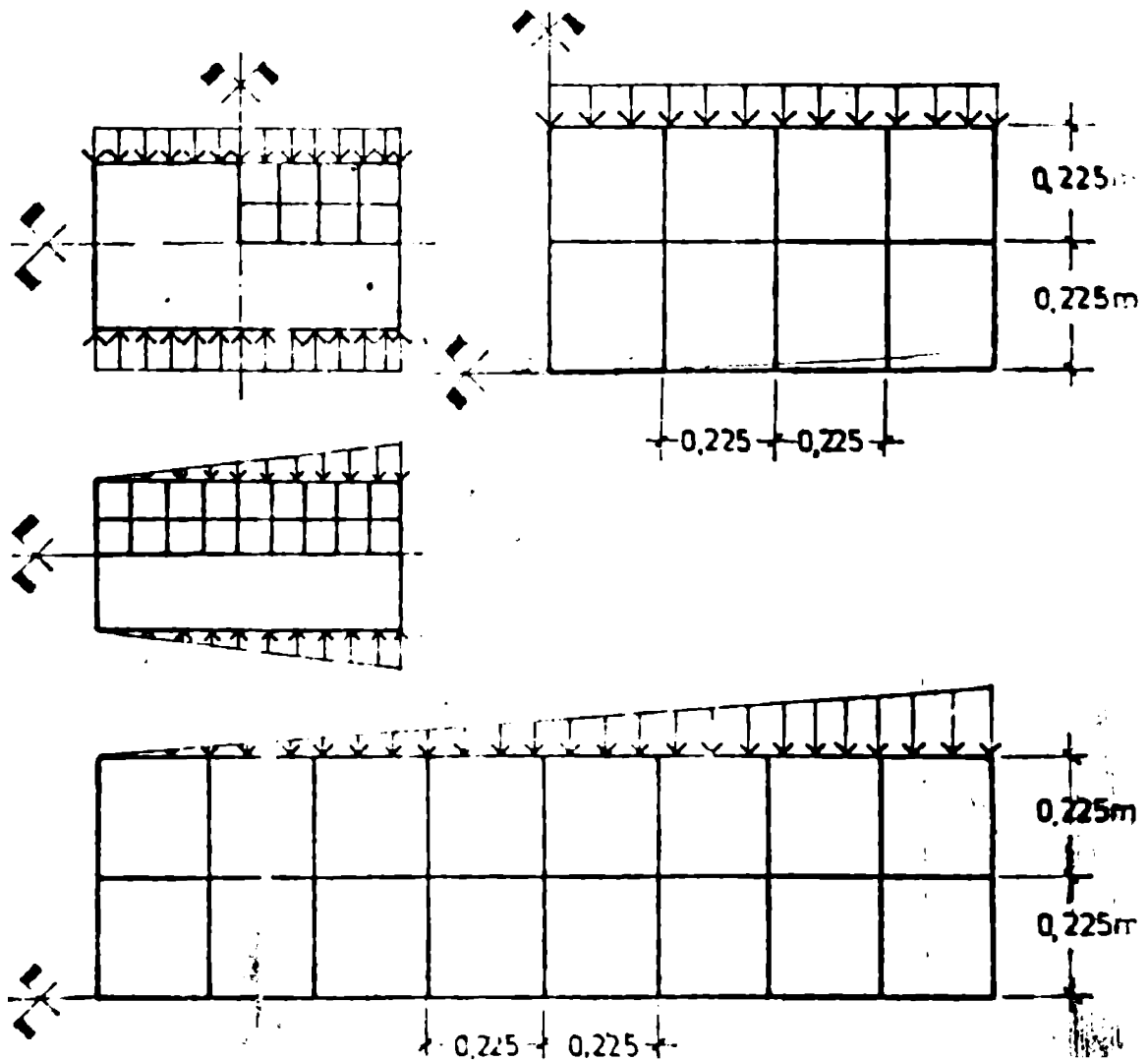


$$h_p = \frac{h_s + h_j}{2}$$

$h$  { - grosimea peretelui fis  
 - grosimea echivalentă cu condiția de egala rigiditate la peretele nervurat

$h_p$  - grosimea medie a plășelor  
 $h_s$  - grosimea plășei de tavan  
 $h_j$  - grosimea plășei de pardosea

Fig. 4.2 - Notații pentru calculul rigidității



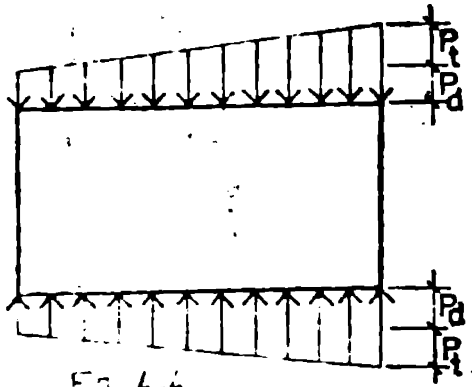


Fig. 4.4

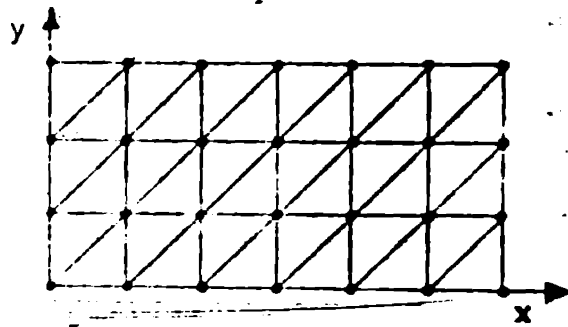
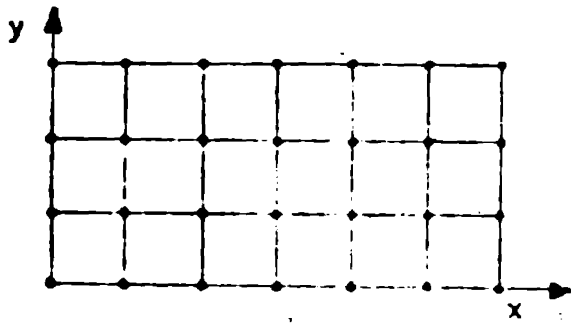


Fig. 4.5

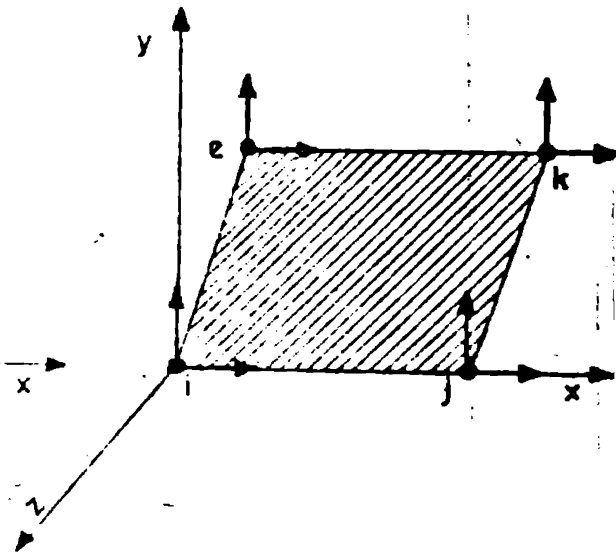
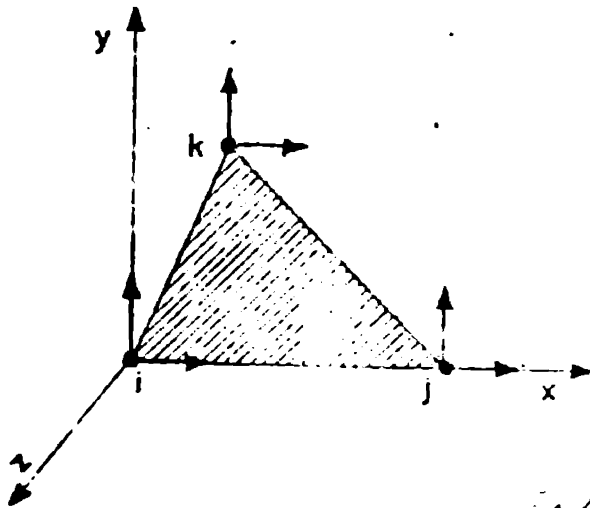


Fig. 4.6

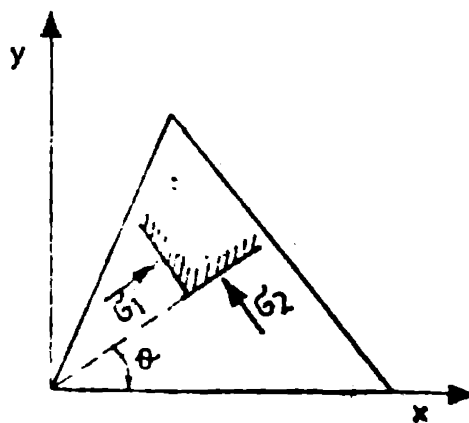
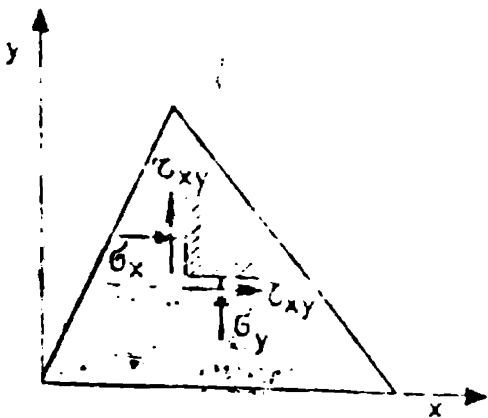


Fig. 4.7

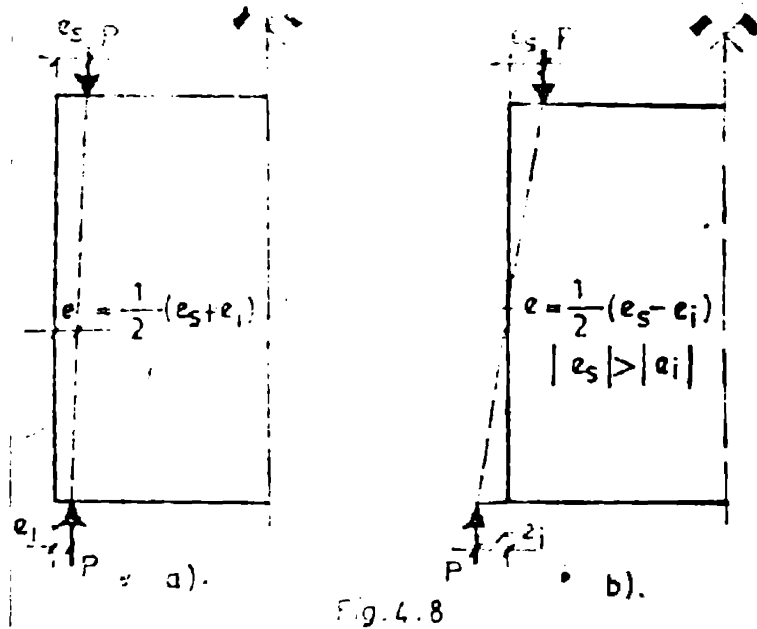


Fig. 4.8

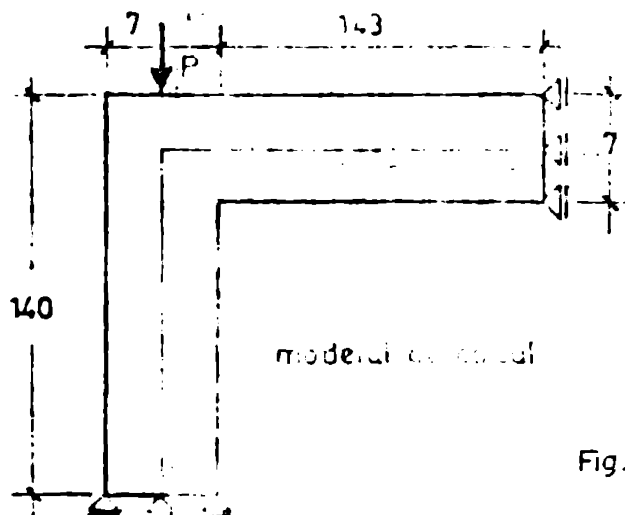
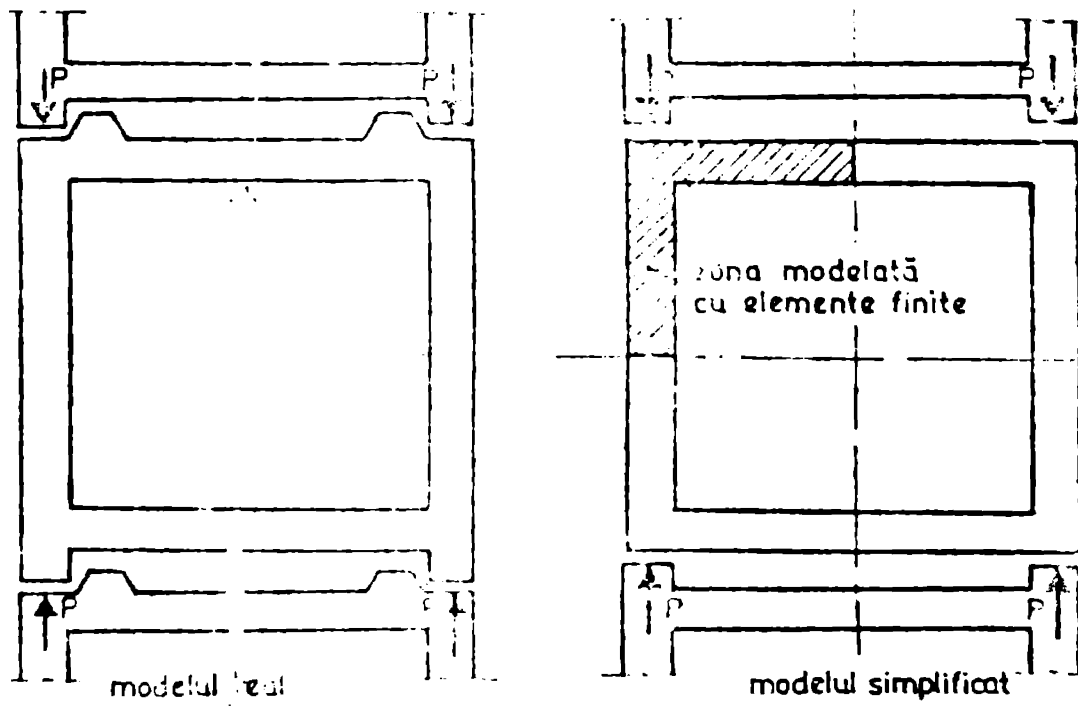
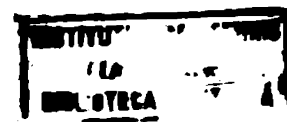
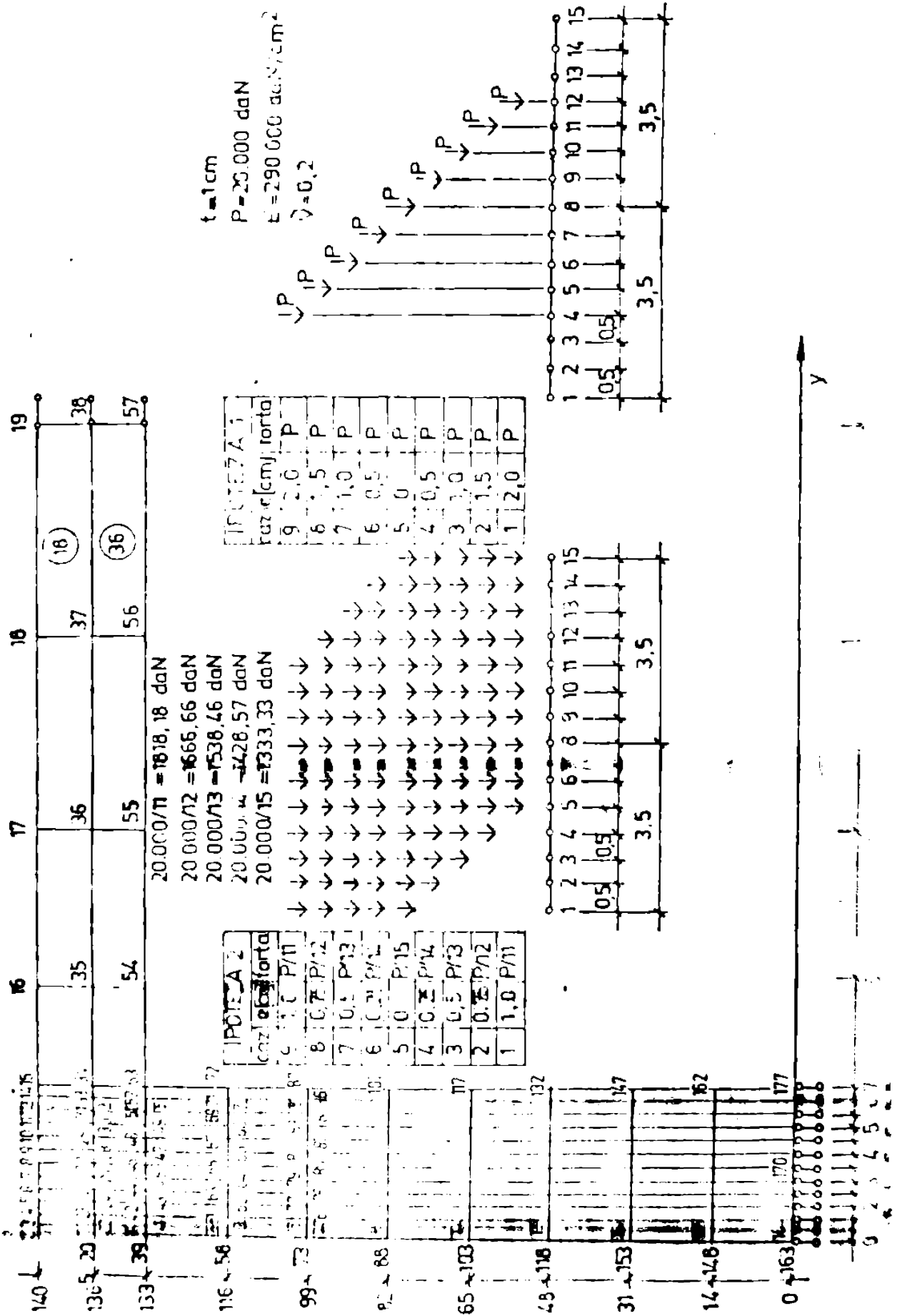


Fig. 4.9







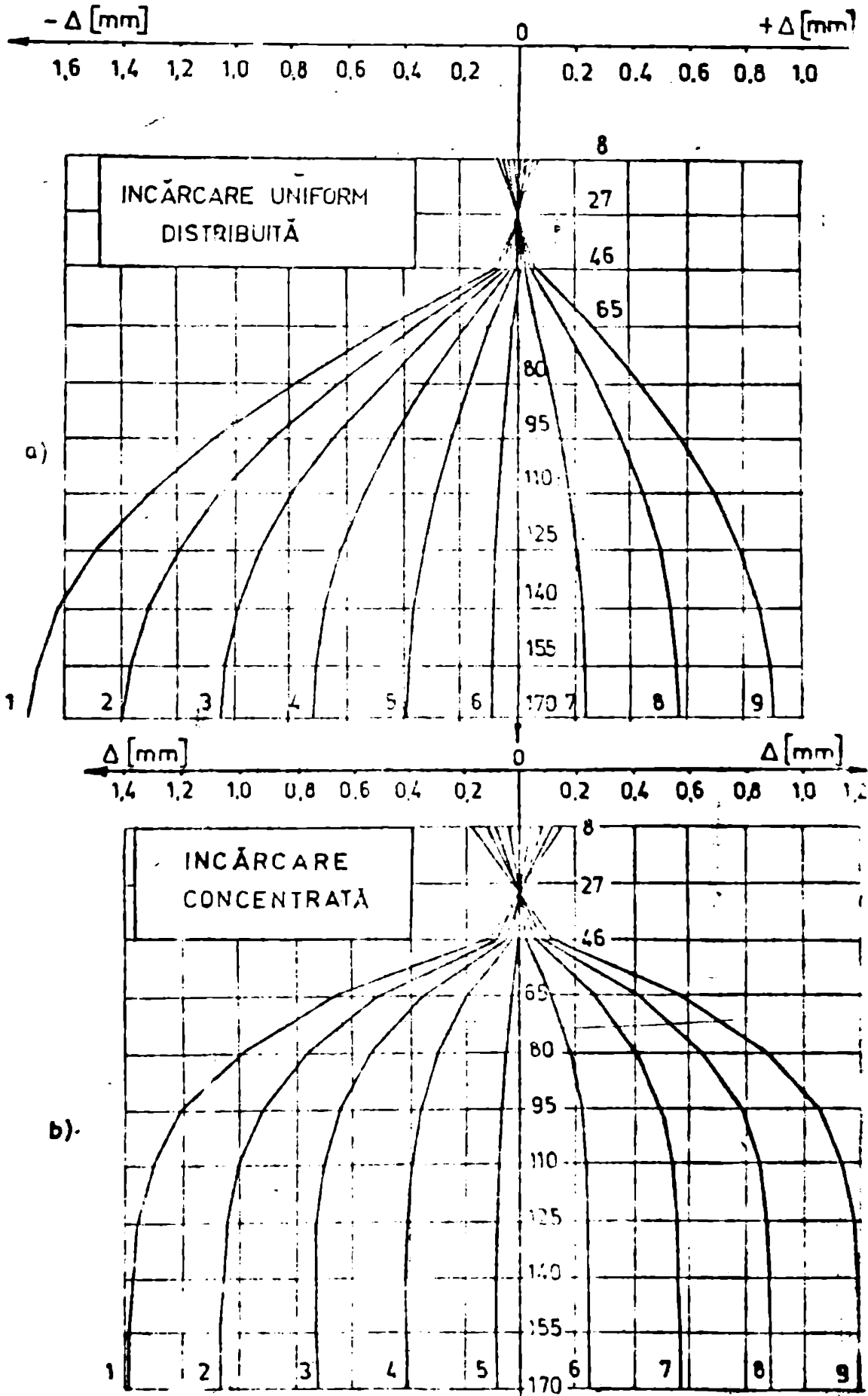
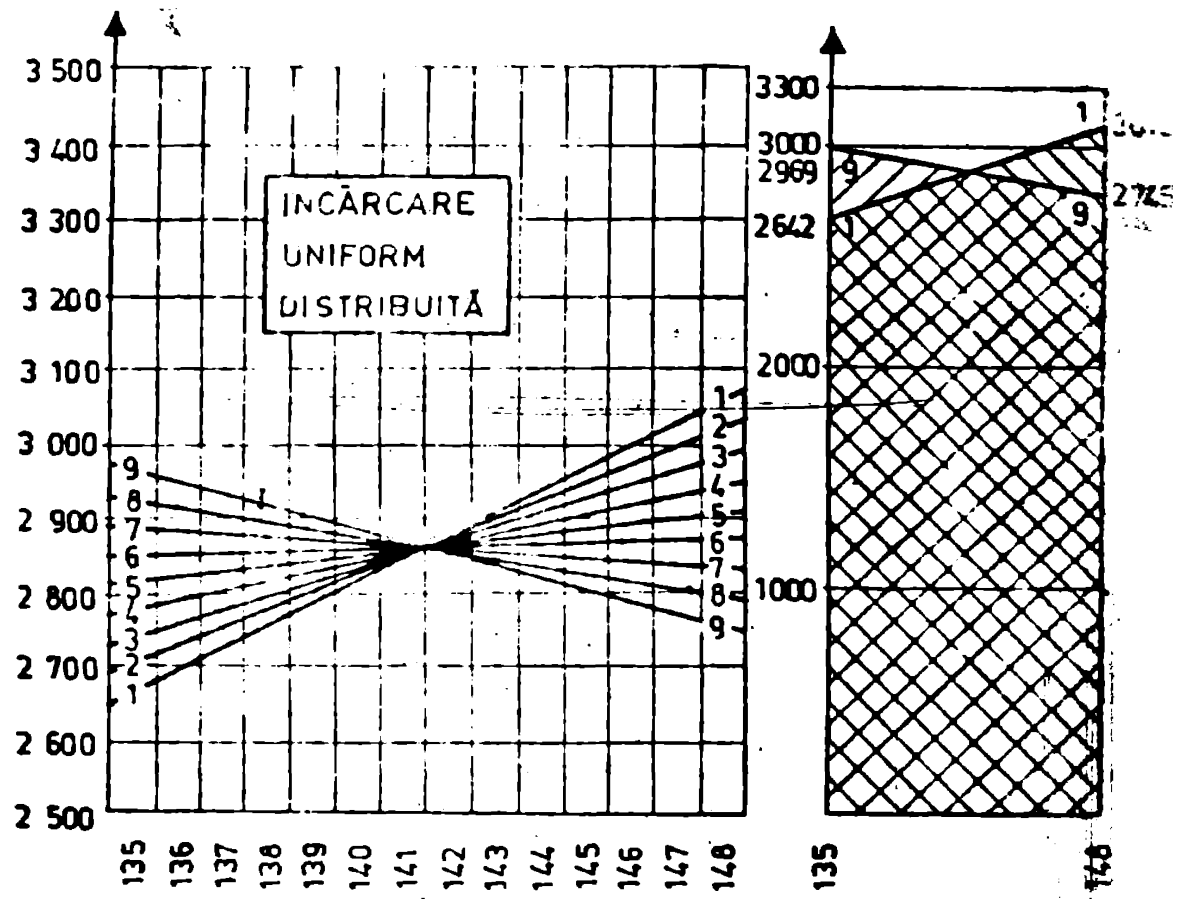
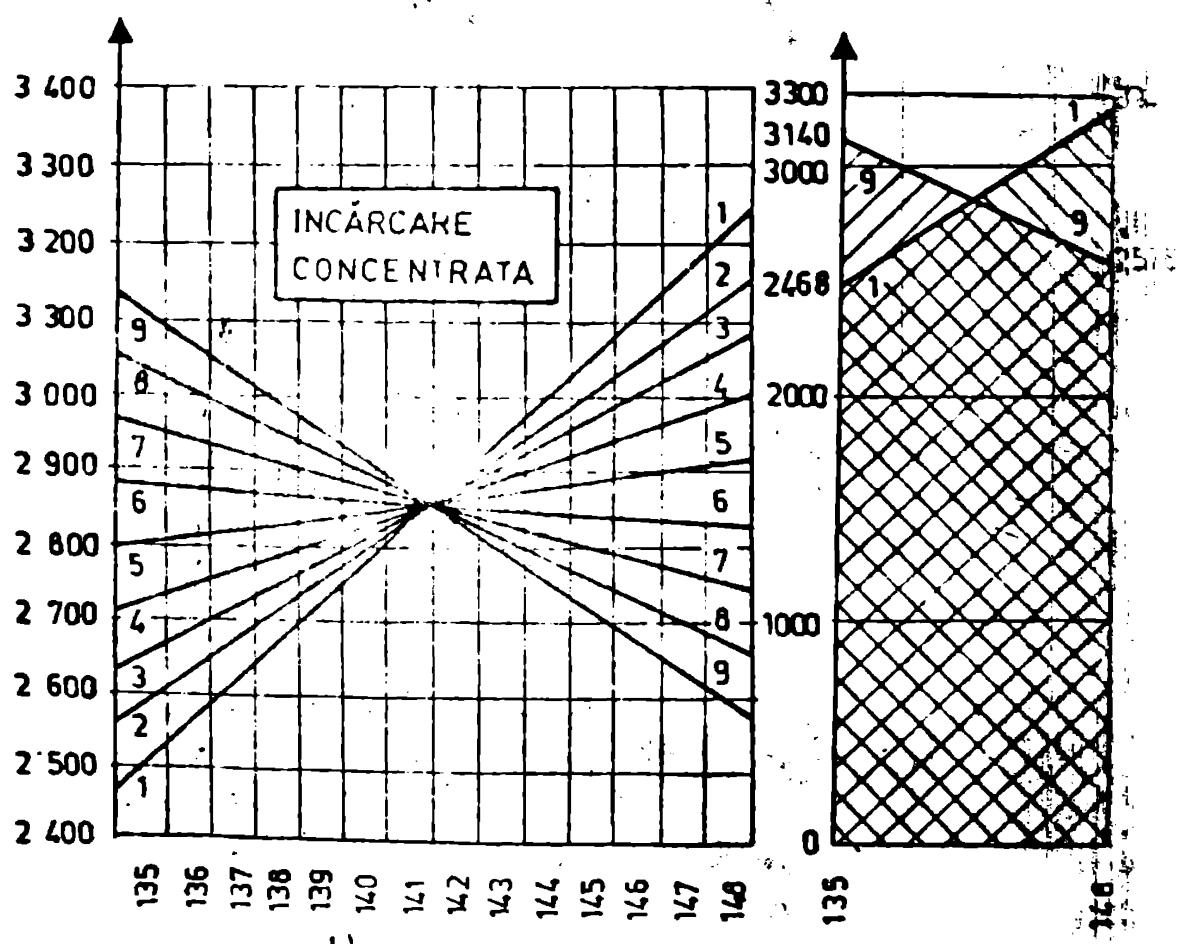


Fig. 4.11



a)



b)

Fig. 4.12

IPOTEZA DE ÎNCĂRCARE CU FORȚE CONCENTRATE

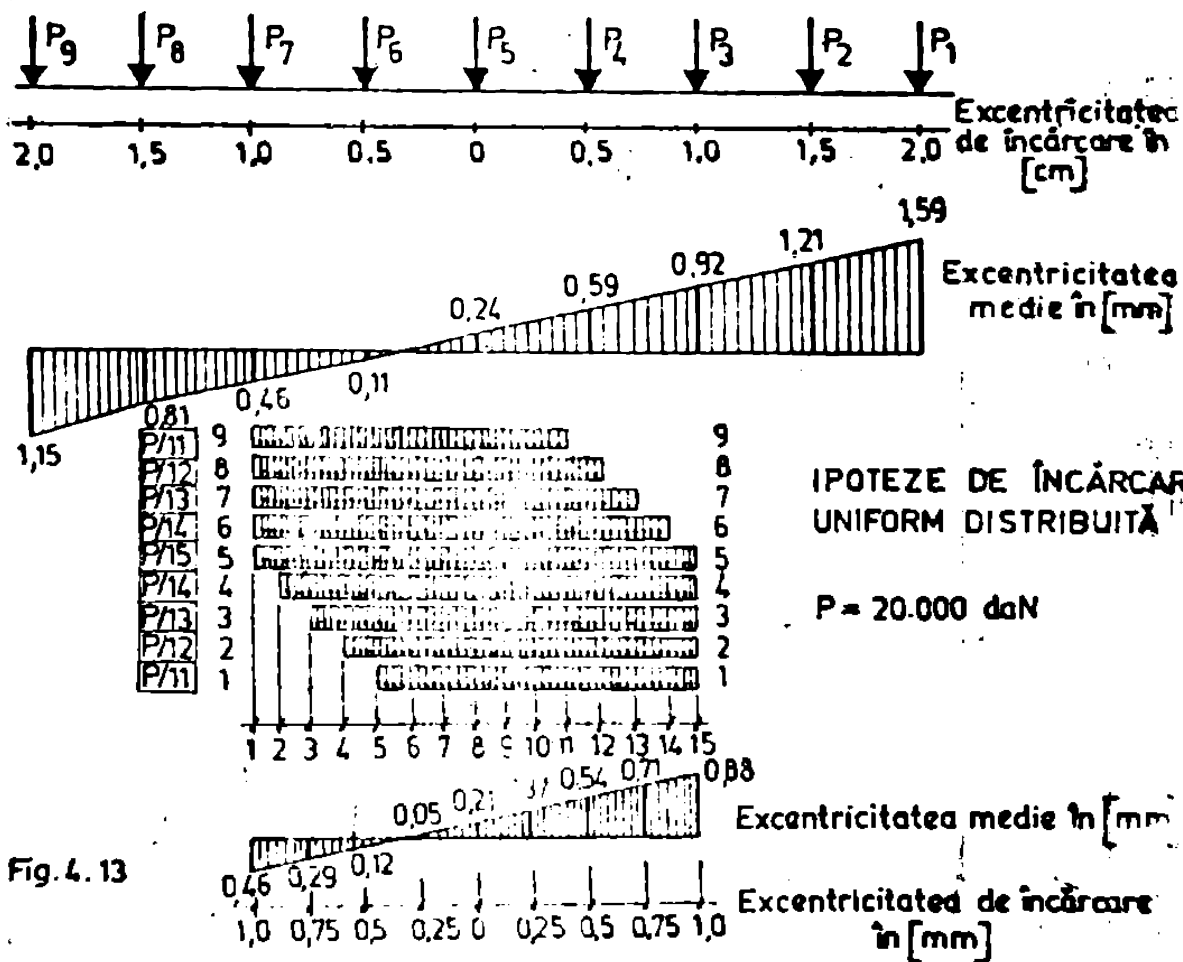


Fig. 4.13

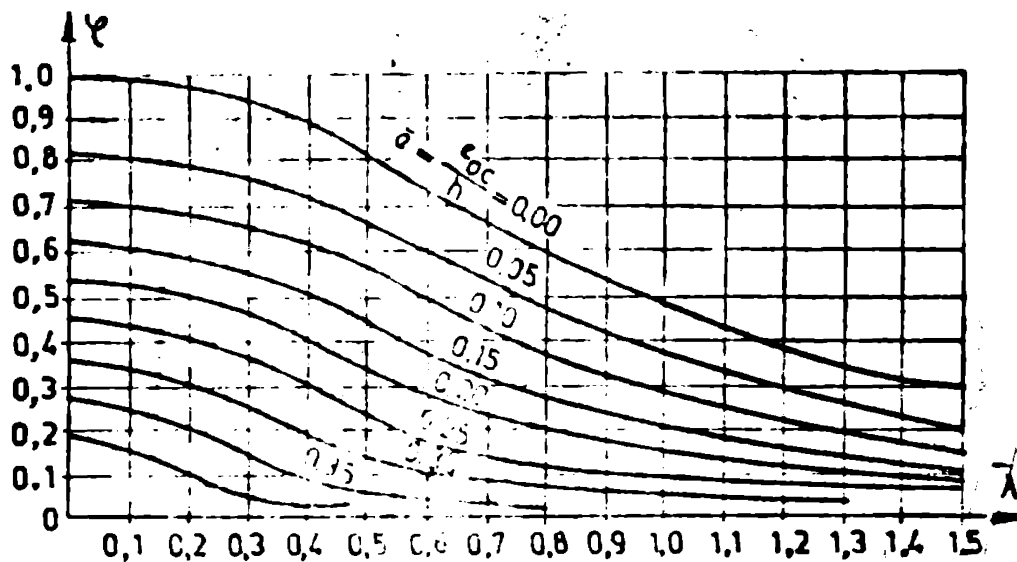
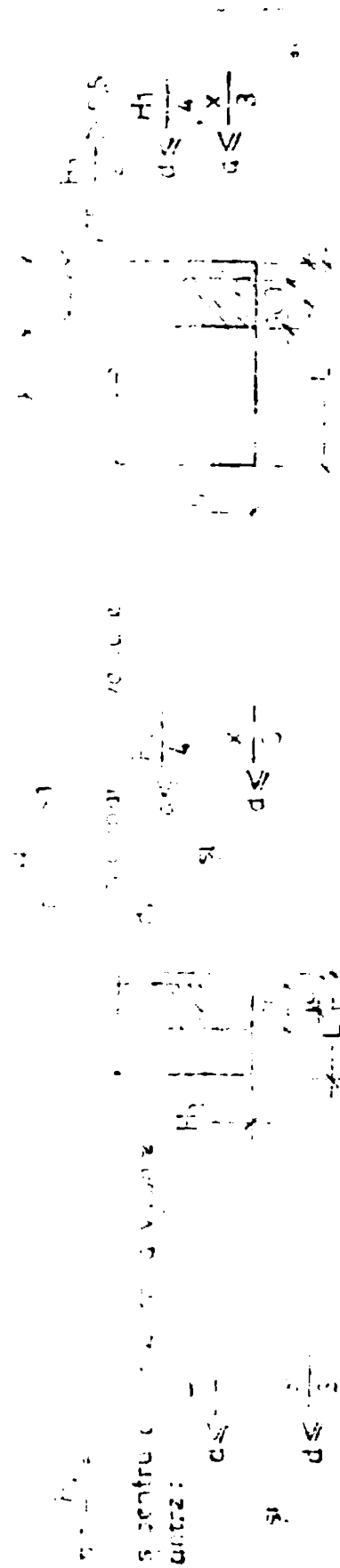
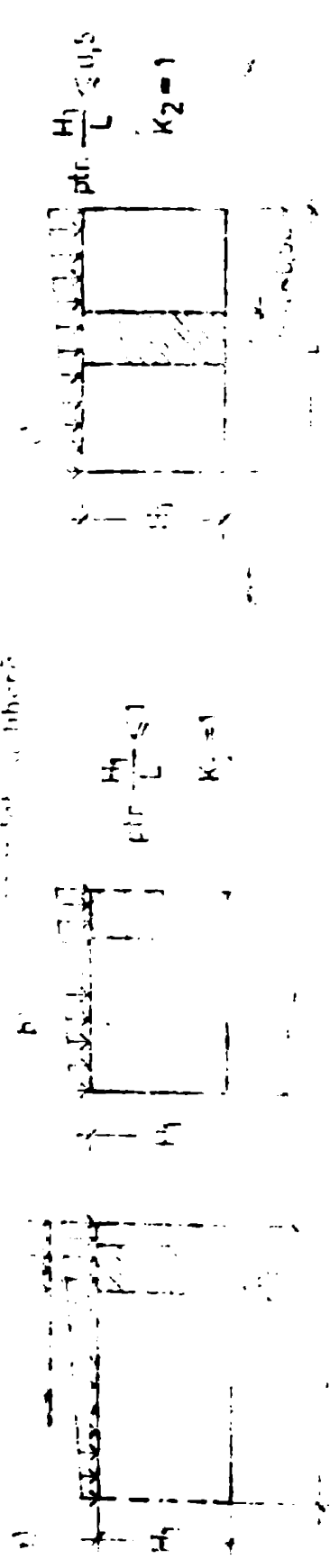


Fig 4.14

— în cazul a rezonanță  
— în cazul a libere



se adoptă;  
 ptr  $1 < \frac{H_1}{L} \leq 2$ ;  $K_2 = 1 - (1 - \frac{\sqrt{3}}{3})(\frac{H_1}{L} - 1)$  și ptr.  $\frac{H_1}{L} > 2$ ;  $K_2 = \frac{1}{\sqrt{1 + 2 \cdot \frac{1}{2}(\frac{H_1}{L})^2}}$   
 și ptr.  $\frac{H_1}{L} > 1$ ;  $K_2 = \frac{1}{1 + (\frac{H_1}{L})^2}$   
 se adoptă;  
 ptr.  $0,5 < \frac{H_1}{L} \leq 1$ ;  $K_2 = (\frac{3}{2} - \frac{H_1}{L})$   
 și ptr.  $\frac{H_1}{L} > 1$ ;  $K_2 = \frac{1}{1 + (\frac{H_1}{L})^2}$

Fig. 4.15 Determinarea coeficientului  $K_2$

## **Cap. 5 CONCLUZII ȘI RECOMANDĂRI**

Lucrarea de față abordează problema comportării la stabilitate a pereților elementelor prefabricate spațiale.

Problema stabilității pereților subțiri ai elementelor prefabricate spațiale nu este complet elucidată pe plan teoretic, neexistând încă instrucțiuni de calcul care să se refere la pereți portanți cu grosime mai mică de 10 cm.

În acest context, în lucrare sînt prezentate cercetări experimentale și studii teoretice care să fundamenteze instrucțiunile de proiectare ale elementelor prefabricate spațiale realizate în noi în țară.

Teza de doctorat este structurată pe 5 capitole după cum urmează .

- cap. 1. " INTRODUCERE ", prezintă elementele spațiale cu pereți portanți din beton armat utilizate în construcții de locuințe. Sînt prezentate 20 de soluții de elemente spațiale concepute și executate în țară și străinătate, împreună cu avantajele economice ale sistemelor din elemente spațiale în comparație cu soluțiile executate din panouri mari.
- cap.2 " NOIUNILE ȘI METODELE PRINCIPALE DE VERIFICAREA PEREȚILOR SUBȚIRI LA ÎNCĂLECĂRI ȘI LA STABILITATE ", începe o sinteză a tuturor normelor străine și autohtone, precum și a metodelor de calcul propuse de unii autori, pentru calculul pereților la stabilitate. Metodele prezentate au servit la calculul elementelor cuprinse în programul experimental.
- cap.3 " PROBLEMA STABILITĂȚII PEREȚILOR SUBȚIRI LA ÎNCĂLECĂRI ȘI LA STABILITATE LA ÎNCĂLECĂRI ȘI LA STABILITATE " este structurată pe 3 serii de elemente experimentale, la care s-au urmărit influența următorilor parametri :
  - prezența și cantitatea armăturii ;
  - prezența sau lipsa golurilor în pereți ;
  - prezența sau lipsa nervurilor ;

- calitatea betonului cu marca și compoziție ;
- variația modului de rezanare a pereților în dreptul marginilor încărcate și măslărate.
- variația excentricității de aplicare a forțelor în secțiunea transversală a pereților ;
- efectul încălzirii distribuite în lungul pereților .

Aste descrieri metodologica de încălzire și sunt prezentate rezultatele obținute, realizându-se totodată un studiu comparativ între rezultatele teoretice și cele experimentale. -

- cap.4 " CALCULUL FUNCȚIONĂRII LA STABILITATE " ,prezintă o propunere de calcul la stabilitate a pereților din beton armat cu grosime mică. Calculul a fost inclus în instrucțiunile de proiectare și execuție a elementelor prefabricate spațiale realizate în țară.

### 5.1. Contribuții aduse prin teză

Teza de doctorat " Contribuții privind calculul și comportarea pereților subțiri din structurile de beton armat " , are la bază rezultatele cercetărilor întreprinse în cadrul unui număr de 12 contracte de cercetare științifică încheiate între Institutul Rețehnic " Traian Vuia " și următorii beneficiari :

- Antreprinderca de Construcții Industriale și Montaj Brașov - ICId Brașov ;
- Institutul de Cercetare Proiectare și Directivare în Construcții București - ICPCB București ;
- Institutul de Cercetare Proiectare și Directivare în Construcții-Filiala Timișoara - ICPCB Timișoara.

Rezultatele cercetărilor științifice întreprinse au contribuit la extinderea sistemului din elemente prefabricate spațiale, ajutându-se la realizarea unui în țară a peste 7000 de apartamente. S-a îmbunătățit tehnologia de realizare a elementelor spațiale și s-a asigurată verificarea ipotezelor de calcul admise de proiectant atunci când nu există o structură similară în execuție care să furnizeze date.

În cadrul lucrării autorul aduce următoarele contri-

buji originale :

- efectuarea unei sinteze a tuturor metodelor de calcul referitoare la stabilitatea pereților încălcați în planul lor, sinteza se cuprinde pe lângă recomandările din diferite țări și metodele de calcul propuse de diferiți cercetători, precum și a celei proprii ;

- proiectarea elementelor experimentale, ținându-se seama de similitudinea cu elementul real. S-a avut în vedere necesitatea interpretării rezultatelor obținute pe modele executate la scară  $1/2$  ,  $1/3$  și  $1/5$  ;

- proiectarea dispozitivelor de încercare ale elementelor experimentale, urmărindu-se o modelare cât mai fidelă a solicitărilor la care sînt supuse elementele prefabricate speciale în structură ;

- conceperea programului experimentala avîndu-se în vedere diferitele elemente experimentale precum și posibilitatea de urmărirea a efectelor modificării unor parametrii ;

- în cadrul programului experimentala s-a urmărit în mod deosebit dependența capacității portante de excentricitatea de aplicare a forțelor exterioare și de distribuția încălzirii în lungul pereților ;

- studiul influenței condițiilor de rezecare ale pereților atât după direcția muștilor orizontale încercate și după direcția muștilor verticale asupra capacității portante ;

- studiul influenței nervurilor verticale ale pereților asupra capacității portante a acestora și asupra comportării la stabilitate ; studiul a permis fabricii producătoare să aducă modificări tehnologice de fabricație a elementelor speciale pentru câștiguri de lucru ;

- detarîmarea pe cale experimentală a mecanismului de rupere în funcție de condițiile de rezecare punînd în evidență succesiunea formării articulațiilor plastice pînă la colaps, precum și capacitatea de deformare postcritică a pereților care reprezintă o posibilitate de disipare a energiei în cazul încălzirilor seismice ;

- studiul comparativ al rezultatelor experimentale cu valorile calculate pe baza metodelor de calcul prezentate în cap.2; studiul a permis selectarea metodelor de calcul prin urmărirea gra-



dului de împrăgiere ai rezultatelor față de valorile experimentale ;

- întocmirea unei metodologii de calcul la stabilitate al pereților care precizează modul de evaluare a gresimii echivalente a acestora, modul de evaluare a lungimii din înălțime cu luarea în considerare a condițiilor concrete de rezonanare ale pereților precum și evaluarea excentricităților structurale și adiționale;

- elaborarea iastrusajurilor de proiectare a elementelor prefabricate spațiale în care calculul la stabilitate este efectuat după metoda propusă în lucrare.

## 5.2. Valoriificarea tezei de doctorat

Proiectarea economică și realizarea eficientă a construcțiilor în condițiile unei calități ridicate, constituie preocupări de interes major ale economiei noastre naționale.

Așa cum arăta Reședintele Nicolae Ceaușescu în Raportul la Congresul al III-lea al Partidului Comunist Român accentuând, în etapa actuală, în construcții se va pune pe perfecționarea tehnologiilor de execuție de mare randament, pe creșterea accentuată a productivității muncii, tipizarea construcțiilor în toate sectoarele de activitate ”.

Construcțiile executate din elemente spațiale răspund pe deplin acestor cerințe, asigurând un transfer de manoperă de pe șantier în fabrică în proporție de 70 % față de numai 31,5 % care reprezintă soluția din panouri mari prefabricate, concomitent cu o reducere a manoperei totale cu 36 % o dată cu reducerea greutateii construcției raportată la apă. Construit se reduce consumul de beton și consumul de energie înglobată așa cum reiese din analiza comparativă prezentată în tabelul 5.1.

Compararea s-a făcut între două clădiri cu sistem constructiv în diafragmă, o clădire din panouri mari prefabricate și o clădire din elemente spațiale prefabricate.

### Tabelul 5.1

Avantajele sistemului constructiv din elemente spațiale față de sistemele analizate în tabelul 5.1. pledează pentru extinderea acestui sistem atât în clădirile de locuit cât și în cele sociale culturale.

Rezultatele cercetărilor au fost utilizate de fabricile producătoare la realizarea a peste 7000 de apartamente executate până în prezent la țară, contribuind prin efectele economice la avantaje însemnate aduse economiei naționale prin utilizarea elementelor spațiale integral prefabricate și finalizate usor.

În urma cercetărilor științifice întreprinse în cadrul laboratorului de beton armat al Facultății de Construcții din Iași și pe baza rezultatelor obținute prin realizarea programelor experimentale, s-a făcut recomandări fabricii producătoare în ceea ce privește îmbunătățirea și perfecționarea sistemelor constructive la clădirile cu elemente spațiale.

Programul experimentelor propus a să realizeze, a impus proiectarea și realizarea unor dispozitive de încercare, prin care să se realizeze o similitudine cu elementele reale din punct de vedere al condițiilor de rezonanță și al condițiilor de încălzire, precum și asigurarea posibilităților de urmărire a parametrilor investigați.

Caracterul de nouitate al sistemului constructiv cu elemente spațiale, a impus stabilirea unei metodologii de încercare a elementelor experimentale cu luarea în considerare a conlucrării spațiale.

În urma comparării rezultatelor experimentale cu valorile calculate după metodologia pensurilor mari prefabricate, s-a constatat o diferență inacceptabilă ceea ce a impus elaborarea unei metode proprii de calcul la stabilitate a pereților portanți ai elementelor spațiale.

Validarea metodei de calcul este pusă în evidență și prin elaborarea unor instrucțiuni de execuție a elementelor spațiale, pe baza rezultatelor încercărilor experimentale, instrucțiunilor ce nu constituie înlocuiri deosebit de utile pentru producător, la executarea elementelor spațiale.

Intocmirea instrucțiilor de proiectare ale elementelor spațiale valabile pentru toate sistemele constructive cu elemente spațiale executate la noi la țară completează tabloul metodologiilor de calcul și al prescripțiilor de proiectare cu cele pentru elemente spațiale, care din punctul de vedere al comportării în structură nu se continuă aici cu diafragmele [17:] și aici cu pensurile mari [175].

Canta validarea a cercetărilor a constituit-o publicarea

de unor lucrări în jur și străinătate, precum și participarea cu lucrări la conferințe și simpozioane.

### 5.5. Originalitatea tezei de doctorat.

Sinteză metodelor de calcul prezentată în capitolul 2 referitoare la stabilitatea pereților încălcați în planul lor, se referă la 15 metode și reglementări de calcul specifice, dar care limitează grosimea pereților la minimum la ex. normele germane [147] limitează pereții portanți prefabricați la valoarea de la ex. dar de la 14 cm. în jos aplica o corecție așa cum este arătat în cap. 2 relația 1.27.

Execuțarea pereților portanți ai elementelor speciale cu grosime de numai 6 cm. în soluția cu nervuri verticale și de 7 cm. în soluție cu perete net, a început întocmiră și desfășurarea unui program experimental care să furnizeze date certe pentru acest domeniu, și pereților portanți subțiri din beton armat.

Programul experimental a fost conceput în ideea asigurării posibilității studierii influenței următorilor parametri: procentul de armare; prezența sau lipsa golurilor, a nervurilor, valorile excentricităților forțelor, etc. precum și asigurarea unei comparații dintre rezultatele experimentale între ele comparând ~~și dintre elementele experimentale între ele~~ și elementele reale, prin respectarea similitudinii geometrice și fizice de realizare, încercare și interpretare.

Concepția de realizare a elementelor experimentale a urmărit ca etape: - proiectarea elementelor experimentale pe grupe de parametri, cu respectarea similitudinii dintre elementul real și modelele la scară; - tehnologia de execuție a elementelor experimentale ca succesiune de turnare; - proiectarea și realizarea cofraajelor pentru elementele la scară 1/2; 1/3 și 1/5.

În funcție de tipul încălzării și tipul elementului experimental, s-au proiectat și realizat instalațiile de încercare, aducându-le la îndeplinire în funcție de scopul urmărit.

Studiul întreprins în legătură cu variația excentricității pe înălțimea peretelui, de la punctul de aplicare al forței excentrice până la jumătatea înălțimii peretelui, a permis propunerea reducerii excentricității structurale cu 90%, în secțiunea de la jumătatea înălțimii peretelui în care se face calculul de stabilitate.

La evaluarea lungimii de flambaj s-a întreprins un studiu legat de modificarea condițiilor de rezonanță atât după laturile orizontale încercate cât și după laturile verticale, luând în considerare în calcul lungimea de flambaj condițiile concrete de rezonanță.

Originale sînt și recomandările de execuție a elementelor spațiale, însoțite de instrucțiunile de proiectare, avînd în vedere lipsa unor reglementări în acest domeniu, explicabilă prin faptul că sistemul constructiv cu elemente spațiale este aplicat în țara de noi puțin de 15 ani.

Analiza metodelor de calcul expus în cap.2 reprezintă o bază de comparație a diferitelor norme și recomandări de calcul, în domeniul tratat în teză, și stabilității pereților din beton armat.

Capacitățile portante calculate, diferite de cele obținute pe elementele experimentale avînd caracter spațial, au impus studiarea și elaborarea unei metode originale de calcul care să se alinieze rezultatelor experimentale obținute în programul experimental.

#### 5.4. Prospectiva cercetărilor:

În contextul complexității problemelor legate de comportarea pereților subțiri din beton armat a elementelor spațiale, cercetările supuse ar putea constitui domeniul de studiu în viitor.

- analiza comparativă a comportării pereților din beton armat, făcînd parte din elemente spațiale, în condiții statice și dinamice ;
- comportarea la acțiuni de lungă durată
- studii ductilității colonașilor fereste din elemente spațiale la acțiuni statice alternante și acțiuni dinamice ;
- comportarea spațială a structurilor din elemente prefabricate spațiale, cu luarea în considerare a evaluării dintre acestea ;
- studiul privind modul de rupere și colapsul de elemente spațiale funcție de marimea și poziția golurilor din pereți.

Indici de consum

Tipul construcției	Aria desfășurată a construcției mp	Ciment		Oțel beton		Beton		Greutatea constr.	Manopera		Energia înglobată			
		Kg/mp	%	Total	din care plase sudate	Total	din care prefabricate		Kg/mp	Total	din care în fabrică	Total	din care în materiale	in funcționare utilitaje
								Kg/mp						
D.10.a1 Diagrame sistem celular P+8 turnat in cofraje metalice plane 32 apartamente cu 2 camere	2.164	147	27,8	25,4%	0,47	41,7%	1.279	9,6	20,7	100,6	94,9	4,3	0,8	
D.5.C4 Diagrame sistem celular P+4 turnate in cofraje metalice plane 14 ap cu 3 camere 3 ap cu 4 camere	1465,5	122	22,6	79,1	0,411	38,8	1.174	8,68	15,7	86,4	94,4	4,8	0,8	
P.2a1 Pannouri mari P+4 traseu mijloc 14 ap { 13 ap cu 2 camere 1 ap cu 3 camere	901,6	144	18,4	31,6	0,455	71,5	1164	7,41	31,5	82,2	94,5	4,7	0,3	
P5.C1 Elemente spatiale P+4 Traseu de mijloc 14 ap. { 13 ap cu 2 camere 1 ap cu 3 camere	1011,27	144	18,7	61%	0,391	83,0	1006	4,77	70	75,3	97,2	1,9	0,3	

## BIBLIOGRAFIE

1. Absi I., Couvelet Ch., Utilizarea cu calcul numeric și des modele reduse pentru studiul de contracții locale de l'acier. No. 254/1969.
2. Agent R., Lăraș I., Calculul structurilor din beton armat cu stâlpi și plăci. Ed. Tehnică, București 1979.
3. Agent R., Postelnicu I., Calculul structurilor cu diafragme din beton armat. 1982, 1983 Ed. Tehnică București.
4. Aguirre R., Olana V., Systema espacial de construcción d'edificios a l'aide des blocs tridimensionnels. No. 19, 50, International symposium on braced construction, Saltontfűred, Hungary, 1973.
5. Albigeu. Calcul des murs en béton armé au 1<sup>er</sup> ordre. Annales de l'I.L.R. 270/1970.
6. Aegerter L., Über die Anordnung und Tragfähigkeit einer gedruckten Pfeilerei ohne Zugfestigkeit. Helsinki (1954).
7. Anandari G., Observații privind aplicarea elementelor spațiale prefabricate din beton armat cu referire la experimentarea unor structuri demontabile cu alcătuire tip tub. Revista construcții No. 6, 1972.
8. Avram G., Gese. Stadiul comportării elementelor spațiale tip tub - în țara noastră. Clădiri etajate. Conferința Iași de betoane, Galați Dej, 1978.
9. Avram G., Gese I., Crăințaru I., Clădiri multietajate din elemente spațiale prefabricate. Conferința Viena de betoane, Iași 1975.
10. Avram G., Leutsch I., Pop M., Simbala Velas I. - Proiectarea economică a elementelor de construcții din beton armat. Ed. Acad. Lărgoara 1979.-
11. Avram G., Bădoara I., Filimon I., Birga G., Ierice I. - Rezistențele și deformările betonului. București, Ed. Tehnică 1971.

12. Avram C., Filimon I., - Curs de beton armat. Vol. I și II  
1976.
13. Avram C., Filimon I., Toma A., Fierarea elementelor de beton armat prescomprimate solicitate la sarcini statice și repetate. A III-a Conferință de betoane, Cluj, 1970.
14. Avram C., Grünner I., și alții. Încercări asupra unor elemente spațiale din beton armat și asupra conlucrării lor cu monolitizările în structurile de rezistență. Conferința a IV-a de betoane, Iașov 1971, III Probleme generale 1/1973.
15. Avram C., Bob C., Friedrich H., Stoian V., - Structuri din beton armat. Metoda elementelor finite și teoria echivalențelor, București Ed. tehnică 1984.
16. Corbăușani M., Agint C., Iocelnicu I., Constantinescu D. - Instrucțiuni tehnice pentru proiectarea construcțiilor cu structuri din diafragme de beton, P-85-32, în anuletul Construcțiilor, vol. 6, 1982.
17. Belenev M., - rezistența materialelor, vol. I. Ed. tehnică, București, 1956.
18. Beleny M., Voinea C., - rezistența materialelor II. Ed. tehnică București 1958.
19. Borzeș C., - Siguranța structurilor. Editura tehnică, București -1974
20. Borș I., - Structuri din elemente spațiale din beton armat. Lecțiile științifice a Institutului Politehnic Cluj - Napoca, vol. Structuri și elemente de construcții, 1978.
21. Borș I., Popa M., Calculul structurilor din elemente spațiale din beton armat, executate în sistemul constructiv, 1024 Braș v. Sibiu 1979.

22. Bory I., Loga A., Studiul comparativ al elementelor spațiale din beton armat pentru clădirii de locuit, funcție de sistemul de alcătuire, AIC 3 - vol. 1. Sibiu 1962.
23. Bory I., Loga A., Calculul elementelor spațiale de beton armat pentru clădirii de locuit, a AIC-a Conferința de betoane "noi tipuri de structuri din beton armat pentru construcții civile și industriale" vol. 1, Timișoara, 1962.
24. Bory I., Loga A., Particularități de alcătuire și de calcul a structurilor din elemente spațiale, a AIC-a Conferința de betoane "noi tipuri de structuri din beton armat pentru construcții civile și industriale" vol. II., Timișoara, 1962.
25. Bory I., Savaneacu I., Construcții din elemente spațiale prefabricate. Revista Arhitectura 2, 1975.
26. Bory I., Velcu G., Procedeu de prefabricare cu elemente spațiale de beton armat. Revista Construcții 2, 1973.
27. Bontin A., Inceh C., Brang Targu., Etude comparativ du calcul de murs en béton armé ou non armé suivant divers règlements, Annales de L'Institut 270, 1970.
28. Brăncuși A., Tendințe actuale în industrializarea execuției clădirilor de locuit. Sinteză documentară C.C.C. - 1972.
29. Brimban I., Carbaloni M., Calculul și alcătuirea structurilor etajate cu diafragme, a Coteșnică, București, 1976.
30. Bronnikov K., Construcții din elemente spațiale. Incercare din limba rusă. a Coteșnică 1963. Sibiu
31. Caffè A., Probleme și tendințe actuale în cercetarea și proiectarea construcțiilor. Sinteză documentară C.C.C., 1971.
32. Căpățînă L., Calculatozul în ajutorul proiectării construcțiilor. a Coteșnică, București, 1976.



33. Căpățînd L., Solomon A., Ampra stării de solicitare la compresiune seismică a structurilor alcătuite din tuburi diafragmate pentru clădiri de locuit P+3 din panouri mari, SRIU 2, Sibiu 1982
34. Clîpîi I., Toma A., Mateescu V., Pârdui C., Beton armat și precomprimat, Indrumător de laborator IRI 1974.
35. Clîpîi I., Toma A., ș.a. - Beton armat și precomprimat, Indrumător de laborator. IRI 1980.
36. Cain I., State - limites ultimes des murs porteurs, Annales de l'Institut de Br. 324 Janvier, 1975.
37. Constantinescu L., Doctelnicu I., Rezistența și ductilitatea secțiunilor de diafragme de beton armat, Construcții, 1/1979 pp. 33-47.
38. Căbiș I., Lemir V., Pretorian A., Celule spațiale prefabricate pentru clădiri de locuit confecționate din beton aer în tehnologie tanel. Semianca științifică a Institutului Politehnic Cluj - Apoca. Vol. Structuri și elemente de construcții, 1978.
39. Deutchenmann I., State and development of the application of box - units in the German Democratic Republic, SRI, 15, 8 96, International symposium on box-unit construction, Comunicarea 1-3, Balatonfüred, Hungary 1973.
40. Prof. Dimitrov, L. Hoff., - Druckbiegung bei Stößen, Klatten and Lehnen unter grossen Aussermittigkeiten, Bauingenieur 52/1977.
41. Popa I., IALIC. Program pentru analiza liniară a structurilor din elemente spațiale executate în sistemul LCIE - Brașov, Iulie 1975.
42. Iuliu I., concepția structurală a clădirilor de locuit multietajate din panouri mari pentru municipiul București, Revista Construcții, nr.6, 1977

43. Dumitrescu G., Postelnicu G., - Precizari privind noțiunea de ductibilitate a structurilor din beton armat în regiuni seismice, Construcții 1/1978 pp.3-12.
44. Ernst G., Stability of thin-walled structures, J. of Structural, succeeding No.49, No. 4 Dec., 1952.
45. Ernst G., Bramblik J., Cleveland A., Inelastic buckling of plain and reinforced concrete columns, J. of Steel and Shells, July 1953, Engineering Experiment Station, University of Nebraska at Lincoln, No. 1953.
46. Incezel P., Morisnet A., Rouze G., Le flambement des poteaux en béton armé. Annales de l'Institut No. 305/1973
47. Filimon I., Clipci I., Ionescu A., Beton armat, instrumentar de proiectare pentru studenți. Lit. 1981.
48. Filimon I., Leutsch I., Curs de beton armat și precomprimat Vol. I și II Timișoara 1979.
49. Filimon I., Leutsch I., Ionescu A., Influența tipului și distribuției armăturii pretensionate asupra rezistenței la fisurare a elementelor cu armătură pretensionată. Cășet selectiv No. Timișoara 1974.
50. Filimon I., Leutsch I., Ionescu A., asupra formării și dezvoltării fisurilor la elemente însoțite din beton precomprimat solicitate la sarcini statice și dinamice. Conferința VI-a de betoane Constanța 1973.
51. Filimon I., Leutsch I., Ionescu A., Sarcina limită de fisurare la elemente de beton armat precomprimat. Lit. Timișoara 1974.
52. Filimon I., Leutsch I., Ionescu A., Studiu teoretic și experimental privind apariția și dezvoltarea fisurilor

la elemente inovative din beton precomprimat solicitate la încărcări statice și dinamice. Anuletin IPT Tom. 19(33) 1974.-

53. Filimon I., Lăntăch I., Iăniș C., Toma Al., Calculul și analiza deschiderii fisurilor la elemente de beton precomprimat de categoria 2-a și 3-a de fiabilitate cu considerarea luării apei și întinerii a betonului de decompresie fisurilor. Anuletin IPT Tom. 21(35) fasc. 1/1976.
54. Filimon I., Lăntăch I., Toma Al., Studii și cercetări pentru alegerea și utilizarea fișurilor din beton precomprimat cu goluri la construcții industriale etajate, cu încălzire utilă de 2500 kcal/m<sup>2</sup>. Secțiunea științifică "Cinstirea omului" IPT 1977
55. Filimon I., Albușan F., Lăntăch I., Dob C., Iurduț C., Toma Al., Aspecte privind comportarea sub încălzire a planșelor prefabricate din beton ușor cu granulat de lignaj. Anuletin științific IPT 1977.
56. Intel C., Handbook of concrete engineering, Von Nostrand Reinhold Co, New-York, 1974
57. Florian Alexandra, Mălița F., Clădiri de locuit din elemente spațiale tridimensionale, Arhitectura 3, 1978.
58. Mădăriaș C., Contribuții la studiul grinzilor - pereți din beton armat, Teză de doctorat, Institutul Politehnic "Traian Vuia" Timișoara, 1974.
59. Florică Gh., Ripizarea construcțiilor ingineresti de locuințe. Rev. Construcții Ar. 3/1982.
60. Girkmann A., Flächentragwerke, Springer Verlag, Wien 1964.
61. Goffi Luigi, Industrializzazione e prefabbricazione edilizia, L'Industria Italiana del Cemento 9, 1980.
62. Gratal C., The vertical system, CIB, 8 19, 8 56, International symposium on box-unit construction, Comisia 11-6, Beltonville, SUA, 1973.

63. Hebig H., Bauten in Wandkonstruktion. Grundlagen für Konstruktion und statische Berechnung, Reihe Städtebau und Architektur Nr. 16, 1972.
64. Hazi Ali, Stabilité au flambage des structures planes. Annales de l'INSTR Nr. 316/1974.
65. V. Halász - Grosstafelbauten Konstruktion und Berechnung Bauingenieur - Praxis, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin-München, Heft 55-1966.
66. Halmagiu M., Popescu I., Un procedé d'execution des bâtiments à éléments -cellulaires en béton léger assemblés par précontrainte, C.I.B. n. 19, p. 56. International symposium on box-unit construction, Comunicarea 11-16, Betonstřed, Hungary, 1973.
67. Halmagiu M., Realizarea industrială a clădirilor de locuit din elemente speciale prefabricate, revista Materiale de construcții, vol. VI, nr. 2, 1976.
68. Halmagiu M., Soluții de structuri eficiente pentru clădiri de locuit și sociale culturale cu partial flexibil, a 1-a Conferință de betoane, vol. II, Timișoara 1972.
69. Hangan M., Construcții de beton armat scolare - București 1973.
70. Hantscha L., Prefabricated three - dimensional reinforced concrete elements in public and domestic building, C.I.B. n. 19, p. 56. International symposium on box-unit construction, Comunicarea 1-7, Betonstřed, Hungary, 1973.
71. Heesler T., Concrete box units for unit substations C.I.B. n. 19, 556, International symposium on box-unit construction, Comunicarea 11-16, Betonstřed, Hungary, 1973.

72. Jakobson A.A., buckling of walls. Bulletin L'information no.155 septembre 1963.
73. Jakobson A., Maltin A., box-unit construction in Scandinavia, CIB, V 19, p. 56, International symposium on box-unit construction Balatonfüred Hungary, 1973.
74. Altpfel, A., Böller, - Bewehrte magnetsteifere Rechteckplatten, Veb. Ernst & Sohn Berlin 1968.
75. Altpfel, A., Scherz - Bewehrte magnetsteifere Rechteckplatten, Veb. Ernst & Sohn, Berlin, 1968.
76. Kordecki A., Flambement des barres comprises par une face de courbe dure. Annales de L'ITBIF no.225/1966.
77. Kulski A., Inga J. Résistance des murs en béton non armé soumis à des charges verticales. Cahiers du C CIB no. 651, Livraison 79 (avril 1965).
78. Laredo A., Théorie générale du comportement des grandes structures spatiales. Application par les gros ordinateurs. Annales de L'ITBIF no.254/1969.
79. Lewicki A., Bâtiments d'habitations préfabriqués en éléments de grandes dimensions. Eyrolles, Paris (1965).
80. Lugez J., Construction en éléments tridimensionnels à base de béton en France, CIB, V 19, p. 56. International symposium on box-unit construction, communication 1-7, Balatonfüred, Hungary, 1973.
81. Lugez J., La Préfabrication lourde en panneaux et le bâtiment d'habitation, Editions Eyrolles, Paris, 1974.
82. Lugez J., Stabilité des cellules tridimensionnelles. Cahiers du C CIB no. 1248, livraison 150, (juin 1974).
83. Lugez J. - Résistance sous charges verticales centrées ou excentrées d'éléments de mur nervurés dansés en béton non armé, Annales de L'ITBIF, no. 330/1975 pp. 137-176.

84. Luges I., La stabilité des bâtiments en cellule 3D sous l'effet des charges. Cahiers du C.C.C.T. Nr. 1389, livraison 170 (Juin 1976)
85. Luges, Résistance sous charges verticales centrées ou excentrées d'éléments de mur nervurés (lancés en béton non armé) théorie - expérimentation. Cahiers du C.C.T. Nr. 1315, Livraison 160 (Juin 1975).
86. Luges I. Capacité portante des composants nervurés lourds en béton non armé. Cahiers du C.C.T. Nr. 1240 livraison 150 (Juin 1974).
87. Maurice C. Introduction aux procédés de la construction par cellules. Actualités Techniques Nr. 4/1970
88. Macilă P., Popa R., Jonea C., Gherăscu Nicolae, Lupu I. - Incercari experimentale pe model a blocurilor de locuinte P-4, realizate cu celule speciale. Referat 103/1979, Institutul de construcții-bucurești.
89. Meyer - Keller G., Hauszellenbauweisen - Entwicklungsstand und Tendenzen, Bauverlag Gmb H, Wiesbaden und Berlin, 1972.
90. Meyer - Keller G., Analyse systematique de 34 systemes de construction en cellule développée en 17 pays, C.C.C.T., 1976, International symposium on box-unit construction, Communication 1-11, Budapest, Hungary, 1973.
91. Minăescu C., Toma A., g. aspecte privind incercarea unor elemente prefabricate pentru infrastructura elementelor de locuit P-4. Festivalul național "Cinzeaua României" Baia Mare 1979.
92. Minăescu C., Toma A., Luges I., asupra comportării elementelor spațiale tip LUGES - Brașov, la sollicitarea de forfecare, sesiune jubiliară, Iași 1961.

93. Mihărescu A., Iancu E., Ignaton E., Toma Al., Aspecte ale ductilității elementelor spațiale prefabricate folosite în construcții etajate. A XI-a conferință de betoane - Timișoara 1982.
94. Mihărescu A., Stoian V., Toma Al., Studiu privind comportarea structurii fermată din coloane de elemente spațiale la acțiunea încălzirilor gravitaționale și orizontale, capacitate portantă, stabilitate, rigiditate. Faza I. Studiu de sinteză privind cercetările efectuate în țară pînă în prezent privind comportarea structurilor din elemente spațiale- ICCPIG- Filiala Timișoara, 939/1983.
95. Mihărescu A., Friedrich E., Toma Al., Stoian V., Investigation on the Behaviour of cellular masonry under horizontal actions. Symposium on wall structures Clb- Warszawa 1984.
96. Mihărescu A., Friedrich E., Toma Al., Stoian V., Unele aspecte privind comportarea coloanelor de elemente spațiale la acțiuni orizontale alternante- Iași, Conf. III- de betoane oct. 1984.
97. Mihărescu A., Friedrich E., Toma Al., Stoian V., Studiul teoretic și experimental al elementelor spațiale prefabricate pentru clădiri de locuit. Iași Conf. III- de betoane, oct. 1984.
98. Prof. Mikhail M.A. Guralnick - Buckling of Simply Supported Folded Plates, Journal of the Engineering Mech. Division, E.M.S./ 1971 - 1363 - 1380
99. Birgu G., Friedrich E., Construcții industriale speciale din beton armat, Ed. didactică și pedagogică, București, 1975.
100. Birgu G., Friedrich E., Construcții din beton armat, Ed. didactică și pedagogică, București, 1980.
101. Goldevan N., Berg I., Procédé d'exécution des bâtiments en ele-

11. Paulsen H., Walls of plain concrete. Bulletin L'informa-  
tion Nr.155 septembre 1983.
12. Prasevic M., Influence of creep on behavior of reinforced  
concrete plates and walls. Bulletin L'informa-  
tion Nr.155 septembre 1983.
13. J.S. Przemieniecki - Discrete element methods for stability  
Analysis of Complex Structures, the Aeronautical  
Journal, 12/1968 pp. 1077- 1086.
14. Robinson J.A., Kouze M., La résistance aux efforts tangents  
des points verticaux d'angle entre grands panneaux  
Annales de l'ITBTP Nr.316/1974.
15. Robinson J.A., Hadjari L.S. - L'epression des charges de  
Flambement des poteaux en béton armé par la  
Méthode de M.P. Passal ANNALES de l'ITBTP 249/68
16. Reynouard J., Lemaire M., Texe J., Duband, J.C., Elaboration  
d'un modèle de calcul de cellules 3 D sous charges  
verticales. Etude de l'empilage Cahier du CCFB Nr.  
1465, Octobre 1977
17. Salonen A., The Finnish AUSA- System CIB, 119, S 56, Intern-  
tional symposium on box - unit construct on, Comu-  
nications 11- 12 Balatonfüred, Hungary, 1973.
18. Schleich M., Plattenbalken und andere mehrteilige Querschnitte  
Bauz. St. 12/1978 pp 299-306.
19. Skaloud M., - Überkritisches Verhalten gedrückter, mit  
möglichstem Kippen versteifter Platten, Praha, Acta Techn-  
ica CSAV, 5/1963 459- 476
20. Skaloud M., Kovtun M., Überkritisches Verhalten einer  
gleichförmig gedrückten, in der mitte mit einer  
Längsrippe versteiften Platte, Praha, Acta Techn-  
ica CSAV, 3 /1964 217-249.



- ments tridimensionales type dragov, CIB, n° 19, s 56 -  
Comunicarea II - 17 " Colloque International sur la  
struction en cellule " Balatonfüred, Hungary, 1973.
102. Manfred Lab., Nicolaev P.M. și alții, Zdenia in obiectiv  
bloccov, Atsoidat, Moscow 1974.
103. Munteanu M., Cristea I., Păuleț C., Proiect tip pentru clă  
di de locuit P+ 2 - P+ 4, cu structură din elemente spa  
țiale din beton granulat, Arhitectura 3, 1978.
104. Langan L., Über den Bauweise und die Größe der Kniek - un  
Zeilischerheit in Stahlbetonbau Beton- und Stahlbeton  
bau Nr. 1/1934.
105. Negoiță A., gen.- Comportarea și calculul elementelor din  
beton simplu din granulat solicitate la compresiune și  
dii și Cercetări. IBCFNC 5/1972 pp. 69-75.
106. Nicolaev P.M., Box-unit construction in the USSR, CIB, n° 19,  
s 56, International symposium on box-unit constructi  
Comunicarea I- 8, Balatonfüred, Hungary, 1973.
107. Ugebro T., Stigring Oleg, Technical and economical analysis  
of the BOX-UNIT system for box-unit construction, CIB,  
s 56, International symposium on box-unit constructi  
Comunicarea IV- 2, Balatonfüred, Hungary, 1973.
108. Oliver G., Box-unit construction in the United States, CIB,  
n° 19, s 56, International symposium on box-unit const  
tione Comunicarea I-9, Balatonfüred, Hungary, 1973.
109. Park H., Fung Y.- Reinforced Concrete Structures, John Wiley  
1975.
110. Popescu M., Georgescu G., Man I., Rădulescu Silvia, -studiu  
experimental și teoretic cu privire la dezvoltarea st  
turilor din elemente spațiale prefabricate pentru clă  
recomandări pentru proiectarea și executarea clădirilor  
din elemente spațiale cu puține niveluri, IBCFNC n° 5/1972

121. Shaloud A., Zóvetny A., Überkritisches Verhalten einer gleichförmig gedrückten, in den Dritteln mit zwei Abgerippen verstärkten Platte, *Irakl, Acta Technica CSAV* 6/1964 542- 566
122. Swartz S.P., Hoochrough V.L., Sogoshi S., A method for Determining the Buckling Strength of Concrete Panels *Experimental Mechanics*, April 1974, 13-144.
123. Swartz S.P., Hoochrough V.L., Serman M.I., Buckling Tests on Rectangular Concrete Panels, *Journal of the ACI*, 1/1974, 33- 39.
124. Swartz S.P., Hoochrough V.L., Buckling Design Curves for Concrete Panels with all Edges Continuously Supported , *Journal of the ACI* 9/1975
125. Swartz S.P., Hoochrough V.L., Buckling of Reinforced Concrete Plates, *Journal of the Structural Division*, 1/ 1974 pp.195 - 207.
126. Tarter I. șoa. - Curba caracteristică a betonului după de gravit la încercări de rezistență durată și evoluția ei în timp, *Studii și cercetări. I.C.C.R.*, 5/1977, pp - 41-46.
127. Timoshenko S.P., Woinowsky-Krieger, Teoria plăcilor plane și curbe, *Ed. tehnică, București*, 1968.
128. Timoshenko S.P., Gere J., Teoria stabilității elastice, *Ed. tehnică, București*, 1967.
129. Toma Al. șoa., Studiul aderenței betonului la armături netede și profilate - lucrarea științifică studentescă-1971, *Ed. Timișoara*.
130. Toma Al., Bărdan C., Aplicarea tehnologiei revibrării betonului la executarea unor elemente prefabricate din beton armat. A lucrare științifică a tinerilor ingineri *Ed. Timișoara* 1974.

131. Toma Al., Clipii I., ș.a. Determinarea experimentală a capacității portante a unor grinzi cu carcasa sudate pentru un complex mecatronic. A II - a sesiune științifică a tinerilor ingineri. I.P.Timigheara, 1974.
132. Toma Al., Filimon A., ș.a. Consolidarea căminelor studențești din centrul universității Craiova. Festivalul Național "Cântarea României" - Dacia Mare, 1979
133. Toma Al., Filimon I., Mihăescu A., Părdai G., Aspecte privind ca. acțiunea portantă și fixarea fișilor cu geluri din beton precomprimat. Anchetimul IIT - Tom. 25(39) fasc.2/1980.
134. Toma Al., Mihăescu A., Friedrich H., ș.a. Încercarea elementelor spațiale prefabricate tip ICM Dragov. Anchetimul științific și tehnic al IPTVI Tom.26(40) fasc.1/1981.
135. Toma Al., Filimon I., Părdai G., Iosif M.St., Comportarea sub încălzire a unor elemente de planșeu cu suprafață mare realizate din beton ușor. Sesiunea științifică jubiliară Iași 1981.
136. Toma Al., Filimon I., Mihăescu A., ș.a. - Aspecte privind încercarea unor elevații prefabricate pentru clădiri de locuit. Sesiunea științifică jubiliară, Iași - 1981.
137. Toma Al., Mihăescu A., Friedrich H., Stoian V., Iancu L., - Studiul teoretic și experimental al elementelor spațiale prefabricate pentru clădiri de locuit. A II-a conferință de betoane Timigheara 1982.
138. Toma Al., Mihăescu A., Grîmmer I., Friedrich H., Cercetări privind stabilitatea pereților elementelor spațiale tip ICM Dragov. Revista Construcții nr.5/1983.

139. Toma Al., Mihăescu A., Friedrich I., Stoian V., Studies on the stability of the stiffened walls for cellular units. Symposium on wall structures Cluj-Napoca, 1984.
140. Valerian F., Proiect. scolară iz obiectelor blocov, Păișii - Siligues, Construcții Jilii domov, Moscova, 1972.
141. Verano I., Statical problems in three dimensional precast units, CII, N. 19, p. 56 International symposium on box-unit construction, Comunicarea 11-13, Delatoufired, Hungary, 1973.
142. Verano I., Clădire de locuit experimentală (prototip) realizată din elemente speciale mari prefabricate. In : Arhitectură nr. 2, 1975.
143. Vorobaine G. și alții. Creșterea gradului de prefabricare a lucrărilor edilitare din capitală, Construcții nr. 4, 1973.
144. Wiegand F., Ein Beitrag zur Beulstabilität von Stahlbetonwänden mit nichtlinear elastischem Kerstoffgehalt-Dissertation, Darmstadt, 1970.
145. XXXXXX Beton Kalender 1975, Hermann & Sohn Berlin
146. XXXXXX Design of Precast Concrete Wall Panels, Reported by ACI-Committee 533, Journal of the ACI, 7/1971 504-573
147. XXXXXX Die 1045 Beton und Stahlbetonbau-Verordnung and Ausführung, Beton-Kalender 1973, H. v. Ernst & Sohn, Berlin.
148. XXXXXX Die 414 St. 2. Stahl in Hochbau, Verlag Stahlbau, Düsseldorf, 1969.-
149. XXXXXX Recommendation internationale pour les structures en panneaux, ANONYM, 8, 1<sup>ere</sup> edition, CCR, Paris 1969.

150. XXXXXXXX CIB - Recomandation internationale unificées pour le calcul et l'exécution des structures en panneaux assemblés de grand format, ANNEAU, S., ITC, Rome - 1965.-
151. XXXXXXXX Recomandations pour le calcul et l'exécution des constructions industrialisées en béton Centre Scientifique et technique de la Construction, Bruxelles, 1970.
152. XXXXXXXX Clădiri de locuit din elemente spațiale executate prin tehnologie tip " tunel " în URSS. Rev. construcții nr.4/1978.
153. XXXXXXXX O mare fabrică de elemente spațiale prefabricate (sistem IC1-104) Rev. construcții nr.3/1982.
154. XXXXXXXX Studiul comportării elementelor spațiale tip IC1X în structurile de rezistență ale construcțiilor. Contract nr.3631/1972 între IPT și IILB Brașov.
155. XXXXXXXX Studii experimentale privind structurile etajate executate cu elemente spațiale tip IC1X, Contract nr.4366/1973 între IPT și IC1X - Brașov.
156. XXXXXXXX Comportarea spațială a structurilor cu diafragme prefabricate. Contract nr.2041/1974 între IPT și IC1X - Brașov.
157. XXXXXXXX Comportarea structurilor realizate cu prefabricate spațiale. Contract nr.66/1975 între IPT și IILB - Brașov.
158. XXXXXXXX Cercetări experimentale asupra elementelor spațiale cu pereți nervurați pentru construcții multietajate. Contract nr.44/1976 între IPT și IC1X Brașov.
159. XXXXXXXX Cercetări privind comportarea elementelor spațiale, tip IC1X Brașov pentru construcții multietajate. Contract nr.31/1977 între IPT și IC1X Brașov.-

160. XXXXX Studii și cercetări în vederea perfecționării soluțiilor funcționale pentru clădiri de locuit, în lumina surselor directive în construcții, Contract nr.303/1978, Faza I între IIT și ICCPIG Filiala Timișoara.-
161. XXXXX Studii și cercetări în vederea perfecționării soluțiilor funcționale pentru clădiri de locuit, în lumina surselor directive în construcții, Contract nr.303/1978 Faza II, între IIT și ICCPIG - Filiala Timișoara.
162. XXXXX Studiu teoretic și experimental cu privire la dezvoltarea structurilor din elemente spațiale prefabricate pentru clădiri, Contract nr.170 Faza I - între IIT și ICCPIG - 1980.
163. XXXXX Studiu teoretic și experimental cu privire la dezvoltarea structurilor din elemente spațiale prefabricate pentru clădiri, Contract nr.170 Faza II - 1981 între IIT și ICCPIG.
164. XXXXX Studiu privind comportarea structurii forțată din coșul de elemente spațiale la acțiunea încărcurilor gravitaționale și orizontale, cercetare portantă, stabilitate, rigiditate. Faza I - studiu de sinteză asupra sistemelor de construcție cu elemente spațiale prefabricate și a metodelor de calcul utilizate, Contract nr. 2391/1983 între IIT - Brașov și ICCPIG Filiala Timișoara.
165. XXXX Instrucțiuni tehnice pentru proiectarea structurilor din elemente spațiale prefabricate de beton armat. Contract nr. 539/1983 între IIT, ICI - Brașov și ICCPIG București.
166. XXXXX Noi tipuri de clădiri executate din elemente spațiale, Contract - ICCPIG București.
167. XXXXX Stabilirea tehnologiei preliminare de execuție a elementelor spațiale tip tunel din beton armat de granit. Realizat cu consilierii, Contract nr.10265/1977 între ICCPIG Cluj - Laposa și ICCPIG - București.-

168. XXXXXX Studii și cercetări în vederea perfecționării soluțiilor funcționale pentru clădiri de locuit în lumina noilor directive în construcțiile noi soluții eficiente de clădiri de locuit cu elemente spațiale din beton de granulat. Referat cu concluzii contract nr.151/1973 între ICRIC Cluj - Apoca și ICRIC București.
169. XXXXXX Experimentări privind comportarea mecanică la solicitări verticale și orizontale îndreptate și invers a prefabricatelor spațiale pentru clădire de locuit ce urmează a fi experimentată la Iași în anul 1973 - 74. Referat cu concluzii, Contract nr. 796/73.
170. XXXXXX Studii privind comportarea la acțiuni seismice a soluțiilor noi de clădiri de locuit tipizate. Faza I - Cercetări prin calcul și pe cale experimentală asupra clădirilor de locuit executate din elemente spațiale. Contract nr.511/1980 între ICRIC București și ICCPCC - București.
171. XXXXXX Proiect experimental, clădiri de locuit P+2F cu structură din elemente spațiale din beton de granulat, tehnologie tunel pentru Cluj. Sibiu 2 96m/3 - IPT și ICR.
172. XXXXXX TELIFF - Metodă de calcul a unei clădiri din elemente spațiale. Biblioteca IPT.
173. XXXXXX Recomandări unificate (CEB, CIB și CIA te) pentru executarea structurilor din panouri mari prefabricate - București GLCAS 1971.
174. XXXXXX Instrucțiuni tehnice pentru proiectarea elementelor din beton și beton armat cu agregate de granulat C1 A 3 m(Lagoj) ICRIC, ICRIC, 1975.
175. XXXXXX Instrucțiuni tehnice privind proiectarea clădirilor de locuit cu structura de rezistență din panouri mari elaborat de IPT, indicativ P 101-73.

176. XXXXX System international de réglementation technique unifiée des structures. Règles unifiées communes aux différents types d'ouvrages et de matériaux, vol. I CEB - FIB par les structures en béton - vol. II, Bulletin d'information Nr. 124/125 P Avril 1978.
177. XXXXX CEB- FIB Manual of buckling and instability Bulletin d'information Nr. 123 Dec. 1977.
178. XXXXX Instrucțiuni tehnice pentru proiectarea construcțiilor cu structura din diafragme de beton, indicativ F 35-82.
179. XXXXX Travaux de parois et murs en béton banche. Règles de calcul, Cahiers de CEB Nr. 1321 livraison Nr. 150 (Jan. 1973 )
180. XXXXX STAS 10107/0 - 84 - Construcții civile și industriale. Calculul și alcătuirea elementelor de beton, beton armat și beton precomprimat, București 1985. (în curs de publicare).
181. XXXXX Norme SRII .11. L. 1-62 " Construcții din beton armat și simplu.
182. XXXXX Code Code of Practice CP - 111 - 1964 " Structural recommendations for loadbearing walls ".
183. XXXXX Code Code of Practice for Reinforced Concrete Nr. 114, 1957.
184. XXXXX ACI 318 - 63 " Standard building code requirements for reinforced concrete ".
185. XXXXX Solsol. " Normes pour le calcul, la construction et l'exécution des ouvrages en béton armé et béton précontraint " .
186. XXXXX Recomandări pentru proiectarea și executarea clădirilor din elemente speciale finite, realizate în tehnologia și sistemul constructiv din Braşov, Contract 2075/1979.



187. XXXXXXX BOSTADSBACIFABOLAG, GÖteborgs stads, elemente  
der Wohnungsbaugesellschaft, prospectul firmei  
Göteborg, Sweden.
188. XXXXXXX INTERNATIONAL SYSTEMS (ICI) Mobile, Alabama USA,  
in revista Construcții Nr.3, 1982.-
190. XXXXXXX SHELLEY SYSTEM, prospectul companiei Shelley  
Enterprize, Rio Piedras, Puerto Rico.
191. XXXXXXX LOMJA BOK -UNIT SYSTEM, prospectul firmei Helsinki  
Finlanda, 1977.
192. XXXXXXX Sistemul SIGMA (France) Bâtir Nr.31 Mai 1974.
193. XXXXXXX Sistemul GOCAS (France) Sistem constructiv tridi-  
mensional GOCAS - Informări tehnico- economice  
B3.2 - C.1
194. XXXXXXX Sistemul USI BARTO, sistemul TRIFRAC, sistemul  
MILL, Case prefabricate cu elemente tridimensio-  
nale. GOCAS. Informări tehnico- economice 1978.-
195. XXXXXXX Soluții constructive sovietice pentru clădiri din  
elemente spațiale GOCAS. Informări tehnico-econo-  
mice B3. 2- C.5.-
196. XXXXXXX Manual de utilizare al programului SAPO3, Analize  
Analize liniară statică și cinematică a structuri-  
lor, prin metoda elementelor finite. IPT.1983.-

TABELA DE CONȚINUT

	Pag.
<b>CAPITOLUL 1. Introducere</b>	<b>1</b>
1.1. Elemente spațiale cu pereți subțiri executate în străinătate.	2
1.1.1. Sistemul KUMMER - BRUNNEN	2
1.1.2. Sistemul SCOTT și SIMA de elemente spațiale executate în Franța	3
1.1.3. Sistemul spațial ICHJA - Finlanda	4
1.1.4. Sistemul BASTAR DELAFAY - Göteborg	5
1.1.5. Sisteme de elemente tridimensionale folosite în Italia	5
1.1.6. Elemente spațiale executate în SUA	7
1.1.7. Sistemul SARTRE - Canada	8
1.1.8. Sistemul CORTEX - Danemarca	9
1.1.9. 4 L - SYSTEM - Anglia	9
1.1.10. Elemente spațiale în Japonia	10
1.1.11. Elemente spațiale în URSS	10
1.2. Elemente spațiale cu pereți subțiri executate în țară	11
1.2.1. Elemente spațiale tip ICIM Brașov	11
1.2.2. Sistemul Creiova de elemente spațiale	13
1.2.3. Elemente spațiale în sistem ICIM-Iasi	14
<b>CAPITOLUL 2. Norme și metode privind calculul și verificarea pereților subțiri din beton armat la stabilitate</b>	<b>29</b>
2.1. Calculul la flambaj după normele C B	29
2.2. Flambajul pereților după normele Belgiene	31
2.2.1. Încălcarea de rupere a pereților	31
2.2.2. Solicitări de calcul	33
2.3. Calculul la stabilitate după normele sovietice SNIP	35
2.4. Calculul la flambaj după normele DIN 1045	36
2.5. Verificarea capacității portante a pereților cu lăcșuri în considerare a stabilității lor, în conformitate cu normele americane ACI	38

2.5.1. Pereți portanți prefabricați încărcăți în planul lor	38
2.5.2. Pereți prefabricați încărcăți în planul lor, considerați ca griniți pereți	39
2.5.3. Incărcare admisibilă admisibilă a secțiunii transversale	40
2.5.4. Conversia în sistemul metric	42
2.6.- Calculul pereților la fleabej după normele britanice	43
2.6.1. Pereți marmurați	43
2.6.2. Cazul pereților armăți	45
2.7.- Reglementările elvețiene privind calculul la stabilitate al pereților din beton simplu și beton armat	46
2.7.1. Cazul pereților din beton simplu	46
2.7.2. Pereți din beton armat	47
2.8.- Calculul pereților la fleabej după V. Albigen	47
2.8.1. Cazul pereților din beton simplu	47
2.8.2. Cazul pereților din beton armat	49
2.9.- Reglementări franceze pentru calculul pereților din beton	50
2.9.1. Efortul admisibil la compresione în cazul pereților din beton simplu	52
2.9.2. Pereți din beton armat	53
2.10.- Calculul la fleabej după E. Swartz	54
2.11.- Calculul fleabajului la pereți, propus de J. Lages	55
2.12.- Metode de calcul a " stiloului model " propusă de codul model CWS- PI <sup>2</sup>	56
2.12.1. Stabilirea excentricităților de calcul	57
2.12.2. Calculul după stiloul model	58
2.13. Metode aproximative de calcul a pereților din beton simplu propuse de E. Poalgeu	59
2.13.1. Formula aproximativă I.	60
2.13.2. Formula aproximativă II.	61
2.13.3. Formula aproximativă III.	61
2.13.4. Formula aproximativă IV.	61
2.14.- Calculul la stabilitate a pereților, în conformitate cu normativul P 101-78	62

2.15. Calculul la stabilitate al diafragmelor din beton erau în conformitate cu normativul 3-85 - 82	64
<b>CAPITOLUL 3.- Programul experimental privind încercarea la stabilitate a pereților subțiri</b>	<b>75</b>
3.1. Programul experimental serie A	75
3.1.1. Dispositivul și modul de încălzire	76
3.1.2. Aparatura de măsură	78
3.1.3. Rezultatele experimentale la serie A	78
3.1.4. Concluzii privind încercarea elementelor din serie A	82
3.2. Programul experimental serie B	84
3.2.1. Dispositivul și modul de încălzire	85
3.2.2. Dispunerea senzelor de măsură	87
3.2.3. Rezultatele experimentale obținute pe elemen- tele din serie B	88
3.2.4. Concluzii referitoare la încercarea elementelor experimentale din serie B	92
3.3. Programul experimental serie C	96
3.3.1. Dispositivul și modul de încălzire	98
3.3.2. Dispunerea senzelor de măsură	98
3.3.3. Rezultatele experimentale ale elementelor din serie C	100
3.3.4. Concluzii referitoare la încercarea elemen- telor experimentale din serie C	107
<b>CAPITOLUL 4.- Calculul pereților la stabilitate</b>	<b>171</b>
4.1. Formularea problemei stabilității	171
4.2. Calculul de stabilitate prin metodele elementelor finite	172
4.3. Studiul evaluării excentricității în calculul la compresiune cu flambaj	175
4.3.1. Metodele elementelor finite în calculul struc- turilor de construcții	175
4.3.2. Evaluarea excentricității de calcul prin metodele elementelor finite.	179
4.4. - Verificarea peretelui la compresiune cu flambaj	181

<b>CAPITOLUL 5.- Concluzii și valorificări</b>	<b>195</b>
5.1. Contribuții aduse prin teză	194
5.2. Valorificarea tezei de doctorat	196
5.3. Originalitatea tezei de doctorat	198
5.4. Perspectiva cercetărilor	199
<b>BIBLIOGRAFIE</b>	<b>201</b>
Tabela de materii	221
Tabela de materii a figurilor	225
Tabela de materii a tabelelor	231

TABELA DE AMPLASAREA FIGURILOR

<u>CAP. 1</u>	<u>Pag.</u>
Fig.1.1 Sistem V&A în fașă de montaj	15
Fig.1.2 Ansamblu executat cu elemente spațiale tip V&A	15
Fig.1.3 Fașă de montaj la sistem V&A în Franța	15
Fig.1.4 Transportul pe calea ferată a elementelor tip V&A	16
Fig.1.5 Geometria de execuție și asamblare a elementelor tip V&A	26
Fig.1.6 Ansamblul liniei de turare a elementelor tip V&A	16
Fig.1.7 Fașă de montaj a elementelor spațiale tip V&A	16
Fig.1.8 Blocul de la Tampere executat tip LOMJA	17
Fig.1.9 Schema tehnologică de realizare a elementelor tip LOMJA	17
Fig.1.10 Detaliu de montaj în blocul de la Tampere	17
Fig.1.11 Element inelar tip L&A - P&A	18
Fig.1.12 Sistemul SH&A de elemente spațiale	25
Fig.1.13 Elemente spațiale în sistem SH&A	26
Fig.1.14 Elemente spațiale în sistem SH&A - J&A	27
Fig.1.15 Detaliu de montaj al elementelor SH&A	18
Fig.1.16 Ansamblul de locuințe executate cu elemente tip H&A	19
Fig.1.17 Detaliu de execuție a ansamblului de locuințe din H&A cu elemente tip H&A	19
Fig.1.18 Schema de montaj a elementelor spațiale tip H&A	20
Fig.1.19 Elemente H&A - Dancores, în fașă de montaj	20
Fig.1.20 Elemente spațiale de tip 4 în Japonia	21
Fig.1.21 Sistemul 4 - utilizat în Freiburg - FRG	21
Fig.1.22 Fașă de montaj a blocului Hagakin-Japania	22
Fig.1.23 Ansamblul blocului Hagakin	22
Fig.1.24 Bloc din elemente spațiale în J&A	23
Fig.1.25 Detaliu de alcătuire a elementelor tip punar culcat - I&A Brayev	23

Fig.1.26.	Aspect privind depositul uzinal de elemente spațiale ICIK	23
Fig.1.27.	Ansamblul de blocuri de locuit în Brașov	24
Fig.1.28.	Aspect al unui bloc de locuințe din Brașov executate cu elemente spațiale	24
Fig.1.29.	Hotel executat în Poiana Brașov cu elemente spațiale tip ICIK	25
Fig.1.30.	Detaliu de alctuire a elementelor spațiale tip clăpet - Crăieva	28

CAP.2

Fig.2.1.	Variația coeficientului de flambaj funcție de $\lambda$ și $\eta$	65
Fig.2.2.	Curbe de calcul a capacității portante tip ACI	66
Fig.2.3.	Diagram de conșturare	65
Fig.2.4.	Influența înălțimii relative a peretelui	67
Fig.2.5.	Limitele procentelor de armare după diferite norme	67
Fig.2.6.	Stabilirea coeficientului de influență a nervurilor	68
Fig.2.7.	stabilirea lungimii de calcul a peretelui	68
Fig.2.8.	Abaca pentru calculul coeficientului la beton simplu perete neted	68
Fig.2.9.	Idem, la perete nervurat	69
Fig.2.10	Abace pentru calculul coeficientului la beton armat perete neted	69
Fig.2.11.	Idem, la perete nervurat	69
Fig.2.12.	Determinarea lui $l_f/l$ pentru structuri etajate	70
Fig.2.13.	Curba teoretică și experimentală a efortului critic	70
Fig.2.14.	Coeficientul de flambaj propus de Lugăș	71
Fig.2.15.	Schemă de calcul a stîlpului model	72
Fig.2.16.	Determinarea excentricității totale în stadiul deformat	72
Fig.2.17.	Excentricități diferite la extremitățile stîlpului model	72
Fig.2.18.	Schemă de calcul conform stîlpului model	73
Fig.2.19.	Variația lui $\eta$ în funcție de $\lambda$ și $\frac{l_0}{h}$	73

Fig.2.20. Varia,ia lui  $\mu$  func,ie de  $\frac{a_1}{b}$  si  $\frac{a_2}{b}$  ..... 74

Fig.2.21. Determinarea coeficientului K. 74

Cap. 3.

Fig.3.1.	Elementul experimental $\mu=5$ a neceluire	106
Fig.3.2.	Elemente experimentale din seria A	108
Fig.3.3.	Senza de incalzire a elementelor din seria A	109
Fig.3.4.	Amplasarea planului median	110
Fig.3.5.	Dispozitivul de incalzire/coolare si sec,tiune	110
Fig.3.6.	Apect de la incalzirea elementului $\mu=5$	111
Fig.3.7.	Incalzirea elementului $\mu=5$	111
Fig.3.8.	Elementul $\mu=5$ la timpul incalzirii	112
Fig.3.9.	Incalzirea elementului $\mu=5$	112
Fig.3.10.	Positia microcomparatoarelor la elementele cu pere,i plini	113
Fig.3.11.	Positia microcomparatoarelor la elementul $\mu=5$ cu goluri	115
Fig.3.12.	Positia timbreleor tensometrice la elementele cu pere,i plini	114
Fig.3.13.	Positia timbreleor tensometrice la elementele $\mu=5$ cu goluri	114
Fig.3.14.	Diagrama tip de bifurcare pentru determinarea lui $P_{cr}$	115
Fig.3.15.	Determinarea lui $P_{cr}$ prin modificarea rigiditatii peretilor	115
Fig.3.16.	Prezentarea in perspectiva a deformatiei peretelui $\mu$ al elementului $\mu=5$	116
Fig.3.17.	Curbe de egala deformatie la elementul $\mu=5$	116
Fig.3.18.	Perspective deformatiei peretilor elementului $\mu=5$	117
Fig.3.19.	Eforturile unitare la incalzirea triunghiulara	118
Fig.3.20.	Faza nordica a elementului $\mu=5$ rupt	119
Fig.3.21.	Faza sudica a elementului $\mu=5$ cu relieful fisurilor	119
Fig.3.22.	Ansamblul elementului $\mu=5$ la coolare	120
Fig.3.23.	Peretele nordic rupt al elementului $\mu=5$	120
Fig.3.24.	Ansamblul elementului $\mu=5$ , rupt	121



Fig.3.25. Detaliu de rupere a peretelui nordic B-50	121
Fig.3.26. Detaliu ruperii frontonului la elementul B-50	122
Fig.3.27. Ansamblul elementului B-5 a la rupere	122
Fig.3.28. Elemente ale seriei experimentale B	123
Fig.3.29. Modul de armare al elementelor experimentale seria B	124
Fig.3.30. Armarea frontonului monolit	125
Fig.3.31. Armarea frontonului prefabricat	125
Fig.3.32. Dispositivul de încălzire	127
Fig.3.33. Modul de aplicare a forșelor	127
Fig.3.34. Ansamblul dispozitivului de încălzire	126
Fig.3.35. Idem, cu elementul experimental	126
Fig.3.36. Dispunerea aparatelor de măsură și a timbrelor rezistive la elementul n.1	128
Fig.3.37. Idem, la elementul n.2	128
Fig.3.38. Idem, la elementul n.3	129
Fig.3.39. Dispunerea timbrelor tensometrice la elemente- le n.4 și n.5.	130
Fig.3.40. Stabilirea grosimii echivalente a pereților	130
Fig.3.41. Ansamblul de încercare al elementului n.1	131
Fig.3.42. Idem, elementul n.2.	131
Fig.3.43. Idem, elementul n.3	132
Fig.3.44. Idem, elementul n.4	132
Fig.3.45. Deformația maximă a pereților n și 2 la microscopie	133
Fig.3.46. Diagrame de bifurcație pentru elementele B.1, n.2, și n.3	134
Fig.3.47. Idem, elementele n.4 și n.5.	135
Fig.3.48. Ansamblul aparatelor de măsură	137
Fig.3.49. Elementul n.1 la rupere	137
Fig.3.50. Detaliu de rupere al elementului n.3	138
Fig.3.51. Detaliu de rupere a frontonului monolit la elementul n.3.	138
Fig.3.52. Ansamblul elementului n.4. rupt	139
Fig.3.53. Elementul n.4. după rupere	139
Fig.3.54. Perspectiva deformării pereților elementului	136
Fig.3.55. Idem, elementele B.2 și B.3.	141
Fig.3.56. Idem, elementele B.4 și B.5.	142
Fig.3.57. Studiu comparativ cuprinzând etapele de rupere ale elementelor n.1 - n.5.	143

Fig.3.58. Variația deformărilor funcție de $l_2$	144
Fig.3.59. Prezentarea elementelor din seria C	145
Fig.3.60. Aranjarea elementelor experimentale seria C	146
Fig.3.61. Dispunerea aparatelor de măsură la seria C	147
Fig.3.62. - Vedere laterală la încercarea elementului 20-6	140
Fig.3.63. Vedere frontală la încercarea elementului 20-6	140
Fig.3.64. Ansamblul încercării elementului 20-7	156
Fig.3.65. Detaliu fronton monolit la încercarea elementului 20-7	156
Fig.3.66. Încercarea elementului 20-8	149
Fig.3.67. Idem, vedere frontală	149
Fig.3.68. Încercarea elementului 20-9	150
Fig.3.69. Detaliu dispozitivului articulat de încălzire	150
Fig.3.70. Dispozitiv de încălzire la elementele seriei C	148
Fig.3.71. Vedere frontală est a ruperii elementului 20-6	151
Fig.3.72. Vedere frontală vest a ruperii elementului 20-6	151
Fig.3.73. Ruperia elementului 20-7, vedere laterală	152
Fig.3.74. Ruperia elementului 20-7, vedere frontală	152
Fig.3.75. Ruperia elementului 20-8, vedere laterală	153
Fig.3.75. Ruperia elementului 20-8, vedere frontală	153
Fig.3.77. Vedere fronton est a elementului 20-9 rupt	154
Fig.3.78. Vedere fronton vest a elementului 20-9 rupt	154
Fig.3.79. Vedere laterală a elementului 20-9 rupt	155
Fig.3.80. Vedere de ansamblu al elementului 20-9 rupt	155
Fig.3.81. Deformarea pereților 20-5 la elementele seriei C	157
Fig.3.82. Diagrame de bifurcare pe înălțimea peretelui la elementul 20-7	158
Fig.3.83. Diagrame de bifurcare la elementele seriei C	159
Fig.3.84. Perspectiva deformării pereților elementelor 20-6 și 20-7	160
Fig.3.85. Idem, la elementele 20-8 și 20-9	161
Fig.3.86. Deformarea perimetrului n liniei mediane a elementelor din seria C	162
Fig.3.87. Variația lui Per funcție de excentricitate la elementul 20-8	163
Fig.3.88. Variația lui Per funcție de excentricitate la elementul 20-9	164

#### Capitolul 4

Fig.4.1. Bifurcarea echilibrului pe baza teoriei de ordinul II	
Fig.4.2. Notații pentru calculul rigidităților	184
	185

Fig.4.3.	Discretizarea peretelui în elemente finite	185
Fig.4.4.	Intensitățile înăbrărilor la variație triunghiulară și dreptunghiulară	186
Fig.4.5.	Moduri de discretizare	186
Fig.4.6.	Exemple de elemente finite de membrană	186
Fig.4.7.	Eforturile unitare normale și principale ale elementului limit	186
Fig.4.8.	Evaluară excentricității de aplicare a încărcărilor	187
Fig.4.9.	Modelul de calcul al elementului spațial	187
Fig.4.10.	Discretizarea modelului de calcul în elemente finite	188
Fig.4.11.	Deplasările transversale ale nodurilor elementelor finite din planul median al peretelui	189
Fig.4.12.	Diagramele de eforturi unitare din secțiunea transversală de la mijlocul înălțimii peretelui	190
Fig.4.13.	Valorile excentricităților de la jumătatea înălțimii peretelui	191
Fig.4.14.	Variația coeficientului de flambaj în funcție de $e/h$ , subțirimea redusă și $e/h$ excentricitatea redusă.	191
Fig.4.15.	Evaluară coeficientului $K_2$ funcție de condițiile de rezonanță.	192

Tablă de MATRIĂ LA TABLOLA

<u>Cap. 2</u>	<u>Pag.</u>
Tab.2.1. Coeficientul de conlucrare	30
Tab.2.2. Coeficientul de siguranță	31
Tab.2.3. Coeficientul de siguranță	34
Tab.2.4. Coeficientul de comportare	34
Tab.2.5. Produsul coeficienților de siguranță și comportare	33
Tab.2.6. Coeficienți de reducere la pereți nearmați	35
Tab.2.7. Coeficienți de reducere la pereți armați	35
Tab.2.8. Grosimi minime de pereți	37
Tab.2.9. Factori de conversie în sistemul metric	42
Tab.2.10. Coeficient de reducere a efortului admisibil la pereți din beton simplu	44
Tab.2.11. Coeficienți de multiplicare a efortului admisibil la pereți din beton simplu	45
Tab.2.12. Coeficient de reducere la pereți din beton armat	45
Tab.2.13. Variantele de tracare a curbelor	56
Tab.2.14. Coeficientul în funcție de valoarea redusă	65

Cap. 3

Tab.3.1. Parametrii studiați în cadrul programului experimental	165
Tab.3.2. Caracteristicile fizico-mecanice ale elementelor experimentale din seria A	118
Tab.3.3. Efortul unitar critic calculat și experimental pentru elementele seriei A, beton simplu	166
Tab.3.4. Idem, beton armat	167
Tab.3.5. Calculul efortului unitar critic la elementele seriei B	168
Tab.3.6. Caracteristicile fizico-mecanice ale elementelor experimentale din seria B	168
Tab.3.7. Efortul unitar critic calculat și experimental pentru elementele seriei B	169
Tab.3.8. Calculul efortului unitar critic la elementele seriei C	149
Tab.3.9. Caracteristicile fizico-mecanice ale elementelor experimentale din seria C	149
Tab.3.10. Compararea între efortul unitar critic calculat și experimental la elementele seriei C	170

Căp. 4

Tab.4.1.	Grupele de înmulțire ale pereților late în cubul	174
Tab.4.2.	Condițiile de rezistență a lăcușilor verticale	174
Tab.4.3.	Coefficienții de multiplicare ai înălțării	174
Tab.4.4.	Coefficienții relativi de multiplicare ai în- ălțării	175
Tab.4.5.	Valorile caracteristicilor, la jumătate înăl- țimii pereților lăcuși	181

Căp. 5

Tab.5.1.	Indicii economici ai construcțiilor executate din elemente prefabricate față de pereții cu cărămidă disfragați	200
----------	--	-----