

**UNIVERSITATEA "POLITEHNICA" DIN TIMIȘOARA
FACULTATEA DE CONSTRUCȚII ȘI ARHITECTURĂ**

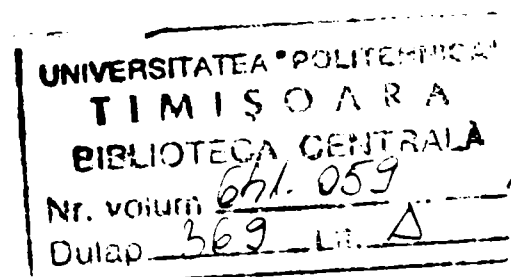
CONTRIBUȚII LA ALCĂTUIREA ȘI CALCULUL STRUCTURILOR CU DIAFRAGME DIN ZIDĂRIE

TEZĂ DE DOCTORAT

CONDUCĂTOR ȘTIINȚIFIC

PROF. DR. ING. MARIN PĂUNESCU

BIBLIOTECA CENTRALĂ
UNIVERSITATEA "POLITEHNICA"
TIMIȘOARA



DOCTORAND

ING. SILVIU SECULA

2003

CUPRINS

CUPRINS

CAPITOLUL 1: INTRODUCERE

1.1	MOTIVAȚIA LUCRĂRII	7
1.1.1	Zidăria – cea mai veche tehnică în construcții	7
1.1.2	Zidăria – prezent și perspective	11
1.2	CONȚINUTUL LUCRĂRII	13
1.3	DEFINIȚII ȘI SIMBOLURI	16
1.3.1	Definiții	16
1.3.2	Simboluri	19

CAPITOLUL 2: STUDIU DOCUMENTAR PRIVIND ALCĂȚUIREA ȘI CALCULUL STRUCTURILOR CU DIAFRAGME DIN ZIDĂRIE

2.1	PROIECTAREA STRUCTURILOR DE REZISTENȚĂ CU DIAFRAGME DIN ZIDĂRIE	24
2.1.1	Definirea structurilor de rezistență cu diafragme din zidărie.	24
2.1.2	Norme ce se referă la proiectarea structurilor de rezistență cu diafragme din zidărie	25
2.1.3	Prevederile normelor actuale privind alcătuirea și conformarea de ansamblu a structurilor de rezistență cu pereți portanți din zidărie	32
2.2	ÎNTĂRIREA PEREȚILOR STRUCTURALI DIN ZIDĂRIE	38
2.2.1	Întărirea pereților structurali din zidărie conform prescripțiilor de proiectare de la noi din țară	38
2.2.2	Soluții de armare a pereților structurali din zidărie utilizate la noi în țară	43
2.2.3	Prevederile normelor din alte țări privind alcătuirea pereților din zidărie armată	48
2.2.4	Gradul de utilizare a zidăriilor armate	62

2.3	CALCULUL STRUCTURILOR DIN ZIDĂRIE LA ACȚIUNI SEISMICE	65
2.3.1	Comportarea structurilor cu diagrame din zidărie la acțiuni seismice	65
2.3.2	Câteva aspecte privind interacțiunea construcție – fundație - teren	71
2.3.3	Caracteristicile de calcul ale zidărilor	75
2.3.4	Calculul structurilor din zidărie la acțiuni seismice conform P2-85	78
2.3.5	Calculul structurilor din zidărie la acțiuni seismice conform MP001-96	85

CAPITOLUL 3: ÎNCERCĂRI EXPERIMENTALE PE ELEMENTE DE ZIDĂRIE

3.1	PREZENTAREA PROGRAMULUI DE ÎNCERCĂRI EXPERIMENTALE	89
3.3.1	Obiectivul cercetării experimentale	89
3.1.2	Principiul de încercare, caracteristicile standului experimental și ale elementelor experimentale încercate	91
3.1.3	Măsurarea datelor experimentale	94
3.2	DESFĂȘURAREA ȘI REZULTATELE ÎNCERCĂRILOR EXPERIMENTALE	96
3.2.1	Elementul de zidărie simplă ES	96
3.2.2	Elementul de zidărie armată EA1	99
3.3.3	Elementul de zidărie armată EA2	103
3.3.4	Elementul de zidărie armată EA3	106
3.3.5	Elementul de zidărie armată EA4	111
3.2.6	Câteva comparații între rezultatele obținute pe elementele de zidărie	115
3.3	STABILIREA PE CALE EXPERIMENTALĂ A CARACTERISTICILOR MECANICE ALE ELEMENTELOR DE ZIDĂRIE ÎNCERCATE	119
3.3.1	Determinarea rezistenței de rupere la compresiune și a modulului de elasticitate	119
3.3.2	Determinarea rezistențelor mortarului și a armăturilor	125

3.4	CALCULUL TEORETIC A CAPACITĂȚII PORTANTE A ELEMENTELOR ȘI COMPARAREA CU REZULTATELE EXPERIMENTALE	129
3.4.1	Calculul cu relațiile din P2-85	129
3.4.2	Calculul numeric neliniar cu programul BIOGRAF bazat pe metoda elementului finit	133
3.4.3	Calculul cu relațiile din MP001-96 prin intermediul programului CAZIN 31	144
3.4.4	Concluzii cu privire la rezultatele obținute	153
CAPITOLUL 4: STUDII TEORETICE PRIVIND COMPORTAREA DIAFRAGMELOR DE ZIDĂRIE LA ACȚIUNI ORIZONTALE		
4.1	PREZENTAREA STUDIILOR TEORETICE	157
4.1.1	Scopul studiilor teoretice	157
4.1.2	Alegerea elementelor studiate și caracteristicile acestora	158
4.1.3	Aplicarea încărcărilor	160
4.1.4	Metodele de calcul aplicate și rezultatele obținute	161
4.2	TRASAREA DIAGRAMELOR DE INTERACȚIUNE PENTRU DIFERITE ELEMENTE DE ZIDĂRIE	163
4.2.1	Montant de zidărie simplă M-6.0	163
4.2.2	Montant de zidărie simplă M-3.0	164
4.2.3	Montant de zidărie simplă M-1.5	166
4.2.4	Montant de zidărie simplă M-1.0	167
4.2.5	Montant de zidărie simplă M-0.75	169
4.2.6	Montant de zidărie simplă M-0.5	170
4.2.7	Șpalet de zidărie simplă S-1.0	172
4.2.8	Montant de zidărie armată A-1.0	174
4.2.9	Montant de zidărie cu secțiunea în T cu talpa întinsă T-1.0s	176
4.2.10	Montant de zidărie cu secțiunea în T cu talpa comprimată T-1.0d	178
4.2.11	Montant de zidărie cu secțiunea în I, I-1.0	180
4.3	STUDIUL INFLUENȚEI LĂȚIMII TĂLPILOR ASUPRA CAPACITĂȚII PORTANTE MAXIME LA DIAFRAGMELE CU SECȚIUNEA T ȘI I	182
4.3.1	Diafragme cu secțiunea T cu talpa comprimată	182

4.3.2	Diafragme cu secțiunea I	183
4.4	CONCLUZIILE STUDIILOR TEORETICE	184
4.4.1	Concluzii privind curba de interacțiune	184
4.4.2	Concluzii privind influența tălpilor diafragmele cu secțiune T și I	186

CAPITOLUL 5: METODA PROPUȘĂ DE VERIFICARE A STRUCTURILOR CU DIAFRAGME DIN ZIDĂRIE LA SEISM

5.1	CAPACITATEA PORTANTĂ MAXIMĂ LA ÎNCĂRCĂRI ORIZONTALE DIN SEISM A ELEMENTELOR DIN ZIDĂRIE	187
5.1.1	Enunțarea problemei	187
5.1.2	Capacitatea portantă maximă la încărcări orizontale din seism a montanților de secțiune dreptunghiulară	189
5.1.3	Capacitatea portantă maximă la încărcări orizontale din seism a șpaletilor de secțiune dreptunghiulară	192
5.1.4	Capacitatea portantă maximă la încărcări orizontale din seism a montanților cu secțiune cu o talpă (T) și cu două tălpi (I).	195
5.1.5	Concluzii privind modalitatea de calcul a capacității portante maxime la încărcări orizontale a diaframelor de zidărie	195
5.2	VERIFICAREA STRUCTURILOR DE ZIDĂRIE LA ÎNCĂRCĂRI ORIZONTALE DIN SEISM	199
5.2.1	Ecuția diagramei de interacțiune $\tau_c - \sigma_0$	199
5.2.2	Verificarea unui element izolat din zidărie la seism	200
5.2.3	Verificarea structurilor din zidărie la seism	202
5.2.4	Etapile de calcul în metoda propusă	211
5.2.5	Exemplu de calcul pentru verificarea unei structuri din zidărie simplă la acțiunea seismului	213
5.2.6	Aplicarea metodei de calcul la expertizarea unei clădiri vechi din zidărie	225

CAPITOLUL 6: CONCLUZII FINALE ȘI CONTRIBUȚII PERSONALE

6.1	CONCLUZII FINALE	231
6.2	CONTRIBUȚII PERSONALE	235
	BIBLIOGRAFIE	237

CAPITOLUL 1: INTRODUCERE

1.1 MOTIVAȚIA LUCRĂRII

1.1.1 Zidăria – cea mai veche tehnică în construcții

„Zidăria este cea mai veche tehnică în construcții iar cărămizile din pământ ars reprezintă cel mai vechi material de construcții artificial din istoria omenirii”, sunt cuvintele profesorului Pfefferman cu care își începe una din cărțile sale de specialitate [23].

Nenumăratele construcții ale vechilor civilizații ce au supraviețuit în timp ilustrează posibilitățile, robustețea și durabilitatea acestei tehnici de construire. Nedorind a denigra calitățile betonului armat nu putem fi convinși că actualele construcții din beton armat vor dăinui peste veacuri așa cum cele din zidărie o fac încă.

Neputând atinge performanțele în înălțime ale construcțiilor de beton armat, mai ales a celor metalice, este de amintit totuși că există în lume și construcții din zidărie de dimensiuni impresionante. În anii șaiszeci – șaptezeci, atunci când construcțiile din zidărie erau la modă în Europa, s-a construit la Mons (Franța) un edificiu de 15 etaje având destinația de cămin studentesc. De asemenea blocul de locuințe „Buckingham” din Evere (Marea Britanie) este o structură din zidărie cu 12 etaje. Impresionante sunt și clădirile industriale „Betorix” din Liege construite din zidărie armată din blocuri de beton, biserica „Saint-Francois d’Assies” etc.

Din punct de vedere istoric nu se poate preciza momentul apariției primei cărămizi. Încă în urmă cu zece mii de ani oamenii au constatat că pentru a clădi un perete din pământ (argilă nearsă) este mai practic să împarți dinainte argila în porții egale. Porțiile mici de argilă erau astfel mult mai ușor de manevrat și de zidit cu ele pereții solizi. Pentru a lega între ele aceste „cărămizi” s-a utilizat întâi argila umedă. Se poate considera astfel că zidurile din argilă reprezintă cea mai veche formă a zidăriei.

Primele cărămizi de argilă au fost modelate de mână, fără nici o unealtă, având o formă foarte neregulată. Inventarea tiparului a fost o îmbunătățire considerabilă. Punând argila umedă într-o formă din lemn se putea obține o serie mare de cărămizi identice ca dimensiuni. Avantajul muchiilor drepte și a dimensiunilor fixe era și el evident.

Cercetările arată că materialele de legătură, lianții, folosiți în timpuri arhaice au fost lutul (Ierichon – anul 8000 î.Hr), ipsosul (identificat de arheologi la piramida lui Kheops ~2700 î.Hr) și varul nears (identificat în straturi arheologice de acum 10000 – 15000 de ani) [4]. Momentul apariției varului ars în istorie nu este pe deplin lămurit. Din anumite

date arheologice, dar și din referiri biblice (Cartea a 5-a lui Moise), ar rezulta anul 1200 î.Hr. Se pare că fenicienii au fost primii care au utilizat mortare rezistente la apa confecționate cu var ars cu adaosuri „hidraulice”. Astfel au utilizat var ars măcinat cu adaos de praf de cărămidă acum 3000 de ani la rezervoarele din Ierusalim de pe vremea regelui David, iar ceva mai târziu la lacurile lui Solomon (961-922 î.Hr.). Canalul subteran de aducțiune de la Ninive de pe vremea regelui Sanherib (~690 î.Hr.) a fost tencuit în interior tot cu mortar fenician cu adaos de praf de cărămidă. Probabil tot fenicienii au fost aceia care au folosit var cu adaos de cenușă vulcanică la construcția rezervoarelor de pe insula Santorin (Thera) unde materialul de adaos se găsește sub formă de pământ sau praf vulcanic.

Următorul pas mare a fost constatarea că încălzind cărămida de argilă crudă la un foc bun se obținea un produs mai dur și mai rezistent decât cărămida nearsă. Apare astfel cărămida arsă. Nu se cunoaște nici momentul apariției primului cuptor de ars cărămidă, dar cunoștințele tehnologice necesare existau o dată cu apariția ceramicii, adică cu șase mii de ani înainte de Cristos.

În Orientul Mijlociu, caracterizat de o climă uscată, procedeul complicat și scump al arderii cărămizilor nu era considerat neapărat necesar. Doar cărămizile pentru construcțiile importante erau arse. Mesopotamienii au descoperit cărămizile cu o față glazurată și colorată în diferite culori. Glazura era o sare metalică pe care ei o întindeau pe o față a cărămizii, iar sub acțiunea căldurii aceasta forma o peliculă strălucitoare și rezistentă.

Cărămida din argilă arsă s-a răspândit mai apoi în Europa prin cuceririle romanilor. Materialul a cunoscut o bună popularitate atât în zonele bogate în argilă cât și acolo unde predomină piatra naturală. Atât cât a durat Imperiul Roman, cărămida a fost materialul de construcție cel mai important și datorită faptului că legiunile romane l-au folosit ca și material de construcție de bază. Construcții romane din zidărie se păstrează până în zilele noastre și asta datorită atât calității deosebite a materialelor (cărămidă, mortar), cât și datorită tehnici de construcție stăpânite de arhitecții romani.

Pentru realizarea de cărămizi în serie și de bună calitate era nevoie de o bună organizare. Doar comunități cu un grad înaintat de civilizație erau capabile de lucrul acesta. Aceasta explică faptul că, construcțiile din zidărie au dispărut treptat în anii sumbrii ai Evului Mediu. În această epocă se mai utilizau cărămizile doar în Imperiul Bizantin și în teritoriile cucerite de islam. Construcțiile maure din Andaluzia și cele turcești din Balcani se remarcă în această perioadă.

Grecii cunoșteau varul aerian de la fenicieni. Și tot ei, o dată ce au trecut de la construcții din lemn la edificii din marmură (sec. 7-6 î.Hr.), foloseau un mortar din var cu adaos de praf de marmură pentru reparații, finisaje și tencuieli sub fresce. În sec. 2 î.Hr. grecii introduc noua tehnică de zidire numită *emplekton*, un fel de zidărie umplută. Între două cămășuieli din zidărie de piatră așezau bucăți de piatră brută și mortar de var. Romanii până în sec. 3 î.Hr. construiesc în lemn. Începând cu sec. 2 î.Hr. trec la construcții din piatră de tuf vulcanic, ușor prelucrabil. În paralel preiau tehnica de boltire etruscă, precum și tehnica de zidărie umplută de la greci. Își dezvoltă propriul sistem de zidărie și boltire, numit *opus caementitium*. Aceasta comportă două elemente tehnice noi privind materialul și punerea în operă: la var se adaugă puzzalona (sfărâmatură de tuf vulcanic) obținând un var hidraulic și apare betonul ca material turnat în cofraje din zidărie sau din lemn, adică întâi se amestecă agregate de diferite mărimi cu mortarul apoi se toarnă și se compactează. Agregatele utilizate sunt piatra spartă, pietriș, cărămida spartă etc. După materialul și modul de țesere a învelișului zidit se disting mai multe tehnici printre care: *opus incertum*, *opus reticulatum*, *opus mixtum*.

La bolți și cupole adeseori cofrajul pierdut constă din piatră fâlțuită sau sculptată ca de exemplu în cazul cupolei Pantheon (115-125 d.Hr.) sau la una din construcțiile premergătoare acestuia, Tempio della Tosse din Tiavoli. Cu aceste tehnici romanii construiesc bolți, cupole, poduri, apeducte (aqueducte), construcții hidrotehnice. Se amenajează porturi și diguri cu blocuri mari de beton la Ostia și Neapole, tehnică reluată în sec. 19 la marile construcții portuare din Europa. Este de menționat descrierea compoziției betonului roman de către Vitruviu (80-10 î.Hr.) în „De Architectura” - zece volume și anume în volumul VIII: 2 părți var curat, 5 părți nisip de puzzalană, bucăți de piatră, amestecate și turnate în cofraj de piatră sau lemn.

În Imperiul Bizantin tradiția romană se continuă și se îmbogățește cu elemente tehnice și ornamentale răsăritene. Cea mai reprezentativă din această epocă este Hagia Sophia (532-537) cu o cupolă de 33m diametru, turnată în cofraj pierdut între nervuri zidite.

În Evul Mediu varul hidraulic s-a utilizat în două variante: var + praf de cărămidă (ca de pildă la Primăria și Domul din Achen în sec.8-9), tehnică ce a supraviețuit până în sec.19 și var + puzzalona (în Spania și Italia) sau tras (în Olanda, Germania, Europa de Mijloc). Exemple: Torre del Trovador din Saragosa, sec. 9-10 și Basilica Sf. Petru sec.16.

Construcțiile monumentale ale romanicului și goticului din secolele 11-14 sunt realizate fără mortar; se assemblează din bucăți de piatră perfect prelucrate și păsuite. La

construcția orașelor din sec.12-13 în schimb, se folosește zidăria din piatră cu mortar, utilizând cele mai diverse compoziții: diferite argile, amestec de var cu argilă și nisip, amestec de ipsos cu nisip și praf de cărămidă etc. Denumirea de BETON a fost folosită pentru prima oară de marele inginer francez al renașterii, B.F de Belidor (1697-1761) în lucrarea sa „Architecture hydraulique” unde descrie mortarul hidraulic cu agregate grosiere folosit de romani.

Începând cu sec.18 se desfășoară cercetări susținute în întreaga Europa privind mortarul hidraulic, respectiv materialul liant din mortar. În 1756-1759 J. Smeaton reconstruiește piatra de construcție des utilizată în Anglia (Parlamentul și Catedrala Sf. Paul din Londra). În 1796 J. Parker confecționează „cimentul roman” prin arderea unui calcar cu impurități de argilă. Este utilizat de M. I. Brunnel la construirea Tunelului de sub Tamisa (1818) prin așa numitul „tubing system”, la care spațiul din spatele inelelor metalice este umplut cu cărămizi înglobate în mortar. În 1810 L. J. Vicat definește varul hidraulic („chaux hydraulique”) ca var pur amestecat cu orice adaos natural sau artificial de liant hidraulic, acordând o interpretare generală cuvântului puzzalona ca fiind orice fel de liant hidraulic. Brevetează „cimentul calcaros” utilizat la podul din Souillac peste Dordogne. În 1822 J. Frost brevetează cimentul „Frost” sau „britanic”. Cu acest ciment se construiește Vila de Beton White di Swanscombe, casa de locuit, din pivniță și până la pod, din beton a fabricantului de ciment J. B. White. În 1824, maestrul zidar J. Aspdin brevetează „cimentul Portland” (denumire dată în amintirea farului Edystone), obținut prin arderea calcarului și a argilei la temperatură înaltă până la calcifiere și măcinare fină a amestecului. Dovedindu-se a fi mult superior cimenturilor fabricate anterior este utilizat la construcția clădirii Parlamentului din Londra.

În 1844 Isac Ch. Johnson îmbunătățește calitatea cimentului Portland prin ardere până la sinterizare (peste 1000 °C), obținând clincherul care se macină fin. Este în linii mari cimentul Portland de astăzi.

În practică s-au utilizat în decursul secolelor atât cărămizi arse cât și nearse. Cărămida din argilă nearsă este un material de construcție important chiar și în zilele noastre în numeroase țări din lume și din păcate chiar și la noi în țară.

În anii comunismului s-a căutat să se înlocuiască structurile din zidărie mai ales cu structuri din beton armat prefabricate, dar odată cu revoluția casele din cărămidă au revenit în topul preferințelor beneficiarilor.

În zilele noastre producția anuală de cărămidă, blocuri ceramice, blocuri de beton celular autoclavizat și blocuri mici de beton luate în ansamblu în țara noastră depășește 1,4

milioane de metri cubi anual. Din totalul clădirilor din țară jumătate sunt clădiri din zidărie iar în cazul locuințelor unifamiliale cu regim mic de înălțime procentul de clădiri din zidărie depășește nouăzeci la sută.

1.1.2 Zidăria – prezent și perspective

Zidăria este încă mult utilizată și în zilele noastre dar mai ales pentru elementele de umplutură sau pentru pereți la clădiri cu regim mic de înălțime care în general sunt elemente care au încărcări mici. Grosimea zidului este în acest caz determinată plecând de la regulile constructive și nu prin calcul.

Nu se mai construiesc la ora actuală structuri portante din zidărie de talie ca cele ce se realizau în trecut.

Dezvoltarea structurii din beton armat și precomprimat pe de o parte și a oțelului pe de altă parte, au permis rezolvarea problemelor puse de necesitatea abordării de deschideri mari. Pentru deschideri mai mari erau convenabile arcele de zidărie, dar peste o anumită deschidere problema devenea de nerezolvat.

Pe lângă proprietățile mecanice rezonabile mai ales la încărcări gravitaționale zidăria are foarte bune proprietăți fizice de izolare termică și acustică. Nu trebuie neglijat nici aspectul arhitectural deosebit al zidăriei aparente.

Totuși zidăria obișnuită are unele dezavantaje legate de greutatea relativ ridicată a structurii, de necesarul exagerat de manoperă și mai ales de rezistența redusă a zidăriei obișnuite la solicitări ciclice, la șocuri și vibrații, la eforturi de întindere și forfecare.

În ultimul timp tendința este ca proprietățile mecanice ale blocurilor de zidărie și a mortarului să se îmbunătățească din punct de vedere calitativ, tinzând spre constanță a calității și fiabilității. Utilizarea de tehnici de întărire a structurilor cu diafragme de zidărie portantă prin înrămarea cu centuri și stâlpișori din beton armat, prin utilizarea zidăriei armate etc., sporește domeniul de aplicabilitate a zidăriilor chiar în zone seismice.

Dezavantajele amintite pot fi diminuate sau chiar înlăturate prin utilizarea zidăriei armate rezultate prin introducerea unei armări disperse în elementele de zidărie obișnuită.

Armarea dispersă a zidăriei se obține prin introducerea unor armături în rosturile orizontale și/sau verticale de mortar, după anumite reguli de alcătuire, specificate în literatura tehnică și în normativele din țara noastră și străinătate.

Zidăria armată constituie deci o tehnologie constructivă, al cărei avantaj privind răspunsul bun la solicitări ciclice (aplicate în planul elementelor de construcție) o

recomandă pentru utilizarea la construcții amplasate în zone seismice sau la elemente de construcție supuse șocurilor, vibrațiilor, solicitărilor de întindere.

Zidăria armată poate fi alcătuită prin armarea rosturilor din mortar la zidăria obișnuită din cărămidă plină, la cea din cărămidă cu goluri, sau la cea din blocuri ceramice (sau din beton), iar modul de alcătuire al acesteia trebuie să asigure conlucrarea dintre zidărie și armătura din rosturi la preluarea eforturilor.

Dezvoltarea tehnicii zidăriei armate a interesat în special țările afectate de frecvente mișcări seismice. Sub efectul acestor solicitări structurile sunt supuse la încovoiere și tăiere (forfecare), funcție de orientarea față de unda de șoc. Dacă nu sunt armate, ele nu sunt în general capabile să preia solicitările dinamice la care sunt supuse.

În regiunile în care riscul seismic este redus, zidăria nearmată este limitată la clădiri cu înălțime ce nu depășește trei sau patru etaje, iar din cauza presiunii orizontale a vântului este necesară prevederea de centuri armate dacă înălțimea clădirii este mai mare (același lucru se întâmplă și pentru pereții care trebuie să preia împingerea pământului în zona subterană).

Această tehnică ca și altele este într-o continuă dezvoltare. Există probleme care trebuiesc îmbunătățite mai ales în ceea ce privește mijloacele prin care se poate asigura zidăriei un comportament mecanic cât mai omogen și un calcul structural adecvat.

În România gradul de utilizare a zidăriei armate este relativ redus, în consecință și prevederile tehnice, instrucțiunile și normativele referitoare la acest sistem constructiv sunt puține și cuprind doar elemente generale.

Metodele de alcătuire și calcul ale zidăriilor trebuiesc de asemenea să țină pasul cu modificările amintite. Metodele de calcul ale zidăriilor evoluează și ele și reușesc să prindă tot mai fidel comportarea acestui material.

Tehnica de calcul, metodele de analiză structurală automate, caută atât să simplifice procedurile de proiectare dar și să prindă cât mai fidel în relații de calcul comportarea zidăriilor.

Având în vedere tradiția istorică dar și actualitatea utilizării zidăriilor ca și tehnică de construcție, se poate spune că edificiile zidite din întreaga lume domină până în momentul de față din punct de vedere numeric structurile din beton, oțel sau alte materiale.

Cu toate că nu se pot atinge performanțele privind înălțimi și deschideri mari, în acest domeniu primând construcțiile metalice și de beton armat, construcțiile din zidărie se vor mai executa și de acum înainte. De aceea și cercetările teoretice și experimentale asupra zidăriilor trebuie să continue și chiar să se amplifice și nicidecum să se oprească.

Autorul își propune, prin lucrarea de față, să-și aducă contribuția personală la studiul teoretic și experimental al structurilor cu diafragme din zidărie, tocmai datorită celor amintite mai sus. Se iau în discuție în lucrare atât diafragmele din zidărie simplă dar și alternativa întăririi pereților structurali din zidărie cu armătură în rosturi în vederea sporirii capacității portante, a ductilității și în general a comportării favorabile de ansamblu a zidărilor armate în zone seismice.

Se propune ameliorarea procedeelelor de proiectare din normativele în vigoare tocmai datorită evoluției atât a materialelor, a tehnologiilor dar și a tehnicilor de calcul pe baza atât a unor studii teoretice folosind programe de analiză cu elemente finite, dar și utilizând rezultatele unor încercări experimentale. De asemenea se are în vedere elaborarea unei metode de verificare a structurilor din zidărie la acțiuni seismice mai simple și mai accesibile dar fără a face rabat la exactitate. Proiectantului de structuri din zidărie îi este necesar un algoritm simplu și ușor de aplicat la o verificare preliminară sau chiar definitivă a structurii, încă din prima fază de concepție a unei structuri.

Metoda de verificare propusă este ușor de aplicat pentru că de fapt se pun condiții de limitare a greutateii construcției și de alcătuire a planșeelor ca și elemente de legătură și repartizare a încărcărilor la diafragmele din zidărie.

1.2 CONȚINUTUL LUCRĂRII

Lucrarea de față este structurată pe șase capitole, după cum urmează:

În **capitolul 1** intitulat “**Introducere**” sub formă de motivație a lucrării face în prima parte un scurt istoric al zidăriei ca și material de construcție de la apariția sa și până în zilele noastre. De asemenea se pune în discuție și perspectiva dezvoltării metodelor de calcul și proiectare, a tehnologiilor de alcătuire și realizare a zidărilor și intenția autorului de a-și aduce contribuția la studiul metodelor de calcul a pereților structurali din zidărie la sarcini verticale și orizontale de tip seism.

Paragraful de față reprezintă un scurt rezumat al lucrării prezentând în câteva fraze conținutul fiecărui capitol al tezei.

În ultima sa parte acest prim capitol are o parte în care sunt definite principalele noțiuni ce se întâlnesc în lucrare și de asemenea sunt explicate simbolurile utilizate la notarea mărimilor ce intervin în calculul secțiunilor și structurilor din zidărie. Această parte este utilă având în vedere că norme de calcul diferite dau simboluri diferite pentru aceleași mărimi. Avem practic două seturi distincte de simboluri cu privire la zidării: un set de simboluri din vechile normative românești și un set de simboluri din normativele noi

adaptate după normele europene. În acest paragraf sunt date în paralel aceste două tipuri de notații.

Capitolul 2 intitulat “**Studiu documentar privind alcătuirea și calculul structurilor cu diafragme din zidărie**” este structurat pe trei subcapitole.

În prima parte pornind de la definiția structurilor din zidărie, sunt tratate principii generale de proiectare a structurilor de rezistență cu diafragme din zidărie portantă ținând cont de diversele normative și prescripții actuale. Se face o paralelă între diferitele prescripții ce se referă la proiectarea structurilor de rezistență cu diafragme din zidărie portantă având în vedere faptul că în această perioadă se caută alinierea la normele europene și deci înlocuirea normativelor actuale.

Pe lângă principiile generale de proiectare a structurilor de rezistență cu diafragme din zidărie portantă se pune accentul în studiul documentar pe principiile de întărirea pereților structurali din zidărie, și mai cu seamă pe tehnica armării zidăriei, metodă utilizată pe scară largă în lume dar puțin utilizată la noi. Capitolul cuprinde o documentare vastă asupra tehnicilor de utilizare a armăturilor pentru întărirea zidăriei în întreaga lume.

Ultima parte a capitolului după ce tratează comportarea structurilor din zidărie la acțiunea seismului face o sinteză a metodelor de calcul a structurilor din zidărie la acțiuni seismice, pe de o parte după normativele vechi pe cale de a fi înlocuite și în paralel după normele noi apărute. Documentarea este necesară prin prisma faptului că se vor prelua principii și relații de calcul din aceste metode, în vederea elaborării metodei simplificate de verificare a structurilor din zidărie la acțiunea seismului.

Capitolul 3 intitulat “**Încercări experimentale pe elemente de zidărie**” prezintă programul de cercetări experimentale derulat în vederea cunoașterii comportării elementelor de zidărie simplă și armată sub acțiunea încărcărilor statice, gravitaționale și orizontale și pentru compararea rezultatelor reale cu rezultatele date de relațiile de calcul cunoscute. Aceste cercetări experimentale urmăresc în primul rând determinarea capacității portante la sarcini orizontale a zidăriei și modul în care capacitatea portantă este influențată de încărcarea gravitațională. Desfășurarea încercărilor, modul de rupere a elementelor identice ca și dimensiuni precum și rezultatele înregistrate sunt prezentate în imagini, diagrame, tabele și grafice sugestive. În urma cercetărilor experimentale proprii dar și preluate din literatură, se constată influența încărcărilor gravitaționale asupra capacității portante la încărcări orizontale și se definește graficul ce are pe abscisă efortul de compresiune iar pe ordonată efortul tangențial capabil numit curbă de interacțiune pentru diafragmele din zidărie.

Tot în capitolul 3 este efectuat calculul teoretic a capacității portante a elementelor încercate și compararea rezultatelor astfel obținute cu rezultatele experimentale. Se efectuează acest calcul prin mai multe metode date de două normative diferite: P2-85 ce este în vigoare încă dar este pe cale de a se renunța la el și MP001-96 ce va înlocui P2-85. În plus se utilizează în paralel și un program de calcul bazat pe analiză cu elemente finite ce lucrează în domeniul postelastice de comportare a materialelor.

Pentru stabilirea caracteristicilor de calcul reale ale elementelor de zidărie încercate se recurge tot la calea experimentală prin încercări de laborator pe stâlpișori din zidărie simplă și armată, pe epruvete de mortar și pe eșantioane din oțelul utilizat la armarea zidărilor în rosturi orizontale.

Principalele concluzii desprinse din încercările experimentale se referă la influența încărcărilor verticale asupra capacității portante la seism dată prin diagrama de interacțiune și la faptul că relațiile din MP001-96 modelează fidel comportarea reală a pereților din zidărie ca de altfel și analiza biografică cu elemente finite.

Datorită posibilităților limitate de a efectua încercări experimentale se recurge în **capitolul 4** intitulat “**Studii teoretice privind comportarea diaframelor de zidărie la acțiuni orizontale**” la abordarea teoretică a cercetărilor. Scopul principal al acestor studii îl reprezintă stabilirea unei relații de legătură între încărcările verticale la care sunt supuse diafragmele de zidărie și capacitatea de rezistență a acestora la sarcini orizontale, adică exprimarea matematică a funcției atașate graficului diagramei de interacțiune. Se concluzionează că o relație parabolică pentru această curbă se poate admite, lucru necesar pentru reducerea volumului de calcule în metoda de verificare a structurilor din zidărie la sarcini orizontale prezentată în capitolul 5.

Studiile teoretice se axează și pe aprecierea influenței tălpilor la diafragme cu secțiuni diferită de cea dreptunghiulară, concluzionându-se că efectul tălpilor este relativ mic și poate fi neglijat, simplificând astfel și mai mult metoda propusă de verificare a structurilor din zidărie la seism.

Capitolul 5 intitulat “**Metoda propusă de verificare a structurilor cu diafragme din zidărie la seism**” prezintă principiile și demonstrarea relațiilor de calcul ale acestei metode. Capitolul are două părți distincte: în prima parte se demonstrează matematic relația capacității portante maxime la sarcini orizontale de tip seism a elementelor din zidărie, care reprezintă de fapt vârful parabolei de interacțiune și în același timp singurul element necesar definirii complete a curbei, iar în partea a doua se definește și se

demonstrează matematic relația generală de verificare a structurilor de zidărie la acțiunea seismului pe fiecare direcție de calcul aleasă.

Capitolul este completat de elaborarea unui program de calcul tabelar atașat metodei și de aplicare a acestei metode pe un exemplu de calcul arbitrar ales.

Capitolul 6 se intitulează “**Concluziile tezei și contribuții personale**” și cuprinde reluarea sintetică a tuturor concluziilor considerate demne de subliniat desprinse din conținutul lucrării. Se subliniază în primul rând elementele originale definite ca și contribuții personale privind alcătuirea și calculul structurilor cu diafragme din zidărie.

Teza este completată ca orice lucrare de acest gen de cuprins și de bibliografia cuprinzând un număr de 100 de titluri studiate de autor.

În încheierea rezumatului se poate face un bilanț în cifre a tezei: lucrarea are în total 240 de pagini, de asemenea un număr de 50 de figuri, 25 de fotografii și 50 de grafice.

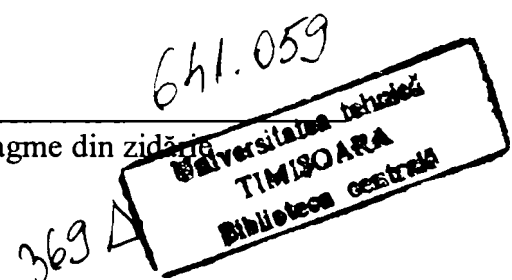
1.3 DEFINIȚII ȘI SIMBOLURI

1.3.1 Definiții

Introducerea codurilor românești în acord cu eurocodurile iar în particular referitor la structurile din zidărie CR6 elaborat conform EUROCODE 6 pune problema și a definirii tuturor termenilor de specialitate utilizați. În continuare se dă un “dicționar” al acestor termeni conform CR6 pentru noțiunile la care se face referire în prezenta lucrare.

- **Construcție:** Tot ce este construit sau care rezultă din procesul de construcție. Acest termen acoperă atât clădirile, cât și construcțiile civile. El se referă la construcția în întregime cuprinzând atât elementele structurale, cât și pe cele nestructurale.
- **Execuție:** Activitatea de executare a clădirilor sau a construcțiilor civile.
- **Structură:** Ansamblu realizat din elemente structurale legate între ele, proiectat să asigure o anumită rigiditate. Acest termen se referă la elemente portante.
- **Tip de clădire** sau construcție civilă: Tip de “construcție” desemnând destinația propusă, de exemplu: clădire de locuit, clădire industrială, pod rutier.
- **Tip de structură:** Tip structural desemnând configurația elementelor structurale, de exemplu: grindă, structură triunghiulară, arc, pod suspendat.
- **Material de construcție:** Un material utilizat în lucrări de construcție, de exemplu: beton, oțel, lemn, zidărie.

- **Tip de construcție:** Indicație privind materialul preponderent în structură, de exemplu: construcție din beton armat, construcție din oțel, construcție din lemn, construcție din zidărie.
- **Metodă de execuție:** Modul în care construcția va fi realizată, de exemplu, monolită, prefabricată, în consolă.
- **Sistem structural:** Un ansamblu de elemente structurale ale clădirii sau construcției civile și modul în care aceste elemente se presupune că vor lucra, în vederea modelării pentru calcul.
- **Zidărie:** Ansamblu realizat din corpuri de zidărie, așezate după reguli specificate și legate între ele cu mortar.
- **Zidărie simplă (nearmată):** Zidărie care nu conține suficientă armătură astfel încât să fie considerată zidărie armată.
- **Zidărie armată:** Zidăria în care sunt înglobate, în mortar sau beton, bare sau plase, de regulă din oțel, astfel încât toate materialele să participe împreună la capacitatea de rezistență.
- **Zidărie precomprimată:** Zidărie în care au fost induse intenționat eforturi interne de compresiune prin intermediul unor armături întinse.
- **Zidărie confinată:** Zidărie prevăzută cu elemente de confinare din beton armat sau din zidărie armată, pe direcție verticală și orizontală.
- **Țesere:** Dispunerea corpurilor de zidărie după anumite reguli, care să asigure conlucrarea acestora.
- **Rezistența caracteristică a zidăriei:** O valoare a rezistenței zidăriei ce are o probabilitate prescrisă de 5% de a nu fi realizată în ipoteza unui număr nelimitat de încercări. Această valoare corespunde, în general, fractilului specificat al unei distribuții statistice a proprietăților specifice ale unui material sau produs. În anumite situații se folosește drept valoare caracteristică o valoare nominală.
- **Rezistența la compresiune a zidăriei:** Valoarea rezistenței la compresiune a zidăriei neluând în considerare efectele de confinare produse de platanele presei, zveltețea elementelor și excentricitatea încărcărilor.
- **Rezistența la forfecare a zidăriei:** Rezistența zidăriei supuse la eforturi de forfecare.
- **Rezistența la încovoiere a zidăriei:** Rezistența zidăriei supuse la solicitarea de încovoiere pură.



- **Rezistența la smulgere prin aderență** : Rezistența prin aderență, pe unitatea de suprafață între armătură și beton sau mortar, când armătura este supusă la eforturi de întindere sau compresiune.
- **Aderență:** Efectul prin care mortarul dezvoltă o rezistență la întindere la suprafața de contact cu blocurile de zidărie.
- **Corp de zidărie:** Element prefabricat, destinat utilizării la lucrări de zidărie.
- **Mortar de zidărie:** Amestec din unul sau mai mulți lianți anorganici, agregate și apă și uneori, aditivi și/sau alte amestecuri folosit în rosturile zidăriei.
- **Mortar de zidărie de uz curent:** Mortar de zidărie fără caracteristici speciale.
- **Beton pentru zidărie confinată și zidărie armată:** Beton utilizat pentru realizarea elementelor de confinare și umplerea unor goluri din corpurile speciale pentru zidărie armată.
- **Oțel pentru armături:** Armăturile din oțel destinate a fi utilizate împreună cu zidăria.
- **Armătura pentru rosturi:** Armătura din oțel fasonată pentru montarea ei în rosturile orizontale.
- **Oțel de precomprimare:** Sârme, bare sau toroane din oțel destinate folosirii la zidărie.
- **Rost orizontal:** Strat de mortar între fețele de pozare ale corpurilor de zidărie.
- **Rost transversal:** Rost de mortar perpendicular pe rostul orizontal și pe fața peretelui de zidărie.
- **Rost longitudinal:** Rost de mortar vertical în grosimea peretelui, paralel cu fața peretelui.
- **Rost subțire:** Rost realizat din mortar pentru rosturi suțiri.
- **Rostuire:** Mod de finisare a rostului în fațadă.
- **Refacerea rosturilor:** Mod de umplere și finisare a rosturilor, curățate în prealabil.
- **Perete portant:** Perete destinat în principal preluării unei încărcări impuse, suplimentare greutății sale proprii.
- **Perete simplu:** Perete fără gol sau rost vertical continuu în planul său.
- **Perete dublu cu gol între staturi:** Perete constituit din două ziduri simple paralele legate cu dispozitive de legătură sau cu armăturile din rosturile orizontale. Spațiul dintre cele două ziduri este liber sau umplut parțial sau total cu un material termoizolant neportant.

- **Perete dublu:** Perete constituit din două ziduri paralele, cu rostul dintre ele umplut complet cu mortar și legate solidar cu dispozitive de legătură, astfel încât acestea să lucreze împreună sub efectul încărcărilor.
- **Perete dublu cu beton de umplură:** Perete constituit din două ziduri paralele, cu spațiul dintre ele umplut cu beton legate solidar cu dispozitive de legătură sau cu armăturile din rosturile orizontale, pentru a asigura conlucrarea lor sub efectul încărcărilor (este utilizat în România sub denumirea de zidărie cu inimă armată – ZIA).
- **Perete din zidărie aparentă:** Perete realizat din corpuri de zidărie care rămân aparente pe una din fețe țesute cu corpuri de zidărie obișnuite pe cealaltă față și care conlucrează sub acțiunea încărcărilor.
- **Perete cu rosturi întrerupte:** Perete în care corpurile de zidărie sunt așezate pe două benzi din mortar de uz curent dispuse spre marginile exterioare ale fețelor de pozare ale corpurilor.
- **Perete de placare:** Perete folosit ca parament, neșesut și care nu contribuie la rezistența zidăriei suport sau a structurii.
- **Perete structural:** Perete capabil să reziste la forțe orizontale în planul său. Perete care participă la asigurarea capacității de rezistență și a stabilității, a rigidității și, după caz, a disipării energiei induse de acțiuni accidentale.
- **Perete de rigidizare:** Perete dispus perpendicular pe un alt perete, pentru a contribui la preluarea forțelor laterale sau a evita flambajul, asigurând astfel stabilitatea construcției.
- **Perete neportant:** Perete care se consideră că nu preia solicitări astfel încât poate fi suprimat fără să prejudicieze integritatea restului structurii.

1.3.2 Simboluri

În acest paragraf se prezintă simbolurile mărimilor ce intervin în calculul zidărilor prezentând în paralel notațiile noi adaptate la eurocoduri și pe cele din vechile normative și stas-uri la care se va renunța în viitor. Simbolurile vechi sunt de cele mai multe ori inițiale din cuvinte românești iar simbolurile din normativele noi adaptate după normele europene reprezintă inițialele cuvintelor din limba engleză. În tabelul 1.1 sunt prezentate simbolurile unor mărimi ce se regăsesc în CR6 –“Cod de proiectare și execuție a structurilor din zidărie” [83] și la care se face referire în lucrarea de față.

Tabelul 1.1

Simbol	Mărime	Simbol vechi
A	aria peretelui;	A
A_m	aria zidăriei;	A_z
A_{ef}	arie (utilă) efectivă a peretelui;	A_{ef}
A_{mr}	aria zidăriei armate, incluzând umplutura de beton;	A_{za}
A_s	aria de armătură;	a_a
b	lăţimea secţiunii;	b
b_{ef}	lăţimea efectivă a unui element cu talpă;	b_i
C	clasa de rezistenţă la compresiune a betonului;	C
d	înălţimea efectivă a secţiunii;	l
E	modul de elasticitate;	E
E_s	modulul de elasticitate al armăturii;	E_a
e	excentricitate;	e
e_a	excentricitate accidentală;	e_a
e_k	excentricitate datorată curgerii lente;	-
e_m	excentricitate datorată încărcărilor;	-
F	clasa de rezistenţă la încovoiere;	-
F_c	forţa de calcul de compresiune din încovoiere în element;	-
F_s	forţa de calcul de întindere în armătură;	-
f	rezistenţa la compresiune a zidăriei;	R_c
f_b	rezistenţa normalizată la compresiune a unui corp de zidărie;	R
f_{bo}	rezistenţa la smulgere a armăturii;	-
f_{bok}	rezistenţa caracteristică la smulgere a armăturii;	-
f_c	rezistenţa la compresiune a betonului;	R_b
f_{ck}	rezistenţa caracteristică la compresiune a betonului;	R_c^k
f_{cv}	rezistenţa la forfecare a betonului;	R_f
f_d	rezistenţa de calcul la compresiune a zidăriei;	R_c
f_k	rezistenţa caracteristică la compresiune a zidăriei;	-
f_m	rezistenţa medie la compresiune a mortarului;	R_m
f_{tk}	rezistenţa caracteristică la întindere a armăturii;	R_t
f_v	rezistenţa la forfecare a zidăriei;	R_f
f_{vd}	rezistenţa de calcul la forfecare a zidăriei;	R_f
f_{vk}	rezistenţa caracteristică la forfecare a zidăriei sau a betonului;	-
f_{vko}	rezistenţa caracteristică la forfecare a zidăriei sub efort de compresiune zero;	-
f_x	rezistenţa la încovoiere a zidăriei;	R_i
f_{xd}	rezistenţa de calcul la încovoiere a zidăriei;	R_i
f_{xk}	rezistenţa caracteristică la încovoiere a zidăriei (de asemenea f_{xk1} şi f_{xk2});	-
f_y	rezistenţa la curgere a armăturii;	R_a

Contribuţii la alcătuirea şi calculul structurilor cu diafragme din zidărie

f_{yk}	rezistența caracteristică la curgere a armăturii;	-
G	modulul de elasticitate la forfecare;	G
H	înălțimea peretelui până la nivelul încărcării concentrate;	H
h	înălțimea liberă a peretelui (de asemenea h_1 sau h_2);	h
h_{ef}	înălțimea (de calcul) efectivă a peretelui;	-
h_m	înălțimea totală a secțiunii;	l
h_{tot}	înălțimea totală a structurii;	H
I_n	momentul de inerție al ariei unui element	I
K	constantă referitoare la rezistența caracteristică la compresiune a zidăriei;	α
L_{ef}	lungimea (de calcul) efectivă a peretelui;	L_c
l	deschiderea liberă a planșeului (de asemenea l_3 sau l_4);	l_0
l_b	lungimea de ancoraj a armăturii;	l_a
l_c	lungimea comprimată a peretelui;	x
l_{ef}	deschiderea (de calcul) efectivă a unui element;	l_c
M	clasa de rezistență la compresiune a mortarului;	M
M_d	moment încovoietor de calcul;	M
M_{Rd}	capacitatea de rezistență de calcul la moment;	-
N	încărcarea verticală de calcul pe unitatea de lungime;	N
N_{Rd}	capacitatea de rezistență de calcul la încărcări verticale a peretelui;	-
N_{Sd}	încărcarea verticală de calcul pe un perete;	N
q_{lat}	rezistența de calcul la solicitări orizontale, pe unitatea de lungime a peretelui;	f
S	clasa de plasticitate a betonului;	T
t	grosimea unui perete sau a unui strat de perete (de asemenea t_1 și t_2);	b
t_{ef}	grosimea de calcul (efectivă) a peretelui;	b_{ef}
V_{Rd}	capacitatea de rezistență de calcul la forfecare a zidăriei (de asemenea V_{Rd1});	T_{cf}
V_{Rd2}	capacitatea de rezistență de calcul la forfecare a armăturii;	-
V_{Sd}	forța tăietoare de calcul;	T
z	brațul de pârghie al unui element din zidărie armată supus la încovoiere;	-
γ_M	factor parțial de siguranță pentru proprietățile materialelor;	n
δ	factor referitor la înălțimea și lățimea corpurilor de zidărie;	-
ϵ_m	deformația specifică în zidărie;	ϵ
ϵ_s	deformația specifică în armătură;	ϵ_a
ϵ_{uk}	valoarea caracteristică a alungirii unitare la efortul maxim de întindere în armătură;	-
ϵ	deformație specifică;	ϵ
$\epsilon_{C \infty}$	deformația specifică finală datorată curgerii lente;	-
ϵ_{el}	deformația specifică elastică;	ϵ_{el}
σ	efortul unitar normal;	σ

Contribuții la alcătuirea și calculul structurilor cu diafragme din zidărie

σ_d	efortul unitar de calcul vertical de compresiune;	σ_0
Φ	diametrul armăturii;	ϕ

Până la încetățenirea definitivă a noilor notații se vor folosi cu siguranță încă multă vreme vechile notații.

În tabelul 1.2 este dată lista cu semnificația simbolurilor utilizate în calculul zidărilor la încărcări orizontale conform MP001-96 și preluate în metoda propusă de verificare a structurilor la seism din capitolul 5.

Tabelul 1.2

„F”	STADIUL FISURARE – stadiul de deformație corespunzător anulării efortului de compresiune în una din fibrele extreme ale secțiunii elementului
„C”	STADIUL CURGERE – stadiul de deformație corespunzător atingerii rezistenței la compresiune a zidăriei și a deformației specifice de curgere la compresiune în fibra extremă cea mai comprimată
„U”	STADIUL ULTIM - stadiul de deformație corespunzător atingerii deformației specifice limită la compresiune în ipoteza unei distribuții elasto-plastice a eforturilor de compresiune
σ_0	efortul de compresiune mediu din încărcări gravitaționale = N/A_{TOT}
$\tau_{0, cap, F}$	efortul tangențial nominal capabil în stadiul „FISURARE” corespunzător ruperii în secțiuni înclinate
$\tau_{0, cap, C}$	efortul tangențial nominal capabil în stadiul „CURGERE”
$\tau_{0, cap, U}$	efortul tangențial nominal capabil în stadiul „ULTIM”
$\tau_{0, asoc, F}$	efortul tangențial nominal asociat capacității de rezistență la încovoiere în stadiul „FISURARE”
$\tau_{0, asoc, C}$	efortul tangențial nominal asociat capacității de rezistență la încovoiere în stadiul „CURGERE”
$\tau_{0, asoc, U}$	efortul tangențial nominal asociat capacității de rezistență la încovoiere în stadiul „ULTIM”
$Q_{cap, F}$	forța tăietoare asociată fisurării din eforturi principale de întindere în secțiune înclinată în stadiul „FISURARE”
$Q_{cap, C}$	forța tăietoare asociată fisurării din eforturi principale de întindere în secțiune înclinată în stadiul „CURGERE”
$Q_{cap, U}$	forța tăietoare asociată fisurării din eforturi principale de întindere în secțiune înclinată în stadiul „ULTIM”
$Q_{asoc, F}$	forța tăietoare asociată fisurării la bază din moment încovoietor, în stadiul „FISURARE”
$Q_{asoc, C}$	forța tăietoare asociată capacității de rezistență la compresiune excentrică în stadiul „CURGERE”
$Q_{asoc, U}$	forța tăietoare asociată capacității de rezistență la compresiune excentrică în stadiul „ULTIM”
R_c	rezistența la compresiune axială
R_2	rezistența la eforturi principale de întindere
R_m	rezistența la întindere din încovoiere

Contribuții la alcătuirea și calculul structurilor cu diafragme din zidărie

R_i	rezistența la întindere centrică
R_t	rezistența la efort tangențial în rost orizontal
H	înălțimea montantului deasupra secțiunii calculate sau a șpaletului de zidărie
D	lungimea secțiunii montantului sau șpaletului
λ	H/D raportul dintre înălțimea și lungimea secțiunii elementului
Z	distanța de la punctul de aplicație al rezultantei acțiunii seismice la baza elementului
β	Z/H
b	grosimea secțiunii elementului
$\epsilon_{0,F}$	$e_{0,F}/D$ excentricitate adimensională a efortului de compresiune în stadiul „FISURARE”
$\epsilon_{0,C}$	$e_{0,C}/D$ excentricitate adimensională a efortului de compresiune în stadiul „CURGERE”
$\epsilon_{0,U}$	$e_{0,U}/D$ excentricitate adimensională a efortului de compresiune în stadiul „ULTIM”
$e_{\alpha(F,C,U)}$	distanța de la centrul de greutate al secțiunii la punctul de aplicație a forței axiale la baza profilului pentru fiecare nivel
ϵ_F	deformația specifică de compresiune în stadiul „FISURARE”
ϵ_C	deformația specifică de compresiune în stadiul „CURGERE”
ϵ_U	deformația specifică de compresiune în stadiul „ULTIM”
α	ϵ_C / ϵ_U
t	grosimea tălpii pentru secțiune cu talpă
b_t	lățimea tălpii
A_T	aria tălpii
A_i	aria inimii
t_1, t_2	grosimea tălpilor pentru secțiuni cu două tălpi
b_{t1}, b_{t2}	lățimea tălpilor pentru secțiuni cu două tălpi
A_{T1}, A_{T2}	ariile tălpilor secțiuni cu două tălpi
$\mu, a, \mu_1, a_1,$ $\mu_2, a_2,$	coeficienți adimensionali pentru caracterizarea secțiunilor cu tălpi $\mu=A_T/A_i, a=t/D, \mu_1=A_{T1}/A_i, a_1=t_1/D, \mu_2=A_{T2}/A_i, a_2=t_2/D,$

În metoda propusă de verificare a structurilor la seism se introduc și următoarele notații în plus față de cele de mai sus:

Tabelul 1.3

τ_c^{\max}	efortul tangențial capabil maxim
τ_c	efortul tangențial capabil
Q_{cap}	forța tăietoare capabilă
G	greutatea construcției
F	forța seismică de proiectare
c	coeficientul seismic global
β_x, β_y	coeficienți de distribuție a încărcărilor verticale pe cele două direcții de calcul x și y
α_x, α_y	coeficienții globali de distribuție a greutateii construcției pe cele două direcții de calcul x și y

CAPITOLUL 2: STUDIU DOCUMENTAR PRIVIND ALCĂTUIREA ȘI CALCULUL STRUCTURILOR CU DIAFRAGME DIN ZIDĂRIE

2.1 PROIECTAREA STRUCTURILOR DE REZISTENȚĂ CU DIAFRAGME DIN ZIDĂRIE

2.1.1 Definirea structurilor de rezistență cu diafragme din zidărie portantă

În ansamblul complex al unei construcții, structura de rezistență este acea parte componentă care are rolul de a prelua toate solicitările de proveniență mecanică, conferindu-i astfel stabilitate și siguranță pe întreaga durată de timp a exploatarii acesteia.

Structurile din zidărie portantă se înscriu în categoria structurilor cu diafragme, formate dintr-un sistem de elemente verticale dezvoltate pe două direcții, respective diafragme, legate între ele prin planșee, astfel încât să formeze un ansamblu spațial.

Prin definiție, la aceste tipuri de structuri, pereții exteriori și interiori sunt elemente care transmit terenului, prin intermediul fundațiilor, toate încărcările verticale și orizontale ce acționează asupra clădirii. În afară de rolul de rezistență al pereților portanți, ei au și rolul de a izola încăperile între ele și de exterior [6], [14], [19], [22].

Un factor definitiv pentru structurile din zidărie portantă îl reprezintă grosimea pereților, ce depinde de valoarea încărcărilor, de numărul de etaje și de exigențele de izolare termică, ajungându-se în multe situații la grosimi mari ale pereților ceea ce constituie evident un important dezavantaj.

De asemenea, pereții trebuie realizați în același plan vertical impunând aceeași distribuție a încăperilor pe toată înălțimea construcției, modificările în plan fiind dificil de realizat. Totodată acest tip de structuri ne obligă la dimensiuni mici ale golurilor datorită rezistențelor relativ reduse ale materialelor din care se execută zidăriile.

Cu toate acestea, clădirile cu structură cu diafragme din zidărie cu un număr mic și mediu de etaje sunt încă foarte răspândite astăzi, având avantaje de ordin economic. Grosimea zidurilor la aceste structuri este folosită rațional, în sensul în care grosimea pereților rezultată din considerente de rezistență se suprapune peste grosimea necesară pentru izolarea termică a clădirii. Materialele din care se execută aceste construcții sunt de cele mai multe ori materiale locale, deci avantajoase din punct de vedere al costului.

2.1.2 Norme ce se referă la proiectarea structurilor de rezistență cu diafragme din zidărie

Proiectarea antiseismică a structurilor din zidărie are la bază ca de altfel totalitatea tipurilor de structuri, normativul P100-92, „Normativ pentru proiectarea antiseismică a construcțiilor de locuințe, social – culturale, agrozootehnice și industriale” [88] ce este în vigoare la momentul de față. Însă în capitolul 9 „Prevederi specifice structurilor din zidărie” din P100-92 avem o singură frază referitoare la aceste structuri cu diafragme din zidărie ce face trimitere la prevederi și prescripții specifice, referindu-se în special la „Normativ privind alcătuirea și calculul structurilor din zidărie – indicativ P2-85” [85]. Și normativul P2-85 este pe cale de a fi actualizat și înlocuit de norma „Manual de proiectare a clădirilor cu pereți portanți din zidărie simplă (nearmată) – indicativ MP001-96” [84] aprobat de MLPAT –DGT din 1996 dar nepublicat încă în Buletinul construcțiilor.

Atât normativele P2-85 „Alcătuirea, calculul și executarea structurilor din zidărie” [85], cât și MP001-96 „Manual de proiectare a clădirilor cu pereți portanți din zidărie simplă (nearmată)” [84], cuprind în prima parte reguli privind alcătuirea de ansamblu a construcțiilor din zidărie.

Normativul P2-85, încă în vigoare, face referire în general la structurile din zidărie simplă, armată, mixtă și complexă privind alcătuirea, calculul și executarea acestora. Normativul, elaborat înaintea lui P100-92, este depășit din multe puncte de vedere și de aceea tendința este de înlocuire a acestuia. Norma MP001-96 reușește să suplinească P2-85 doar în cazul proiectării clădirilor cu pereți portanți din zidărie simplă (nearmată), în celelalte cazuri utilizându-se în continuare P2-85.

Obiectul „Manualului de proiectare a clădirilor cu pereți portanți din zidărie simplă (nearmată)” îl formează calculul și executarea structurilor din zidărie nearmată, alcătuirea și conformarea de ansamblu a structurilor din zidărie adoptându-se conform cu prevederile din P2-85 și P100-92. Referitor la calculul structural privind rezistența antiseismică, în normativ s-a dezvoltat o metodologie de calcul specifică pentru elementele structurale de tip pereți structurali. Această metodologie tratează în special rezistența elementelor supuse la solicitări compuse de compresiune excentrică și forță tăietoare, la care criteriul principal de rupere s-a considerat ruperea în secțiune înclinată provocată de eforturile principale de întindere asociată cu dechiderea rostului orizontal din compresiune excentrică .

Diferența esențială dintre P2-85 și MP001-96 este referitoare la calculul de verificare a structurilor din zidărie la acțiuni seismice. Așa cum se va prezenta în detaliu,

există diferențe esențiale între principiul pe care se bazează calculul conform P2 și calculul conform MP001.

De asemenea la ora actuală sunt în vigoare și următoarele STAS-uri referitoare la proiectarea zidărilor: STAS 10104-83 „Construcții de zidărie - Prevederi fundamentale pentru calcul elementelor structurale” [77] și STAS 10109/1-82 „Construcții civile, industriale și agrozootehnice – Lucrări de zidărie – Calculul și alcătuirea elementelor” [78]. Primul standard stabilește prevederile fundamentale pentru calculul la stările limită ale elementelor structurale din zidărie la construcțiile civile, industriale, agrozootehnice executate din cărămizi pline, cărămizi cu goluri, blocuri ceramice cu goluri verticale sau orizontale, blocuri mici cu goluri din beton cu agregate ușoare și blocuri mici din beton celular autoclavizat. Cel de-al doilea stas cuprinde principiile și metodele pentru calculul secțiunilor elementelor de construcții din zidărie executate din cărămizi și blocuri de zidărie legate cu mortar. Avem în stas referiri la materiale, la principiile fundamentale de calcul, la caracteristicile de calcul ale zidăriei, precum și calcul secțiunilor la stările limită de rezistență și de fisurare la diferite tipuri de solicitări.

Pentru alinierea la normele Europene de proiectare referitor la zidării în momentul de față a fost elaborat un „Cod de proiectare și execuție a structurilor din zidărie – prevederi pentru proiectare, comentarii pe articole, exemple de calcul” indicativ CR6 [83] lucrare ce însă nu este încă în vigoare.

Codul Românesc pentru zidărie - CR6 - se aplică la proiectarea clădirilor și construcțiilor civile, sau ale părților acestora, realizate din zidărie simplă, zidărie armată și zidărie confinată. Acest cod se referă numai la cerințele privind rezistența, stabilitatea, siguranța în exploatare și durabilitatea structurilor. Alte cerințe, de exemplu cele privind izolarea termică și acustică, nu au fost luate în considerare.

Prevederile privind execuția lucrărilor sunt tratate în măsura în care este necesar să se indice calitatea materialelor și a produselor pentru construcții și nivelul calității execuției pe șantier, cerute pentru respectarea ipotezelor avute în vedere la proiectare.

CR6 nu tratează cerințele speciale relative la proiectarea antiseismică. Prevederi privind astfel de cerințe sunt date în Normativul P100 „Proiectarea structurilor în regiuni seismice” care completează și este în acord cu CR6.

În CR 6 nu se dau valori numerice privind acțiunile care se iau în considerare la proiectarea clădirilor și construcțiilor civile. Acestea sunt prevăzute într-un cod separat CR1, “Acțiuni asupra structurilor”. Până la intrarea în vigoare a CR1, valorile numerice

ale acțiunilor și gruparea acestora vor fi luate în considerare conform standardelor din seria STAS 10101.

În partea 1.1 a CR6 se dau bazele generale ale proiectării clădirilor și construcțiilor civile din zidărie simplă, zidărie armată și zidărie confinată. Partea 1.1 tratează zidăria armată la care armăturile sunt introduse pentru a asigura ductilitate, rezistență sau siguranță în exploatare. Sunt prezentate de asemenea principiile pentru proiectarea zidăriei confinate fără a se prezenta reguli de aplicare. Regulile de aplicare urmează a fi prezentate în ghiduri practice ce vor fi elaborate în completare la CR6.

Pentru acele tipuri de structuri neacoperite integral în CR6, pentru utilizarea unor materiale tradiționale în tipuri de structuri noi, pentru utilizarea unor noi tipuri de materiale sau în cazurile în care este necesar să fie preluate acțiuni și alte influențe în afara unei experiențe normale, se pot utiliza aceleași principii și reguli de aplicare din acest CR, dar acestea vor fi eventual suplimentate. Pentru toate aceste situații proiectarea se va face conform unor reglementări specifice.

În partea 1.1 sunt prezentate reguli detaliate aplicabile în principal la construcțiile curente. Din considerente practice, datorită simplificărilor adoptate, aplicarea acestor reguli poate fi limitată. Restricțiile referitoare la modul de aplicare sunt date în text acolo unde este necesar.

Partea 1.1 a CR 6 cuprinde următoarele:

- Capitolul 1: Generalități
- Capitolul 2: Bazele proiectării
- Capitolul 3: Materiale
- Capitolul 4: Durabilitatea
- Capitolul 5: Calculul structural
- Capitolul 6: Stările limită ultime
- Capitolul 7: Stările limită ale exploatării normale
- Capitolul 8: Detalii de execuție
- Capitolul 9: Execuție

Partea 1.1 nu tratează:

- rezistența la foc (care va fi tratată în Partea 1-2 a prezentului Cod);
- aspecte specifice unor tipuri speciale de clădiri (de exemplu, efecte dinamice asupra unor clădiri înalte);

- aspecte specifice unor tipuri speciale de construcții ingineresti (de exemplu poduri, baraje, coșuri sau rezervoare din zidărie);
- aspecte specifice referitoare la unele cazuri particulare de structuri (de exemplu arce sau cupole);
- zidărie armată cu alte materiale decât oțelul.

Alte părți ale CR6: Partea 1-1 a CR6 va fi completată în viitor cu următoarele părți:

- Partea 1.2: Proiectarea structurală la foc a construcțiilor din zidărie
- Partea 2: Proiectarea, selectarea materialelor și execuția zidăriei.
- Partea 3: Metode simplificat de calcul și reguli simple pentru structuri din zidărie.

Un alt cod românesc ce se află în ultima fază de redactare înainte de publicarea oficială este P100-2003, „Cod de proiectare seismică a construcțiilor” [89] ca revizuire a P100-92. Capitolul 8 al acestui cod intitulat „Prevederi specifice pentru construcții de zidărie”, cuprinde de data aceasta un număr de 28 de pagini referitoare la acest tip de structuri, spre deosebire de P100-92 [88]. Capitolul are ca obiect definirea cerințelor specifice pentru construcțiile de zidărie amplasate în zone seismice, completând prevederile generale de alcătuire din CR6. Prevederile se referă la:

- Zidărie simplă/nearmată (ZNA)
- Zidărie confinată (ZC)
- Zidărie confinată și armată în rosturi orizontale (ZCA)
- Zidărie cu inima armată (ZUC)

Normele CR6 și P100/2003 își găsesc corespondentul pe plan European în prEN 1996-1-1 EUROCODE 6 - Proiectarea structurilor din zidărie – Reguli generale pentru structuri din zidărie (simplă) nearmată și din zidărie armată [93], respectiv prEN 1998-1 – EUROCODE 8 - Proiectarea structurilor la acțiuni seismice [94]. Partea 1: Reguli generale, acțiuni seismice și reguli pentru clădiri – cap.9. Reguli specifice pentru clădiri din zidărie fiind o adaptare a acestora la condițiile de la noi din țară.

O listă a standardelor în vigoare utilizate pentru proiectarea structurilor din zidărie [49] ... [105] este prezentată mai departe cu precizări privind normele ce în curând nu-și vor mai păstra valabilitatea:

STANDARDE:

STAS 456-73 - Cărămizi de construcție din argilă arsă. Reguli și metode pentru verificarea calității

- STAS 457-86** - Cărămizi ceramice pline
- SR EN 679:1996** - Determinarea rezistenței la compresiune a betonului celular autoclavizat
- STAS 1030-85** - Mortare de zidărie și tencuială. Clasificare și condiții tehnice
- STAS 2643-80** - Mortare obișnuite pentru zidărie și tencuială. Metode de încercare
- STAS 5089-71** - Produse din piatră naturală pentru construcții. Terminologie
- STAS 5185/1-86** - Cărămizi și blocuri ceramice cu goluri verticale. Condiții tehnice de calitate
- STAS 5185/2-86** - Cărămizi și blocuri ceramice cu goluri verticale. Forme și dimensiuni
- STAS 6029-89** - Blocuri mici din beton cu agregate ușoare
- STAS 6200/2-81** - Piatră naturală pentru construcții. Prescripții generale pentru încercări mecanice
- STAS 8560-86** - Blocuri ceramice cu goluri orizontale
- STAS 10833-80** - Beton celular autoclavizat. Elemente narmate
- SR EN 10088** - Oțeluri inoxidabile
- STAS 10100/0-75** - Principii de verificare a siguranței construcțiilor
- STAS 10101/0-75** - Acțiuni în construcții. Clasificarea și gruparea acțiunilor
- STAS 10101/1-78** - Acțiuni în construcții. Greutăți tehnice și încărcări permanente
- STAS 10101/2-75** - Acțiuni în construcții. Încărcări datorită procesului de exploatare
- STAS 10101/0A-77** - Acțiuni în construcții. Clasificarea și gruparea acțiunilor pentru construcții civile și industriale
- STAS 10101/2A1-87** - Acțiuni în construcții. Încărcări tehnologice din exploatare pentru construcții civile, industriale și agrozootehnice
- STAS 10101/20-90** - Acțiuni în construcții. Încărcări date de vânt
- STAS 10101/21-92** - Acțiuni în construcții. Încărcări date de zăpadă
- STAS 10101/23-75** - Acțiuni în construcții. Încărcări date de temperatura exterioară
- STAS 10101/23A-78** - Acțiuni în construcții. Încărcări date de temperaturi exterioare în construcții civile și industriale
- STAS 10107/0-90** - Calculul și alcătuirea elementelor structurale din beton, beton armat și beton precomprimat
- STAS 10107/1-90** - Planșee din beton armat și beton precomprimat. Prescripții generale de proiectare

STAS 10107/2-92 - Planșee curente din plăci și grinzi din beton armat și beton precomprimat. Prescripții de calcul și alcătuire

STAS 10107/3-90 - Planșee cu nervuri dese din beton armat și beton precomprimat. Prescripții de proiectare

STAS 10107/4-90 - Planșee casetate din beton armat. Prescripții de proiectare

STAS 10104/83 - Construcții din zidărie. Prevederi fundamentale pentru calculul elementelor structurale

STAS 10109/1-82 - Lucrări de zidărie. Calculul și alcătuirea elementelor

Referitor la aplicarea în continuare a STAS 10104/83 și STAS 10109/1-82 se face precizarea că acestea pot fi înlocuite integral de prevederile din CR6, astfel ca își pot înceta valabilitatea după emiterea ordinului de publicare a CR6.

NORMATIVE ȘI INSTRUCȚIUNI

C 14/1-94 - Ghid pentru utilizarea blocurilor mici de zidărie din beton cu agregate grele, BZG 290x240x188 mm (B.C.nr. 11/94)

C 17-82 - Instrucțiuni tehnice privind compoziția și prepararea mortarelor de zidărie și tencuială (B.C. nr.1/83; 4/85;6/88)

NE 012-99 - Cod de practică pentru executarea lucrărilor din beton, beton armat și beton precomprimat. Partea A: Beton și beton armat (B.C. nr.8,9,10/99)

ST 009-96 - Specificație tehnică privind cerințe și criteriile de performanță pentru produse din oțel utilizate ca armături în structuri din beton (B.C. nr.11.97).

MP 001-96 - Manual de proiectare a clădirilor cu pereți portanți din zidărie simplă.

P2-85 - Normativ privind alcătuirea, calculul și executarea structurilor din zidărie

Referitor la aplicarea Normativului P2-85 se face precizarea ca rămân încă valabile, în măsura în care unele prevederi nu contrazic prevederile CR6, până la revizuirea normativului P100 și până la elaborarea ghidurilor de aplicare a codului CR6 următoarele capitole:

- cap. 3 - Alcătuirea structurilor de rezistență
- cap. 4 - Pereți structurali
- cap. 5 - Alcătuirea planșeelor
- cap. 6 - Alcătuirea infrastructurii

- cap. 7 - Prevederi suplimentare pentru alcătuirea structurilor din zidărie portantă amplasate pe terenuri slabe și pe pământuri contractile
- cap. 8 - Alcătuirea și ancorarea elementelor nestructurale

Pentru reglementările la care se fac trimiteri în textul acestor capitole se vor folosi edițiile cele mai recente ale acestora.

STANDARDE EUROPENE

prEN 1990 – EUROCODE 0 – Bazele proiectării structurilor

prEN 1991 – EUROCODE 1 - Acțiuni în construcții

prEN 1992-1 – EUROCODE 2 – Proiectarea structurilor din beton

prEN 1996-1-1 – EUROCODE 6 - Proiectarea structurilor din zidărie – Reguli generale pentru structuri din zidărie (simplă) nearmată și din zidărie armată

prEN 1998-1 – EUROCODE 8 - Proiectarea structurilor la acțiuni seismice. Partea 1: Reguli generale, acțiuni seismice și reguli pentru clădiri – cap. 9. Reguli specifice pentru clădiri din zidărie

EN 998-2 - Mortare de uz general cu compoziție prescrisă

EN 771-1 - Corpuri de zidărie ceramice

EN 771-2 - Corpuri de zidărie din silico calcar

EN 771-3 - Corpuri de zidărie din beton (cu agregate obișnuite sau ușoare)

EN 771-4 - Corpuri de zidărie din beton celular autoclavizat

EN 771-5 - Corpuri de zidărie din piatră artificială

EN 771-6 - Corpuri de zidărie din piatră cioplită

EN 1052-1 - Determinarea rezistențelor la compresiune ale zidăriei

EN 1052-3 - Determinarea rezistențelor la forfecare ale zidăriei

prEN 1052-5 - Determinarea rezistențelor de aderență la încovoiere

EN 1015-11 - Determinarea rezistențelor la compresiune ale zidăriei

2.1.3 Prevederile normelor actuale privind alcătuirea și conformarea de ansamblu a structurilor de rezistență cu pereți portanți din zidărie

Normativul P2-85 și preluând după acesta MP001-96 arată că proiectarea antiseismică a structurilor cu diafragme din zidărie portantă urmărește să realizeze:

- Conformarea generală favorabilă a construcției;

- Asigurarea unei rigidități suficiente la deplasări laterale în măsură să limiteze la valori admisibile atât deplasările absolute cât și cele relative;
- Obținerea unui mecanism structural favorabil de disipare a energiei sub acțiuni seismice.

Pentru obținerea unui mecanism structural favorabil de disipare a energiei sub acțiuni seismice, una dintre condiții este evitarea ruperilor premature cu caracter casant, fenomen posibil în cazul structurilor de rezistență cu diafragme din zidărie portantă.

Privind alcătuirea de ansamblu a construcțiilor din zidărie, prescripțiile din P100-92 sunt preluate și adaptate în normative specifice pentru structurile din zidărie. Alcătuirea de ansamblu a construcțiilor potrivit P100-92 se referă la forma în plan și în elevație a construcțiilor, măsuri pentru limitarea maselor construcțiilor, prevederi generale de alcătuire a structurilor de rezistență, rosturi antiseismice și măsuri privind elemente și subansamble nestructurale.

Având în vedere performanțele slabe la acțiuni seismice ale structurilor din zidărie nearmată, domeniul de aplicabilitate al acestora se limitează la construcții cu regim de înălțime redus, amplasate în zone cu intensitate seismică redusă (tabelul 2.1).

Tabelul 2.1

Zona seismică P100-92	Grad seismic echivalent	Coeficient K_s	Cazul planșeelor cu rol de diafragmă orizontală		Cazul planșeelor fără rol de diafragmă orizontală	
			Numărul maxim de nivele al clădirii	Înălțimea maximă a clădirii	Numărul maxim de nivele al clădirii	Înălțimea maximă a clădirii
A	9	0,32	-	-	-	-
B	8 ½	0,25	-	-	-	-
C	8	0,20	P+1E	6,0	P	3,5
D	7 ½	0,16	P+1E	6,0	P	3,5
E	7	0,12	P+1E	6,0	P	3,5
F	6	0,08	P+4E	15,0	P+1E	6,0

Împărțirea teritoriului României în zone seismice de calcul din punct de vedere a valorii coeficienților k_s este dată în normativul P100-92 [88]. Se observă că în zonele seismice de calcul A și B este interzisă realizarea de construcții din zidărie simplă (nearmată).

Înălțimea clădirii se consideră de la nivelul superior al soclului, respectiv al planșeului peste subsol, până la nivelul superior al planșeului peste ultimul nivel. În cazul în care nivelul planșeului peste subsol depășește cu 1,50 m nivelul trotuarului subsolul se

numără ca nivel. În cazul terenului în pantă se consideră înălțimea medie dintre trotuar și planșeul susbolului. În cazurile în care ultimul nivel are o înălțime mai mică de 3 m și acoperă mai puțin de 25 % din suprafața construită, aceasta nu se numără ca nivel și nu se consideră la stabilirea înălțimii clădirii.

Planșeele acestor clădiri trebuie să de regulă realizate din beton armat monolit sau din elemente prefabricate monolitizate, pentru realizarea efectului de diafragmă pe fiecare nivel al clădirii.

Funcție de rolul pe care îl îndeplinesc în clădire pereții din zidărie pot fi:

- pereți structurali portanți cu rolul de a prelua sarcini verticale și orizontale;
- pereți structurali de contravântuire cu rolul de a prelua sarcinile orizontale și greutatea lor proprie;
- pereți nestructurali ce îndeplinesc numai un rol de compartimentare a volumului clădirii; greutatea lor este preluată prin intermediul planșeelor de pereți structurali portanți.

În cadrul fiecărei categorii de mai sus vor fi preferate structurile având pereți structurali portanți pe ambele direcții ortogonale ale clădirii. Funcție de rolul pe care îl îndeplinesc în clădire pereții din zidărie pot fi: pereți structurali portanți cu rol de a prelua încărcări verticale și orizontale, pereți structurali de contravântuire cu rol de a prelua încărcările orizontale și greutatea lor proprie și pereți nestructurali ce îndeplinesc numai rol de compartimentare. Distanțele maxime admise între pereții structurali, pentru fiecare din cele două direcții în funcție de tipul planșeului, gradul de protecție antiseismică și înălțime

Tipurile de planșee a, b, c, d sunt definite conform normativului P2-85 după cum urmează:

- tip a) – planșee de beton armat monolit sau din elemente prefabricate cu suprabetonare continuă de minimum 4cm grosime
- tip b) – planșee din panouri sau semipanouri prefabricate din beton armat, îmbinate pe toate patru laturile cu bare sudate sau bucle și prin monolitizare
- tip c) – planșee din beton de tip fâșie având bare sau bucle de legătură la extremități
- tip d) – planșee prefabricate de tip grinzișoare din beton armat și corpuri de umplutură, fără suprabetonare sau fâșii fără bare sau bucle de legătură.

Structurile din zidărie portantă trebuie concepute ca sisteme spațiale, alcătuite din pereți dispuși de regulă după două direcții ortogonale și diafragme (șaibe) orizontale realizate de planșeele clădirilor. Se vor alege de preferință construcții cu forme în plan

regulate, compacte și simetrice din punctul de vedere al distribuției în plan a maselor, rigidităților și capacităților de rezistență ale elementelor structurale, în vederea limitării efectelor defavorabile de torsiune generală provocate de acțiunea seismică. În vederea obținerii unei comportări corespunzătoare a structurilor sub acțiunea seismică se va urmări asigurarea unei variații cât mai uniforme pe verticală a rigidităților și capacităților de rezistență atât a ansamblului structurii cât și a elementelor structurale componente. Se vor evita alcătuirii structurale cu rigidități și capacități de rezistență mai reduse la un nivel inferior față de cele superioare. Clădirile cu forme neregulate în plan, de exemplu cele în formă de L, T, U, precum și cele cu zone având înălțimi, mase și rigidități diferite, se vor separa prin rosturi în tronsoane de forme apropiate de dreptunghi.

Alcătuirea planșelor va asigura de regulă realizarea unor șaibe (diafragme) orizontale cât mai rigide pentru asigurarea conlucrării spațiale a elementelor structurale sub acțiunea sarcinilor seismice. În vederea asigurării rigidității planșelor în planul lor, legătura planșelor cu pereții structurali se va realiza prin centuri de beton armat. Planșeele de beton armat monolit sunt cele mai indicate pentru structurile din zidărie portantă amplasate în zone seismice.

În cazul în care alcătuirea constructivă a planșelor nu conduce la realizarea unor șaibe orizontale rigide, repartiția sarcinilor orizontale seismice la elementele verticale structurale se va face ținând seama de deformabilitatea planșelor.

Infrastructura va fi alcătuită astfel încât să formeze un sistem rigid, capabil să transmită la teren încărcările gravitaționale ale clădirii și să reziste la solicitările provenite din mișcările seismice ale terenului.

Capacitatea de rezistență a elementelor structurale din zidărie se poate spori după necesități prin prevederea de materiale (cărămidă sau bloc și mortare) de mărci superioare sau prin îngroșarea unor pereți structurali în limite raționale.

Grosimea pereților portanți, interiori și exteriori, se va determina prin calcul din condiții de rezistență și stabilitate. Grosimea minimă a pereților portanți va fi de o cărămidă sau un bloc de 24 cm. Grosimea pereților portanți va trebui să corespundă și condițiilor de izolare termică și evitare a formării condensului determinate funcție de zona climatică în care se amplasează construcția, izolare fonică și prevenire a incendiilor și a efectelor acestora. În cazul în care grosimea pereților dimensionată în condiții de rezistență și stabilitate nu satisface condițiile de mai sus, proiectantul poate prevedea: mărirea grosimii pereților sau adoptarea unor soluții constructive utilizând pereți portanți din cărămidă în combinație cu materiale eficiente izolante termic, fonic, etc.

Înălțimea de nivel definită ca dimensiunea structurală între două planșee nu va depăși de 16 ori grosimea peretelui, cu excepția pereților de 1/2 cărămidă și a celor rigidizați prin stâlpișori și centuri intermediare din beton armat.

Pereții de contravântuire vor respecta condițiile privind grosimea în mod identic cu cei portanți. Pereții de contravântuire trebuie să fie plani și coplanari pe toată înălțimea construcției. La clădirile de tip bară cu pereți de contravântuire transversali, se va urmări ca aceștia să lege între ele fațadele opuse. Pereții de contravântuire se vor executa concomitent cu pereții portanți ortogonali, asigurându-se legătura între pereți prin țesere sau prin stâlpișori de beton armat înglobați în zidărie.

Golurile mari (pentru ferestre, uși, etc) din pereții structurali se vor amplasa și dimensiona astfel ca plinurile dintre ele să satisfacă condițiile necesare de rezistență și stabilitate sub acțiunea încărcărilor verticale și orizontale.

Pentru utilizarea cărămizilor și blocurilor ceramice la zidăriile portante ale clădirilor trebuie să se respecte raportul de țesere la punerea în operă. Raportul de țesere se exprimă prin raportul dintre lungimea de suprapunere a două cărămizi sau blocuri (l) și înălțimea cărămizii (h). Valoarea recomandată a acestui raport este: $l/h \geq 0,8$ iar valoarea minimă: $l/h = 0,4$. Lungimea de suprapunere va fi cel puțin $1/4$ din lungimea cărămizii sau blocului.

Tipul de cărămidă sau bloc se alege în funcție de condițiile de rezistență și stabilitate, de gradul de protecție antiseismică, de gradul de protecție termică, de economisirea combustibilului în exploatare, reducerea manoperei pe șantier, consumului de ciment, reducerea greutateii construcției, etc.

Codul în curs de aprobare P100-2003 specifică, ca recomandare, faptul că utilizarea structurilor din zidărie simplă să fie evitată. Se pot proiecta clădiri de zidărie simplă dacă structura este regulată, cu pereți deși în sistem fagure și înălțimea nivelului sub 3,0m. Ținând cont și de noua zonare teritoriului țării în zone seismice precizează regimul de înălțime admis pentru construcții din zidărie simplă este :

- În zonele A și B $n = 1$ (P)
- În zonele C, D, E și F $n \leq 2$ (P+1E)
- În zona G $n \leq 3$ (P+2E)

Regimul de înălțime maxim admis la structuri din zidărie confinată, zidărie armată și confinată și la zidăria cu inimă armată este :

- În zonele A și B $n \leq 2$ (P+1E)
- În zonele C și D $n \leq 3$ (P+2E)
- În zonele E și F $n \leq 4$ (P+3E)
- În zona G $n \leq 5$ (P+4E)

Alte reguli de alcătuire cuprinse în P100-2003 prevăd că structurile de zidărie vor fi astfel alcătuite încât să realizeze o structură spațială alcătuită din :

- Pereți structurali dispuși pe cel puțin două direcții ortogonale ;
- Planșee care de regulă formează șaibă rigidă în plan orizontal ;

Legăturile dintre pereții structurali se realizează prin :

- Țesere la colțuri, intersecții și ramificații și armături în rosturile orizontale ;
- Stâlpișori de beton armat plasați la colțuri, intersecții și ramificații.

Legăturile dintre pereți și planșee se realizează prin :

- Centuri de beton armat turnate pe toți pereții la zidăria nearmată ;
- Înglobarea armăturilor din stâlpișori în centuri la zidăria confinată:
- Înglobarea armăturilor din stratul median în centuri la zidăria cu inimă plină.

Pereții structurali care alcătuiesc o structură de zidărie sunt de două categorii:

- pereți izolați (montanți), cu schema statică de consolă;
- pereți cuplați (cu goluri de uși și/sau ferestre) constituiți din montanți legați între ei, la nivelul fiecărui planșeu, prin grinzi de cuplare de beton armat.

Structurile construcțiilor etajate curente de zidărie, se clasifică în funcție de distanțele maxime între pereții structurali și de aria maximă a celulei formată de pereții dispuși pe cele două direcții principale, în două categorii:

- structuri cu pereți deși (sistem fagure), cu înălțimea de nivel $\leq 3,20$ m având distanțele maxime între pereți, pe cele două direcții principale $\leq 5,00$ m și aria celulei formată de pereții de pe cele două direcții principale $\leq 25,0$ m².
- structuri cu pereți rari (sistem celular), cu înălțimea de nivel $\leq 4,00$ m, având distanțele maxime între pereți, pe cele două direcții principale $\leq 9,00$ m și aria celulei formată de pereții de pe cele două direcții principale ≤ 75 m².

Următoarele categorii de planșee sunt considerate rigide în plan orizontal:

- planșee de beton armat monolit sau din preale cu suprabetonare continuă cu grosime ≥ 6 cm, armată cu plasă de oțel beton cu aria $\geq 2,00$ cm²/m;
- planșee din panouri sau semipanouri prefabricate din beton armat îmbinate pe contur prin piese metalice sudate, bucle de oțel beton și beton de monolitizare;

- planșee executate din prefabricate de tip fâșie, cu bucle sau bare de legătură la extremități și cu suprabetonare continuă cu grosime ≥ 6 cm, armată cu plasă din oțel beton cu aria $\geq 2,00$ cm²/m.

Următoarele categorii de planșee sunt considerate fără rigiditate în plan orizontal:

- planșee din fâșii prefabricate cu bucle sau bare de legătură la extremități, fără suprabetonare armată sau cu șapă nearmată cu grosimea $\leq 3,0$ cm;
- planșee din prefabricate de mici dimensiuni, cu suprabetonare armată;
- planșee din lemn.

Planșeele fără rigiditate în plan orizontal nu sunt acceptate pentru zonele A÷F.

Planșeele fără rigiditate în plan orizontal pot fi folosite numai pentru:

- toate planșeele construcțiilor cu maximum trei niveluri (P+2E) din clasele de importanță III și IV; în zona seismică G;
- planșeele peste ultimul nivel al construcțiilor cu maximum două niveluri (P+1E), din clasa de importanță IV, situate în zonele seismice E și F.

Fața superioară a planșeului va avea, de regulă, aceeași cotă de nivel pe toată suprafața construcției. În mod excepțional, pot fi acceptate decalări ale feței superioare a planșeului mai mici decât înălțimea curentă a centurilor (20÷30 cm).

Fundațiile pereților structurali vor fi de tip „talpă continuă”. Tălpile de fundație pot fi realizate, în funcție de mărimea eforturilor și de natura terenului de fundare, din beton simplu sau din beton armat [21].

În cazul construcțiilor fără subsol, soclul și fundațiile vor fi de regulă axate față de pereții structurali. Lățimea soclului va fi cel puțin egală cu grosimea peretelui de la parter, se admite o retragere de maximum 5 cm a feței exterioare a soclului în raport cu planul zidăriei de la parter. Soclul se va executa, de regulă, din beton armat.

2.2 ÎNTĂRIREA PEREȚILOR STRUCTURALI DIN ZIDĂRIE

2.2.1 Întărirea pereților structurali din zidărie conform prescripțiilor de proiectare de la noi din țară

Așa cum s-a arătat, normativul MP001-96 [84] face referire doar la cazul pereților structurali din zidărie simplă (nearmată), de aceea întărirea zidărilor se abordează conform normativului P2-85 [85]. Întărirea cu centuri de beton armat, fiind obligatorie indiferent de tipul de structură din zidărie, este tratată și în MP001-96 fiind preluată cu foarte mici modificări din P2-85.

Comportarea pereților structurali din zidărie supuși la acțiunea combinată a sarcinilor verticale (gravitaționale) și orizontale (vânt, seismice), conform P2-85, poate fi îmbunătățită prin înglobarea în zidărie de:

- stâlpișori din beton armat;
- centuri din beton armat;
- armături distribuite în rosturile orizontale de zidărie și asigurarea conlucrării acestora cu zidăria.

Zidăria întărită cu stâlpișori de beton armat poartă denumirea de zidărie complexă. De asemenea se mai utilizează noțiunea de zidărie înrămată (sau confinată), pentru zidăria întărită cu stâlpișori și centuri de beton armat pe contur.

Stâlpișorii se prevăd pentru sporirea capacității portante și a stabilității pereților la încărcări verticale și deopotrivă pentru sporirea capacității portante a pereților structurali la acțiunea combinată a sarcinilor verticale (gravitaționale) și orizontale (vânt, seism).

Disponerea stâlpișorilor pentru sporirea capacității portante și a stabilității pereților la încărcări verticale se face în pereții structurali cu încărcări mari, a căror grosime nu poate fi mărită din motive tehnice, funcționale sau economice, și în plinurile de zidărie care nu respectă dimensiunile minime impuse de normative.

De asemenea se dispun pentru rigidizarea pereților înalți formând împreună cu centurile intermediare o rețea astfel încât suprafața de zidărie încadrată să nu depășească anumite valori funcție de zona seismică de calcul.

Pentru sporirea capacității portante la acțiunea combinată a sarcinilor verticale și orizontale se întăresc pereții cu stâlpișori și centuri de beton armat, obținându-se practic panouri de zidărie înrămată pe contur (confinată). Efectele avantajoase a înrămării zidăriei se obțin la panouri cu raportul dintre lungime și lățime cuprinse între 1,0...2,0.

La nivelul planșeelor stâlpișorii vor fi legați monolit cu centurile din beton armat și de asemenea vor fi ancorați în infrastructură. La construcțiile cu subsol în cazul în care se prevăd centuri atât la partea superioară cât și la partea inferioară a pereților subsolului, stâlpișorii se vor prelungi până la nivelul centurii inferioare.

Centurile de beton armat de la nivelul planșeelor se vor prevedea în mod obligatoriu în pereții structurali din zidărie la nivelul fiecărui planșeu al clădirii. Ele vor alcătui o rețea închisă și continuă pe toată suprafața nivelelor construcției.

Centurile trebuie să asigure:

- transmiterea directă a sarcinilor gravitaționale din planșeele clădirii la pereții structurali și de la nivelurile superioare la cele inferioare ale acestora;
- transmiterea forțelor de inerție (ce apar la nivelul planșeelor ca răspuns al clădirii la mișcările seismice) la pereții structurali;
- preluarea eforturilor de întindere ce apar în pereții structurali sub acțiunea sarcinilor orizontale seismice, efectul tasărilor neuniforme sau al variațiilor de temperatură.
- De asemenea, prin conlucrarea cu planșeele clădirii, centurile participă la preluarea eforturilor de întindere sau compresiune ce apar în șaiba orizontală, formată de planșee, solicitată în planul ei de forțe de inerție seismice.

Armarea zidăriei se obține prin introducerea unor armături în rosturile orizontale și/sau verticale de mortar, după anumite reguli de alcătuire.

Zidăria armată constituie deci o tehnologie constructivă, al cărei avantaj privind răspunsul bun la solicitări ciclice (aplicate în planul elementelor de construcție) o recomandă pentru utilizarea la construcții amplasate în zone seismice, sau la elemente de construcție supuse șocurilor, vibrațiilor, sau solicitărilor de întindere.

Zidăria armată poate fi alcătuită prin armarea rosturilor din mortar la zidăria obișnuită din cărămidă plină, la cea din cărămidă cu goluri, sau la cea din blocuri ceramice (sau din beton), iar modul de alcătuire al acesteia trebuie să asigure conlucrarea dintre zidărie și armătura din rosturi la preluarea eforturilor.

Dezvoltarea tehnicii zidăriei armate a interesat în special țările afectate de frecvente mișcări seismice. Sub efectul acestor solicitări structurile sunt supuse la încovoiere și tăiere (forfecare), funcție de orientarea față de unda de șoc. Dacă nu sunt armate, ele nu sunt în general capabile să preia solicitările dinamice la care sunt supuse.

Armarea zidăriei este foarte sumar tratată în normativele românești până la apariția CR6 și P100/2003. Această tehnică este utilizată de ceva vreme și la scară largă în alte țări

europene, dar la noi ea nu se utilizează decât în foarte mică măsură și de aceea nici prevederi de alcătuire și calcul nu există.

Normativul P2-85 arată că armăturile distribuite din rosturile orizontale se pot prevedea doar pentru asigurarea unor legături suplimentare în vederea conclucrării pereților structurali ortogonali care se intersectează și de asemenea pentru preluarea eforturilor principale de întindere ce apar în pereții structurali solicitați simultan de sarcini verticale și orizontale.

Pentru asigurarea conclucrării pereților ortogonali care se intersectează va fi prevăzută armarea în rosturile orizontale la colțurile și ramificațiile exterioare, în cazul în care nu sunt prevăzuți stâlpișori din beton armat, la clădirile cu înălțimea mai mare de 6,00 m proiectate în zona E și la cele cu înălțimea maximă 6,00 m proiectate pentru zonele C și D. Armarea se va face cu bare din oțel OB 37 de regulă $2 \phi 6/60$ cm. Armăturile se dispun în treimile exterioare ale grosimii zidului, cu o acoperire laterală de minimum 4cm (figura 2.1).

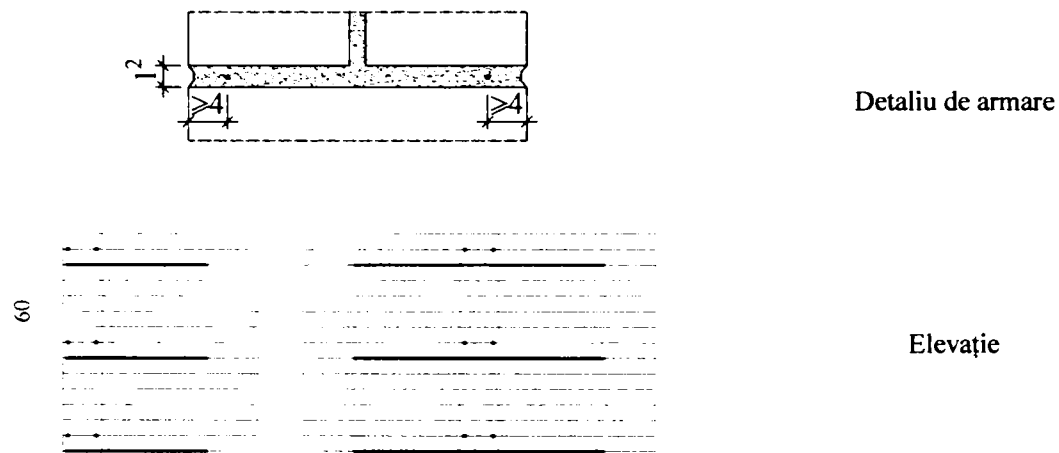


Fig. 2.1 – Poziția armăturilor în zidărie

Lungimea pe orizontală a colțului sau ramificației sau până la marginea golului, când acesta este situat mai aproape de 1,00 m de colț sau ramificație (figura 2.2).

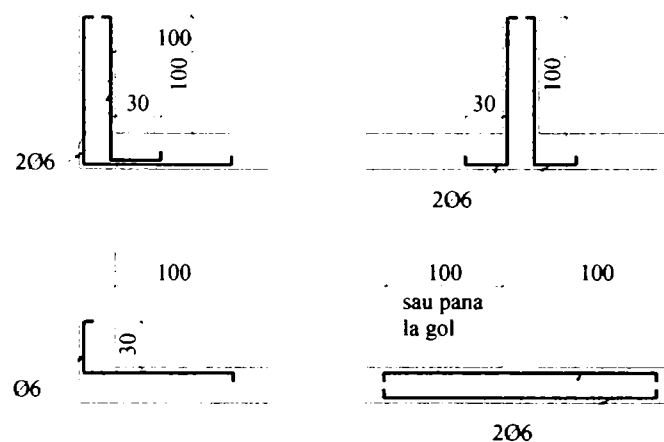


Fig. 2.2 – Armarea colțurilor și ramificațiilor

Normativul nu cuprinde prescripții privind alcătuirea și calculul pereților din zidărie armați cu armături verticale sau orizontale distribuite în toată masa peretelui.

Introducerea codului de proiectare seismică a structurilor P100-2003 aduce cu sine și modificarea unor prescripții pentru întărirea structurilor în zone seismice din care redăm în continuare pe cele mai importante.

La construcții cu pereți structurali de zidărie nearmată (ZNA) se vor prevedea centuri de beton armat în planul pereților, la toate planșeele inclusiv cel peste ultimul nivel locuibil, în cadrul construcțiilor cu pod necirculabil. Înălțimea minimă a centurilor va fi egală cu grosimea plăcii planșeului, pentru pereții interiori, și cu dublul acesteia pentru pereții de contur.

Pentru construcții cu pereți structurali de zidărie confinată (ZC) dimensiunile secțiunii transversale și armarea longitudinală și transversală ale stâlpișorilor și centurilor se stabilesc, prin calcul, ținând seama de efectele încărcărilor verticale și al forțelor seismice de proiectare și vor fi prevăzuți la exterior cu protecție termică pentru evitarea punților termice.

Stâlpișorii de beton armat vor fi prevăzuți în următoarele poziții:

- la capetele libere ale fiecărui perete;
- de ambele părți ale oricărui gol cu o suprafață $\geq 1,5 \text{ m}^2$;
- la toate colțurile de pe conturul construcției;
- în lungul peretelui astfel încât distanța între stâlpișori să nu depășească 4,0m;
- la intersecțiile pereților, dacă cel mai apropiat stâlpișor dispus prin regulile de mai sus se află la o distanță mai mare de 1,5m;
- în toți șpaleții care nu au lungimea minimă necesară

Stâlpișorii vor fi executați pe toată înălțimea construcției iar secțiunea transversală a stâlpișorilor va respecta următoarele condiții:

- aria secțiunii transversale $\geq 625 \text{ cm}^2 - 25 \times 25 \text{ cm}$;
- latura minimă $\geq 25 \text{ cm}$.
- procentul minim de armare longitudinală va fi 1% pentru zonele seismice A÷D și 0,8% pentru zonele seismice E÷G;
- diametrul barelor longitudinale va fi $\geq 12 \text{ mm}$;
- armarea transversală $\geq \phi 6/10 \text{ cm}$ pe lungimea de înădare prin suprapunere a armăturilor longitudinale.

Barele longitudinale ale stâlpișorilor de la ultimul nivel vor fi ancorate în centurile ultimului nivel iar înădările barelor longitudinale din stâlpișori se vor face prin suprapunere, fără cârlige, pe o lungime de 50ϕ ; în secțiunea de la bază, suprapunerea barelor longitudinale cu mustățile din infrastructură se va face pe o lungime de 60ϕ .

Centurile vor fi prevăzute în următoarele cazuri:

- la nivelul fiecărui planșeu al construcției, inclusiv în cazul în care ultimul planșeu este realizat din grinzi și podină de lemn conform;
- în poziție intermediară, la construcțiile etajate cu pereți rari (sistem celular) și la construcțiile tip „sală/hală” ai căror pereți structurali au înălțimea > 3.20 m în zonele seismice A - D sau $> 4,00$ m – în zonele seismice E - G.

Centurile vor fi continue pe toată lungimea peretelui și vor alcătui contururi închise. La colțurile, intersecțiile și ramificațiile pereților structurali se va asigura legătura monolită a centurilor amplasate pe cele două direcții iar continuitatea armăturilor va fi realizată prin ancorarea barelor longitudinale în centurile perpendiculare pe o lungime de cel puțin 60ϕ .

Centurile de la nivelul planșeelor curente și de acoperiș ale construcțiilor din zonele seismice A - D nu vor fi întrerupte de goluri. Pentru construcțiile din zonele seismice E - G se acceptă să se întrerupă centura planșeului curent, în dreptul casei scării, cu condiția să se prevadă doi stâlpișori de beton armat la marginea golului și buiandrug la podestul intermediar legat de cei doi stâlpișori. Se poate întrerupe și centura zidului de la mansardă în dreptul lucarnelor, cu condiția să se prevadă doi stâlpișori de beton armat monolit la marginea golului cu armăturile longitudinale ancorate corespunzător în centura planșeului inferior și centuri peste parapetul de zidărie al ferestrei, legată de cei doi stâlpișori.

Secțiunea transversală a centurilor va respecta următoarele condiții minime:

- aria secțiunii transversale $\geq 500 \text{ cm}^2 - 25 \times 20 \text{ cm}$;
- lățimea minimă $\geq 25 \text{ cm}$ dar $\geq 2/3$ din grosimea peretelui;
- înălțimea minimă 20 cm .

Armarea centurilor va respecta următoarele condiții:

- procentul minim de armare longitudinală va fi 1% pentru zonele seismice A - D și $0,8\%$ pentru zonele seimice E - G.
- diametrul barelor longitudinale va fi $\geq 10 \text{ mm}$;
- armarea transversală $\geq \phi 6/15 \text{ cm}$ în câmp curent și $\geq \phi 6/10 \text{ cm}$ pe lungimea de înădire prin suprapunere a armăturilor longitudinale.

Înnădirile barelor longitudinale din centuri se vor face prin suprapunere, fără cârlige, pe o lungime de 60ϕ . Secțiunile de înnădire vor fi decalate cu cel puțin 1,00 m iar într-o secțiune se vor înnădi cel mult 50% din barele centurii.

2.2.2 Soluții de armare a pereților structurali din zidărie utilizate la noi în țară

În literatura de specialitate de la noi din țară apar și alte soluții de alcătuire a zidăriei armate față de cele din normativ. În lucrări ale autorilor români [6]; [14]; [19]; [22], apar diferite detalii constructive pentru zidăria armată atât longitudinal cât și transversal.

Elementele de zidărie pot fi elemente plane (pereți), sau liniare (stâlpi) și în funcție de poziția rosturilor de mortar în care se amplasează armăturile zidăria poate fi:

- zidărie armată transversal - cu armătura dispusă în rosturile orizontale ale zidăriei;
- zidărie armată longitudinal - cu armătură dispusă în rosturile verticale ale zidăriei (sau la exteriorul elementelor din zidărie).

Zidăria armată transversal se realizează prin înglobarea unor armături sub formă de plase, carcuse, sau bare independente în rosturile orizontale de mortar, respectând anumite reguli de alcătuire (referitoare la grosimea rosturilor de mortar, la diametrul armăturilor utilizate, la distanțele la care se amplasează aceste armături și la protecția armăturilor împotriva coroziunii).

Prezența armăturii în rosturile orizontale ale zidăriei conduce la creșterea capacității portante a acesteia, atât la solicitări de întindere și forfecare cât și la solicitarea de compresiune, prin efectul de împiedicare (de reținere) a deformației transversale a elementului comprimat de către armătura din rostul orizontal (antrenată în deformație prin aderența mortarului).

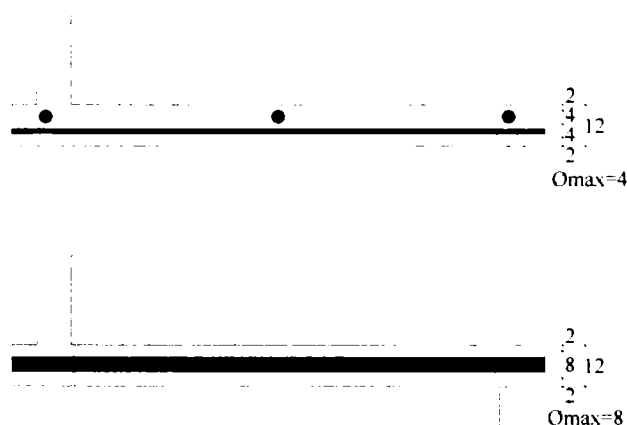


Fig. 2.3 – Diametrul armăturii din rosturile orizontale

Pentru ca această concluzie să fie îndeplinită este necesar ca armătura să fie înglobată complet în stratul de mortar, fără a ajunge în contact cu piatra de zidărie (cărămida), iar pentru o grosime uzuală a rostului orizontal de mortar de 12 mm această condiție duce la limitarea superioară a diametrului armăturilor utilizate la (fig. 2.3):

- $\phi_{\max} = 4 \text{ mm}$ - pentru plase sudate;
- $\phi_{\max} = 8 \text{ mm}$ - pentru bare independente (sau carcace la care armăturile nu se suprapun).

Armarea transversală a zidăriei se poate face în mai multe moduri. Astfel la pereții din zidărie armarea în rosturi poate fi cu plase sau grătare din sârmă (fig. 2.4a), legate sau sudate, alcătuite din sârmă cu diametrul de (3...4) mm sau cu carcace de armătură sub formă de “scară” (fig. 2.4b) sau de “pieptene” (fig. 2.4c), legate sau sudate de bare dispuse în lungul rostului.

În cazul pereților din zidărie armarea transversală se poate face în toate rosturile orizontale (la pereți puternic solicitați) sau în rosturi distanțate pe verticală la maximum 5 rânduri de cărămidă și mortar (5 asize), “pasul” de dispunere al armăturilor pe verticală fiind cuprins deci între 7,5 cm și 40 cm (fig. 2.4).

Distanța minimă între barele din rostul orizontal poate fi 3 cm, cea maximă 12,5 cm (fig. 2.4), iar procentul de armare recomandat este cuprins între 0,1% și 1%.

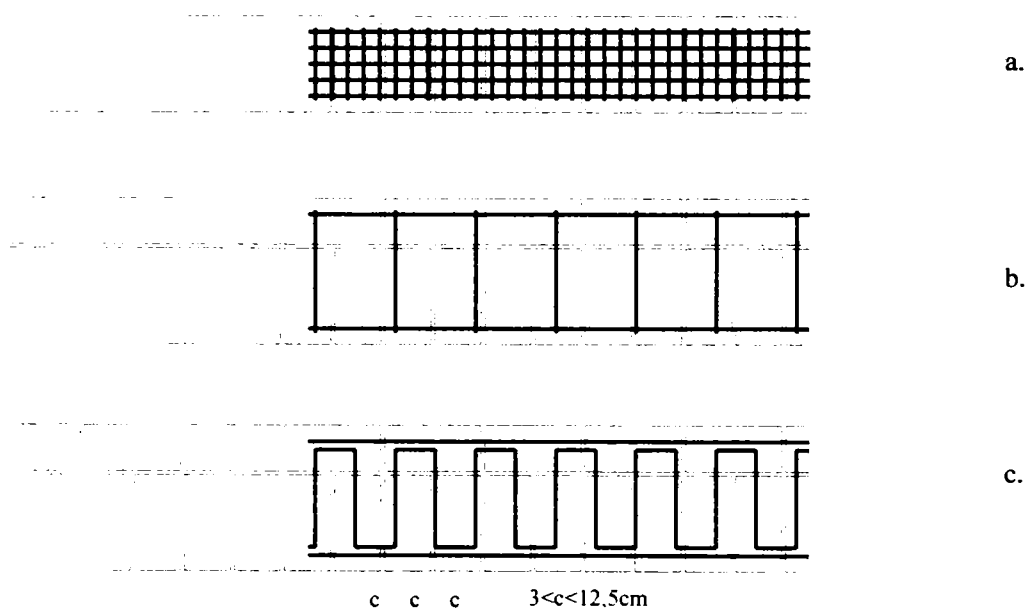


Fig. 2.4 – Armarea transversală a pereților din zidărie

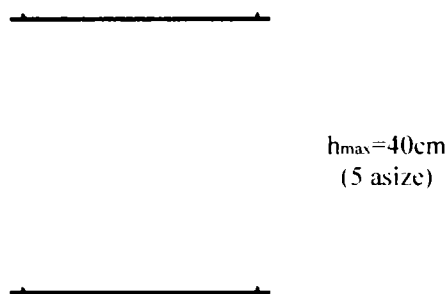
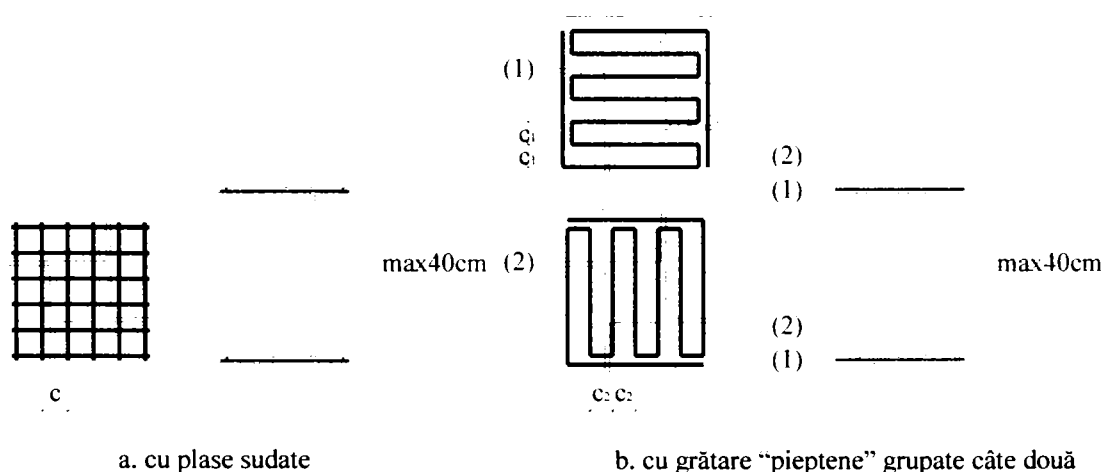


Fig. 2.5 – Dispunerea pe verticală a armăturii transversale

Dacă armătura din rosturi este așezată la distanțe mai mari decât cele amintite mai sus (pe verticală și pe orizontală), armarea devine constructivă și are o influență redusă asupra creșterii capacității portante a zidăriei.

În cazul stâlpilor din zidărie, armarea transversală se poate face prin introducerea în rosturile orizontale a unor armături de tipul următor (fig. 2.6):

- plase sau rețele cu ochiuri pătrate sau dreptunghiulare realizate din sârmă trasă la rece (STNB), cu diametrul de 3.. 4 mm (fig. 2.6 a);
- din bare de oțel - beton, cu diametrul de 5...8 mm, îndoite sub formă de “pieptene” (fig. 2.6b) și așezate câte unul în două rosturi consecutive, cu direcția buclelor alternantă, astfel încât un asemenea grup de grătare dispus la distanță de maximum 5 asize (sau 40 cm) pe verticală să formeze prin suprapunere o rețea dreptunghiulară de armătură.



a. cu plase sudate

b. cu grătare “pieptene” grupate câte două

Fig. 2.6 – Armarea transversală a stâlpilor de zidărie

Zidăria armată longitudinal se utilizează în special la elementele din zidărie portantă (pereți, stâlpi), supuse la solicitări mari de compresiune excentrică, care pot duce la pierderea stabilității elementului sau la apariția unor eforturi de întindere importante pe care zidăria nu le poate prelua fără aportul unei armături dispuse longitudinal (pe verticala elementului).

Armarea longitudinală a zidăriei se poate realiza atât la pereți cât și la stâlpi în două moduri: armare interioară, cu armătura longitudinală dispusă în rosturile verticale de mortar respectiv armare exterioară, cu armătura longitudinală așezată pe fețele elementului din zidărie și protejată cu mortar.

Amarea longitudinală interioară (fig. 2.7) are avantajul unei mai bune protecții împotriva coroziunii armăturilor, dar are o execuție mai dificilă și o eficiență mai redusă a armăturilor (dacă elementul din zidărie are secțiune redusă și armăturile sunt apropiate). De aceea sistemul este recomandat în cazul elementelor cu secțiune mare (stâlpi cu latura secțiunii de cel puțin 37,5 cm) și în cazul unor elemente amplasate în mediu agresiv sau supuse la diferențe mari de temperatură.

În cazul armării interioare, armăturile longitudinale sunt plasate în punctele de intersecție a rosturilor verticale de mortar și sunt legate între ele cu etrieri (în cazul stâlpilor, (fig 2.21) sau cu bare “îndoite” (în cazul pereților, fig. 2.7) dispuse în rostul orizontal de mortar, la o distanță maximă pe verticală de 45 cm, sau $35d$ (d fiind diametrul armăturii longitudinale).

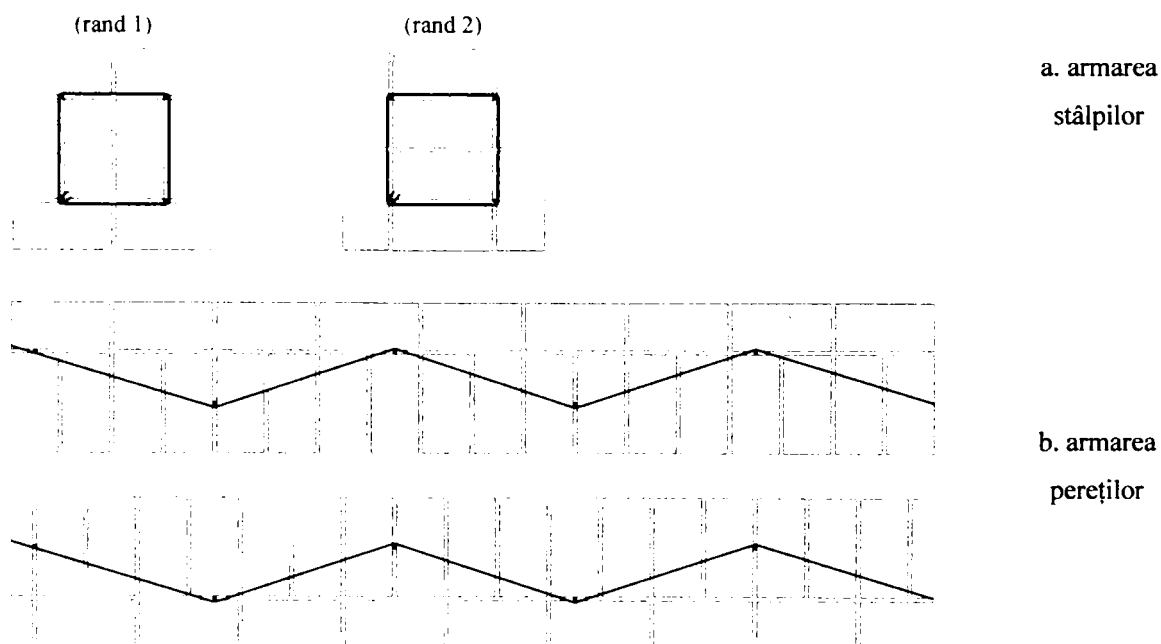


Fig. 2.7 – Armarea longitudinală interioară a zidăriei

Distanța minimă între barele longitudinale (verticale) este de 5 cm, iar diametrul minim al acestora este de 8 mm.

Procentul uzual de armare longitudinală este de cuprins între 0,1% și 2%, în funcție de gradul de solicitare preconizat al elementelor și de tipul solicitărilor preponderente. Armarea longitudinală exterioară (fig. 2.8) - se realizează prin amplasarea armăturilor longitudinale (verticale) pe fețele elementului din zidărie și înglobarea acestora în mortar de protecție cu grosimea minimă de 2 - 3 cm (funcție de umiditatea mediului înconjurător).

În cazul stâlpilor (fig. 2.8a) armătura longitudinală se dispune pe două fețe opuse ale acestora fiind legată cu etrieri dispuși în rosturile orizontale de mortar la distanțe pe verticală de maximum 15 d (d fiind diametrul barelor verticale), dar nu mai mult de 15 cm.

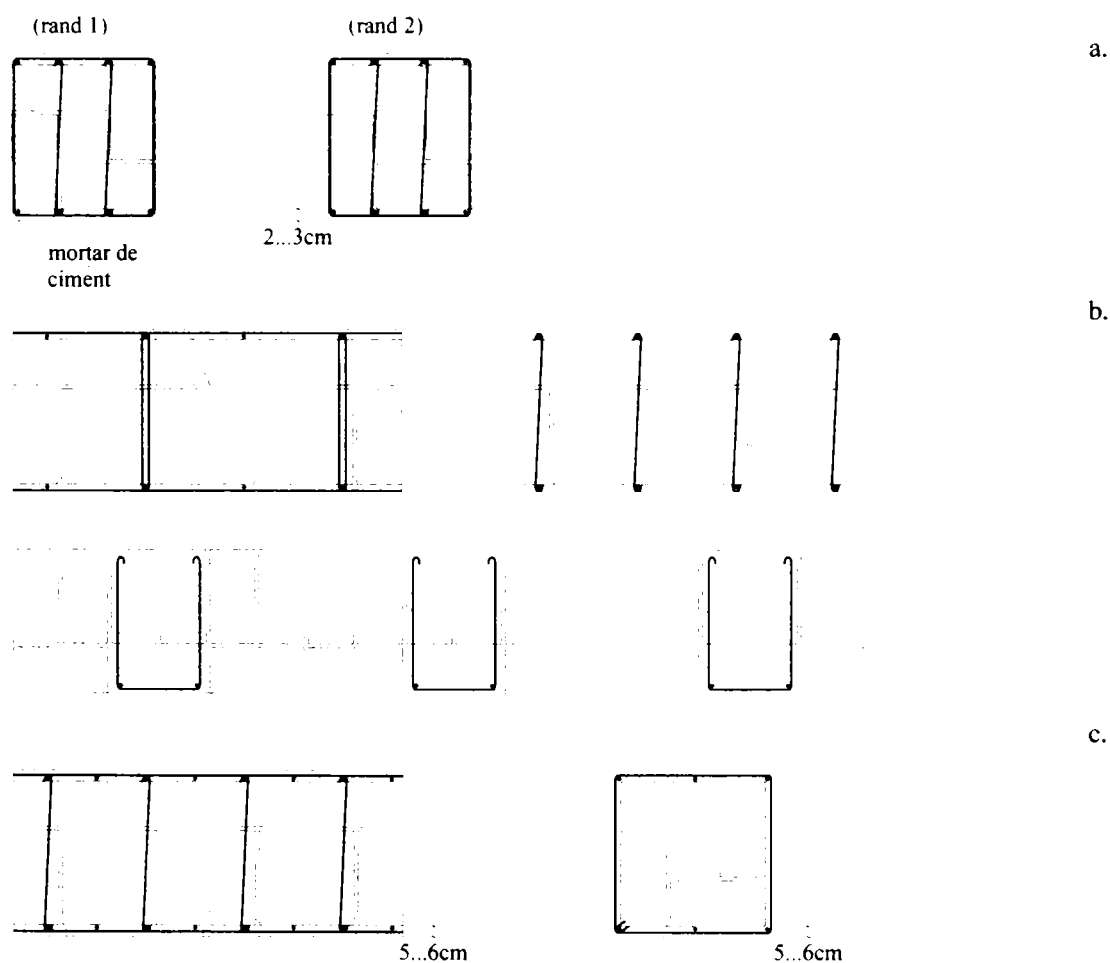


Fig. 2.8 - Armarea longitudinală exterioară a zidăriei

a. armarea stâlpilor

b. armarea pereților

c. cămășuiala zidăriei

În cazul pereților (fig. 2.8b), armătura longitudinală poate fi dispusă pe toată lungimea peretelui, pe ambele fețe (sau pe una singură), sau poate fi dispusă în „nișe” verticale lăsate în zidărie. Legarea armăturilor verticale între ele se face cu etrieri sau agrafe dispuse în rosturile orizontale de mortar, având diametrul de maximum 8 mm și amplasate la distanțe de maximum 45 cm pe verticală.

În cazul unor elemente din zidărie situate în zonă cu intensitate seismică importantă, sau care sunt supuse unor vibrații, sau șocuri, armarea longitudinală a zidăriei poate avea caracterul unei “cămășuieli” cu mortar sau beton armat (fig. 2.8c), procedeu prin care elementul din zidărie (stâlp sau perete) este “îmbrăcat” în mortar sau beton armat (cu bare sau plase de armătură, legate între ele cu etrieri sau agrafe), primind caracteristicile unui element de zidărie mixtă sau complexă. Armarea longitudinală exterioară este mai ușor de executat și este mai eficientă din punct de vedere al contribuției armăturii la sporirea capacității portante a elementelor din zidărie, dar armătura este mai puțin protejată împotriva coroziunii decât în cazul armării longitudinale interioare

2.2.3 Prevederile normelor din alte țări privind alcătuirea pereților din zidărie armată

Normativul EC6 [93] prezentat anterior, dă mai multe precizări cu privire la moduri de realizare a armării zidărilor. Diversitatea mare a tipurilor de zidării armate este cauzată de concepția acesteia, de tipul blocurilor de zidărie utilizate și de modul de armare. Armătura trebuie dispusă astfel încât să conlucreze cu zidăria și să nu atingă limita de curgere la formarea fisurilor în zidărie.

Diferite moduri de folosire a armăturii în zidării armate sunt prezentate în figura 2.9.

Dimensiunea maximă a armăturilor (diametrul barelor) trebuie aleasă astfel încât să fie posibilă înglobarea corespunzătoare a barelor de armătură în betonul sau mortarul de umplere. Eforturile de aderență nu trebuie să depășească maximum admis, respectându-se grosimea stratului de acoperire.

Ancorarea armăturilor trebuie să respecte o serie de reguli. Armătura trebuie prevăzută cu o lungime suficientă pentru ca forțele interne la care este supusă să se transmită mortarului sau betonului de umplere și pentru ca fisurile longitudinale și spargerea zidăriei să fie evitate.

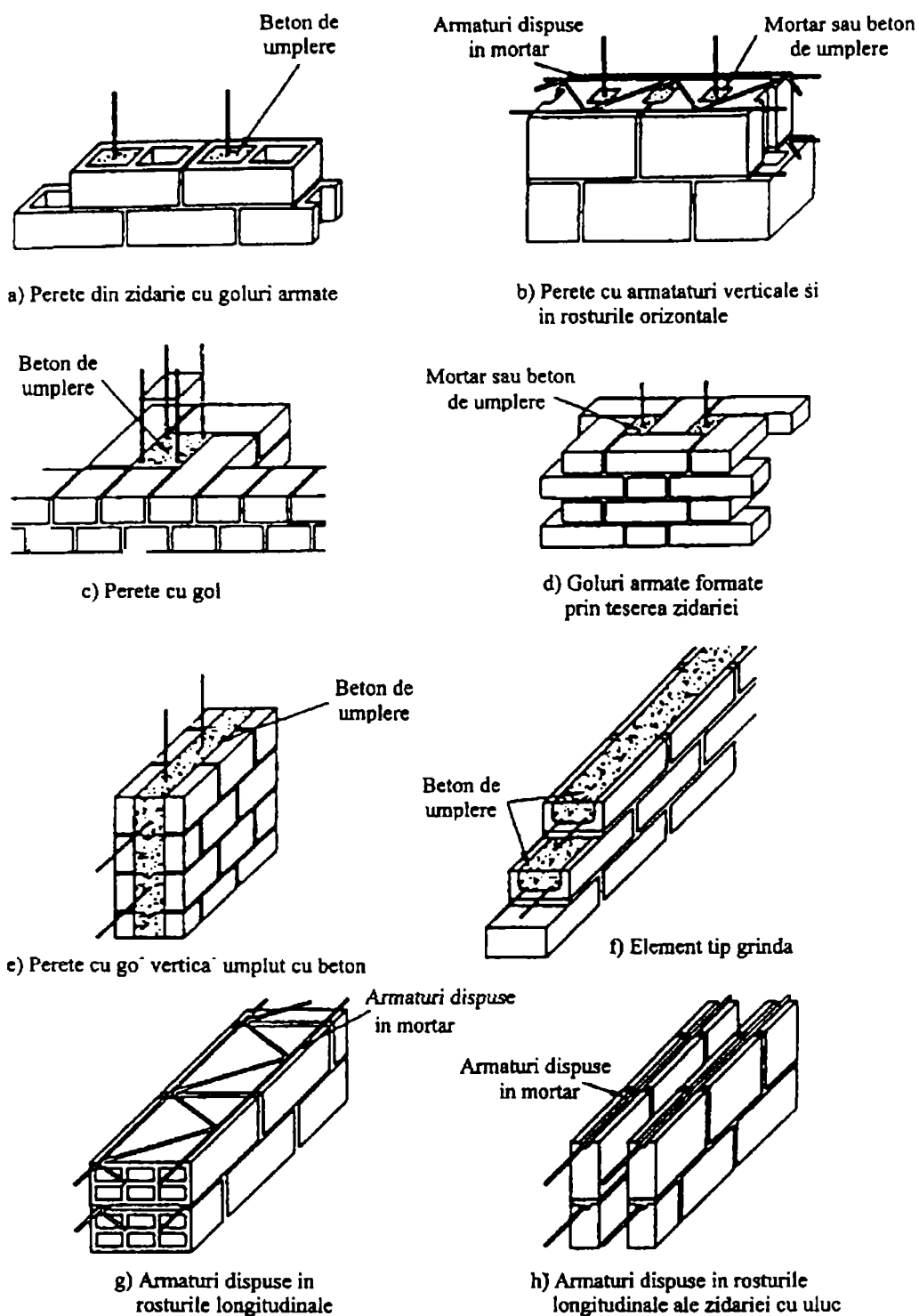


Fig. 2.9 Înglobarea armăturilor în zidărie (EC 6)

În concordanță cu definițiile date de EC6 pentru zidăria armată, EC8 [94] enunță regulile care se referă numai pentru utilizarea acestor zidării în zone seismice. În consecința rezistențelor și ductilității scăzute, zidăria nearmată nu corespunde la o acțiune seismică puternică. Asocierea zidăriei cu armătura, poate asigura o ductilitate suficientă și limitează

degradările la acțiuni ciclice. Zidăria armată este caracterizată de prezența armăturilor distribuite în zidărie, combinând avantajele armăturii orizontale cu cea verticală.

Armăturile orizontale (armarea transversală):

- se dispun în rosturile orizontale sau în intrânduri practicate în blocuri, la distanțe de maxim 600 mm;
- se pot utiliza blocuri speciale, de exemplu în formă de U, pentru realizarea buiandrugilor sau centurilor;
- la capetele pereților se întorc bare de armătură cu diametrul de minim 4 mm, după armăturile verticale;
- procentul minim de armare orizontală, repartizată în perete într-o secțiune transversală este de 0,5‰.

Armăturile verticale (armarea longitudinală)

- se dispun în goluri, uluce sau canale convenabile ale blocurilor;
- se dispun armături verticale, cu secțiunea minimă de 4 cm², la extremitatea fiecărui montant, la fiecare intersecție și în câmpul pereților, dacă este nevoie, fără a depăși distanța de 4 m dintre barele de armătură;
- procentul minim al armăturii verticale distribuite în zidărie, într-o secțiune orizontală trebuie să fie de 0,5‰.
- grosimea minimă a pereților este de 240 mm.
- raportul dintre înălțimea etajului și grosimea peretelui nu trebuie să depășească valoarea 15.

Se remarcă faptul că EC8 definește zidăria armată având armătură atât orizontală cât și verticală pentru zone seismice, spre deosebire de normativele de la noi care tratează numai zidăria armată transversal.

Utilizarea zidăriei armate în străinătate este practică frecvent, dar sistemul constructiv este substanțial diferit, deoarece însăși concepția zidăriei ca material de construcție este diferită.

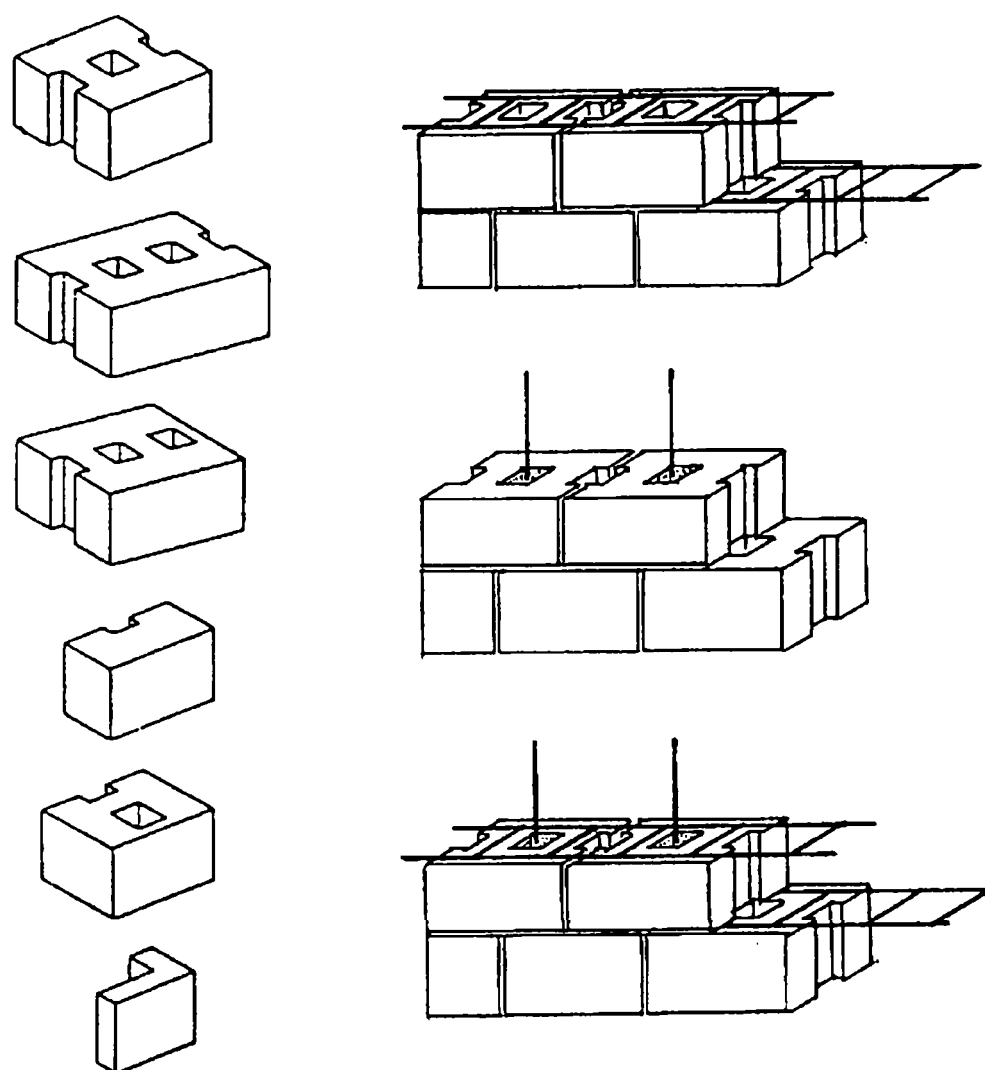


Fig.2.10 Tipuri de blocuri pentru armarea zidăriei acceptate de EC8

Aceste tipuri de cărămizi, între care unele au dimensiunile unor “blocuri mici” de zidărie (blocuri ceramice) permit realizarea unei armări eficiente a elementelor structurale din zidărie (pereți, stâlpi), asigurând în același timp și o bună protecție a armăturilor împotriva coroziunii.

Armarea zidăriei se realizează de asemenea prin introducerea armăturilor în rosturile orizontale continue de mortar, rezultatul fiind zidărie armată transversal sau în golurile verticale ale blocurilor de zidărie, suprapuse pe toată înălțimea peretelui rezultând o zidărie armată longitudinal.

De regulă, armarea zidăriei la clădirile situate în zonele seismice se face combinat, cu armătură orizontală și verticală.

Armarea verticală utilizată pentru armarea longitudinală este sub forma unor bare independente, în timp ce armătura orizontală pentru armarea transversală este confecționată sub forma unor carcasse din două bare legate (prin sudură) între ele cu agrafe sau bare îndoite continue (fig. 2.11).

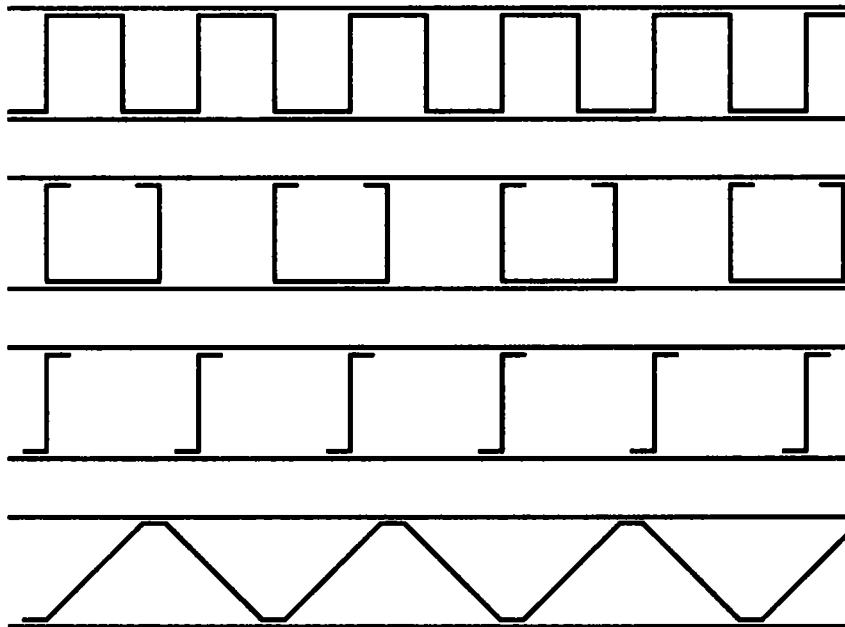


Fig. 2.11 – Tipuri de carcasse pentru armarea rosturilor orizontale ale zidăriei

În unele țări sunt utilizate sisteme prefabricate de pereți din zidărie armată.

Armarea transversală (în rosturile orizontale) este utilizată de asemenea la clădirile din zidărie simplă amplasate în zone seismice, sub formă de armare locală pentru întărirea legăturii între pereții ortogonali (la colțuri, ramificații, intersecții). Regulile constructive referitoare la alcătuirea zidăriei armate sunt diferite din punct de vedere al detaliilor de la o țară la alta (distanța între bare, diametrele barelor, calitatea materialelor, etc.), dar regulile fundamentale privind amplasarea armăturilor în rosturi, grosimea rosturilor de mortar, aderența mortarului la armătură, etc. sunt bazate pe aceleași principii și urmăresc asigurarea conlucrării armăturilor cu zidăria, creșterea capacității portante, a ductilității și a capacității de disipare a energiei zidăriei la solicitări dinamice.

Zidăria armată este un procedeu de construcție utilizat de mai mult de 20 ani în anumite țări ca Belgia, Germania, Anglia, SUA, Italia, Grecia și mai puțin în Franța cu toate că zidăria armată s-a născut în Franța secolului XVIII.

Acest procedeu a fost aplicat la construcția clădirilor Val de Grâce (1740) și

Pantheon (1764), dar de la descoperirea cimentului și dezvoltarea betonului armat, care i-a succedat, acest procedeu constructiv a fost parțial abandonat.

Totuși utilizarea procedurii în alte țări a demonstrat existența următoarelor avantaje:

- limitarea fisurării zidăriei;
- creșterea rezistenței la încărcări verticale.

Această tehnică face obiectul normelor naționale în: Belgia, Țările de Jos, Germania, Regatul Unit și SUA.

Franța nu putea să ignore în continuare acest procedeu și de aceea o comisie formată din specialiști a pus la punct reguli simplificate aplicabile zidăriei armate în rosturile orizontale.

Aceste reguli sunt deocamdată limitate doar pentru clădirile P și P+1, fără acoperișuri terasă și doar pentru armăturile dispuse în rosturile orizontale (Uniunea Națională a Zidăriilor. Reguli profesionale simplificate: Iulie 1991 “Zidării armate în rosturile orizontale”).

Ele se referă atât la zidăriile cu mortar obișnuit cât și la cele realizate cu mortare speciale.

Armătura este constituită din două bare paralele și ținute la distanță de o bară sinusoidală sudată pe aceste două bare longitudinale. Diametrul maxim este de :

- 5 mm pentru rosturile cu mortar obișnuit;
- 2 mm pentru rosturile cu mortar special.

Ele sunt înglobate în mortarul din rosturile orizontale în momentul realizării zidăriei.

Armăturile sunt tratate contra coroziunii. Cu cât lucrarea este situată în medii mai agresive cu atât protecția este mai importantă (galvanizare simplă, galvanizare + vopsea epoxy sau chiar pentru anumite cazuri de expunere, oțel inoxidabil).

Armăturile trebuie bine înglobate în mortarul rostului.

În cazul zidăriei aparente trebuie ca armăturile să fie situate la 2 cm de fața interioară și de fața exterioară.

Dacă zidăria este tencuită și se beneficiază și de grosimea tencuielii pentru protecția armăturilor, acestea pot fi situate la 1 cm de la marginea blocului la partea exterioară, dar totdeauna la 2 cm de marginea interioară (fig. 2.12).

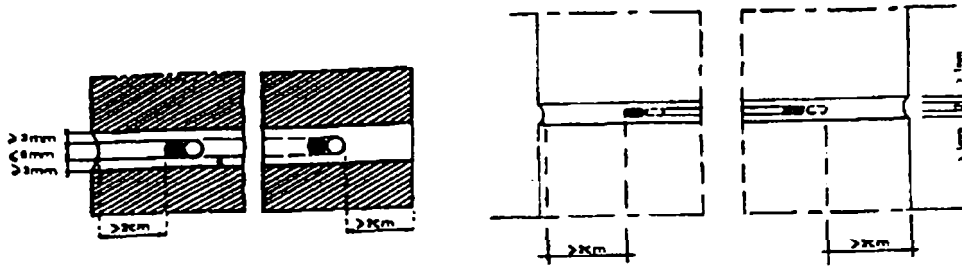


Fig. 2.12 a – Armătura pentru zidărie

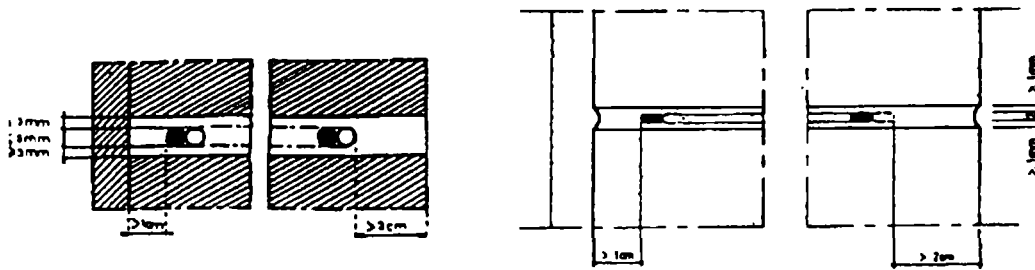


Fig. 2.12 b – Dispunerea armăturii la zidării tencuite

Pentru înădăirea armăturilor este necesară o suprapunere de 15 cm la armătura galvanizată și de 25 cm pentru care acoperită cu epoxy (fig. 2.13).

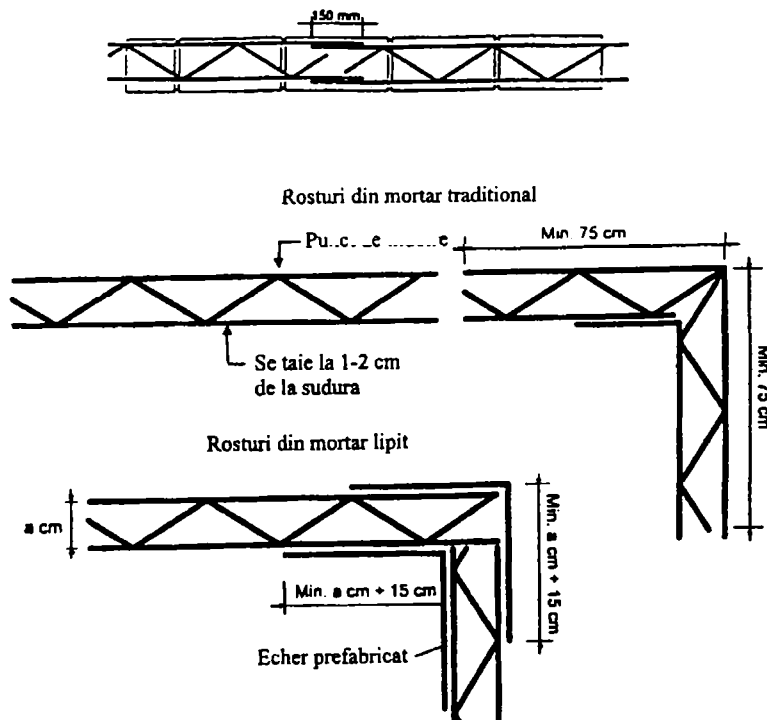


Fig. 2.13 – Înădăirea armăturilor și îmbinări la colțuri

Primele cercetări pe zidăria armată în Belgia [23], [24], [25], [26], au fost efectuate între 1963 și 1968 sub coordonarea CSTC și CRIC.

După aceea au fost întreprinse, în anii '70, cercetări în vederea stabilirii de recomandări privind produsele ce se pot utiliza (materialele) la punerea în operă și modele de calcul.

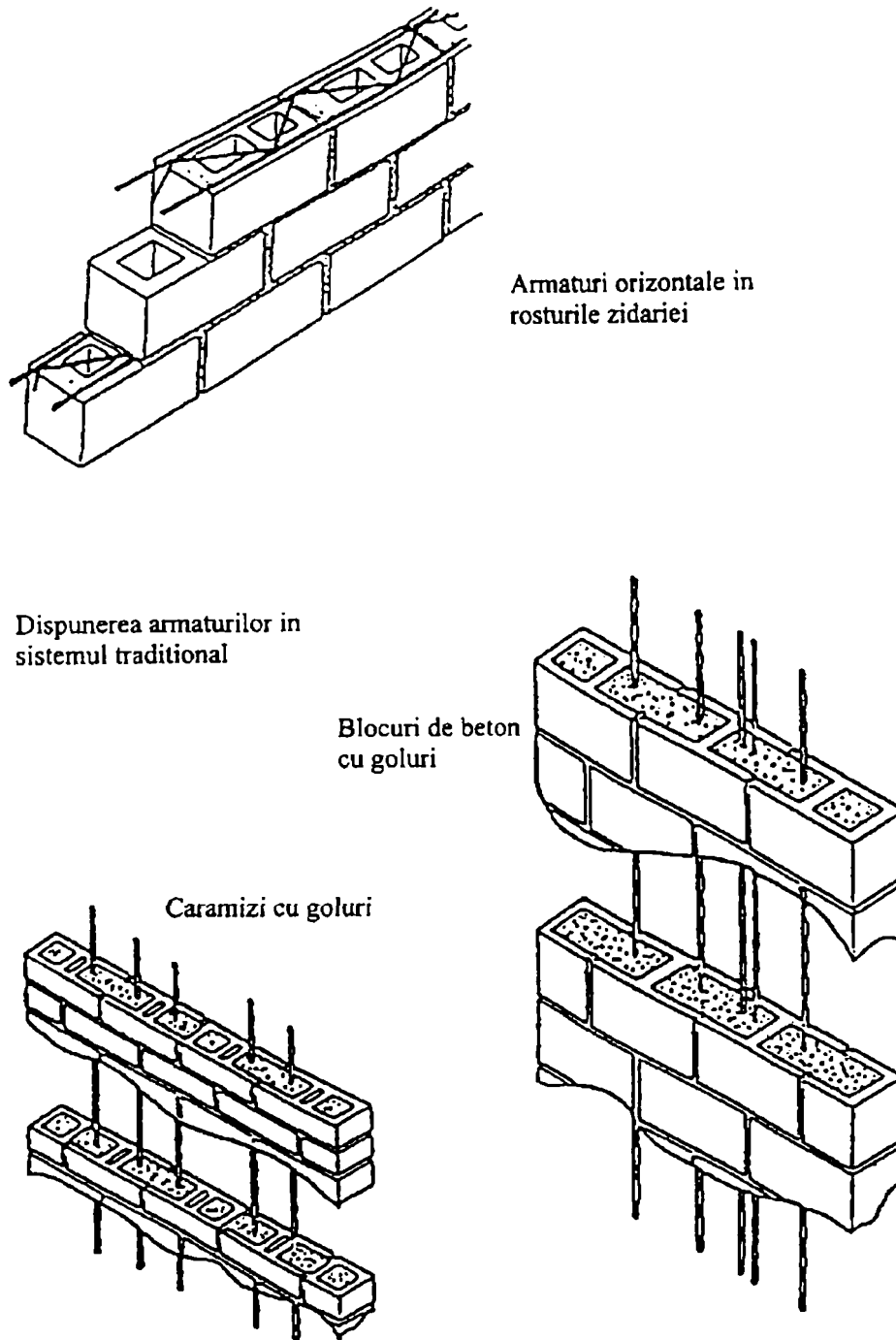


Fig. 2.14 – Sisteme de armare - Belgia

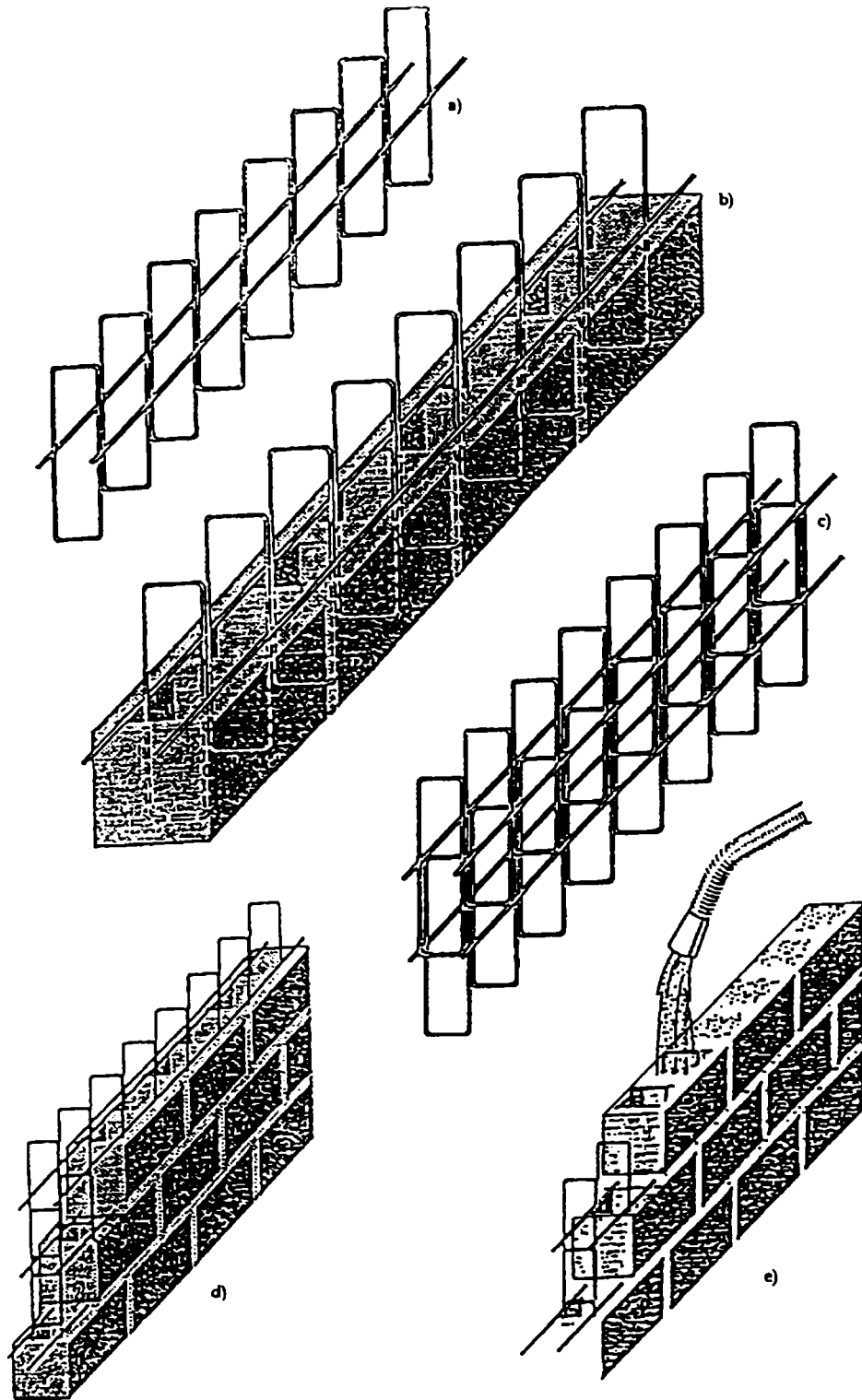


Fig. 2.15 – Sisteme de armături ortogonale cu etrieri

În Europa, mai ales în Belgia, Elveția și în Olanda întărirea zidăriei prin introducerea de carcase preconfeționate în rosturile orizontale a devenit o practică curentă. Figura 2.14 prezintă un tip de armătură utilizată.

Avatajele prezentate de acest sistem sunt cunoscute: - o diminuare pregnantă a efectelor nefaste produse de contracția mortarului din rosturi și o netă ameliorare a comportării la forfecare. În schimb sistemul nu produce nici o ameliorare dacă peretele este supus la încovoiere.

Pentru acest ultim tip de solicitare și mai ales dacă aceasta este importantă, este necesară prevederea unui alt sistem. Acest sistem este constituit de o armătură verticală situată în centrul golurilor din blocurile de zidărie. Aceste goluri sunt apoi umplute cu microbeton cu scopul de a se asigura legătura de ansamblu. Figura 2.14 prezintă dispunerea armăturii utilizate în sistemul tradițional (cu armătură verticală).

Sistemul tradițional prezentat are de asemenea avantaje și dezavantaje. Printre avantaje trebuie citate : ușurința de dispunere a armăturii în golurile din blocurile de zidărie și o bună înglobare în microbeton. Printre inconveniente trebuie menționate: imposibilitatea poziționării exacte a armăturii în golul din bloc și necesitatea de a se prevedea pentru pereții de înălțime mare, două sau trei segmente de armătură care se suprapun la diferite nivele.

Sistemul cu armătură ortogonală cu etrieri este un sistem brevetat, pus la punct de o întreprindere belgiană. El constă dintr-o combinație între armături verticale și orizontale - așa cum este prezentat în fig. 2.15a, fiind compus din bare sub formă de etrieri care sunt perpendicular sudate, la distanțe regulate, de barele verticale. Acest sistem preconfeționat este dispus la fiecare asiză de zidărie - așa cum se poate observa din fig. 2.15b. și c. Execuția peretelui este prezentată în fig. 2.15d și e, transmiterea eforturilor fiind asigurată prin ancoraj și suprapunerea carcaselor de armătură.

În Germania alcătuirea zidăriilor armate este prezentată sumar în DIN 1053, Teil 3 [106], fiind doar enunțate principiile de alcătuire și materialele care pot fi utilizate.

În fig. 2.16 sunt prezentate sisteme de zidării cu armături orizontale respectiv verticale, dispuse în rosturile zidăriei, în profilații, în goluri ale blocurilor, sau în goluri create în zidărie.

Diametrele de armătură acceptate sunt de maximum 8 mm în rosturi obișnuite și de maximum 14 mm în profilațiile sau golurile blocurilor.

Se recomandă ca la armarea orizontală să se dispună minim 4 bare cu diametrul de 6

mm. Dacă profilația blocului este ≥ 10 cm, se recomandă legarea barelor longitudinale cu agrafe sau etrieri.

La armarea verticală, procentele de armare minime, pentru armătura principală, sunt 0,1% iar armătura transversală (etrierii) 0,2% din armătura principală verticală.

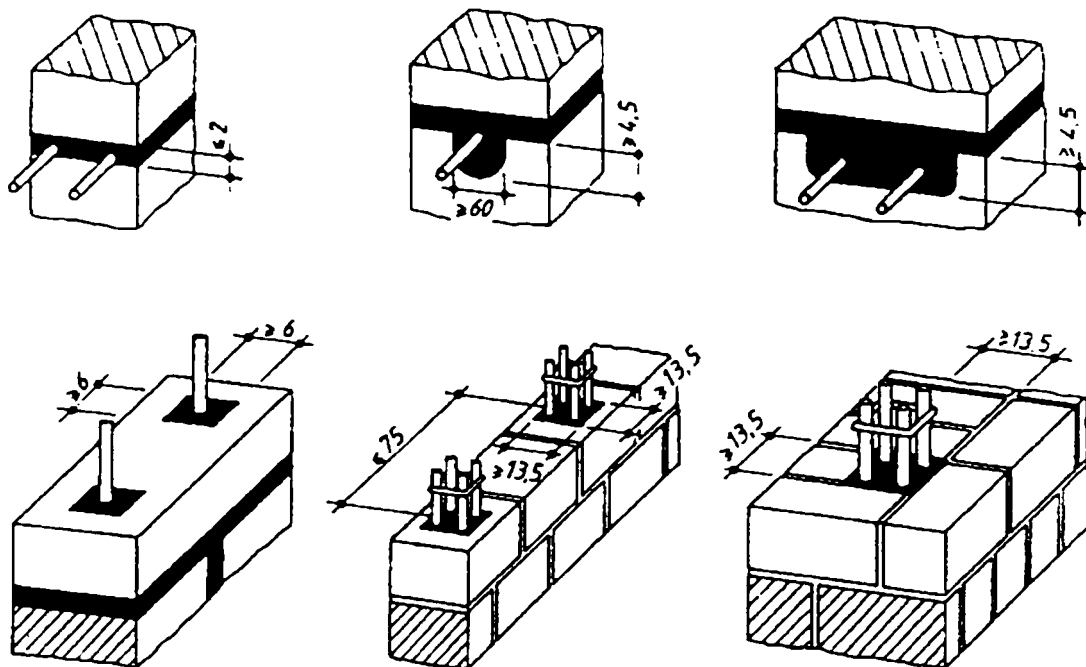


Fig. 2.16 – Sisteme de armare - Germania

Practica zidăriei armate sau precomprimate în Anglia a condus la prescripții de alcătuire a numeroase tipuri de elemente (stâlpi, coloane, pereți, etc.), cu prevederi referitoare la durabilitate, rezistență la foc și execuție.

Distanța minimă dintre barele de armătură trebuie să fie dimensiunea maximă a agregatului plus 5 mm, sau distanța maximă conform calculului, dar nu mai mare de 500 mm, atât pentru barele de rezistență cât și pentru cele de repartiție.

Pentru confinarea elementelor comprimate (stâlpi, grinzi) etrierii se dispun la max. latura cea mai mică a secțiunii, 50ϕ etrier sau 20ϕ bară longitudinală. Diametrul minim al etrierilor este 6 mm sau $1/4 \phi$ max. al armăturii longitudinale.

Diametrul maxim al barelor de rezistență rezultă din calculul de dimensionare, distanța minimă dintre bare, etc., dar în general nu mai mare de 25 mm.

Celelalte prevederi referitoare la îndoirea barelor, îmbinarea lor, acoperirea cu beton sau mortar sunt conforme prevederilor din EC 6.

Exemplele de armare pentru pereți, grinzi și stâlpi sunt prezentate în figura 1.17.

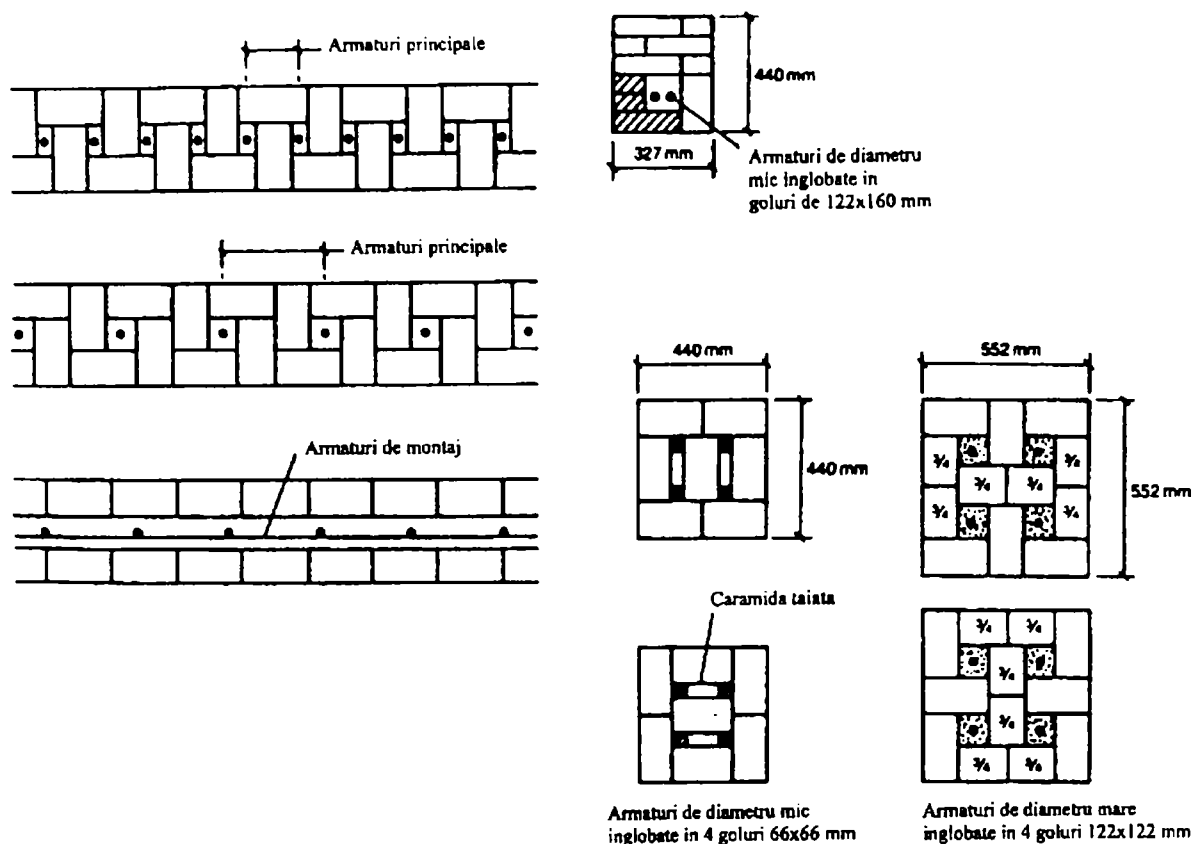


Fig. 2.17– Exemple de alcătuire a zidărilor armate în Anglia

În Italia, este utilizat sistemul constructiv al panourilor prefabricate din zidărie armată, atât pentru pereți portanți cât și pentru pereți de închidere [17].

Panoul din zidărie armată (fig. 2.18a) este confecționat din blocuri ceramice cu goluri de dimensiunile și forma din fig. 2.18c, are armătură orizontală (în rosturile de mortar) de forma unor etrieri și armătură verticală (două bare care servesc și la ridicarea panoului). Îmbinarea panourilor pe orizontală se face prin suprapunerea buclelor armăturii orizontale, introducerea unor armături verticale (bare independente cu diametrul de 10 mm) și monolitizarea rostului vertical cu mortar de ciment (fig. 2.18b).

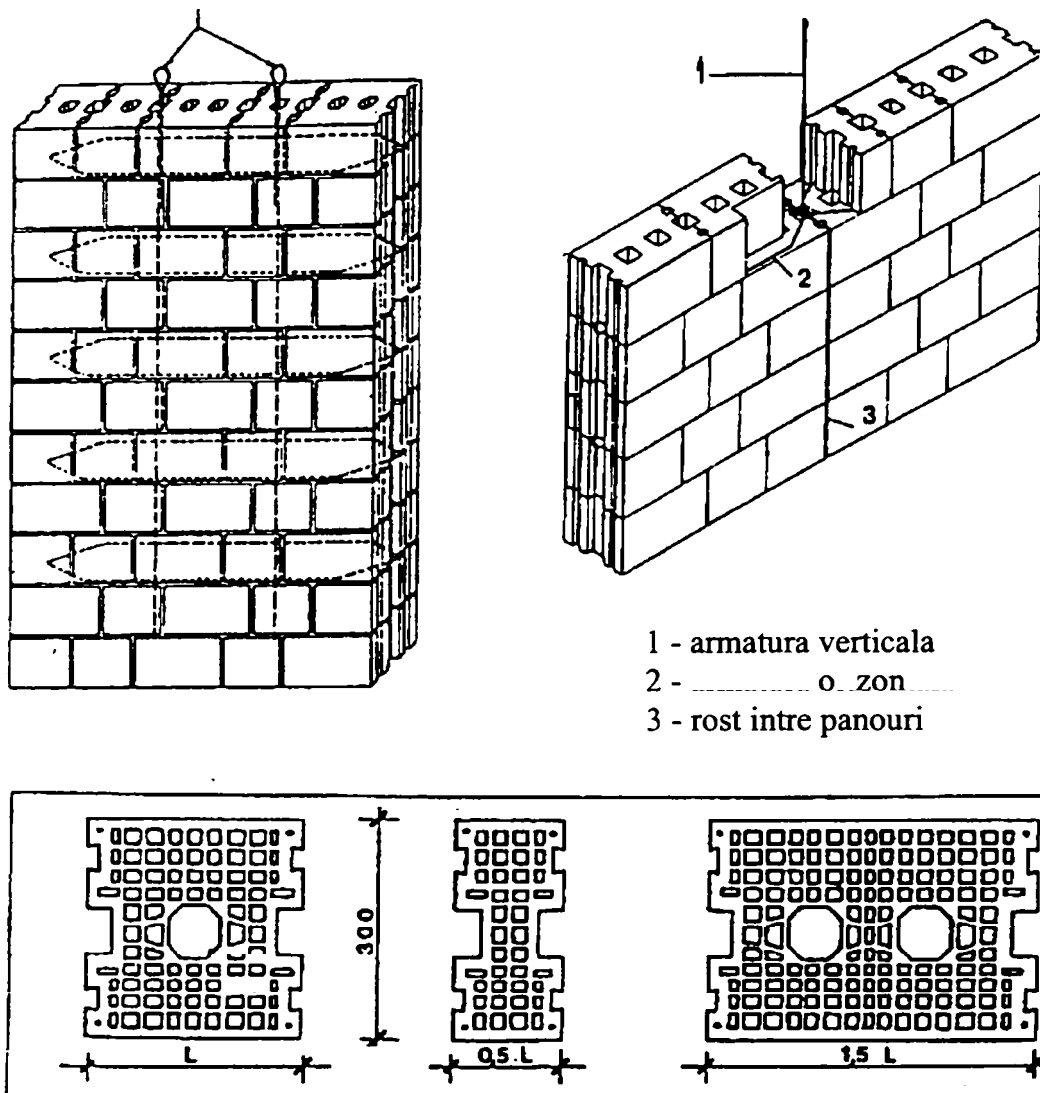


Fig. 2.18 – Panouri prefabricate din zidărie armată

Sistemul permite realizarea unor panouri de dimensiuni variabile (funcție de solicitarea beneficiarului) astfel:

- înălțimea - maximum 3,80 m;
- lățimea - între 0,75 și 1,95 m;
- grosimea - de 17; 25; 30; și 35 cm.

Avantajul deosebit al unor asemenea sisteme este în mod evident productivitatea ridicată la execuția construcțiilor și sunt utilizate la clădiri cu maximum patru nivele în zone seismice (sau cu mai multe niveluri în zone fără risc seismic).

În Reglementări ale ACI - Manual of Concrete Practice, Part 5, Masonry, 1997 - SUA sunt specificate reguli de alcătuire și execuție ale zidărilor armate realizate din blocuri

de beton [107]. Reglementările privind blocurile de zidărie, armăturile, alcătuirea zidăriei armate sunt aproape identice cu cele prevăzute de EC6 și EC8, cu mici diferențieri valorice pentru procentele de armare, distanța dintre armături sau diametrele barelor.

Exemple de realizare a stâlpilor din zidărie armată sau de rigidizare a pereților prin crearea unor stâlpi din zidărie armată sunt prezentate în fig. 2.19 și 2.20, inclusiv prevederi de alcătuire.

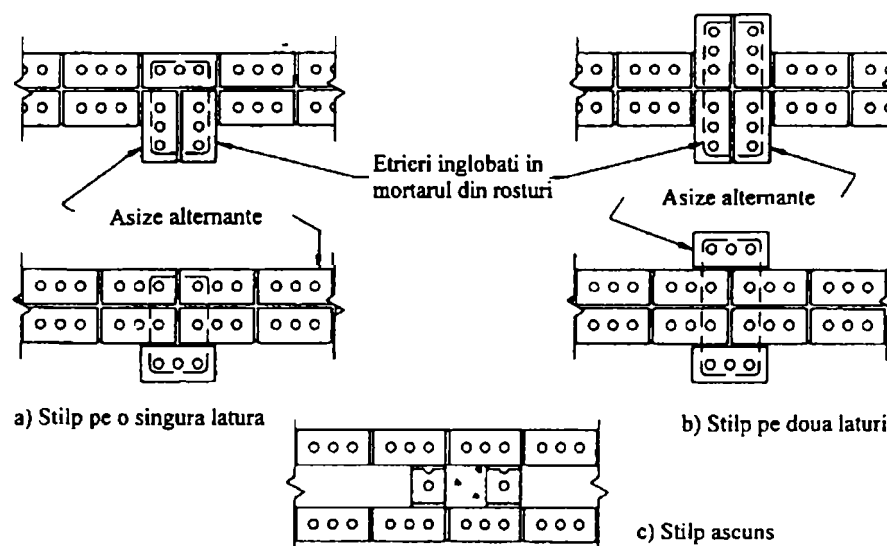


Fig. 2.19– Stâlpi din cărămizi conform instrucțiunilor ACI

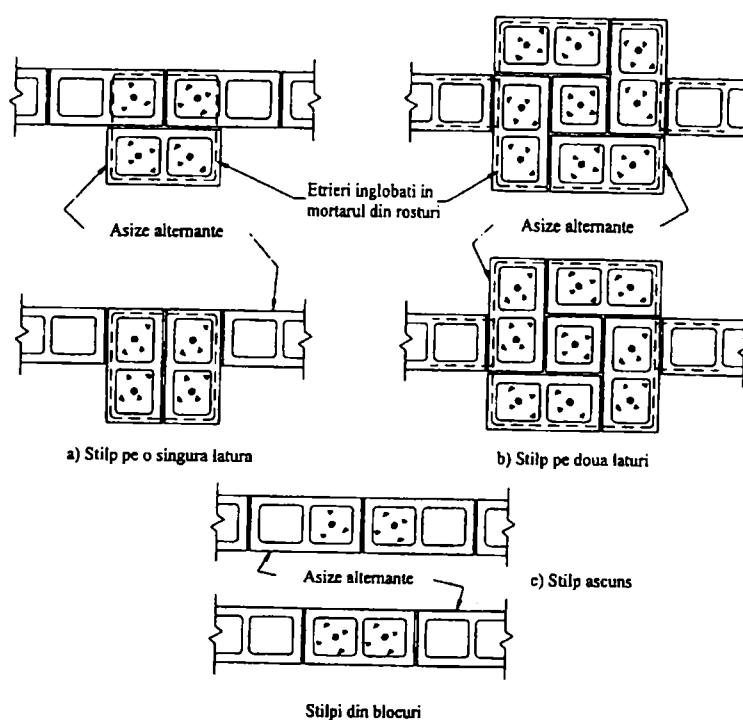


Fig. 2.20 – Stâlpi din blocuri conform instrucțiunilor ACI

2.2.4 Gradul de utilizare a zidărilor armate

În România, sistemul constructiv al zidăriei portante din cărămidă este foarte răspândit, atât din punct de vedere al tipurilor de clădiri (civile, industriale, agricole, etc.), cât și din cel al zonelor geografice.

Practic structurile cu zidărie portantă au un grad de utilizare ridicat, dar zidăria portantă armată are o răspândire relativ redusă, limitându-se la utilizarea în:

- construcții amplasate în zone de intensitate seismică ridicată construcții amplasate în apropierea unor artere importante de circulație, care pot genera vibrații în structura clădirilor;
- construcții cu un număr sporit de nivele;
- construcții supuse (în exploatare) la deformații sporite, datorită unor diferențe de temperatură importante (construcții industriale);
- construcții speciale, cu secțiuni redusă și înălțime mare (de tipul coșurilor de fum, castelelor de apă, turnurilor, etc.), la care sunt posibile solicitări de compresiune importante în elementele din zidărie.

Această utilizare relativ redusă a zidăriei armate reprezintă și explicația absenței unor cercetări aprofundate și a unor normative speciale în România privitoare la folosirea zidăriei armate în construcții.

Totuși unele referiri la domeniile de utilizare a zidăriei armate, precum și unele precizări constructive privind modul de alcătuire și calcul a elementelor din zidărie armată (în general cu armare transversală - în rosturile orizontale) sunt făcute în literatura de specialitate și în unele normative românești.

Pe plan internațional gradul de utilizare al zidăriei armate este mult mai ridicat decât în România, datorită modului diferit în care este concepută zidăria ca material de construcție față de țara noastră.

Astfel în timp ce în România structurile din zidărie portantă folosesc de regulă cărămida plină ca "piatră" de zidărie, în cele mai multe țări, pentru zidărie sunt utilizate cărămizile cu goluri, de forme speciale (cu dimensiuni diversificate mult, mergând până la blocuri de zidărie cu volumul a 4-8 cărămizi normale fiecare). Aceste cărămizi facilitează introducerea armăturilor (în special cele verticale) în elementul de zidărie, întrucât prin țeserea cărămizilor se crează (prin suprapunerea golurilor) spațiul necesar pentru amplasarea armăturilor verticale precum și pentru protecția corespunzătoare a acestora cu mortar de ciment.

Această caracteristică constructivă a cărămizilor utilizate (prezența golurilor și a canalelor) conduce de cele mai multe ori (la clădiri cu un număr mic de nivele), la renunțarea introducerii în zidărie a unor elemente structurale din beton armat suplimentare (de genul stâlpișorilor de la zidăria complexă) și înlocuirea acestora cu o armare transversală și longitudinală corespunzătoare zidăriei.

În Europa aplicarea tehnicii zidăriei armate a rămas limitată până de curând, în afara câtorva țări, între care Elveția se remarcă prin utilizarea în proporție ridicată a sistemului constructiv respectiv. Dimpotrivă în alte țări, din alte zone ale planetei, ca Brazilia de exemplu, zidăria armată a constituit o soluție interesantă din punct de vedere economic - având în vedere problemele puse acolo de construcțiile pentru locuințe în zonele foarte populate.

Avantajele oferite de acest sistem constructiv, au început în ultimii ani să modifice concepția asupra soluțiilor constructive în Europa și în afara acesteia și în consecință în multe țări dezvoltate există normative care se referă la utilizarea zidăriei armate, specificând domeniile de folosire a acesteia, caracteristicile materialelor componente, caracteristicile geometrice ale construcțiilor (înălțimea maximă a construcției) și chiar recomandări constructive de detaliu.

Studiul de documentare prezentat cu privire la structurile din zidărie armată pune în evidență domeniile în care se utilizează aceste structuri, avantajele pe care ele le prezintă în raport cu zidăria simplă (nearmată), principiile de alcătuire ale zidăriei armate și gradul de utilizare a acesteia în România și în străinătate. De asemenea studiul prezintă prevederile cuprinse în normele românești și internaționale (europene) cu privire la modul de alcătuire și domeniile de utilizare a zidăriei armate.

În urma studiului efectuat, se desprind unele concluzii importante cu privire la sistemul constructiv al zidăriei armate și anume:

- zidăria armată prezintă avantaje certe în raport cu zidăria simplă, legate de capacitatea portantă sporită a zidăriei armate la acțiuni de tipul șocurilor și vibrațiilor, la solicitări de întindere, compresiune și forțe tăietoare, respectiv răspunsul bun al zidăriei armate la solicitările seismice (în raport cu cel al elementelor din zidărie simplă).
- gradul de utilizare al zidăriei armate în România este mult mai redus în comparație cu cel al utilizării sistemului respectiv în Europa și în lume, datorită în principal faptului că majoritatea elementelor de construcție din zidărie (structurale și

nestructurale) utilizează pentru zidărie cărămida plină, care permite o armare limitată (în principal doar cea din rosturile orizontale ale zidăriei - armarea transversală, diminuând drastic posibilitățile armării longitudinale - cu bare verticale).

- normele naționale referitoare la zidăria armată sunt extrem de reduse ca număr (în principal doar două normative fac referiri la acest sistem constructiv) cât și din punct de vedere al conținutului, ca urmare atât a gradului redus de utilizare a zidăriei armate în România cât și gamei foarte reduse de tipuri de “pietre” de zidărie (cărămizi) utilizate în țară.
- cercetările teoretice și mai ales cele experimentale asupra comportării elementelor din zidărie armată sub solicitări statice și dinamice sunt foarte puține în România (ca urmare a situației prezentate la punctul b și c).
- în majoritatea țărilor dezvoltate ale Europei, precum și din alte continente, gradul de utilizare al zidăriei armate este ridicat, în consecință existând acolo și normative referitoare la sistemul constructiv respectiv și materialele corespunzătoare și evident o tehnologie de execuție “pusă la punct”.
- există tendința de unificare a normativelor internaționale în construcții, deci eventuala dorință a specialiștilor români de a fi competitivi pe plan internațional este condiționată evident de apropierea și chiar aderarea la aceste norme tehnice, ceea ce presupune modificarea categorică a situației descrise în concluziile b, c, d într-un viitor cât mai apropiat. Acest lucru nu poate fi realizat decât prin desfășurarea unei activități de cercetare teoretică și experimentală aprofundate și continue, în domeniile în care interesul manifestat până acum a fost relativ redus.

Având în vedere cele de mai sus, se apreciază că domeniul utilizării zidăriei armate în construcții face parte dintre domeniile puțin cercetate în România, deși sistemul constructiv respectiv are avantaje certe mai ales la construcțiile situate în zone seismice. Cercetările teoretice și experimentale ar putea contribui la completarea cunoștințelor în domeniu, la obținerea unor rezultate experimentale care să permită dezvoltarea acestei tehnologii și în țara noastră. Introducerea normelor CR6 și P100/2003 vor pune baza teoretică a implementării sistemului zidăriei armate și la noi în țară, dar, probabil va mai trece un timp până la utilizarea curentă în practică a zidăriei armate.

2.3 CALCULUL STRUCTURILOR DIN ZIDĂRIE LA ACȚIUNI SEISMICE

2.3.1 Comportarea structurilor cu diagrame din zidărie la acțiuni seismice

Pentru a studia comportarea structurilor la acțiuni seismice, adică proprietatea structurii de a se opune acțiunii unei încărcări orizontale, se impune definirea noțiunii de rigiditate.

Prin rigiditate se înțelege încărcarea necesară pentru a produce unui element elastic o deformație egală cu unitatea, pe direcția de acțiune a încărcării [16], [18].

În mod practic rigiditatea se determină prin intermediul metodelor staticii construcțiilor, ce au ca scop evaluarea mărimii deformațiilor sub acțiunea unor încărcări exterioare.

Pentru un element sub formă de consolă verticală (fig 2.19) rigiditatea rezultă din relația care exprimă mărimea săgeții la vârf.

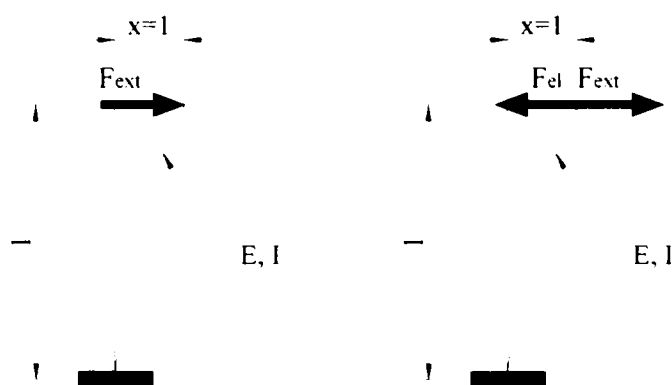


Fig. 2.19 – Definirea conceptului de rigiditate

$$U = \frac{F \cdot l^3}{3E \cdot I} \quad (2.1)$$

unde dacă se face $U=1$, rezultă rigiditatea:

$$k = F_{\text{ext}} = \frac{3E \cdot I}{l^3} \quad (2.2)$$

În relațiile de mai sus E este modulul de elasticitate al materialului, I este momentul de inerție iar l reprezintă înălțimea elementului.

Se observă că acțiunea încărcării exterioare nu poate fi despărțită de răspunsul instantaneu al elementului, în care datorită deformării sale se naște o forță elastică egală și de sens contrar:

$$k = F_{\text{ext}} = F_{\text{elastic}} = \frac{3E \cdot I}{l^3} \quad (2.3)$$

Expresia matematică permite câteva observații deosebit de importante:

- Rigiditatea unui element de structură și implicit forța sa elastică de răspuns crește direct proporțional cu calitatea materialului utilizat (E) și cu cantitatea efectivă de material folosită (I)
- Rigiditatea unui element de structură și implicit forța sa elastică de răspuns scade cu înălțimea sa luată la cub, deci foarte accentuat.

Structurile cu diafragme din zidărie se caracterizează prin materiale de calitate relativ slabă (E mic), cu secțiuni transversale mai mari decât construcțiile în cadre (I mare) și cel mai important, având înălțimi reduse (l mic). Aceasta le conferă perioade proprii de vibrație foarte scurte de până la 0,5 secunde fiind considerate construcții relativ rigide.

Construcțiile ce dispun de o structură de rezistență cu o rigiditate pronunțată sunt practic indeformabile, ca niște blocuri compacte. Terenul de fundare le poartă pe durata mișcării seismice ca pe niște corpuri rigide, mișcările construcțiilor fiind aceleași cu cele ale terenului traversat de undele seismice.

Conform celei de-a doua legi a dinamicii, ca urmare a deplasării rapide a bazei, în blocul rigid se nasc instantaneu forțe și momente de inerție a căror intensitate este proporțională cu produsul dintre masa lor și accelerația mișcării terenului.

Apariția instantanee a acestor forțe și momente în construcție stă la originea declanșării următoarelor fenomene mecanice principale:

- Tendința de alunecare (patinare) a construcției pe teren sau la un anumit nivel la care se opune forța de frecare ce apare între construcție și teren sau între blocurile componente;
- Tendința de încovoiere cu efect predominant din forță tăietoare și concomitent de torsionare a materialului, la care se opun însă forțele interne coezive;
- Tendința de răsturnare a întregii construcții pe teren, la care se opune însă greutatea construcției.

Conform concluziilor de mai sus clădirile din zidărie se vor calcula la acțiunea seismului ca și console verticale încastrate în infrastructură, acționate de forțe orizontale aplicate static, al căror efect se suprapune peste efectul forțelor gravitaționale. Forțele orizontale vor fi egale și de sens contrar cu forțele inerțiale produse de deplasarea bruscă a bazei de rezemare datorată mișcării seismice. Sigur, acest mod de calcul nu reflectă perfect realitatea dar se apropie de aceasta cu cât clădirea are o rigiditate mai pronunțată.

Sub acțiunea unei încărcări orizontale, aplicate static sau dinamic, un element structural vertical se deformează, iar în volumul său apare o stare de eforturi interioare.

Deformațiile cauzate de încărcarea orizontală constau din deplasări liniare față de situația inițială și din rotații ale secțiunilor față de poziția inițială.

Solicitările mecanice dintr-o secțiune oarecare sunt: încărcarea axială (N), forța tăietoare (T) și momentul încovoietor (M), iar eforturile interioare ce se dezvoltă sub acțiunea acestor solicitări pe un element de suprafață din secțiune considerată sunt: eforturi normale (σ) cărora le corespund alungiri sau scurtări (ϵ) și eforturi tangențiale (τ) ce au drept corespondent alunecări specifice (γ).

Indiferent de mărimea încărcării întotdeauna există o relație de legătură ce caracterizează răspunsul elementului la încărcarea orizontală, între următoarele perechi de parametrii: forță – deplasare ($P - \Delta$), efort normal – alungire ($\sigma - \epsilon$), moment – rotație ($M - \varphi$) și efort tangențial – alunecare ($\tau - \gamma$).

Elementele structurale verticale au o comportare variată în funcție de o serie de parametrii, cum ar fi: răspunsul liniar elastic, răspunsul elasto-plastic sau răspunsul casant. Pentru construcțiile din zidărie caracterizate printr-o limită elastică foarte redusă, problema se va pune în evitarea ruperii casante și dirijarea mecanismelor de rupere spre un răspuns elasto-plastic producând doar avarieri locale fără cedarea bruscă a structurii.

Cu privire la mecanismele de răspuns al unui element vertical la încărcări orizontale se cunoaște că o deformare de încovoiere conține, în principiu, două componente și anume: o deformare cauzată de forța tăietoare (T) care produce eforturi secționale de alunecare (τ) și o deformare impusă de momentul încovoietor (M), ce determină apariția de eforturi secționale normale (σ).

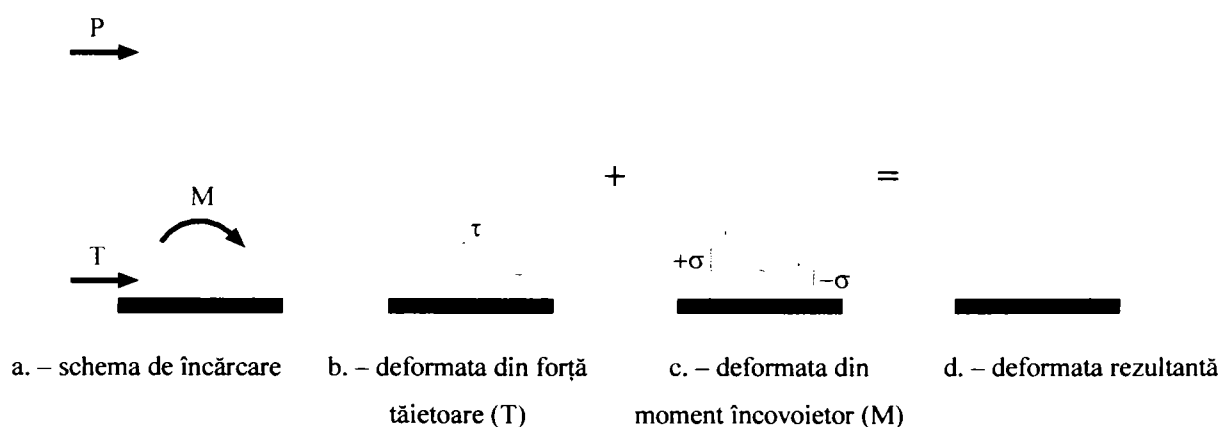


Fig. 2.20 – Componentele deformatiei de încovoiere

Un asemenea element structural vertical răspunde prin mecanisme complet diferite în raport cu înălțimea la care se aplică încărcarea orizontală față de bază.

Dacă forța se aplică la o înălțime care este de câteva ori mai mare decât lățimea elementului pe direcția forței, deformată provocată de momentul încovoietor și implicit mărimea eforturilor normale interne sunt preponderente față de deformată din forță tăietoare și eforturile tangențiale corespunzătoare, intensitatea momentului încovoietor fiind maximă. Mecanismul intern de răspuns este fie casant prin strivirea zonei comprimate, fie ductil prin curgerea zonei întinse.

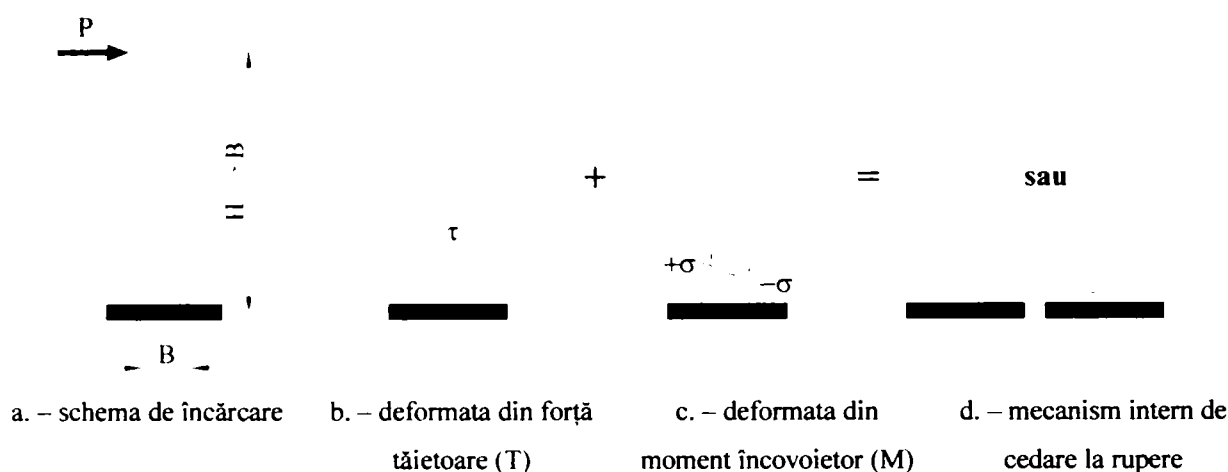


Fig. 2.21 – Încovoiere cu efect predominant din moment încovoietor

Dacă forța se aplică la o înălțime aproximativ egală cu lățimea elementului pe direcția forței, deformată produsă de forța tăietoare și implicit mărimea eforturilor tangențiale, devin preponderente față de deformată din moment încovoietor și de eforturile normale interne corespunzătoare, deoarece intensitatea momentului încovoietor scade considerabil.

Încercări duse până la rupere pun în evidență un mecanism intern de răspuns prin forfecare, și anume prin apariția unei diagonale pe a cărei direcție materialul este comprimat și a celeilalte diagonale de-a lungul căreia materialul este întins, cedarea producându-se de asemenea fie casant prin strivirea zonei comprimate, fie ductil prin curgerea zonei întinse.

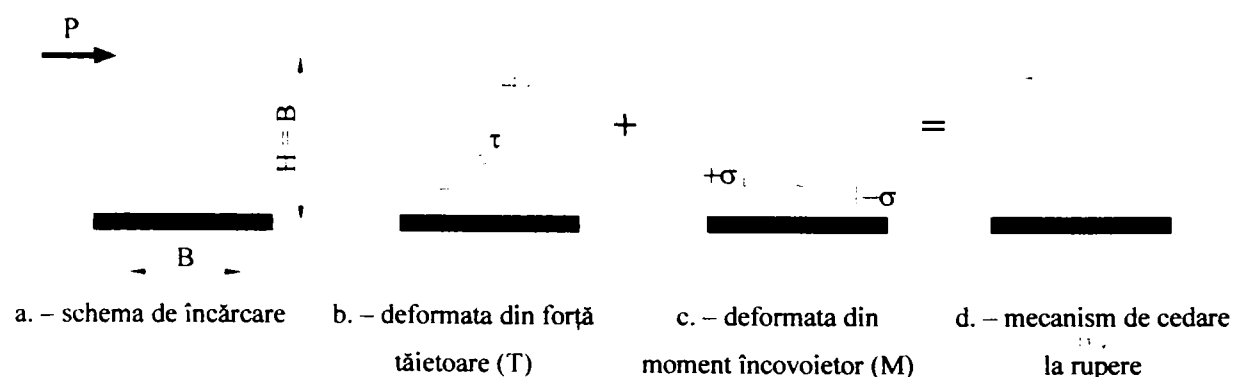


Fig. 2.22 – Încovoiere cu efect predominant din forță tăietoare

Dacă forța se aplică la o înălțime mult mai mică decât lățimea elementului pe direcția forței, deformata produsă de forța tăietoare și implicit mărimea eforturilor tangențiale devin dominante, momentul încovoietor fiind practic neglijabil.

Încercări duse până la rupere pun în evidență un mecanism intern de răspuns prin despicarea materialului în secțiunea orizontală de la bază, urmată apoi de apariția unor fisuri din ce în ce mai înclinate.

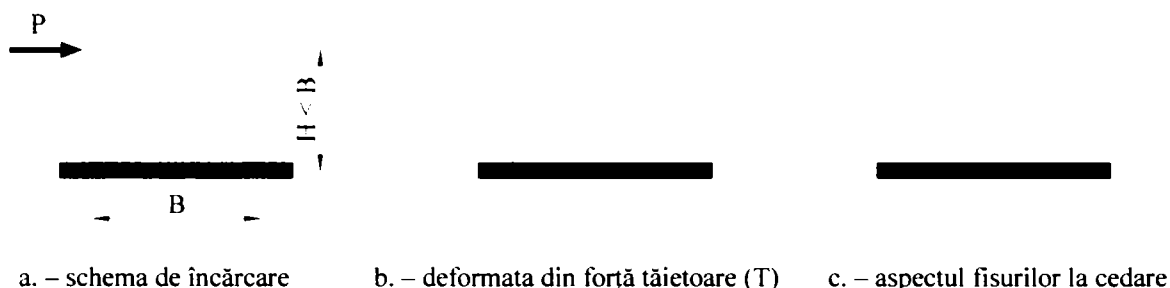


Fig. 2.23 – Încovoiere cu efect dominant din forță tăietoare la elemente foarte scurte

Considerând un element structural vertical, de tip „consolă lungă”, supus concomitent atât unei încărcări orizontale cât și unei încărcări axiale gravitaționale, în starea de eforturi interioare se observă că deformata de forfecare și implicit intensitatea eforturilor secționale de lunecare se menține aceeași ca în cazul acțiunii singulare a forței orizontale și de asemenea că deformata de moment încovoietor este mai redusă, în raport cu acțiunea singulară a încărcării orizontale, deoarece prin însumare cu eforturile de compresiune provenind din încărcarea axială gravitațională. Eforturile unitare de întindere și aria de întindere se reduc, în timp ce eforturile unitare de compresiune și aria de compresiune cresc vizibil, cu atât mai mult cu cât intensitatea încărcării gravitaționale este mai mare.

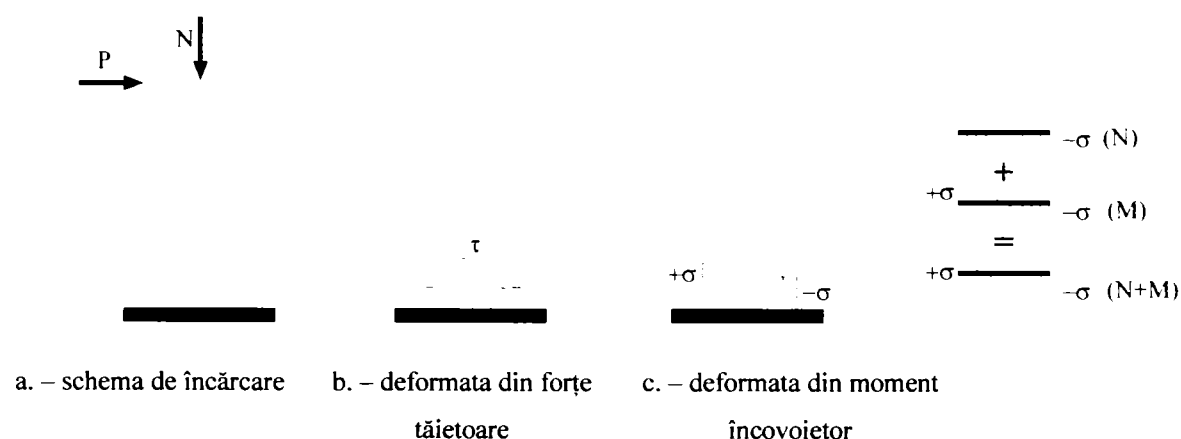


Fig. 2.24 – Influența încărcării axiale asupra răspunsului elementului structural vertical acționat orizontal

Încercări duse până la rupere, prin mărirea progresivă a intensității încărcării axiale concomitent și cu mărirea intensității acțiunii orizontale, au dus la următoarele constatări:

- Creșterea încărcării axiale atrage după sine o mărire a capacității portante a elementului, necesitând o încărcare orizontală mai mare pentru a se atinge stadiul de rupere;
- În timp ce încărcarea axială crește progresiv, sporul de încărcare orizontală pentru provocarea ruperii este din ce în ce mai mic;
- Pe măsură ce intensitatea încărcării axiale crește, aspectul cedării denotă o trecere evidentă de la mecanismul intern de răspuns prin încovoiere la o stare mixtă și, în cele din urmă, la mecanismul intern de forfecare pe diagonale;
- Crescând forța verticală astfel încât să depășească limita la care ea produce fisurarea elementului din compresie, forța orizontală necesară provocării ruperii va tinde să scadă;
- La limită, dacă elementul cedează numai din compresie, forța orizontală capabilă tinde spre zero.

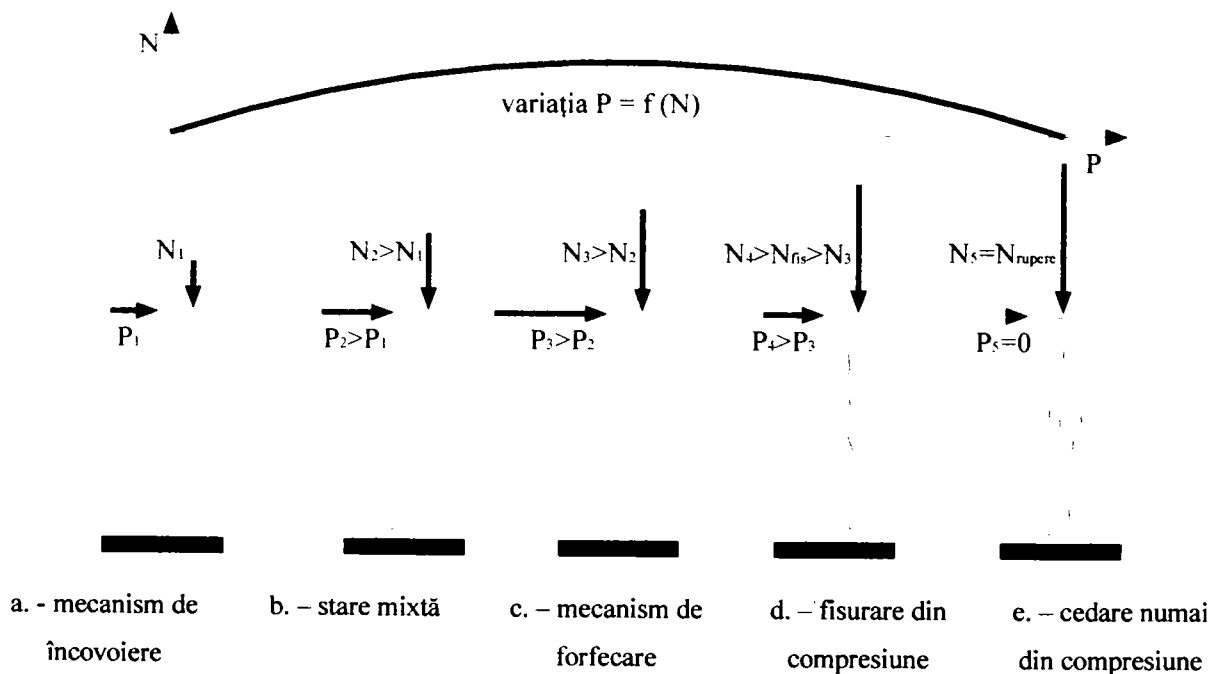


Fig. 2.25 – Influența majorării încărcării axiale asupra răspunsului elementului structural vertical acționat orizontal

În consecință, încărcarea gravitațională reduce capacitatea de rotire secțională la un element vertical acționat orizontal, ceea ce îl face de fapt mai rigid. Cu cât încărcarea crește fără însă ca elementul să fisureze din compresie, rigiditatea elementului crește și deci capacitatea lui de rezistență la sarcini orizontale crește. Încărcarea axială

gravitațională are, asupra elementului vertical acționat orizontal, efectul de diminuarea a capacității de rotire a secțiunilor elementului și favorizează transferul răspunsului elementului din domeniul încovoierii în cel al forfecării.

Dacă încărcarea verticală crește peste limita de fisurare elementul divizează practic în tot mai multe elemente cu capacități de rotire tot mai ridicate pe măsură ce fisurarea este tot mai pronunțată. Rigiditatea totală va tinde să scadă și de asemenea va scădea capacitatea elementului de a prelua forța orizontală.

La elementele din zidărie încărcate gravitațional, experimental s-a constatat că limita forței verticale ce produce fisurarea se situează la nivelul de aproximativ 50%-60% din forța de rupere [9], [10], [14].

2.3.2. Câteva aspecte privind interacțiunea construcție – fundație - teren

În concepția de interacțiune construcția reprezintă o structură spațială alcătuită din trei componente (teren – infrastructură - suprastructură) care alcătuiesc răspunsul la solicitările și deformațiile mediului înconjurător în regim static și dinamic. În cadrul ansamblului construcției infrastructura are un rol complex asigurând legăturile funcționale între celelalte componente [21], [28].

Capacitatea de deformare a celor trei componente este caracteristica de care depinde conlucrarea ansamblului. Dacă un sistem sol-structură este încărcat au loc deplasări în structură și terenul de dedesubt. Dependența reciprocă a deformațiilor determină interacțiunea componentelor.

Factorii cei mai importanți care influențează distribuția presiunii reactive pe suprafața de contact sunt:

- Structura: tipul structurii, rigiditatea, gradul de nedeterminare statică;
- Fundația: tipul fundației, dimensiunea și forma ei, adâncimea de fundare, distanța între fundații;
- Masivul de pământ: natura pământului, modul de deformare și variația sa cu adâncimea, cu încărcarea sau în timp, pânza freatică și toate fenomenele legate de prezența apei;
- Ansamblul construcție-teren: raportul dintre rigiditatea construcției și deformabilitatea terenului pe care este amplasată, tipul de legături între structură și fundație.

Distribuția presiunii reactive pe suprafața de contact va depinde de rigiditatea structurii și a fundației, de deformabilitatea masivului de pământ pe care este amplasată

construcția, dar în special de raportul lor, pentru un același tip de încărcare exterioară. Pe lângă rigiditatea relativă a elementelor ansamblului construcție-teren, distribuția presiunii reactive va fi influențată în mare măsură de gradul de nedeterminare statică a structurii și fundației care va conduce în procesul de solicitare-deformare la redistribuiri succesive și respectiv la modificarea presiunii reactive până la starea de echilibru finală când s-a realizat întreaga tasare.

Fundația este elementul care, pe lângă legătura cu structura are particularitatea de a fi în contact cu terenul de fundație pe suprafața de contact. Dacă fundațiile sunt de suprafață parametrii care intervin în calculele de interacțiune sunt rigiditatea și gradul de nedeterminare statică.

Tasările egale ale fundațiilor izolate atâta timp cât nu au valori mari nu sunt periculoase pentru majoritatea structurilor deoarece nu depășesc în general condițiile de exploatare admisibile, în timp ce tasările neegale pot duce la distrugerea lor. Tasările neegale nu pot fi prevăzute fără un calcul de interacțiune datorită redistribuirii sarcinii produsă de nedeterminarea și rigiditatea structurii. Cu cât rigiditatea și gradul de nedeterminare statică al structurii este mai mare, cu atât eforturile datorită tasărilor neegale vor fi mai importante și mai periculoase.

Așadar comportarea oricărei construcții ar trebui privită ca un tot unitar, ca o entitate în care structura fundație- teren se influențează reciproc.

În practică putem distinge patru cazuri caracteristice diferite ale raporturilor dintre rigiditatea R_s a suprastructurii S_s și rigiditatea R_f a infrastructurii S_f [28].

- Cazul I: rigiditățile celor două sisteme sunt finite R_s și R_f au același ordin de mărime;
- Cazul II: rigiditățile R_s și R_f a sistemelor S_s și S_f au ordin de mărime diferit iar rigiditatea R_s este mult mai mare decât R_f ;
- Cazul III: rigiditatea R_s și R_f a sistemelor S_s și S_f au ordin de mărime diferit, rigiditatea R_s este mult mai mică iar R_f este mare;
- Cazul IV: rigiditatea R_s și R_f a celor două sisteme S_s și S_f este mare și au același ordin de mărime;

Construcțiile cu structura în diafragme de zidărie se încadrează în cazurile II și IV, fiind în general construcții rigide, încadrarea în unul dintre cele două cazuri ținând seama de tipul infrastructurii (fundații continue în cazul II respectiv subsol sau radier general etc. în cazul IV).

Cazul I: Deoarece R_s și R_f sunt mici în valoare absolută sistemele S_s și S_f sunt capabile să urmeze deformațiile terenului și să se deformeze în modul impus de acesta. Este evident însă că aceasta nu poate să meargă dincolo de o anumită limită. Dacă se depășește această limită construcția va avea de suferit. În cazul conlucrării terenul se tasează în mod diferit sub reazeme. Sistemele S_s și S_f urmează această tasare a terenului și se încovoie prezentând totuși anumite rezistențe care sunt relativ mici deoarece rigiditatea celor două sisteme este de asemenea mică. Atâta timp cât diferențele de tasare sunt mici, construcția se deformează și în consecință tensiunile se modifică. Dacă diferențele de tasare au tendință să crească iar cele două sisteme S_s și S_f nu au rezistență suficientă, construcția va suferi.

Sistemele S_s și S_f au un rol în repartiția forțelor, unul sau celălalt exercitând după caz o influență mai mare sau mai mică.

Cazul II: Dacă în primul caz a fost posibil având în vedere valoarea mică a lui R_s , să considerăm că întreaga structură va urma în final, până la o anumită limită, variațiile de tasare ale terenului iar în acest caz situația este deosebită.

Construcția a cărui sistem S_s are o mare rigiditate determină ea însăși valoarea diferențelor în producerea tasărilor.

În consecință terenul va determina prin însăși compresibilitatea sa valorile absolute ale tasărilor construcției, iar sistemul S_s prin rigiditatea sa va determina diferența de tasări.

În acest caz în sistemul S_s vor apărea redistribuiri de eforturi generând eforturi suplimentare de care trebuie să se țină cont la dimensionare.

Cazul III: Deoarece rigiditatea sistemului S_s este mult mai mică decât a sistemului S_f se poate neglija în calculul de interacțiune.

Se admite în cazul acesta că sistemul S_s este asigurat oricare ar fi sarcina față de toate tasările inegale, căci sistemul S_f este acela care trebuie să preia toate inegalitățile de tasare. Atât timp cât acesta din urmă sistem rămâne intact, nu se pot produce practic nici un fel de modificări de tensiune în sistemul S_s .

Sistemul S_f va determina modul în care se vor tase toate punctele terenului, dar cum acest sistem este foarte rigid, toate punctele se vor tase egal. Compresibilitatea terenului nu face decât să determine valoarea tasării. În acest caz calculele trebuie să fie efectuate luând în considerare numai rigiditatea R_f a infrastructurii.

Cazul IV: Cele două sisteme au o rigiditate deosebit de mare și de valoare apropiată. În consecință se poate admite că diferențele de tasare a reazemelor vor fi nule. Ca și în cazul III, particularitățile terenului determină valorile absolute ale tasărilor

construcției, iar rigiditatea sistemelor S_s și S_f este aceea care impune pentru o sarcină simetrică o tasare egală a tuturor punctelor terenului.

Se poate spune că tasările diferențiate depind de rigiditatea ansamblului suprastructură-fundație cât și de rigiditatea terenului.

Tasările la rândul lor influențează starea de eforturi din suprastructură și fundație precum și distribuția presiunilor pe suprafața de contact dintre fundație și teren. Datorită tasărilor diferențiate are loc un proces de acomodare, de redistribuție a eforturilor atât în structură, fundație cât și în terenul de fundație.

Estimarea cantitativă a rigidității unei structuri date în vederea folosirii ei la calculul redistribuirii încărcării în timpul tasărilor, constituie o parte importantă a problemei conlucrării între structură, fundație și teren.

Cazurile practice la care este important să se ia în considerare conlucrarea sunt următoarele:

- Blocurile multietajate cu pereți din zidărie sau beton armat la care structura este rigidă în raport cu fundația. Cu toate că deformația terenului este uniformă sub astfel de blocuri rigide, presiunea de contact nu va fi uniformă, presiunile mari în anumite zone ale fundației vor provoca o sporire a încărcărilor în stâlpii și pereții din acele zone. De exemplu pentru o construcție de formă simplă rectangulară fundată pe argilă, sunt de așteptat concentrări de eforturi pe periferia construcției, pereții și stâlpii din această zonă trebuie să fie dimensionați corespunzător.
- Structuri semirigide cum sunt blocurile de locuit fondate pe terenuri relativ slabe, care transmit încărcările prin intermediul unui radier flexibil (cazul clădirilor cu 2-4 nivele din cărămidă cu numeroase goluri pentru uși și ferestre). Deoarece rigiditatea pereților elevației este mare în comparație cu cea a radierului de fundație, ansamblul structură fundație-teren poate fi tratat ca o grindă pe mediu elastic. De îndată ce construcția începe să acționeze ca o grindă ce mărește deformațiile terenului, presiunea pe periferia construcției crește și în felul acesta se modifică și alura tasării.

În concluzie se poate afirma că la clădirile din zidărie amplasate pe terenuri deformabile procesul de tasare și de distribuție a încărcării continuă până când se atinge stadiul final de echilibru în care reacțiunea terenului este neuniformă.

Fenomenul de interacțiune construcție – fundație teren conduce în aceste cazuri la redistribuiri ale eforturilor provenite din încărcări gravitaționale în structură, de uniformizare a acestora în elementele verticale ce compun structura de rezistență.

2.3.3. Caracteristicile de calcul ale zidărilor

Caracteristicile de calcul ale zidărilor sunt date de STAS 10109/1-82 „Construcții civile, industriale și agrozootehnice. Lucrări de zidărie. Calculul și alcătuirea elementelor” [78].

În normativ sunt date sub formă tabelară rezistențele de calcul ale zidărilor din cărămizi, blocuri ceramice cu goluri, beton celular autoclavizat, blocuri mici cu goluri din beton.

Rezistențele de calcul ale zidăriei la forfecare R_f , la întindere din încovoiere R_{ti} și la eforturi principale de întindere R_p în N/mm^2 , când ruperea se produce în toate situațiile din figura 2.26, sunt date în acest stas.

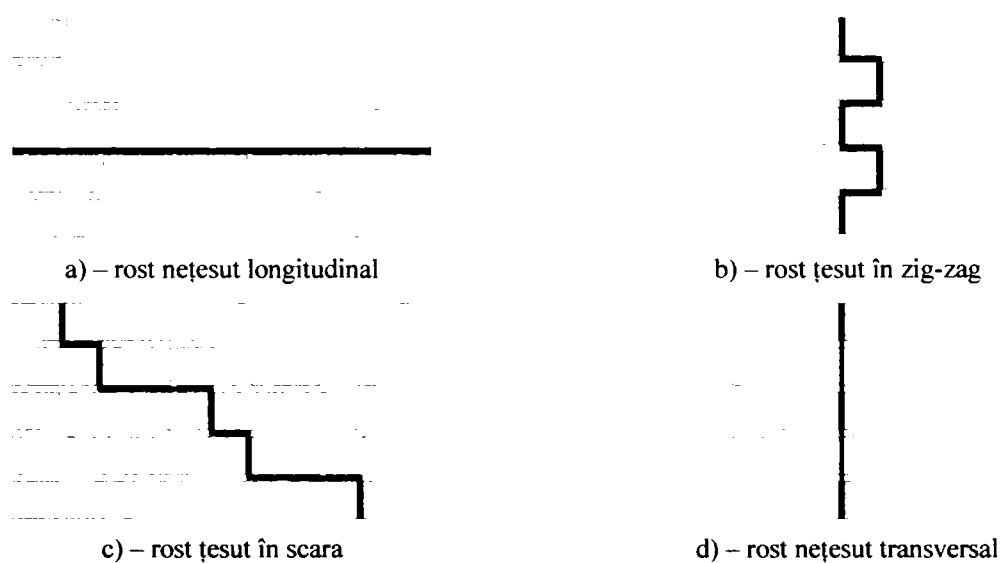


Fig. 2.26 – Rosturi de rupere a elementelor din zidărie

Rezistența de calcul a zidăriei armate la compresiune conform STAS 10109/1-82 se calculează cu relația:

$$R_{za} = R + \mu R_a, \text{ unde} \quad (2.4)$$

μ – reprezintă raportul de armare ce se determină ca fiind raportul dintre volumul armăturii V_a și cel al zidăriei V_z , cu relația:

$$\mu = \frac{V_a}{V_z} \cdot 100 \quad (2.5)$$

Valoarea modulului de elasticitate E pentru zidărie, în N/mm^2 este:

- Pentru calculul deformațiilor la sistemele static nedeterminate, sub influența sarcinilor de exploatare

$$E = 0,8R\alpha k \quad (2.6)$$

- Pentru calculul zidăriei la starea limită ultimă

$$E = 0,5R\alpha k \quad (2.7)$$

- Pentru calculul zidăriei solicitată la încărcări repetate și pentru stabilirea perioadei proprii de vibrație

$$E = R\alpha k \quad (2.8)$$

Valorile coeficientului α sunt date în funcție de natura și marca materialelor componente ale zidăriei. În STAS 10109/1-82 se precizează că α se poate lua în lipsa unor informații mai exacte egal cu 1000 pentru zidăria din cărămizi și blocuri sau egal cu 750 pentru zidăria din BCA. Valorile coeficientului k variază între 2,0 și 2,5 fiind date în funcție de natura zidăriei.

Valoarea modulului de elasticitate pentru zidăria armată cu armături în rosturile orizontale (armare transversală), în N/mm^2 este:

- Pentru calculul deformațiilor la sistemele static nedeterminate, sub influența sarcinilor de exploatare

$$E = 0,8 (kR + 2\mu R_a^n) \alpha_a \quad (2.9)$$

- Pentru calculul zidăriei la starea limită ultimă

$$E = 0,5 (kR + 2\mu R_a^n) \alpha_a \quad (2.10)$$

- Pentru calculul zidăriei solicitată la încărcări repetate și pentru stabilirea perioadei proprii de vibrație

$$E = (kR + 2\mu R_a^n) \alpha_a \quad (2.11)$$

În aceste relații avem:

μ – reprezintă raportul de armare ca mai sus

R_a – reprezintă rezistența normată a armăturii

α_a – reprezintă caracteristica de elasticitate a zidăriei armate care în absența unor date mai exacte se poate lua ca fiind egală cu 1000.

Calculul structurilor din zidărie conform MP001-96 se face pe baza unor valori caracteristice ale rezistențelor zidăriilor simple diferite față de rezistențele de calcul din STAS 10109/1-82 [78], date în tabelul 2.2.

Tabelul 2.2

Marca cărămizii	Marca mortarului	R_c	R_2	R_m	R_i	R_t
		daN/cm ²				
C50	M4	12,0	0,45	0,45	0,20	0,45
	M10	14,0	0,90	0,90	0,65	1,10
	M25	18,0	1,80	1,80	1,10	2,45
	M50	20,0	2,70	2,70	1,80	3,55
C75	M4	14,0	0,45	0,45	0,20	0,45
	M10	18,0	0,90	0,90	0,65	1,10
	M25	22,0	1,80	1,80	1,10	2,45
	M50	26,0	2,70	2,70	1,80	3,55
C100	M4	18,0	0,45	0,45	0,20	0,45
	M10	20,0	0,90	0,90	0,65	1,10
	M25	26,0	1,80	1,80	1,10	2,45
	M50	30,0	2,70	2,70	1,80	3,55
C150	M4	24,0	0,45	0,45	0,20	0,45
	M10	26,0	0,90	0,90	0,65	1,10
	M25	30,0	1,80	1,80	1,10	2,45
	M50	36,0	2,70	2,70	1,80	3,55

În tabel rezistențele sunt următoarele:

- R_c – rezistența la compresiune axială (fig 2.27a)
- R_2 – rezistența la eforturi principale de întindere (fig 2.27b)
- R_m – rezistența la întindere din încovoiere (fig 2.27c)
- R_i - rezistența la întindere centrică (fig 2.27d)
- R_t - rezistența la efort tangențial în rost orizontal (fig 2.27e)

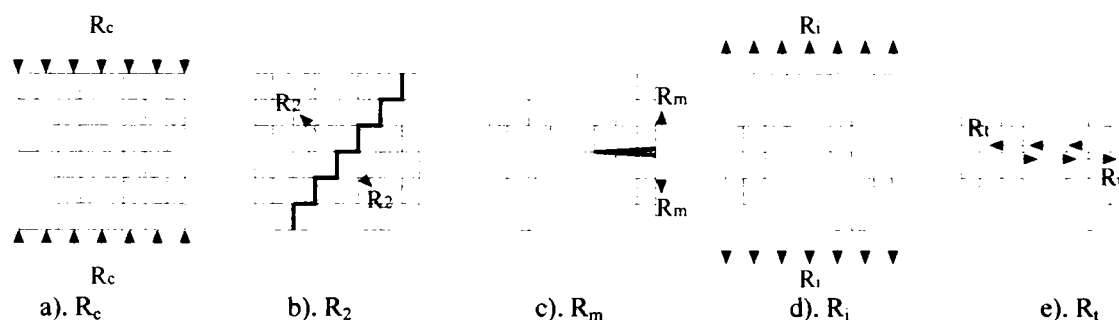


Fig. 2.27 Rezistențele zidărilor

Se constată că aceste valori sunt mult diferite față de valorile date în STAS 10109/1-85. De altfel aceste valori sunt foarte apropiate de rezistențele de rupere definite în STAS 1031-56, normativ abrogat cu multă vreme în urmă și preluat în lucrări de specialitate [14]. Rezistențele la compresiune și la rupere ale zidăriei rezultă în funcție de marca pietrei și a mortarului din relațiile lui Oniscic, preluate și de autorii de la noi. De asemenea reținem de la aceiași autori și relația dintre deformațiile specifice liniare și eforturile unitare:

$$\varepsilon = -\frac{1,1R}{E_0} \ln\left(1 - \frac{\sigma}{1,1R}\right) \quad (2.12)$$

unde:

R – rezistența la compresiune de rupere

$E_0 = \alpha R$ – modulul de elasticitate inițial

α – caracteristica de elasticitate a zidăriei definită anterior.

Noul cod românesc CR6 pentru proiectarea structurilor din zidărie ne indică faptul că proprietățile structurale ale zidăriei pot fi determinate prin încercări, dar norma europeană EN 1990 cu privire la efectuarea încercărilor nu este încă asimilată. În orice caz CR6 nu dă tabele cu caracteristicile de calcul ale zidărilor.

2.3.4 Calculul structurilor din zidărie la acțiuni seismice conform P2-85

Conform P2-85 structurile de zidărie portantă pot fi calculate la acțiunea sarcinilor orizontale, utilizându-se următoarele moduri de calcul:

- Calculul capacității de rezistență la încărcări orizontale, atât a elementelor componente ale clădirii cât și compararea acesteia cu solicitarea orizontală de calcul. Acest mod de calcul se poate aplica structurilor etajate cu compartimentare deasă sau rară și se va dezvolta în cele ce urmează.
- Calculul cu conlucrarea spațială, la care solicitările aferente pereților se determină în funcție de rigiditatea relativă a acestora, mod de calcul bazat pe aceleași principii ca și cel aplicat la structurile de beton armat cu corecturi specifice caracteristicilor zidăriei. Acest mod de calcul are un caracter mai general.

Structurile de zidărie portantă vor fi calculate la acțiunea forțelor seismice, ele nu trebuie calculate la acțiunea vântului. Modul de calcul la capacitatea de rezistență are un caracter de verificare, este simplificat și aproximativ.

În baza dimensiunilor și alcătuirii elementelor portante și a forțelor gravitaționale maxime sau minime probabile, se stabilește capacitatea de rezistență la încărcări orizontale a fiecărei diafragme, respectiv montant, exprimată sub forma mărimii forței tăietoare capabile la nivelul respectiv. Se consideră valoarea cea mai mică determinată pentru una dintre următoarele solicitări:

- Compresiunea excentrică cu excentricitate în planul pereților, ținându-se seama după caz de influența favorabilă a legăturilor orizontale (buiandrugi, grinzi);
- Forfecarea rostului orizontal;

- Eforturile principale de întindere în secțiuni înclinate.

Pentru structuri cu compartimentare deasă se admite calculul numai la eforturi principale de întindere.

Suma capacităților de rezistență minime ale tuturor diaframelor componente ale structurii, pentru fiecare direcție principală corectată cu un coeficient al condițiilor de lucru, se compară cu forța orizontală (seismică) totală la nivelul respectiv, ținându-se seamă și de efectul torsiunii printr-un coeficient al încărcării.

Modul de calcul la capacitate portantă se bazează pe următoarele ipoteze:

- Planșeele au rigiditate suficientă pentru a putea redistribui încărcările, după ce un element sau mai multe elemente au atins valoarea capacității de rezistență, lucrând în continuare în domeniul plastic;
- Prin redistribuirea încărcărilor pot fi antrenate elementele care mai au rezerve de rezistență;
- Efectele neconcordanței dintre comportarea efectivă și ipotezele făcute asupra redistribuirii încărcării (ca de exemplu determinarea unor elemente slabe și ieșirea lor din lucru înainte de timp fără să lucreze în domeniul plastic, deformabilitatea planșeelor etc.) se corectează printr-un coeficient al condițiilor de lucru;
- Pentru calculul la torsiune a structurii și pentru verificarea fundațiilor, se acceptă ipoteza distribuirii solicitărilor orizontale în funcție de capacitatea de rezistență a elementelor;
- Se consideră că elementele de beton armat înglobate în zidărie conlucrează cu aceasta, afectându-se rezistența zidăriei cu un coeficient al condițiilor de lucru $m_2=0,85$, prin care se ține seama de diferența de rigiditate a materialelor;
- La pereții cu goluri de uși și ferestre se ia în calcul efectul favorabil al buiandrugilor. Punctul de anulare al momentului în buiandrug, datorită acțiunii orizontale, se consideră la mijlocul deschiderii buiandrugului.

Fiecare element (montant) delimitat din structura spațială, se consideră că lucrează ca o consolă verticală încastrată la bază, solicitată de forțe orizontale, având la nivelul planșeului legături cu celelalte elemente (montanți).

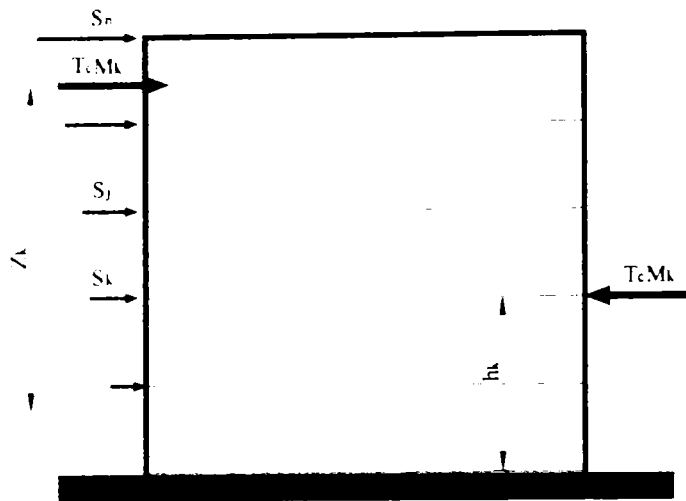


Fig. 2.28 – Scema de calcul

Dimensiunile în plan ale diafragmelor, respectiv ale montanților, se stabilesc separat pe fiecare din direcțiile principale ale structurii (transversal și longitudinal), ținându-se seama de dimensiunile limită pentru tălpile secțiunilor în formă I, T, L.

Legăturile orizontale pot fi de tipul pendular (de exemplu planșeul flexibil fără buiandrug) sau de tipul buiandrugului cu încastrare elastică.

Nivelul de încastrare al diafragmelor se consideră la nivelul superior al fundațiilor pentru clădirile cu subsol sau la nivelul soclului la clădirile fără subsol. În cazul în care structura subsolului are o rigiditate mult mai mare decât suprastructura, nivelul de încastrare al diafragmelor se poate considera la nivelul planșeului peste subsol.

Calculul se face de regulă la fiecare nivel. Se admite, în cazuri justificate (de exemplu la structuri cu compartimentare deasă, uniform alcătuită), să se facă, calculul numai pentru nivelul de bază.

Calculul la capacitatea de rezistență a structurii în ansamblul ei, precum și verificarea nivelului de siguranță se face cu următoarea relație de bază:

$$\eta \sum S_k \leq m \sum T_{c,ij} \quad (2.13)$$

în care:

S_k = sarcina orizontală (seismică) de nivel la nivelul k ;

$T_{c,ij}$ = forța tăietoare capabilă minimă a diafragmei i la nivelul j ;

η = coeficientul încărcării prin care se ține seamă de efectul torsiunii.

m = coeficientul condițiilor de lucru conform tabelului

n = numărul nivelurilor clădirii;

t = numărul total al diafragmelor pe direcția de calcul.

Relațiile de calcul a forțelor tăietoare capabile ale diaframelor de zidărie se vor prezenta sub formă tabelară pentru a fi cât mai concise.

Forțele tăietoare capabile ale diaframelor de zidărie										
Forța tăietoare capabilă la compresiune excentrică (T_{CM})	Forța tăietoare capabilă la forfecarea rostului orizontal (T_{CF})	Forța tăietoare capabilă la eforturi principale de întindere (T_{CP})								
$T_{CM} = \frac{M_C}{Z} = \frac{N \cdot e_0}{Z} = \frac{1,25RS_C}{Z}$ $S_C = A_c \cdot e_0$ $A_c = \frac{N}{1,25R}$	<p>Pentru compresiune cu excentricitate mică, adică:</p> $\sigma_0 - \frac{T_{CM} \cdot Z \cdot Y}{I} \geq 0$ $T_{CF} = \frac{A_i}{\mu_i} (R_f + 0,7 \cdot f \cdot \sigma_0)$	<p>Pentru zidărie simplă:</p> $T_{CP} = \frac{R_p A_i}{\mu_i} \sqrt{1 + 0,8 \emptyset \frac{\sigma_0}{R_p}}$ <p>Pentru armăturile din rosturi orizontale, zidăria considerându-se fisurată:</p> $T_{CP} = \frac{2 \cdot A_{ac} \cdot R_a \cdot l_i}{\mu_i \cdot h_{et}}$								
<p>T_{CM} – forța tăietoare capabilă la solicitarea de compresiune excentrică</p> <p>M_C – momentul încovoietor maxim capabil al diafragmei respective</p> <p>N – sarcina gravitațională maximă aferentă diafragmei</p> <p>Z – distanța pe verticală de la secțiunea de calcul la punctul de aplicație al rezultantei forțelor orizontale ce acționează deasupra nivelului de calcul</p> <p>R – rezistența de calcul la compresiune a zidăriei</p> <p>S_C – momentul static al ariei comprimate (A_c) în raport cu axa ce trece prin centrul de greutate al secțiunii</p>	<p>Pentru compresiune cu excentricitate mare, adică:</p> $\sigma_0 - \frac{T_{CM} \cdot Z \cdot Y}{I} < 0$ $T_{CF} = \frac{0,7 \cdot f \cdot A_i \cdot \sigma_0}{\mu_i}$	<p>R_p – rezistența de calcul a zidăriei la eforturi principale de întindere</p> <p>\emptyset – coeficient în funcție de excentricitate relativă l/e_0</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>l/e_0</th> <th>\emptyset</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>≥ 6</td> <td>1</td> </tr> <tr> <td>$6 \geq l/e_0 \geq 4$</td> <td>$2(1/4e_0 - 1)$</td> </tr> <tr> <td>≤ 4</td> <td>0</td> </tr> </tbody> </table> <p>A_{ac} – aria de armătură din rosturile orizontale ale zidăriei</p>	l/e_0	\emptyset	≥ 6	1	$6 \geq l/e_0 \geq 4$	$2(1/4e_0 - 1)$	≤ 4	0
	l/e_0		\emptyset							
≥ 6	1									
$6 \geq l/e_0 \geq 4$	$2(1/4e_0 - 1)$									
≤ 4	0									
<p>$A_i = b \cdot l_i$ – aria inimii secțiunilor</p> <p>R_f – rezistența de calcul la forfecarea a zidăriei</p> <p>$\mu_i = S \cdot l_i / I$ – coeficient prin care se ține seama de distribuția eforturilor de alunecare, raportate la aria inimii</p> <p>f – coeficient de frecare</p> <p>σ_0 – efortul unitar de compresiune la nivelul de calcul</p>										

2.3.5 Calculul structurilor din zidărie simplă (nearmată) la acțiuni seismice conform MP001-96

Calculul de ansamblu al clădirilor cu pereți structurali din zidărie nearmată la acțiunea seismică se face conform P100 prin metoda simplificată cu forțe convenționale de proiectare.

Pentru determinarea capacităților de rezistență a elementelor structurale din zidărie nearmată se consideră următoarele trei stadii de deformație:

- Stadiul de FISURARE din compresiune excentrică datorită momentului încovoietor;
- Stadiul de CURGERE pentru care efortul unitar maxim de compresiune atinge valoarea corespunzătoare deformației specifice de curgere la compresiune a zidăriei;
- Stadiul ULTIM caracterizat prin faptul că se atinge valoarea limită a deformației specifice la compresiune a zidăriei.

Pentru determinarea capacităților de rezistență la compresiune excentrică și la forță tăietoare se consideră valorile medii ale rezistențelor zidăriei la compresiune și la întindere din eforturi principale în secțiuni înclinate.

Pentru obținerea unor rezerve de rezistență în scopul prevenirii modului de rupere fragil în secțiuni înclinate din forță tăietoare, capacitatea de rezistență admisibilă la forța tăietoare se obține prin înmulțirea cu un coeficient de siguranță parțial egal cu 0,7 a capacității de rezistență la forța tăietoare calculată cu valorile medii ale rezistențelor.

În comportarea elementelor structurale din zidărie nearmată solicitate la compresiune excentrică cu forță tăietoare se consideră următoarele două moduri principale de rupere:

- Modul de rupere fragil, când ruperea se produce în secțiuni înclinate ca urmare a efectului forței tăietoare;
- Modul de rupere ductil, când ruperea se produce din încovoiere în secțiuni normale cu deformarea plastică a zonei comprimate.

La stabilirea valorilor ψ din relația de calcul a forței tăietoare de bază conform relației din P100-92

$$Q_B = \alpha_k \beta \psi \epsilon G \quad (2.14)$$

trebuie avut în vedere următoarele:

- În cazul construcțiilor noi proiectate cu respectarea principiilor de alcătuire și conformare din Normativul P100 și a prevederilor din Manual, valoarea coeficientului $\psi = 0.30$
- În cazul construcțiilor noi, care din diferite considerente (partiuri de arhitectură, condiții de teren, etc.) prezintă unele vulnerabilități structurale, precum și în cazul expertizării construcțiilor existente ce prezintă vulnerabilități structurale, valorile coeficientului ψ vor fi majorate, respectându-se condiția $\psi \leq 1.00$

Această majorare se poate face de către proiectant sau de către expert, prin aprecierea efectelor defavorabile ale diferitelor vulnerabilități structurale (“metoda penalizării”-ing.E. TITARU) care pot fi:

- Vulnerabilități structurale de sistem cauzate de deficiențe de conformare
- Neregularități de formă în plan orizontal
- Neregularități de formă în plan vertical
- Vulnerabilități structurale locale (de exemplu unii pereți structurali prezintă un mod de rupere casant) etc.

Capacitatea totală de rezistență pentru fiecare direcție este definită ca suma forțelor tăietoare capabile pentru direcția de calcul considerată:

$$Q_{\text{total, cap}} = \sum Q_{i, \text{cap}} \quad (2.15)$$

unde:

$Q_{i, \text{cap}}$ - reprezintă capacitatea de rezistență a elementului “i” pe direcția de calcul considerată

n - reprezintă numărul de elemente structurale pe direcția de calcul considerată.

În cazul clădirilor la care planșeele nu realizează efectul de diafragmă în relația (2.15) sumarea se face pentru elementele fiecărui șir în parte.

Trebuie îndeplinită condiția:

$$Q_{\text{total, cap}} > Q_B = \alpha k_s \beta \psi \epsilon G \quad (2.16)$$

Greutatea G reprezintă greutatea întregii clădiri când planșeele realizează efectul de diafragmă și greutatea aferentă șirului de elemente pentru care se face calculul, când planșeele nu realizează efectul de diafragmă.

Ipotezele de care se ține seama pentru un calcul simplificat:

- Se ia în considerație numai modul fundamental de vibrație;
- Calculul se face distinct pe cele două direcții principale;

Elementele structurale care intră în calcul sunt planșeele ce pot fi de două tipuri:

- Care nu realizează efectul de diafragmă pe fiecare nivel (planșeele din lemn sau prefabricate fără monolitizări);
- Cu rol de diafragmă(planșee monolite sau prefabricate cu monolitizări și/sau suprabetonare).

Pereții verticali din zidărie nearmată considerați ca elemente consola încastrată la nivelul planșeului peste subsol sau la nivelul fundației în funcție de rigiditatea subsolului și care pot fi:

- Perete plin;
- Șpalet (plinul dintre două goluri în pereții de fațadă)-considerat ca element vertical dublu încastrat în parapeți;

Determinarea forței tăietoare de bază, conform Normativului P100-92 se face astfel:

$$S=c_s G \quad (2.17)$$

unde:

$$c_s = \alpha k_s \beta \psi \epsilon \quad (2.18)$$

$\alpha, k_s, \beta, \psi, \epsilon$ - se determină conform P100-92

Verificarea pe ansamblu a clădirii pe cele două direcții principale este dată de relația

$$Q_B \leq \sum Q_{i, \text{cap}}, \quad (2.19)$$

unde:

n-numărul total de pereți structurali din zidărie nearmată considerați în calcul la baza clădirii.

În tabelul de mai jos sunt date relațiile de calcul pentru capacitățile de rezistență la forță tăietoare în secțiune înclinată și a forțelor asociate capacității de rezistență la încovoire pentru diafragme cu secțiunea dreptunghiulară în cele trei stadii de lucru.

Tabelul 2.3

Secțiunea dreptunghiulară			
		$Q_{\text{cap.}(F,C,U)} = b \cdot D \cdot \tau_{0,\text{cap.}(F,C,U)}$	$Q_{\text{asoc.}(F,C,U)} = b \cdot D \cdot \tau_{0,\text{asoc.}(F,C,U)}$
Stadiul fisurare	DCF	Pt. $\sigma_0 > 0,5R_c$ - fisurarea nu are loc înainte de curgere	
		pt. $\frac{\sigma_0}{R_2} \leq 7, \tau_{0,\text{cap.},F} = \frac{2}{3} R_2 \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{R_2}}$	DAF
		pt. $\frac{\sigma_0}{R_2} > 7, \tau_{0,\text{cap.},F} = \frac{8}{9} R_2 \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{2R_2}}$	
			montant
			șpalete
			$\tau_{0,\text{asoc.},F} = 0,25 \frac{1}{\lambda} \sigma_0$
			$\tau_{0,\text{asoc.},F} = 0,333 \frac{1}{\lambda} \sigma_0$

Stadiul curegere	DCC	<p>Pt. $\sigma_0 \leq 0,5R_c$ și $R_c > 14R_2$,</p> $\tau_{0, \text{cap}, C} = \frac{16 \sigma_0}{9 R_c} R_2 \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{4R_2}}$ <hr/> <p>$R_c \leq 14R_2$,</p> $\tau_{0, \text{cap}, C} = \frac{4 \sigma_0}{3 R_c} R_2 \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{2R_2}}$ <hr/> <p>Pt. $\sigma_0 > 0,5R_c$ și $\sigma_0 \leq R_c \left(\frac{8}{15} - \frac{7 R_2}{15 R_c} \right)$</p> $\tau_{0, \text{cap}, C} = \frac{8}{9} R_2 \sqrt{1 + \frac{3\sigma_0 - R_c}{2R_2}}$ <hr/> <p>Pt. $\sigma_0 > 0,5R_c$ și $\sigma_0 > R_c \left(\frac{8}{15} - \frac{7 R_2}{15 R_c} \right)$</p> $\tau_{0, \text{cap}, C} = \frac{2}{3} R_2 \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{R_2}}$	DAC	<p>Pt. $\sigma_0 \leq 0,5R_c$, $\varepsilon_{0,C} = \frac{1}{2} - \frac{2 \sigma_0}{3 R_c}$</p> <p>Pt. $\sigma_0 > 0,5R_c$, $\varepsilon_{0,C} = \frac{1}{6} \left(\frac{R_c}{\sigma_0} - 1 \right)$</p> <hr/> <table border="1"> <tr> <td>$\tau_{0, \text{asoc}, C} = \frac{1,5}{\lambda} \varepsilon_{0,C} \sigma_0$</td> <td>$\tau_{0, \text{asoc}, C} = \frac{2}{\lambda} \varepsilon_{0,C} \sigma_0$</td> </tr> </table>	$\tau_{0, \text{asoc}, C} = \frac{1,5}{\lambda} \varepsilon_{0,C} \sigma_0$	$\tau_{0, \text{asoc}, C} = \frac{2}{\lambda} \varepsilon_{0,C} \sigma_0$
	$\tau_{0, \text{asoc}, C} = \frac{1,5}{\lambda} \varepsilon_{0,C} \sigma_0$	$\tau_{0, \text{asoc}, C} = \frac{2}{\lambda} \varepsilon_{0,C} \sigma_0$				
Stadiul ultim	DCU	<p>Dacă: $\sigma_0 < 0,667R_c$, $\alpha = \frac{2}{3}$</p> <p>Dacă: $\sigma_0 < 0,75R_c$, $\alpha = \frac{1}{2}$</p> <p>Pt. $\sigma_0 \leq R_c \frac{2-\alpha}{2}$</p> $\tau_{0, \text{cap}, U} = \frac{4 \alpha \sigma_0}{3 (2-\alpha) R_c} R_2 \sqrt{1 + \frac{R_c}{2R_2}}$ <hr/> <p>Pt. $\sigma_0 > R_c \frac{2-\alpha}{2}$, $\tau_{0, \text{cap}, U} = 0$</p>	DAU	<p>Dacă: $\sigma_0 < 0,667R_c$, $\alpha = \frac{2}{3}$</p> <p>Dacă: $\sigma_0 < 0,75R_c$, $\alpha = \frac{1}{2}$</p> <p>Pt. $\sigma_0 \leq R_c \frac{2-\alpha}{2}$</p> $\varepsilon_{0,U} = \frac{1}{2} - \frac{2 \sigma_0}{3 R_c} \frac{\alpha^2 - 3\alpha + 3}{\alpha^2 - 4\alpha + 4}$ <p>Pt. $\sigma_0 > R_c \frac{2-\alpha}{2}$</p> <hr/> <table border="1"> <tr> <td>$\tau_{0, \text{asoc}, C} = \frac{1,5}{\lambda} \varepsilon_{0,C} \sigma_0$</td> <td>$\tau_{0, \text{asoc}, C} = \frac{2}{\lambda} \varepsilon_{0,C} \sigma_0$</td> </tr> </table> <hr/> <p>Pt. $\sigma_0 > R_c \frac{2-\alpha}{2}$, $\tau_{0, \text{asoc}, U} = 0$</p>	$\tau_{0, \text{asoc}, C} = \frac{1,5}{\lambda} \varepsilon_{0,C} \sigma_0$	$\tau_{0, \text{asoc}, C} = \frac{2}{\lambda} \varepsilon_{0,C} \sigma_0$
$\tau_{0, \text{asoc}, C} = \frac{1,5}{\lambda} \varepsilon_{0,C} \sigma_0$	$\tau_{0, \text{asoc}, C} = \frac{2}{\lambda} \varepsilon_{0,C} \sigma_0$					

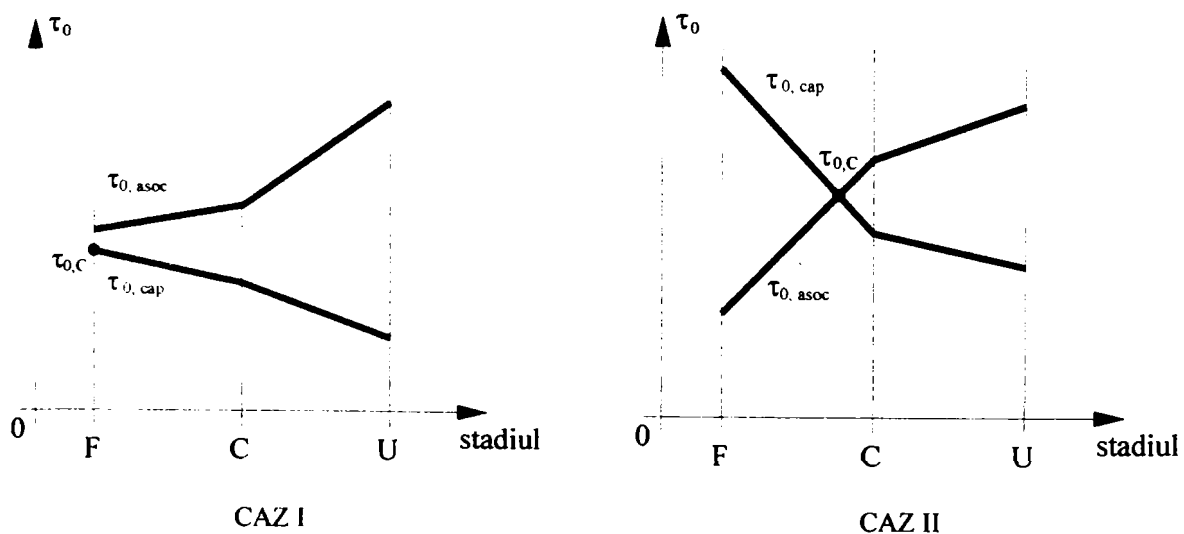
Pe baza valorilor capacităților de rezistență la forță tăietoare în secțiune înclinată și a forțelor asociate capacității de rezistență la încovoire în fiecare stadiu de lucru se

stabilește capacitatea de rezistență la forță tăietoare a respectivei diafragme de zidărie și criteriul de rupere a acesteia. Condițiile și modul de calcul sunt date în tabelul 2.4:

Tabelul 2.4

$Q_c = \tau_{0c} \cdot A_i$			
CAZ	Condiție	Relație de calcul pentru τ_{0c}	Criteriul de rupere
I	$\tau_{0cap,F} < \tau_{0asoc,F}$	$\tau_{0c} = \tau_{0cap,F}$	QQQ - FRAGIL
II	$\tau_{0cap,F} > \tau_{0asoc,F}$ și $\tau_{0cap,C} < \tau_{0asoc,C}$	$\tau_{0c} = \frac{\tau_{0cap,F} \cdot \tau_{0asoc,C} - \tau_{0cap,C} \cdot \tau_{0asoc,F}}{(\tau_{0cap,F} - \tau_{0asoc,F}) + (\tau_{0asoc,C} - \tau_{0cap,C})}$	MQQ - FRAGIL
III	$\tau_{0cap,C} > \tau_{0asoc,C}$ și $\tau_{0cap,U} < \tau_{0asoc,U}$	$\tau_{0c} = \frac{\tau_{0cap,C} \cdot \tau_{0asoc,U} - \tau_{0cap,U} \cdot \tau_{0asoc,C}}{(\tau_{0cap,C} - \tau_{0asoc,C}) + (\tau_{0asoc,U} - \tau_{0cap,U})}$	MMQ - DUCTILITATE LIMITATĂ
IV	$\tau_{0cap,C} > \tau_{0asoc,C}$ și $\tau_{0cap,U} > \tau_{0asoc,U}$	$\tau_{0c} = \tau_{0asoc,u}$	MMM - DUCTIL

Considerând evoluția normală a stadiilor de lucru ale zidărilor crescătoare de la fisurare la curgere, putem afirma că efortul tangențial nominal capabil este descrescător, iar efortul tangențial nominal asociat compresiunii excentrice este crescător. Pentru a explica cele patru cazuri de rupere a elementelor de zidărie funcție de valorile acestor eforturi se vor reprezenta grafic eforturile τ_0 pe ordonată iar pe abscisă stadiul de lucru.



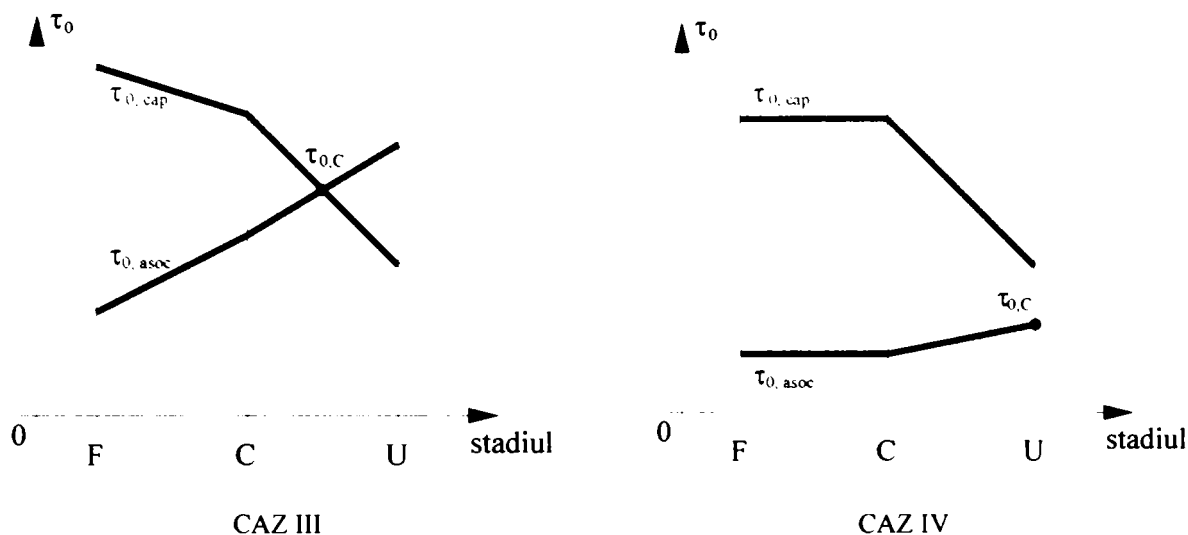


Fig. 2.29 – Variația eforturilor τ_0 în funcție de stadiul de lucru în cele patru cazuri posibile

Pe grafice sunt marcate punctele corespunzătoare efortului tangențial capabil în fiecare caz.

În cazul I diafragma se rupe în fisură înclinată fără a se produce fisurarea din compresiune excentrică. Este cazul diafragmelor cu lățime mare în raport cu înălțimea (λ mic) și cu încărcări verticale mari.

În cazurile II și III acesta se află la intersecția dintre graficele eforturilor tangențiale nominale capabile respectiv asociate așa cum se deduce și din relația de calcul. Ruperea elementelor de zidărie în aceste cazuri se poate explica astfel: datorită compresiunii excentrice diafragma se fisurează în rost orizontal crescându-le capacitatea de încovoiere datorită plasticizării și dezvoltării fisurilor, dar pe de altă parte scade forța tăietoare capabilă în secțiune înclinată din aceleași motive. Ruperea se produce logic la egalarea acestor forțe tăietoare deci la intersecția graficelor. Diferența dintre cazul II și III este că în cazul II ruperea se produce în fisură înclinată brusc și fragil înainte de curgere, iar în cazul III se produce cu ductilitate limitată după curgere.

Cazul IV caracterizează ruperea ductilă numai din compresiune excentrică în ultimul stadiu datorită faptului că diafragma are capacitate mai mare de a prelua eforturi în secțiune înclinată decât solicitări din compresiune excentrică. Este cazul diafragmelor suple (λ mare) și cu încărcări verticale mici.

Apariția oficială a codului de proiectare seismică a construcțiilor P100-2003 ce revizuieste P100-92 va schimba modul de calcul al forței seismice de proiectare astfel:

$$F=c G \quad (2.20)$$

unde c este coeficientul seismic global calculat astfel:

$$c = \gamma_i \cdot \frac{S_d(T)}{g} \quad (2.21)$$

unde:

γ_i – factorul de importanță-expunere al construcției, $\gamma_i = (0,8; 1,0; 1,2; 1,4)$

g - accelerația gravitațională

$S_d(T)$ – ordonata spectrului de răspuns inelastic pentru accelerație corespunzător perioadei T

Valoarea spectrului de răspuns este modificată față de P100-92. Se definesc acum șapte zone seismice caracterizate prin accelerații ale terenului pentru cutremure având intervalul mediu de recurență de 100 de ani a_g cu valorile (0,32g; 0,28g; 0,24g; 0,20g; 0,16g; 0,12g și 0,08g) mai mari decât în P100-92. De asemenea crește factorul de amplificare dinamică maxim al spectrelor la $\beta_0=2,75$ pentru sursa Vrancea și se introduce spectrul pentru sursa crustală Banat caracterizat de $\beta_0=3,0$.

CAPITOLUL 3: ÎNCERCĂRI EXPERIMENTALE PE ELEMENTE DE ZIDĂRIE

3.1 PREZENTAREA PROGRAMULUI DE ÎNCERCĂRI EXPERIMENTALE

3.1.1 Obiectivul cercetării experimentale

Programul de cercetări experimentale, desfășurat în mai multe etape [12], [15], [47], [48] urmărește cunoașterea comportării elementelor de zidărie simplă și armată sub acțiunea încărcărilor statice, gravitaționale și orizontale.

Elementele experimentale sunt realizate din cărămidă plină obișnuită care în definitiv este materialul cel mai frecvent utilizat pentru zidării la noi în țară. Se utilizează mortar de ciment și var obișnuit pentru zidării. Elementele de zidărie armată sunt realizate cu armături speciale pentru armarea zidăriei în rosturi orizontale de tip MURFOR provenite în urma unor contracte de colaborare de la firma N.V. Beckaert S.A din orașul belgian Kortrek [45], [46]. Aceste tipuri de armături se pot aplica la armarea rosturilor orizontale ale pereților de zidărie indiferent de tipul de bloc de zidărie utilizat, deci și pentru zidăria din cărămidă plină. S-a recurs la utilizarea acestor tipuri de armături din două motive: la noi în țară nu se produc armături speciale pentru întărirea zidărilor, iar partea belgiană a avut amabilitatea să ne pună la dispoziție armăturile în cadrul contractelor de cercetare finanțate de firma N.V. Beckaert S.A.

Cercetările experimentale, în primul rând, urmăresc determinarea capacității portante la sarcini orizontale ce pot proveni din acțiunea seismului pentru elementele de zidărie, modul în care capacitatea portantă a elementelor de zidărie este influențată de încărcarea gravitațională aplicată asupra elementului, respectiv efortul unitar de compresiune, și de coeficientul de armare pentru elementele din zidărie armată. Compararea rezultatelor a impus realizarea de elemente identice ca și dimensiuni dar diferite între ele prin valoarea sarcinii verticale aplicate și prin coeficientul de armare.

Se dorește de asemenea compararea rezultatelor obținute experimental privind capacitatea portantă la sarcini orizontale cu rezultatele obținute din calcul. Se efectuează calcule prin trei metode diferite:

- Relațiile de calcul conform normativului în vigoare pentru calculul zidărilor la sarcini orizontale P2-85;

- Programul de calcul CAZIN 31 bazat pe relațiile de calcul din „Manualul de proiectare a clădirilor din zidărie simplă nearmată” MP 001-96;
- Programul de analiză neliniară a elementelor din beton BIOGRAF, program bazat pe metoda elementului finit.

Programul de calcul CAZIN 31 este destinat pentru calculul structurilor din zidărie simplă, nearmată. Intenția autorului este de a studia posibilitatea de aplicare a acestuia și la zidăria armată în rosturi orizontale ce va fi definită ca și o zidărie simplă cu rezistențe mai mari, în primul rând la eforturi principale de întindere dar și la compresiune. Această definire a zidăriei armate în rosturi orizontale rezultă și în urma studiului modului de cedare a acesteia în comparație cu zidăria simplă, ceea ce reprezintă un alt obiectiv al cercetărilor experimentale.

O serie de autori au utilizat programe bazate pe metoda elementului finit la calculul zidăriilor [7], [25], [34], [37], [38]. De asemenea, aplicarea programul BIOGRAF [35], [36], (program destinat structurilor de beton armat) la elementele din zidărie simplă și armată, se poate justifica având în vedere comportarea elasto-plastică a zidăriei similară cu a betonului. Este de amintit că și alți autori au utilizat programul în același scop [11]. Evident pentru acest calcul neliniar cu metoda elementului finit se vor înlocui caracteristicile de calcul ale betonului cu cele ale zidăriei.

Aceste caracteristici de calcul (rezistența la compresiune a zidăriei, rezistența la întindere a mortarului, rezistența la întindere a armăturii, modulul de elasticitate) se vor determina de asemenea experimental pentru stabilirea valorii lor reale. De altfel compararea fidelă a rezultatelor obținute experimental cu rezultatele obținute din calcul se poate face doar utilizând rezistențele de rupere determinate experimental. Încercările de laborator efectuate în acest scop și rezultatele obținute sunt prezentate în acest capitol.

Așa cum am mai precizat un alt obiectiv al cercetărilor experimentale îl reprezintă studierea modului de cedare al elementelor de zidărie. Ruperea se poate produce prin:

- Compresiunea excentrică cu excentricitate în planul pereților;
- Eforturile principale de întindere în secțiuni înclinate;
- Forfecarea rostului orizontal.

Se va studia influența efortului unitar de compresiune și a armării zidăriei asupra criteriului de rupere.

Se studiază în cadrul programului și deplasările elementelor în plan vertical sub sarcini orizontale și implicit stabilirea limitei deformațiilor elastice. Pentru măsurători se folosesc microcomparatoare. De asemenea se studiază participarea armăturilor la preluarea

eforturilor măsurând eforturile unitare din armături cu timbre tensiometrice. Acestea reprezintă însă obiective secundare mai puțin detaliate și utilizate în conținutul prezentei lucrări.

În concluzie se poate afirma că scopul principal al cercetărilor și studiilor experimentale îl reprezintă studierea interacțiunii dintre forța verticală respectiv efortul unitar de compresiune și capacitatea portantă la sarcini orizontale respectiv efortul tangențial capabil în elementele de zidărie nearmată și armată în rost orizontal. Acest lucru se dorește a se concretiza într-o relație ce exprimă forța orizontală capabilă în funcție de efortul unitar de compresiune, iar în final pentru dezvoltarea unei metode de calcul a structurilor cu diafragme de zidărie la sarcini orizontale din seism prin relații de calcul ce impun sau limitează valoarea efortului unitar de compresiune din diafragmele de zidărie componente ale structurii.

3.1.2 Principiul de încercare, caracteristicile standului experimental și ale elementelor experimentale încercate

Principiul de încercare a elementelor experimentale este cel prezentat în schema din fig. 3.1 și este realizat cu ajutorul unui stand experimental de tipul unui cadru metalic (fig 3.2). Acest mod de încercare a elementelor din zidărie este utilizat pe scară largă și la încercări experimentale desfășurate de cercetători din întreaga lume [1], [5], [13], [32], [33].

Conform acestui principiu asupra elementului experimental au fost aplicate static o forță verticală constantă reprezentând încărcarea gravitațională și o forță orizontală monoton crescătoare reprezentând efectul acțiunii seismice asupra unui perete interior din zidărie portantă.

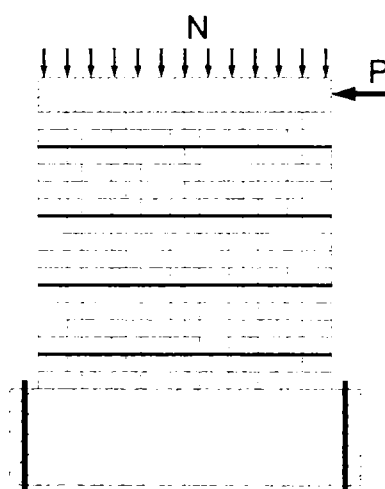


Fig.3.1 – Principiul de încercare

Standul experimental a fost realizat sub forma unui cadru închis din profile metalice din oțel laminat, dimensiunile acestuia rezultând din necesarul de gabarit pentru elementul experimental și pentru presele hidraulice cu care s-au aplicat forțele gravitaționale și cea orizontală.

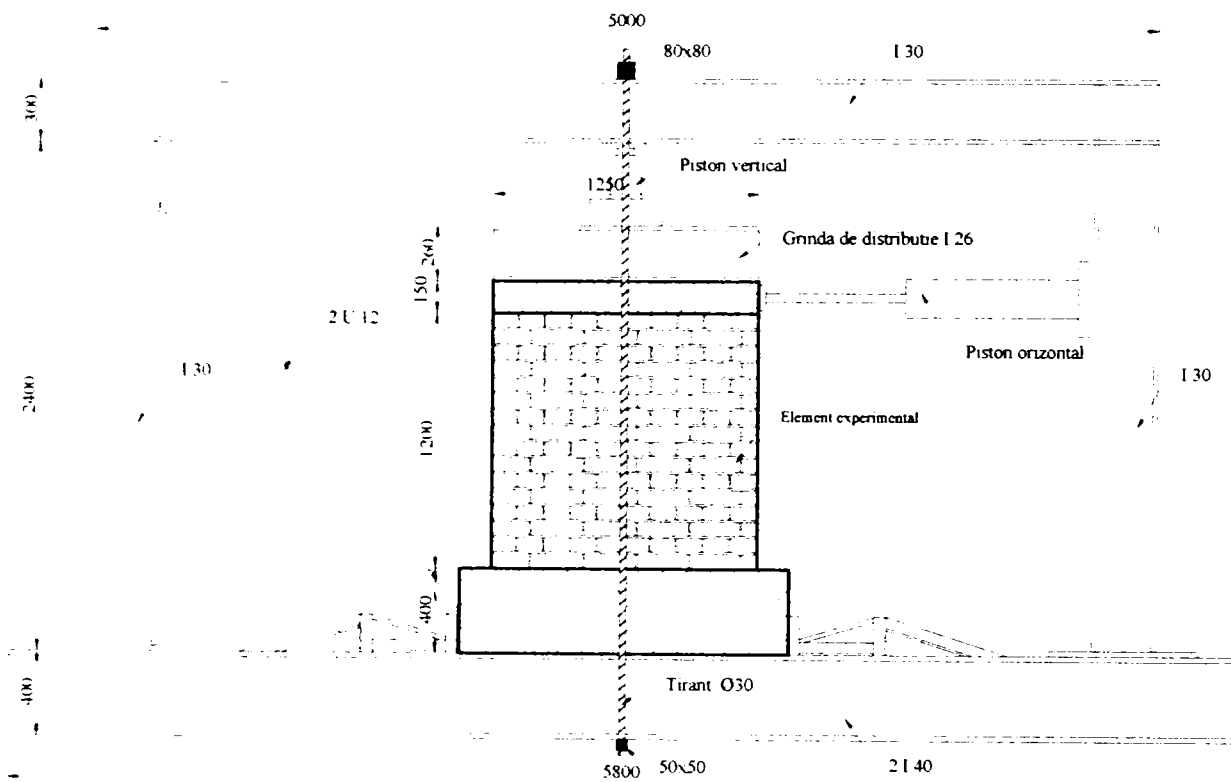


Fig. 3.2 – Alcătuirea standului de încercare

Elementele experimentale încercate în cadrul programului de cercetare au aceleași dimensiuni geometrice:

- lungimea $L=125$ cm (5 cărămizi)
- grosimea $D=25$ cm (1 cărămidă)
- înălțimea $H=120$ cm (16 asize)

De asemenea elementele sunt similare din punct de vedere a materialelor utilizate (cărămidă, mortar și armătură) și anume:

- cărămidă marca C100,
- mortar marca M100,
- armătură tip "MURFOR NRD/Z-5-150"

În figura următoare sunt prezentate caracteristicile elementelor experimentale (dimensiuni, armătură, detalii de armare). Evident detaliile de armare nu sunt valabile pentru elementul martor din zidărie simplă.

Tabelul 3.1

Nr. crt	Denumirea și descrierea elementului	Înălțime [cm]	Lățime [cm]	Grosime [cm]	Forța verticală [daN]	Efort de compresiune [daN/cm ²]	Procent de armare [%]
1.	ES – element de zidărie simplă	120	125	24	18000	6,0	0,00
2.	EA1 – element de zidărie armată	120	125	24	18000	6,0	0,16
3.	EA2 – element de zidărie armată	120	125	24	24000	8,0	0,08
4.	EA3 – element de zidărie armată	120	125	24	36000	12,0	0,08
5.	EA4 – element de zidărie armată	120	125	24	45000	15,0	0,08

3.1.3 Măsurarea datelor experimentale

Înregistrarea comportării elementului experimental sub încărcări s-a realizat cu ajutorul unor dispozitive de măsurare a deformațiilor de tipul microcomparatoarelor cu o precizie de 1/100mm și cu ajutorul timbrelor tensometrice dispuse pe armături.

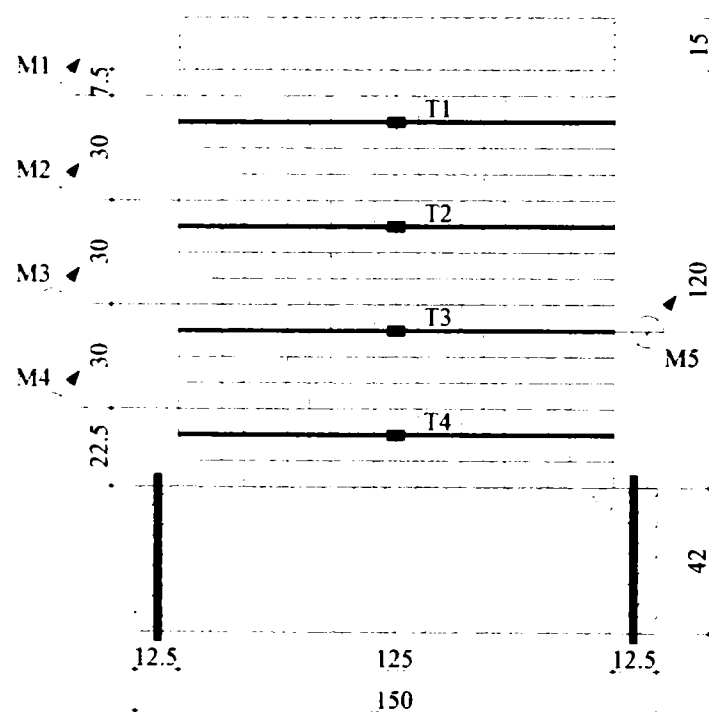


Fig. 3.4 – Dispunerea microcomparatoarelor și a timbrelor tensometrice pe elementul experimental

Microcomparatoarele notate cu M1-M5 și timbrele tensometrice T1-T4 au fost dispuse pe înălțimea elementelor conform fig. 3.4

Este de făcut precizarea că la două dintre elementele experimentale (ES și EA1) microcomparatorul M5 a lipsit iar timbrele tensiometrice n-au funcționat în totalitate la parametrii optimi în decursul unor încercărilor experimentale.

Forța verticală aplicată fiecărui element de zidărie în parte este constantă în decursul încercării. Forța orizontală este variabilă fiind aplicată în trepte de la 0 la valoarea maximă ce corespunde cedării elementului. Valoarea unei trepte de încărcare s-a stabilit la 1000daN. La fiecare treaptă de încărcare s-au efectuat citiri pe microcomparatoare și pe timbrele tensiometrice.

O vedere generală a standului experimental cu elementul pregătit pentru încercare este prezentat în fotografia următoare:



Foto 3.1 – Vedere generală a standului cu un element pregătit pentru încercare

3.2 DESFAȘURAREA ȘI REZULTATELE ÎNCERCĂRILOR EXPERIMENTALE

3.2.1 Elementul de zidărie simplă ES

Elementul ES este realizat din zidărie simplă (nearmată) de cărămidă plină în alcătuirea prezentată în paragraful precedent și anume având dimensiunile:

- lungimea $L=125$ cm (5 cărămizi)
- grosimea $D= 24$ cm (1 cărămidă)
- înălțimea $H=120$ cm (16 asize)

Elementul ES este prezentat gata pentru încercare în fotografia de mai jos:



Foto 3.2 – Elementul ES

Încercarea s-a derulat pentru o forță verticală constantă cu valoarea $P=18000$ daN. Această valoare raportată la aria secțiunii orizontale a elementului generează un efort unitar de compresiune σ_0 :

$$\sigma_0 = \frac{P}{A} = \frac{18000}{24 \times 125} = 6,0 \text{ daN/cm}^2$$

Forța orizontală aplicată conform principiului de încercare prezentat anterior este monoton crescătoare în trepte de câte 1000 daN până la valoarea maximă corespunzătoare ruperii elementului. Ruperea elementului produsă brusc și casant s-a înregistrat la o valoare a forței orizontale $P_{\max} = 12000$ daN. În prealabil la o forță de 5000 daN s-a produs fisurarea elementului în rost orizontal, fără însă ca acesta să cedeze la compresiune excentrică (fisura nu s-a deschis în mod evident)



Foto 3.3 – Modul de rupere a elementului ES

Înregistrările efectuate pe microcomparatoare pe parcursul încercării sunt date în tabelul 3.1, respectiv diagramele forță deplasare la nivelul fiecărui microcomparator sunt date în figura 3.5

Tabelul 3.2

P [daN]	Δ (mm)				Observații
	M1	M2	M3	M4	
1000	0,1	0,1	0,1	0	
2000	0,1	0,1	0,1	0	
3000	0,3	0,2	0,2	0	
4000	0,4	0,3	0,2	0	
5000	0,5	0,4	0,3	0	fisurare în rost rost orizontal
6000	0,7	0,5	0,3	0	
7000	0,9	0,7	0,4	0,1	
8000	1,2	0,9	0,6	0,2	
9000	1,5	1,1	0,8	0,3	
10000	2,2	1,6	1,1	0,4	
11000	2,8	2,2	1,4	0,6	
11900	3,6	2,8	1,8	0,8	
12000	6,7	5,2	3,4	1,6	cedare bruscă la eforturi principale de întindere în secțiune înclinată

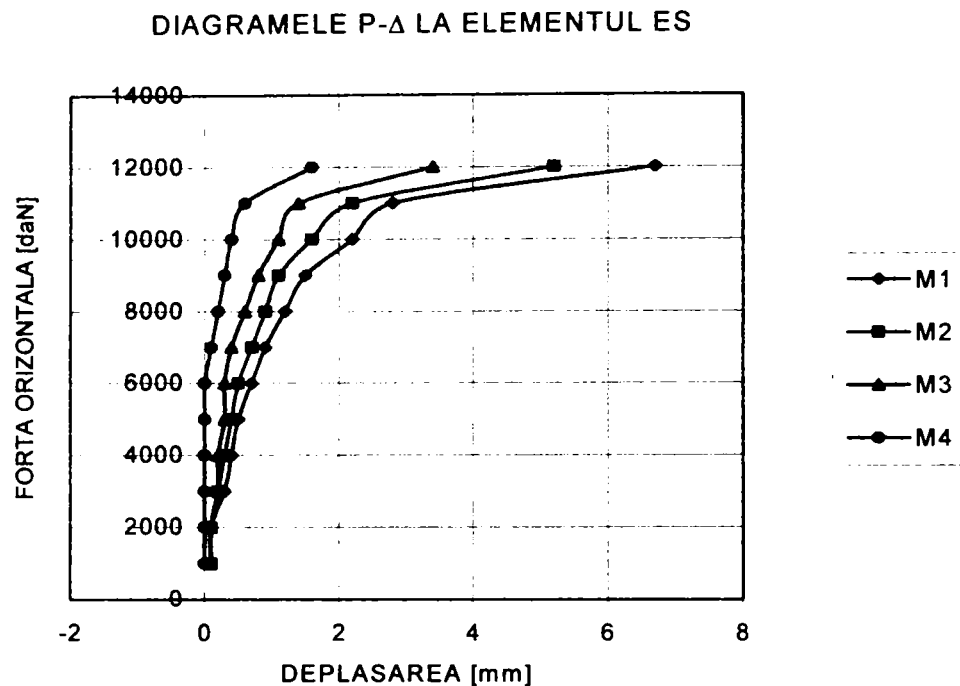


Fig. 3.5 – Diagramele P- Δ la elementul ES la nivelul fiecărui microcomparator

Câteva dintre concluziile ce se desprind în urma încercării elementului experimental ES și trasării diagramei P- Δ ar fi:

- Pentru valori ale forței orizontale între 0 și 5000daN, valoare la care apare fisurarea elementului în rost orizontal comportarea elementului este cvasi-elastică, deplasările pe orizontală menținându-se sub 1mm;
- Fisurarea rostului orizontal nu se amplifică, deci nu putem vorbi de cedarea peretelui la compresiune excentrică. De altfel nu s-a produs nici zdrobirea cărămizilor în zona comprimată, fenomen specific ruperii la compresiune excentrică;
- Pe intervalul 6000-11000daN al forței orizontale comportarea elementului poate fi caracterizată ca și elasto-plastică, deplasările orizontale amplificându-se;
- Până la 12000daN elementul de zidărie curge, deplasarea orizontală crește cu peste 100%;
- La atingerea valorii de 12000daN se produce ruperea bruscă a peretelui de zidărie în diagonală, ruperea fiind casantă dar totuși anunțată de amplificarea deplasărilor;
- Ruperea s-a produs prin mortar, într-o secțiune în ștrepi (scăriță), ceea ce sugerează că rezistența la întindere a mortarului este inferioară rezistenței la întindere a cărămizilor.

3.2.2 Elementul de zidărie armată EA1

Elementul EA1 este realizat similar ca elementul ES dar cu armătură în rosturile orizontale ale zidăriei tot la două asize, rezultând un coeficient de armare:

$$\mu = \frac{V_a}{V_z} = \frac{8 \times \left(2 \frac{3,14 \times 0,5^2}{4} + \sqrt{2} \frac{3,14 \times 0,4^2}{4} \right)}{24 \times 120} = 0,0016$$

Dimensiunile elementului rămân neschimbate și anume:

- lungimea L=125 cm (5 cărămizi)
- grosimea D= 24 cm (1 cărămidă)
- înălțimea H=120 cm (16 asize)

Pentru armarea zidăriei în rosturi orizontale s-au folosit armături speciale pentru zidărie de tip MURFOR ce s-au amplasat în rostul cu mortar conform fotografiei următoare:

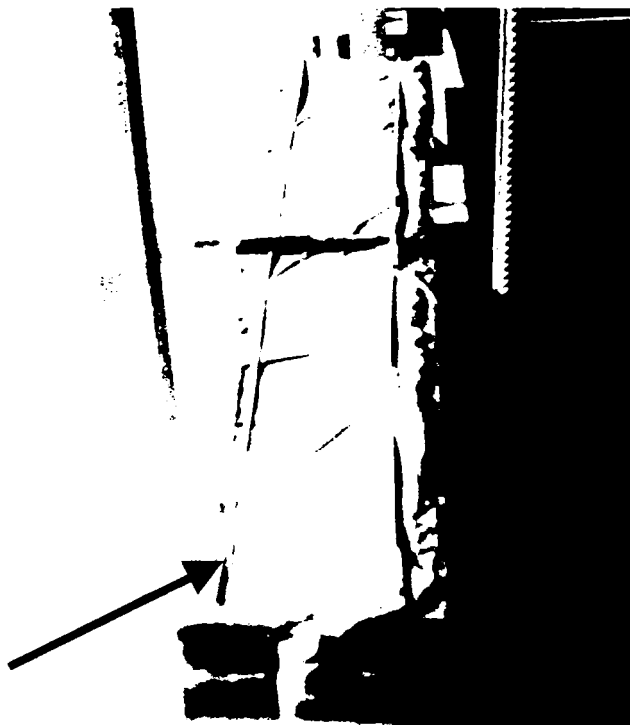


Foto 3.4 – Dispunerea armăturilor în rosturile orizontale

Elementul EA1 este prezentat imediat după terminarea execuției în imaginea de mai jos:



Foto 3.5 – Elementul EA1

Încercarea s-a derulat pentru o forță verticală constantă cu valoarea $P=18000\text{daN}$ similar cu elementul ES rezultând același efort unitar de compresiune σ_0 :

$$\sigma_0 = \frac{P}{A} = \frac{18000}{24 \times 125} = 6,0\text{daN/cm}^2$$

Forța orizontală aplicată similar în trepte de câte 1000daN . La o valoare a forței orizontale de 12000daN se produce desprinderea peretelui de fundație și deci cedarea elementului la moment încovoietor. Teoretic încercarea ar fi trebuit să se încheie admitând această valoare ca și forță de rupere.

Prezența armăturii în cantitate mare în element nu influențează capacitatea portantă a peretelui la compresiune excentrică dar face ca rezistența la eforturi principale de întindere în secțiune înclinată să fie mult mai mare decât la elementul din zidărie simplă. Datorită faptului că modul de realizare a încercării nu permite deplasarea liberă a elementului, în plan vertical nu se produce colapsul elementului din încovoiere. Din aceste motive s-a putut continua încercarea pentru obținerea ruperii la eforturi principale de întindere. Cantitatea mare de armătură dar și condițiile tehnice au oprit încercarea în jurul valorii forței orizontale de 21000daN fără a se obține ruperea în diagonală ci doar fisurarea evidentă din eforturi principale de întindere. Pentru următoarele elemente experimentale s-a decis reducerea coeficientului de armare la jumătate.

La valoarea forței orizontale de 20000daN se produce zdrobirea zidăriei în zona comprimată.



Foto 3.6 – Ruperea din compresiune excentrică la
P=12000daN



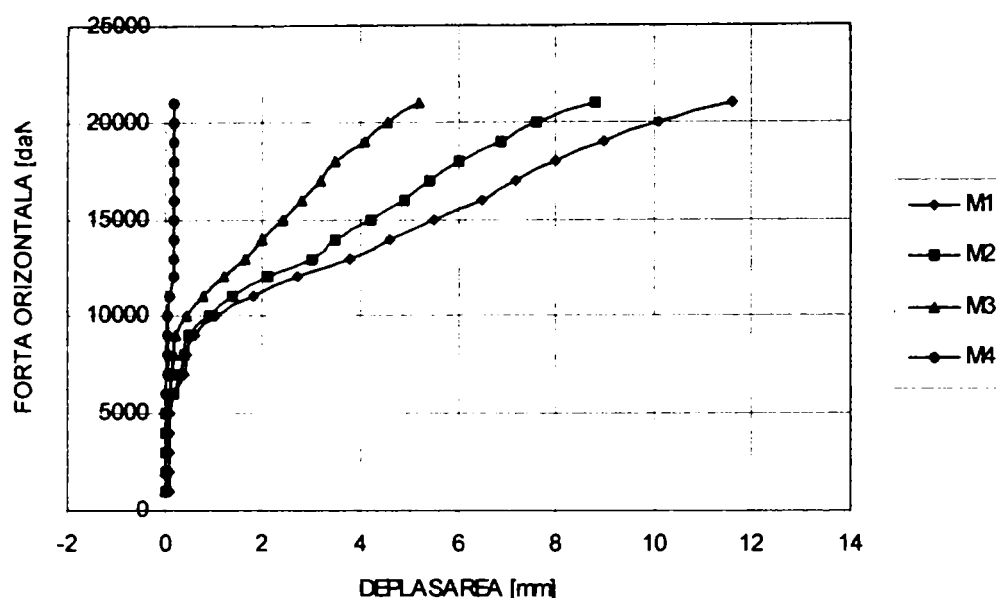
Foto 3.7 – Zdrobirea zidăriei în zona comprimată la
P=20000daN

Înregistrările efectuate pe microcomparatoare pe parcursul încercării sunt date în tabelul 3.3, respectiv diagramele forță deplasare la nivelul fiecărui microcomparator sunt date în figura 3.9

Tabelul 3.3

P [daN]	Δ (mm)				Observații
	M1	M2	M3	M4	
1000	0,1	0	0	0	
2000	0,1	0	0	0	
3000	0,1	0	0	0	
4000	0,1	0	0	0	
5000	0,1	0	0	0	fisurare în rost orizontal
6000	0,2	0,2	0,1	0	
7000	0,4	0,3	0,15	0,05	
8000	0,45	0,4	0,2	0,05	
9000	0,6	0,5	0,25	0,05	
10000	1,05	0,9	0,45	0,05	
11000	1,80	1,4	0,8	0,1	
12000	2,7	2,1	1,2	0,2	ruperea în rost orizontal pe fundație
13000	3,8	3,0	1,65	0,2	
14000	4,6	3,5	2,0	0,2	
15000	5,5	4,2	2,4	0,2	
16000	6,5	4,9	2,8	0,2	
17000	7,2	5,4	3,2	0,2	
18000	8,0	6,0	3,5	0,2	
19000	9,0	6,9	4,1	0,2	
20000	10,1	7,6	4,55	0,2	zdrobire cărămidă în zona comprimată
21000	11,6	8,8	5,2	0,2	
18000	15,5	11,8	7,2	0,3	apărut fisură din efort principal de întindere
19000	21,0	16,0	10,0	0,4	
20000	23,0	17,7	11,0	0,4	
21000	24,6	18,8	11,8	0,5	dezvoltarea de fisuri din eforturi principale de întindere
18000	34,0	27,8	19,4	3,45	

Contribuții la alcătuirea și calculul structurilor cu diafragme din zidărie

DIAGramele P- Δ LA ELEMENTUL EA1Fig. 3.6 – Diagramele P- Δ la elementul EA1 la nivelul fiecărui microcomparator

Concluzii privind încercarea elementului EA1:

- Comportarea elementului este cvasi-elastică se produce până în jurul valorii forței orizontale de 8000daN; timbrele tensiometrice înregistrează valori neînsemnate ale eforturilor în armături;
- Ruperea din compresiune excentrică prin desprinderea elementului de fundație în rost orizontal se produce la valoarea $P=12000\text{daN}$. Ruperea poate fi apreciată ca fiind ductilă (de fapt cu ductilitate limitată), deplasările fiind și ele mai mari decât la ES. În armături nu se înregistrează eforturi însemnate dar armătura contribuie la mărirea ductilității peretelui;
- La valoarea $P=20000\text{daN}$ se produce o zdrobire puternică a zidăriei în zona comprimată,;
- La valoarea $P=21000\text{daN}$ se dezvoltă fisuri din eforturi principale de întindere dar ruperea în diagonă nu se produce și din condiții tehnice date de cantitatea prea mare de armătură din alcătuirea elementului.

3.2.3 Elementul de zidărie armată EA2

La elementul EA2 s-a redus coeficientul de armare față de elementul precedent EA1 și anume:

$$\mu = \frac{V_a}{V_z} = \frac{4x \left(2 \frac{3,14 \times 0,5^2}{4} + \sqrt{2} \frac{3,14 \times 0,4^2}{4} \right)}{24 \times 120} = 0,0008$$

Cedarea la compresiune excentrică prin desprinderea rostului orizontal nu este influențată de procentul de armare, ci doar cedarea la eforturi principale de întindere. Acest lucru este important pentru elementul EA1 care s-ar fi rupt la aceeași valoare a forței chiar și cu un procent de armare mai mic, deci se pot compara elementele EA1 și EA2 chiar și cu procente de armare diferite. S-a redus procentul de armare doar pentru a obține și rupere la eforturi principale de întindere pentru elementele de zidărie armată.

Dimensiunile elementului rămân aceleași:

- lungimea L=125 cm (5 cărămizi)
- grosimea D= 24 cm (1 cărămidă)
- înălțimea H=120 cm (16 asize)

Elementul EA2 este prezentat gata pentru încercare în fotografia de mai jos:

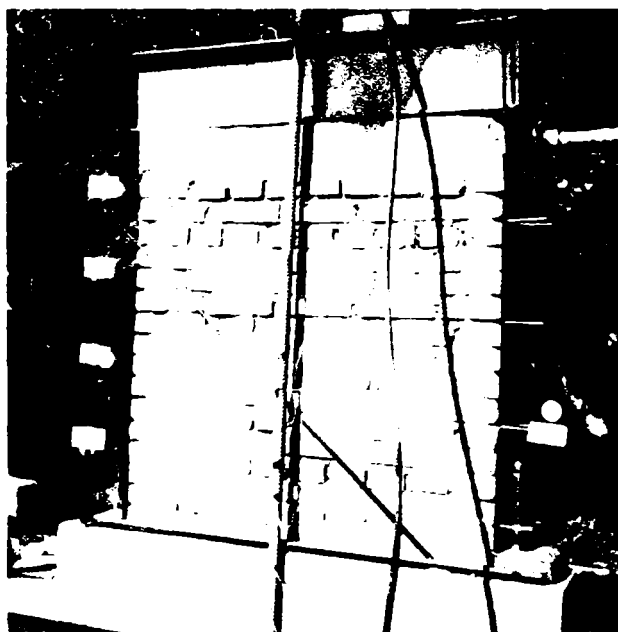


Foto 3.8 – Elementul EA2 pregătit pentru încercare

Încărcarea verticală constantă este în acest caz $P=24000\text{daN}$, diferită față de elementul EA1 tocmai pentru a se putea studia și influența forței verticale asupra capacității portante a elementului de zidărie.

Valoarea efortului unitar de compresiune este în acest caz:

$$\sigma_0 = \frac{P}{A} = \frac{24000}{24 \times 125} = 8,0 \text{ daN/cm}^2$$

Forța orizontală este de asemenea aplicată în trepte de câte 1000daN până la valoarea maximă. La o valoare a forței orizontale $P = 15000\text{daN}$ s-a produs, datorită încovoierii, deschiderea celui de-al treilea rost orizontal (rost fără armătură) iar imediat la $P = 16000\text{daN}$ fisura în rost s-a dezvoltat puternic stabilind în fond cedarea elementului.



Foto 3.9 –Elementul EA2 după încercare

Datorită blocării deplasării verticale a peretelui s-a putut continua încărcarea cu forță orizontală a peretelui. La valoarea forței $P = 22000\text{daN}$ apare brusc o fisură din eforturi principale de întindere între rostul al treilea desprins și baza peretelui. În fisură se observă ruperea armăturii din rostul al doilea .

Înregistrările efectuate pe microcomparatoare pe parcursul încercării sunt date în tabelul 3.1, respectiv diagramele forță deplasare la nivelul fiecărui microcomparator sunt date în figura 3.5

Tabelul 3.4

P [daN]	Δ (mm)					Observații
	M1	M2	M3	M4	M5	
1000	0	0	0,2	0	0,2	
2000	0,2	0,1	0,2	0	0,2	
3000	0,4	0,2	0,4	0,1	0,2	
4000	0,5	0,3	0,5	0,2	0,4	
5000	0,6	0,4	0,6	0,2	0,4	
6000	0,7	0,4	0,7	0,2	0,5	

7000	0,7	0,5	0,7	0,3	0,5	
8000	0,8	0,5	0,8	0,3	0,5	fisurare în rost orizontal
9000	0,9	0,5	0,8	0,3	0,6	
10000	0,9	0,5	0,8	0,3	0,6	
11000	1,0	0,6	0,8	0,3	0,6	
12000	1,1	0,6	0,8	0,3	0,6	
13000	1,4	0,8	0,9	0,4	0,6	
14000	1,8	1,0	1,1	0,5	0,2	
15000	2,5	1,4	1,4	0,5	-0,5	dezvoltare fisură în rost orizontal din încovoiere
16000	3,2	3,5	2,8	1,2	-3,0	ruperea elementului la încovoiere
17000	3,3	9,3	6,5	2,9	-10,0	
18000	5,0	9,8	7,5	3,7	-13,5	
19000	6,2	10,1	8,0	4,0	-15,5	
20000	7,4	11,1	8,6	4,3	-16,0	
21000	10,5	13,0	9,5	4,3	-18,0	
22000	14,5	16,0	12,0	4,4	-20,6	fisură din eforturi principale de întindere cu ruperea armăturii
17000	15,2	17,1	13,3	5,2	15,2	
0	9,7	10,1	7,2	4,4	9,7	descărcare

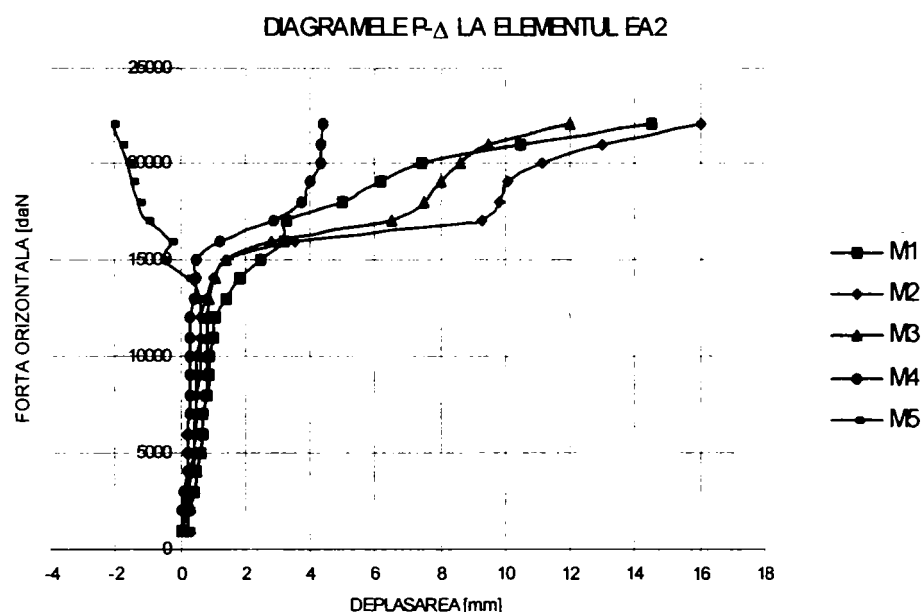


Fig. 3.7 – Diagramele P- Δ la elementul EA2 la nivelul fiecărui microcomparator

Concluzii privind încercarea elementului EA2:

- Comportarea elementului cvasi-elastică conform diagramele din figura de mai sus se poate considera până în jurul valorii forței orizontale de 13000daN, valoare superioară elementului EA1.
- Ruperea din încovoiere prin desprinderea elementului de fundație în rost orizontal se produce la valoarea P=16000daN față de EA1 ce se rupe la 12000daN. Ruperea poate fii apreciată ca fiind ductilă crescând de asemenea deplasările față de EA1.

Contribuții la alcătuirea și calculul structurilor cu diafragme din zidărie

- La valoarea $P=22000\text{daN}$ se produce ruperea în fisură diagonală din eforturi principale de întindere, acest fenomen fiind forțat de blocarea deplasărilor datorită alcătuirii standului de încercare. Armătura contribuie la preluarea eforturilor de întindere constatându-se ruperea armăturii.
- Valoarea forței verticale influențează vizibil comportarea elementului de zidărie, lucru constatat din comparația cu elementul EA1. Valoarea forței la care se produce ruperea în rost orizontal crește o dată cu creșterea forței verticale și implicit a efortului unitar de compresiune.

3.2.4 Elementul de zidărie armată EA3

La elementul EA3 coeficientul de armare s-a păstrat idenic ca și la elementul EA2 și anume:

$$\mu = \frac{V_a}{V_z} = \frac{4x \left(2 \frac{3,14 \times 0,5^2}{4} + \sqrt{2} \frac{3,14 \times 0,4^2}{4} \right)}{24 \times 120} = 0,0008$$

Dimensiunile elementului rămân aceleași:

- lungimea $L=125$ cm (5 cărămizi)
- grosimea $D= 24$ cm (1 cărămidă)
- înălțimea $H=120$ cm (16 asize)

Elementul EA3 este prezentat mai jos:



Foto 3.10 – Elementul EA3

Încărcarea verticală constantă este în acest caz $P=36000\text{daN}$ mai mare decât la elementele EA1 și EA2.

Valoarea efortului unitar de compresiune este:

$$\sigma_0 = \frac{P}{A} = \frac{36000}{24 \times 125} = 12,0 \text{ daN/cm}^2$$

Forța orizontală este ca de obicei aplicată în trepte de câte 1000daN .

Ruperea elementului la compresiune excentrică prin deschiderea rostului orizontal s-a produs la valoarea forței orizontale $P=23000\text{daN}$.

Continuând încărcarea se produce și ruperea în diagonală la eforturi principale de întindere la valoarea $P=30000\text{daN}$. Ruperea diagonală s-a produs brusc prin cărămidă, mortar și armătură. Au cedat cele trei armături de sus din element iar armătura de la bază a fost puternic deformată. În fotografia de mai jos se vede ruperea în diagonală a elementului.



Foto 3.11 – Elementul EA3 după încercare

Ruperea diagonală a fost precedată de o puternică zdrobire a zonei comprimate cum se observă în detaliu în foto 3.12. Fotografia 3.13 scoate în evidență ruperea armăturii din rostul orizontal.

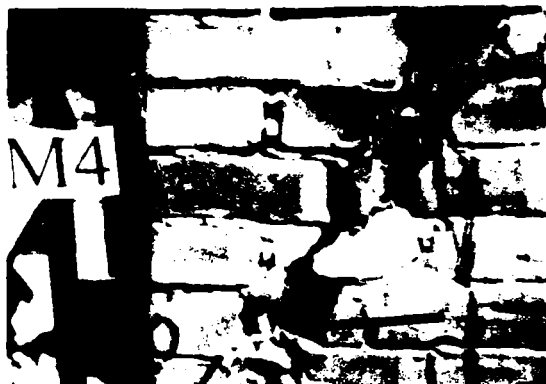


Foto 3.12 – Detaliu zdrobire zona comprimată



Foto 3.13 – Detaliu rupere armătură 2

Înregistrările efectuate pe microcomparatoare sunt date în tabelul 3.5.

Tabelul 3.5

P [daN]	Δ (mm)					Observații
	M1	M2	M3	M4	M5	
0	0	0	0	0	0	
1000	0	0	0	0	0	
2000	0	0	0	0	0	
3000	0	0	0	0	0	
4000	0	0,5	0	0	0	
5000	1	0,5	0	0	0	
6000	1	0,5	0	0	0	
7000	1,5	1	0,5	0	0	
8000	2	1,5	1	0	0	
9000	2	1,5	1	0	0	fisurare în rost orizontal
10000	2,5	2	1	0	0	
11000	3	2,5	1	0	0	
12000	3	2,5	1,5	0	0	
13000	4	3	1,5	0	0	
14000	4	3,5	2	0	0	
15000	4,5	4	2	0	0	
16000	5	4,5	2,5	0	0	
17000	5,5	5	3	0	0	
18000	6	5,5	3	0	0	
19000	7	7	3,5	0	0	
20000	7,5	7	4	0	0	
21000	8,5	7,5	4	0	0	
22000	10,5	9,5	4,5	0	-2,5	
23000	11,5	10,5	6,5	0	-4,5	Deschidere pronunțată a rostului orizontal
24000	19	16,5	10	0	-11,5	
25000	23	19,5	13	0	-16	
26000	29	24,5	15	0	-22	
27000	34	29	18	0	-27,5	
28000	41,5	35,5	22	0	-37	
29000	52	43,5	28	0	-47	Zdrobirea zonei comprimate
30000	83	69,5	45	12	-62	Rupere prin fisură în diagonală
0	94	74	54	27	-41	

Diagramele forță-deplasare la nivelul fiecărui microcomparator sunt date în figura 3.8

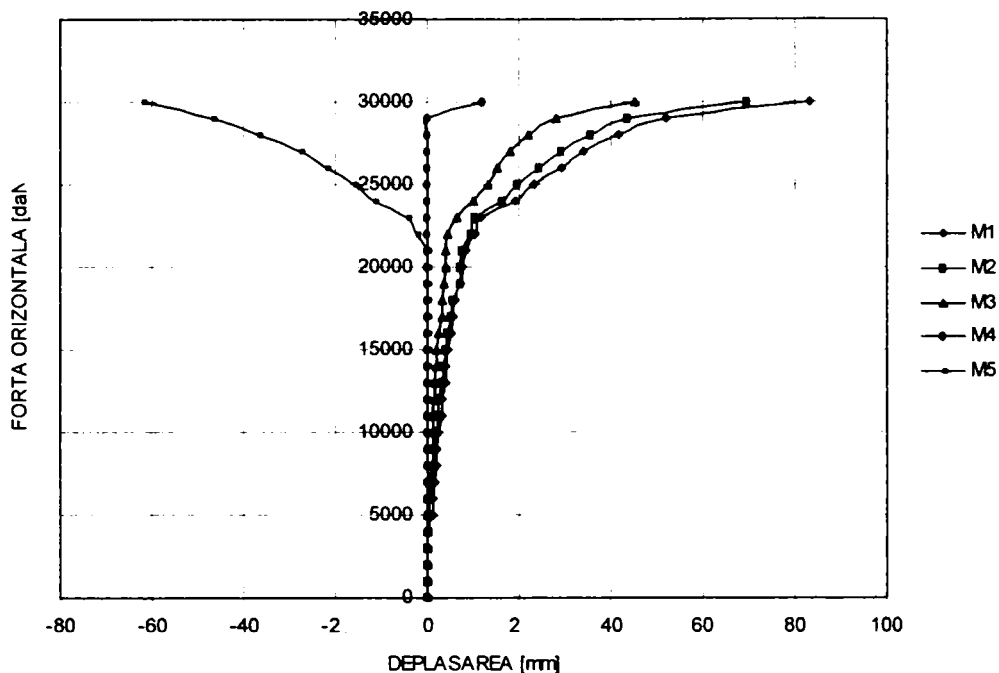


Fig. 3.8 – Diagramele P-Δ la elementul EA3 la nivelul fiecărui microcomparator

La elementul EA3 au fost înregistrate valorile deformațiilor specifice în armături cu ajutorul timbrelor tensiometrice. Valorile eforturilor în armături se obțin înmulțind deformațiile specifice ϵ cu modulul de elasticitate al oțelului $E=2,1 \times 10^6$. Eforturile la diferite trepte de încărcare pentru toate cele patru armături sunt date în tabelul 3.6.

Tabelul 3.6

P [daN]	σ [daN/cm ²]			
	Armatura 1	Armatura 2	Armatura 3	Armatura 4
0	0	0	0	0
1000	-157,5	-168	-210	-126
2000	-157,5	-168	-210	-126
3000	-126	-147	-210	-126
4000	-105	-147	-210	-126
5000	-105	-126	-189	-105
6000	-42	-105	-147	-63
7000	-21	-63	-105	-31,5
8000	63	-21	-42	21
9000	63	-84	-21	-21
10000	672	231	357	294
11000	735	651	777	693
12000	840	756	1176	777
13000	882	777	1260	840
14000	861	588	1260	735
15000	1134	693	882	924
16000	1449	1197	1974	1260
17000	1428	1197	2037	1344
18000	1428	1050	2079	1281
19000	1344	1008	2142	1260

20000	1428	1176	2373	1386
21000	1491	1197	2541	1449
22000	1638	1407	2688	1512
23000	1932	1701	3402	1743
24000	2037	2121	4074	2163
25000	2499	2541	4347	2394
26000	3003	2793	4725	3003
27000	3192	2982	5061	3213
28000	3927	3318	5964	3759
29000	4242	3612	6321	4578

Valoarea maximă obținută pentru efortul unitar din armături este $\sigma=6321\text{daN/cm}^2$ la valoarea $P=29000\text{daN}$, menționând că la valoarea maximă $P=30000\text{daN}$ nu au putut fi făcute citiri concludente. Graficele variației eforturilor în armături cu creșterea forței orizontale sunt date în figura următoare:

Valorile eforturilor în armături la elementul EA3

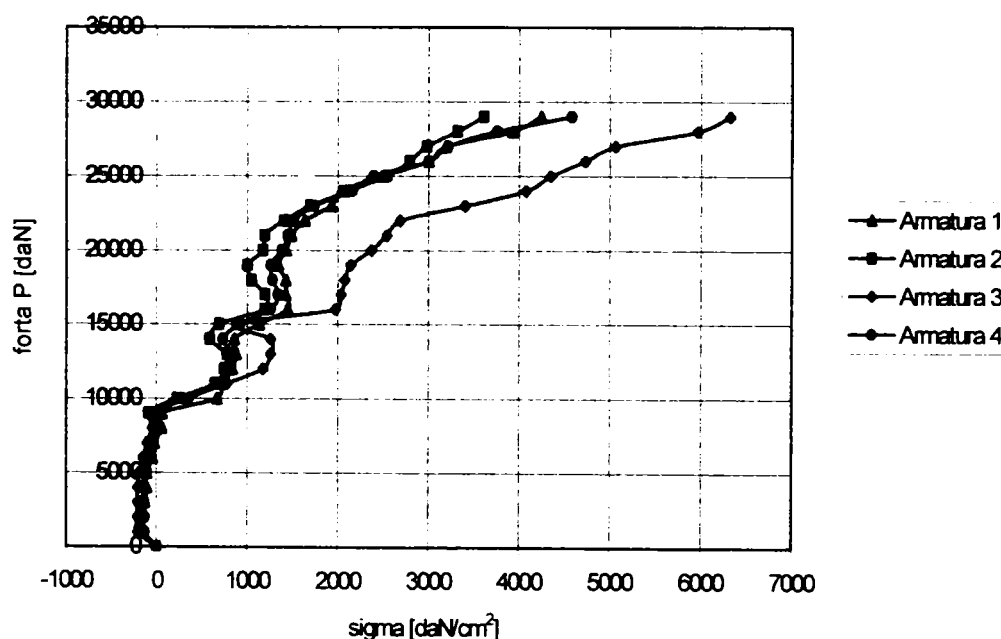


Fig. 3.9 – Graficele eforturilor în armături la elementul EA3

Concluzii privind încercarea elementului EA3:

- Comportarea elementului cvasi-elastică conform diagramelor din figura 3.8 se poate considera până în jurul valorii forței orizontale de 2100daN și aceasta modificând față de elementul EA2 doar valoarea forței verticale ;
- Ruperea din compresiune excentrică prin desprinderea elementului de fundație în rost orizontal se produce la valoarea $P=2300\text{daN}$ și această valoare superioară față de EA1 și EA2.
- La valoarea $P=30000\text{daN}$ se produce ruperea în fisură diagonală din eforturi

principale de întindere, acest fenomen fiind forțat de blocarea deplasărilor datorită alcătuirii standului de încercare. Armătura contribuie la preluarea eforturilor de întindere constatându-se ruperea armăturilor mai puțin prima de la baza peretelui.

- Valoarea forței verticale influențează vizibil comportarea elementului de zidărie, deci valoarea forței la care se produce ruperea în rostul orizontal este determinată în principal de forța verticală și deci implicit a efortului unitar de compresiune.

3.2.5 Elementul de zidărie armată EA4

La elementul EA4 coeficientul de armare s-a păstrat idenic ca și la elementele EA2 și EA3 și anume:

$$\mu = \frac{V_a}{V_z} = \frac{4x \left(2 \frac{3,14x0,5^2}{4} + \sqrt{2} \frac{3,14x0,4^2}{4} \right)}{24x120} = 0,0008$$

Dimensiunile elementului rămân aceleași:

- lungimea L=125 cm (5 cărămizi)
- grosimea D= 24 cm (1 cărămidă)
- înălțimea H=120 cm (16 asize)

Încercarea verticală constantă este în acest caz P=45000daN mai mare decât la elementele EA1, EA2 și EA3.

Valoarea efortului unitar de compresiune este:

$$\sigma_0 = \frac{P}{A} = \frac{45000}{24x125} = 15,0 \text{ daN/cm}^2$$

Forța orizontală este ca de obicei aplicată în trepte de câte 1000daN.

Ruperea elementului la compresiune excentrică prin deschiderea rostului orizontal s-a produs la valoarea forței orizontale P=27000daN.

Continuând încărcarea se produce și ruperea în diagonală la eforturi principale de întindere la valoarea P=32000daN. Ruperea diagonală s-a produs brusc prin cărămidă, mortar și armătură. Au cedat cele trei armături de sus din element iar armătura de la bază a fost puternic deformată.

În fotografia de mai jos se vede ruperea în diagonală a elementului.



Foto 3.13 – Elementul EA4 după încercare

Înregistrările efectuate pe microcomparatoare sunt date în tabelul 3.5.

Tabelul 3.5

P [daN]	Δ (mm)					Observații
	M1	M2	M3	M4	M5	
0	0	0	0	0	0	
1000	0	0	0	0	0	
2000	0	0	0	0	0	
3000	0	0	0	0	0	
4000	0	0	0	0	0	
5000	0	0	0	0	0	
6000	0,5	0	0	0	0	
7000	0,5	0	0	0	0	
8000	0,5	1	0	0	0	
9000	0,5	1	0	0	0	
10000	0,5	1	0	0	0	
11000	0,5	1,5	0	0	0	
12000	1	2	0	0	-1	fisurare în rost orizontal
13000	1	2,5	0	0	-1	
14000	1	3	0	0	-1	
15000	2	4	1	0	-1	
16000	2	4	1	0	-1	
17000	3	5	1	0	-1	
18000	3	5	1	0	-1	
19000	3	6	1	0	-1,5	
20000	4	6	2	0	-2	
21000	5	7	2	0	-2	
22000	6	7,5	2	0	-2	
23000	7	8	2	0	-2	
24000	13	9	2,5	0	-3	

Contribuții la alcătuirea și calculul structurilor cu diafragme din zidărie

25000	18	10	3	0	-3	
26000	23	20	9	1	-5	
27000	27	22	11	1	-5	Deschidere pronunțată a rostului orizontal
28000	29	26	13	1	-6	
29000	32	28	14	2	-7	
30000	38	36	20	2	-11	
31000	45	40	28	2	-17	Zdrobirea zonei comprimate
32000	67	50	45	2	-26	Rupere prin fisură în diagonală

Diagramele forță-deplasare la nivelul fiecărui microcomparator sunt date în figura 3.10

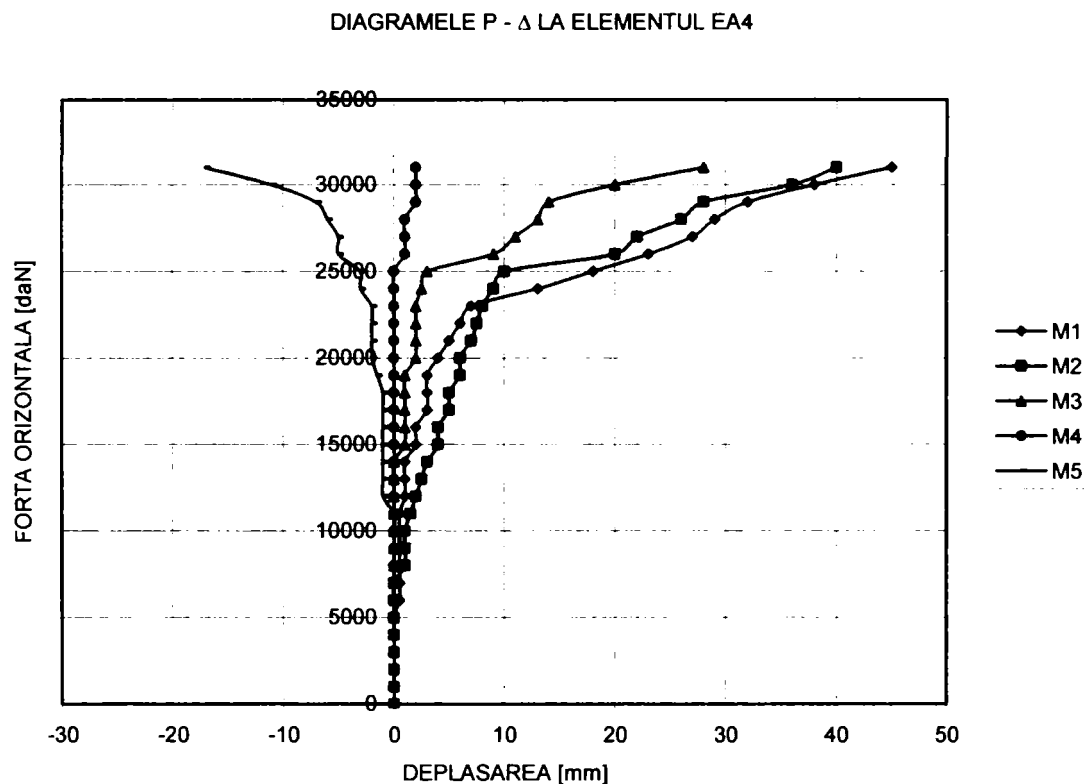


Fig. 3.10 – Diagramele P-Δ la elementul EA4 la nivelul fiecărui microcomparator

Și la elementul EA4 au fost înregistrate valorile deformațiilor specifice în armături cu ajutorul timbrelor tensiometrice, valorile eforturilor în armături obținându-se prin înmulțirea deformațiile specifice ε cu modulul de elasticitate al oțelului $E=2,1 \times 10^6$. Eforturile unitare pentru toate cele patru armături sunt date în tabelul 3.6.

Tabelul 3.6

P [daN]	σ [daN/cm ²]			
	Armătura 1	Armătura 2	Armătura 3	Armătura 4
0	0	0	0	0
1000	0	0	0	0
2000	210	840	-420	0
3000	252	630	-231	-210
4000	42	-210	-315	-231

5000	21	-378	-420	-483
6000	63	-210	-378	-168
7000	0	-378	-420	-210
8000	-21	-420	-420	-189
9000	0	-378	-420	-231
10000	21	-231	-420	0
11000	0	-378	-399	-21
12000	0	-315	-483	0
13000	0	-420	-441	21
14000	-273	-378	-420	42
15000	-105	-420	-420	42
16000	-189	-252	-420	210
17000	-273	-231	-399	252
18000	-252	-210	-399	588
19000	-210	-147	-336	630
20000	-210	189	-105	1071
21000	-168	420	0	1260
22000	-210	651	-105	1575
23000	-231	987	21	1680
24000	-273	1827	210	2100
25000	-168	2058	609	2520
26000	420	2940	630	4032
27000	630	3360	630	4830
28000	840	4410	1050	7140
29000	2100	4830	3780	8190

Valoarea maximă înregistrată pentru efortul unitar din armături este $\sigma=8190\text{daN/cm}^2$ la valoarea $P=29000\text{daN}$, menționând că peste aceasta nu au putut fi făcute citiri concludente. Graficele variației eforturilor în armături cu creșterea forței horizontale sunt date în figura următoare:

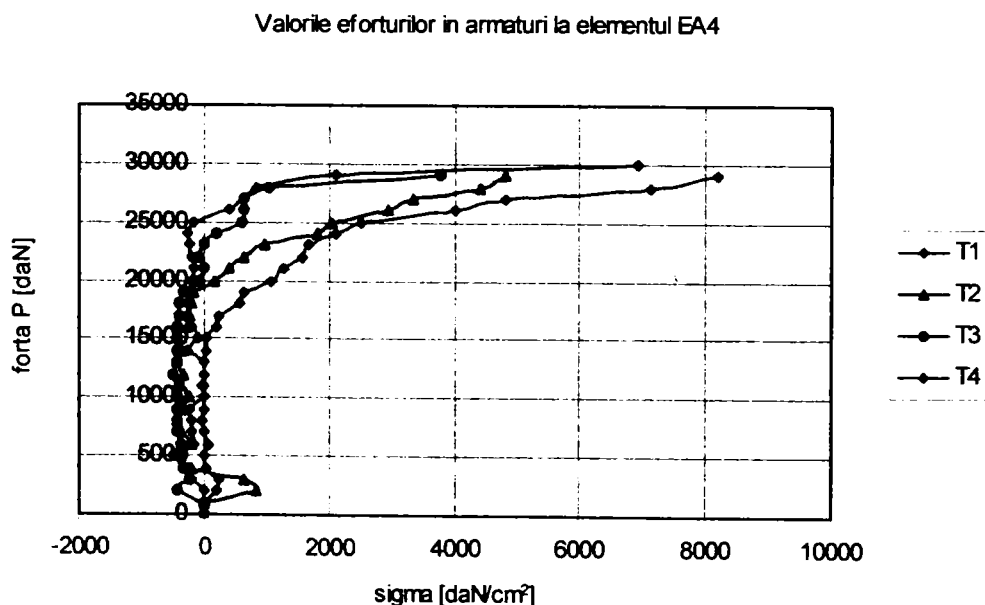


Fig. 3.11 – Graficele eforturilor în armături la elementul EA4

Concluzii privind încercarea elementului EA4:

- Comportarea elementului cvasi-elastică conform diagramelor din figura 3.8 poate fi considerată până în jurul valorii forței orizontale de 12000daN și aceasta modificând față de elementele EA2 și EA3 doar valoarea forței verticale ;
- Ruperea la compresiune excentrică prin desprinderea elementului de fundație în rost orizontal se produce la valoarea $P=27000\text{daN}$ și această valoare superioară față de EA1 EA2 și EA3.
- La valoarea $P=32000\text{daN}$ se produce ruperea în fisura diagonală din eforturi principale de întindere, acest fenomen fiind forțat de blocarea deplasărilor datorită alcătuirii standului de încercare.
- Valoarea forței verticale influențează vizibil comportarea elementului de zidărie, deci valoarea forței la care se produce ruperea în rostul orizontal este determinată în principal de forța verticală și deci implicit a efortului unitar de compresiune.

3.2.6 Câteva comparații între rezultatele obținute pe elementele de zidărie

În tabelul următor se prezintă sintetic rezultatele obținute pe cale experimentală:

Este de menționat că citirile în timpul derulării încercărilor nu s-au putut efectua cu o precizie mai mare decât 1000daN, deci se admit erori din acest punct de vedere.

Tabelul 3.7

Nr. crt	Element	Forța verticală [daN]	Efort de compresiune [daN/cm ²]	Forța orizontală capabilă [daN]	Efort tangențial capabil [daN/cm ²]	Forța orizontală capabilă în secțiune diagonală [daN]
1.	ES	18000	6,0	12000	4,0	12000
2.	EA1	18000	6,0	12000	4,0	21000
3.	EA2	24000	8,0	16000	5,33	22000
4.	EA3	36000	12,0	23000	7,67	30000
5.	EA4	45000	15,0	27000	9,00	32000

Efortul tangențial capabil s-ar defini ca raportul dintre forța orizontală capabilă și aria secțiunii elementului ($b \times D = 24 \times 125 = 3000\text{cm}^2$):

$$\tau_c = \frac{P_c}{b \cdot D}$$

O primă comparație se poate face între elementele ES (zidărie simplă) și EA1 (zidărie armată) punând în evidență aportul armării în rost orizontal asupra capacității portante a elementului, asupra modului de cedare și asupra capacității de deformare a peretelui.

Se constată în primul rând că nu se modifică esențial capacitatea portantă a elementului de zidărie armată față de cel de zidărie simplă (aprox. 12000daN), dar este esențial de constatat schimbarea modului de cedare (rupere fragilă la ES respectiv rupere ductilă la EA1). Evident caracterul ductil este dat de prezența armăturii.

Constatăm de altfel și creșterea capacității portante în secțiune înclinată la EA1 față de ES, lucru datorat evident tot armăturii ce contribuie cu pondere importantă la creșterea rezistenței zidăriei la eforturi principale de întindere. Putem afirma că zidăria armată în rosturi orizontale se comportă similar cu o zidărie simplă cu rezistențe la eforturi principale de întindere mult mai mari decât zidăria simplă.

Comparația între capacitățile de deformare poate fi evidențiată de graficele P- Δ pentru microcomparatorul de la partea superioară a elementului (M1).

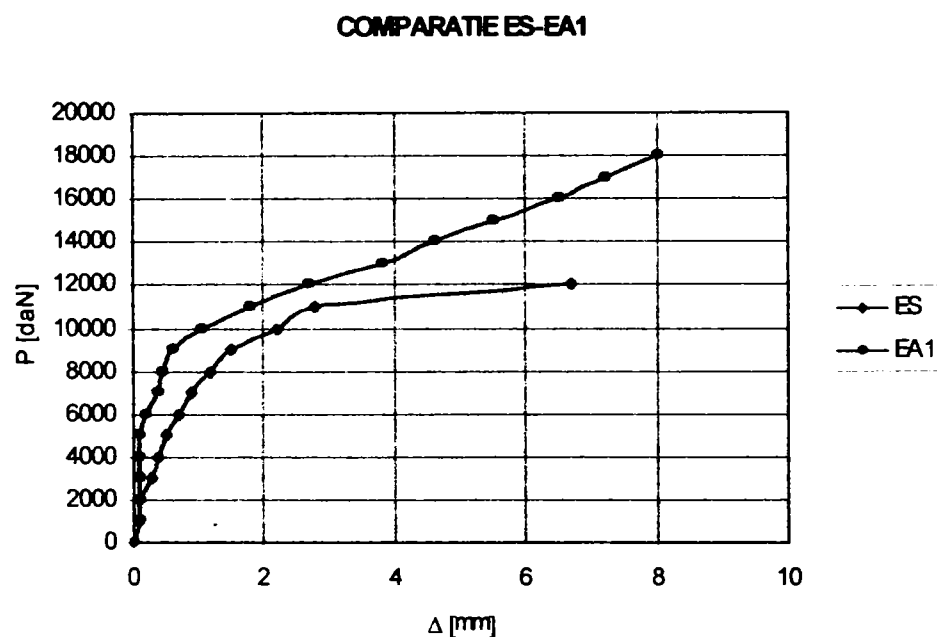


Fig. 3.12 – Înregistrările pe microcomparatorul M1 la elementele ES și EA1

Se observă că la aceeași treaptă de încărcare zidăria armată se deformează mai puțin decât zidăria simplă.

Graficul similar comparând de data aceasta elementele de zidărie armată (EA1, EA2, EA3) este reprezentat în figura 3.11

De data aceasta în domeniul cvasielasic elementul EA1 cu procentul de armare cel mai mare se deformează mai puțin la aceeași treaptă de încărcare și nu elementul EA3 ce

este încărcat cu forța verticală cea mai mare.

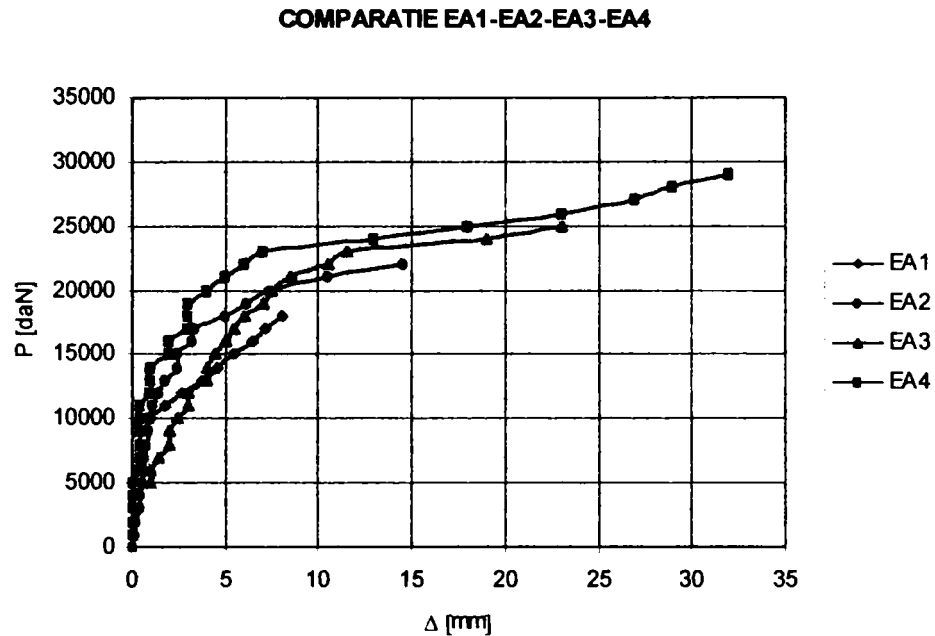


Fig. 3.13 – Înregistrările pe microcomparatorul M1 la elementele EA1, EA2, EA3 și EA4

Pentru studiul comparativ între elementele de zidărie armată (EA1, EA2, EA3, EA4), privind influența efortului unitar de compresiune inițial din element asupra capacității portante a elementului, se va reprezenta un grafic ce are pe abscisă efortul unitar inițial de compresiune iar pe ordonată efortul tangențial capabil definit mai sus. Această diagramă se va numi curba de interacțiune σ_0 - τ_c .

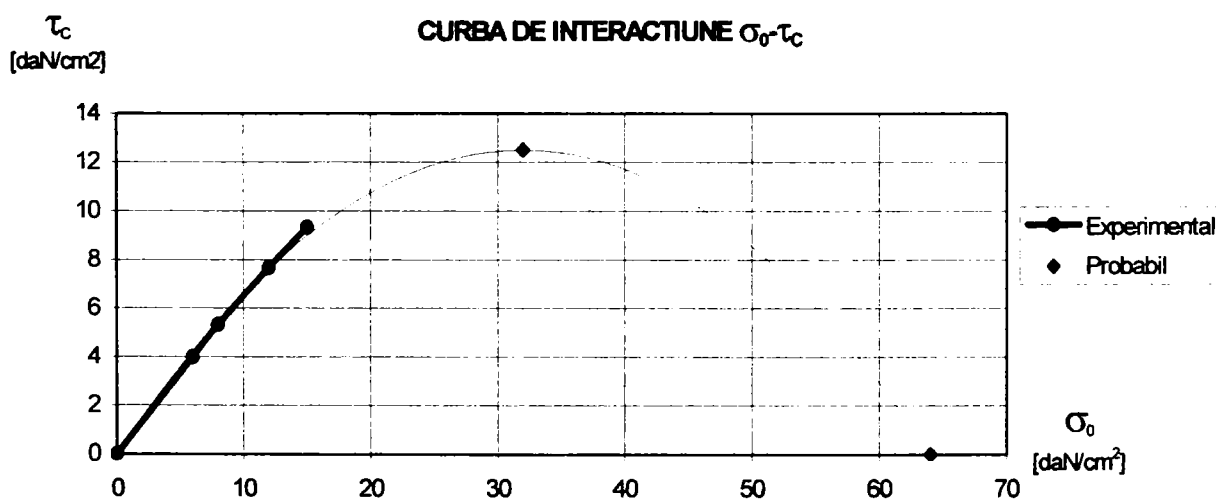
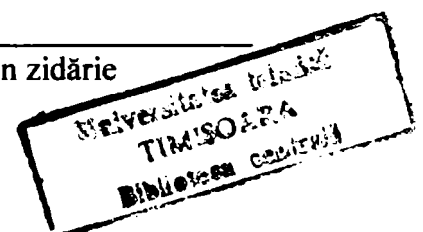


Fig. 3.14 - Curba de interacțiune σ_0 - τ_c .

Se intuiește că această curbă completă are forma parabolică din figura 3.10 iar rezultatele experimentale confirmă acest lucru pe porțiunea din curbă acoperită.

Contribuții la alcătuirea și calculul structurilor cu diafragme din zidărie



Trasarea intuitivă a curbei teoretice probabile se bazează și pe concluzia evidentă că la o valoare maximă a efortului unitar de compresiune egală cu rezistența la compresiune a zidăriei capacitatea portantă a peretelui la sarcini orizontale este nulă.

În literatura de specialitate găsim trasată această curbă pentru un perete de zidărie simplă pe baza relațiilor analitice din teoria elasticității de către Tassios [38], [39].

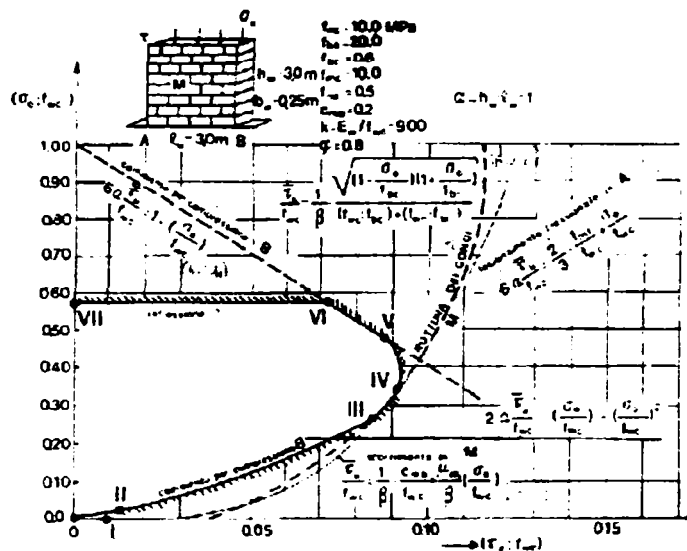


Fig. 3.13 - Curba de interacțiune obținută analitic de Tassios

De asemenea se regăsește trasată această curbă și experimental după încercările lui Jolley [16], apropierea de forma parabolică fiind de data aceasta și mai evidentă.

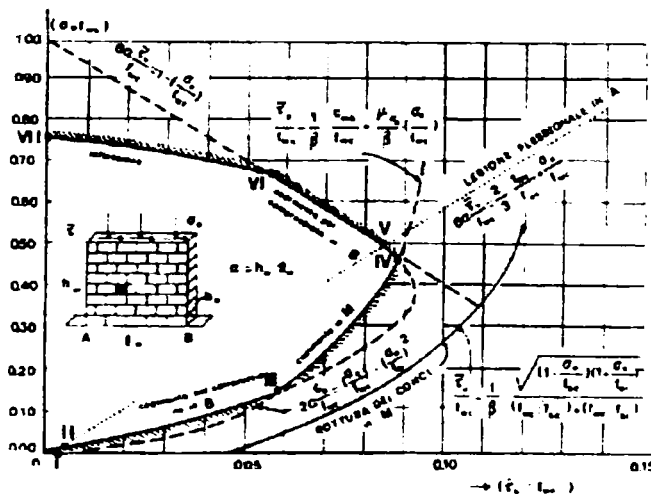


Fig. 3.14 - Curba de interacțiune după încercări experimentale ale lui Jolley

În capitolul următor se pune problema trasării teoretice a acestei diagrame folosind mai multe metode (calcul sintetic pe baza relațiilor din MP001-96 și analitic cu elemente finite), iar rezultatele obținute confirmă ipoteza de mai sus.

3.3 STABILIREA PE CALE EXPERIMENTALĂ A CARACTERISTICILOR MECANICE ALE ELEMENTELOR DE ZIDĂRIE ÎNCERCATE

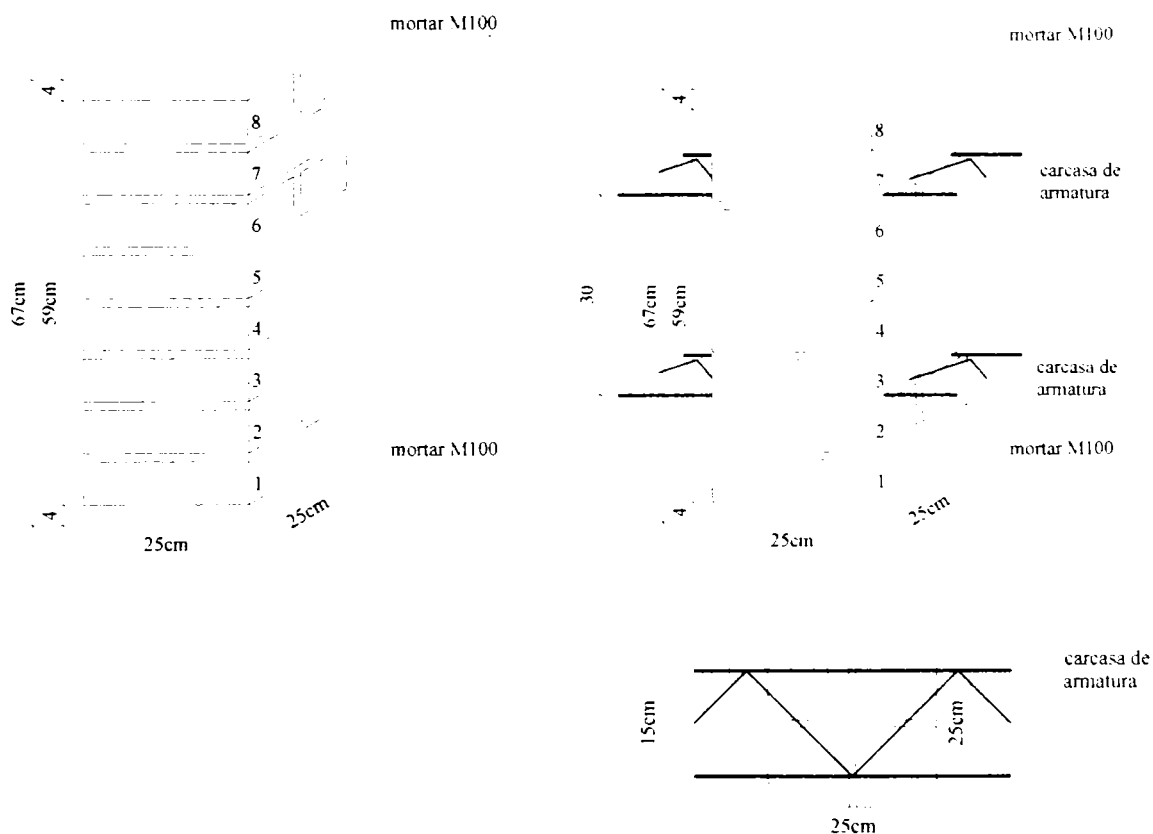
3.3.1 Determinarea rezistenței de rupere la compresiune și a modului de elasticitate

Aprecierea rezistenței la compresiune de rupere a elementelor experimentale de zidărie s-a făcut încercând la sarcini verticale de compresiune stâlpișori executați din același material ca și elementele experimentale (cărămidă, mortar, armătură).

S-au efectuat determinări pe două tipuri de elemente:

- două elemente identice din zidărie simplă notate Ss1 și Ss2 ;
- două elemente identice din zidărie armată notate Sa1 și Sa2.

Cantitatea de armătură s-a stabilit astfel încât coeficientul de armare să fie de 8,0%, similar cu a pereților de zidărie încercați. Pentru aceasta în cele 8 asize ale stâlpișorilor s-au dispus două armături de tip MURFOR (fig 3.15b). Stâlpișorii de zidărie simplă au de asemenea 8 asize (fig 3.15a).



a) – prisma de zidărie simplă

b) – prisma de zidărie armată

Fig. 3.15 – Prisme pentru determinarea caracteristicilor de calcul ale zidăriei

Aria efectivă a stâlpișorilor este cu aproximație:

$$A = 24 \times 24 = 576 \text{ cm}^2$$

Înălțimea stâlpișorilor rezultă din grosimea celor opt rânduri de cărămidă de 60cm aproximativ.

Procentul de armare a stâlpișorilor din zidărie armată rezultă din relația:

$$\mu_s = \frac{V_a}{V_z} = \frac{2 \times \left(2 \frac{3,14 \times 0,5^2}{4} + \sqrt{2} \frac{3,14 \times 0,4^2}{4} \right)}{24 \times 60} = 0,008 = 8\%$$

Modulul elasto-plastic al zidăriei s-a determinat pe aceleași epruvete din zidărie solicitate la compresiune cu ajutorul preseii universale de 10t (foto 3.14).

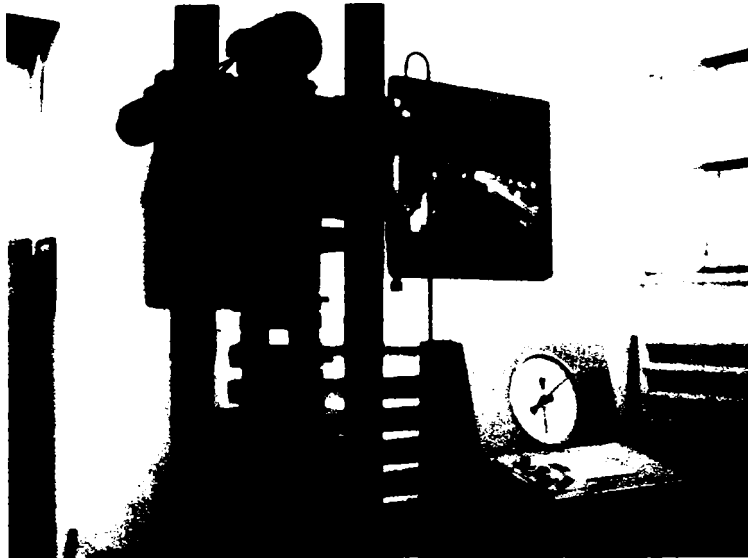


Foto 3.14 – Presa universală de 10t

Pentru înregistrarea deformațiilor se folosesc două microcomparatoare cu precizia 1/100 montate pe epruvetă cu ajutorul unor juguri metalice (foto 3.17). Jugurile se montează la distanța de 250mm. Încărcarea epruvetei se face în trepte de încărcare de mărime constantă de 1000 daN. Determinarea modulului elasto-plastic s-a făcut introducând prelucrarea datelor experimentale pentru trepte de încărcare din 5000 în 5000daN pentru efectuarea corecției citirilor.

Forțele verticale de rupere ale stâlpișorilor sunt sintetizate în tabelul următor:

Tabelul 3.8

Stâlpișor		Forțele verticale de rupere [daN]	Media determinărilor [daN]	Aria secțiunii [cm ²]	Rezistența la compresiune [daN/cm ²]
Zidărie simplă	Ss1	32000	34500	576	59,90
	Ss2	37000			
Zidărie armată	Sa1	37000	39000	576	67,71
	Sa2	41000			

Rezistența la compresiune se determină cu relația:

$$R_c = \frac{F}{A}$$

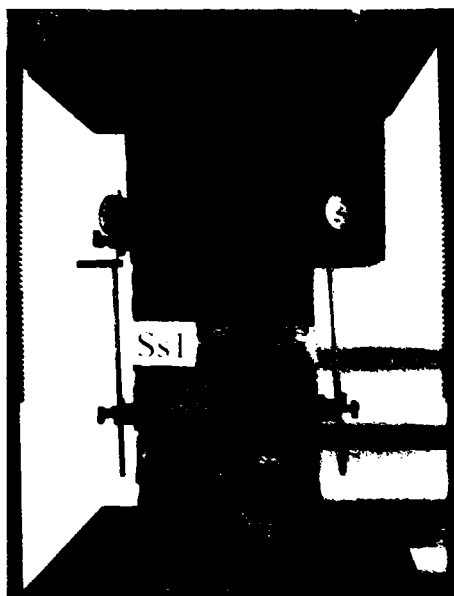


Foto 3.15 – Stâlpișor de zidărie simplă cu juguri și microcomparatoare pregătit pentru încercare



Foto 3.16 – Stâlpișor de zidărie armată înainte de încercare

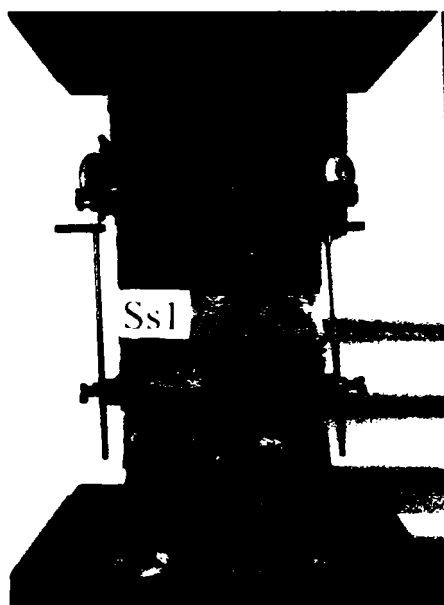


Foto 3.17 – Ruperea unui stâlpișor de zidărie simplă



Foto 3.18 – Ruperea unui stâlpișor de zidărie armată

Rotunjind valorile am avea rezistențele la compresiune a zidăriei simple, respectiv armate cu procentul de armare 0,8% determinat experimental ca fiind:

$$R_c^{zs} = 60 \text{ daN/cm}^2$$

$$R_c^{za} = 68 \text{ daN/cm}^2$$

Se observă că se verifică relația de calcul pentru rezistența la compresiune a zidăriei armate dată în STAS 10109/1-82:

Contribuții la alcătuirea și calculul structurilor cu diafragme din zidărie

$$R_c^{za} = R_c^{zs} + \mu \cdot R_a$$

$$R_c^{za} = 60 + 0,0008 \cdot 9434 = 60 + 7,5 \cong 68 \text{ daN/cm}^2$$

Determinarea rezistenței reale a armăturii este prezentată în paragraful următor.

Tabelele cu rezultatele experimentale, constând în citirile pe microcomparatoare selectând doar treptele de încărcare din 5000 în 5000 daN, sunt date în continuare. S-au păstrat pentru prelucrare doar câteva citiri având în vedere faptul că viteza cu care s-au derulat determinările au indus la valorile deplasărilor specifice erori ce se corectează pe intervale mai mari de citire:

Tabelul 3.9

Citirile pe microcomparatoare								
Forța verticală daN	Stâlpișori de zidărie simplă				Stâlpișori de zidărie armată			
	Citiri Ss1		Citiri Ss2		Citiri Sa1		Citiri Sa2	
	M1	M2	M1	M2	M1	M2	M1	M2
0	0	0	0	0	0	0	0	0
5000	7	4	5	5	6	3	4	5
10000	13	10	10	12	12	8	10	11
15000	20	16	19	21	24	16	18	14
20000	42	25	36	27	41	24	24	27
25000	84	44	67	49	79	47	56	48
30000	170	100	115	168	167	99	124	113
35000					245	145	278	211

Se va face media citirilor separat pe prismele de zidărie simplă și pe cele de zidărie armată, prelucrând relațiile pentru determinarea modului de elasticitate într-o foaie de lucru de tip tabel Microsoft Excel.

Relația pentru calculul modului de elasticitate este [2], [9]:

$$E = \frac{d\sigma}{d\varepsilon} = \frac{\sigma_{i+1} - \sigma_i}{\varepsilon_{i+1} - \varepsilon_i}$$

De fapt se determină mai multe valori ale modului de elasticitate, modulul variind cu efortul unitar de compresiune σ . Pentru aceasta se face diferența dintre valoarea efortului unitar σ la pasul $i+1$ și al aceluiași efort la pasul i și se raportează la diferența deformației specifice ε între aceiași pași.

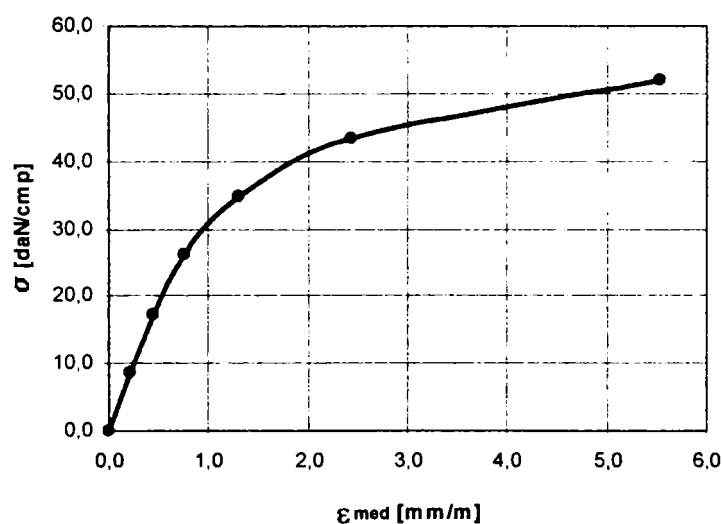
Valoarea ε se calculează din media citirilor pe microcomparatoare dată în sutimi de milimetru ceea ce reprezintă deplasarea medie absolută a porțiunii de zidărie dintre cele două juguri (Δ) și distanța dintre juguri care s-a fixat la 25cm la fiecare determinare.

$$\varepsilon = \frac{\Delta}{d} \text{ [mm/m]}$$

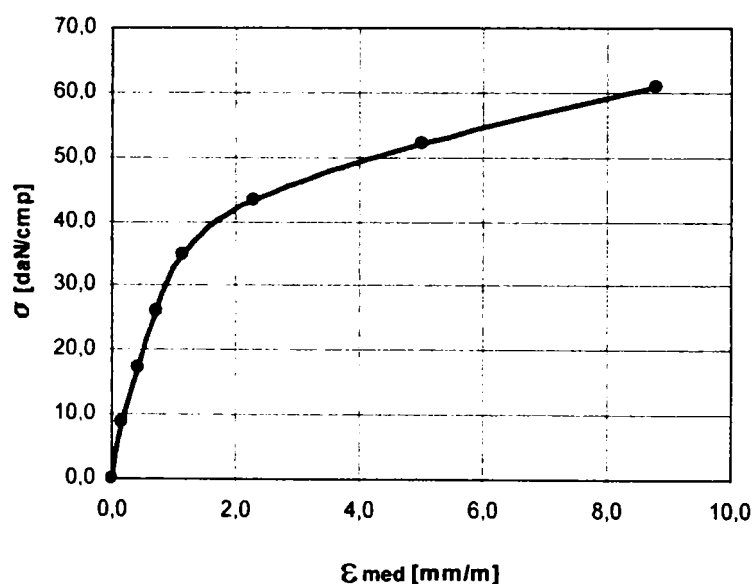
Se vor trasa diagrame de deformație σ - ε atât pentru zidăria simplă cât și pentru zidăria armată:

Tabelul 3.10

DETERMINAREA MODULULUI DE ELASTICITATE PENTRU ZIDARIA SIMPLA								
Forța P daN	Media citirilor 1/100mm	Aria element cmp	σ daN/cmp	d distanța juguri cm	ε mm/m	$\Delta\sigma$ daN/cmp	$\Delta\varepsilon$ mm/m	E daN/cmp
0	0	576	0,0	25,0	0,0			
5000	5	576	8,7	25,0	0,2	8,7	0,21	41336
10000	11	576	17,4	25,0	0,5	8,7	0,24	36169
15000	19	576	26,0	25,0	0,8	8,7	0,31	28002
20000	33	576	34,7	25,0	1,3	8,7	0,54	16075
25000	61	576	43,4	25,0	2,4	8,7	1,14	7615
30000	138	576	52,1	25,0	5,5	8,7	3,09	2809

Diagrama de deformație σ - ε Fig. 3.16 – Diagrama de deformație σ - ε pentru zidăria simplă

DETERMINAREA MODULULUI DE ELASTICITATE PENTRU ZIDARIA ARMATA								
Forța P daN	Media citirilor 1/100mm	Aria element cmp	σ daN/cmp	d distanța juguri cm	ε mm/m	$\Delta\sigma$ daN/cmp	$\Delta\varepsilon$ mm/m	E daN/cmp
0	0	576	0,0	25,0	0,0			
5000	5	576	8,7	25,0	0,2	8,7	0,18	48225
10000	10	576	17,4	25,0	0,4	8,7	0,23	37742
15000	18	576	26,0	25,0	0,7	8,7	0,31	28002
20000	29	576	34,7	25,0	1,2	8,7	0,44	19729
25000	58	576	43,4	25,0	2,3	8,7	1,14	7615
30000	126	576	52,1	25,0	5,0	17,4	3,87	4486
35000	220	576	60,8	25,0	8,8	17,4	6,49	2675

Diagrama de deformație σ - ε Fig. 3.17 – Diagrama de deformație σ - ε pentru zidăria armată

Modulul de elasticitate pentru zidărie nu este o constantă ci este funcție de valoarea efortului unitar, respectiv de stadiul în care se află zidăria (fisurare, curgere, ultim). Valoarea maximă a modulului de elasticitate sau modulul inițial o avem la valoarea 0 a efortului de compresiune.

O dată cu creșterea efortului unitar în zidărie modulul elasto-plastic scade, ajungând în faza de rupere la aproximativ 10% din valoarea modulului inițial. Literatura de specialitate indică o variație liniară descrescătoare a modulului funcție de efortul unitar de compresiune. La o valoare teoretică a lui σ de 1,1 ori mai mare decât rezistența la compresiune, modulul de elasticitate ar trebui să fie nul iar zidăria se comportă ca un

material perfect plastic. Diagramele σ -E pentru zidăria simplă și pentru zidăria armată obținute experimental sunt date în figurile de mai jos:

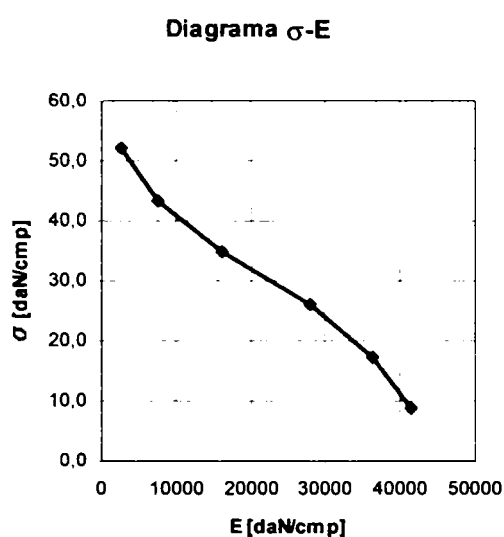


Fig. 3.18 – Diagrama σ -E pentru zidăria simplă

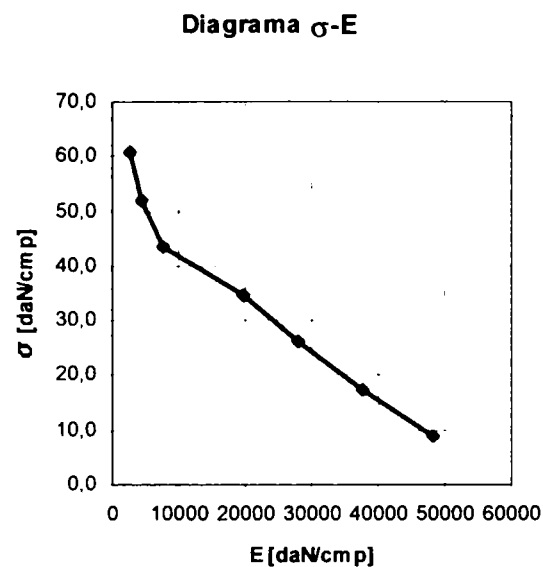


Fig. 3.19 – Diagrama σ -E pentru zidăria armată

În ambele diagrame este evidentă tendința de descreștere aproximativ liniară a modulului de elasticitate cu valoarea efortului unitar de compresiune. Ca dată de intrare pentru programul Biograf de analiză cu elemente finite se va considera modulul de elasticitate $E=20000\text{daN/cm}^2$ pentru zidăria simplă și de $E=23000\text{ daN/cm}^2$ pentru zidăria armată, valoare ce corespunde la un efort de compresiune de aproximativ jumătate din rezistența la compresiune.

3.3.2 Determinarea rezistențelor de rupere ale mortarului și armăturilor

Rezistența la întindere a mortarului utilizat la zidirea elementelor experimentale s-a determinat pe epruvete prismatice cu dimensiunile de 40x40x160mm solícitate la încovoiere cu ajutorul preseii universale de 10to (foto 3.19)



Foto 3.19 – Determinarea rezistenței la întindere a mortarului

Înregistrările medii pe trei serii de epruvete, precum și prelucrarea rezultatelor pentru determinarea rezistenței la întindere a mortarului, sunt prezentate succint în tabelul următor:

Tabelul 3.12

Rezistența la întindere a mortarului					
Numar serie	F [daN]	F _{mediu} [daN]	M [daNcm]	W [cm ³]	R _t [daN/cm ²]
1	141	142	354	10,67	33
2	152				
3	132				

Rezistența la întindere din încovoiere se determină cu relațiile binecunoscute din teoria mecanicii structurilor:

$$R_t = \frac{M}{W}$$

$$M = \frac{F \cdot d}{4}$$

În relațiile de mai sus avem:

M – momentul încovoiator la ruperea epruvetei

W – modulul de rezistență a secțiunii epruvetei

d – distanța dintre reazemele bacului de 10cm

F – forța la ruperea epruvetei

Rezistența la eforturi principale de întindere se va considera egală cu rezistența la întindere a mortarului, valorile fiind în general mai mari decât rezistențele pietrei de zidărie. În acest caz ruperea în secțiune înclinată se produce prin rosturile de mortar, lucru remarcat la elementul ES.

Pe jumătățile de prisme rămase de la determinarea rezistenței la întindere a mortarului se poate determina și rezistența la compresiune a acestuia. Acest lucru poate fi necesar pentru verificarea mărcii mortarului și a rețetei utilizate la preparare. S-a folosit o rețetă de mortar M100z, deci rezistența la compresiune va trebui să se situeze în jurul valorii de 100daN/cm². La efectuarea încercărilor la compresiune se utilizează aceeași presă ca mai sus (foto 3.20)

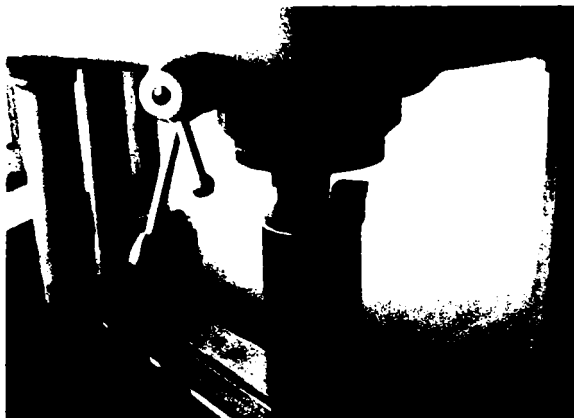


Foto 3.20 – Determinarea rezistenței la compresiune a mortarului

Rezultatele obținute sunt date în tabelul 3.13:

Tabelul 3.13

Rezistența la compresiune a mortarului				
Numar serie	F [daN]	F _{mediu} [daN]	A [cm ²]	R _c [daN/cm ²]
1	4547	4294	16	268
2	4353			
3	3983			

Rezistența la compresiune se determină cu relația:

$$R_c = \frac{F}{A}$$

Aria secțiunii jumătăților de prismă solicitată la compresiune se impune cu ajutorul unor plăcuțe metalice la $A=4 \times 4=16\text{cm}^2$.

Cu aceeași presă, dar înlocuind bacurile cu unele de prindere, s-au efectuat încercări la întindere pe armăturile din care sunt alcătuite carcusele Murfor. Rezistența la rupere minimă garantată de producător este de 5500daN/cm^2 dar evident în realitate s-au obținut valori mai mari (tabelul 3.14)

Tabelul 3.14

Rezistența la întindere a armaturilor				
Numar serie	F [daN]	F _{mediu} [daN]	A [cm ²]	R _a [daN/cm ²]
1	1868	1852	0,196	9434
2	1885			
3	1804			

Relația pentru determinarea rezistenței armaturilor la întindere este:

$$R_a = \frac{F}{A}$$

Pentru determinarea rezistenței la eforturi principale de întindere a zidăriei armate se propune o relație similară cu relația din STAS 10109/1-82:

$$R_2^{za} = R_2^{zs} + \mu \cdot R_a$$

Această modalitate de calcul a rezistenței la eforturi principale de întindere a zidăriei armate este intuitiv corectă, întinderile din rosturile zidăriei fiind preluate de mortar și de armătură proporțional cu cantitatea de armătură din secțiune, factorul de proporționalitate nefiind altceva decât coeficientul de armare μ .

Totuși această formulă nu este dată în STAS 10109/1-82 și trebuie urmărit în ce măsură dă rezultate satisfăcătoare în calculul elementelor de zidărie armată. Concluzii cu privire la acest lucru se pot desprinde în paragraful următor în care se compară rezultatele experimentale cu metodele de calcul în care se vor introduce și rezistențele astfel calculate.

Pentru cele două valori ale coeficienților de armare utilizate la elementele experimentale avem calculate rezistențele la eforturi principale de întindere în tabelul următor:

Tabelul 3.15

Rezistența la întindere a zidăriei armate		
Rzs [daN/cm ²]	μ	Rza [daN/cm ²]
33	0,0008	41
33	0,0016	49

Este important de făcut următoarea remarcă: influența armării în rosturile orizontale din punctul de vedere al rezistențelor de calcul este mult mai pronunțată pentru rezistența la eforturi principale de întindere decât pentru rezistența la compresiune. Acest lucru se datorează faptului că rezistența la eforturi principale de întindere este în general mai mică decât rezistența la compresiune, iar aportul armăturii este dat de același factor în ambele cazuri $\mu \cdot R_a$. Astfel în cazul de față la un coeficient de armare de 0,16‰ rezistența la compresiune a zidăriei armate crește cu aproximativ 10% față de zidăria simplă, iar rezistența la eforturi principale de întindere aproape se aproape se dublează în cazul zidăriei armate.

3.4 CALCULUL TEORETIC A CAPACITĂȚII PORTANTE A ELEMENTELOR ȘI COMPARAREA CU REZULTATELE EXPERIMENTALE

3.4.1 Calculul cu relațiile din P2-85

Normativul în vigoare pentru calculul structurilor din zidărie la acțiuni seismice este normativul P2-85, deci pentru aprecierea capacității de rezistență a elementelor din zidărie se folosesc relațiile de calcul din această normă. Capacitatea de rezistență la forță tăietoare se exprimă ca și valoarea minimă dintre capacitatea de rezistență la încovoiere, la forfecarea rostului orizontal respectiv la eforturi principale de întindere. Aceste valori se exprimă prin relații de calcul ce au ca parametri rezistențele zidăriei (compresiune, forfecare, eforturi principale de întindere), caracteristicile geometrice ale elementului și forța verticală aplicată, relațiile fiind prezentate sintetic în capitolul anterior.

Pentru reducerea volumului de muncă necesar efectuării acestui calcul destul de laborios s-a folosit calculatorul prin intermediul unui miniprogram realizat pe o foaie de lucru de tip tabel Microsoft Excel (tabelul 3.1). În program se introduc ca date de intrare (coloanele galbene): caracteristicile geometrice, rezistențele zidăriei, încărcarea verticală, se obțin automat apoi elementele necesare stabilirii capacităților de rezistență (coloanele verzi): arii, coeficienți, excentricități, efortul de compresiune, iar în final capacitățile de rezistență la forță tăietoare și minimul dintre acestea, adică forța tăietoare capabilă (coloanele portocalii). Ca și caracteristici geometrice ale montanților se pot introduce atât secțiuni dreptunghiulare (D) cât și secțiuni cu o talpă sau două tălpi (a1, a2, b1, b2 fiind notațiile din P2-85). Chiar și coeficientul μ se corectează automat în funcție de tipul diafragmei (D, L, T) introdus în coloana a 3-a.

Tabelul 3.16

Notatii		Caracteristici geometrice											Rezistențe					Capacități de rezistență								
Nr. crt.	Elem	Tip diaf.	l [cm]	b [cm]	a1 [cm]	a2 [cm]	b1 [cm]	b2 [cm]	A [cmp]	Ac [cmp]	Ai [cmp]	R [daN/cmp]	Rf [daN/cmp]	Rp [daN/cmp]	N [daN]	Z [cm]	f	μ	Φ	σ [daN/cmp]	x [cm]	e0 [cm]	Tcm [daN]	Tcf [daN]	Tcp [daN]	Tc [daN]
1	ES	D	125,0	24,0					3000	240	3000	60,0	33,0	33,0	18000	120	1,5	1,5	0,00	6,00	63	31	4688	12600	66000	4688
2	EA1	D	125,0	24,0					3000	189	3000	76,0	49,0	49,0	18000	120	1,5	1,5	0,00	6,00	63	31	4688	12600	98000	4688
3	EA2	D	125,0	24,0					3000	282	3000	68,0	41,0	41,0	24000	120	1,5	1,5	0,00	8,00	63	31	6250	16800	82000	6250
4	EA3	D	125,0	24,0					3000	424	3000	68,0	41,0	41,0	36000	120	1,5	1,5	0,00	12,00	63	31	9375	25200	82000	9375
5	EA4	D	125,0	24,0					3000	529	3000	68,0	41,0	41,0	45000	120	1,5	1,5	0,00	15,00	63	31	11719	31500	82000	11719

Contribuții la alcătuirea și calculul structurilor cu diafragme din zidărie

Evident programul se poate utiliza și la calculul unei structuri din zidărie la seism după P2-85 capacitatea de rezistență a întregii structuri pe direcția de calcul aleasă obținându-se automat prin însumarea tuturor valorilor de pe ultima coloană (T_{ci}).

La interpretarea rezultatelor pe elementele experimentale prezentate în acest capitol se folosește tabelul 3.16 ce lucrează pe principiul prezentat. S-au introdus caracteristicile geometrice ale secțiunii dreptunghiulare (lungime $l=125\text{cm}$, lățimea $b=24\text{cm}$), rezistențele obținute experimental (rezistența la întindere R , rezistența la forfecare R_f , rezistența la eforturi de întindere R_p), forța verticală N , brațul forței orizontale Z și coeficientul de frecare F . Efectul armăturii la pereții din zidărie armată s-a introdus luând în calcul însumând rezistența zidăriei simple și rezistența armăturii înmulțită cu coeficientul de armare, conform relației stabilite în paragraful precedent.

$$R_2^{za} = R_2^{zs} + \mu \cdot R_a$$

Dacă vom compara rezultatele obținute cu capacitatea portantă obținută experimental constatăm diferențe mari, de peste 60%, valorile conform P2-85 fiind însă extrem de apropiate de valoarea forței obținută experimental la care fisurează în rost orizontal zidăria, deci putem vorbi de o verificare a structurilor de zidărie în stadiul elastic cu relațiile din P2-85.

Tabelul 3.17

Nr. crt.	Element	Capacitatea portantă la sarcini orizontale		Limita elastică (fisurare)
		Conform P2-85	Experimental	
1.	ES	4.688	12.000	5.000
2.	EA1	4.688	12.000	5.000
3.	EA2	6.250	16.000	7.000
4.	EA3	9.375	23.000	9.000
5.	EA4	11.719	27.000	12.000

Modul de cedare real al elementelor de zidărie nu corespunde cu concluziile calculului după relațiile din P2-85. Astfel că în toate cele patru cazuri forța tăietoare capabilă minimă o reprezintă capacitatea portantă la compresiune excentrică T_{cm} , deci ruperea ar trebui să se producă prin cedare în rost orizontal din compresiune excentrică, dar la ES ruperea se produce evident în fisură diagonală.

Observăm de asemenea că T_{cm} și T_{cf} nu sunt influențate de prezența armăturii în rosturile orizontale, aceste valori nedepinzând de fapt de rezistențele la întindere și compresiune ale zidăriei.

Valoarea rezistenței la eforturi principale de întindere este supraevaluată față de realitate, ea corespunde de fapt stadiului elastic al zidăriei. În plus, utilizarea rezistențelor de calcul în proiectarea curentă face ca supraevaluarea lui T_{cp} să fie și mai mare.

Utilizând același tabel de calcul după P2-85 se va determina capacitatea portantă a unui montant de zidărie similar cu ES, dar pentru diferite trepte de încărcare verticală de la 0 la valoarea la care corespunde un efort de compresiune maxim egal cu rezistența la compresiune a zidăriei:

Tabelul 3.18

Notatii		Caracteristici geometrice										Rezistențe						Capacități de rezistență								
Nr. crt.	Elem	Tip diaf.	l [cm]	b [cm]	a1 [cm]	a2 [cm]	b1 [cm]	b2 [cm]	A [cm ²]	Ac [cm ²]	Ai [cm ²]	R [daN/cm ²]	Rf [daN/cm ²]	Rp [daN/cm ²]	N [daN]	Z [cm]	f	μ	Φ	ω [daN/cm ²]	x [cm]	e0 [cm]	Tom [daN]	Tcf [daN]	Top [daN]	Tc [daN]
1	Elem	D	125,0	24,0					3000	0	3000	60,0	33,0	33,0	0	120	1,5	1,5	0,00	0,00	63	31	0	0	66000	0
2	Elem	D	125,0	24,0					3000	240	3000	60,0	33,0	33,0	18000	120	1,5	1,5	0,00	6,00	63	31	4688	12600	66000	4688
3	Elem	D	125,0	24,0					3000	480	3000	60,0	33,0	33,0	36000	120	1,5	1,5	0,00	12,00	63	31	9375	25200	66000	9375
4	Elem	D	125,0	24,0					3000	720	3000	60,0	33,0	33,0	54000	120	1,5	1,5	0,00	18,00	63	31	14063	37800	66000	14063
5	Elem	D	125,0	24,0					3000	960	3000	60,0	33,0	33,0	72000	120	1,5	1,5	0,00	24,00	63	31	18750	50400	66000	18750
6	Elem	D	125,0	24,0					3000	1200	3000	60,0	33,0	33,0	90000	120	1,5	1,5	0,00	30,00	63	31	23438	63000	66000	23438
7	Elem	D	125,0	24,0					3000	1440	3000	60,0	33,0	33,0	108000	120	1,5	1,5	0,00	36,00	63	31	28125	75600	66000	28125
8	Elem	D	125,0	24,0					3000	1680	3000	60,0	33,0	33,0	126000	120	1,5	1,5	0,27	42,00	70	28	28875	88200	74603	28875
9	Elem	D	125,0	24,0					3000	1920	3000	60,0	33,0	33,0	144000	120	1,5	1,5	0,78	48,00	80	23	27000	108000	91096	27000
10	Elem	D	125,0	24,0					3000	2160	3000	60,0	33,0	33,0	162000	120	1,5	1,5	1,57	54,00	90	18	23625	179400	115399	23625
11	Elem	D	125,0	24,0					3000	2400	3000	60,0	33,0	33,0	180000	120	1,5	1,5	3,00	60,00	100	13	18750	192000	152853	18750

Cu valorile astfel obținute se trasează diagrama de interacțiune forță verticală – capacitate portantă la sarcini orizontale după P2-85 (figura 3.20)

Comentând diagrama obținută se observă că valoarea maximă a forței orizontale capabile se obține pentru un efort de compresiune de aproximativ 70% din rezistența la compresiune. Ramura ascendentă a diagramei este liniară spre deosebire de ramura descendentă. Este incorect faptul că la valoarea maximă a efortului vertical, capacitatea portantă nu este nulă, în concluzie se consideră că ramura descendentă a curbei este incorectă.

Curba de interacțiune conform P2-85

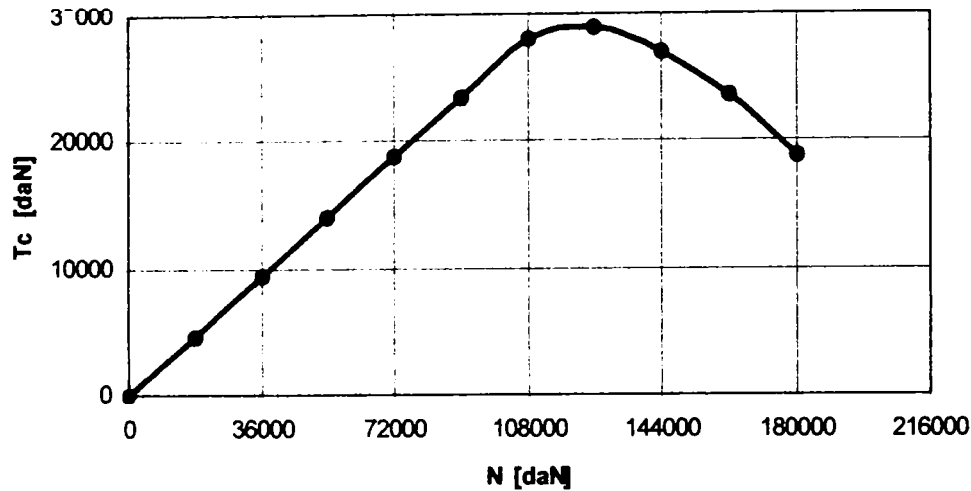


Fig 3.20 – Diagrama de interacțiune conform P2-85

Valorile lui T_{cm} și T_{cp} obținute cu P2-85 corespund în mare măsură cu valorile Q_{asoc} respectiv Q_{cap} obținute cu manualul MP001-96 în stadiul fisurare (se va vedea în paragraful următor calculul după MP001-96).

Tabelul 3.19

Nr. crt.	Element	T_{cm} [daN] conform P2-85	$Q_{asoc\ fis}$ [daN] conform MP001	T_{cp} [daN] conform P2-85	$Q_{cap\ fis}$ [daN] conform MP001
1.	ES	4.688	3.757	66.000	71.750
2.	EA1	4.688	3.757	98.000	103.827
3.	EA2	6.250	5.010	82.000	89.644
4.	EA3	9.375	7.515	82.000	93.231
5.	EA4	11.719	9.394	82.000	95.833

Se poate concluziona că relațiile de calcul după normativul P2-85 verifică zidăria în stadiul elastic înainte de fisurare. Din acest punct de vedere formulele sunt mult acoperitoare conducând la supradimensionări ale structurilor. Comportarea elastică este valabilă doar pe partea ascendentă a curbei de interacțiune înainte ca zidăria să fisureze din compresiune ($0,4-0,6R_c$), pentru valori mai mari ale rezistenței la compresiune relațiile nemaifiind valabile în domeniul comportării elastice.

Cu toate acestea normativul P2-85 este în vigoare la noi în țară deși principiul de calcul în stadiul elastic a structurilor la seism este în contradicție cu normativul P100.

3.4.2 Calculul numeric neliniar cu programul BIOGRAF bazat pe metoda elementului finit

Programele de calcul ce utilizează metoda elementului finit sunt foarte dificil de utilizat în practica curentă a proiectării pentru structuri din zidărie. Aceasta se datorează dificultății cu care se pot discretiza în elemente finite structurile din zidărie, acestea fiind caracterizate de discontinuități geometrice. Este dificil și de luat în calcul comportarea elasto – plastică a zidăriei și faptul că zidăria este un material compozit. În această idee nici nu s-au dezvoltat soft-uri specializate în calculul zidăriilor prin această metodă.

Interpretarea rezultatelor experimentale cu ajutorul metodei elementului finit se va face cu un program specializat de fapt pentru beton armat dar care lucrează în domeniul neliniar. Comportarea betonului și a zidăriei este asemănătoare din multe puncte de vedere dar apar și particularități ce le diferențiază, ceea ce face ca rezultatele obținute să fie orientative. Scopul efectuării acestor calcule este în primul rând de a surprinde comportarea postelastice a zidăriei și de a verifica modul și valoarea forțelor de rupere a zidăriei.

Metoda de calcul implementată în programul Biograf se aplică elementelor plane din beton armat aflate în stare plană de tensiuni. Elementul plan poate avea grosimi variabile, în limita respectării ipotezei de tensiuni plane. El poate fi alcătuit dintr-un material izotrop sau anizotrop de tipul betonului armat. Armătura elementului se consideră a fi amplasată în planul median. În categoria acestor elemente intră diafragmele verticale din beton armat, planșeele orizontale încărcate în planul lor, grinzi, pereți din beton armat. Metoda este aplicabilă atât elementelor monolite cât și prefabricate cu sau fără monolitizări. Se poate aplica de asemenea și structurilor din bare de tipul cadrelor plane din beton armat monolit sau prefabricat, grinzi, console, noduri de cadru, zone de monolitizare în stare plană de tensiune, etc.

Metoda descrie neliniaritatea fizică a betonului armat în varianta biografică a metodei analitice de calcul postelastice. Răspunsul neelastice se datorează mai ales fisurării betonului întins și plasticizării betonului comprimat și a armăturii întinse. Efectele neliniare de care nu se ține seama sunt lunecarea armăturii în beton și deteriorarea fețelor fisurilor, ceea ce împiedică închiderea lor completă la descărcare.

Acțiunile exterioare aplicabile structurii prin metoda biografică sunt forțe concentrate sau distribuite provenite dintr-un regim static sau cvasistatic. Ele se aplică în nodurile rețelei de discretizare și pot avea caracter constant sau variabil în cadrul biografiei elementului.

Încărcările variabile se aplică structurii prin incremente de încărcare egale sau neegale succesive. Suma acestor incremente determină intensitatea încărcării la pasul de încărcare respectiv. Incrementele de încărcare se pot defini astfel încât să modeleze forțe descrescătoare ca intensitate sau schimbarea direcției de acțiune a acestor forțe (cazul încărcărilor ciclice). În cazul existenței mai multor forțe variabile acționând simultan, intensitatea acestora poate varia proporțional cu mărimea intensității fiecăreia (de exemplu o distribuție liniară a forțelor variabile se păstrează liniară pe parcursul desfășurării procesului biografic).

Calculul se efectuează cu metoda elementelor finite utilizând elemente finite triunghiulare model de deplasări.

Betonul armat se consideră ca un material compozit. Comportarea lui de ansamblu este un rezultat al combinării comportării fiecărui material component, precum și al legăturilor dintre acestea. Pentru betonul nefisurat sollicitat biaxial s-a adoptat criteriul combinat Cervenka-v. Mises. Betonul fisurat se consideră în starea de tensiune monoaxială. Armătura se consideră perfect elastică atât la întindere cât și la compresiune.

Răspunsul neliniar se datorează în principal fisurării betonului și plasticizării armăturii, respectiv a betonului comprimat.

Pe un subdomeniu (element finit), fisurile se consideră distribuite, amplasate uniform la distanțe infimezimale, perpendicular pe direcția efortului unitar principal la întindere.

La nivelul materialului matricea rigidităților betonului armat rezultă prin suprapunerea matricelor betonului și armăturii, ținând seama de proporția celor două materiale și de starea fizică a betonului din zona respectivă (fisurat, nefisurat, plasticizat) respectiv de armătură (elastică sau în curgere).

Procesul de fisurare s-a modelat prin metoda rigidității tangente iar procesul de plasticizare prin metoda rigidității inițiale.

Diferența dintre aceste două elemente se manifestă în cadrul unui increment: la prima metodă matricea de rigiditate se modifică cu modificarea proprietăților integrate ale materialului, iar la cea de-a doua matricea rigidităților se menține constantă fiind necesare mai multe iterații. Toate celelalte operații sunt comune, restabilirea echilibrului făcându-se cu ajutorul forțelor de transfer.

Zdrobirea betonului sollicitat monoaxial are loc când se atinge deformația limită e_1 iar a celui sollicitat biaxial la atingerea unei deformații echivalente asociată criteriului Von Mises.

Programul este destinat să analizeze plăcile din beton armat încărcate în planul lor la care se produc fisuri și apare plasticizarea betonului sau curgerea armăturii. Se pot defini pentru fiecare element patru direcții de armare.

Programul poate analiza elasto-plastic plăci izotrope la care procentul de armare este nul iar rezistența materialului să fie mai mare decât efortul de curgere. Se pot analiza și cazurile de propagare pură a fisurilor dacă efortul de curgere se adoptă suficient de mare.

Mărimea incrementului de forță are un efect relativ mic asupra rezultatelor. În general deplasările sunt ceva mai mari în cazul incrementelor mari.

Diagrama forță-deplasare pentru o discretizare grosieră este în general deasupra celei obținute pentru o discretizare fină.

Programul rezolvă structura în fiecare increment de încărcare și determină tabloul general al deplasărilor nodale, reacțiunile la nodurile blocate, eforturilor din beton și armătură în fiecare element, deformațiile specifice și starea fizică în fiecare element (fisurat, nefisurat, plasticizat, zdrobit) conform codului NCR de mai jos:

NCR	Starea fizică element
0	nefisurat
1	fisuri pe direcția 1 deschise
2	fisuri pe direcția 1 închise
3	fisuri pe direcția 1 închise, fisuri pe direcția 2 deschise
4	fisuri pe direcția 1 închise, fisuri pe direcția 2 închise
-1	beton în stare plastică
999	beton zdrobit

Direcția eforturilor unitare principale, respectiv direcția fisurilor, este raportată în grade față de axa X cu semn pozitiv în sens trigonometric.

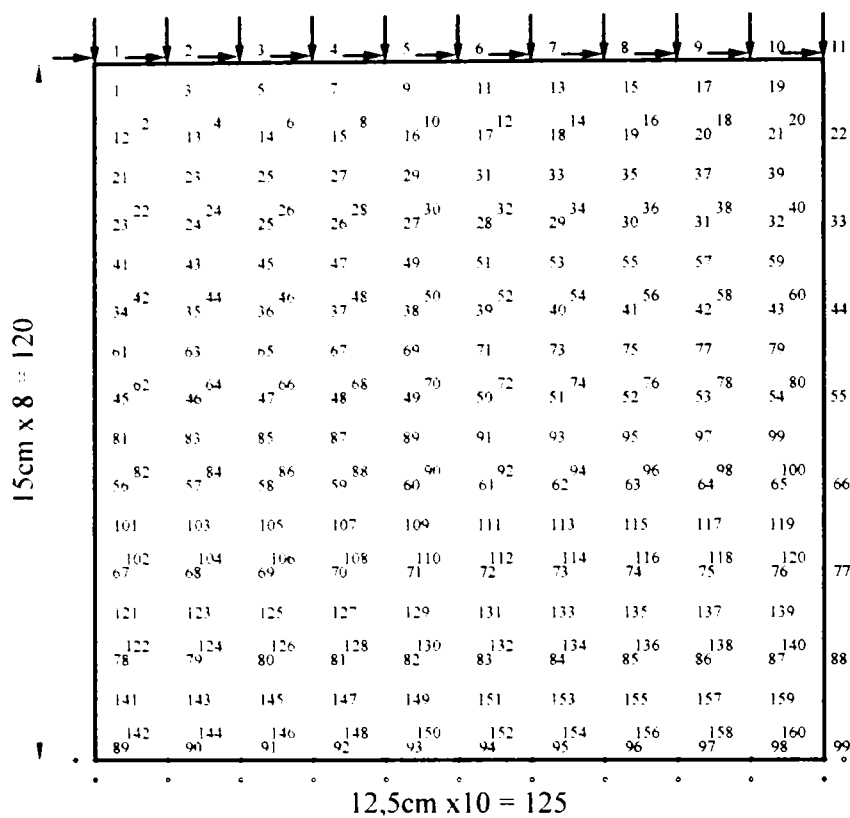


Fig. 3.21 – Discretizarea pereților în elemente finite

Din figură se observă că elementele din zidărie s-au discretizat în 160 de elemente finite triunghiulare având un total de 99 de noduri ale rețelei de discretizare. Pe verticală pasul de discretizare este constant de 15cm corespunzător la două asize de zidărie având în total opt rânduri de elemente finite. Pe orizontală discretizarea se face cu pasul de 12,5cm corespunzător unei jumătăți de cărămidă având zece coloane de elemente finite. Se consideră că finețea de discretizare este acceptabilă pentru obținerea unor rezultate corespunzătoare.

Forțele verticală și orizontală se distribuie în cele 10 noduri de la partea superioară a elementului în dorința de a modela efectul centurii de beton armat.

Reazemele structurii se modelează prin penduli ce împiedică translația pe direcțiile x și y precum și rotația peretelui la nivelul legăturilor.

Sunt prezentate în continuare, selectând doar paragrafele importante, fișierele de ieșire date de program pentru fiecare element de zidărie. Sunt subliniate valorile rezultatelor forțelor orizontale la limita elastică de fisurare respectiv la colapsul elementului.

BIOGRAF3 - NONLINEAR ANALYSIS OF REINFORCED CONCRETE STRUCTURES

AUTHORS: Ph.D.,Civ.Eng. Valeriu STOIAN
 Ph.D.,Civ.Eng. Richard FRIEDRICH
 TECHNICAL UNIVERSITY TIMISOARA CIVIL ENGINEERING FACULTY
 2 T.Lalescu, R-1900 TIMISOARA, ROMANIA

TITLUL LUCRARIII: Element din zidărie simplă ES

C O N T R O L I N F O R M A T I O N S
 NUMBER OF NODES..... = 99
 NUMBER OF EQUATIONS..... = 198
 NUMBER OF ELEMENTS..... = 160
 HALFBANDWIDTH..... = 25
 NUMBER OF EQUATIONS/BLOCK..... = 198
 NUMBER OF BLOCKS..... = 1
 EXECUTION OPTION..... = 0

MAT.NR. THICKNESS E-STEEL E-CONCRETE P.CO. R.CO.-1 DIR-1(DG)
 R.CO.-2 DIR-2(DG) R.CO.-3 DIR-3(DG) R.CO.-4 DIR-4(DG)
 1 0.240E+02 0.210E+07 0.200E+05 0.200E+00 0.000E+00 0.000E+00

NODAL FORCES - CONSTANT LOADS

NOD.NR.	X-DIR	Y-DIR
1	0.0000000E+00	-0.9000000E+03
2	0.0000000E+00	-0.1800000E+04
3	0.0000000E+00	-0.1800000E+04
4	0.0000000E+00	-0.1800000E+04
5	0.0000000E+00	-0.1800000E+04
6	0.0000000E+00	-0.1800000E+04
7	0.0000000E+00	-0.1800000E+04
8	0.0000000E+00	-0.1800000E+04
9	0.0000000E+00	-0.1800000E+04
10	0.0000000E+00	-0.1800000E+04
11	0.0000000E+00	-0.9000000E+03

TENSION STRENGTH OF THE CONCRETE..... = 18.00
 COMPRESSION STRENGTH OF THE CONCRETE..... = 60.00
 COMPRESSION LIMIT STRAIN OF THE CONCRETE..... = -0.00700
 STEEL YIELDING LIMIT..... = 10000.00
 MAXIMUM TRANSFER FORCE ERROR..... = 0.100E+00
 MAXIMUM DISPLACEMENT LIMIT..... = 0.100E+01
 NUMBER OF FORCE SET INCREMENTS..... = 1
 DEGREE OF FREEDOM NUMBER..... = 21
 STRESS PRINT OPTION..... = 1
 COMPUTE REACTIONS OPTION..... = 0
 FORCE INCREMENT STEP
 0.100000000E+02 100

ELASTIC LIMIT

VARIABLE LOADS RESULTANTS
0.7010531E+04 0.0000000E+00

.....
 STEP NR. 28
 VARIABLE LOADS RESULTANTS
0.1241053E+05 0.0000000E+00

BIOGRAF3 - NONLINEAR ANALYSIS OF REINFORCED CONCRETE STRUCTURES

AUTHORS: Ph.D.,Civ.Eng. Valeriu STOIAN
 Ph.D.,Civ.Eng. Richard FRIEDRICH
 TECHNICAL UNIVERSITY TIMISOARA CIVIL ENGINEERING FACULTY
 2 T.Lalescu, R-1900 TIMISOARA, ROMANIA

TITLUL LUCRARIII: Element din zidărie armată EA1

C O N T R O L I N F O R M A T I O N S
 NUMBER OF NODES..... = 99
 NUMBER OF EQUATIONS..... = 198
 NUMBER OF ELEMENTS..... = 160
 HALFBANDWIDTH..... = 25
 NUMBER OF EQUATIONS/BLOCK..... = 198
 NUMBER OF BLOCKS..... = 1
 EXECUTION OPTION..... = 0
 MAT.NR. THICKNESS E-STEEL E-CONCRETE P.CO. R.CO.-1 DIR-1(DG)
 R.CO.-2 DIR-2(DG) R.CO.-3 DIR-3(DG) R.CO.-4 DIR-4(DG)
 1 0.240E+02 0.210E+07 0.200E+05 0.200E+00 0.160E-02 0.000E+00
 0.000E+00 0.000E+00 0.000E+00 0.000E+00 0.000E+00 0.000E+00

NODAL FORCES - CONSTANT LOADS

NOD.NR.	X-DIR	Y-DIR
1	0.0000000E+00	-0.9000000E+03
2	0.0000000E+00	-0.1800000E+04
3	0.0000000E+00	-0.1800000E+04
4	0.0000000E+00	-0.1800000E+04
5	0.0000000E+00	-0.1800000E+04
6	0.0000000E+00	-0.1800000E+04
7	0.0000000E+00	-0.1800000E+04
8	0.0000000E+00	-0.1800000E+04
9	0.0000000E+00	-0.1800000E+04
10	0.0000000E+00	-0.1800000E+04
11	0.0000000E+00	-0.9000000E+03

TENSION STRENGTH OF THE CONCRETE..... = 18.00
 COMPRESSION STRENGTH OF THE CONCRETE..... = 60.00
 COMPRESSION LIMIT STRAIN OF THE CONCRETE..... = -0.00700
 STEEL YIELDING LIMIT..... = 10000.00
 MAXIMUM TRANSFER FORCE ERROR..... = 0.100E+00
 MAXIMUM DISPLACEMENT LIMIT..... = 0.100E+01
 NUMBER OF FORCE SET INCREMENTS..... = 1
 DEGREE OF FREEDOM NUMBER..... = 21
 STRESS PRINT OPTION..... = 1
 COMPUTE REACTIONS OPTION..... = 0

FORCE INCREMENT STEP
 0.100000000E+02 100

ELASTIC LIMIT

VARIABLE LOADS RESULTANTS

0.7132816E+04 0.0000000E+00

STEP NR. 20

VARIABLE LOADS RESULTANTS

0.1233281E+05 0.0000000E+00

Contribuții la alcătuirea și calculul structurilor cu diafragme din zidărie

BIOGRAF3 - NONLINEAR ANALYSIS OF REINFORCED CONCRETE STRUCTURES

AUTHORS: Ph.D.,Civ.Eng. Valeriu STOIAN
 Ph.D.,Civ.Eng. Richard FRIEDRICH
 TECHNICAL UNIVERSITY TIMISOARA CIVIL ENGINEERING FACULTY
 2 T.Lalescu, R-1900 TIMISOARA, ROMANIA

TITLUL LUCRARIII: Element din zidărie armată EA2

C O N T R O L I N F O R M A T I O N S
 NUMBER OF NODES..... = 99
 NUMBER OF EQUATIONS..... = 198
 NUMBER OF ELEMENTS..... = 160
 HALFBANDWIDTH..... = 25
 NUMBER OF EQUATIONS/BLOCK..... = 198
 NUMBER OF BLOCKS..... = 1
 EXECUTION OPTION..... = 0

MAT.NR. THICKNESS E-STEEL E-CONCRETE P.CO. R.CO.-1 DIR-1 (DG)
 R.CO.-2 DIR-2 (DG) R.CO.-3 DIR-3 (DG) R.CO.-4 DIR-4 (DG)
 1 0.240E+02 0.210E+07 0.200E+05 0.200E+00 0.800E-03 0.000E+00
 0.000E+00 0.000E+00 0.000E+00 0.000E+00 0.000E+00 0.000E+00

NODAL FORCES - CONSTANT LOADS

NOD.NR.	X-DIR	Y-DIR
1	0.0000000E+00	-0.1200000E+04
2	0.0000000E+00	-0.2400000E+04
3	0.0000000E+00	-0.2400000E+04
4	0.0000000E+00	-0.2400000E+04
5	0.0000000E+00	-0.2400000E+04
6	0.0000000E+00	-0.2400000E+04
7	0.0000000E+00	-0.2400000E+04
8	0.0000000E+00	-0.2400000E+04
9	0.0000000E+00	-0.2400000E+04
10	0.0000000E+00	-0.2400000E+04
11	0.0000000E+00	-0.1200000E+04

TENSION STRENGTH OF THE CONCRETE..... = 18.00
 COMPRESSION STRENGTH OF THE CONCRETE..... = 60.00
 COMPRESSION LIMIT STRAIN OF THE CONCRETE..... = -0.00700
 STEEL YIELDING LIMIT..... = 10000.00
 MAXIMUM TRANSFER FORCE ERROR..... = 0.100E+00
 MAXIMUM DISPLACEMENT LIMIT..... = 0.100E+01
 NUMBER OF FORCE SET INCREMENTS..... = 1
 DEGREE OF FREEDOM NUMBER..... = 21
 STRESS PRINT OPTION..... = 1
 COMPUTE REACTIONS OPTION..... = 0

FORCE INCREMENT STEP
 0.100000000E+02 100

ELASTIC LIMIT
 VARIABLE LOADS RESULTANTS
0.9440949E+04 0.0000000E+00

.....
 STEP NR. 22
 VARIABLE LOADS RESULTANTS
0.1364095E+05 0.0000000E+00

BIOGRAF3 - NONLINEAR ANALYSIS OF REINFORCED CONCRETE STRUCTURES

AUTHORS: Ph.D., Civ. Eng. Valeriu STOIAN
 Ph.D., Civ. Eng. Richard FRIEDRICH
 TECHNICAL UNIVERSITY TIMISOARA CIVIL ENGINEERING FACULTY
 2 T. Lalescu, R-1900 TIMISOARA, ROMANIA

TITLUL LUCRĂRII: **Element din zidărie armată EA3**

C O N T R O L I N F O R M A T I O N S

NUMBER OF NODES..... = 99
 NUMBER OF EQUATIONS..... = 198
 NUMBER OF ELEMENTS..... = 160
 HALFBANDWIDTH..... = 25
 NUMBER OF EQUATIONS/BLOCK..... = 198
 NUMBER OF BLOCKS..... = 1
 EXECUTION OPTION..... = 0

MAT.NR. THICKNESS E-STEEL E-CONCRETE P.CO. R.CO.-1 DIR-1(DG)
 R.CO.-2 DIR-2(DG) R.CO.-3 DIR-3(DG) R.CO.-4 DIR-4(DG)
 1 0.240E+02 0.210E+07 0.200E+05 0.200E+00 0.800E-03 0.000E+00
 0.000E+00 0.000E+00 0.000E+00 0.000E+00 0.000E+00 0.000E+00

NODAL FORCES - CONSTANT LOADS

NOD.NR.	X-DIR	Y-DIR
1	0.0000000E+00	-0.1800000E+04
2	0.0000000E+00	-0.3600000E+04
3	0.0000000E+00	-0.3600000E+04
4	0.0000000E+00	-0.3600000E+04
5	0.0000000E+00	-0.3600000E+04
6	0.0000000E+00	-0.3600000E+04
7	0.0000000E+00	-0.3600000E+04
8	0.0000000E+00	-0.3600000E+04
9	0.0000000E+00	-0.3600000E+04
10	0.0000000E+00	-0.3600000E+04
11	0.0000000E+00	-0.1800000E+04

TENSION STRENGTH OF THE CONCRETE..... = 18.00
 COMPRESSION STRENGTH OF THE CONCRETE..... = 60.00
 COMPRESSION LIMIT STRAIN OF THE CONCRETE..... = -0.00700
 STEEL YIELDING LIMIT..... = 10000.00
 MAXIMUM TRANSFER FORCE ERROR..... = 0.100E+00
 MAXIMUM DISPLACEMENT LIMIT..... = 0.100E+01
 NUMBER OF FORCE SET INCREMENTS..... = 1
 DEGREE OF FREEDOM NUMBER..... = 21
 STRESS PRINT OPTION..... = 1
 COMPUTE REACTIONS OPTION..... = 0

FORCE INCREMENT STEP
 0.100000000E+02 100

ELASTIC LIMIT

VARIABLE LOADS RESULTANTS

0.9852488E+04 0.0000000E+00

.....
 STEP NR. 59

VARIABLE LOADS RESULTANTS

0.1873416E+05 0.0000000E+00

BIOGRAF3 - NONLINEAR ANALYSIS OF REINFORCED CONCRETE STRUCTURES

AUTHORS: Ph.D.,Civ.Eng. Valeriu STOIAN
 Ph.D.,Civ.Eng. Richard FRIEDRICH
 TECHNICAL UNIVERSITY TIMISOARA CIVIL ENGINEERING FACULTY
 2 T.Lalescu, R-1900 TIMISOARA, ROMANIA

TITLUL LUCRARIII: **Element din zidărie armată EA4**

C O N T R O L I N F O R M A T I O N S

NUMBER OF NODES..... = 99
 NUMBER OF EQUATIONS..... = 198
 NUMBER OF ELEMENTS..... = 160
 HALFBANDWIDTH..... = 25
 NUMBER OF EQUATIONS/BLOCK..... = 198
 NUMBER OF BLOCKS..... = 1
 EXECUTION OPTION..... = 0

MAT.NR. THICKNESS E-STEEL E-CONCRETE P.CO. R.CO.-1 DIR-1(DG)
 R.CO.-2 DIR-2(DG) R.CO.-3 DIR-3(DG) R.CO.-4 DIR-4(DG)
 1 0.240E+02 0.210E+07 0.200E+05 0.200E+00 0.800E-03 0.000E+00
 0.000E+00 0.000E+00 0.000E+00 0.000E+00 0.000E+00 0.000E+00

NODAL FORCES - CONSTANT LOADS

NOD.NR.	X-DIR	Y-DIR
1	0.0000000E+00	-0.2250000E+04
2	0.0000000E+00	-0.4500000E+04
3	0.0000000E+00	-0.4500000E+04
4	0.0000000E+00	-0.4500000E+04
5	0.0000000E+00	-0.4500000E+04
6	0.0000000E+00	-0.4500000E+04
7	0.0000000E+00	-0.4500000E+04
8	0.0000000E+00	-0.4500000E+04
9	0.0000000E+00	-0.4500000E+04
10	0.0000000E+00	-0.4500000E+04
11	0.0000000E+00	-0.2250000E+04

TENSION STRENGTH OF THE CONCRETE..... = 18.00
 COMPRESSION STRENGTH OF THE CONCRETE..... = 60.00
 COMPRESSION LIMIT STRAIN OF THE CONCRETE..... = -0.00700
 STEEL YIELDING LIMIT..... = 10000.00
 MAXIMUM TRANSFER FORCE ERROR..... = 0.100E+00
 MAXIMUM DISPLACEMENT LIMIT..... = 0.100E+01
 NUMBER OF FORCE SET INCREMENTS..... = 1
 DEGREE OF FREEDOM NUMBER..... = 21
 STRESS PRINT OPTION..... = 1
 COMPUTE REACTIONS OPTION..... = 0

FORCE INCREMENT STEP
 0.100000000E+02 100

ELASTIC LIMIT

VARIABLE LOADS RESULTANTS
0.1133416E+05 0.0000000E+00

.....
 STEP NR. 59
 VARIABLE LOADS RESULTANTS
0.1945249E+05 0.0000000E+00

Caracteristici de calcul ale elementelor din zidărie introduse în calculul cu programul Biograf sunt cele reale determinate în paragraful anterior, prin încercări de laborator, aceasta pentru a modela comportarea reală a elementelor de zidărie.

Rezistența la întindere a zidăriei	$R_t = 18 \text{ daN/cm}^2$
Rezistența la compresiune a zidăriei	$R_c = 60 \text{ daN/cm}^2$
Modulul de elasticitate al zidăriei	$E = 20000 \text{ daN/cm}^2$.
Coeficientul lui Poisson:	$\nu = 0,20$
Deformația specifică ultimă a zidăriei:	$\varepsilon_u = 0,007$
Rezistența armăturii (la zidăria armată)	$R_a = 10000 \text{ daN/cm}^2$
Modulul de elasticitate al armăturii:	$E_a = 2100000 \text{ daN/cm}^2$.

Programul Biograf este capabil să furnizeze și stadiul de fisurare al elementelor finite la fiecare pas de încărcare. În figura următoare este prezentat stadiul de fisurare la limita elastică caracteristic fiecărui element de zidărie studiat, deci prima fisură apărută. Fisura modelează deschiderea primului rost orizontal din încovoiere, acest lucru întâmplându-se și în realitate.

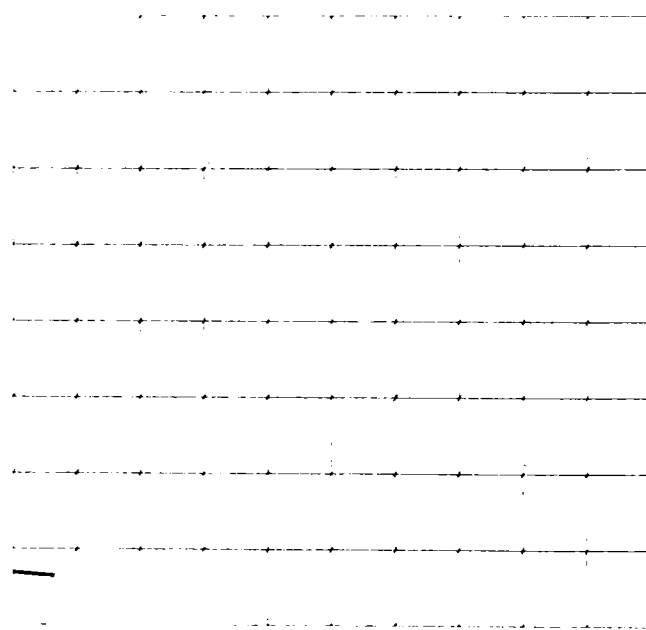


Fig 3.21 – Distribuția fisurilor la limita elastică pentru elementul ES

La valoarea maximă a forței orizontale stadiul de fisurare a elementului de zidărie simplă ES modelat cu elemente finite se prezintă ca în figura de mai jos. Se observă dezvoltarea fisurii în rostul orizontal și apariția unei fisuri în diagonală. În realitate ruperea

elementului s-a produs în fisură înclinată, deci programul Biograf modelează în mare măsură corect comportarea peretelui de zidărie simplă.

La toate elementele de zidărie armată EA1, EA2 și EA3 la rupere distribuția fisurilor arată ca în figura 3.x, observându-se doar dezvoltarea fisurilor în rost orizontal fără apariția fisurii diagonale. În realitate elementele de zidărie armată cedează la încovoiere prin dezvoltarea fisurii în rost orizontal.

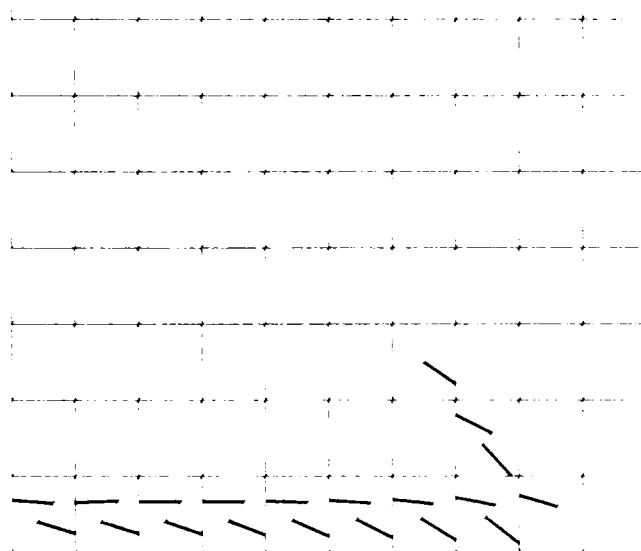


Fig 3.22 – Distribuția fisurilor la rupere pentru elementul ES

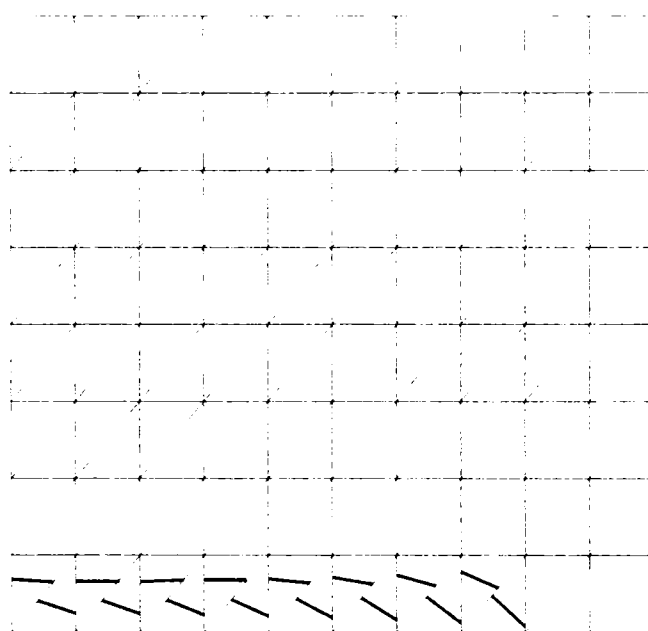


Fig 3.23 – Distribuția fisurilor la rupere pentru elementele de zidărie armată

Valorile forțelor orizontale obținute cu programul Biograf în comparație cu rezultatele obținute experimental sunt date în tabelul 3.20. Se pot compara atât forțele orizontale obținute la starea limită de fisurare cât și forțele orizontale la rupere.

Tabelul 3.20

Nr. crt.	Element	Forța la limita elastică [daN]		Forța de rupere [daN]	
		Valori obținute cu programul Biograf	Valori experimentale	Valori obținute cu programul Biograf	Valori experimentale
1.	ES	7.010	5.000	12.410	12.000
2.	EA1	7.133	5.000	12.333	12.000
3.	EA2	9.441	7.000	13.641	16.000
4.	EA3	9.852	9.000	18.734	23.000
5.	EA4	11.334	12.000	19.452	27.000

Constatăm o bună apropiere a valorilor obținute cu programul de calcul cu elemente finite Biograf în comparație cu valorile obținute experimental.

Diferențele obținute prin metoda elementului finit pot fi explicate printr-o serie de parametri ce influențează rezultatele: densitatea rețelei de discretizare, modul de aplicare al încărcărilor, modelarea reazemelor, valorile parametrilor introduși în calcul.

3.4.3 Calculul cu relațiile din MP001-96 prin intermediul programului CAZIN 31

Programul de calcul a capacităților de rezistență a secțiunilor din zidărie nearmată CAZIN31 (conform metodologiei din reglementările MLPAT) conține două variante : una conversațională cu date de intrare preluate conversațional de pe display sau cu rularea programului prin citirea fișierului de pe disc atunci când programul preia fișierul cu date de intrare nume.INP, creat cu un editor. După rularea programului rezultă fișierele: nume.OUT - care conține toate rezultatele calculelor grupate pe element; nume.DAT - care conține datele de intrare referitoare la geometria elementelor; nume.CAP - conține capacitățile elementelor, rezultante și la forță tăietoare în cele trei stadii : F,C,U; nume.ASO - conține modul de rupere al secțiunilor și capacitățile la moment încovoietor în cele trei stadii: F,C,U;

Cand se activează programul: ">CAZIN30"

pe ecran apare opțiunea :

- 0-de la tastatură care permite rularea conversațional,
- 1-de pe disc care permite rularea prin citirea fișierului nume.INP.

Macheta formularelor de date din fișierul nume.INP conține:

F1 - Caracteristici generale ale secțiunii

- Montant/Șpalet , Tip secțiune, R2,Rc,Htot,N,n

Montant/Șpalet = pentru montanți, înălțimea este egală cu înălțimea clădirii
 pentru șpalet, înălțimea este egală cu înălțimea golului

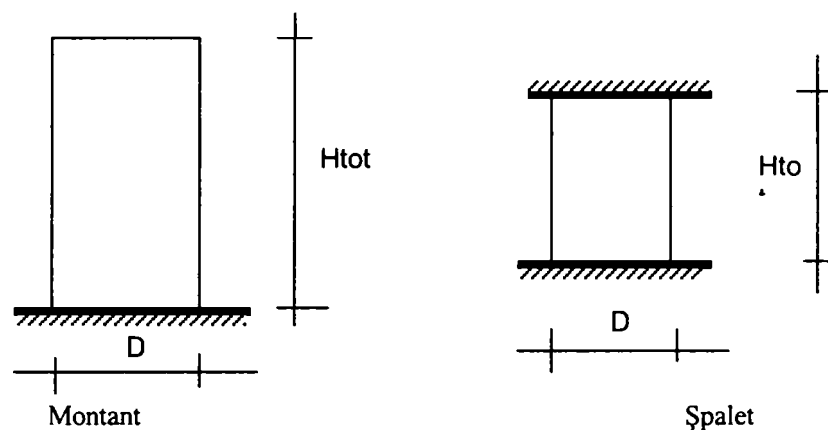
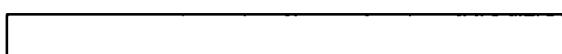
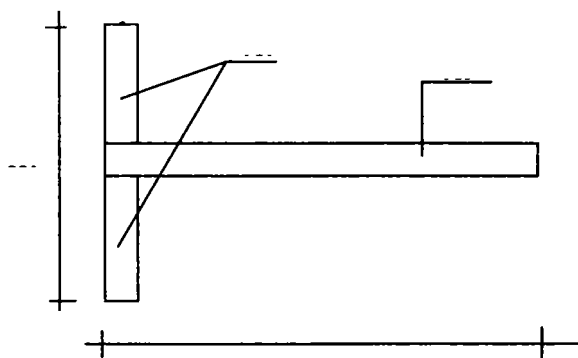


Fig. 3.24 – Stabilirea înălțimii totale la montanți și șpalet

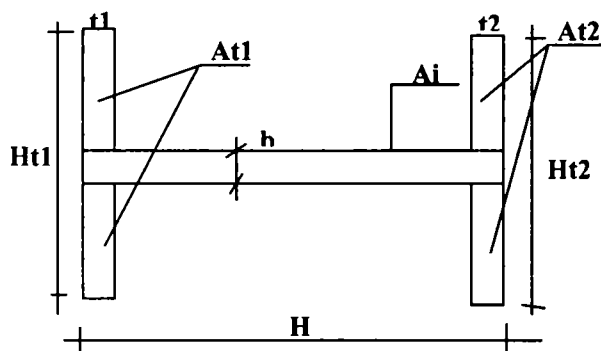
- Tip secțiune :
 D = dreptunghiulară
 T = cu o talpă
 I = cu două tălpi



Secțiune dreptunghiulară



Secțiune "T"



Secțiune "I"

Fig. 3.25 – Tipuri de secțiuni și caracteristicile geometrice ale acestora

R_2 ; [Kgf/cm²] = Rezistența la întindere a mortarului

R_c ; [Kgf/cm²] = rezistența la compresiune a zidăriei

H_{tot} ; [cm] = înălțimea pe verticală a elementului

Pentru montant H_{tot} este înălțimea măsurată de la baza secțiunii calculate la vârful construcției iar pentru șpalet H_{tot} este înălțimea șpaletului dintre două goluri alăturate egală cu înălțimea golului;

N ; [Kgf] = forța axială - compusă din greutatea proprie a elementului și încărcarea aferentă din planșeu

F2- Caracteristici specifice fiecărui tip de secțiuni

- D- dreptunghiulară H,b

H ; [cm] = înălțimea secțiunii (în plan)

b ; [cm] = grosimea secțiunii (în plan)

- T-cu o talpă H, b, Ht, t

H ; [cm] = înălțimea inimii

b ; [cm] = grosimea inimii

H_t ; [cm] = înălțimea tălpii

t ; [cm] = grosimea tălpi

- cu două tălpi H, b, Ht1, t1, Ht2, t2

H ; [cm] = înălțimea inimii

b ; [cm] = grosimea inimii

H_{t1}, H_{t2} ; [cm] = înălțimea tălpii 1, înălțimea tălpii 2

$t_1; t_2$ [cm] = grosimea tălpii 1, înălțimea tălpii 2

Caracteristici reale de calcul ale elementelor din zidărie introduse sunt:

Rezistența la întindere a zidăriei $R_t=18\text{daN/cm}^2$

Rezistența la compresiune a zidăriei $R_c=60\text{daN/cm}^2$

Înălțimea elementului $H_{elem} = 150\text{cm}$

Tipul secțiunii- dreptunghiulară: „D”

Înălțimea secțiunii: $D = 125\text{cm}$

Lățimea secțiunii: $B = 24\text{cm}$

Raportul dintre excentricitatea adimensională a efortului de compresiune în stadiul curgere în stadiul ultim $E_{psc}/e_{psu}=0,667$

Înălțimea elementului s-a considerat mai mare decât înălțimea elementului de zidărie deoarece în calcul forța orizontală acționează teoretic la 0,7 din înălțimea montantului.

Fişierele de ieşire furnizate de programul Cazin 31 pentru cele cinci elemente de zidărie studiate sunt prezentate în continuare:

Elementul ES

ms (tip d)

 *****DATE DE INTRARE*****

R2 [kgf/cmp] = 33.00
 RC [kgf/cmp] = 60.00
 N [kgf] = 18000.00
 Epsc/Epsu (n) = .67

Helement[cm] = 150.00

H [cm] = 125.0
 B [cm] = 24.0

*****REZULTATE*****

Criteriul de rupere-MMQ :
 Ruperea in fisura inclinata
 are loc dupa curgere ,inainte
 de stadiul ultim.

PSI element = .50
 SIGMA [kgf/cmp] = 6.00

Af[mp] = .25
 A totala [mp] = .00

CAPACITATEA SECTIUNII

TAU capabil [kgf/cmp] = 3.335
 Q capabil [tf] = 10.005

STADIUL FISURAE

TAU capabil-F[kgf/cmp] = 23.917
 Q capabil - F[tf] = 71.750
 TAU asociat- F [kgf/cmp] = 1.252
 Q asociat - F [tf] = 3.757

STADIUL CURGERE

TAU capabil - C [kgf/cmp] = 6.079
 Q capabil - C [tf] = 18.238
 TAU asociat - C [kgf/cmp] = 3.250
 Q asociat - C [tf] = 9.750

STADIUL ULTIM

TAU capabil - U [kgf/cmp] = 3.063
 Q capabil - U [tf] = 9.188
 TAU asociat - U [Kgf/cmp] = 3.343
 Q asociat - U [tf] = 10.030

Elementul EA1

```

ml                      (tip d)
=====
*****
*****DATE DE INTRARE*****
*****
=====
R2 [kgf/cmp] =      49.00
RC [kgf/cmp] =      76.00
N   [kgf]    =    18000.00
Epsc/Epsu (n)=       .67
-----
Helement[cm] =    150.00
-----
H [cm] =     125.0
B [cm] =      24.0
=====
*****
*****REZULTATE*****
*****
=====
Criteriul de rupere-MMM :
Rupere ductila in stadiul ultim,
fara fisurare in sectiune inclinata.
=====
PSI element      =       .30
SIGMA [kgf/cmp] =      6.00
-----
Af[mp]           =       .25
A totala [mp]    =       .00
=====
CAPACITATEA SECTIUNII
=====
TAU capabil [kgf/cmp] =      3.429
Q capabil [tf]        =     10.287
=====
STADIUL FISURAE
=====
TAU capabil-F[kgf/cmp] =     34.609
Q capabil - F[tf]      =    103.827
TAU asociat- F [kgf/cmp] =      1.252
Q asociat - F [tf]     =      3.757
=====
STADIUL CURGERE
=====
TAU capabil - C [kgf/cmp] =      6.873
Q capabil - C [tf]        =     20.618
TAU asociat - C [kgf/cmp] =      3.355
Q asociat - C [tf]        =     10.066
=====
STADIUL ULTIM
=====
TAU capabil - U [kgf/cmp] =      3.462
Q capabil - U [tf]        =     10.387
TAU asociat - U [Kgf/cmp] =      3.429
Q asociat - U [tf]        =     10.287
=====

```

Elementul EA2

```

m2                (tip d)
=====
*****
*****DATE DE INTRARE*****
*****
=====
R2 [kgf/cmp] =    41.00
RC [kgf/cmp] =    68.00
N   [kgf]    = 24000.00
Epsc/Epsu (n)=    .67
-----
Helement[cm] = 150.00
-----
H [cm] = 125.0
B [cm] = 24.0
=====
*****
*****REZULTATE*****
*****
=====
Criteriul de rupere-MMM :
Rupere ductila in stadiul ultim,
fara fisurare in sectiune inclinata.
=====
PSI element      =    .30
SIGMA [kgf/cmp] =    8.00
-----
Af[mp]           =    .25
A totala [mp]    =    .00
=====
CAPACITATEA SECTIUNII
=====
TAU capabil [kgf/cmp] =    4.362
Q capabil [tf]        =   13.086
=====
STADIUL FISURAE
=====
TAU capabil-F[kgf/cmp] =   29.881
Q capabil - F[tf]      =   89.644
TAU asociat- F [kgf/cmp] =    1.670
Q asociat - F [tf]     =    5.010
=====
STADIUL CURGERE
=====
TAU capabil - C [kgf/cmp] =    8.698
Q capabil - C [tf]        =   26.095
TAU asociat - C [kgf/cmp] =    4.216
Q asociat - C [tf]        =   12.647
=====
STADIUL ULTIM
=====
TAU capabil - U [kgf/cmp] =    4.382
Q capabil - U [tf]        =   13.146
TAU asociat - U [Kgf/cmp] =    4.362
Q asociat - U [tf]        =   13.086
=====

```

Elementul EA3

```

m3 (tip d)
=====
*****
*****DATE DE INTRARE*****
*****
=====
R2 [kgf/cmp] = 41.00
RC [kgf/cmp] = 68.00
N [kgf] = 36000.00
Epsc/Epsu (n) = .67
-----
Helement[cm] = 150.00
-----
H [cm] = 125.0
B [cm] = 24.0
=====
*****
*****REZULTATE*****
*****
=====
Criteriul de rupere-MMM :
Rupere ductila in stadiul ultim,
fara fisurare in sectiune inclinata.
=====
PSI element = .30
SIGMA [kgf/cmp] = 12.00
-----
Af[mp] = .25
A totala [mp] = .00
=====
CAPACITATEA SECTIUNII
=====
TAU capabil [kgf/cmp] = 6.065
Q capabil [tf] = 18.194
=====
STADIUL FISURAE
=====
TAU capabil-F[kgf/cmp] = 31.077
Q capabil - F[tf] = 93.231
TAU asociat- F [kgf/cmp] = 2.505
Q asociat - F [tf] = 7.515
=====
STADIUL CURGERE
=====
TAU capabil - C [kgf/cmp] = 13.048
Q capabil - C [tf] = 39.143
TAU asociat - C [kgf/cmp] = 5.735
Q asociat - C [tf] = 17.206
=====
STADIUL ULTIM
=====
TAU capabil - U [kgf/cmp] = 6.573
Q capabil - U [tf] = 19.719
TAU asociat - U [kgf/cmp] = 6.065
Q asociat - U [tf] = 18.194
=====

```

Elementul EA4

```

m4                      (tip d)
=====
*****
*****DATE DE INTRARE*****
*****
=====
R2 [kgf/cmp] =      41.00
RC [kgf/cmp] =      68.00
N   [kgf]    =    45000.00
Epsc/Epsu (n)=       .67
-----
Helement[cm] =   150.00
-----
H [cm] =    125.0
B [cm] =     24.0
=====
*****
*****REZULTATE*****
*****
=====
Criteriul de rupere-MMM :
Rupere ductila in stadiul ultim,
fara fisurare in sectiune inclinata.
=====
PSI element      =       .30
SIGMA [kgf/cmp] =     15.00
-----
Af[mp]           =       .25
A totala [mp]    =       .00
=====
CAPACITATEA SECTIUNII
=====
TAU capabil [kgf/cmp] =     7.132
Q capabil [tf]      =    21.396
=====
STADIUL FISURAE
=====
TAU capabil-F[kgf/cmp] =    31.944
Q capabil - F[tf]      =    95.833
TAU asociat- F [kgf/cmp] =     3.131
Q asociat - F [tf]     =     9.394
=====
STADIUL CURGERE
=====
TAU capabil - C [kgf/cmp] =    16.310
Q capabil - C [tf]       =    48.929
TAU asociat - C [kgf/cmp] =     6.618
Q asociat - C [tf]      =    19.853
=====
STADIUL ULTIM
=====
TAU capabil - U [kgf/cmp] =     8.216
Q capabil - U [tf]       =    24.648
TAU asociat - U [Kgf/cmp] =     7.132
Q asociat - U [tf]      =    21.396
=====

```

Programul furnizează: forțele tăietoare asociate fisurării din eforturi principale de întindere în cele trei stadii caracteristice: fisurare, curgere și ultim; forțele tăietoare asociate

fisurării la bază din moment încovoietor în cele trei stadii; eforturile tangențiale nominale capabile în cele trei stadii; eforturile tangențiale nominale asociate în cele trei stadii; capacitatea portantă a secțiunii Q_{capabil} ; efortul tangențial capabil al secțiunii τ_{capabil} și criteriul de rupere.

În listurile de calcul sunt subliniate valorile ce se pot compara cu rezultatele obținute experimental. Acestea sunt: capacitatea portantă a secțiunii Q_{capabil} ce va fi comparată evident cu valoarea la care s-a înregistrat ruperea elementelor; Q_{asociatF} - valoare ce ar trebui să corespundă cu valoarea forței la momentul apariției primei fisuri în secțiune normală; Q_{capabilC} - valoare ar putea fi comparată cu valoare forței orizontale la forțarea ruperii în diagonală împiedicând deplasările la elementele de zidărie armată.

Referitor la criteriile de rupere furnizate de program observăm diferența dintre elementul ES căruia îi corespunde criteriul de rupere „MMQ” și celelalte elemente de zidărie armată la care se înregistrează criteriul „MMM”. Conform părții teoretice a MP001-96 „MMQ” se traduce ca mod de rupere cu ductilitate limitată în secțiuni înclinate ca urmare a efectului forței tăietoare, iar „MMM” caracterizează ruperea cu ductilă, din încovoiere în secțiuni normale cu deformarea plastică a zonei comprimate. Această interpretare a modurilor de rupere se regăsește în realitate la elementele de zidărie încercate experimental. Constatăm din compararea elementelor ES și EA1 ce sunt încărcate cu aceeași forță verticală că prezența armăturii în rosturile orizontale ale zidăriei chiar dacă în acest caz nu sporește capacitatea portantă a elementului îi conferă o ductilitate sporită modificându-i criteriul de rupere dintr-unul cu ductilitate limitată într-unul cu ductil. Diferența dintre elementele ES și EA1 deci dintre o diafragmă ce se rupe cvasi fragil și una ce se rupe ductil este aceea că elementul EA1 nu cedează brusc punând în pericol structura ci prezintă o rezervă de capacitate portantă în cazul în care structura în care se integrează și de care este legată nu-i permite să-și consume deplasările. Eficiența armării în rost orizontal nu trebuie privită numai prin prisma capacității portante ce de multe ori nu este ameliorată prin armare, ci și prin prisma caracteristicilor de deformabilitate ale zidărilor armate respectiv a ductilității acestora.

Această observație este prevăzută de codul P100-2003 prin coeficientul de comportare „q” ce este stabilit ca fiind mai mare pentru zidăriile armate decât pentru zidăriile simple. Un coeficientul de comportare mai mare conduce la calcularea unei forțe seismice de proiectare mai mici pentru acea structură aceasta fiind invers proporțională cu coeficientul de comportare.

Compararea rezultatelor date de programul Cazin cu rezultatele experimentale din punctul de vedere al forțelor arătate mai sus este sintetizată în tabelul următor:

Tabelul 3.21

Nr. crt.	Elem.	$Q_{\text{asociat F}} [\text{daN}]$		$Q_{\text{capabil}} [\text{daN}]$		$Q_{\text{capabil C}} [\text{daN}]$	
		Valori date de Cazin	Valori experimentale	Valori date de Cazin	Valori experimentale	Valori date de Cazin	Valori experimentale
1.	ES	3.757	5.000	10.050	12.000	-	-
2.	EA1	3.757	5.000	10.287	12.000	20.618	21.000
3.	EA2	5.010	7.000	13.086	16.000	26.095	22.000
4.	EA3	7.515	9.000	18.194	23.000	39.134	30.000
5.	EA3	9.394	12.000	21.396	27.000	48.929	32.000

Este evident că programul de calcul bazat pe relațiile din normativul MP001-96 dă rezultate apropiate de realitate și mai ales la nivelul capacității portante a diaframelor. De menționat faptul că valorile experimentale au fost înregistrate cu o eroare dată de intervalul de 1000daN pe care s-au făcut citirile.

Diferențele mai mari la nivelul forței tăietoare capabile în stadiul de curgere se explică prin faptul că ruperea în secțiune oblică începe să se producă prin cărămizi la elementele armate, rezultatele obținute experimental fiind astfel mai mici decât cele teoretice determinate de bazarezistențelor mortarului și a armături.

În ultimul paragraf al capitolului se prezintă concluzii generale cu privire la rezultatele obținute prin toate metodele de calcul studiate.

3.4.4 Concluzii cu privire la rezultatele obținute

Rezultatele obținute pentru capacitatea portantă la sarcini orizontale a elementelor prin diferite metode de calcul și capacitatea portantă obținută experimental sunt sintetizate în tabelul 3.22 și în graficul din figura 3.26:

Tabelul 3.22

Nr. crt.	Element	Capacitatea portantă la sarcini orizontale			
		Experimental	Conform P2-85	Cu elemente finite	Conform MP001-96
1.	ES	12.000	4.688	12.410	10.050
2.	EA1	12.000	4.688	12.333	10.287
3.	EA2	16.000	6.250	13.641	13.086
4.	EA3	23.000	9.375	18.734	18.194
5.	EA4	27.000	11.719	19.452	21.396

Tabelul este transpus în graficul sugestiv de mai jos:

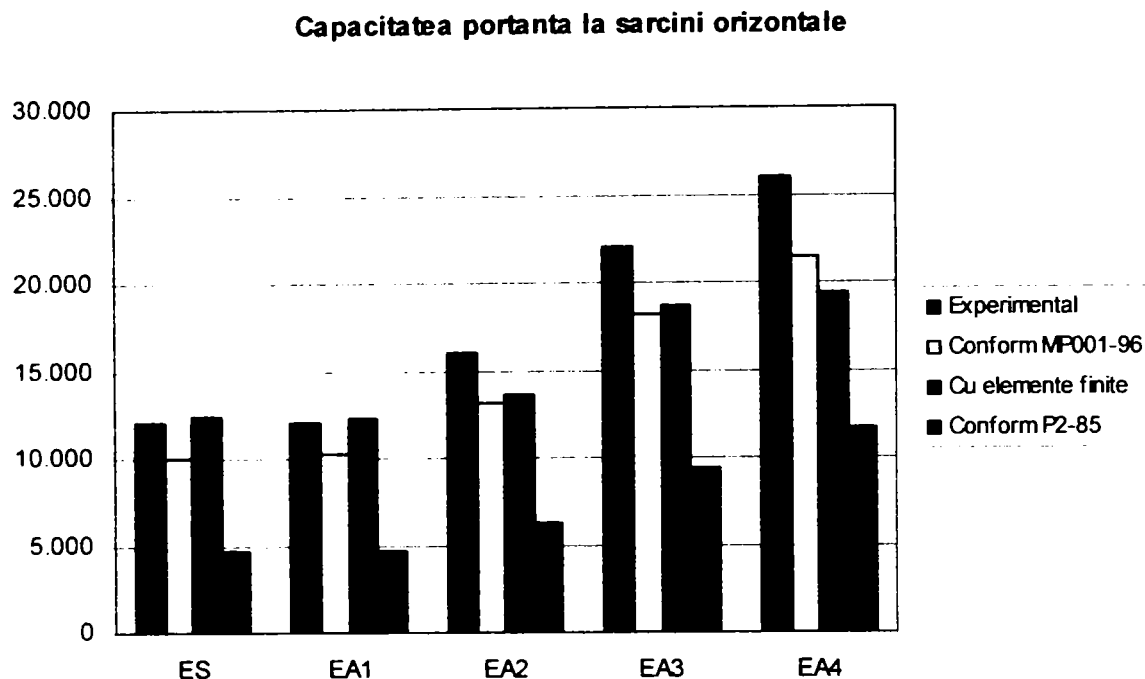


Fig. 3.26 – Capacitatea portantă la sarcini orizontale obținută prin diferite metode

În tabelul următor sunt calculate diferențele procentuale obținute prin calcul față de rezultatul încercării experimentale considerat ca bază:

Tabelul 3.23

Nr. crt.	Element	Diferențe procentuale pentru capacitatea portantă la sarcini orizontale obținută prin calcul față de valorile experimentale			
		Experimental	Conform P2-85	Cu elemente finite	Conform MP001-96
1.	ES	±0 %	-61 %	+3 %	-16 %
2.	EA1	±0 %	-61 %	+3 %	-14 %
3.	EA2	±0 %	-61 %	-15 %	-18 %
4.	EA3	±0 %	-59 %	-18 %	-20 %
5.	EA4	±0 %	-57 %	-28 %	-20 %

Nivelul limitei elastice obținut experimental pentru cele patru elemente în comparație cu rezultatele obținute prin calcul cu cele trei metode de calcul se dă în tabelul 3.23

Tabelul 3.24

Nr. crt.	Element	Limita elastică (de fisurare)			
		Experimental	Conform P2-85	Cu elemente finite	Conform MP001-96
1.	ES	5.000	4.688	7.010	3.757
2.	EA1	5.000	4.688	7.133	3.757
3.	EA2	7.000	6.250	9.441	5.010
4.	EA3	9.000	9.375	9.852	7.515
5.	EA4	12.000	11.719	11.334	9.394

Și acestui tabel i se asociază un grafic similar cu cel din figura 3.27

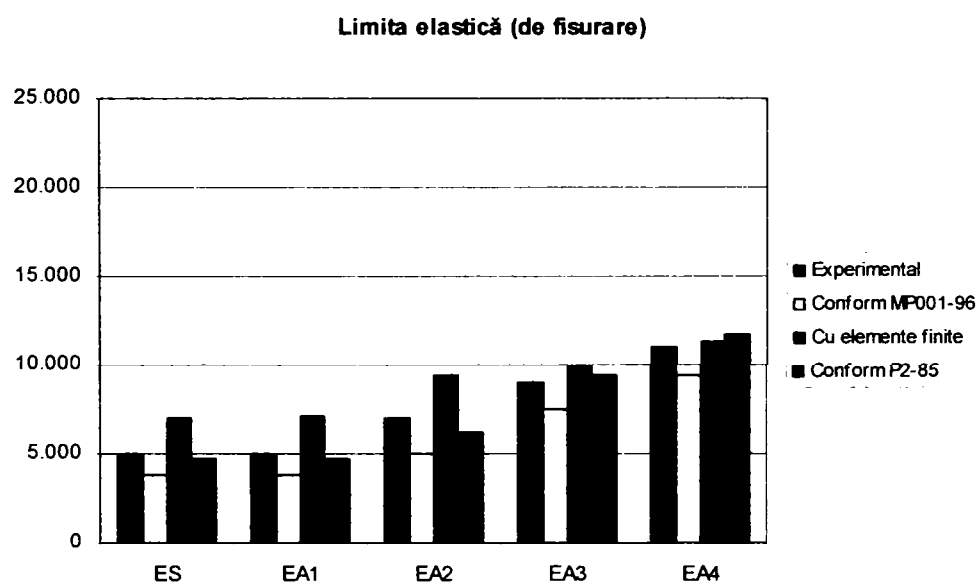


Fig. 3.27 – Limita elastică obținută prin diferite metode

Diferențele procentuale obținute prin calcul față de rezultatul încercării experimentale considerat ca bază la fisurare sunt prezentate în tabelul următor:

Tabelul 3.25

Nr. crt.	Element	Diferențe procentuale pentru limita elastică (de fisurare) la sarcini orizontale obținută prin calcul față de valorile experimentale			
		Experimental	Conform P2-85	Cu elemente finite	Conform MP001-96
1.	ES	±0 %	-6 %	+40 %	-24 %
2.	EA1	±0 %	-6 %	+41 %	-24 %
3.	EA2	±0 %	-11 %	+35 %	-28 %
4.	EA3	±0 %	+4 %	+9 %	-16 %
5.	EA4	±0 %	+2 %	-6 %	-26 %

În concluzie se poate afirma că relațiile de calcul date de normativul P2-85 apreciază capacitatea portantă a diaframelor de zidărie în stadiul elastic și sunt depășite din acest punct de vedere.

Programul Biograf de analiză cu elemente finite pentru beton armat poate fi aplicat într-o bună măsură și pentru zidării, valorile datelor de intrare trebuiesc însă atent stabilite.

Programul Cazin ce funcționează pe baza relațiilor de calcul din MP001-96 prinde comportarea elasto-plastică a zidărilor și dă rezultate apropiate de realitate. Programul se poate folosi și pentru zidării armate în rost orizontal introducând rezistența la eforturi principale de întindere ca sumă dintre rezistența la întindere a mortarului și rezistența armăturii înmulțită cu coeficientul de armare. Dezavantajul relațiilor de calcul din MP001 constă în complexitatea lor ce le face greu utilizabile, iar programul Cazin are un preț de vânzare ridicat.

Se constată deci necesitatea unui mijloc simplu și rapid dar exact pentru proiectanți de efectuare a verificării structurilor din zidărie la sarcini orizontale din seism, un algoritm de calcul bazat pe relațiile din MP001-96 dar mai simplu și mai accesibil. Avem în vedere și faptul că verificarea structurilor din zidărie la sarcini orizontale din seism este un calcul ce necesită o precizie nu neapărat foarte mare nefiind un calcul de dimensionare ci o verificare, iar rezistențele de calcul ale zidărilor induc coeficienți parțiali de siguranță relativ mari.

CAPITOLUL 4: STUDII TEORETICE PRIVIND COMPORTAREA DIAFRAGMELOR DE ZIDĂRIE LA ACȚIUNI ORIZONTALE

4.1 PREZENTAREA STUDIILOR TEORETICE

4.1.1 Scopul studiilor teoretice

În acest capitol sunt prezentate studii teoretice efectuate pe elemente imaginare din zidărie având ca principal scop stabilirea unei relații de legătură între încărcările verticale la care sunt supuse diafragmele de zidărie și capacitatea de rezistență a acestora la sarcini orizontale. Implicit, se încearcă să se stabilească o legătură între efortul unitar de compresiune $\left(\sigma_0 = \frac{N}{A}\right)$ și efortul tangențial capabil notat în cele ce urmează τ_c în concordanță cu manualul de proiectare a structurilor din zidărie MP001.

În urma studiului bibliografic și a încercărilor efectuate pe elemente din zidărie simplă și armată se desprinde concluzia că există o relație de interacțiune între sarcinile verticale la care sunt supuse diafragmele de zidărie și capacitatea de rezistență la sarcini orizontale.

Dacă se reprezintă grafic într-un sistem de coordonate rectangulare având pe abscisă ca și variabilă efortul unitar de compresiune σ_0 iar pe ordonată efortul tangențial capabil τ_c , se va obține diagrama de interacțiune $\sigma_0 - \tau_c$. Ca și condiții de margine ale diagramei intuitiv se poate stabili că la un efort de compresiune nul, $\sigma_0 = 0$ efortul tangențial capabil este nul $\tau_c = 0$ (situație pur teoretică dacă s-ar neglija greutatea proprie a peretelui) și de asemenea la o valoare maxim posibilă a efortului unitar de compresiune egală cu rezistența la compresiune a zidăriei $\sigma_0 = R_c$, elementul de zidărie este incapabil să preia eforturi suplimentare din sarcini orizontale, deci $\tau_c = 0$. Graficul curbei de interacțiune va avea deci două porțiuni, una crescătoare de la $\tau_c = 0$ la valoarea maximă a efortului tangențial capabil $\tau_c = \tau_c^{\max}$ și una descendentă de la valoarea maximă înapoi la $\tau_c = 0$. Valoarea maximă a efortului tangențial capabil se va obține pentru un efort unitar de compresiune egal cu aproximativ jumătate din rezistența la compresiune a zidăriei

$\sigma_0 = \frac{R_c}{2}$. De asemenea se estimează că forma diagramei de interacțiune se apropie de o parabolă cu vârful în sus ca în figura 4.1

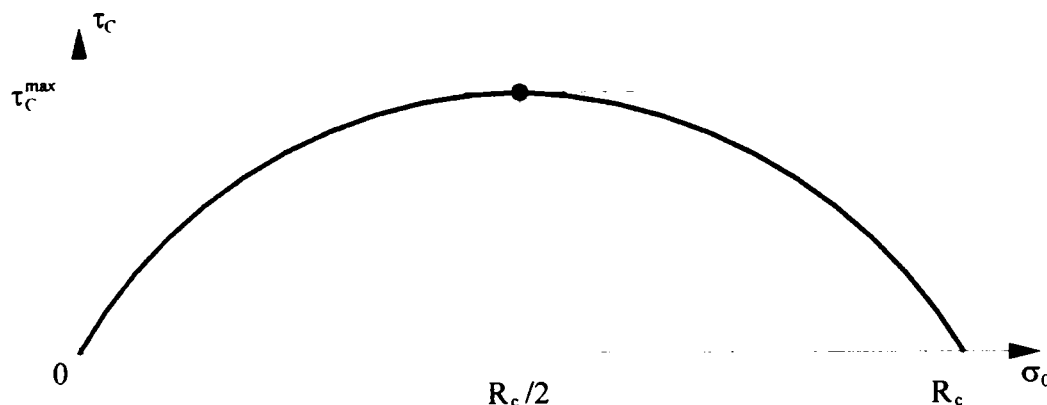


Fig. 4.1 – Estimare privind forma diagramei de interacțiune $\sigma_0 - \tau_c$

Tot datele obținute din aceste studii teoretice caută să exprime și relația de calcul pentru capacitatea portantă maximă la sarcini orizontale pentru diafragmele de zidărie ce au secțiunea în plan diferită de forma dreptunghiulară și anume diafragme cu secțiune în T sau I.

O ipoteză simplificatoare ce se poate aplica în această situație este neglijarea porțiunilor de perete ce alcătuiesc tălpile secțiunilor I și T. În sprijinul acestei ipoteze vine observația că rigiditatea pe direcția de acțiune a forței orizontale a inimii diafragmei este mult mai mare decât a tălpilor, deci tălpile și inima au capacități de deformare foarte diferite. Se va studia în continuare cât de apropiată de adevăr este această ipoteză și dacă este oportun să fie introdusă.

Este nevoie de a trata simplificat secțiunile T și I deoarece relațiile de calcul conform MP001-96 pentru montanții cu secțiune diferită de cea dreptunghiulară sunt deosebit de complicate, acest lucru nepermițând să se exprime printr-o formulă de calcul capacitatea portantă maximă la forță tăietoare așa cum va fi tratată în capitolul următor.

4.1.2 Alegerea elementelor studiate și caracteristicile acestora

Tipurile de elementele din zidărie studiate sunt alese astfel încât să acopere majoritatea situațiilor ivite în practică.

La determinarea efortului tangențial capabil τ_c dimensiunile efective ale elementelor (înălțimea și lățimea) nu sunt importante, ci contează de fapt doar raportul

dintre ele $\lambda = \frac{H}{D}$ definit de MP001. De aceea s-a păstrat o înălțime constantă pentru toate elementele studiate de 3.0m ceea ce reprezintă în practică înălțimea aproximativă a unui etaj de clădire. Pentru toate situațiile grosimea zidului considerată este de 24cm, ceea ce corespunde grosimii unui perete din zidărie de cărămidă plină de 1C.

În alegerea elementelor studiate se pleacă de la un element de bază de tip montant cu raportul $\lambda = 1$, deci cu lățimea egală cu înălțimea notat M1,0 notând astfel caracteristicile definatorii: tipul elementului și raportul laturilor. Se studiază de asemenea elemente de tip montant cu raportul λ supraunitar (1,5; 3,0; 6,0) deci diafragme zvelte respectiv elemente cu raportul λ subunitar (0,75; 0,5). Notațiile acestor elemente sunt de asemenea în concordanță cu caracteristicile lor definatorii și anume: M1,5; M3,0; M6,0; respectiv M0,75 și M0,5. Nu s-a considerat neapărat necesar să se studieze mai multe elemente cu raportul λ diferit având în vedere rezultatele similare obținute în toate cazurile. A fost însă necesar să se considere, păstrând constant raportul $\lambda = 1$, și elemente de tip șpalet (S1,0), montant de zidărie armată (A1,0), elemente cu secțiunea cu o talpă în situația în care aceasta este întinsă sau comprimată (T1,0s și T1,0d) respectiv un element cu secțiunea cu două tălpi (I1,0). Lățimile tălpiilor elementelor T și I s-au considerat de lățime 1.0m ceea ce reprezintă o treime din lățimea diafragmei.

Caracteristicile mecanice ale zidăriei s-au stabilit aleator dar s-au păstrat constante pentru toate elementele. S-au considerat materiale frecvent utilizate în practică și anume cărămidă C100 și mortar M50. Pentru aceste materiale conform tabelului 9 din normativul MP001 avem rezistența la compresiune a zidăriei $R_c = 30 \text{ daN/cm}^2$ și rezistența la eforturi principale de întindere $R_2 = 2,7 \text{ daN/cm}^2$.

Pentru elementele de zidărie armată se consideră o armătură distribuită în rosturile orizontale cu un coeficient de armare $\mu = 1\%$ și rezistența armăturii $R_a = 5000 \text{ daN/cm}^2$. Este evident că rezistențele materialelor alese nu influențează concluziile ce se stabilesc în urma acestui studiu. În tabelul 4.1 se prezintă elementele din zidărie studiate și caracteristicile acestora.

Evident că s-ar putea extinde acest studiu la mult mai multe tipuri de elemente din zidărie. Însă rezultatele obținute au condus la concluzia că avem suficiente informații pentru confirmarea ipotezei anticipate privind diagrama de interacțiune $\sigma_0 - \tau_c$ pentru toate tipurile de diafragme din zidărie ce pot apărea în practică.

Tabelul 4.1

Nr. Crt.	Den. Elem.	λ	H [m]	D [m]	b [cm]	H_{talpa}	R_c [daN/cm ²]	R_2 [daN/cm ²]	R_a [daN/cm ²]	μ [%]
1.	M 6,0	6,0	3,0	0,5	24	-	30,0	2,7	-	-
2.	M 3,0	3,0	3,0	1,0	24	-	30,0	2,7	-	-
3.	M 1,5	1,5	3,0	2,0	24	-	30,0	2,7	-	-
4.	M 1,0	1,0	3,0	3,0	24	-	30,0	2,7	-	-
5.	M 0,75	0,75	3,0	4,0	24	-	30,0	2,7	-	-
6.	M 0,5	0,5	3,0	6,0	24	-	30,0	2,7	-	-
7.	S 1,0	1,0	3,0	3,0	24	-	30,0	2,7	-	-
8.	A 1,0	1,0	3,0	3,0	24	-	35,0	7,7	5000	1,0
9.	T 1,0s	1,0	3,0	3,0	24	1,0	30,0	2,7	-	-
10.	T 1,0d	1,0	3,0	3,0	24	1,0	30,0	2,7	-	-
11.	I 1,0	1,0	3,0	3,0	24	1,0	30,0	2,7	-	-

Pentru studiul influenței lățimii tăpii elementelor cu secțiune T și I se calculează efortul tangențial capabil corespunzător unui $\sigma_0 = \frac{R_c}{2}$ pentru elemente similare cu T1,0d și I1,0 dar cu tălpi de lățime diferită. Lățimea tăpilor se consideră pe rând: 50cm; 75cm; 100cm; 125cm și 150cm – valoarea maximă ce se poate lua în calcul egală cu jumătate din lățimea inimii. Valorile obținute împreună cu valoarea corespunzătoare montantului M1,0 cu secțiune dreptunghiulară pentru $\sigma_0 = \frac{R_c}{2}$ vor fi comparate între ele.

4.1.3 Aplicarea încărcărilor

Încărcările verticale aplicate s-au stabilit astfel încât efortul unitar de compresiune din elementul studiat să ia valori de la $\sigma_0 = 0$ pînă la valoarea maximă $\sigma_0 = R_c$. Intervalul de variație a efortului de compresiune se discretizează în zece părți egale calculându-se capacitatea portantă pentru fiecare valoare considerată (în total avem 11 determinări pentru fiecare element). Efortul unitar de compresiune ia valorile: $\sigma_0 = 0, 3, 6, 9, 12, 15, 18, 21, 24, 27$ și 30 daN/cm^2 . Diagrama de interacțiune se va trasa deci prin 11 puncte, de abscisă σ_0 și ordonată τ_c ce se unesc cu linie curbă.

În particular pentru elementul de zidărie armată A1,0 rezistența la compresiune este $R_c = 35 \text{ daN/cm}^2$ oținută prin însumarea rezistenței la compresiune a zidăriei simple $R_c = 30 \text{ daN/cm}^2$ și aportul armăturii dat de produsul $\mu R_a = 5 \text{ daN/cm}^2$. Aici se stabilesc de asemenea 11 puncte însă cu pasul de $3,5 \text{ daN/cm}^2$.

Este importantă precizarea că pentru elementele cu secțiune diferită de cea dreptunghiulară (T1,0s, T1,0d și I1,0), valoarea forței verticale maxime aplicate este aceeași ca și pentru elementul similar cu secțiune dreptunghiulară M1,0 ca și cum întreaga încărcare verticală s-ar aplica inimii diafragmei. Această abordare a pornit de la observația

că pentru o forță verticală $N=A_x \cdot b$ și pentru valori superioare acesteia cu programul CAZIN se obțin valori nule pentru efortul tangențial capabil al elementelor cu secțiune T și I. S-a mers pe această idee și pentru faptul că se dorește neglijarea influenței tălpilor elementelor cu secțiune T și I pentru simplificare. Acest studiu teoretic va releva și eroarea ce se comite considerând această simplificare, întotdeauna acoperitoare.

Forța orizontală se consideră aplicată la două treimi de baza elementului la elementele de tip montant și la jumătatea elementului de tip șpalet, conform schemelor de calcul stabilite în MP001-96. La programul Biograf încărcările se distribuie în nodurile elementelor finite.

4.1.4 Metodele de calcul aplicate și rezultatele obținute

Se vor trasa în paralel două diagrame de interacțiune prin două procedee diferite pentru calculul capacității de rezistență la sarcini orizontale:

- Calculul cu relațiile din MP001 prin intermediul programului CAZIN 31;
- Calculul cu metoda elementului finit cu ajutorul programului de analiză postelastice în stare plană BIOGRAF.

Ambele modalități de calcul au fost prezentate pe larg în capitolul precedent și au condus la rezultate bune în comparație cu rezultatele experimentale prezentate în capitolul precedent.

Pentru calculul cu programul CAZIN datele de intrare sunt în totalitate date în tabelul 4.1 pentru fiecare element de zidărie studiat. Din rezultatele oferite de program reținem doar capacitatea portantă a elementului de zidărie și valoarea efortului tangențial capabil τ_c pentru fiecare caz analizat.

Pentru calculul cu programul Biograf ce se bazează pe metoda elementului finit avem nevoie și de alte caracteristici de calcul ale elementelor din zidărie. Pentru rezistența la întindere ce trebuie furnizată ca și dată de intrare, valoare ce este diferită față de rezistența la eforturi principale de întindere caracteristică zidăriilor. Având în vedere că programul Biograf este destinat structurilor din beton armat se dă valoarea rezistenței la întindere fiind conform pentru un beton cu rezistența la compresiune de 30 daN/cm^2 și anume $5,0 \text{ daN/cm}^2$ conform normativului. Alte valori necesare calculului sunt:

Modulul de elasticitate al zidăriei	$E = 0,5 \cdot 1000 \cdot R_c = 15000 \text{ daN/cm}^2$.
Coefficientul lui Poisson:	$\nu = 0,15$.
Deformația specifică ultimă a zidăriei:	$\varepsilon_u = 0,005$
Modulul de elasticitate al armăturii:	$E_a = 2100000 \text{ daN/cm}^2$.

Discretizarea diafragmelor în elemente finite se face considerând elemente finite triunghiulare identice cu catetele de 25cm pe orizontală și 20cm pe verticală.

Valorile capacității portante obținute prin metoda elementului finit sunt influențate de o serie de parametri cum ar fi: densitatea rețelei de discretizare, modul de aplicare al încărcărilor, modelarea reazemelor, valorile parametrilor introduși în calcul. De aceea calculul cu programul Biograf are mai mult un scop orientativ și de verificare, rezultatele obținute fiind aproximative. De aceea autorul și-a rezervat dreptul să influențeze unele din rezultatele accidentale obținute în limita de maxim 5-10% pentru continuizarea curbelor de interacțiune.

Parabola de aproximare este o curbă teoretică ideală. Ea s-a trasat pentru fiecare element folosind doar trei puncte:

$$\sigma_0 = 0, \longrightarrow \tau_c = 0$$

$$\sigma_0 = \frac{R_c}{2}, \longrightarrow \tau_c = \tau_{R_c/2}$$

$$\sigma_0 = R_c, \longrightarrow \tau_c = 0$$

Valoarea $\tau_{R_c/2}$ este valoare efortului tangențial capabil corespunzător unei încărcări verticale ce produce un efort de compresiune egal cu jumătate din rezistența la compresiune a zidăriei, obținut cu programul Cazin, ce se așteaptă a fi valoarea maximă a efortului tangențial capabil. Ecuația curbei este o parabolă de ordinul II.

Principala concluzie ce trebuie să se desprindă este dacă această curbă teoretică poate înlocui fără mari erori curba reală de interacțiune $\sigma_0 - \tau_c$, acest fapt conducând la importante simplificări în calculul structurilor cu diafragme de zidărie supuse la încărcări orizontale în planul lor.

4.2 TRASAREA DIAGRAMELOR DE INTERACȚIUNE PENTRU DIFERITE ELEMENTE DE ZIDĂRIE

4.2.1 Montant de zidărie simplă M-6.0

Caracteristicile de calcul	
Tipul elementului - MONTANT	
Rc - rezistența la compresiune	30 daN/cmp
R2 - rezistența la întindere	2.7 daN/cmp
H - înălțimea	300 cm
b- grosimea	24 cm
D - lungimea	50 cm
$\lambda = H/D$	6,0
$\beta = Z/H$	0,667
$\alpha = \varepsilon_c / \varepsilon_u$	0,667
N - încărcarea verticală constantă la o determinare	
$\sigma_0 = N/A$ - efortul unitar de compresiune diferit la cele 11 determinări:	
0, 3, 6, 9, 12, 15, 18, 21, 24, 27, 30 [daN/cmp]	
P - încărcarea orizontală variabilă până la rupere	

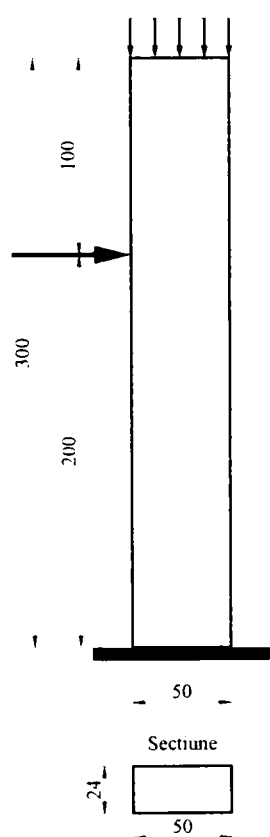


Fig. 4.2 – Schema montantului M-6.0

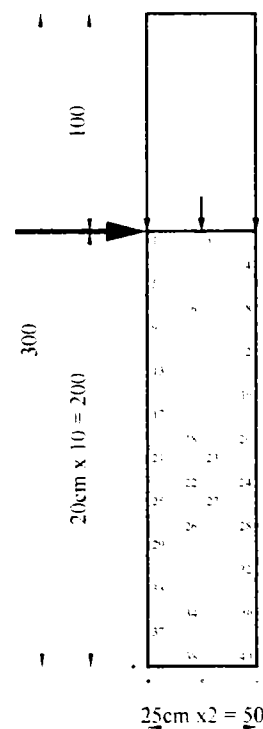
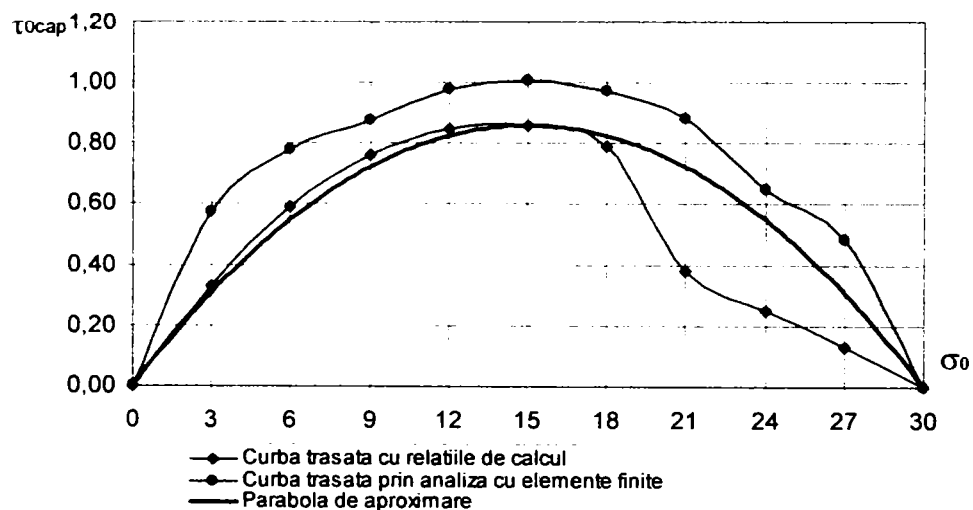


Fig. 4.3 – Discretizarea în elemente finite a montantului M-6.0

Tabelul centralizator al rezultatelor							
σ_0 [daN/cmp]	$A=bxD$ [cmp]	$N=A \times \sigma_0$ [daN]	Q_c [daN] conform MP001	τ_c [daN/cmp] conform MP001	Q_c [daN] analiza Biograf	τ_c [daN/cmp] analiza Biograf	Parabola de aproximare
0	1200	0	0	0,00	0	0,00	0,00
3	1200	3600	396	0,33	778	0,65	
6	1200	7200	708	0,59	1031	0,86	
9	1200	10800	912	0,76	1140	0,95	
12	1200	14400	1020	0,85	1262	1,05	
15	1200	18000	1032	0,86	1296	1,08	0,86
18	1200	21600	948	0,79	1248	1,04	
21	1200	25200	456	0,38	1112	0,93	
24	1200	28800	300	0,25	881	0,73	
27	1200	32400	156	0,13	628	0,52	
30	1200	36000	0	0,00	0	0,00	0,00

Fig. 4.4 – Curba de interacțiune σ_0 - τ_c pentru montantul M-6.0

4.2.2 Montant de zidărie simplă M-3.0

Caracteristicile de calcul	
Tipul elementului - MONTANT	
Rc - rezistența la compresiune	30 daN/cmp
R2 - rezistența la întindere	2.7 daN/cmp
H - înălțimea	300 cm
b- grosimea	24 cm
D - lungimea	100 cm
$\lambda = H/D$	3,0
$\beta = Z/H$	0,667
$\alpha = \epsilon_c / \epsilon_u$	0,667
N - încărcarea verticală constantă la o determinare	
$\sigma_0 = N/A$ - efortul unitar de compresiune diferit la cele 11 determinări:	
0, 3, 6, 9, 12, 15, 18, 21, 24, 27, 30 [daN/cmp]	
P - încărcarea orizontală variabilă până la rupere	

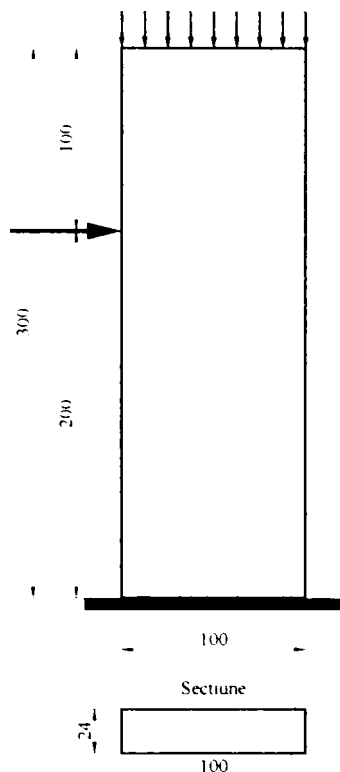


Fig. 4.5 – Schema montantului M-3.0

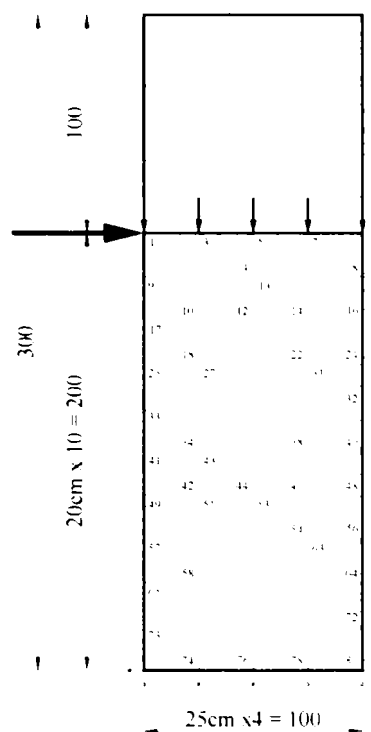
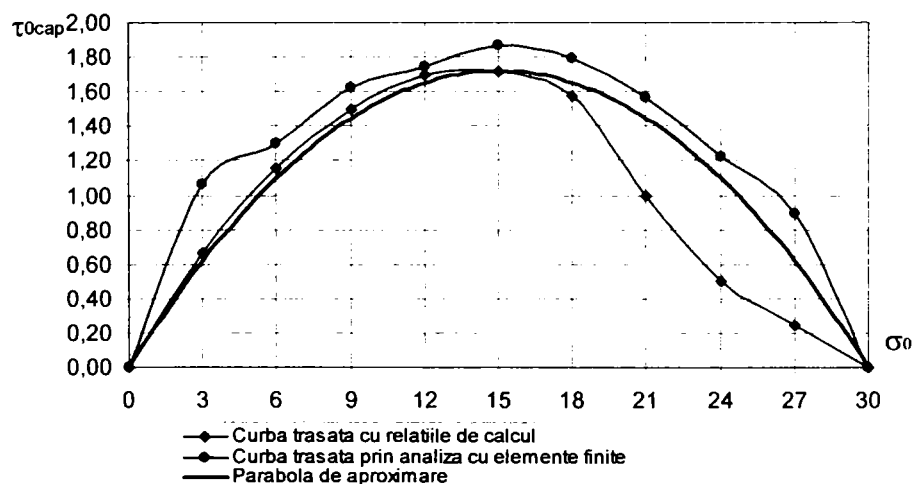


Fig. 4.6 – Discretizarea în elemente finite a montantului M-3.0

Tabelul centralizator al rezultatelor							
σ_0 [daN/cmp]	$A=bxD$ [cmp]	$N=A \times \sigma_0$ [daN]	Q_c [daN] conform MP001	τ_c [daN/cmp] conform MP001	Q_c [daN] analiza Biograf	τ_c [daN/cmp] analiza Biograf	Parabola de aproximare
0	2400	0	0	0,00	0	0,00	0,00
3	2400	7200	1584	0,66	2549	1,06	
6	2400	14400	2784	1,16	3118	1,30	
9	2400	21600	3600	1,50	3890	1,62	
12	2400	28800	4080	1,70	4186	1,74	
15	2400	36000	4128	1,72	4488	1,87	1,72
18	2400	43200	3768	1,57	4296	1,79	
21	2400	50400	2400	1,00	3744	1,56	
24	2400	57600	1200	0,50	2935	1,22	
27	2400	64800	600	0,25	2138	0,89	
30	2400	72000	0	0,00	0	0,00	0,00

Fig. 4.7 – Curba de interacțiune σ_0 - τ_c pentru montantul M-3.0

4.2.3 Montant de zidărie simplă M-1.5

Caracteristicile de calcul	
Tipul elementului - MONTANT	
Rc - rezistența la compresiune	30 daN/cmp
R2 - rezistența la întindere	2.7 daN/cmp
H - înălțimea	300 cm
b- grosimea	24 cm
D - lungimea	200 cm
$\beta = Z/H$	0,667
$\lambda = H/D$	1,5
$\alpha = \varepsilon_c / \varepsilon_u$	0,667
N - încărcarea verticală constantă la o determinare	
$\sigma_0 = N/A$ - efortul unitar de compresiune diferit la cele 11 determinări:	
0, 3, 6, 9, 12, 15, 18, 21, 24, 27, 30 [daN/cmp]	
P - încărcarea orizontală variabilă până la rupere	

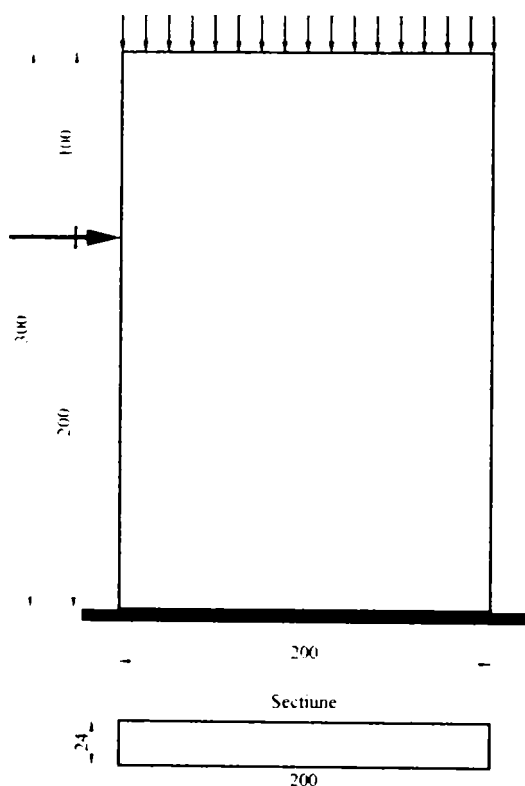


Fig. 4.8 – Schema montanului M-1.5

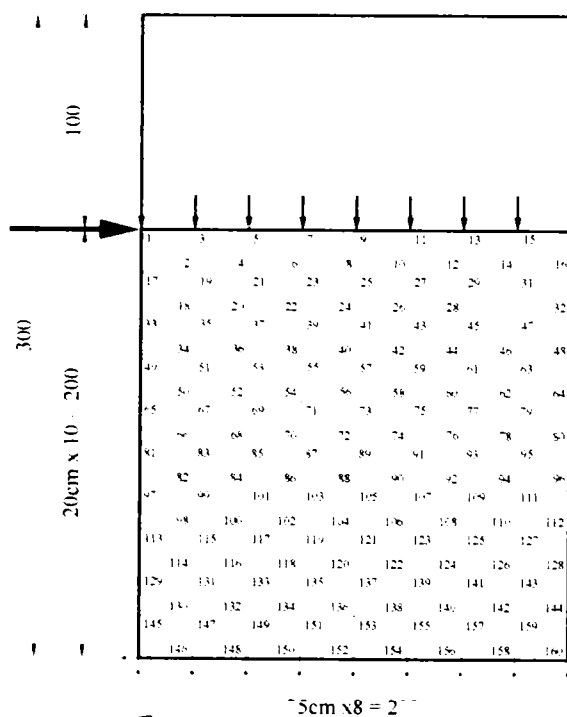
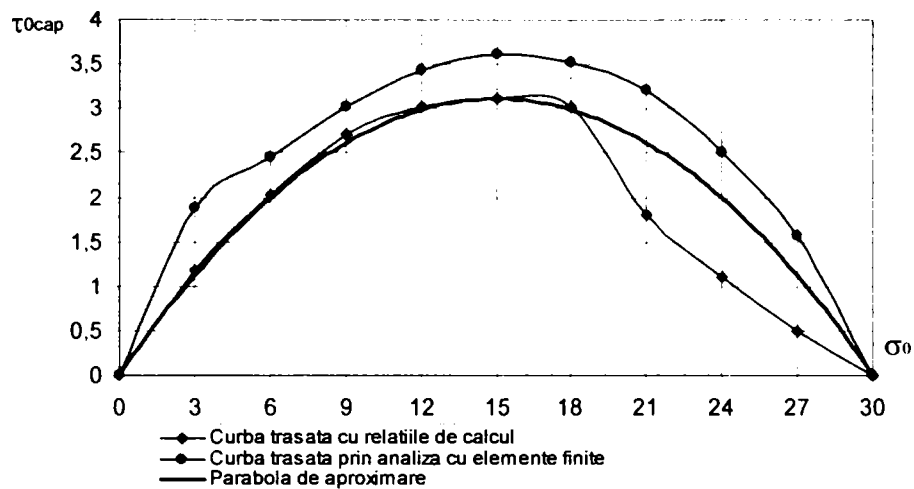


Fig. 4.9 – Discretizarea în elemente finite a montanului M-1.5

Tabelul centralizator al rezultatelor							
σ_0 [daN/cmp]	A=bxD [cmp]	N=Ax σ_0 [daN]	Qc [daN] conform MP001	τ_c [daN/cmp] conform MP001	Qc [daN] analiza Biograf	τ_c [daN/cmp] analiza Biograf	Parabola de aproximare
0	4800	0	0	0	0	0,00	0,00
3	4800	14400	5664	1,18	9024	1,88	
6	4800	28800	9744	2,03	11760	2,45	
9	4800	43200	13008	2,71	14496	3,02	
12	4800	57600	14496	3,02	16464	3,43	
15	4800	72000	14928	3,11	17328	3,61	3,11
18	4800	86400	14496	3,02	16896	3,52	
21	4800	100800	8640	1,8	15360	3,20	
24	4800	115200	5280	1,1	12000	2,50	
27	4800	129600	2400	0,5	7488	1,56	
30	4800	144000	0	0	0	0,00	0,00

Fig. 4.10 – Curba de interacțiune σ_0 - τ_c pentru montantul M-1.5

4.2.4 Montant de zidărie simplă M-1.0

Caracteristicile de calcul	
Tipul elementului - MONTANT	
Rc - rezistența la compresiune	30 daN/cm ²
R2 - rezistența la întindere	2.7 daN/cm ²
H - înălțimea	300 cm
b - grosimea	24 cm
D - lungimea	300 cm
$\lambda = H/D$	1,0
$\beta = Z/H$	0,667
$\alpha = \epsilon_c / \epsilon_u$	0,667
N - încărcarea verticală constantă la o determinare	
$\sigma_0 = N/A$ - efortul unitar de compresiune diferit la cele 11 determinări:	
0, 3, 6, 9, 12, 15, 18, 21, 24, 27, 30 [daN/cm ²]	
P - încărcarea orizontală variabilă până la rupere	

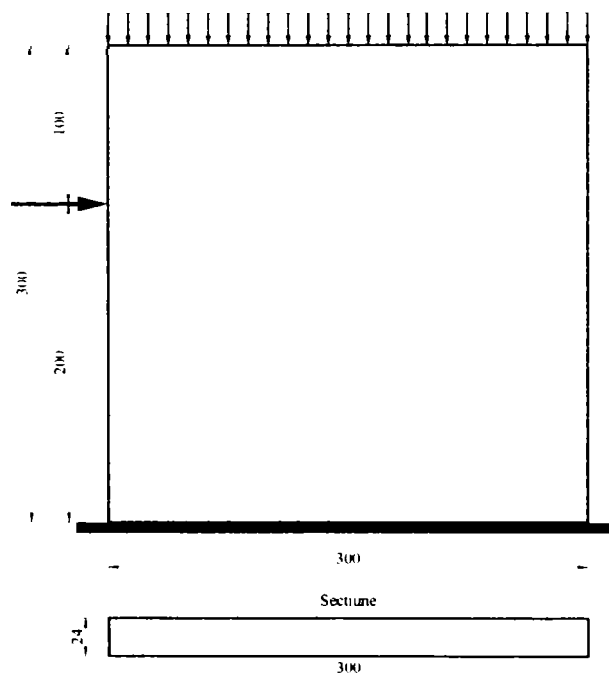


Fig. 4.11 – Schema montantului M-1.0

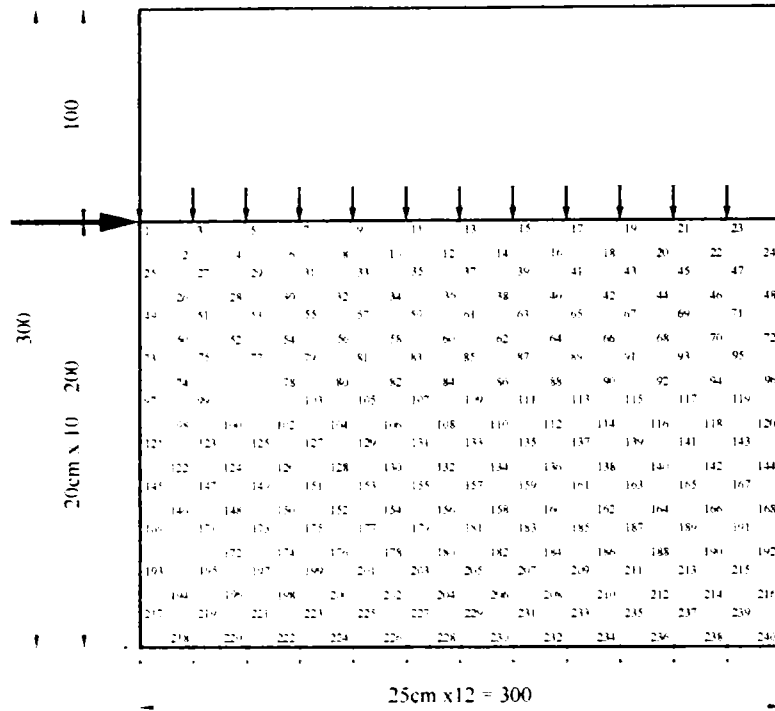


Fig. 4.12 – Discretizarea în elemente finite a montanului M-1.0

Tabelul centralizator al rezultatelor

σ_0 [daN/cmp]	$A=bxD$ [cmp]	$N=Ax\sigma_0$ [daN]	Q_c [daN] conform MP001	τ_c [daN/cmp] conform MP001	Q_c [daN] analiza Biograf	τ_c [daN/cmp] analiza Biograf	Parabola de aproximare
0	7200	0	0	0	0	0,00	0,00
3	7200	21600	10944	1,52	15552	2,16	
6	7200	43200	17856	2,48	24408	3,39	
9	7200	64800	23184	3,22	26640	3,70	
12	7200	86400	27648	3,84	28224	3,92	
15	7200	108000	29376	4,08	29160	4,05	4,08
18	7200	129600	27864	3,87	28512	3,96	
21	7200	151200	16200	2,25	26928	3,74	
24	7200	172800	10800	1,5	22320	3,10	
27	7200	194400	5400	0,75	14832	2,06	
30	7200	216000	0	0	0	0,00	0,00

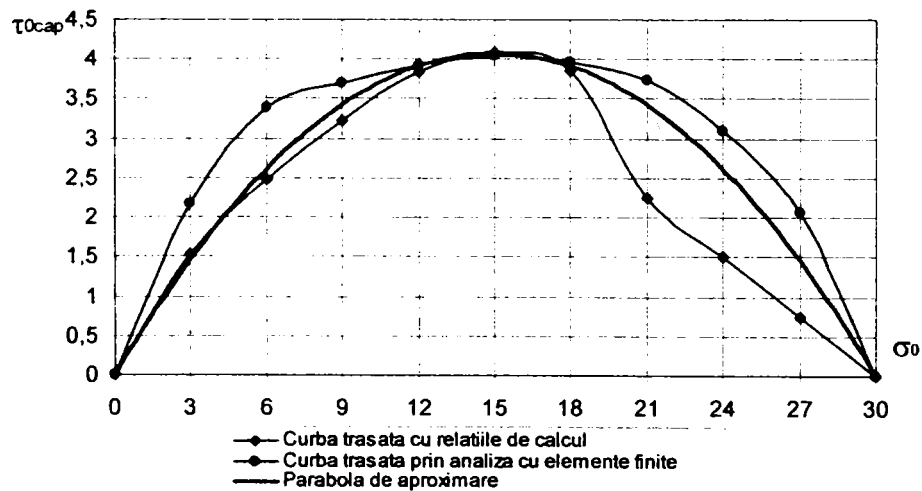


Fig. 4.13 – Curba de interacțiune σ_0 - τ_c pentru montanul M-1.0

4.2.5 Montant de zidărie simplă M-0.75

Caracteristicile de calcul	
Tipul elementului - MONTANT	
Rc - rezistența la compresiune	30 daN/cmp
R2 - rezistența eforturilor principale de întindere	2.7 daN/cmp
H - înălțimea	300 cm
b - grosimea	24 cm
D - lungimea	400 cm
$\beta = Z/H$	0,667
$\lambda = H/D$	0,75
$\alpha = \varepsilon_c / \varepsilon_u$	0,667
N - încărcarea verticală constantă la o determinare	
$\sigma_0 = N/A$ - efortul unitar de compresiune diferit la cele 11 determinări:	
0, 3, 6, 9, 12, 15, 18, 21, 24, 27, 30 [daN/cmp]	
P - încărcarea orizontală variabilă până la rupere	

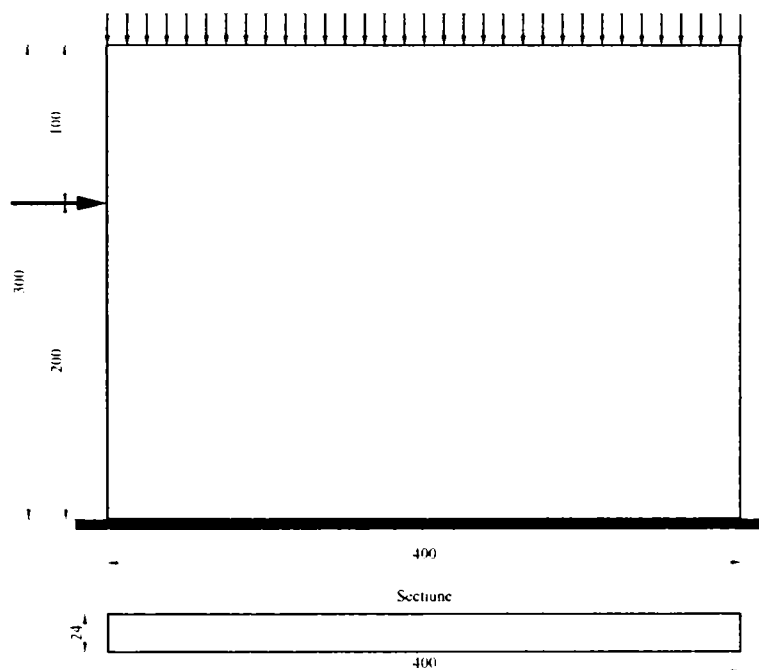


Fig. 4.14 – Schema montanului M-0.75

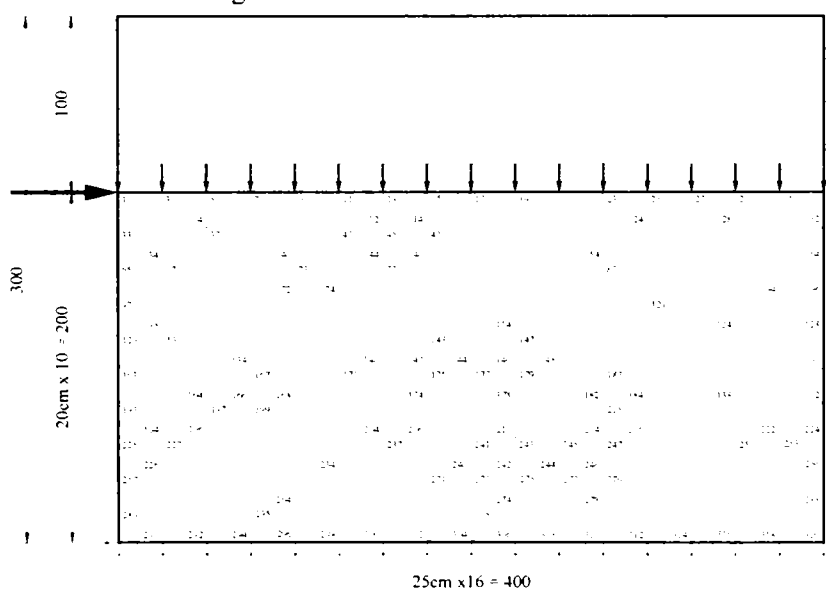
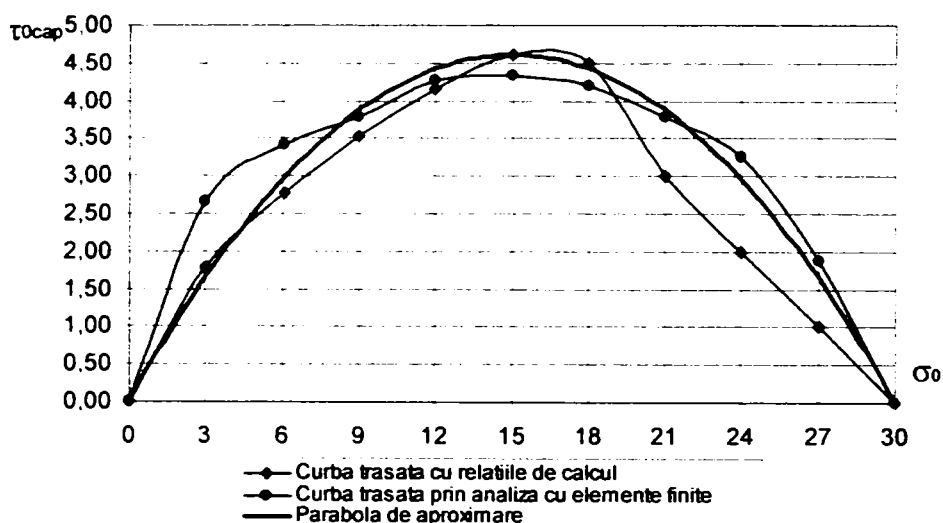


Fig. 4.15 – Discretizarea în elemente finite a montanului M-0.75

Tabelul centralizator al rezultatelor							
σ_0 [daN/cmp]	A=bxD [cmp]	N=A \times σ_0 [daN]	Qc [daN] conform MP001	τ_c [daN/cmp] conform MP001	Qc [daN] analiza Biograf	τ_c [daN/cmp] analiza Biograf	Parabola de aproximare
0	9600	0	0	0,00	0	0	0,00
3	9600	28800	17184	1,79	25440	2,65	
6	9600	58464	26688	2,78	32736	3,41	
9	9600	86400	33888	3,53	36288	3,78	
12	9600	115200	39840	4,15	40992	4,27	
15	9600	144000	44256	4,61	41568	4,33	4,61
18	9600	172800	43200	4,50	40320	4,2	
21	9600	201600	28800	3,00	36288	3,78	
24	9600	230400	19200	2,00	31200	3,25	
27	9600	259200	9600	1,00	18048	1,88	
30	9600	288000	0	0,00	0	0	0,00

Fig. 4.16 – Curba de interacțiune σ_0 - τ_c pentru montantul M-0.75

4.2.6 Montant de zidărie simplă M-0.5

Caracteristicile de calcul	
Tipul elementului - MONTANT	
Rc - rezistența la compresiune	30 daN/cmp
R2 - rezistența la întindere	2.7 daN/cmp
H - înălțimea	300 cm
b- grosimea	24 cm
D - lungimea	600 cm
$\lambda = H/D$	0,5
$\alpha = \epsilon_c / \epsilon_u$	0,667
N - încărcarea verticală constantă la o determinare	
$\sigma_0 = N/A$ - efortul unitar de compresiune diferit la cele 11 determinări:	
0, 3, 6, 9, 12, 15, 18, 21, 24, 27, 30 [daN/cmp]	
P - încărcarea orizontală variabilă până la rupere	

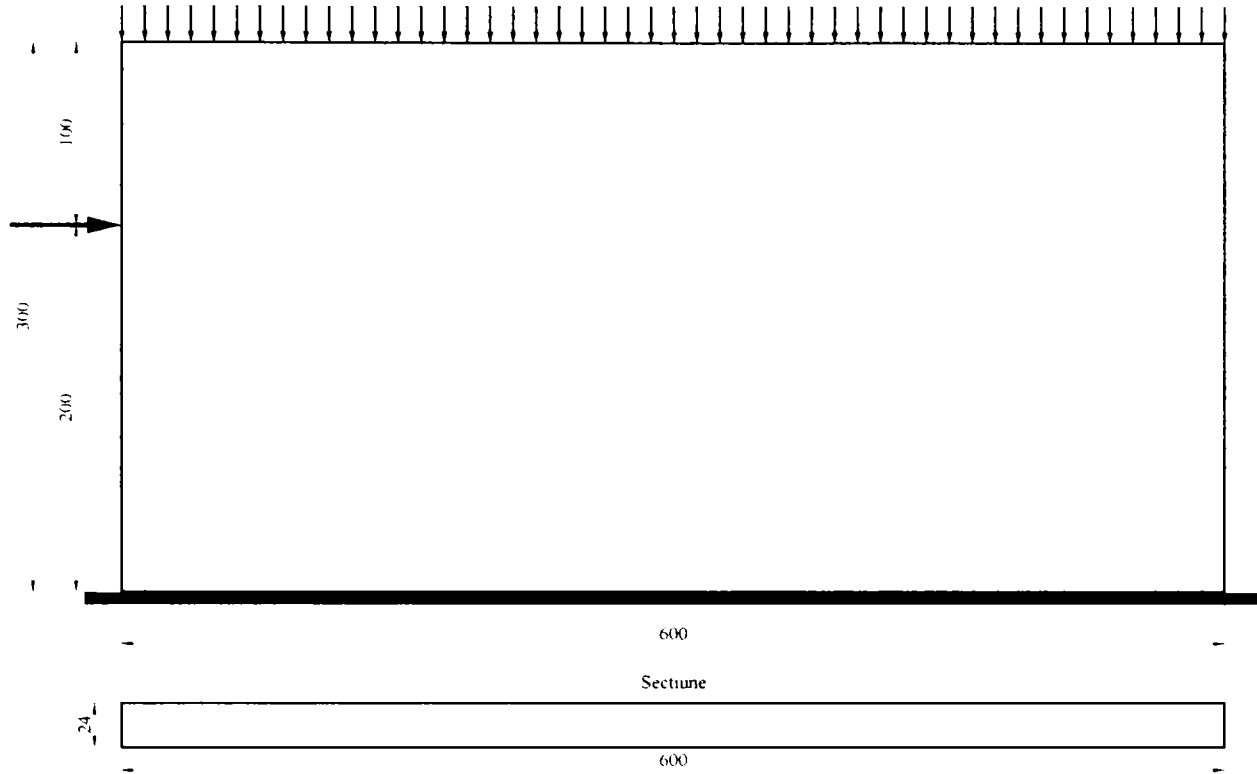


Fig. 4.17 – Schema montanului M-0.05

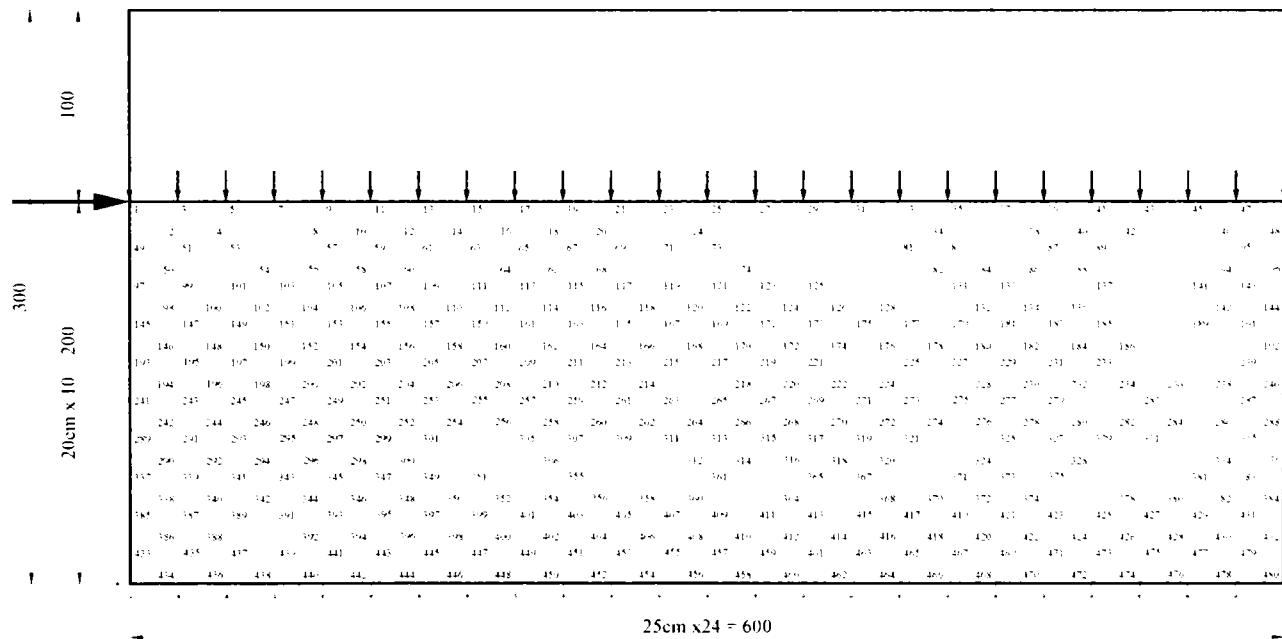


Fig. 4.18 – Discretizarea în elemente finite a montanului M-0.5

Tabelul centralizator al rezultatelor							
σ_0 [daN/cmp]	$A=b \times D$ [cmp]	$N=A \times \sigma_0$ [daN]	Q_c [daN] conform MP001	τ_c [daN/cmp] conform MP001	Q_c [daN] analiza Biograf	τ_c [daN/cmp] analiza Biograf	Parabola de aproximare
0	14400	0	0	0,00	0	0,00	0,00
3	14400	43200	29520	2,05	43056	2,99	
6	14400	86400	45648	3,17	48672	3,38	
9	14400	129600	54000	3,75	55584	3,86	
12	14400	172800	61776	4,29	59184	4,11	
15	14400	216000	66384	4,61	61488	4,27	4,61
18	14400	259200	67392	4,68	59184	4,11	
21	14400	302976	64800	4,50	52128	3,62	
24	14400	345600	43200	3,00	44208	3,07	
27	14400	388800	21600	1,50	24336	1,69	
30	14400	432000	0	0,00	0	0,00	0,00

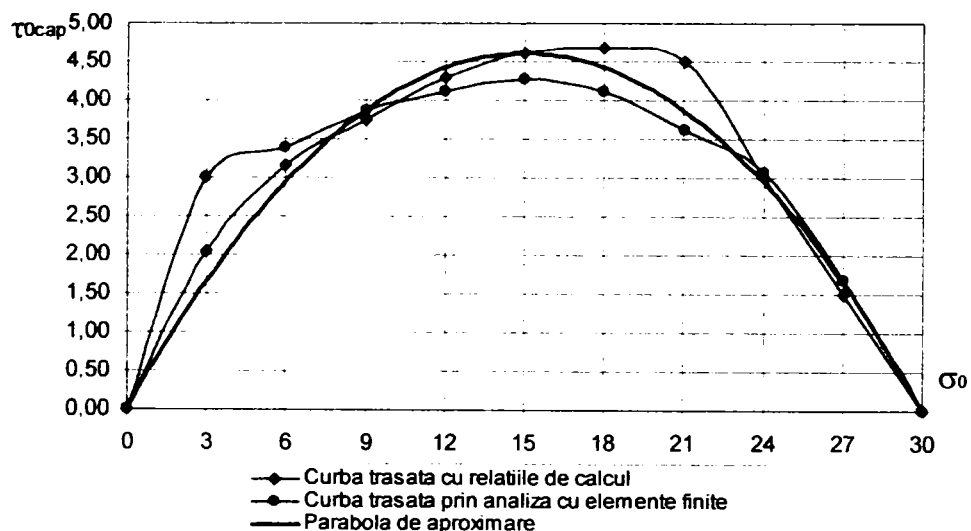


Fig. 4.19 – Curba de interacțiune σ_0 - τ_c pentru montantul M-0.5

4.2.7 Șpalet de zidărie simplă S-1.0

Tipul elementului -SPALET	
Rc - rezistența la compresiune	30 daN/cmp
R2 - rezistența la întindere	2.7 daN/cmp
H - înălțimea	300 cm
b- grosimea	24 cm
D - lungimea	300 cm
$\lambda = H/D$	1,0
$\beta = Z/H$	0,500
$\alpha = \varepsilon_c / \varepsilon_u$	0,667
N - încărcarea verticală constantă la o determinare	
$\sigma_0 = N/A$ - efortul unitar de compresiune diferit la cele 11 determinări: 0, 3, 6, 9, 12, 15, 18, 21, 24, 27, 30 [daN/cmp]	
P - încărcarea orizontală variabilă până la rupere	

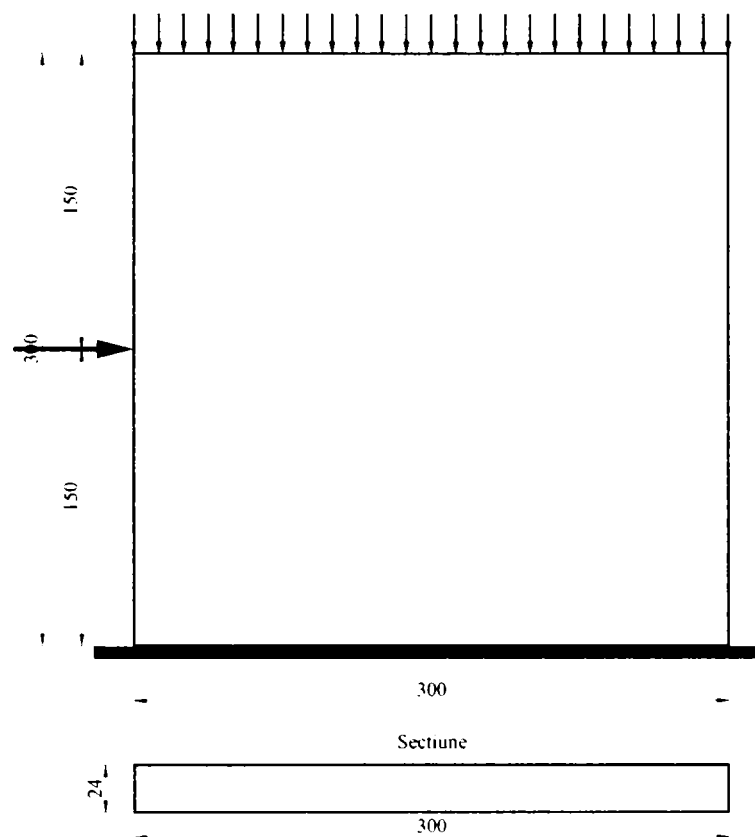


Fig. 4.20 – Schema șpaletului S-1.0

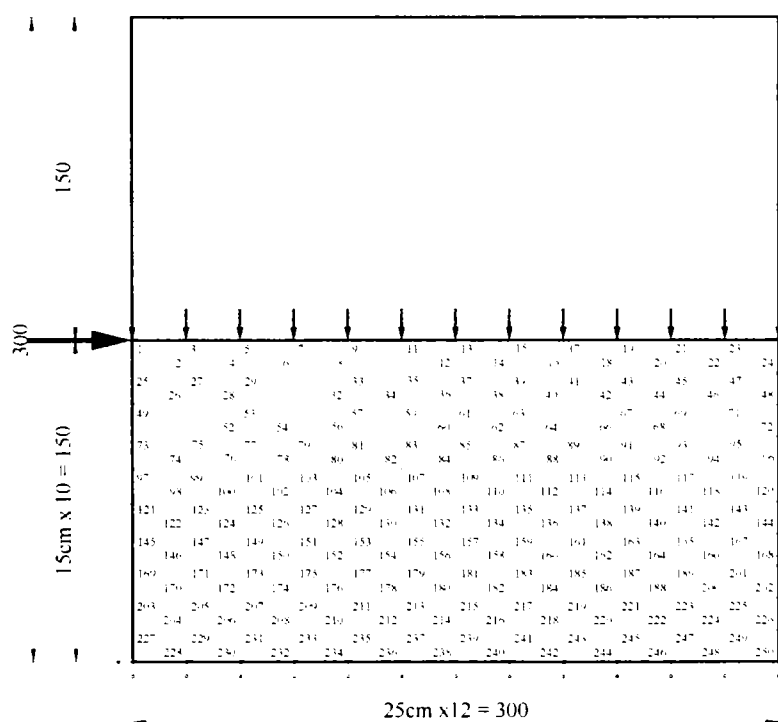
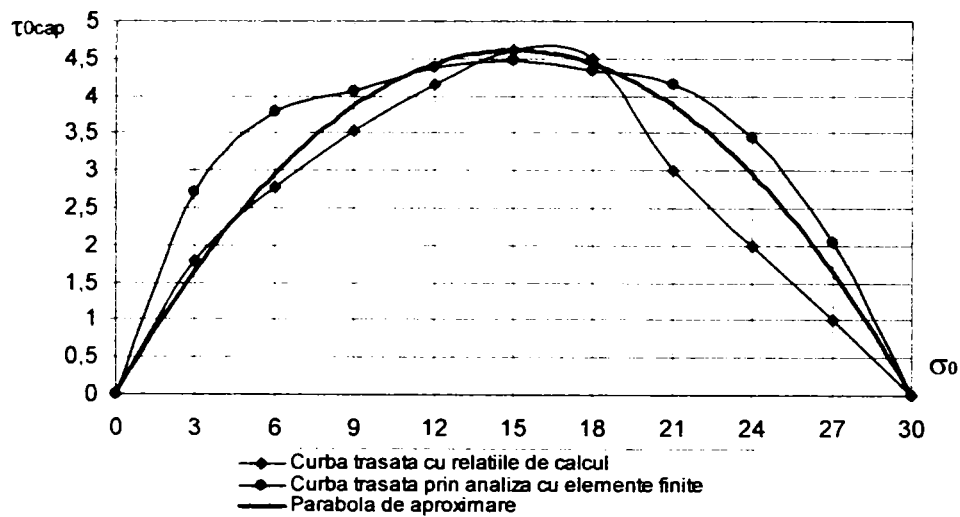


Fig. 4.21 – Discretizarea în elemente finite a șpaletului S-1.0

Tabelul centralizator al rezultatelor							
σ_0 [daN/cmp]	A=bxD [cmp]	N=A \times σ_0 [daN]	Qc [daN] conform MP001	τ_c [daN/cmp] conform MP001	Qc [daN] analiza Biograf	τ_c [daN/cmp] analiza Biograf	Parabola de aproximare
0	7200	0	0	0	0	0,00	0,00
3	7200	21600	12888	1,79	19512	2,71	
6	7200	43200	20016	2,78	27216	3,78	
9	7200	64800	25416	3,53	29232	4,06	
12	7200	86400	29880	4,15	31536	4,38	
15	7200	108000	33192	4,61	32184	4,47	4,61
18	7200	129600	32400	4,5	31176	4,33	
21	7200	151200	21600	3	29880	4,15	
24	7200	172800	14400	2	24696	3,43	
27	7200	194400	7200	1	14760	2,05	
30	7200	216000	0	0	0	0,00	0,00

Fig. 4.22 – Curba de interacțiune σ_0 - τ_c pentru șpaletul S-1.0

4.2.8 Montant de zidărie armată A-1.0

Caracteristicile de calcul	
Tipul elementului - MONTANT DIN ZIDARIE ARMATA	
μ - Procentul de armare	0,001
Rc - rezistența la compresiune	35 daN/cmp
R2 - rezistența la întindere	7.7 daN/cmp
H - înălțimea	300 cm
b - grosimea	24 cm
D - lungimea	300 cm
$\lambda = H/D$	1,0
$\beta = Z/H$	0,667
$\alpha = \epsilon_c / \epsilon_u$	0,667
N - încărcarea verticală constantă la o determinare	
$\sigma_0 = N/A$ - efortul unitar de compresiune diferit la cele 11 determinari: 0, 3.5, 7, 10.5, 14, 17.5, 21, 24.5, 28, 31.5, 35 [daN/cmp]	
P - încărcarea orizontală variabilă până la rupere	

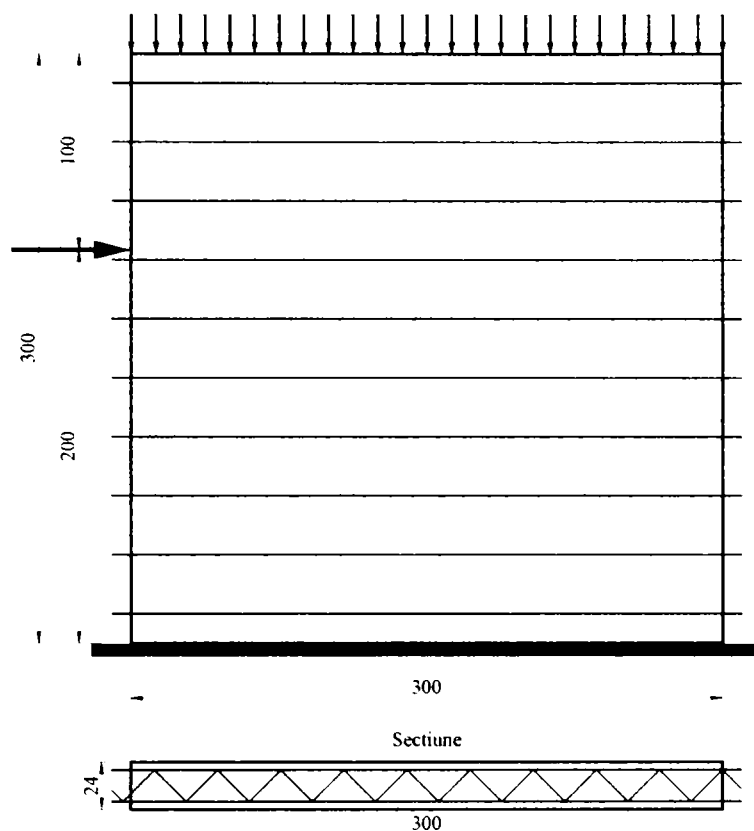


Fig. 4.23 – Schema montanului A-1.0

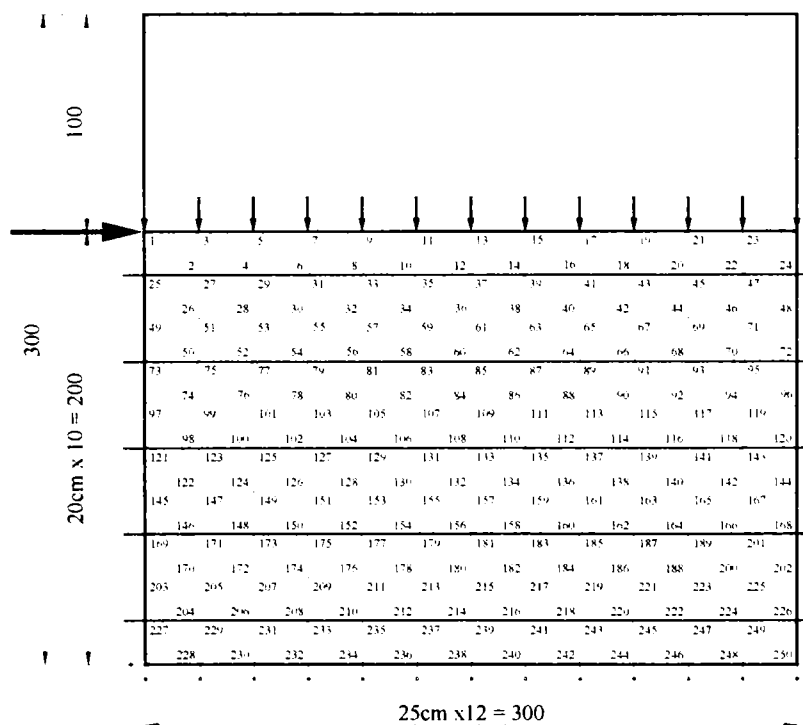
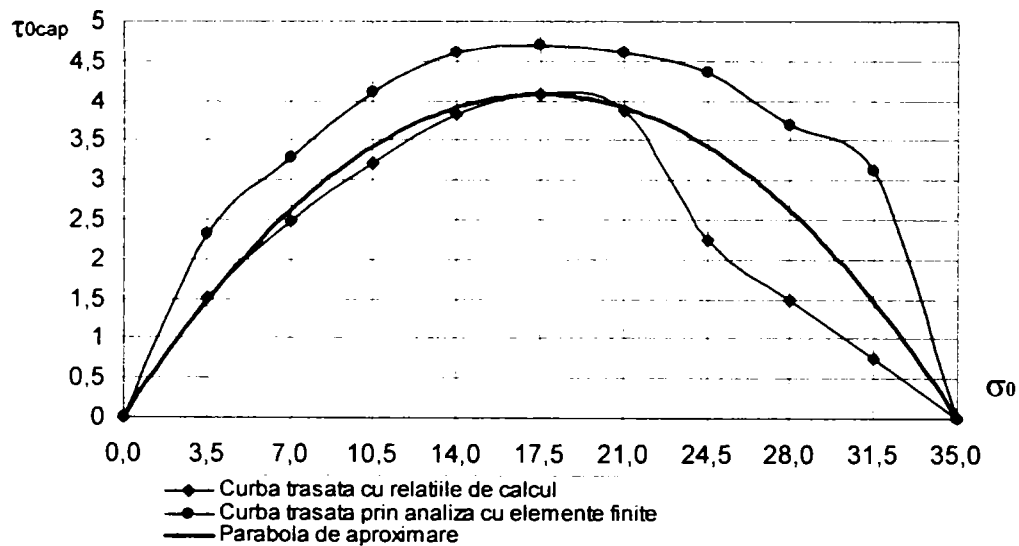


Fig. 4.24 – Discretizarea în elemente finite a montanului A-1.0

Tabelul centralizator al rezultatelor							
σ_0 [daN/cmp]	A=bxD [cmp]	N=A \times σ_0 [daN]	Qc [daN] conform MP001	τ_c [daN/cmp] conform MP001	Qc [daN] analiza Biograf	τ_c [daN/cmp] analiza Biograf	Parabola de aproximare
0,0	7200	0	0	0	0	0,00	0,00
3,5	7200	25200	10944	1,52	16632	2,31	
7,0	7200	50400	17856	2,48	23616	3,28	
10,5	7200	75600	23184	3,22	29520	4,10	
14,0	7200	100800	27648	3,84	33264	4,62	
17,5	7200	126000	29376	4,08	33840	4,70	4,08
21,0	7200	151200	27864	3,87	33264	4,62	
24,5	7200	176400	16200	2,25	31320	4,35	
28,0	7200	201600	10800	1,5	26568	3,69	
31,5	7200	226800	5400	0,75	22392	3,11	
35,0	7200	252000	0	0	0	0,00	0,00

Fig. 4.25 – Curba de interacțiune σ_0 - τ_c pentru montantul A-1.0

4.2.9 Montant de zidărie cu secțiunea în T cu talpa întinsă T-1.0s

Caracteristicile de calcul	
Tipul elementului - MONTANT CU SECȚIUNEA "T"	
Rc - rezistența la compresiune	30 daN/cmp
R2 - rezistența la întindere	2.7 daN/cmp
H - înălțimea	300 cm
b - grosimea inimii	24 cm
D - lungimea inimii	300 cm
b1 - grosimea talpii	25cm
H1 - înălțimea inimii	100cm
$\lambda = H/D$	1,0
$\beta = Z/H$	0,667
$\alpha = \epsilon_c / \epsilon_u$	0,667
N - încărcarea verticală constantă la o determinare	
$\sigma_0 = N/A$ - efortul unitar de compresiune diferit la cele 11 determinări: 0, 3, 6, 9, 12, 15, 18, 21, 24, 27, 30 [daN/cmp]	
P - încărcarea orizontală variabilă până la rupere	

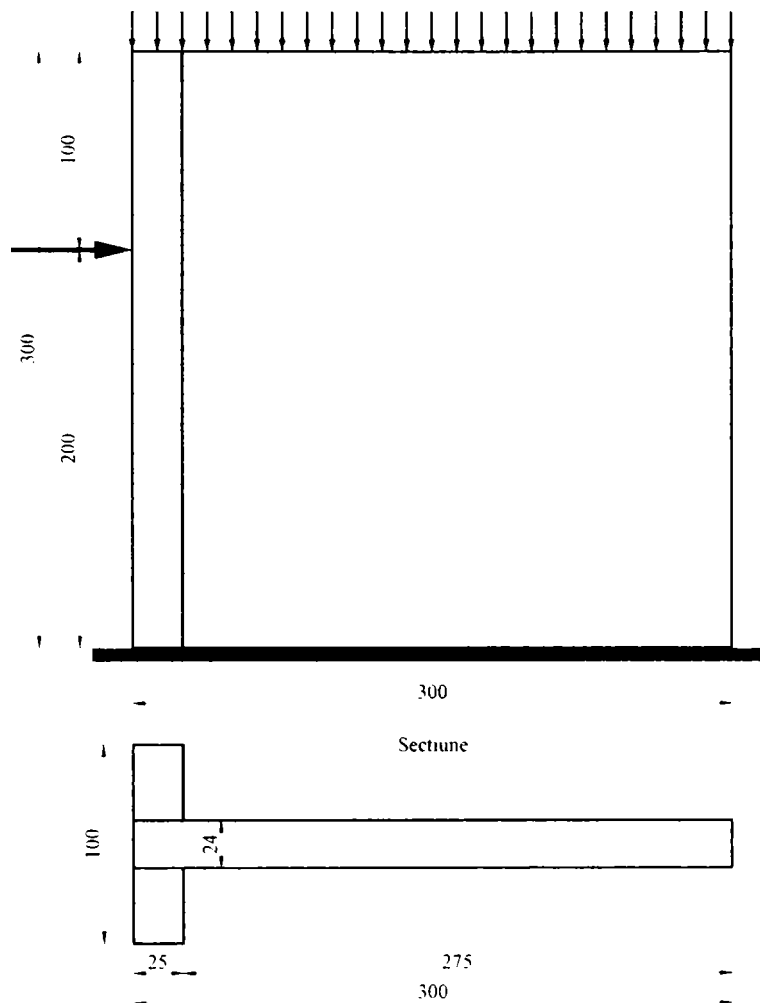


Fig. 4.26 – Schema montantului T-1.0s

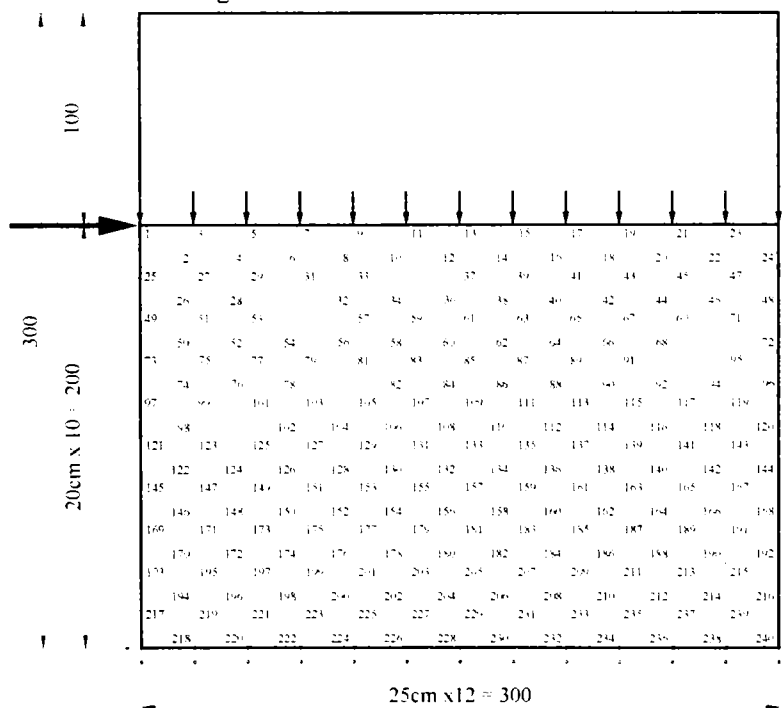
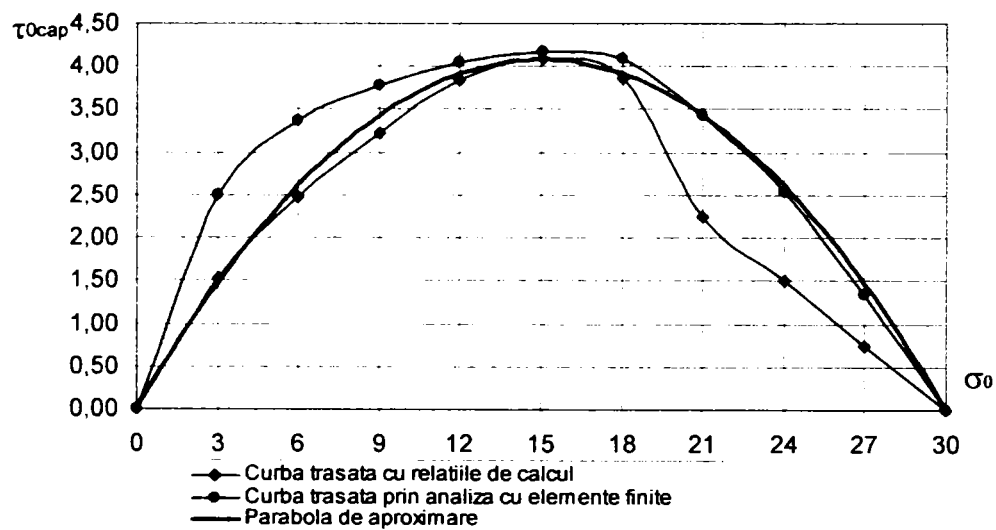


Fig. 4.27 – Discretizarea în elemente finite a montantului T-1.0s

Tabelul centralizator al rezultatelor							
σ_0 [daN/cmp]	$A=b \times D$ [cmp]	$N=A \times \sigma_0$ [daN]	Q_c [daN] conform MP001	τ_c [daN/cmp] conform MP001	Q_c [daN] analiza Biograf	τ_c [daN/cmp] analiza Biograf	Parabola de aproximare
0	7200	0	0	0,00	0	0,00	0,00
3	7200	21600	10944	1,52	18000	2,50	
6	7200	43200	17856	2,48	24192	3,36	
9	7200	64800	23184	3,22	27216	3,78	
12	7200	86400	27648	3,84	29160	4,05	
15	7200	108504	29376	4,08	30024	4,17	4,08
18	7200	129600	27864	3,87	29448	4,09	
21	7200	151200	16200	2,25	24696	3,43	
24	7200	172800	10800	1,5	18288	2,54	
27	7200	194400	5400	0,75	9648	1,34	
30	7200	216000	0	0,00	0	0,00	0,00

Fig. 4.28 – Curba de interacțiune σ_0 - τ_c pentru montantul T-1.0s

4.2.10 Montant de zidărie cu secțiunea în T cu talpa comprimată T-1.0d

Caracteristicile de calcul	
Tipul elementului - MONTANT CU SECȚIUNEA "T"	
Rc - rezistența la compresiune	30 daN/cmp
R2 - rezistența la întindere	2.7 daN/cmp
H - înălțimea	300 cm
b - grosimea inimii	24 cm
D - lungimea inimii	300 cm
b1 - grosimea talpii	25cm
H1 - înălțimea inimii	100cm
$\lambda = H/D$	1,0
$\beta = Z/H$	0,667
$\alpha = \epsilon_c / \epsilon_u$	0,667
N - incarcarea verticala constanta la o determinare	
$\sigma_0 = N/A$ - efortul unitar de compresiune diferit la cele 11 determinari: 0, 3, 6, 9, 12, 15, 18, 21, 24, 27, 30 [daN/cmp]	
P - incarcarea orizontala variabila pana la rupere	

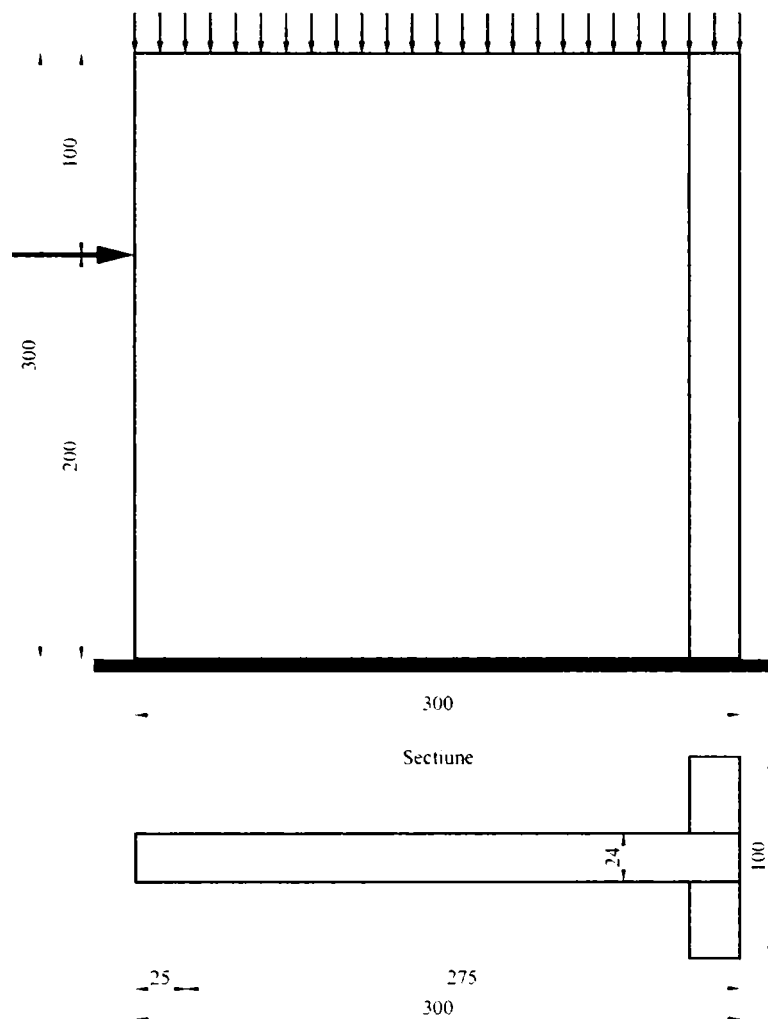


Fig. 4.29 – Schema montantului T-1.0d

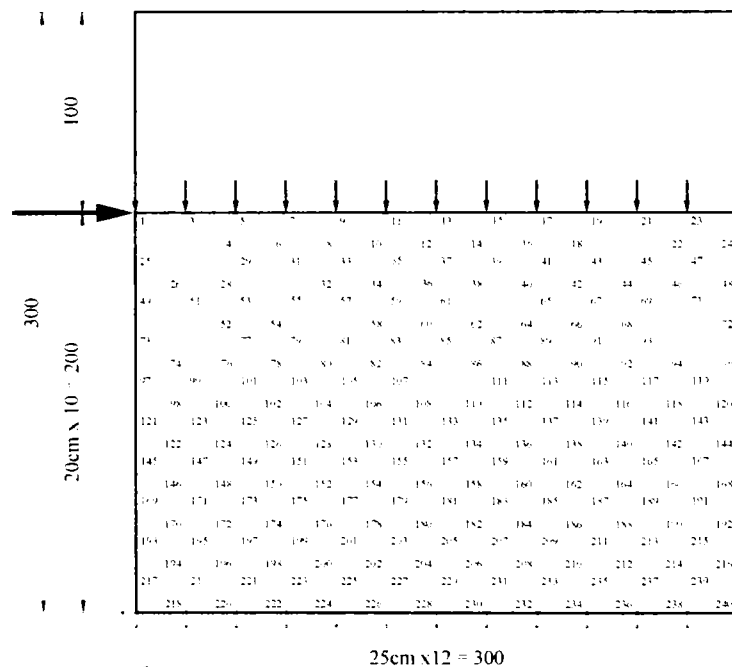
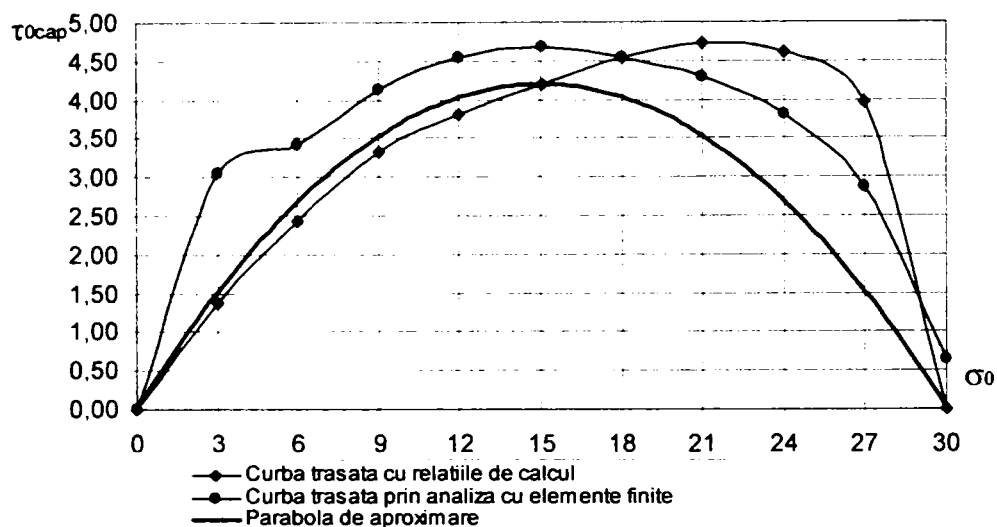


Fig. 4.30 – Discretizarea în elemente finite a montantului T-1.0d

Tabelul centralizator al rezultatelor							
σ_0 [daN/cmp]	$A=b \times D$ [cmp]	$N=A \times \sigma_0$ [daN]	Q_c [daN] conform MP001	τ_c [daN/cmp] conform MP001	Q_c [daN] analiza Biograf	τ_c [daN/cmp] analiza Biograf	Parabola de aproximare
0	7200	0	0	0,00	0	0,00	0,00
3	7200	21600	9936	1,38	21960	3,05	
6	7200	43200	17496	2,43	24624	3,42	
9	7200	64800	23904	3,32	29736	4,13	
12	7200	86400	27360	3,80	32616	4,53	
15	7200	108504	30240	4,20	33696	4,68	4,20
18	7200	129600	32760	4,55	32760	4,55	
21	7200	151200	34056	4,73	30960	4,30	
24	7200	172800	33120	4,60	27360	3,80	
27	7200	194400	28584	3,97	20664	2,87	
30	7200	216000	0	0,00	4680	0,65	0,00

Fig. 4.31 – Curba de interacțiune σ_0 - τ_c pentru montantul T-1.0d

4.2.11 Montant de zidărie cu secțiunea în I, I-1.0

Tipul elementului - MONTANT CU SECȚIUNEA "I"	
Rc - rezistența la compresiune	30 daN/cmp
R2 - rezistența la întindere	2.7 daN/cmp
H - înălțimea	300 cm
b - grosimea inimii	24 cm
D - lungimea inimii	300 cm
b1 - grosimea talpii 1	25cm
H1 - înălțimea inimii 1	100cm
b2 - grosimea talpii 2	25cm
H2 - înălțimea inimii2	100cm
$\lambda = H/D$	1,0
$\beta = Z/H$	0,667
$\alpha = \epsilon_c / \epsilon_u$	0,667
N - încărcarea verticală constantă la o determinare	
$\sigma_0 = N/A$ - efortul unitar de compresiune diferit la cele 11 determinări: 0, 3, 6, 9, 12, 15, 18, 21, 24, 27, 30 [daN/cmp]	
P - încărcarea orizontală variabilă până la rupere	

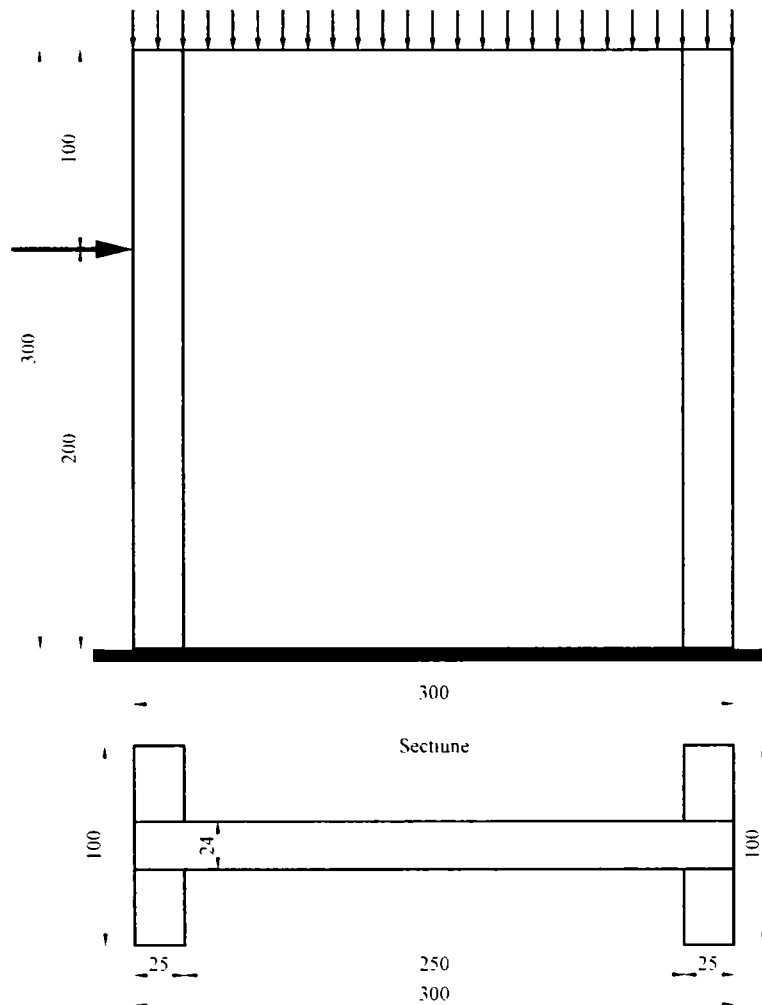


Fig. 4.32 – Schema montantului I-1.0

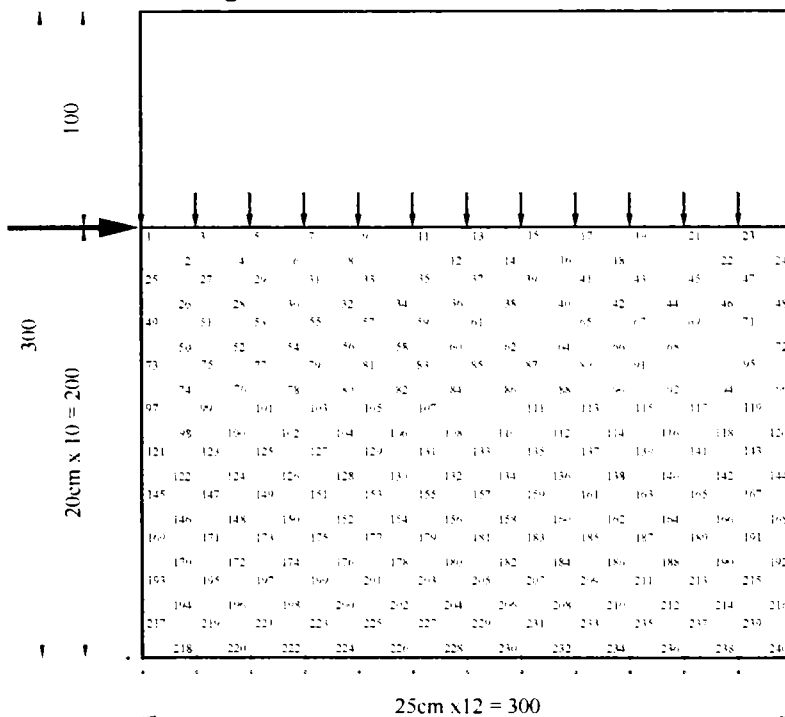


Fig. 4.33 – Discretizarea în elemente finite a montantului I-1.0

Tabelul centralizator al rezultatelor							
σ_0 [daN/cmp]	$A=bxD$ [cmp]	$N=Ax\sigma_0$ [daN]	Q_c [daN] conform MP001	τ_c [daN/cmp] conform MP001	Q_c [daN] analiza Biograf	τ_c [daN/cmp] analiza Biograf	Parabola de aproximare
0	7200	0	0	0,00	0	0,00	0,00
3	7200	21600	11664	1,62	20880	2,90	
6	7200	43200	18720	2,6	24624	3,42	
9	7200	64800	25056	3,48	29160	4,05	
12	7200	87192	27576	3,83	31320	4,35	
15	7200	108000	29592	4,11	32256	4,48	4,11
18	7200	129600	31248	4,34	32472	4,51	
21	7200	151200	32112	4,46	31176	4,33	
24	7200	172800	31104	4,32	27648	3,84	
27	7200	194400	25632	3,56	22536	3,13	
30	7200	216000	0	0,00	5616	0,78	0,00

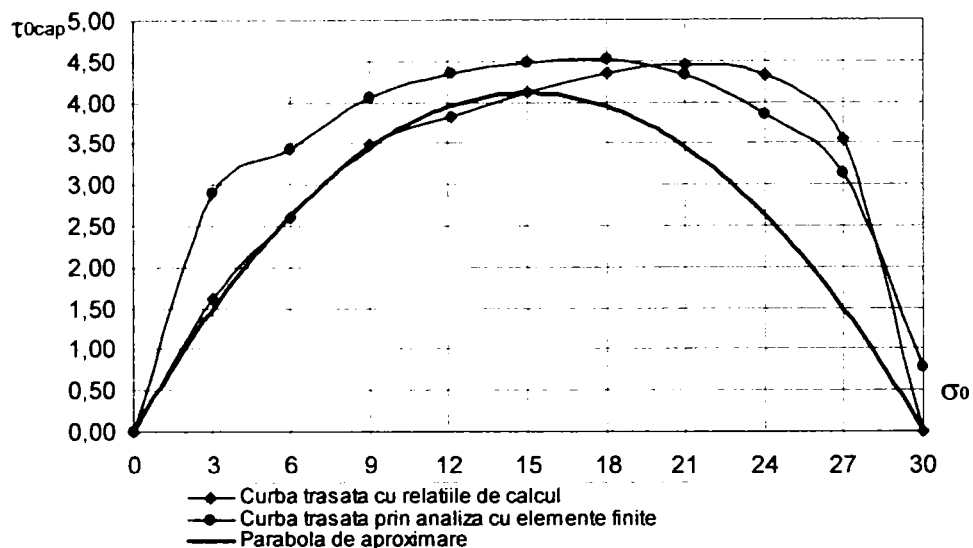


Fig. 4.34 – Curba de interacțiune σ_0 - τ_c pentru montantul I-1.0

4.3 STUDIUL INFLUENȚEI LĂȚIMII TĂLPII ASUPRA CAPACITĂȚII PORTANTE MAXIME LA DIAFRAGMELE CU SECȚIUNEA T ȘI I

4.3.1 Diafragme cu secțiunea T cu talpa comprimată

Tabelul centralizator al rezultatelor							
H talpa / Hinima [%]	$A_i=bxD$ [cmp]	$N=A_i x R_c/2$ [daN]	Q_c [daN] conform MP001	τ_c [daN/cmp] conform MP001	Q_c [daN] analiza Biograf	τ_c [daN/cmp] analiza Biograf	Dreapta
8,33	7200	108000	29376	4,08	29160	4,05	4,08
16,67	7200	108000	32616	4,53	34920	4,85	4,08
25,00	7200	108000	32400	4,50	35568	4,94	4,08
33,33	7200	108000	31104	4,32	33696	4,68	4,08
41,67	7200	108000	27432	3,81	31032	4,31	4,08
50,00	7200	108000	27144	3,77	33480	4,65	4,08

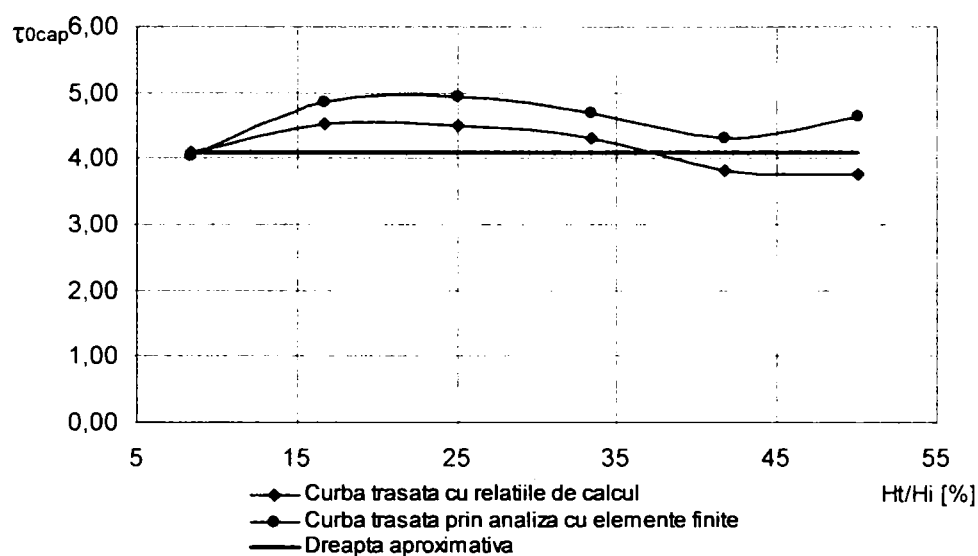


Fig. 4.35 – Influența lățimii tăpii asupra valorii maxime a capacității portante la secțiuni T cu talpa comprimată

4.3.2 Diafragme cu secțiunea I

Tabelul centralizator al rezultatelor							
H talpa / Hinima [%]	$A_i = b \times D$ [cmp]	$N = A_i \times R_c / 2$ [daN]	Q_c [daN] conform MP001	τ_c [daN/cmp] conform MP001	Q_c [daN] analiza Biograf	τ_c [daN/cmp] analiza Biograf	Dreapta
8	7200	108000	29376	4,08	29160	4,05	4,08
17	7200	108000	32616	4,53	34920	4,85	4,08
25	7200	108000	32400	4,50	35568	4,94	4,08
33	7200	108000	31104	4,32	32184	4,47	4,08
42	7200	108000	27432	3,81	28440	3,95	4,08
50	7200	108000	27144	3,77	30672	4,26	4,08

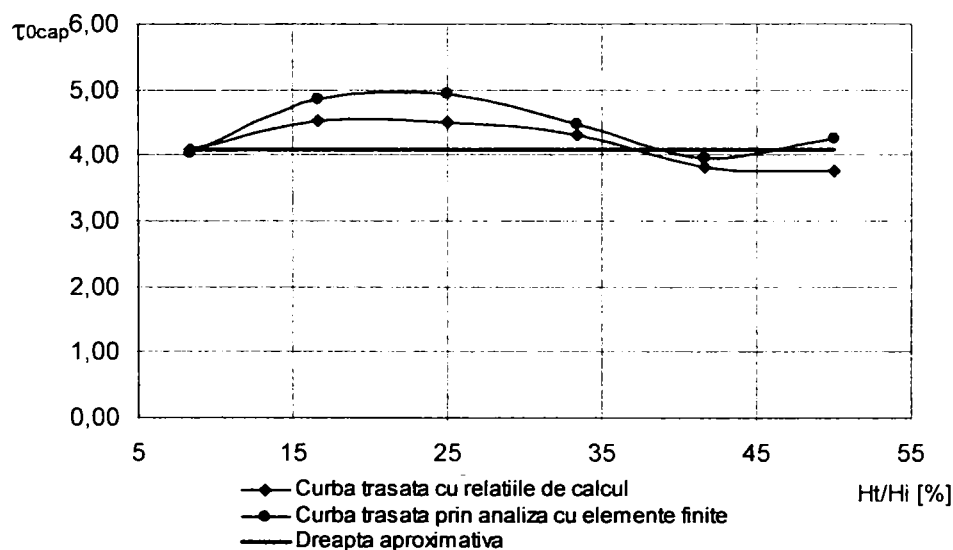


Fig. 4.36 – Influența lățimii tăpii asupra valorii maxime a capacității portante la secțiuni I

4.4 CONCLUZIILE STUDIILOR TEORETICE

4.4.1 Concluzii privind curba de interacțiune

În prima parte a studiului sunt prezentate studii teoretice efectuate pentru stabilirea unei relații de legătură între încărcările verticale la care sunt supuse diafragmele de zidărie și capacitatea de rezistență a acestora la sarcini orizontale. Existența unei legături între aceste valori este evidentă atât intuitiv cât și analizând relațiile de calcul indiferent de metodă. De asemenea încercările experimentale efectuate evidențiază această legătură. Tot intuitiv putem stabili și faptul că la o încărcare verticală teoretic nulă (spunem teoretic pentru că greutatea proprie a peretelui nu poate fi zero), capacitatea portantă la sarcini orizontale este nulă și ea. De asemenea, dacă aplicăm o încărcare verticală ce ea însăși produce ruperea diafragmei la compresiune (efortul de compresiune este egal în acest caz chiar cu rezistența la compresiune) capacitatea portantă la sarcini orizontale este nulă.

Aceste prime concluzii ne conduc la ideea că diagrama de interacțiune poate avea o porțiune crescătoare până la valoarea maximă a efortului tangențial capabil urmată de o porțiune descrescătoare până la zero. Valoarea maximă a efortului tangențial capabil apare undeva la mijlocul curbei, lucru subliniat și de literatura de specialitate.

Studiile teoretice efectuate confirmă toate aceste ipoteze și mai mult conduc la concluzia că diagrama de interacțiune $\sigma_0 - \tau_c$ poate fi aproximată printr-o parabolă de ordinul doi. Evident că la fiecare caz în parte studiat se constată diferențe mai mari și mai mici ale parabolei teoretice față de curbele trasate cu relațiile de calcul din MP001 respectiv cu programul de analiză cu elemente finite Biograf.

Este important de discutat diferențele dintre parabolele ideale față de curbele trasate cu relațiile de calcul, deoarece metoda de calcul propusă în paragraful următor este de fapt o variantă a metodei din MP001. În acest sens se observă o suprapunere foarte bună a celor două curbe în toate situațiile studiate atunci când efortul unitar de compresiune este mai mic decât 60 la sută din rezistența de compresiune $0 < \sigma_0 \leq 0,6 \cdot R_c$. Pe intervalul $0,6 \cdot R_c < \sigma_0 \leq R_c$ unde se constată diferențe dintre parabolele ideale față de curbele trasate cu relațiile de calcul, fiind de remarcat că aceste diferențe nu sunt confirmate prin analiza cu programul Biograf. Pentru elementele cu secțiune dreptunghiulară valorile calculate cu formulele din MP001 sunt mai mici decât cele date de parabola ideală, respectiv pentru elementele cu tălpi valorile sunt mai mari. Diferența maximă ce apare nu depășește însă aproximativ 20% din valoarea maximă a efortului tangențial.

Faptul că nu se greșește foarte mult adoptând parabola teoretică ca și diagramă de interacțiune $\sigma_0 - \tau_c$ se desprinde și din următoarea observație ce stă la baza metodei de verificare a structurilor propusă de autor în paragraful următor. Atât efortul tangențial capabil τ_c depinde de σ_0 prin curba de interacțiune cât și forțele seismice aplicate structurii depinde de σ_0 printr-o lege liniară, forța seismică fiind egală cu greutatea clădirii înmulțită cu coeficientul seismic global $F = c \cdot G = f(\sigma_0)$. Dacă reprezentăm pe același grafic curba de interacțiune $\sigma_0 - \tau_c$ și legea de variație a efortului tangențial dat de forța seismică pe ordonata intersecției se citește efortul de compresiune limită la care diafragma de zidărie cedează din sarcini orizontale.

Aceste diagrame sunt exemplificate în figura de mai jos pentru montantul M1,0 cu un coeficient seismic global de 0,10 definit conform normativului P100 și o distribuție egală a încărcărilor verticale pe cele două direcții de calcul, rezultând o pantă a dreptei seismului de 20%, așa cum se va vedea în capitolul următor. Valoarea lui $c=0,10$ este una obișnuită pentru structurile din zidărie în zone seismice de intensitate mică și medie, de altfel valoarea minimă a coeficientului seismic global nu poate scădea mult sub valoarea 0,1 în cazul cel mai favorabil, în zona seismică de intensitate minimă.

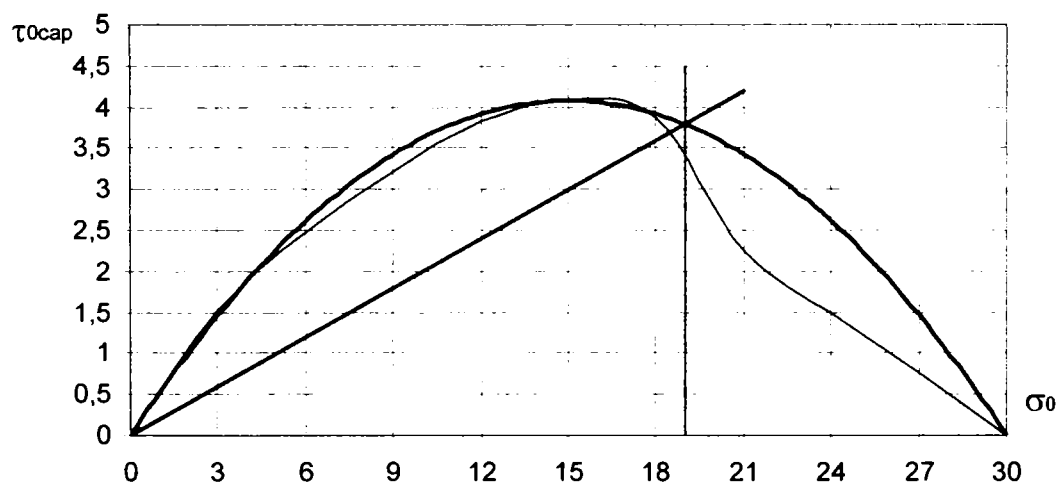


Fig. 4.37 – Diagrama de interacțiune și dreapta forței seismice de proiectare

Se constată în situația prezentată că de fapt porțiunea din curba de interacțiune situată după punctul de intersecție cu dreapta forței seismice de proiectare nu este importantă și tocmai acea porțiune este cea pe care se constată diferențe între parabola teoretică și curba de interacțiune calculată.

Se poate admite deci avînd în vedere cele arătate mai sus că se poate adopta pentru curba de interacțiune $\sigma_0 - \tau_c$ o relație de legătură parabolică, lucru necesar pentru

reducerea volumului de calcule în metoda de verificare a structurilor din zidărie la sarcini orizontale prezentată în capitolul următor.

4.4.2 Concluzii privind influența tălpilor diafragmele cu secțiune T și I

Tratarea secțiunilor cu tălpi de forma T sau I fără a lua în considerare influența tălpilor este în general acoperitoare. În cazul secțiunilor T și I studiate se constată o suprapunere foarte bună a curbei teoretice cu cea calculată de asemenea în situațiile când efortul unitar de compresiune este mai mic decât 60 la sută din rezistența de compresiune $0 < \sigma_0 \leq 0,6 \cdot R_c$. Pe intervalul $0,6 \cdot R_c < \sigma_0 \leq R_c$ se constată diferențe relativ mari dar în sens acoperitor. Și aici aceste diferențe nu sunt confirmate în mare măsură de analiza cu elemente finite.

Partea a doua a studiului teoretic în care se studiază influența lățimii tălpii asupra efortului tangențial capabil la valoarea lui $\sigma_0 \leq 0,5 \cdot R_c$ se observă diferențe întradevăr neglijabile față de efortul tangențial capabil calculat la diafragma dreptunghiulară similară.

Având în vedere cele arătate se consideră acceptabilă curba de interacțiune sub forma unei parabole și la diafragmele cu secțiune T și I.

CAPITOLUL 5: METODA PROPUȘĂ DE VERIFICARE A STRUCTURILOR CU DIAFRAGME DIN ZIDĂRIE LA SEISM

5.1 CAPACITATEA PORTANTĂ MAXIMĂ LA ÎNCĂRCĂRI ORIZONTALE DIN SEISM A ELEMENTELOR DIN ZIDĂRIE

5.1.1 Enunțarea problemei

Se consideră un element din zidărie (montant sau șpalet) cu secțiunea dreptunghiulară supus concomitent la o sarcină verticală uniform distribuită având rezultanta N și la o sarcină concentrată orizontală acționând la partea superioară a elementului S .

Dimensiunile caracteristice D , H , B , pentru montanți și șpaleti din zidărie se notează conform figurii de mai jos în concordanță cu notațiile din MP001-96.

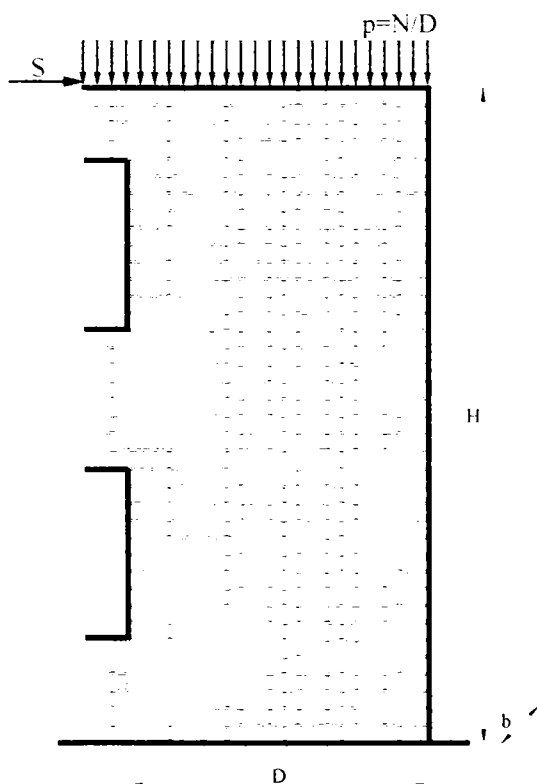


Fig. 5.1.a – Montant

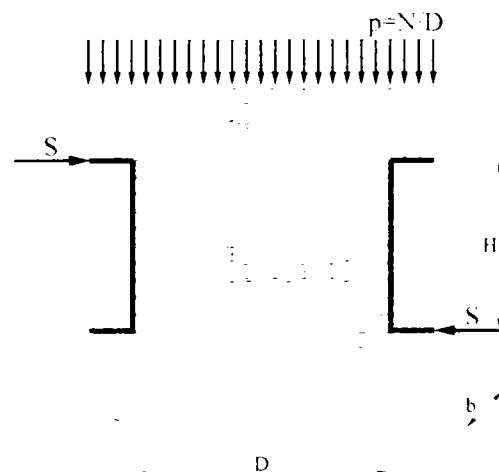


Fig. 5.1.b – Șpalet

Se pune problema determinării forței verticale limită pentru care elementul luat în discuție cedează la acțiunea unei forțe orizontale calculată ca și forță seismică conform P100.

Mărimi ce se regăsesc în relațiile de calcul sunt:

- H (m) – înălțimea montantului sau șpaletului;
- D (m) – lungimea montantului sau șpaletului;
- Se notează raportul dintre înălțime și lățime: $\lambda = \frac{H}{D}$;
- b (m) – grosimea montantului sau șpaletului;
- R_c (daN/cm²) – rezistența la compresiune a zidăriei;
- R_2 (daN/cm²) – rezistența la eforturi principale de întindere a zidăriei (rezistența la întindere a mortarului).

În cazul zidăriei armate apar indirect în plus ca și mărimi de calcul rezistența armături R_a și coeficientul de armare μ . Aceste valori se introduc însă în valoarea rezistenței la eforturi principale de întindere a zidăriei conform relației stabilite în capitolul 3:

$$R_2^a = R_2 + \mu \cdot R_a$$

Coeficientul de armare μ reprezintă raportul dintre volumul armăturii și volumul zidăriei.

$$\mu = \frac{V_a}{V_z}$$

Așa cum s-a stabilit, capacitatea portantă maximă la sarcini orizontale de tip seism se consideră pentru o valoare a efortului din sarcină verticală aproximativ egal cu jumătate din rezistența la compresiune a zidăriei ($\sigma_0 = \frac{R_c}{2}$).

Se dorește exprimarea relațiilor din normativul MP001-96 într-o singură formă cât mai concisă în ipoteza amintită ($\sigma_0 = \frac{R_c}{2}$) pentru a obține valoarea maximă a efortului tangențial capabil (τ_C).

În prima etapă se exprimă valorile eforturilor tangențiale nominale capabile în secțiune înclinată ($\tau_{0, \text{cap}}$) și a eforturilor tangențiale nominale asociate ($\tau_{0, \text{asoc}}$) în cele trei stadii principale de lucru considerate: fisurare (F), curgere (C), respectiv ultim (U) ținând cont că $\sigma_0 = \frac{R_c}{2}$.

5.1.2 Capacitatea portantă maximă la încărcări orizontale din seism a montanților de secțiune dreptunghiulară

Pentru montanți cu secțiunea dreptunghiulară relațiile sunt sintetizate în tabelul următor înlocuind întotdeauna $\sigma_0 = \frac{R_c}{2}$.

Tabelul 5.1

stadiul	fisurare (F)	curgere (C)	ultim (U)
$\tau_{0, \text{cap}}$	$\tau_{0, \text{cap}, F} = \frac{2}{3} R_2 \sqrt{1 + \frac{R_c}{2R_2}}$	$\tau_{0, \text{cap}, C} = \frac{2}{3} R_2 \sqrt{1 + \frac{R_c}{2R_2}}$	$\tau_{0, \text{cap}, U} = \frac{1}{3} R_2 \sqrt{1 + \frac{R_c}{2R_2}}$
$\tau_{0, \text{asoc}}$	$\tau_{0, \text{asoc}, F} = \frac{1}{4} \cdot \frac{1}{\lambda} \cdot \frac{R_c}{2}$	$\tau_{0, \text{asoc}, C} = \frac{1}{4} \cdot \frac{1}{\lambda} \cdot \frac{R_c}{2}$	$\tau_{0, \text{asoc}, U} = \frac{3}{8} \cdot \frac{1}{\lambda} \cdot \frac{R_c}{2}$

Relații s-au putut scrie luând în considerare o serie de alte observații și ipoteze simplificatoare cum ar fi:

- $\frac{\sigma_0}{R_2} \leq 7$, care devine $R_c \leq 14 \cdot R_2$ relație valabilă în principal pentru mărci mari de mortar (M25, M50, M100) utilizate la zidării portante în zone seismice și general valabilă pentru zidării armate;
- $\varepsilon_{0,C} = \frac{1}{6}$, pentru $\sigma_0 = \frac{R_c}{2}$
- $\varepsilon_{0,U} = \frac{1}{2} - \frac{2}{3} \frac{1}{2} \frac{\alpha^2 - 3\alpha + 3}{\alpha^2 - 4\alpha + 4} \cong \frac{1}{4}$, având $\alpha = \frac{2}{3}$

Restrângând relațiile din tabel și notând rezistența echivalentă:

$$R_E = R_2 \sqrt{1 + \frac{R_c}{2R_2}}$$

tabelul 5.1 se rescrie concentrat devenind tabelul 5.2

Tabelul 5.2

stadiul	fisurare (F)	curgere (C)	ultim (U)
$\tau_{0, \text{cap}}$	$\tau_{0, \text{cap}, F} = \frac{2}{3} R_E$	$\tau_{0, \text{cap}, C} = \frac{2}{3} R_E$	$\tau_{0, \text{cap}, U} = \frac{1}{3} R_E$
$\tau_{0, \text{asoc}}$	$\tau_{0, \text{asoc}, F} = \frac{R_c}{8 \cdot \lambda}$	$\tau_{0, \text{asoc}, C} = \frac{R_c}{8 \cdot \lambda}$	$\tau_{0, \text{asoc}, U} = \frac{3 \cdot R_c}{16 \cdot \lambda}$

Se observă imediat faptul că efortul tangențial nominal capabil în stadiul fisurare este egal cu cel în stadiul de curgere, de asemenea și eforturile tangențiale nominale asociate sunt egale în cele două stadii, deci curgerea se suprapune peste fisurare la un efort unitar normal de compresiune egal cu jumătate din rezistența la compresiune a zidăriei.

În continuare se va stabili efortul tangențial capabil și criteriul de rupere a montantului de zidărie în toate cazurile ce pot apare.

Dacă se reprezintă grafic eforturile tangențiale nominale capabile și asociate funcție de stadiul elementului de zidărie (fisurare, curgere, ultim) se constată că putem întâlni trei cazuri cazuri distincte:

Cazul I: $\tau_{0, \text{cap}, F} < \tau_{0, \text{asoc}, F}$, ceea ce este echivalent cu $\tau_{0, \text{cap}, C} < \tau_{0, \text{asoc}, C}$

Condiția transcrisă ar fi:

$$\frac{2}{3} R_E < \frac{R_C}{8 \cdot \lambda}, \quad \text{adică}$$

$$\lambda < \frac{3R_C}{16R_E}, \quad \text{ceea ce corespunde în general la montanți cu înălțimea mai}$$

mică decât dublul lățimii

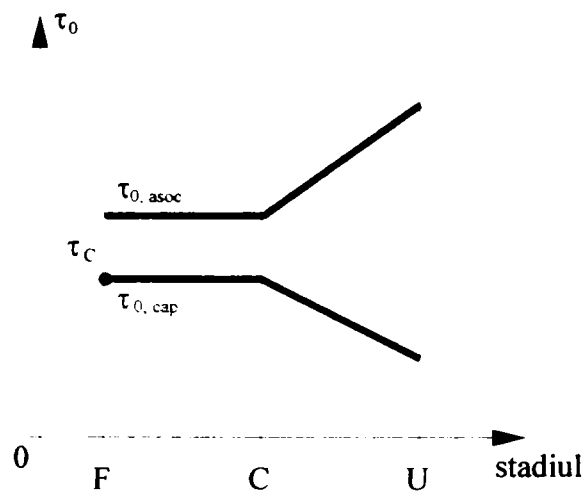


Fig. 5.2 - Graficul τ_0 funcție de stadiul elementului în cazul I

În acest caz efortul tangențial nominal este:

$$\tau_C = \tau_{0, \text{cap}, F} = \frac{2}{3} R_E$$

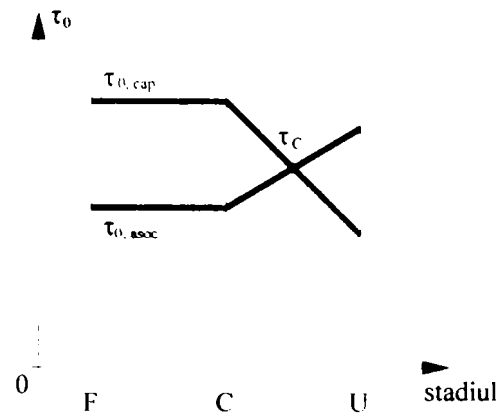
Criteriul de rupere în acest caz este cel de rupere fragilă.

Cazul II: $\tau_{0, \text{cap}, F} \geq \tau_{0, \text{asoc}, F}$, adică $\tau_{0, \text{cap}, C} \geq \tau_{0, \text{asoc}, C}$ și $\tau_{0, \text{cap}, U} < \tau_{0, \text{asoc}, U}$

Cele două condiții transcrise sunt:

$$\frac{2}{3} R_E \geq \frac{R_C}{8 \cdot \lambda} \quad \text{și} \quad \frac{1}{3} R_E < \frac{3}{16} \cdot \frac{R_C}{\lambda}, \quad \text{adică:}$$

$$\frac{3R_C}{16R_E} \leq \lambda < \frac{9R_C}{16R_E}$$

Fig. 5.3 - Graficul τ_0 funcție de stadiul elementului în cazul II

Valoarea efortului tangențial capabil în acest caz se situează pe ordonata punctului de intersecție a graficului lui $\tau_{0, \text{cap}}$ cu graficul lui $\tau_{0, \text{asoc}}$ pe abscisă fiind stadiile de lucru ale zidăriei (fig 5.3) și se calculează cu relația:

$$\tau_C = \frac{\tau_{0, \text{cap}, C} \cdot \tau_{0, \text{asoc}, U} - \tau_{0, \text{cap}, U} \cdot \tau_{0, \text{asoc}, C}}{(\tau_{0, \text{cap}, C} - \tau_{0, \text{asoc}, C}) + (\tau_{0, \text{asoc}, U} - \tau_{0, \text{cap}, U})}$$

Înlocuind valorile eforturilor tangențiale nominale capabile și asociate conform tabelului 5.2 relația devine:

$$\tau_C = \frac{\frac{2}{3} R_E \cdot \frac{3 \cdot R_C}{16 \cdot \lambda} - \frac{1}{3} R_E \cdot \frac{R_C}{8 \cdot \lambda}}{\left(\frac{2}{3} R_E - \frac{R_C}{8 \cdot \lambda} \right) + \left(\frac{3 \cdot R_C}{16 \cdot \lambda} - \frac{1}{3} R_E \right)} = \frac{\frac{R_C R_E}{4 \lambda}}{\frac{R_E}{3} + \frac{R_C}{16 \lambda}}$$

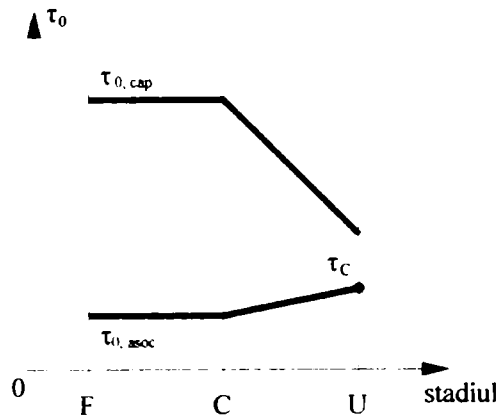
$$\tau_C = \frac{1}{\frac{\frac{R_E}{3} + \frac{R_C}{16 \lambda}}{\frac{R_C R_E}{4 \lambda}}} = \frac{1}{\left(\frac{3}{4 R_E} + \frac{4 \lambda}{R_C} \right)}$$

Criteriul de rupere în acest caz este cu ductilitate limitată.

Cazul III: $\tau_{0, \text{cap}, F} \geq \tau_{0, \text{asoc}, F}$, adică $\tau_{0, \text{cap}, C} \geq \tau_{0, \text{asoc}, C}$ și $\tau_{0, \text{cap}, U} \geq \tau_{0, \text{asoc}, U}$

Condiția se mai scrie $\lambda \geq \frac{9 R_C}{16 R_E}$, ceea ce corespunde în general la montanți cu

lățimea de trei ori mai mare decât înălțimea.

Fig. 5.4 - Graficul τ_0 funcție de stadiul elementului în cazul III

În acest caz efortul tangențial capabil este:

$$\tau_C = \tau_{0, \text{asoc}, U} = \frac{3R_c}{16 \cdot \lambda}$$

Ruperea este ductilă în acest caz.

În concluzie, efortul tangențial capabil maxim ce se obține pentru $\sigma_0 = \frac{R_c}{2}$ este dat

în relația următoare în funcție de valoarea raportului $\lambda = \frac{H}{D}$.

$$\tau_C = \tau_C^{\max} = \begin{cases} \frac{2}{3} R_E \\ \frac{1}{\left(\frac{3}{4R_E} + \frac{4\lambda}{R_c}\right)} \\ \frac{3 \cdot R_c}{16 \cdot \lambda} \end{cases} \quad \text{dacă} \quad \begin{cases} \lambda < \frac{3R_c}{16R_E} \\ \frac{3R_c}{16R_E} \leq \lambda < \frac{9R_c}{16R_E} \\ \lambda \geq \frac{9R_c}{16R_E} \end{cases}$$

$$\text{unde: } R_E = R_2 \sqrt{1 + \frac{R_c}{2R_2}}$$

5.1.3 Capacitatea portantă maximă la încărcări orizontale din seism a șpaletilor de secțiune dreptunghiulară

Pentru șpaletii cu secțiunea dreptunghiulară relațiile pentru $\tau_{0, \text{cap}}$, în ipoteza că $\sigma_0 = \frac{R_c}{2}$ sunt date în tabelul 5.3, modificările față de tabelul 5.2 fiind doar pentru eforturile tangențiale nominale asociate.

Tabelul 5.3

stadiul	fisurare (F)	curgere (C)	ultim (U)
$\tau_{0, \text{cap}}$	$\tau_{0, \text{cap}, F} = \frac{2}{3} R_E$	$\tau_{0, \text{cap}, C} = \frac{2}{3} R_E$	$\tau_{0, \text{cap}, U} = \frac{1}{3} R_E$
$\tau_{0, \text{asoc}}$	$\tau_{0, \text{asoc}, F} = \frac{R_C}{6 \cdot \lambda}$	$\tau_{0, \text{asoc}, C} = \frac{R_C}{6 \cdot \lambda}$	$\tau_{0, \text{asoc}, U} = \frac{R_C}{4 \cdot \lambda}$

Și în acest caz eforturile tangențiale nominale capabile și asociate în stadiul de fisurare sunt egale cu cele din stadiul de curgere, deci curgerea se suprapune peste fisurare la un efort unitar de compresiune egal cu jumătate din rezistența la compresiune a zidăriei.

Avem aceleași trei cazuri în care stabilim efortul tangențial capabil și criteriul de rupere a șpaletului de zidărie.

Cazul I: $\tau_{0, \text{cap}, F} < \tau_{0, \text{asoc}, F}$, ceea ce este echivalent cu $\tau_{0, \text{cap}, C} < \tau_{0, \text{asoc}, C}$

Condiția transcrisă este

$$\frac{2}{3} R_E < \frac{R_C}{6 \cdot \lambda}, \quad \text{adică} \quad \lambda < \frac{R_C}{4 \cdot R_E}, \quad \text{ceea ce corespunde în}$$

general la șpaleți cu înălțimea mai mică decât dublul lățimii.

În acest caz efortul tangențial nominal este:

$$\tau_C = \tau_{0, \text{cap}, F} = \frac{2}{3} R_E$$

Criteriul de rupere în acest caz este cel de rupere fragilă..

Cazul II: $\tau_{0, \text{cap}, F} \geq \tau_{0, \text{asoc}, F}$, adică $\tau_{0, \text{cap}, C} \geq \tau_{0, \text{asoc}, C}$ și $\tau_{0, \text{cap}, U} < \tau_{0, \text{asoc}, U}$

Condiția pentru cazul II devine

$$\frac{R_C}{4 R_E} \leq \lambda < \frac{3 R_C}{4 R_E}$$

Valoarea efortului tangențial capabil având relația generală:

$$\tau_C = \frac{\tau_{0, \text{cap}, C} \cdot \tau_{0, \text{asoc}, U} - \tau_{0, \text{cap}, U} \cdot \tau_{0, \text{asoc}, C}}{(\tau_{0, \text{cap}, C} - \tau_{0, \text{asoc}, C}) + (\tau_{0, \text{asoc}, U} - \tau_{0, \text{cap}, U})}$$

devine:

$$\tau_C = \frac{\frac{2}{3} R_E \cdot \frac{R_C}{4 \cdot \lambda} - \frac{1}{3} R_E \cdot \frac{R_C}{6 \cdot \lambda}}{\left(\frac{2}{3} R_E - \frac{R_C}{6 \cdot \lambda}\right) + \left(\frac{R_C}{4 \cdot \lambda} - \frac{1}{3} R_E\right)} = \frac{\frac{R_C R_E}{9 \cdot \lambda}}{\frac{R_E}{3} + \frac{R_C}{12 \lambda}}$$

$$\tau_c = \frac{1}{\frac{R_E}{3} + \frac{R_C}{R_C R_E} + \frac{12 \cdot \lambda}{R_C R_E}} = \frac{1}{\left(\frac{3}{4R_E} + \frac{3 \cdot \lambda}{R_C} \right)}$$

Criteriul de rupere în acest caz este cu ductilitate limitată.

Cazul III: $\tau_{0, \text{cap}, F} \geq \tau_{0, \text{asoc}, F}$, adică $\tau_{0, \text{cap}, C} \geq \tau_{0, \text{asoc}, C}$ și $\tau_{0, \text{cap}, U} \geq \tau_{0, \text{asoc}, U}$

Condiția se mai scrie $\lambda \geq \frac{R_c}{4 \cdot R_E}$, ceea ce corespunde în general la montanți cu

lățimea de trei ori mai mare decât înălțimea.

În acest caz efortul tangențial capabil este:

$$\tau_c = \tau_{0, \text{asoc}, U} = \frac{3 \cdot R_C}{4 \cdot \lambda}$$

Criteriul de rupere este ductil în acest caz.

În concluzie efortul tangențial capabil maxim, ce se obține pentru $\sigma_0 = \frac{R_C}{2}$, este pentru montanți cu secțiunea dreptunghiulară dat în relația următoare în funcție de valoarea raportului $\lambda = \frac{H}{D}$:

$$\tau_c = \tau_c^{\max} = \begin{cases} \frac{2}{3} R_E \\ \frac{1}{\left(\frac{3}{4R_E} + \frac{3\lambda}{R_C} \right)} \\ \frac{R_C}{4 \cdot \lambda} \end{cases} \quad \text{dacă} \quad \begin{cases} \lambda < \frac{R_c}{4R_E} \\ \frac{R_C}{4 \cdot R_E} \leq \lambda < \frac{3 \cdot R_C}{R_E} \\ \lambda \geq \frac{3 \cdot R_C}{4 \cdot R_E} \end{cases}$$

$$\text{unde: } R_E = R_2 \sqrt{1 + \frac{R_c}{2R_2}}$$

5.1.4 Capacitatea portantă maximă la încărcări orizontale din seism a montanților cu secțiune cu o talpă (T) și cu două tălpi (I).

Pentru montanți cu secțiunea cu o talpă (T) și cu două tălpi (I) relațiile de calcul date sub forma shemelor logice din MP001-96 sunt extrem de complicate, întinzându-se pe multe pagini și fiind practic imposibil de aplicat printr-un calcul manual. Pe de altă parte, influența coeficienților ce se introduc este în general mică atât asupra efortului tangențial nominal capabil, cât și asupra efortului tangențial asociat și de asemenea asupra deformațiilor specifice de compresiune ϵ .

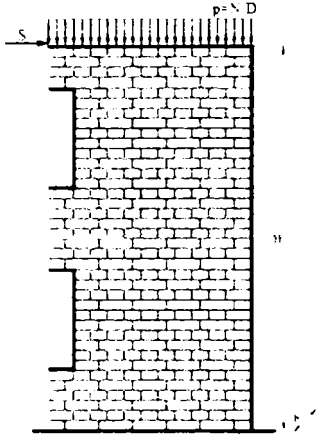
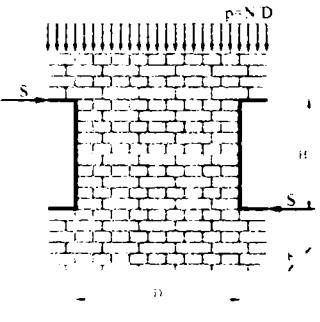
O primă idee de introducere în calcul a influenței tălpilor este de a le considera, atât pe ele cât și diafragmele de pe direcție perpendiculară pe direcția de calcul, ca și elemente dreptunghiulare cu dimensiunile rotite în plan față de celelalte diafragme, grosimea zidului devenind lățime și invers. S-a renunțat ulterior la această ipoteză având în vedere că diafragmele din zidărie cu lățimi mici, undeva sub 10 la sută din înălțime, au capacitate portantă nulă la încărcări orizontale. Acest lucru va fi dovedit matematic în paragraful următor.

Studiile teoretice prezentate în capitolul precedent caută să soluționeze problema diaframelor cu secțiune I și T în mod simplificat. În urma calculelor efectuate pe elemente cu secțiune T și I se constată că influența tălpilor nu induce diferențe mari față de diafragmele similare considerate cu secțiune dreptunghiulară. Acest lucru este valabil pentru aceeași încărcare verticală ce se va aplica numai inimii diafragmei, deci diafragmei cu secțiune dreptunghiulară similară. În sprijinul acestei ipoteze simplificatoare vine și observația că nu putem conta sută la sută pe conlucrarea dintre inima și talpa unei diafragme de zidărie datorită capacităților de deformare diferite ale acestora.

În concluzie se poate, pentru simplitatea metodei propuse, a se renunța la diafragmele T și I considerând structura alcătuită doar diafragme dreptunghiulare. Încărcările se vor considera doar cele aplicate direct diaframelor dreptunghiulare, ușurând în acest mod și algoritmul de distribuire a încărcărilor după cele două direcții de calcul ortogonale de verificare a structurii la seism. În orice caz această ipoteză simplificatoare este acoperitoare.

5.1.5 Concluzii privind modalitatea de calcul a capacității portante maxime la încărcări orizontale a diaframelor de zidărie

Calculul capacității portante maxime la sarcini orizontale a diaframelor de zidărie se reduce în acest fel la câteva relații de calcul simple ce pot fi chiar reținute cu minim de efort. Se vor relua aceste relații într-un tabel :

CAPACITATEA PORTANTĂ MAXIMĂ LA SARCINI ORIZONTALE A DIAFRAGMELOR DE ZIDĂRIE	
MONTANT	 $\tau_c = \tau_c^{\max} = \begin{cases} \frac{2}{3} R_E \\ 1 \\ \left(\frac{3}{4R_E} + \frac{4\lambda}{R_c} \right) \\ \frac{3 \cdot R_c}{16 \cdot \lambda} \end{cases} \quad \text{dacă} \quad \begin{cases} \lambda < \frac{3R_c}{16R_E} \\ \frac{3R_c}{16R_E} \leq \lambda < \frac{9R_c}{16R_E} \\ \lambda \geq \frac{9R_c}{16R_E} \end{cases}$
SPALET	 $\tau_c = \tau_c^{\max} = \begin{cases} \frac{2}{3} R_E \\ 1 \\ \left(\frac{3}{4R_E} + \frac{3\lambda}{R_c} \right) \\ \frac{R_c}{4 \cdot \lambda} \end{cases} \quad \text{dacă} \quad \begin{cases} \lambda < \frac{R_c}{4R_E} \\ \frac{R_c}{4 \cdot R_E} \leq \lambda < \frac{3 \cdot R_c}{R_E} \\ \lambda \geq \frac{3 \cdot R_c}{4 \cdot R_E} \end{cases}$
$R_E = R_2 \sqrt{1 + \frac{R_c}{2R_2}}; \quad \lambda = \frac{H}{D}$	

Acest tip de relații se pretează și la calculul automat cu ajutorul Excel-ului pe o foaie de lucru. S-a realizat acest miniprogram și se exemplifică calculul efortului capabil maxim pentru elementele experimentale tratate în capitolul 3. Coloanele de culoare verde cuprind date de intrare, iar în coloanele galbene și cea portocalie calculele se efectuează automat.

Tabelul 5.4

		Universitatea "Politehnica" din Timisoara		Facultatea de Construcții și Arhitectură		Departamentul CCIA		TEZA DE DOCTORAT	
								Contribuții privind calculul și alcătuirea structurilor cu diafragme din zidărie	
						Re	$\lambda = H/D$	τ_c	
						[daN/cm ²]		[daN/cm ²]	
1	ES	M	125	120	60	18	29	0,96	11,17
2	EA1	M	125	120	76	34	49	0,96	14,84
3	EA2	M	125	120	68	26	39	0,96	13,25
4	EA3	M	125	120	68	26	39	0,96	13,25
5	EA4	M	125	120	68	26	39	0,96	13,25

Contribuții la alcătuirea și calculul structurilor cu diafragme din zidărie

Programul citește și coloana a III-a ce conține tipul de diafragmă M sau S (montant sau șpalet) și efectuează calculele ca atare.

Folosind acest program și valori aleatoare se poate trasa două diagrame ce ne dau variația efortului capabil maxim în funcție de λ respectiv variația capacității portante a diafragmei cu λ .

Diagramele sunt similare și pentru montanți și pentru șpaleti.

Diagrama $\tau_c - \lambda$

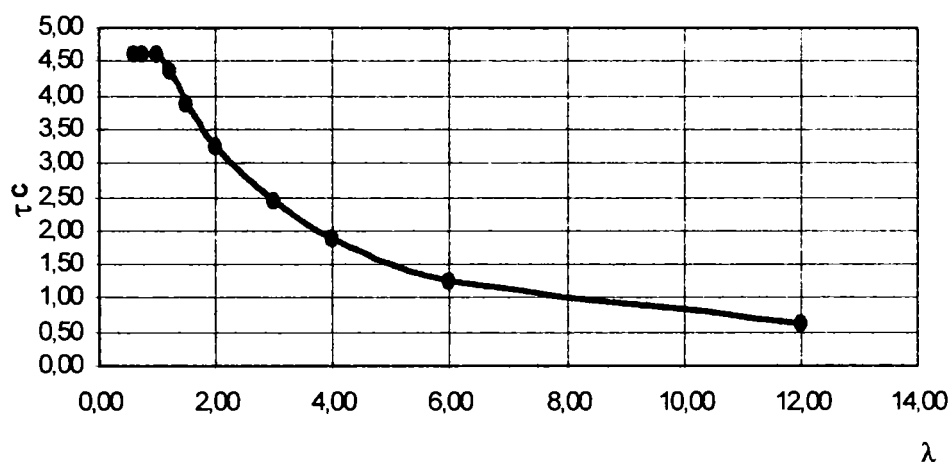


Fig. 5.5 - Diagrama $\tau_c - \lambda$

Este interesant de analizat forma graficului ce are o porțiune liniară constantă la valoarea maximă a lui τ_c , urmând ca acesta să coboare asimptotic la zero o dată cu creșterea raportului λ lucru previzibil de altfel. Este important de semnalat faptul că τ_c nu crește la infinit, deci capacitatea portantă a structurilor din zidărie este limitată.

Diagrama $Q_c - \lambda$

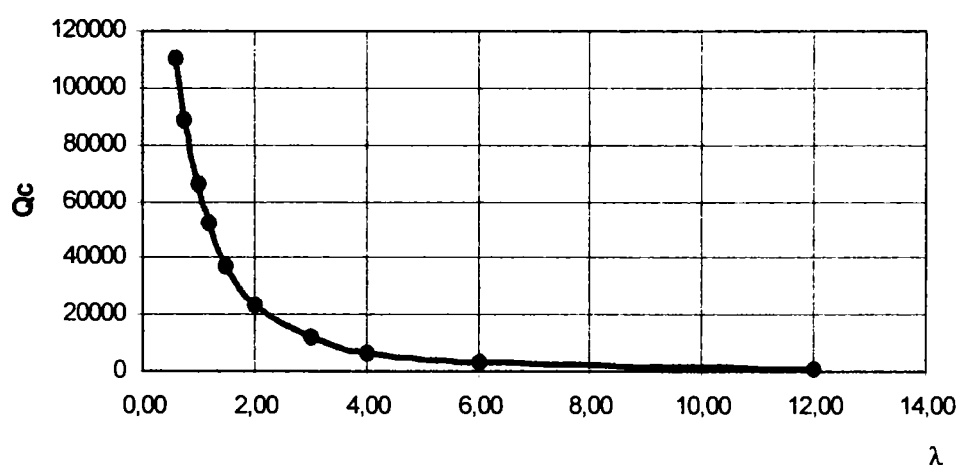


Fig. 5.6 - Diagrama $Q_c - \lambda$

De data aceasta graficul $Q_c-\lambda$ are o formă hiperbolică, capacitatea portantă tinzând la infinit pentru atunci când λ tinde la 0, respectiv Q_c este nul pentru un λ tinzând la infinit.

Acest paragraf tratează doar calculul efortului capabil maxim pentru diafragmele de zidărie, valoare suficientă pentru trasarea curbei de interacțiune. Stabilirea capacității portante a diaframelor din zidărie pentru orice valoare a încărcării verticale, s-ar putea face pe cale grafică sau scriind ecuația parabolei de aproximare a curbei de interacțiune cu relațiile din matematică, lucru ce nu ar fi dificil de loc. În paragraful următor se prezintă o metodă imaginată de calcul a structurilor din zidărie ce se folosește doar de valorile τ_c calculate astfel și separat de valorile efortului de compresiune σ_0 .

Efortul de compresiune σ_0 are un efect dublu asupra structurilor de acest tip: pe de o parte intervine în relație efortul tangențial capabil τ_c printr-o lege aproximată ca fiind parabolică, iar pe de altă parte intervine în relația de calcul a forței seismice aplicate structurii printr-o lege liniară (forța seismică este greutatea clădirii înmulțită cu coeficientul seismic global). Această observație va sta la baza metodei de verificare a structurilor propusă de autor în paragraful următor.

5.2 VERIFICAREA STRUCTURILOR DE ZIDĂRIE LA ÎNCĂRCĂRI ORIZONTALE DIN SEISM

5.2.1 Ecuația diagramei de interacțiune $\tau_c - \sigma_0$

Diagrama de interacțiune $\tau_c - \sigma_0$, reprezentând variația efortului tangențial capabil al unui element de zidărie în funcție de valoarea efortului unitar de compresiune, este dată în figura următoare.

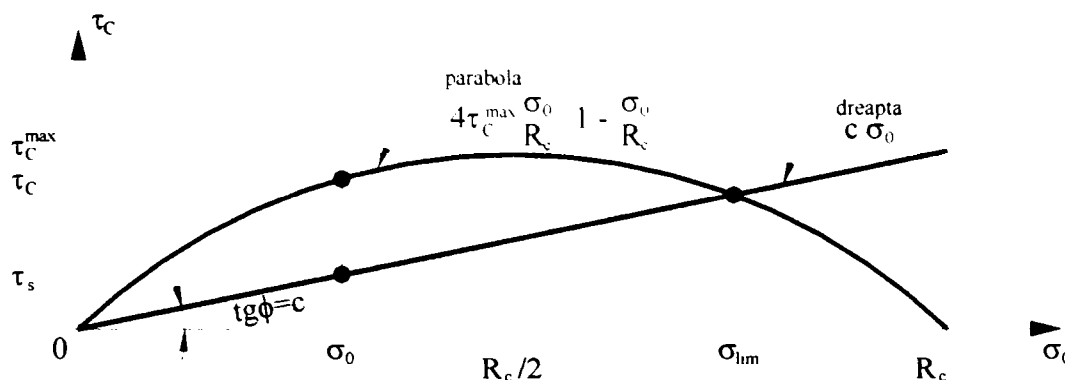


Fig 5.7 – Diagrama de interacțiune $\tau_c - \sigma_0$

Curba se va trasa în funcție de valoarea τ_c^{\max} calculată conform relațiilor din paragraful precedent. Se consideră o bună aproximare a formei graficului diagramei prin intermediul unei parabole. Pe baza relațiilor cunoscute din matematică se exprimă ecuația generală a parabolei:

$$y = a \cdot x^2 + b \cdot x + c, \quad \text{adică:}$$

$$\tau_c = a \cdot \sigma_0^2 + b \cdot \sigma_0 + c$$

Parametrii ecuației parabolei se stabilesc din condițiile limită:

- pentru $\sigma_0=0$, avem $\tau_c=0$ și rezultă $c=0$
- pentru $\sigma_0=R_c$, avem $\tau_c=0$ și rezultă $a \cdot R_c^2 + b \cdot R_c = 0$

Cum R_c nu poate fi nul, rezultă $a \cdot R_c + b = 0$ sau $b = -a \cdot R_c$

- pentru $\sigma_0 = \frac{R_c}{2}$, avem $\tau_c = \tau_c^{\max}$, ecuația devine:

$$\tau_c^{\max} = a \cdot \frac{R_c^2}{4} + b \cdot \frac{R_c}{2}$$

Înlocuind pe $b = -a \cdot R_c$ din condiția precedentă rezultă:

$$\tau_c^{\max} = a \cdot \frac{R_c^2}{4} - a \cdot \frac{R_c^2}{2}$$

$$\tau_c^{\max} = -a \cdot \frac{R_c^2}{4}, \text{ deci:}$$

$$a = -\frac{4 \cdot \tau_c^{\max}}{R_c^2}, \text{ și } b = \frac{4 \cdot \tau_c^{\max}}{R_c}$$

Cu parametrii astfel determinați din condițiile de margine, se obține ecuația curbei de interacțiune (parabola de interacțiune):

$$\tau_c = -\frac{4 \cdot \tau_c^{\max}}{R_c^2} \sigma_0^2 + \frac{4 \cdot \tau_c^{\max}}{R_c} \cdot \sigma_0$$

$$\tau_c = 4 \cdot \tau_c^{\max} \cdot \frac{\sigma_0}{R_c} \cdot \left(1 - \frac{\sigma_0}{R_c}\right)$$

Se face observația că, condiția $\sigma_0=0$ reprezintă o ipoteză pur teoretică având în vedere faptul că greutatea proprie a zidului dă un efort unitar de compresiune inițial, dar în principiu corectă.

5.2.2 Verificarea unui element din zidărie la seism

Verificarea elementelor din zidărie la seism presupune de fapt compararea forței seismice cu capacitatea portantă a diafragmei la sarcini orizontale.

$$F \leq Q_{\text{cap}}$$

$$F = c \cdot N \text{ unde:}$$

N - sarcina gravitațională totală

c - coeficientul seismic global conform P100

$$F = c \cdot D \cdot b \cdot \sigma_0$$

$$Q_{\text{cap}} = D \cdot b \cdot \tau_c$$

Observând că atât forța seismică calculată conform P100 cât și capacitatea portantă a diafragmei la sarcini orizontale depind de efortul unitar de compresiune (σ_0). Capacitatea portantă a secțiunii variază parabolic cu σ_0 așa cum s-a arătat în paragraful precedent, iar considerând forța seismică calculată conform P100 variază liniar. Forța seismică raportată la aria secțiunii diafragmei ne dă efortul tangențial produs de seism această mărime notată fiind τ_s :

$$\tau_s = c \cdot \sigma_0$$

$$\text{Deci } \tau_s = \frac{F}{D \cdot b} \text{ variază liniar după } \sigma_0 \text{ iar graficul ecuației este dreapta forței}$$

seismice.

Punând condiția la limită $F = Q_{cap}$ sau simplificând din relație dimensiunile secțiunii transversale ale montantului D și b când condiția este $\tau_s = \tau_c$ se definește valoarea efortului unitar limită σ_0^{lim} :

$$c \cdot \sigma_0^{lim} = \tau_c$$

Valoarea lui σ_0 în cazul limită $F = Q_{cap}$ sau $\tau_s = \tau_c$ este valoarea limită a efortului unitar de compresiune corespunzătoare verificării diafragmei de zidărie la sarcini orizontale și se notează σ_0^{lim} . Grafic valoarea σ_0^{lim} se identifică cu abscisa punctului de intersecție dintre parabola ce reprezintă variația capacității portante unitare τ_{cap} în raport cu σ_0 , respectiv dreapta dată de ecuația $c \cdot \sigma_0$, având ca parametru pe același σ_0 .

Înlocuind în relația de mai sus expresia lui τ_{cap} calculată în paragraful anterior rezultă:

$$c \cdot \sigma_0^{lim} = 4\tau_c^{max} \cdot \frac{\sigma_0^{lim}}{R_c} \left(1 - \frac{\sigma_0^{lim}}{R_c} \right)$$

Desfacând parantezele și simplificând σ_0^{lim} obținem:

$$\sigma_0^{lim} = R_c - \frac{c \cdot R_c^2}{4\tau_c^{max}}$$

Analizând din punct de vedere matematic relația de mai susse impune condiția ca σ_0^{lim} să ia doar valori pozitive. Condiția $\sigma_0^{lim} > 0$ devine:

$$4\tau_c^{max} - c \cdot R_c > 0.$$

Această inegalitate se poate realiza la elemente zvelte la care $\tau_c^{max} = \frac{3 \cdot R_c}{16 \cdot \lambda}$ pentru montanți așa cum s-a arătat în subcapitolul anterior condiția devenind de fapt:

$$\frac{3}{4 \cdot \lambda} < c, \text{ adică } \lambda = \frac{H}{D} > 4...7.$$

Dacă această condiție are loc avem $\sigma_0^{lim} = 0$ (intersecția dintre parabola și dreapta din figura 5.2 se produce doar în origine), deci elementul de zidărie este incapabil să preia încărcări seismice de o anumită intensitate caracterizată prin coeficientul seismic global c .

Ca și speculație teoretică, observăm că dacă majoritatea diafragmelor ce compun structura de rezistență a unei clădiri realizează condiția $\frac{1}{\lambda} < c$, această clădire nu poate prelua sarcini seismice de intensitate corespunzătoare lui c , deci ar fi o justificare matematică pentru faptul că nu se pot realiza construcții înalte din zidărie în zone seismice.

Verificarea capacității portante a montantului din zidărie izolat ce nu face parte dintr-o structură la acțiuni orizontale de tip seism se reduce la relația:

$$\sigma_0 \leq \sigma_0^{\text{lim}}$$

Unde σ_0 este valoarea efectivă a efortului de compresiune din elementul de zidărie.

Valoarea σ_0 depinde de încărcările verticale aferente diafragmei de zidărie și de dimensiunile secțiunii transversale (b și D). Mărimea σ_0^{lim} depinde de valorile rezistenței la compresiune (R_c) și a rezistenței la eforturi principale de întindere (R_2), de raportul dintre înălțimea și lungimea diafragmei (λ), respectiv de coeficientul seismic global (c).

5.2.3 Verificarea structurilor din zidărie la seism

Structurile din zidărie sunt de fapt un ansamblu de diafragme izolate ce conlucrează la preluarea sarcinilor seismice pe fiecare direcție de calcul considerată în parte x și y .

Metoda de verificare propusă are la bază aceleași câteva din ipotezele enunțate și în calculul structurilor din zidărie la sarcini seismice conform normativului P2-85 și MP001-96 și anume:

- Fiecare element (montant) delimitat din structura spațială, se consideră că lucrează ca un element vertical (montant sau șpalet) sollicitat de forțe orizontale având la nivelul planșeului legături cu celelalte elemente prin planșeu sau centuri;
- Planșeele sau centurile au rigiditate suficientă pentru a putea redistribui încărcările după ce un element sau mai multe elemente au atins valoarea capacității de rezistență, lucrând în continuare în domeniul plastic;
- Prin redistribuirea încărcărilor pot fi antrenate elementele care mai au rezerve de rezistență.

Verificarea pe ansamblu a clădirii pe cele două direcții principale se va face cu relația:

$$F \leq Q_{\text{total, cap}} = \sum_{i=1}^n Q_{i, \text{cap}}, \quad \text{unde:}$$

F – reprezintă forța seismică de proiectare;

$Q_{\text{total, cap}}$ – este capacitatea totală de rezistență pentru fiecare direcție, definită ca suma forțelor tăietoare capabile a tuturor diafragmelor pentru direcția de calcul considerată $\sum Q_{i, \text{cap}}$;

n – numărul total de pereți structurali din zidărie considerați în calcul la baza clădirii pentru direcția de calcul considerată.

Conform codului normativului P100-92 forța seismică de proiectare se exprimă cu relația:

$$F = c \cdot G$$

În formulă c este coeficientul seismic global exprimat conform P100-92 astfel:

$$c = \alpha k_s \beta \psi \epsilon$$

Greutatea G reprezintă greutatea întregii clădiri când planșeele realizează efectul de șaibă rigidă și greutatea aferentă șirului de elemente pentru care se face calculul, când planșeele nu realizează efectul de diafragmă.

Pentru a exprima relația de verificare în metoda propusă în cazul cel mai general al unei structuri oarecare cu diafragme din zidărie portantă, se va considera într-o etapă intermediară un șir de “ n ” diafragme izolate legate printr-o centură la partea superioară conform figurii:

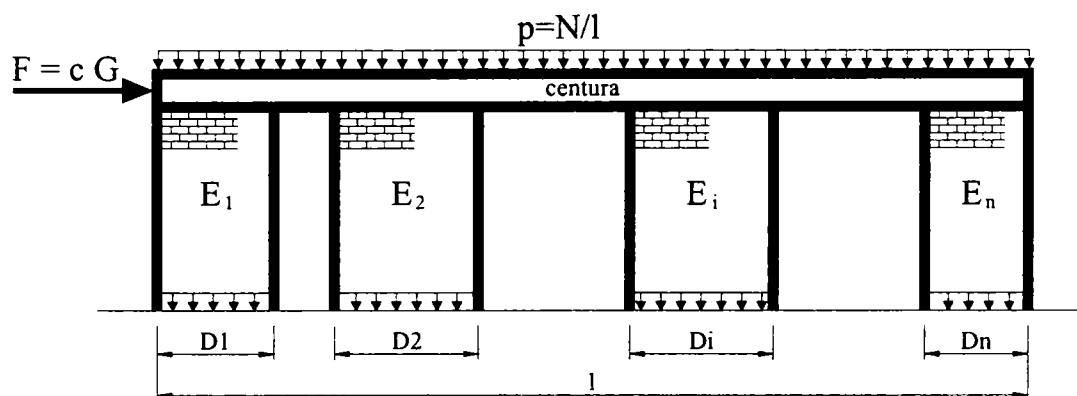


Fig 5.10 – Șir de diafragme supuse la sarcini orizontale din seism

Verificarea capacității portante a șirului de elemente ($E_1, E_2 \dots E_n$) la acțiuni orizontale de tip seism se exprimă tot din condiția generală de verificare a structurilor la seism ca și în cazul unei diafragme izolate:

$$F \leq \sum Q_{\text{cap}, i}$$

Forța seismică este produsul dintre coeficientul seismic și încărcarea verticală totală:

$$F = c \cdot N$$

Forța tăietoare capabilă pentru un element este dată de relația:

$$Q_{cap,i} = A_i \cdot \tau_{c,i}$$

Se introduce, pentru rezolvarea problemei, efortul de compresiune mediu σ_0^{med} egal cu forța verticală raportată la suma ariilor diaframelor.

$$\sigma_0^{med} = \frac{N}{\sum A_i}$$

$\sum A_i$ - reprezintă suma ariilor secțiunilor elementelor de zidărie conform relației de mai jos:

$$\sum A_i = \sum b_i \cdot D_i$$

Avem:

$$c \cdot N \leq \sum A_i \cdot \tau_{c,i}$$

$$c \cdot \sigma_0^{med} \cdot \sum A_i \leq 4 \cdot \sum A_i \cdot \tau_{c,i}^{max} \frac{\sigma_{0,i}}{R_c} \left(1 - \frac{\sigma_{0,i}}{R_c} \right)$$

S-a înlocuit în condiția de verificare eforturile tangențiale date funcție de valoarea efortului de compresiune în fiecare element. Evident, efortul de compresiune este diferit în fiecare element dar aceste diferențe la o structură reală nu sunt mari. Alcătura regulată a structurilor reale din zidărie, deasemenea țeserea zidăriei face ca eforturile de compresiune pe un șir să se distribuie relativ uniform pe fiecare direcție de calcul, astfel încât media lor să nu fie departe de valorile extreme. Deasemenea greutatea proprie a pereților ce este repartizată uniform intră cu ponderea cea mai mare în greutatea totală a construcției (60-70%) iar eventualele neuniformități ale efortului de compresiune pot fi aduse doar de forțe concentrate și de planșee. Diferențele de eforturi de compresiune din diafragme nici măcar nu pot fi evaluate cu exactitate datorită necunoașterii exacte a legilor de distribuție a acestora, în mod uzual ele oscilând în limita de 10-20% în funcție de golurile din structură de rezemarea planșeelor și de suprafața fiecărui nivel

În aceste condiții putem accepta simplificarea prin care în relația de mai sus să înlocuim efortul de compresiune din fiecare element cu media eforturilor pe toate elementele, medie egală cu σ_0^{med} definit anterior ce este o constantă introducând și un coeficient de reducerea efortului mediu de compresiune, subunitar, m_r care să compenseze aproximarea făcută.

Acest coeficient este subunitar el făcînd de fapt aproximarea unui segment de parabolă cu coarda sa, așa cum se arată în figura de mai jos:

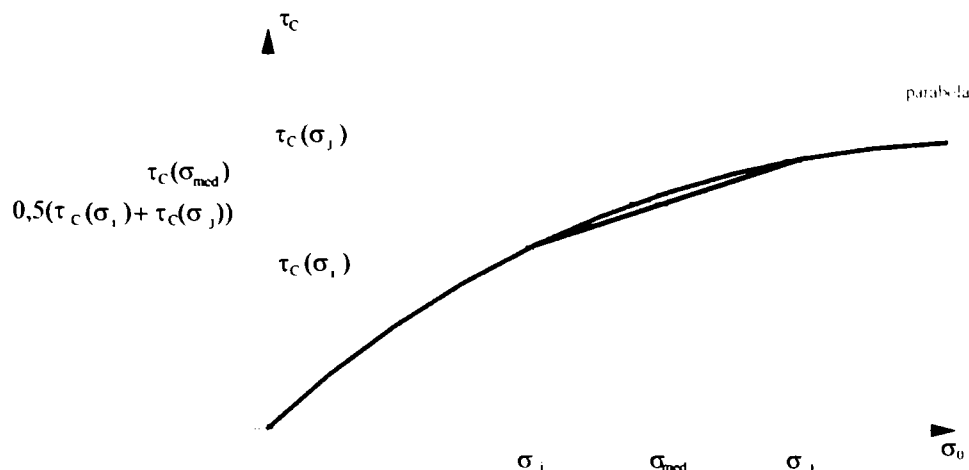


Fig. 5.11 – schemă pentru determinarea coeficientului m

Valoarea coeficientului de reducere m_r va trebui să fie diferențiată în funcție de modul în care proiectantul apreciază distribuția eforturilor de compresiune în structură apreciind structura ca fiind regulată sau nu. Având în vedere faptul că se vor introduce două valori pentru efortul de compresiune mediu după direcția x respectiv y la o structură reală, apreciem că acest coeficient de reducere m va fi cuprins în limitele:

$$m_r = 0,8 \dots 0,9$$

De asemenea va fi necesară introducerea și a unui coeficient de siguranță m_s definit în MP001-96. Acest manual propune valoarea de 0,7 pentru un coeficient de siguranță parțial introdus pentru obținerea unor rezerve de rezistență în scopul prevenirii modului de rupere fragil în secțiuni înclinate din forță tăietoare.

$$m_s = 0,7$$

Este interesantă observația că acest coeficient de siguranță este introdus corect, reducând valoarea capacității portante și nu a rezistențelor caracteristice luate în calcul, deoarece valorile capacității portante ale diaframelor de zidărie nu sunt proporționale cu valorile rezistențelor zidăriei.

În consecință va trebui să introducem un coeficient de siguranță total m ca produs al celor doi coeficienți parțiali:

$$m = m_r \cdot m_s$$

Având în vedere valorile coeficienților parțiali se propune ca valoarea lui m să se considere în intervalul: $m = 0,6 - 0,7$.

Desigur, proiectantul este în măsură să influențeze și să stabilească valoarea coeficientului de siguranță de la caz la caz.

Pentru construcțiile existente, conform normativului P100-92 se impune verificarea acestora la seism doar prin asigurarea gradului de asigurare seismic R definit astfel:

$$R = \frac{S_{\text{cap}}}{S_{\text{necesar}}} = \frac{4 \cdot \sum A_i \cdot \tau_{c,i}^{\max} \cdot \frac{\sigma_{0,i}}{R_c} \left(1 - \frac{\sigma_{0,i}}{R_c}\right)}{c \cdot \sigma_0^{\text{med}} \cdot \sum A_i}$$

Gradul de asigurare seismic minim necesar este subunitar și se dă funcție de clasa de importanță a construcției.

În metoda de verificare propusă aici, pentru construcții existente se introduce gradul de asigurare seismic R se va introduce în cadrul coeficientului m, și anume:

$$m = \frac{m_r \cdot m_s}{R}$$

Introducerea factorului R va crește valoarea coeficientului de siguranță total m invers proporțional cu nivelul de asigurare seismic impus construcției dat de clasa de importanță a construcției deja existente. În continuare, toate relațiile de verificare rămân aceleași.

Introducând coeficientul de siguranță avem:

$$\sum A_i \cdot \tau_{c,i}^{\max} \cdot \frac{\sigma_{0,i}}{R_c} \left(1 - \frac{\sigma_{0,i}}{R_c}\right) = 4 \cdot m \cdot \sum A_i \cdot \tau_{c,i}^{\max} \cdot \frac{\sigma_0^{\text{med}}}{R_c} \left(1 - \frac{\sigma_0^{\text{med}}}{R_c}\right)$$

În acest fel relația de verificare devine:

$$c \cdot \sigma_0^{\text{med}} \cdot \sum A_i \leq 4 \cdot m \cdot \sum A_i \cdot \tau_{c,i}^{\max} \cdot \frac{\sigma_0^{\text{med}}}{R_c} \left(1 - \frac{\sigma_0^{\text{med}}}{R_c}\right)$$

Punând condiția de mai sus la limită se obține valoarea efortului unitar limită echivalent $\sigma_{0,E}^{\text{lim}}$ ca fiind efortul de compresiune mediu pentru condiția la limită:

$$c \cdot \sigma_{0,E}^{\text{lim}} \cdot \sum A_i = 4 \cdot m \cdot \sum A_i \cdot \tau_{c,i}^{\max} \cdot \frac{\sigma_{0,E}^{\text{lim}}}{R_c} \left(1 - \frac{\sigma_{0,E}^{\text{lim}}}{R_c}\right)$$

$$c \cdot \sigma_{0,E}^{\text{lim}} \sum A_i = 4 \cdot m \cdot \frac{\sigma_{0,E}^{\text{lim}}}{R_c} \left(1 - \frac{\sigma_{0,E}^{\text{lim}}}{R_c}\right) \sum A_i \cdot \tau_{c,i}^{\max}$$

Se obține în final:

$$\sigma_{0,E}^{\text{lim}} = R_c - \frac{c \cdot R_c^2 \cdot \sum A_i}{4 \cdot m \cdot \sum A_i \cdot \tau_{c,i}^{\max}}$$

Relația de mai sus este echivalentă cu relația pentru o singură diafragmă dar în care s-a înlocuit τ_C^{\max} al diafragmei cu media ponderată a eforturilor capabile maxime

$$\frac{\sum A_i \cdot \tau_{C,i}^{\max}}{\sum A_i} \text{ amplificată cu coeficientul condițiilor de lucru } m$$

Relația de verificare a șirului de diafragme este:

$$\sigma_0^{\text{med}} \leq \sigma_{0,E}^{\text{lim}}$$

Structurile cu diafragme din zidărie portantă se vor verifica la încărcări seismice pe cele două direcții principale în plan x și y și anume:

$$F \leq \sum_{i=1}^n Q_{i,\text{cap},x}$$

$$F \leq \sum_{i=1}^n Q_{i,\text{cap},y}$$

Particularitatea ce apare în abordarea problemei față de cazul precedent este aceea că avem o diferență între greutatea ce “produce” forța seismică de proiectare (forța tăietoare la bază) pe care o vom nota cu G și forțele verticale ce “produc” efort unitar de compresiune în diafragme după cele două direcții notate în continuare G_x respectiv G_y .

Pentru a putea determina valorile forțelor gravitaționale G_x și G_y exprimăm greutatea totală a structurii G ca sumă a două tipuri de încărcări verticale distincte: greutatea proprie a pereților ce o vom nota cu G_p și celelalte încărcări verticale transmise de planșee notate cu N. Încărcările aduse de acoperișurile de tip șarpantă (greutați proprii, zăpadă) se regăsesc în valoarea lui G_p când șarpanta reazemă pe pereți sau se regăsesc în forța N când șarpanta transmite încărcările ultimului planșeu.

Vom introduce o pereche de coeficienți de distribuție a încărcărilor verticale aduse de planșee (N) după cele două direcții β_x respectiv β_y , coeficienți ce se vor calcula în funcție de tipul de planșee ce constituie structura orizontală a clădirii cu pereți de zidărie.

$$\beta_x = \frac{N}{N_x}, \quad \beta_y = \frac{N}{N_y} \text{ cu } \beta_x + \beta_y = 1$$

Coeficienții β_x și β_y în cazul general sunt diferiți pentru mai multe planșee ale construcției.

În cazul planșelor monolite coeficienții β_x și β_y iau valori cuprinse într 0 și 1 proporționale cu suprafețele din planșeu ce descarcă pe direcția respectivă, determinată de liniile de rupere duse la 45° ca în figurile următoare:

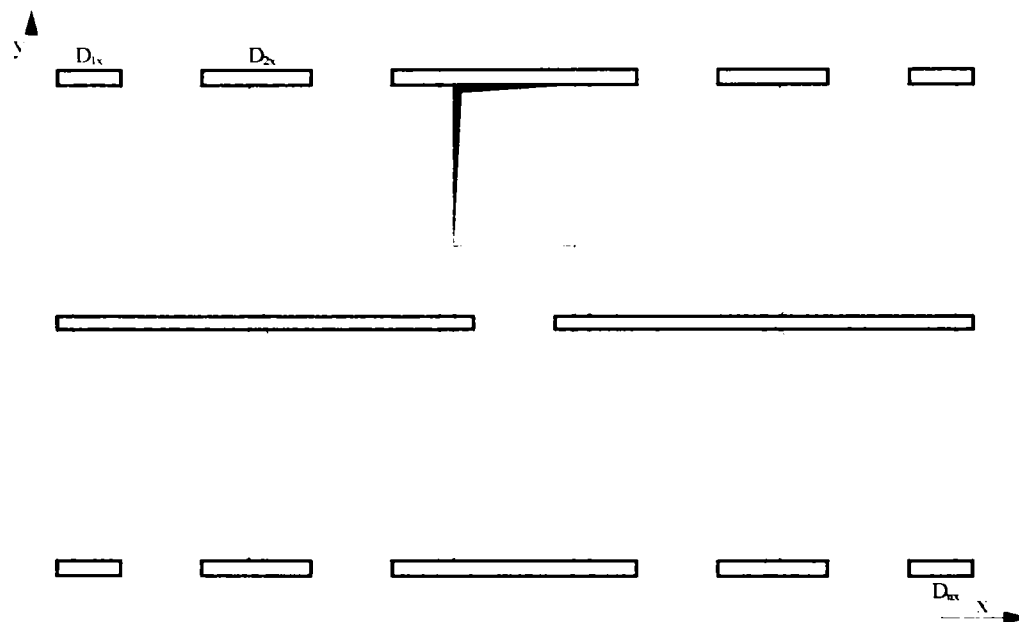


Fig. 5.11 – Schema diafragmelor și aria aferentă (zona hașurată) pe direcția x în cazul structurilor din zidărie cu planșee de beton armat monolit

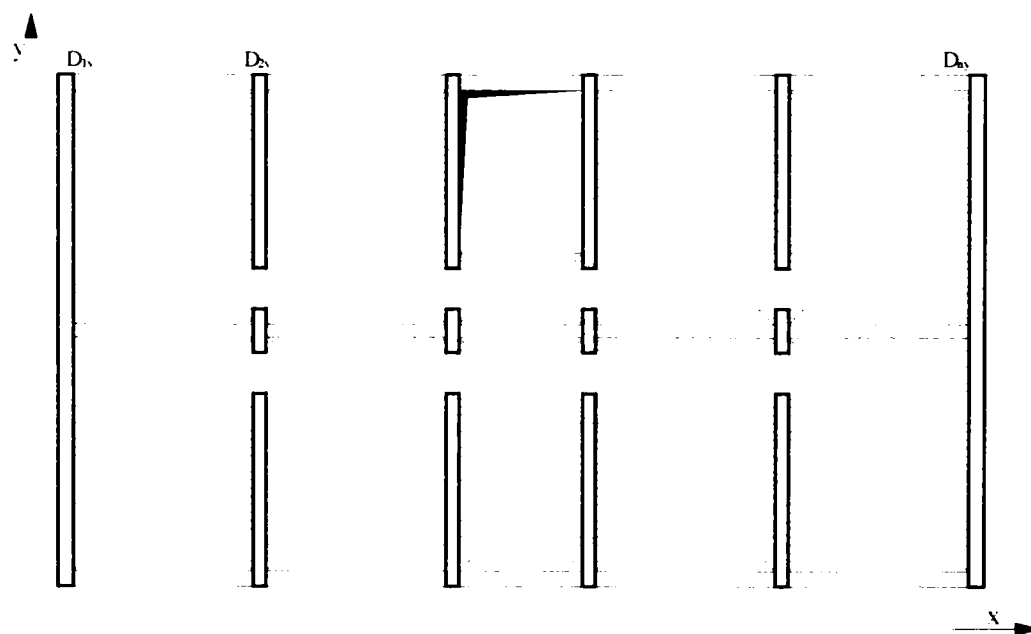


Fig. 5.12 – Schema diafragmelor și aria aferentă (zona hașurată) pe direcția y în cazul structurilor din zidărie cu planșee de beton armat monolit

Diafragmele de zidărie (montanți și șpaleti) s-au considerat simplificat ca având secțiunea dreptunghiulară conform observațiilor și studiilor prezentate în capitolul anterior.

Calculul suprafeței din planșeu aferente fiecărei diafragme de zidărie construite cu ajutorul liniilor de rupere ale planșeelor se face similar cu evaluarea încărcărilor în orice metodă de calcul structural. Folosind un calculator și un program specializat pentru desene de tip AutoCAD se pot calcula cu ușurință aceste suprafețe și deci coeficienții β .

În cazul planșeelor alcătuite din elemente liniare ce descarcă pe o singură direcție, coeficientul corespunzător direcției de descărcare este egal cu unitatea, iar celălalt este nul.

Greutatea proprie a pereților se consideră că se transmite pe verticala axului peretelui, considerând nu numai greutatea diaframelor luate în calcul ci și greutatea parapetilor și a elementelor de cuplare (buindrugii, centuri). Determinarea greutății proprii a pereților inclusiv finisajele acestora se determină direct pe baza greutăților specifice ale materialelor și a volumelor calculate geometric. Calculul poate fi simplificat și în acest caz cu ajutorul programului AutoCAD sau a altora similare.

Însumând greutatea difragmelor pe cele două direcții se determină greutatea pereților de pe direcția x și y G_{px} și G_{py} .

$$G_p = G_{px} + G_{py}$$

Mai multe planșee ale aceleiași clădiri pot genera însă coeficienți β diferiți.

Greutățile totale a construcției după cele două direcții G_x și G_y se exprimă astfel:

$$G_x = \sum \beta_{xi} \cdot N_i + G_{px}$$

$$G_y = \sum \beta_{yi} \cdot N_i + G_{py}$$

Se definesc coeficienții α ce reprezintă coeficienții de globali distribuție a greutății construcției pe cele două direcții de calcul x și y ce se determină cu relațiile:

$$\alpha_x = \frac{G_x}{G} = \frac{\sum \beta_{xi} \cdot N_i + G_{px}}{G}$$

$$\alpha_y = \frac{G_y}{G} = \frac{\sum \beta_{yi} \cdot N_i + G_{py}}{G}$$

Suma din relațiile de mai sus se face după numărul de planșee ale construcției, N_i fiind încărcările transmise de fiecare planșeu.

Spre deosebire de cazul precedent al unui șir de diafragme de zidărie, diagrama de interacțiune echivalentă se modifică datorită faptului ca efortul capabil este dat de

încărcarea verticală pe direcția de calcul G_x respectiv G_y , iar forța seismică este dată de

$$\text{încărcarea totală } G = \frac{G_x}{\alpha_x} = \frac{G_y}{\alpha_y} .$$

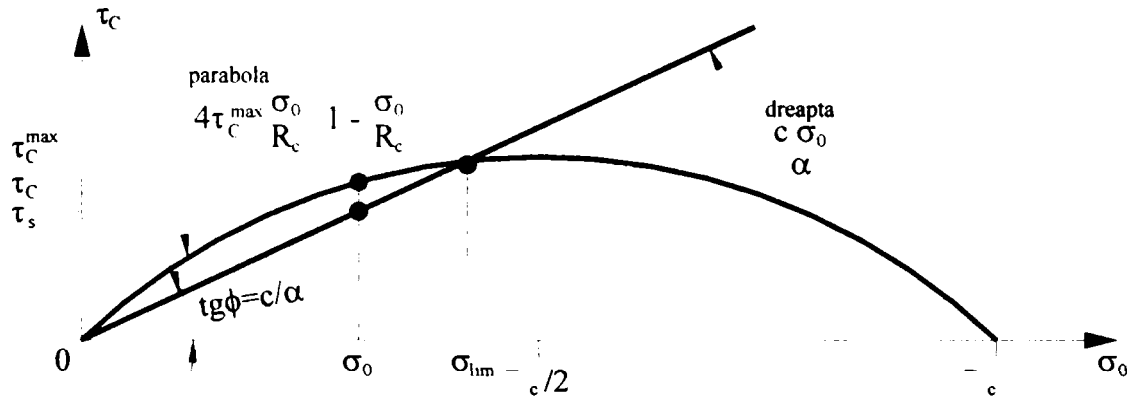


Fig. 5.13 – Diagrama de interacțiune pentru o structură pe una din cele două direcții de calcul

Se definesc eforturile de compresiune medii pe direcția x respectiv y cu relațiile:

$$\sigma_{0,x}^{\text{med}} = \frac{G_x}{\sum A_{i,x}} = \frac{G \cdot \alpha_x}{\sum A_{i,x}}$$

$$\sigma_{0,y}^{\text{med}} = \frac{G_y}{\sum A_{i,y}} = \frac{G \cdot \alpha_y}{\sum A_{i,y}}$$

Relațiile de verificare se deduc din relația de mai jos adaptată pentru cele două direcții

$$c \cdot G \leq \sum A_{i,x} \cdot \tau_{c,ix}$$

$$c \cdot G \leq \sum A_{i,y} \cdot \tau_{c,iy}$$

$$c \cdot \frac{G_x}{\alpha_x} \leq \sum A_{i,x} \cdot \tau_{c,ix}$$

$$c \cdot \frac{G_y}{\alpha_y} \leq \sum A_{i,y} \cdot \tau_{c,iy}$$

$$c \cdot \sigma_{0,x}^{\text{med}} \cdot \sum A_{ix} \leq 4 \cdot \sum A_i \cdot \tau_{c,ix}^{\text{max}} \frac{\sigma_{0,ix}}{R_c} \left(1 - \frac{\sigma_{0,ix}}{R_c} \right)$$

$$c \cdot \sigma_{0,y}^{\text{med}} \cdot \sum A_{iy} \leq 4 \cdot \sum A_i \cdot \tau_{c,iy}^{\text{max}} \frac{\sigma_{0,iy}}{R_c} \left(1 - \frac{\sigma_{0,iy}}{R_c} \right)$$

Se modifică deci și relația efortului unitar limită echivalent corespunzătoare $\sigma_{0,E}^{\text{lim}}$ pe cele două direcții:

$$\sigma_{0,E,x}^{\text{lim}} = R_c - \frac{c \cdot R_c^2 \cdot \sum A_{ix}}{4 \cdot m \cdot \alpha_x \sum A_{ix} \cdot \tau_{C,i}^{\text{max}}}$$

$$\sigma_{0,E,y}^{\text{lim}} = R_c - \frac{c \cdot R_c^2 \cdot \sum A_{iy}}{4 \cdot m \cdot \alpha_y \sum A_{iy} \cdot \tau_{C,i}^{\text{max}}}$$

Relațiile de verificare pentru cele două direcții de calcul x și y vor fi devenii:

$$\sigma_{0,x}^{\text{med}} \leq \sigma_{0,E,x}^{\text{lim}}$$

$$\sigma_{0,y}^{\text{med}} \leq \sigma_{0,E,y}^{\text{lim}}$$

În toate relațiile de mai sus $\sum A_{ix}$ și $\sum A_{iy}$ reprezintă suma ariilor secțiunilor diaframelor de pe direcția x, respectiv pe direcția y.

Coeficienții α sunt complementari neputând avea în același timp valori mari. Evident direcția pentru care α este mic, aproape de 0, va fi descoperită la calculul seismic. În aceste situații se va impune ca pe direcția mai puțin încărcată să plasăm diafragme mai puternice cu aria cât mai mare. Valori maxime ale gradelor de protecție antiseismică simultan pe ambele direcții se obțin atunci când coeficienții α_x și α_y sunt proporționali cu capacitățile de preluare a forțelor orizontale ale diaframelor pe cele două direcții în parte. Varianta ideală se realizează prin planșee ce descarcă după ambele direcții (planșee monolite cu forma cât mai apropiată de pătrat) și o distribuție echilibrată a diaframelor după cele două direcții.

5.2.4 Etapele de calcul în metoda propusă

Verificarea unei structuri cu diafragme din zidărie se va face în următoarele etape:

- Stabilirea nivelului (nivelelor) de calcul, fiind obligatorie verificarea la nivelul de rezemare a zidăriei pe infrastructură;
- Stabilirea caracteristicilor mecanice ale materialelor din care este alcătuită zidăria și anume rezistența la compresiune a zidăriei R_c și rezistența la eforturi principale de întindere R_2 ;
- Stabilirea diaframelor considerate dreptunghiulare, a tipului de diafragmă (șpalet sau montant) și a caracteristicilor geometrice ale acestora (b , D , H , μ) pe cele două direcții;

- Calculul coeficientului seismic global c cu relațiile din normativul P100;
- Evaluarea încărcărilor gravitaționale din greutatea proprie a zidurilor (G_p) ce acționează la nivelul de calcul separat pe cele două direcții x și y pe baza stas-urilor și normativul de evaluare a încărcărilor în vigoare;
- Evaluarea încărcărilor gravitaționale transmise de fiecare planșeu al structurii (N_i) ce pe baza stas-urilor și normativul de evaluare a încărcărilor în vigoare;
- Calculul greutății totale a clădirii $G = G_p + \sum N$;
- Stabilirea în funcție de tipul de planșeu a coeficienților de distribuție β_x și β_y a încărcărilor pe cele două direcții;
- Stabilirea pe baza relațiilor de calcul a coeficienților globali de distribuție distribuție α_x și α_y a încărcărilor pe cele două direcții

$$\alpha_x = \frac{\sum \beta_{xi} \cdot N_i + G_{px}}{G}$$

$$\alpha_y = \frac{\sum \beta_{yi} \cdot N_i + G_{py}}{G}$$

- Stabilirea valorii coeficientului de reducere m :
- Calculul raportului $\lambda = \frac{H}{D}$, pentru fiecare diafragmă;
- Calculul ariei fiecărei diafragme A_i și a sumei ariilor $\sum A_i$;
- Calculul lui τ_c^{\max} pentru fiecare diafragmă cu relațiile date în funcție de tipul de diafragmă și de valoarea lui λ ;
- Calculul produsului $\sum A_i \cdot \tau_{c,i}^{\max}$
- Calculul valorilor $\sigma_{0,E}^{\lim}$ pentru fiecare diafragmă echivalentă pe cele două direcții cu relațiile:

$$\sigma_{0,E,x}^{\lim} = R_c - \frac{c \cdot R_c^2 \cdot \sum A_{ix}}{4 \cdot m \cdot \alpha_x \sum A_{ix} \cdot \tau_{C,i}^{\max}}$$

$$\sigma_{0,E,y}^{\lim} = R_c - \frac{c \cdot R_c^2 \cdot \sum A_{iy}}{4 \cdot m \cdot \alpha_y \sum A_{iy} \cdot \tau_{C,i}^{\max}}$$

- Calculul eforturilor medii de compresiune pe cele două direcții cu relațiile:

$$\sigma_{0,x}^{\text{med}} = \frac{G_x}{\sum A_{i,x}} = \frac{G \cdot \alpha_x}{\sum A_{i,x}}$$

$$\sigma_{0,y}^{\text{med}} = \frac{G_x}{\sum A_{i,y}} = \frac{G \cdot \alpha_y}{\sum A_{i,y}}$$

- Verificarea structurii din zidărie la încărcări verticale pe cele două direcții cu relațiile:

$$\sigma_{0,x}^{\text{med}} \leq \sigma_{0,E,x}^{\text{lim}}$$

$$\sigma_{0,y}^{\text{med}} \leq \sigma_{0,E,y}^{\text{lim}}$$

5.2.5 Exemplu de calcul pentru verificarea unei structuri din zidărie simplă la acțiunea seismului

Se va exemplifica utilizarea metodei de verificare a structurilor la seism pentru o structură din zidărie portantă P+1E situată în Timișoara. Pereții sunt realizați din zidărie din blocuri ceramice eficiente de 30cm la pereții exteriori și de 25cm la pereții interiori.

Planșeele sunt din beton armat monolit ca și scara de acces pe verticală realizată fără grinzide podest. Acoperișul este de tip terasă necirculabilă. Pereții din zidărie simplă nu se consideră întăriți cu stâlpișori de beton armat, deasemenea nu se consideră aportul centurilor de beton armat la capacitatea portantă a structurii la încărcări seismice.

Verificarea structurii propuse ca exemplu se va face în două ipoteze:

- În prima ipoteză structura este realizată din zidărie simplă (nearmată), fiind alcătuită și fără stâlpișori de beton armat;
- În a doua ipoteză structura este realizată din zidărie armată în rosturi orizontale cu un coeficient de armare de 1‰. Și în această situație structura se consideră alcătuită fără stâlpișori de beton armat.

Se menționează că în zona seismică de calcul D unde se găsește localitatea Timișoara este permisă proiectarea construcțiilor din zidărie simplă fără sâmburi de beton cu regim de înălțime maxim P+1, în cazul dispunerii de planșee de beton armat ce asigură rolul de șaibă rigidă.

Pentru clădirea luată aleasă ca exemplu se prezintă schematic secțiunile orizontale ale parterului și etajului, o secțiune verticală și fațada principală în figurile de mai jos:

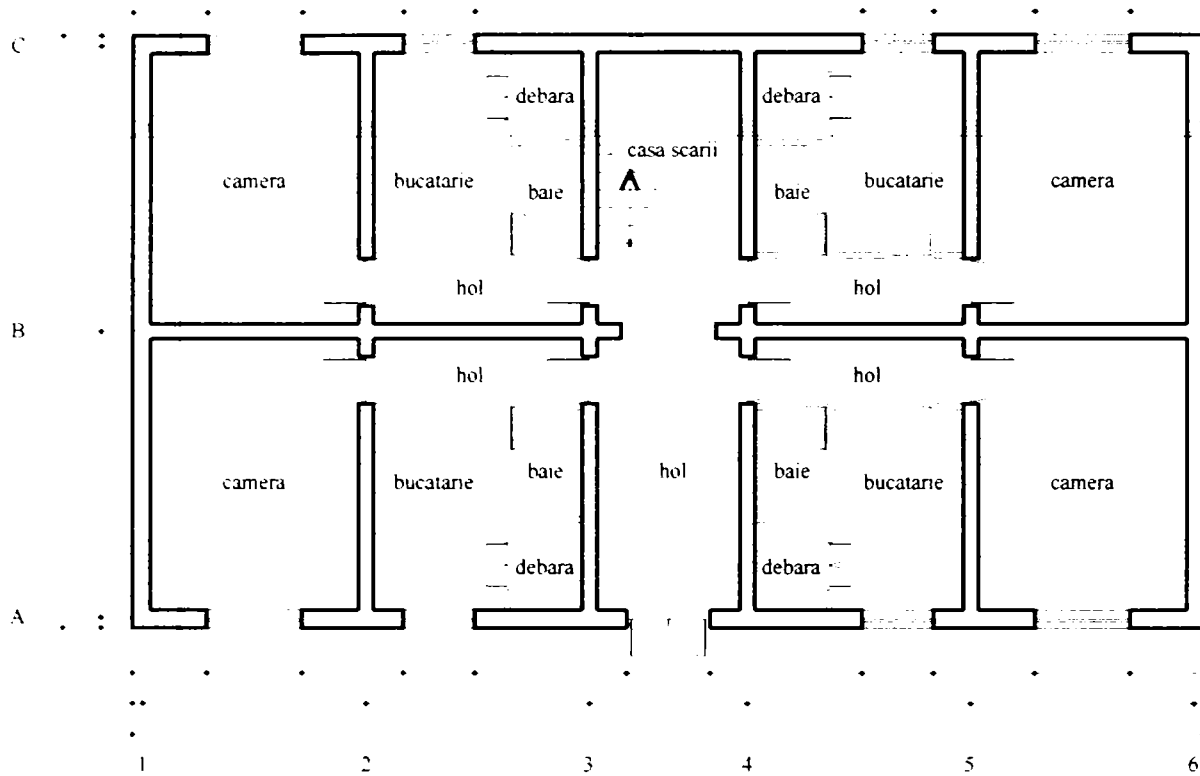


Fig. 5.14 – Plan parter

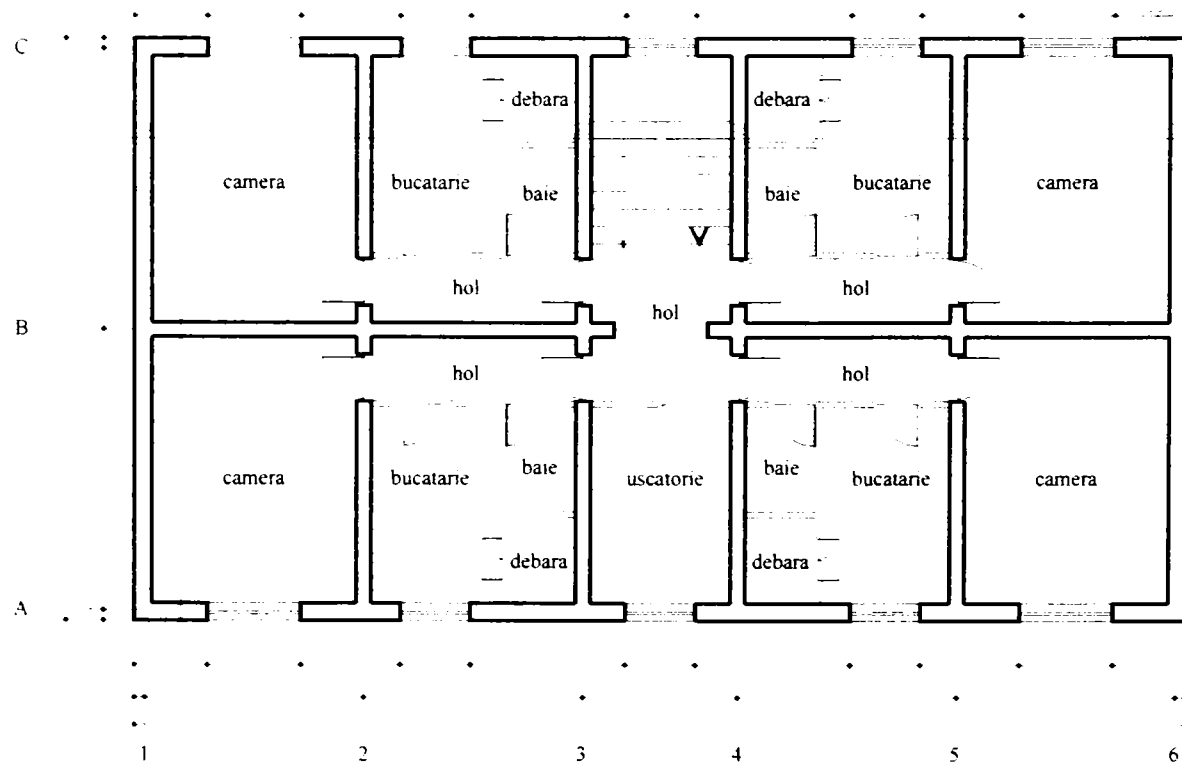


Fig. 5.15 – Plan etaj

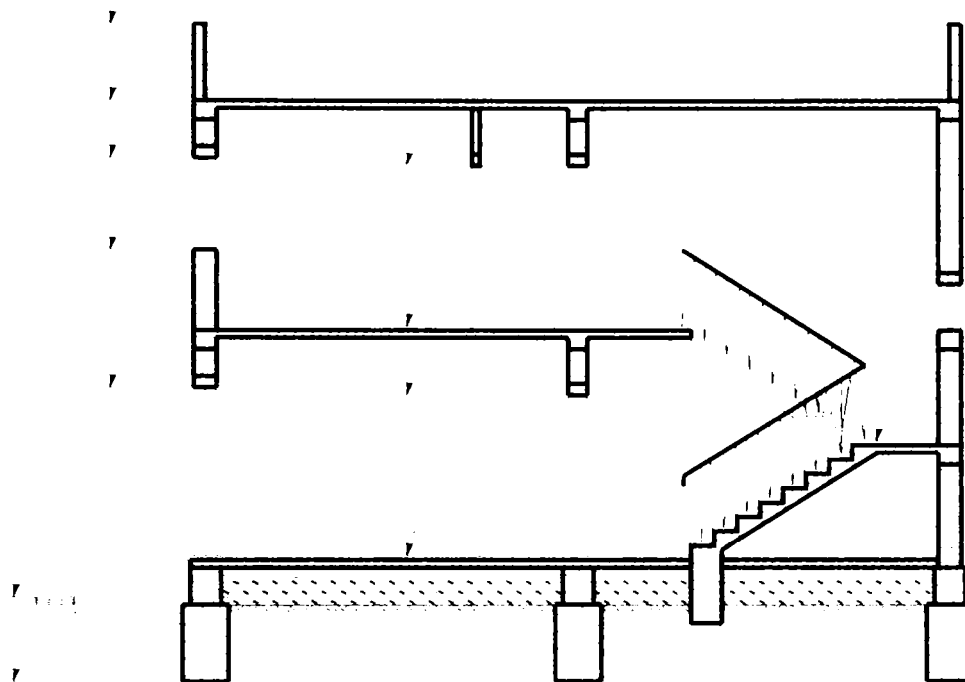


Fig. 5.16 – Secțiune transversală

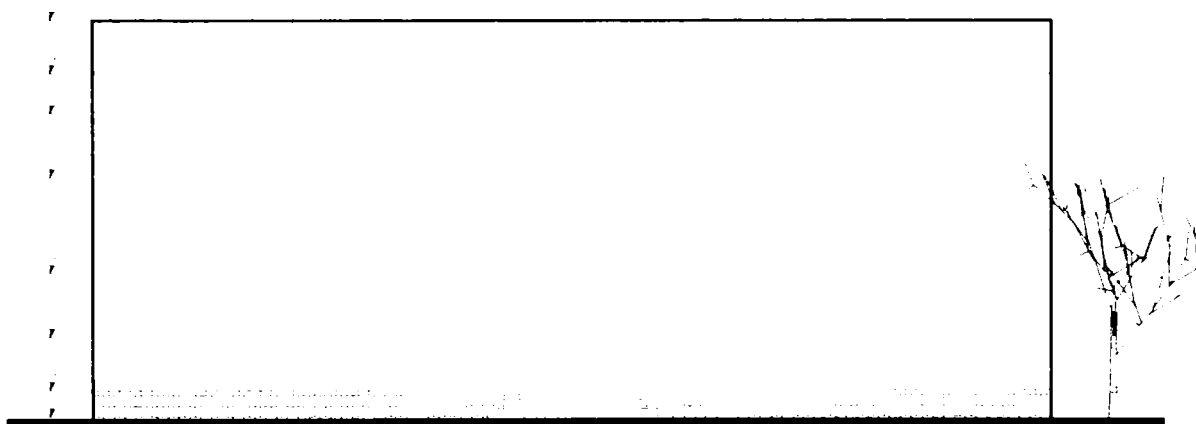


Fig. 5.17 – Fațada principală

Vom efectua verificarea structurii la seism urmărind etapele prezentate în paragraful anterior.

- *Stabilirea nivelului (nivelelor) de calcul, fiind obligatorie verificarea la nivelul de rezemare a zidăriei pe infrastructură:*

Pentru structura dată care planurile parter și etaj nu diferă foarte mult este suficient să se stabilească un singur nivel de calcul la contactul dintre pereți și infrastructură structură cota fiind $-0,15$.

- *Stabilirea caracteristicilor mecanice ale materialelor din care este alcătuită zidăria și anume rezistența la compresiune a zidăriei R_c și rezistența la eforturi principale de întindere R_2 :*

Se utilizează blocuri ceramice de marcă C100 și mortar M50. Conform tabelului 9 din MP01-96 valorile de calcul ale rezistențelor zidăriei sunt:

Rezistența la compresiune: $R_c=30\text{daN/cm}^2$

Rezistența la eforturi principale de întindere: $R_2=2,7\text{daN/cm}^2$

- *Stabilirea diafragmelor considerate dreptunghiulare, a tipului de diafragmă (șpalet sau montant) și a caracteristicilor geometrice ale acestora (b , D , H) pe cele două direcții:*

Pentru evidențierea diafragmelor participante la preluarea încărcărilor orizontale din seism și a caracteristicilor geometrice ale acestora vom prezenta schemele în plan ale diafragmelor, deasemenea elevațiile pe fiecare ax distinct, cu precizarea pe desene a tuturor dimensiunilor necesare efectuării calculului.

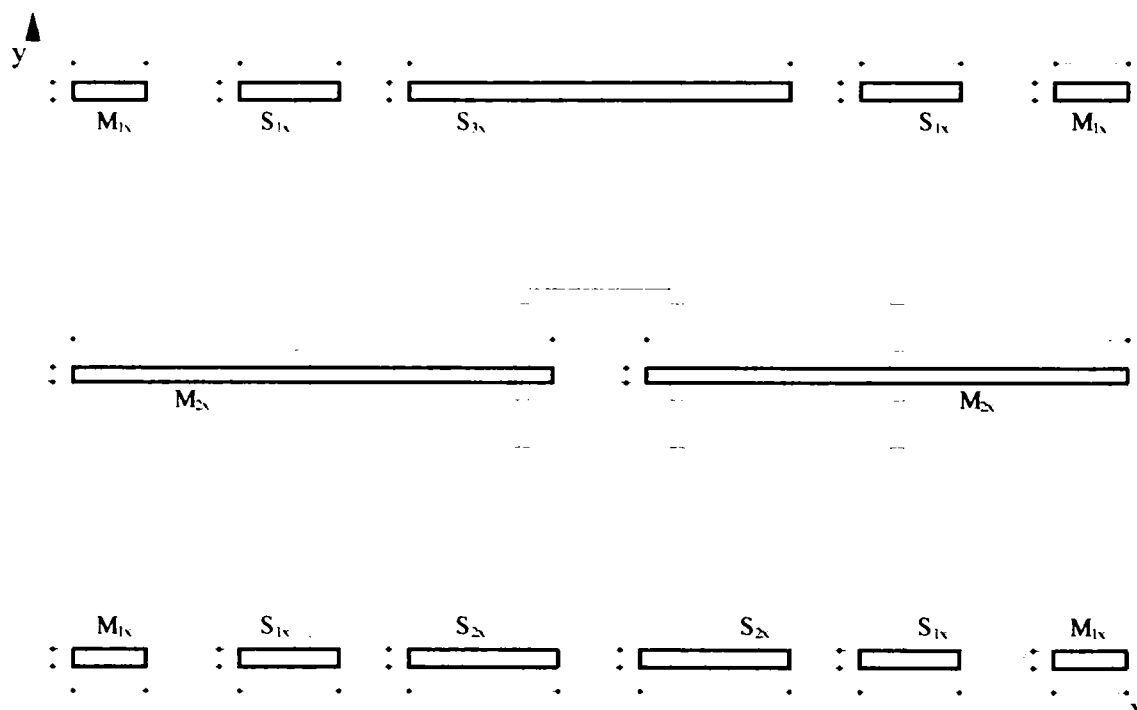


Fig. 5.18 – Stabilirea diafragmelor pe direcția x

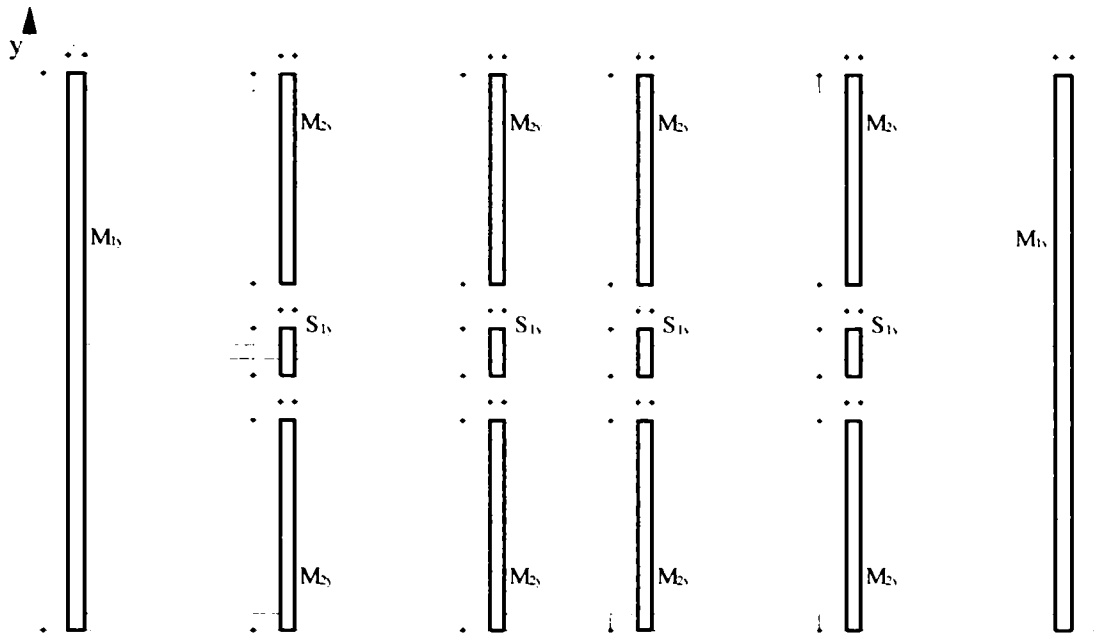


Fig. 5.19 – Stabilirea diafragmelor pe direcția y

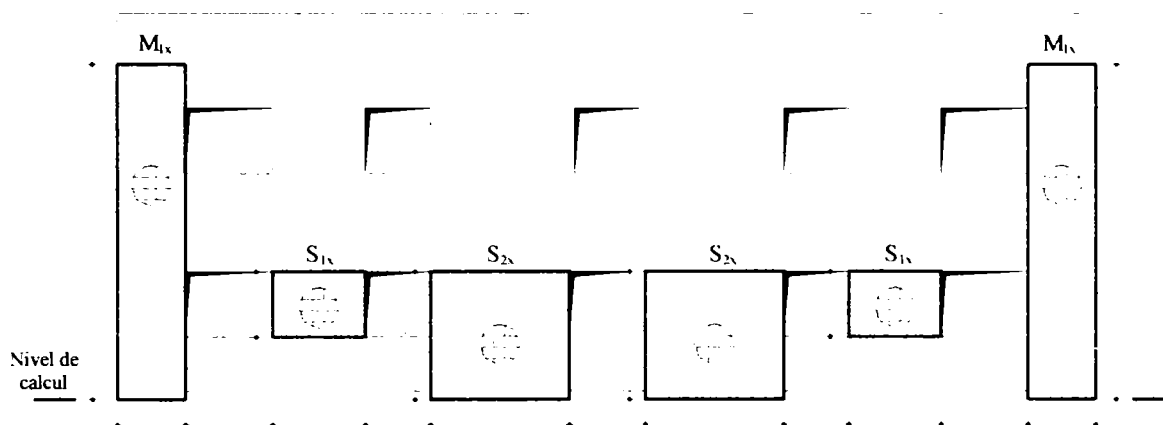


Fig. 5.20 – Elevația diafragmelor pe axul A

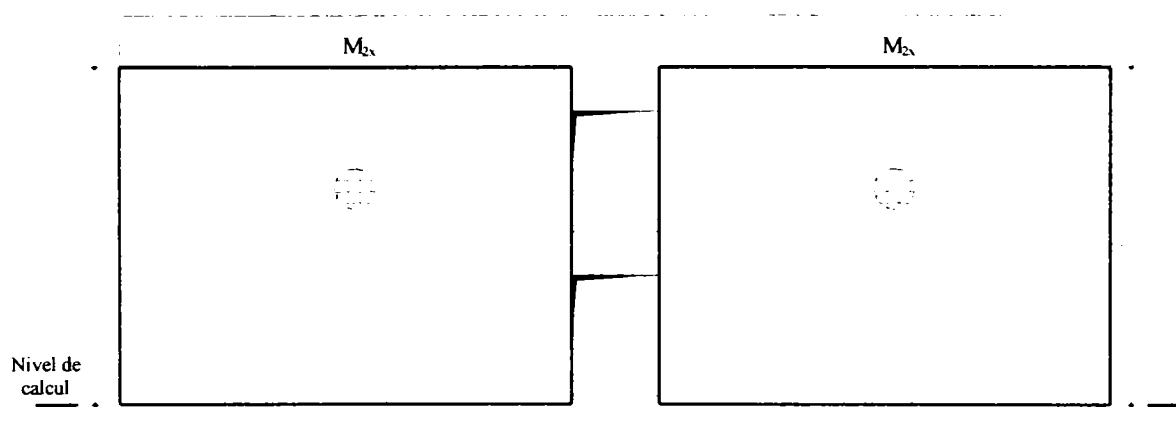


Fig. 5.21 – Elevația diafragmelor pe axul B

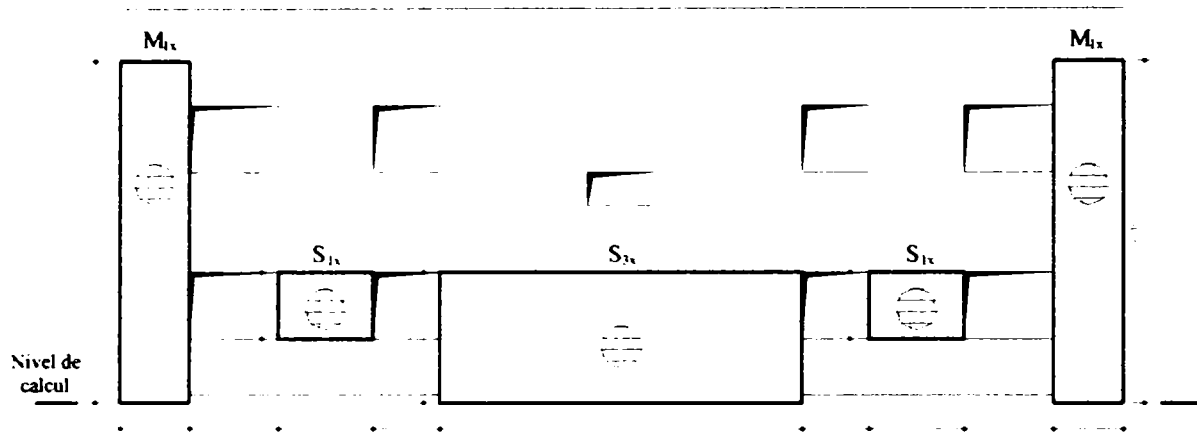


Fig. 5.22 – Elevația diafragmelor pe axul C

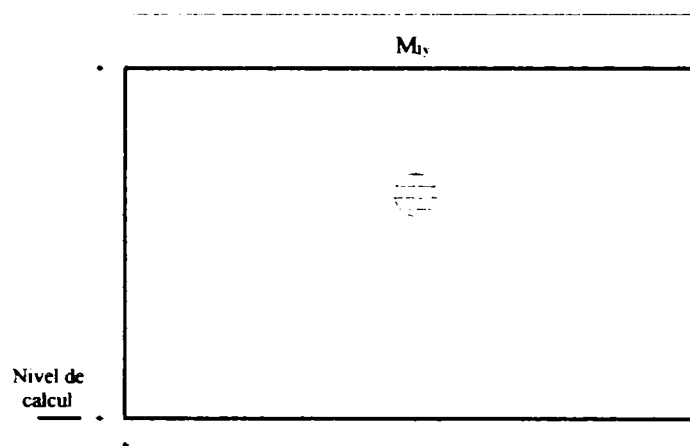


Fig. 5.23 – Elevația diafragmelor pe axul 1 și 6

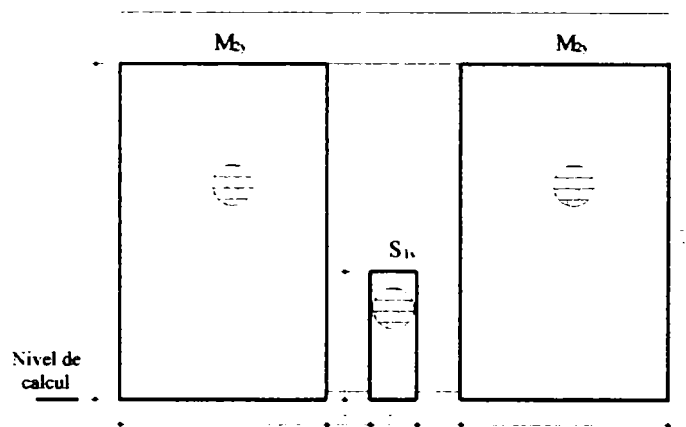


Fig. 5.24 – Elevația diafragmelor pe axul 2, 3,4 și 5

Cu indicativul M se notează diafragmele ce lucrează ca și montați, iar cu S cele care lucrează ca șpaletți. Două diafragme identice s-au notat cu același indicativ.

- *Calculul coeficientului seismic global c cu relațiile din normativul P100-92:*

Se calculează coeficientul seismic global după P100-2003

$$c = \alpha \cdot k_s \beta_r \psi \cdot \varepsilon_r \quad \text{unde:}$$

α – coeficientul de importanță-expunere al construcției, $\alpha = 1.0$ (clasa III de importanță)

k_s - coeficient funcție de zona seismică de calcul $k_s = 0,16$ (Timișoara)

β_r – coeficientul de amplificare seismică funcție de perioada proprie a construcției:

Perioada proprie a construcției poate fi evaluată printr-o metodă simplificată:

$$T_r = 0,04 n \quad \text{unde:}$$

n – reprezintă numărul de niveluri

$$T_r = 0,04 \times 2 = 0,08$$

Având $T_r < T_c = 1,0$ (perioada de colț) rezultă

$$\beta_r = 2,5$$

ψ – coeficient de reducere a efectelor acțiunii seismice ținând seama de ductilitate

$$\psi = 0,30$$

ε_r – coeficientul de echivalență se ia:

$$\varepsilon_r = 1,0$$

Coeficientul seismic global rezultă în final:

$$c = 1.0 \times 0,16 \times 2,5 \times 0,3 \times 1,0 = 0,12$$

- *Evaluarea încărcărilor gravitaționale din greutatea proprie a zidurilor (G_p) ce acționează la nivelul de calcul separat pe cele două direcții x și y pe baza staturilor și normativul de evaluare a încărcărilor în vigoare:*

Se evaluează greutatea normată a fiecărui perete de pe fiecare ax, înmulțind volumul peretelui cu o greutate specifică echivalentă ce va ține cont de prezența centurilor de beton armat, a buiandrugilor, de tencuială, instalații etc. Volumul peretelui se calculează scăzând golurile pentru uși și ferestre și ținând cont de suprapunerea pereților ortogonali la colțuri. Calculul se conduce tabelar:

Dir.	Ax	Volum perete [m ³]	Greutate specifică [daN/m ³]	Greutate pereți G _p [daN]
x	A	$0,3 \times (17,85 \times 6,6 - 4 \times 1,6 \times 1,2 - 5 \times 1,2 \times 1,2 - 2,2 \times 1,4) + 17,85 \times 0,15 \times 1 = 32,6$	1800	58.738
	B	$0,25 \times (17,85 \times 6,6 - 2,7 \times 1,6) = 28,4$		51.070
	C	$0,3 \times (17,85 \times 6,6 - 4 \times 1,6 \times 1,2 - 4 \times 1,2 \times 1,2 - 0,6 \times 1,2) + 17,85 \times 0,15 \times 1 = 33,8$		60.790
	Suma greutăților pereților pe direcția x (rotunjit)			170.600
y	1 și 6	$2 \times (0,3 \times 9,85 \times 6,6 + 0,15 \times 9,85 \times 1,0) = 41,9$	1800	75.530
	2,3,4,5	$4 \times (0,25 \times 9,40 \times 6,6 - 2 \times 0,25 \times 0,8 \times 2,1) = 58,7$		105.654
	Suma greutăților pereților pe direcția x (rotunjit)			181.200
Suma greutăților totale a pereților construcției				351.800

▪ *Evaluarea încărcărilor gravitaționale transmise de fiecare planșeu al structurii (N_i) ce pe baza stas-urilor și normativelor în vigoare de evaluare a încărcărilor:*
Construcția are două planșee ce diferă între ele, un planșeu curent și un planșeu terasă.

Grosimea plăcilor planșeelor este în ambele cazuri de 10cm, greutatea centurilor și a grinzilor fiind transmisă pereților și deci nu se consideră aici.

Toate valorile ce se evaluează sunt valori de calcul.

Suprafața efectivă a planșeelor se determină grafic din fișierul Acad ca fiind egală cu 150mp, scara de beton armat considerându-se simplificat ca o placă orizontală.

Valorile sunt calculate în tabelul de mai jos:

Planșeu	Straturi	Grosime [m]	Greutate specifică [daN/m ³]	Încărcare pe suprafață [daN/m ²]	Suprafață efectivă planșeu [m ²]	Încărcarea gravitațională N [daN]
1- peste parter	Tencuială tavan	0,02	2200	44	150	6.600
	Placă planșeu	0,10	2500	250		37.500
	Pardoseală	0,05	1800	90		13.500
	Utilă			150		22.500
	Suma încărcărilor gravitaționale de pe planșeu peste parter (rotunjit)					
2- peste etaj	Tencuială tavan	0,02	2200	44	150	6.600
	Placă planșeu	0,10	2500	250		37.500
	Straturi terasă	0,15	1400	210		31.500
	Suma încărcărilor gravitaționale de pe planșeu peste parter (rotunjit)					
Suma încărcărilor gravitaționale de pe planșeele construcției						155.700

- *Calculul greutății totale a clădirii* $G = G_p + \sum N$:

$$G = 351.800 + 155.700 = 507.500 \text{ daN}$$

În această fază s-ar putea determina și forța seismică de proiectare, dar acest lucru nu este necesar:

$$F = c G = 0,12 \times 507.500 = 60.900 \text{ daN}$$

- *Stabilirea în funcție de tipul de planșeu a coeficienților de distribuție β_x și β_y a încărcărilor pe cele două direcții:*

Rezolvarea acestei etape se face cel mai comod pe cale grafică desenând în Autocad liniile de rupere ale planșeului și calculând automat suprafețele aferente celor două direcții ca în schema de mai jos.

Rezultă suprafețele după x, respectiv după y astfel:

$$A_x = 88,5 \text{ mp}$$

$$A_y = 61,5 \text{ mp}$$

Având suprafața totală a planșeelor: $A_t = 150,0 \text{ mp}$ rezultă coeficienții β astfel:

$$\beta_x = \frac{A_x}{A} = \frac{88,5}{150} = 0,59$$

$$\beta_y = \frac{A_y}{A} = \frac{61,5}{150} = 0,41$$

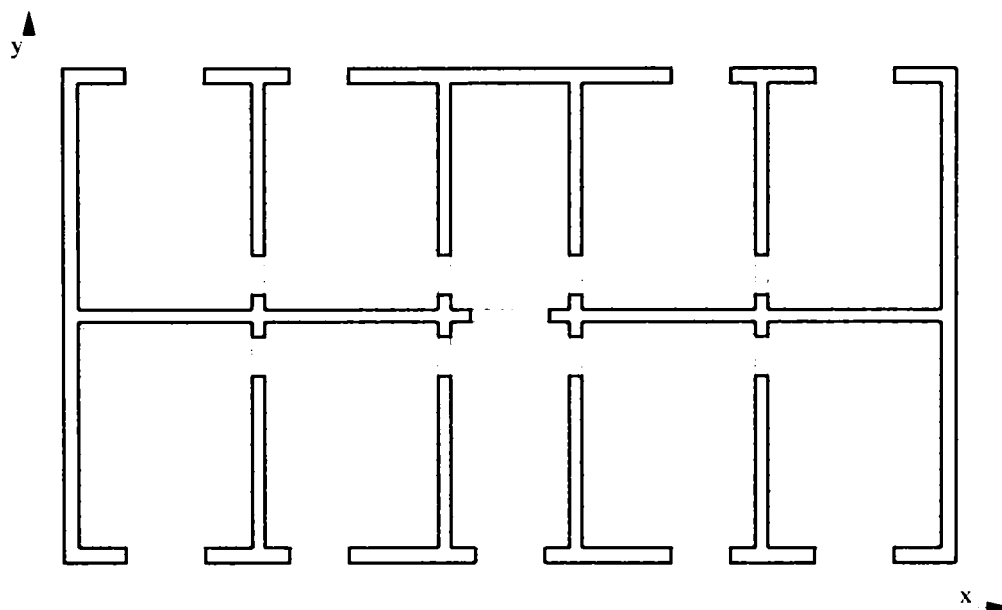


Fig. 5.25 – Distribuția încărcărilor pe cele două direcții

Coeficienții β sunt aproximativ identici pentru cele două planșee

- Stabilirea pe baza relațiilor de calcul a coeficienților globali de distribuție distribuție α_x și α_y a încărcărilor pe cele două direcții

$$\alpha_x = \frac{\sum \beta_{xi} \cdot N_i + G_{px}}{G} = \frac{0,59 \cdot 155.700 + 170.600}{507.500} = 0,52$$

$$\alpha_y = \frac{\sum \beta_{yi} \cdot N_i + G_{py}}{G} = \frac{0,41 \cdot 155.700 + 181.200}{507.500} = 0,48$$

- Stabilirea valorii coeficientului de reducere m :

Pentru structura dată se apreciază că distribuția eforturilor de compresiune este regulată pe fiecare din cele două direcții și se va considera:

$$m=0,6$$

Următoarele etape se vor efectua tabelar cu ajutorul foilor de lucru Excel similare cu ce prezentată în paragraful anterior doar prevăzute cu o coloană pentru produsul dintre arie și efortul capabil maxim și cu căsuțe pentru însumarea automată rezultatelor

Etapele prinse în tabelul de calcul sunt următoarele:

- Calculul raportului $\lambda = \frac{H}{D}$, pentru fiecare diafragmă;
- Calculul ariei fiecărei diafragme A_i și a sumei ariilor $\sum A_i$;
- Calculul lui τ_c^{\max} pentru fiecare diafragmă cu relațiile date în funcție de tipul de diafragmă și de valoarea lui λ ;
- Calculul produsului $\sum A_i \cdot \tau_{c,i}^{\max}$
- Calculul valorilor $\sigma_{0,E}^{\lim}$ pentru fiecare diafragmă echivalentă pe cele două direcții cu relațiile:

$$\sigma_{0,E,x}^{\lim} = R_c - \frac{c \cdot R_c^2 \cdot \sum A_{ix}}{4 \cdot m \cdot \alpha_x \sum A_{ix} \cdot \tau_{C,i}^{\max}}$$

$$\sigma_{0,E,y}^{\lim} = R_c - \frac{c \cdot R_c^2 \cdot \sum A_{iy}}{4 \cdot m \cdot \alpha_y \sum A_{iy} \cdot \tau_{C,i}^{\max}}$$

Presupunând că se utilizează o armătură cu rezistența $R_a=5000\text{daN/cm}^2$ iar procentul de armare este 0,1% avem:

$$\text{Rezistența la compresiune: } R_c=30+5=35\text{daN/cm}^2$$

$$\text{Rezistența la eforturi principale de întindere: } R_2=2,7+5=7,7\text{daN/cm}^2$$

- *Calculul coeficientului seismic global c cu relațiile din normativul P100-92:*

Se modifică față de cazul precedent coeficientul ψ –coeficient de reducere a efectelor acțiunii seismice ținând seama de ductilitate

$$\psi = 0,25$$

ϵ_r – coeficientul de echivalență se ia:

$$\epsilon_r = 1,0$$

Coeficientul seismic global rezultă în final:

$$c = 1.0 \times 0,16 \times 2,5 \times 0,25 \times 1,0 = 0,10$$

U		Universitatea "Politehnica" din Timișoara Facultatea de Construcții și Arhitectură Departamentul CCA		TEZA DE DOCTORAT Contribuții privind calculul și stabilirea structurilor cu diafragme din zidărie portante Ing. Silvia SECULA										
				A_i [cm ²]		R_o [daN/cm ²]		$\lambda = H/D$		$\frac{R_o}{\lambda}$ [daN/cm ²]		A_i [cm ²]		
1	M1x	M	125	30	615	3750	35	7,7	13,9	4,92	1,27	3002		
2	M1x	M	125	30	615	3750	35	7,7	13,9	4,92	1,27	3002		
3	M1x	M	125	30	615	3750	35	7,7	13,9	4,92	1,27	3002		
4	M1x	M	125	30	615	3750	35	7,7	13,9	4,92	1,27	3002		
5	M2x	M	690	25	615	16250	35	7,7	13,9	0,95	1,07	3002		
6	M2x	M	690	25	615	16250	35	7,7	13,9	0,95	1,07	3002		
7	S1x	S	170	30	120	5100	35	7,7	13,9	0,71	1,25	3002		
8	S1x	S	170	30	120	5100	35	7,7	13,9	0,71	1,25	3002		
9	S1x	S	170	30	120	5100	35	7,7	13,9	0,71	1,25	3002		
10	S1x	S	170	30	120	5100	35	7,7	13,9	0,71	1,25	3002		
11	S2x	S	255	30	235	7650	35	7,7	13,9	0,92	1,25	3002		
12	S2x	S	255	30	235	7650	35	7,7	13,9	0,92	1,25	3002		
13	S3x	S	690	30	235	19500	35	7,7	13,9	0,36	1,25	3002		
				ΣA_i		102700								
				0,60		0,52		0,10						

U		Universitatea "Politehnica" din Timișoara Facultatea de Construcții și Arhitectură Departamentul CCA		TEZA DE DOCTORAT Contribuții privind calculul și stabilirea structurilor cu diafragme din zidărie portante Ing. Silvia SECULA										
				A_i [cm ²]		R_o [daN/cm ²]		$\lambda = H/D$		$\frac{R_o}{\lambda}$ [daN/cm ²]		A_i [cm ²]		
1	M1y	M	1000	30	615	30000	35	7,7	13,9	0,62	1,07	3002		
2	M1y	M	1000	30	615	30000	35	7,7	13,9	0,62	1,07	3002		
3	M2y	M	377	25	615	9425	35	7,7	13,9	1,63	1,07	3002		
4	M2y	M	377	25	615	9425	35	7,7	13,9	1,63	1,07	3002		
5	M2y	M	377	25	615	9425	35	7,7	13,9	1,63	1,07	3002		
6	M2y	M	377	25	615	9425	35	7,7	13,9	1,63	1,07	3002		
7	M2y	M	377	25	615	9425	35	7,7	13,9	1,63	1,07	3002		
8	M2y	M	377	25	615	9425	35	7,7	13,9	1,63	1,07	3002		
9	M2y	M	377	25	615	9425	35	7,7	13,9	1,63	1,07	3002		
10	M2y	M	377	25	615	9425	35	7,7	13,9	1,63	1,07	3002		
11	S1y	S	85	25	235	2125	35	7,7	13,9	2,76	1,25	3002		
12	S1y	S	85	25	235	2125	35	7,7	13,9	2,76	1,25	3002		
13	S1y	S	85	25	235	2125	35	7,7	13,9	2,76	1,25	3002		
14	S1y	S	85	25	235	2125	35	7,7	13,9	2,76	1,25	3002		
				ΣA_i		113900								
				0,60		0,48		0,10						

- Verificarea structurii din zidărie la încărcări verticale pe cele două direcții cu relațiile:

$$\sigma_{0,x}^{med} = 2,57 \leq \sigma_{0,E,x}^{lim} = 20,5\text{daN/cm}^2$$

$$\sigma_{0,y}^{med} = 2,14 \leq \sigma_{0,E,y}^{lim} = 13,8\text{daN/cm}^2$$

La final, în urma exemplilor de calcul prezentate putem evalua avantajele metodei propuse pentru verificarea structurilor cu diafragme din zidărie la seism:

- Ușurința cu care se evaluează încărcările, practic se calculează greutatea construcției, modul de distribuție a încărcărilor după cele două direcții și coeficientul seismic global;
- Evaluarea rapidă a elementelor geometrice ale diaframelor;
- Simplitatea relațiilor de calcul, acestea putând fi chiar reținute;
- Posibilitatea de a efectua calculele automat cu un miniprogram sub forma unui tabel de calcul;
- Posibilitatea refacerii foarte rapidă a calculului înlocuind unele date de intrare pentru stabilirea soluției optime în faza de proiectare;
- Posibilitatea de aplicare pentru orice tip de planșeu al structurii, chiar planșee ce descarcă pe o singură direcție.
- Concluzia sugestivă pentru comportarea structurii dată de valoarea σ_{lim} calculată;
- Timpul scurt în care se efectuează calculul.

Un proiectant cu experiență nu va avea nevoie nici măcar să calculeze încărcările gravitaționale aduse de construcție, el având imaginea efortului mediu de compresiune din structură. Pentru calculul valorilor limită ale acestui efort are nevoie doar de caracteristici geometrice ale structurii, de rezistențele materialelor și de coeficientul seismic global. Practic, în câteva minute se poate aprecia dacă structura din zidărie alcătuită sau expertizată poate prelua încărcarea dată de seism, iar doar în situația când rezultatul este la limită va considera necesar să efectueze calcule suplimentare prin alte metode cunoscute.

5.2.6 Alpicarea metodei de calcul la expertizarea unei clădiri vechi din zidărie

Metoda de verificare a structurilor din zidărie s-a aplicat la un contract de expertizare și proiectare efectuat de Departamentul CCIA al Facultății de Construcții pentru o clădire veche aparținând Universității de Științe Agricole a Banatului din Timișoara.

Clădirea în discuție (foto 3.1) se găsește amplasată în comuna Voiteg din județul Timiș fiind construită în jurul anului 1910. Clădirea face parte dintr-un ansamblu de clădiri ce aparținuseră inițial Institutului de Agricultură și Economie Casnică Germană Bănățeană, retrocedate USAB Timișoara în anul 2002.

Proprietarul actual, USAB Timișoara dorește să redea clădirii destinația inițială de spațiu de învățământ în cadrul Centrului de pregătire în agricultura ce se va înființa pe amplasament.



Foto 5.1 – Vedere a clădirii expertizate

Construcția este realizată cu structura verticală de rezistență din pereți structurali din zidărie de cărămidă. S-a utilizat cărămidă cu dimensiunile 29x14x6,3 și mortar de var. Pereții exteriori alcătuiți dintr-o cărămidă și jumătate deci cu grosimea teoretică de 45cm iar cei interiori sunt de 30cm. Planșeele inițiale sunt realizate din lemn dar se propune înlocuirea lor cu planșee de beton armat. Șarpanta este realizată din lemn cu ferme cu macaz.

Construcția se caracterizează prin următoarele dimensiuni și suprafețe:

- Regimul de înălțime – parter, etaj și mansardă P+1E+M
- Înălțimea la streășină curentă – $H_s=7,5\text{m}$
- Înălțimea maximă (coamă turn) – $H_{\text{max}}=18,0\text{m}$
- Înălțimea parterului – $h_p=3,50\text{m}$
- Înălțimea etajului – $h_e=3,50\text{m}$
- Înălțimea mansardei – $h_m=2,50\text{m}$
- Aria construită la sol – $S_c=504\text{mp}$
- Aria desfășurată – $S_d=1350\text{mp}$

Verificarea structurii din zidărie la sarcini orizontale din seism s-a făcut în două variante: cu metoda propusă în prezentul capitol al Tezei și, pentru verificare, conform Manualului de proiectare a structurilor din zidărie simplă MP001/96.

În urma determinarilor de laborator realizate pe probe prelevate din ziduri se ajunge la următoarele concluzii cu privire la calitățile materialelor: cărămidă marca C50 și mortar marca M10. Conform valorile din tabelul pentru rezistențele zidăriei din MP001/96 se

poate conta pe următoarele rezistențe de calcul: rezistență medie la compresiune a zidăriei $R_c=14\text{daN/cm}^2$ și rezistență medie la eforturi principale de întindere $R_2=0,90\text{daN/cm}^2$.

Schema de calcul la seism a structurii este prezentată în figura de mai jos:

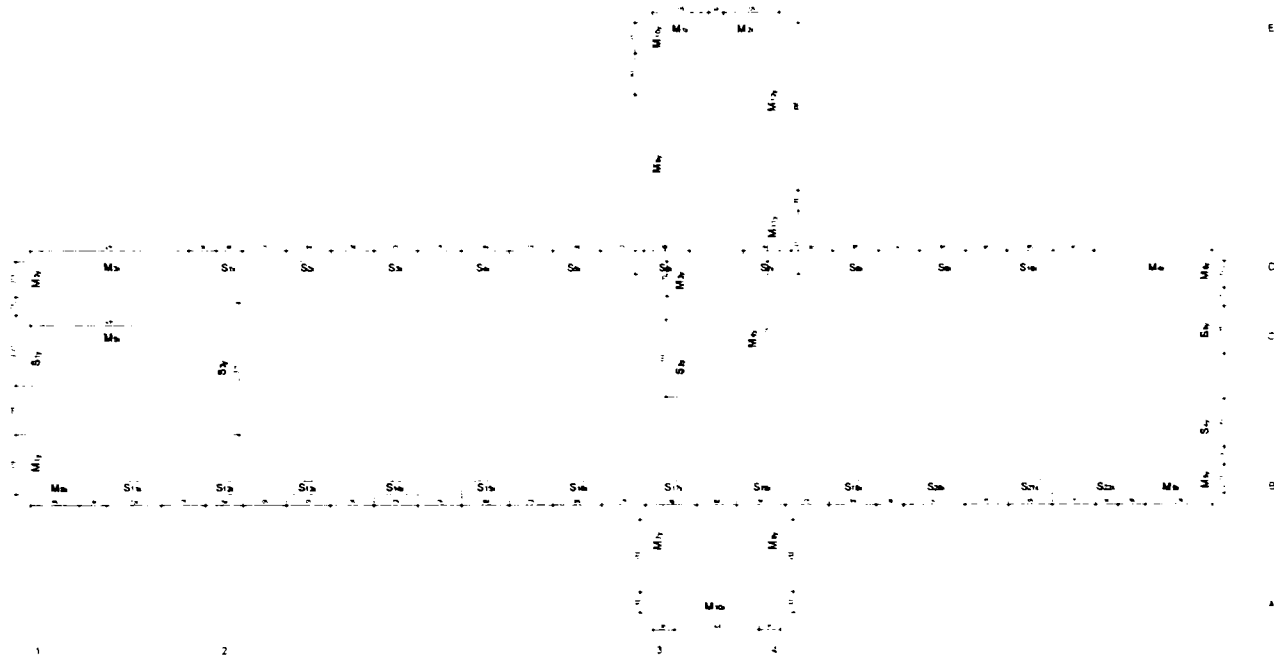


Fig 5.26 – Schema de calcul la seism

Coefficientul seismic global conform P100-92 rezultă după cum urmează:

- $S_r = c_r G$ - rezultanta forțelor seismice
 $c_r = \alpha k_s \beta_r \psi \varepsilon_r$ - coeficientul seismic global
 $\alpha = 1,2$ - coeficientul de importanță a construcției
 $k_s = 0,20$ - coeficientul funcției de zona seismică (Voiteg – zona C)
 $\beta_r = 2,5$ - coeficientul de amplificare dinamică
 $\psi = 0,30$ - coeficient de reducere ținând seama de ductilitate
 $\varepsilon_r = 0,906$ - coeficientul de echivalență
 $c_r = 1,2 \times 0,20 \times 2,5 \times 0,30 \times 0,906 = 0,163$

Calculul conform MP001-96 nu va fi prezentat detaliat, rezultatele vor fi date prin gradul de asigurare seismic pe cele două direcții, și anume:

$$R_x = \frac{S_{\text{cap}}}{S_{\text{necesar}}} = 0,89 > 0,60 \text{ - structura este verificată;}$$

$$R_y = \frac{S_{\text{cap}}}{S_{\text{necesar}}} = 0,38 < 0,60 \text{ - structura nu este verificată;}$$

În urma calculului încărcărilor rezultatele necesare metodei simplificate de calcul sunt sintetizate în tabelul următor:

Tabelul 3.11

Direcția	Greutatea pereților [daN]	Greutatea adusă de planșee și șarpantă [daN]	Suma greutăților [daN]	Suma ariilor diagramei [cm ²]	Coefficienții α	Eforturile medii de compresiune σ^{med} [daN/cm ²]
x	576.900	561.000	1.137.900	323.505	0,65	3,52
y	501.400	65.700	597.100	188.955	0,35	3,16

Calculul de verificare cu metoda propusă se efectuează tabelar cu programul conceput de autor.

Universitatea "Politehnica" de Timișoara Facultatea de Construcții și Arhitectură Departamentul CCA		TEZA DE DOCTORAT Contribuții privind calculul și stabilirea structurilor cu diafragme din zidărie portante Ing. Silviu SECULA										
		Ai [cm ²]		R ₀ [daN/cm ²]		$\lambda = \frac{R_0}{H \cdot D}$		R ₀ [daN/cm ²]		R ₀ [daN/cm ²]		
1	M _{2x}	M	225	45	1460	10125	14	0,9	2,7	6,49	1,70	1,70
2	M _{2x}	M	225	45	1460	10125	14	0,9	2,7	6,49	1,70	1,70
3	M _{2x}	M	635	45	760	28575	14	0,9	2,7	1,20	1,70	1,70
4	S _{1x}	S	105	45	225	4725	14	0,9	2,7	2,14	1,70	1,70
5	S _{2x}	S	180	45	225	8100	14	0,9	2,7	1,25	1,70	1,70
6	S _{3x}	S	175	45	225	7875	14	0,9	2,7	1,29	1,70	1,70
7	S _{4x}	S	190	45	225	8550	14	0,9	2,7	1,18	1,70	1,70
8	S _{5x}	S	190	45	225	8550	14	0,9	2,7	1,18	1,70	1,70
9	S _{6x}	S	182	45	225	8190	14	0,9	2,7	1,24	1,70	1,70
10	S _{7x}	S	192	45	225	8640	14	0,9	2,7	1,17	1,70	1,70
11	S _{8x}	S	185	45	225	8325	14	0,9	2,7	1,22	1,70	1,70
12	S _{9x}	S	185	45	225	8325	14	0,9	2,7	1,22	1,70	1,70
13	S _{10x}	S	185	45	225	8325	14	0,9	2,7	1,22	1,70	1,70
14	M _{2x}	M	475	45	760	21375	14	0,9	2,7	1,60	1,70	1,70
15	M _{2x}	M	635	30	760	19050	14	0,9	2,7	1,20	1,70	1,70
16	M _{2x}	M	320	30	760	9600	14	0,9	2,7	2,38	1,70	1,70
17	M _{2x}	M	320	30	760	9600	14	0,9	2,7	2,38	1,70	1,70
18	M _{2x}	M	195	45	760	8775	14	0,9	2,7	3,90	1,70	1,70
19	S _{11x}	S	220	45	225	9900	14	0,9	2,7	1,02	1,70	1,70
20	S _{12x}	S	150	45	225	6750	14	0,9	2,7	1,50	1,70	1,70
21	S _{13x}	S	175	45	225	7875	14	0,9	2,7	1,29	1,70	1,70
22	S _{14x}	S	175	45	225	7875	14	0,9	2,7	1,29	1,70	1,70
23	S _{15x}	S	190	45	225	8550	14	0,9	2,7	1,18	1,70	1,70
24	S _{16x}	S	195	45	225	8775	14	0,9	2,7	1,15	1,70	1,70
25	S _{17x}	S	205	45	225	9225	14	0,9	2,7	1,10	1,70	1,70
26	S _{18x}	S	195	45	225	8775	14	0,9	2,7	1,15	1,70	1,70
27	S _{19x}	S	190	45	225	8550	14	0,9	2,7	1,18	1,70	1,70
28	S _{20x}	S	245	45	225	11025	14	0,9	2,7	0,92	1,70	1,70
29	S _{21x}	S	175	45	225	7875	14	0,9	2,7	1,29	1,70	1,70
30	S _{22x}	S	90	45	225	4050	14	0,9	2,7	2,50	1,70	1,70
31	M _{2x}	M	270	45	760	12150	14	0,9	2,7	2,81	1,70	1,70
32	M _{2x}	M	340	45	1040	15300	14	0,9	2,7	3,06	1,70	1,70
		ΣA_i		323505								
		1,17		0,65		0,16						
		0,70		1,00		0,60						

Direcția de calcul X

Universitatea "Politehnica" de Timișoara Facultatea de Construcții și Arhitectură Departamentul CCA		TEZA DE DOCTORAT Contribuții privind calculul și stabilirea structurilor cu diafragme din zidărie portante Ing. Silviu SECULA										
		Ai [cm ²]		R ₀ [daN/cm ²]		$\lambda = \frac{R_0}{H \cdot D}$		R ₀ [daN/cm ²]		R ₀ [daN/cm ²]		
1	M _{2y}	M	230	45	760	10350	14	2	4,2	3,30	1,70	1,70
2	S _{1y}	S	227	45	225	10215	14	0,9	2,7	0,99	1,70	1,70
3	M _{2y}	M	137	45	760	6165	14	0,9	2,7	5,55	1,70	1,70
4	S _{2y}	S	510	30	225	15300	14	0,9	2,7	0,44	1,70	1,70
5	S _{3y}	S	300	30	225	9000	14	0,9	2,7	0,75	1,70	1,70
6	M _{2y}	M	135	30	760	4050	14	0,9	2,7	5,63	1,70	1,70
7	M _{2y}	M	525	30	760	15750	14	0,9	2,7	1,45	1,70	1,70
8	M _{2y}	M	110	45	760	4950	14	0,9	2,7	6,91	1,70	1,70
9	S _{4y}	S	185	45	225	8325	14	0,9	2,7	1,22	1,70	1,70
10	S _{5y}	S	185	45	225	8325	14	0,9	2,7	1,22	1,70	1,70
11	M _{2y}	M	105	45	760	4725	14	0,9	2,7	7,24	1,70	1,70
12	M _{2y}	M	280	45	1040	12600	14	0,9	2,7	3,71	1,70	1,70
13	M _{2y}	M	280	45	1040	12600	14	0,9	2,7	3,71	1,70	1,70
14	M _{2y}	M	695	45	1460	31275	14	0,9	2,7	2,10	1,70	1,70
15	M _{2y}	M	120	45	1460	5400	14	0,9	2,7	12,17	1,70	1,70
16	M _{2y}	M	245	45	1460	11025	14	0,9	2,7	5,96	1,70	1,70
17	M _{2y}	M	650	45	1460	23250	14	0,9	2,7	2,25	1,70	1,70
		ΣA_i		188955								
		1,17		0,35		0,16						
		0,70		1,00		0,60						

Direcția de calcul Y

Contribuții la alcătuirea și calculul structurilor cu diafragme din zidărie

În primă fază s-a efectuează calculul tabelar pentru coeficientul m calculat pentru un grad de asigurare seismică $R=0,6$ corespunzător clasei de importanță II stabilită pentru construcții de învățământ conform P100-92. Pentru coeficientul de reducere, definit anterior, se alege valoarea $m_r=1.0$ având în vedere regularitatea deosebită a structurii și deci distribuția egală a eforturilor de compresiune în structură. Coeficientul de siguranță păstrează valoarea recomandată de MP001-96 $m_s=0,7$.

$$m = \frac{m_r \cdot m_s}{R} = \frac{1,0 \times 0,7}{0,6} = 1,17$$

Concluziile calculului pentru gradul de asigurare seismic 0,6 dat ca limită de normativul P100 este valoarea efortului de compresiune limită și anume:

- pe direcția $\sigma_{0,x}^{med} = 3,52 < \sigma_{0,E,x}^{lim} = 6,98$ - structura este verificată;
- pe direcția $\sigma_{0,z}^{med} = 3,16 < \sigma_{0,E,x}^{lim} = -3.03$ - structura nu este verificată.

Concluziile sunt aceleași ca și la calculul clasic (conform MP001-96). Este evident că un proiectant cu experiență, în urma calculului efortului de compresiune limită cu metoda propusă poate ajunge la aceleași concluzii ca mai sus fără a calcula efortul de compresiune efectiv, deci fără a fi necesar să evalueze încărcările ce acționează asupra clădirii decât sumar pentru aprecierea coeficienților α . Durata de lucru pentru această verificare ar fi de cca. 15-30 minute.

Se poate face o verificare riguroasă a exactității metodei propuse, într-o a doua etapă, recalculând coeficienții m pe fiecare direcție de calcul în parte, introducând gradul de asigurare seismică R real obținut cu metoda clasică de calcul (conform MP001-96) și anume:

$$m_x = \frac{m_r \cdot m_s}{R_x} = \frac{1,0 \times 0,7}{0,89} = 0,79$$

$$m_y = \frac{m_r \cdot m_s}{R_y} = \frac{1,0 \times 0,7}{0,38} = 1,84$$

Rezultatul calculului tabelar cu metoda propusă trebuie să satisfacă în acest caz condiția la limită dacă metoda dă rezultate exacte:

$$\sigma_{0,x(y)}^{med} = \sigma_{0,E,x(y)}^{lim}$$

Tabelele de calcul Excel sunt date mai jos:

Universitatea "Politehnica" din Timișoara Facultatea de Construcții și Arhitectură Departamentul CCA		TEZA DE DOCTORAT Contribuții privind calculul și stabilirea structurilor cu diafragme din zidărie portante Ing. Săvîu SECULA										
		Ai [cm ²]		Re [daN/cm ²]		λ = H/D		σ _{max} [daN/cm ²]		Ai σ _{max}		
1	M _{1x}	M	225	45	1460	10125	14	0,9	2,7	6,49	0,40	4086
2	M _{2x}	M	225	45	1460	10125	14	0,9	2,7	6,49	0,40	4086
3	M _{3x}	M	635	45	760	28575	14	0,9	2,7	1,20	1,80	45860
4	S _{1x}	S	105	45	225	4725	14	0,9	2,7	2,14	1,36	6381
5	S _{2x}	S	180	45	225	8100	14	0,9	2,7	1,25	1,78	14389
6	S _{3x}	S	175	45	225	7875	14	0,9	2,7	1,29	1,78	13889
7	S _{4x}	S	190	45	225	8550	14	0,9	2,7	1,18	1,78	15199
8	S _{5x}	S	190	45	225	8550	14	0,9	2,7	1,18	1,78	15199
9	S _{6x}	S	182	45	225	8190	14	0,9	2,7	1,24	1,78	14559
10	S _{7x}	S	192	45	225	8640	14	0,9	2,7	1,17	1,78	15359
11	S _{8x}	S	185	45	225	8325	14	0,9	2,7	1,22	1,78	14799
12	S _{9x}	S	185	45	225	8325	14	0,9	2,7	1,22	1,78	14799
13	S _{10x}	S	185	45	225	8325	14	0,9	2,7	1,22	1,78	14799
14	M _{4x}	M	475	45	760	21375	14	0,9	2,7	1,60	1,35	28947
15	M _{5x}	M	635	30	760	19050	14	0,9	2,7	1,20	1,60	30867
16	M _{6x}	M	320	30	760	9600	14	0,9	2,7	2,38	1,04	10002
17	M _{7x}	M	320	30	760	9600	14	0,9	2,7	2,38	1,04	10002
18	M _{8x}	M	195	45	760	8775	14	0,9	2,7	3,90	0,67	5910
19	S _{11x}	S	220	45	225	9900	14	0,9	2,7	1,02	1,78	17589
20	S _{12x}	S	150	45	225	6750	14	0,9	2,7	1,50	1,66	11200
21	S _{13x}	S	175	45	225	7875	14	0,9	2,7	1,29	1,78	13889
22	S _{14x}	S	175	45	225	7875	14	0,9	2,7	1,29	1,78	13889
23	S _{15x}	S	190	45	225	8550	14	0,9	2,7	1,18	1,78	15199
24	S _{16x}	S	195	45	225	8775	14	0,9	2,7	1,15	1,78	15889
25	S _{17x}	S	205	45	225	9225	14	0,9	2,7	1,10	1,78	16389
26	S _{18x}	S	195	45	225	8775	14	0,9	2,7	1,15	1,78	15889
27	S _{19x}	S	190	45	225	8550	14	0,9	2,7	1,18	1,78	15199
28	S _{20x}	S	245	45	225	11025	14	0,9	2,7	0,92	1,78	18588
29	S _{21x}	S	175	45	225	7875	14	0,9	2,7	1,29	1,78	13889
30	S _{22x}	S	90	45	225	4050	14	0,9	2,7	2,50	1,22	4957
31	M _{9x}	M	270	45	760	12150	14	0,9	2,7	2,81	0,82	11183
32	M _{10x}	M	340	45	1040	15300	14	0,9	2,7	3,06	0,88	13130
		Σ Ai		323505						Σ Ai σ _{max}		470827
		0,79		0,65						0,16		
		0,70		1,00						0,89		

Direcția de calcul X

Universitatea "Politehnica" din Timișoara Facultatea de Construcții și Arhitectură Departamentul CCA		TEZA DE DOCTORAT Contribuții privind calculul și stabilirea structurilor cu diafragme din zidărie portante Ing. Săvîu SECULA										
		Ai [cm ²]		Re [daN/cm ²]		λ = H/D		σ _{max} [daN/cm ²]		Ai σ _{max}		
1	M _{1y}	M	230	45	760	10350	14	2	4,2	3,30	0,78	8222
2	S _{1y}	S	227	45	225	10215	14	0,9	2,7	0,99	1,78	18189
3	M _{2y}	M	137	45	760	6165	14	0,9	2,7	5,55	0,47	2817
4	S _{2y}	S	510	30	225	15300	14	0,9	2,7	0,44	1,78	27189
5	S _{3y}	S	300	30	225	9000	14	0,9	2,7	0,75	1,78	16089
6	M _{3y}	M	135	30	760	4050	14	0,9	2,7	5,63	0,47	1888
7	M _{4y}	M	525	30	760	15750	14	0,9	2,7	1,45	1,44	2268
8	M _{5y}	M	110	45	760	4950	14	0,9	2,7	6,91	0,38	1881
9	S _{4y}	S	185	45	225	8325	14	0,9	2,7	1,22	1,78	14799
10	S _{5y}	S	185	45	225	8325	14	0,9	2,7	1,22	1,78	14799
11	M _{6y}	M	105	45	760	4725	14	0,9	2,7	7,24	0,36	1714
12	M _{7y}	M	280	45	1040	12600	14	0,9	2,7	3,71	0,71	8905
13	M _{8y}	M	280	45	1040	12600	14	0,9	2,7	3,71	0,71	8905
14	M _{9y}	M	695	45	1460	31275	14	0,9	2,7	2,10	1,13	35489
15	M _{10y}	M	120	45	1460	5400	14	0,9	2,7	12,17	0,22	1165
16	M _{11y}	M	245	45	1460	11025	14	0,9	2,7	5,96	0,44	4858
17	M _{12y}	M	650	45	1460	29250	14	0,9	2,7	2,25	1,08	31889
		Σ Ai		188955						Σ Ai σ _{max}		213019
		1,84		0,35						0,16		
		0,70		1,00						0,38		

Direcția de calcul Y

În realitate s-au obținut valorile de mai jos, constatând abateri foarte mici între rezultatele obținute.

$$\sigma_{0,x}^{med} = 3,52 \cong \sigma_{0,E,x}^{lim} = 3,59 \text{ procentual diferența fiind de } 1,9\%$$

$$\sigma_{0,y}^{med} = 3,16 \cong \sigma_{0,E,y}^{lim} = 3,21 \text{ procentual diferența fiind de } 1,3\%$$

Metoda propusă s-a dovedit exactă atât pe exemplul prezentat cât pe mai multe structuri din zidărie la care a fost aplicată în paralel cu metoda clasică.

CAPITOLUL 6: CONCLUZII FINALE ȘI CONTRIBUȚII PERSONALE

6.1 CONCLUZII

Teza de doctorat intitulată „Contribuții privind alcătuirea și calculul structurilor cu diafragme din zidărie portantă” a fost elaborată în cadrul Universității „Politehnica” din Timișoara, Facultatea de Construcții și Arhitectură sub conducerea științifică a domnului Prof. Dr. Ing. Păunescu Marin din cadrul Departamentului de Geotehnică și Fundații. Un important aport la coordonarea științifică a doctorandului l-a avut, alături de conducătorul științific, d-l Prof. Dr. Ing. Tudor Dan Florian din cadrul Departamentului de Construcții Civile, Industriale și Agricole.

Încercările experimentale au fost efectuate pe platforma Departamentului de Construcții Civile, Industriale și Agricole a Facultății de Construcții și Arhitectură având la bază contracte de cercetare încheiate cu ANSTI, CNCSIS, CNFIS și cu societatea belgiană Bekaert. Lista contractelor de cercetare este prezentată în bibliografie [15], [45], [46], [47], [48]. La realizarea contractelor au colaborat și alți membrii ai Departamentului CCIA, care, indirect au contribuit la elaborarea prezentei lucrări, numele acestora regăsindu-se printre autori în lista bibliografică.

Cercetările experimentale și teoretice s-au concretizat atât în rapoartele de cercetare amintite cât și într-o serie de lucrări științifice publicate în volumele conferințelor interne și internaționale sau în reviste de specialitate [11], [29], [30], [31], [40], [41], [42], [43], [44], [45], [46].

Așa cum s-a arătat, teza și-a propus să contribuie la studiere structurilor cu diafragme din zidărie, referindu-se atât la diafragmele din zidărie simplă cât și la diafragmele din zidărie armată cu armătură în rosturi orizontale dispuse în vederea sporirii capacității portante, a ductilității și în general a comportării favorabile de ansamblu a zidărilor zone seismice.

Utilizarea zidărilor ca și tehnică de construcție atât prin tradiția istorică cât și actualitate, domină până în momentul de față din punct de vedere numeric structurile din beton, oțel sau alte materiale. De aceea, acestea își merită locul lor de frunte în preocupările cercetătorilor pentru punerea la punct a principiilor de proiectare eficientă și sigură, la elaborarea unor metode de calcul care să modeleze cât mai fidel realitatea comportării acestora.

În aceeași idee, tendința actuală este de a implementa în România normative și coduri de proiectare noi, aliniate la prevederile normelor europene. Lista acestor normative este prezentată integral în primul capitol al lucrării, prezentându-se și definițiile noțiunilor întâlnite precum și simbolurile mărimilor.

Capitolul II al tezei este un studiu documentar întocmit în urma studiului a peste 50 de titluri bibliografice privind alcătuirea și calculul structurilor cu diafragme din zidărie portantă. Este important ca structurile din zidărie să fie corect alcătuite atât ca formă și dimensiuni cât și din punct de vedere al materialelor utilizate. Așa cum s-a arătat, în momentul de față avem diferite norme în care sunt prezentate aceste principii de alcătuire ce suferă îmbunătățiri și modificări permanente. Tendința este de a se restricționa utilizarea structurilor din zidărie simplă și de a se înlocui acestea cu structuri cu diafragme din zidărie întărite cu elemente de beton armat sau doar cu armături.

Procedeul armării zidăriilor este relativ vechi în Europa și în Statele Unite, dar la noi în țară se întâlnește foarte rar cu toată eficiența lui dovedită. Folosirea zidăriei armate în străinătate se bazează și pe o documentație bogată privind alcătuirea și comportarea acestui sistem dar și pe materiale special create cum ar fi armăturile speciale și blocurile de zidărie cu locașuri pentru introducerea acestor armături. Autorul prezintă o sinteză documentară a diferitelor sisteme de armare întâlnite în lumea întreagă.

Se studiază cu precădere armarea zidăriei în rost orizontal pentru motivul că aceasta se poate executa cu orice tip de armătură și cu orice tip de bloc de zidărie, chiar și cu zidărie de cărămidă plină atât de utilizată la noi.

Un alt neajuns pentru care utilizarea zidăriilor armate nu s-a dezvoltat la noi este lipsa specificațiilor normelor referitoare la calcul, mai ales la calcul structurilor amplasate în zone seismice. Se publică în 1996 un Manual de proiectare a structurilor de zidărie foarte vast și cu elemente de calcul precise, dar cu referire doar la structurile din zidărie simplă. Normativele pe cale de a se introduce la noi adaptate la normele europene încearcă să completeze și acest vid, rezolvând parțial calculul structurilor din zidărie armată.

Unul din obiectivele tezei este acela de a pune la punct o metodă de verificare a structurilor din zidărie simplă și zidărie armată în rosturi orizontale la acțiuni seismice simplu și accesibil proiectanților, pentru o verificare preliminară sau chiar finală a structurii. Metoda propusă s-a dovedit a da rezultate exacte pe structurile pe care a fost verificată în paralel cu metodele cunoscute. Timpul de lucru se reduce foarte mult utilizând

această metoda nouă. Tot în capitolul II studiază metodele existente de calcul a zidărilor la acțiunea seismului.

Capitolul al III-lea al lucrării este dedicat cercetării experimentale privind comportare unor diafragme de zidărie simplă și armată la acțiuni verticale și orizontale simulând acțiunea cutremurului. Obiectivul principal al lucrărilor experimentale îl constituie, pe lângă stabilirea modului de rupere a elementelor, determinarea forței tăietoare capabile la sarcini orizontale și dependența acesteia de încărcarea verticală ce acționează asupra elementului studiind ceea ce în literatură se numește interacțiunea dintre efortul unitar de compresiune și efortul tangențial capabil. Această curbă de interacțiune se presupune a avea o formă apropiată de o parabolă cu o ramură ascendentă și una descendentă. Rezultatele încercărilor experimentale se situează pe această curbă presupusă confirmând cel puțin parțial ipoteza.

În cadrul aceluiași încercări experimentale s-au stabilit și concluzii cu privire la comportarea armăturilor din rosturile orizontale ale zidăriei, înregistrând eforturile din armături cu timbre tensiometrice. Se pune astfel în evidență eficiența armării zidărilor în rosturi orizontale față de zidăria simplă, eficiență dată de creșterea capacității portante la acțiuni orizontale și a rigidității, dar mai ales de evitarea modurilor de rupere casant a diafragmelor din zidărie armată.

Pentru a completa studiile experimentale cu studii teoretice se caută găsirea celei mai bune metode de calcul teoretic pentru evaluarea capacității portante la sarcini orizontale a diafragmelor de zidărie prin interpretarea rezultatelor experimentale cu metodele de calcul amintite.

Se studiază cele două metode teoretice cunoscute pentru evaluarea acestei capacități portante la forță orizontală dar și analiza numerică cu elemente finite în starea plană de tensiune lucrând în domeniul postelastice, cu programul „Biograf” ce este specializat însă pentru structuri din beton armat.

Se constată că relațiile de calcul din MP001-96 dau rezultate foarte apropiate de rezultatele obținute experimental atât pentru zidăria simplă cât și pentru zidăria armată ca și analiza cu elemente finite dar într-o mai mică măsură. Aplicarea relațiilor din MP001 pentru zidăria armată s-a putut face definind zidăria armată ca și o zidărie simplă dar cu rezistențe mai mari, mai ales la eforturi principale de întindere.

Pentru introducerea în programele de calcul utilizate a unor date cât mai apropiate de realitate s-a recurs la un alt set de încercări de laborator pe stâlpișori de zidărie, pe

mortare și pe armăturile utilizate, stabilindu-se rezistențele de rupere pentru aceste materiale.

Studiile experimentale sunt continuate în capitolul IV de studii teoretice pe diferite elemente de zidărie arbitrar alese cu metodele de calcul stabilite ca fiind apropiate de realitate în capitolul precedent pentru stabilirea unei forme a curbei de interacțiune.

Numeroasele calcule pentru determinarea capacității portante cu relațiile din MP001 au putut fi efectuate cu doar cu ajutorul programului „Cazin31” și pentru zidăria simplă dar și pentru zidăria armată în rost orizontal.

În concluzia acestui capitol se poate stabili că diagrama de interacțiune dintre efortul unitar de compresiune și efortul tangențial poate fi aproximată fără mari erori printr-o parabolă simetrică cu maximul corespunzător unui efort de compresiune egal cu jumătate din rezistența la compresiune a zidăriei.

De asemenea se concluzionează și faptul că aportul tălpilor la elementele cu secțiunea în plan de formă I și T nu este important și se pot înlocui pentru simplificare cu elemente de secțiune dreptunghiulară cu aceeași inimă.

Prima parte a capitolului V se axează pe stabilirea ecuației curbei de interacțiune. Problema se reduce la determinarea vârfului parabolei de interacțiune, situat pe ordonata valorii efortului de compresiune egal cu jumătate din rezistența la compresiune a zidăriei. Se stabilesc ecuațiile atât pentru elemente de tip șpaleti cât și pentru montați, elemente din care se compun structurile cu diafragme din zidărie.

Elaborarea metodei originale de verificare a structurilor din zidărie la sarcini orizontale se bazează pe observația că atât capacitatea portantă a diaframelor de zidărie cât și forța seismică de proiectare depind de efortul unitar de compresiune din diafragmă. Se definește valoarea limită a efortului de compresiune ca fiind nivelul maxim al eforturilor de compresiune din diafragmă până la care aceasta pot prelua forța seismică de proiectare caracterizată de un anumit coeficient seismic global.

După deducerea metodei pe un element izolat de zidărie se trece la extinderea acesteia pentru o structură reală, elaborându-se și un program de calcul automat bazat pe tabelele de calcul Excel.

Capitolul este completat de un exemplu de calcul atât pentru o structură considerată din zidărie simplă cât și pentru aceeași structură realizată din zidărie armată cu evidențierea avantajelor metodei și de o aplicare practică a metodei la expertizarea unei clădiri existente din zidărie simplă.

6.2 CONTRIBUȚII PERSONALE

Din cuprinsul tezei de doctorat se pot desprinde o serie de idei, concluzii și relații de calcul considerate de autor a fi contribuții personale la dezvoltarea cunoașterii structurilor din zidărie:

- Elaborarea unei sinteze documentare privind soluțiile de alcătuire a pereților de zidărie armată cu prezentarea avantajelor ce derivă din această metodă de întărire a zidărilor. Documentarea se extinde la țări din Europa Occidentală și din continentul american utilizând bibliografie obținută prin colaborarea dintre universități și prin deplasări pentru schimburi de experiență;
- Prezentarea unei comparații sintetice între prevederile normelor referitoare la zidării încă valabile și a noilor norme adaptate la normele europene pe cale de implementare;
- Evidențierea răspunsului structurilor cu diafragme din zidărie la acțiunea seismică și influența încărcării verticale asupra acestuia pe baza conceptului de rigiditate; Evidențierea câtorva aspecte privind interacțiunea construcție – fundație – teren în cazul structurilor cu diafragme din zidărie.
- Efectuarea de încercări experimentale pe elemente de zidărie simplă și armată în vederea stabilirii capacității portante la încărcări orizontale și a modului de cedare a elementelor. Evidențierea influenței încărcării gravitaționale asupra capacității portante la încărcări orizontale;
- Efectuarea de încercări de laborator pentru determinarea rezistențelor de rupere ale materialelor ce intră în componența elementelor experimentale. Determinarea modulului elasto-plastic al zidăriei simple și armate;
- Aplicarea metodelor de calcul specifice zidărilor simple la zidăria armată în rost orizontal având în vedere comportarea similară constatată pe baza încercărilor experimentale. Definierea zidăriei armate ca și o zidărie simplă cu rezistența la eforturi principale de întindere mult mai mari decât zidăria armată. Enunțarea și verificarea relației de calcul a rezistenței la eforturi principale de întindere pentru zidăria armată în rost orizontal;
- Efectuarea de studii teoretice pe elemente de zidărie privind interacțiunea dintre efortul unitar de compresiune și efortul tangențial capabil a acestor elemente și trasarea curbei de interacțiune. Aprecierea formei parabolice a curbei de interacțiune valabilă pentru toate tipurile de elemente de zidărie și stabilirea

faptului că vârful parabolei corespunde unui efort de compresiune egal cu jumătatea rezistenței la compresiune a zidăriei;

- Adaptarea relațiilor de calcul cunoscute pentru determinarea analitică a parabolei de interacțiune pentru toate tipurile de diafragme de zidărie simplă și armată. Scrierea ecuației acestei curbe exprimând efortul tangențial capabil ca funcție de efortul de compresiune;
- Elaborarea unei metode de verificare a diafragmelor izolate din zidărie la sarcini orizontale ce se bazează pe observația că atât capacitatea portantă a diafragmelor de zidărie cât și forța seismică de proiectare depind de efortul unitar de compresiune din diafragmă. Definirea efortului de compresiune limită și exprimarea relației de verificare prin limitarea efortului de compresiune la efortul de compresiune limită.
- Extinderea metodei la structuri reale cu planșee ce transmit încărcările pe două direcții sau pe o singură direcție. Redactarea unui exemplu de calcul cu această metodă pentru o structură din zidărie simplă și aceeași structură din zidărie armată cu evidențierea avantajelor metodei.
- Evidențierea pe cale matematică a importanței alcătuirii structurilor din zidărie și în primul rând a planșeului de beton armat monolit cu descărcare pe două direcții;
- Aplicarea practică a metodei la expertizarea unor clădiri cu structură din diafragme de zidărie portantă în paralel cu alte metode pentru testarea rezultatelor obținute.

Ca și perspectivă de continuare a cercetărilor autorul împreună cu colectivul din care face parte își propun trasarea completă a curbei de interacțiune pe cale experimentală folosind elemente identice de zidărie armată.

De asemenea, rezultatele obținute atât experimental cât și teoretic vor fi în continuare publicate în lucrări științifice.

Metoda de verificare a structurilor la încărcări orizontale din seism cu toate componentele ei va fi testată pe cât mai multe exemple și se va căuta să se impună în funcție de rezultatele obținute.

Se dorește în final promovarea metodei originale de verificare a structurilor la încărcări orizontale din seism și impunerea acesteia în cadrul unei norme de proiectare și verificare a structurilor din zidărie simplă și longitudinală.

BIBLIOGRAFIE

1. ABOUD B. E., HAMID A.A., HARRIS H. G. – Small-Scale of Concrete Masonry Structures, ACI Journal, 1990
2. BIA C., ILLE V., SOARE M. V. – Rezistența materialelor și teoria elasticității, Editura didactică și pedagogică, București 1983
3. BOUINEAU A. - Les Maçonneries armées dans les joints horizontaux, Annales de l'ITBTP, Paris 1993
4. BUCUR HORVATH I., BACSO A., PUSKAS A. – Mortarul hidraulic în construcții istorice, Zilele Academice Timișene, Editura "Mirton", Timișoara, 2001
5. CHEEMA T. S., KLINGNER R. E. – Failure Criteria for Deformed Reinforcement Anchored in Grouted Masonry, ACI Journal, 1985
6. CIORNEI A. – Clădiri – Elemente de construcții, Tipografia I.P. "Gh. Asachi" Iași, 1975
7. CURTIN W. G., - Structural Masonry, Granada, London, 1982
8. DAN D. – Contribuții la calculul și alcătuirea elementelor din beton armat cu armătură rigidă – Rezumatul tezei de doctorat, Timișoara 2002
9. DAN D., SECULA S. – Proceduri de încercări experimentale, Editura Politehnica, 2001
10. DAN D., SECULA S. – Construcții civile – Elemente de proiectare, Editura Politehnica, 2002
11. DAN D., IANCA S., TUDOR D. - Analiza cu elemente finite a unui element de zidărie portantă, Buletinul Institutului Politehnic Iași, 2001
12. DEPARTAMENTUL CCIA – Încercarea elementelor din zidărie ES, EA1, EA2, EA3, EA4, Rezumate ale rapoartelor de cercetare, 1999 - 2002
13. DOTREPPE J. C. - Comportement mécanique d'un nouveau système, d'armatures destiné a la maçonnerie armée, Annales de l'ITBTP, 1993
14. GRUNER I., ROTARU C., FRUNZĂ R. - Curs de clădiri civile, I. P. T. Facultatea de Construcții, 1967
15. IANCA S., TUDOR D., MIREAN R., DAN S.– Studiul comportării structurilor din zidărie portantă armată la solicitări seismice, Grant MTC, 1997

16. JOLLEY R. – Shear strengt: a predictive tecnique for masonry walls, 1976
17. MAZZOLANI F. M., MANDARA A., - Methods and Tehnologies for the Refurbishment of Constructions, Report from the Seminar Tempus Project, 1994
18. MORARU S. – Comportarea construcțiilor la seism, Editura tehnică, București, 1989
19. MIHĂESCU A. - Curs de construcții civile, Tipografia IP Traian Vuia, Timișoara, 1985
20. NEGOIȚĂ A. – Aplicații ale ingineriei seismice, Editura Tehnică, 1988
21. PĂUNESCU M., POP V., SILION T. – Geotehnica si fundații, Editura didactica si pedagogica, Bucuresti 1982
22. PEȘTIȘANU C. - Construcții civile, industriale și agricole, Editura Didactică și Pedagogică, București, 1981
23. PFEFFERMANN O. - Maconnerie portante, Kluwer Editorial , 1999
24. PFEFFERMANN O., BATY P. – La Maconnerie Armee, Recherches, calcul, mise en oeuvre, Bruxelles 1980
25. PFEFFERMANN O., BATY P. – Maconnerie Armee, Compte rendu d’etude de recherche n° 26, 1981
26. PFEFFERMANN O., VAN HOORICK B. – MORFOR, Calculation according to EC6
27. POPESCU GH., POPESCU R. – Rezistenta elementelor structurale din zidarie, Revista Constructii civile si instalatii, 2003
28. SECULA S. – Studiul documentar cu privire la soluțiile de fundare ale construcțiilor, referat la Doctorat, Universitatea „Politehnica” din Timișoara, 2000
29. SECULA S. – Comparație între valorile experimentale și teoretice pentru capacitatea de rezistență la forțe orizontale a diaframelor din zidărie, Zilele Academice Timișene, Editura “Mirton”, Timișoara, 2003
30. SECULA S., L, FEKETE-NAGY, TUDOR D. – Experimentaly Research Concerning Reinforced Masonry Elements, Buletinul Științific al Universității „Politehnica” din Timișoara, 2002
31. SECULA S., TUDOR D. – Influența încărcărilor gravitaționale supra capacității de rezistență la forțe orizontale a diaframelor din zidărie, Zilele Academice Timișene, Editura “Mirton”, Timișoara, 2003

32. SCHING P. B., SCHULLER M., HOSKERE V. S., CARTER E.- In-Plane Resistance of Reinforced Masonry Shear Walls, *Journal of Structural Engineering*, 1990
33. SCHING P. B., SCHULLER M., HOSKERE V. S., CARTER E. – Flexural and Shear Response of Reinforced Masonry Walls, *ACI Journal*, 1990
34. SOROUSHIAN P., OBASEKI K., CHOI K. B., - Nonlinear Modeling and Seismic Analysis of Masonry Shear Walls, *Journal of Structural Engineering*, 1988
35. STOIAN V., CLIPII T. – Proiectarea asistată de calculator, *Tipografia U.T.T., Facultatea de construcții, Timișoara* 1995
36. STOIAN V., FRIEDRICH R., *Biograf – Programde calcul biografic neliniar al elementelor compuse oțel beton în starea plană de tensiune*
37. SUTER G. T., FENTON G. A. – Flexural Capacity of Reinforced Masonry Members, *ACI Journal*, 1986
38. TASSIOS P. T. – *Meccanica delle murature*, Liguori Editure, 1996
39. TASSIOS P. T. – Interaction diagrammes for reinforced and unreinforced masonry, *CIB Symposium, Warsaw*, 1984
40. TUDOR D. – Structuri cu diafragme din zidărie armată. Alcătuire și avantajele utilizării în zone seismice, *Zilele Academice Timișene*, Editura “Mirton”, Timișoara, 1996
41. TUDOR D. - Studiu comparativ al normelor EC6, EC8 și P2-85, privind structurile din zidărie, *Zilele Academice Timișene*, Editura “Mirton”, Timișoara, 1996
42. TUDOR D., IANCA S., SECULA S., DAN D. – Cercetări experimentale privind eficiența armării diafragmelor din zidărie, *Zilele Academice Timișene*, Editura “Mirton”, Timișoara, 2001
43. TUDOR D., BERAR T ., DAN D., SECULA S., - Consolidarea cu plase sudate a unei zidării avariate, *Zilele Academice Timișene*, Editura “Mirton”, Timișoara, 2001
44. TUDOR D., SECULA S., BERAR T., LUTE M., - Studii experimentale privind consolidarea zidărilor portante, *Zilele Academice Timișene*, Editura “Mirton”, Timișoara, 2003
45. TUDOR D., SECULA S s.a. - Incercari experimentale pe elemente din zidarie armata, *Raport de cercetare, Studiebureau B.T.C.Belgia*, 2000
46. TUDOR D., SECULA S ș.a.- Incercarea unui element de zidarie consolidata cu plase sudate, *Raport de cercetare, Studiebureau B.T.C.Belgia*, 2000

47. TUDOR D., SECULA S s.a. - Cercetari privind comportarea diafragmelor din zidarie armata la incarcari seismice, Raport de cercetare grant CNCSIS, 2001
48. TUDOR D., SECULA S s.a. - Cercetari privind comportarea diafragmelor din zidarie armata la incarcari seismice, Raport de cercetare grant CNCSIS, 2002
49. * * * - STAS 457-86 - Căramizi ceramice pline.
50. * * * - STAS 456-73 - Căramizi de construcție din argilă arsă. Reguli și metode pentru verificarea calității.
51. * * * - SR EN 679:1996 - Determinarea rezistenței la compresiune a betonului celular autoclavizat.
52. * * * - STAS 1030-85 - Mortare de zidărie și tencuială. Clasificare și condiții tehnice.
53. * * * - STAS 2643-80 - Mortare obișnuite pentru zidărie și tencuială. Metode de încercare.
54. * * * - STAS 5089-71 - Produse din piatră naturală pentru construcții. Terminologie.
55. * * * - STAS 5185/1-86 - Căramizi și blocuri ceramice cu goluri verticale. Condiții tehnice de calitate.
56. * * * - STAS 5185/2-86 - Căramizi și blocuri ceramice cu goluri verticale. Forme și dimensiuni.
57. * * * - STAS 6029-89 - Blocuri mici din beton cu agregate ușoare.
58. * * * - STAS 6200/2-81- Piatră naturală pentru construcții. Prescripții generale pentru încercări mecanice.
59. * * * - STAS 8560-86 - Blocuri ceramice cu goluri orizontale.
60. * * * - STAS 10833-80 - Beton celular autoclavizat. Elemente nearmate.
61. * * * - SR EN 10088 - Oțeluri inoxidabile.
62. * * * - STAS 10100/0-75- Principii de verificare a siguranței construcțiilor
63. * * * - STAS 10101/0-75- Acțiuni în construcții. Clasificarea și gruparea acțiunilor
64. * * * - STAS 10101/1-78- Acțiuni în construcții. Greutăți tehnice și încărcări permanente
65. * * * - STAS 10101/2-75- Acțiuni în construcții. Încărcări datorită procesului de exploatare
66. * * * - STAS 10101/0A-77- Acțiuni în construcții. Clasificarea și gruparea acțiunilor pentru construcții civile și industriale
67. * * * - STAS 10101/2A1-87- Acțiuni în construcții. Încărcări tehnologice din exploatare pentru construcții civile, industriale și agrozootehnice.

68. * * * - STAS 10101/20-90 - Acțiuni în construcții. Incarcări date de vânt
69. * * * - STAS 10101/21-92 - Acțiuni în construcții. Incarcări date de zăpadă
70. * * * - STAS 10101/23-75 - Acțiuni în construcții. Incarcări date de temperatura exterioară
71. * * * - STAS 10101/23A-78 - Acțiuni în construcții. Incarcări date de temperaturi exterioare în construcții civile și industriale
72. * * * - STAS 10107/0-90 - Calculul și alcatuirea elementelor structurale din beton, beton armat și beton precomprimat.
73. * * * - STAS 10107/1-90 - Planșee din beton armat și beton precomprimat. Prescripții generale de proiectare
74. * * * - STAS 10107/2-92 - Planșee curențe din plăci și grinzi din beton armat și beton precomprimat. Prescripții de calcul și alcatuire
75. * * * - STAS 10107/3-90 - Planșee cu nervuri dese din beton armat și beton precomprimat. Prescripții de proiectare
76. * * * - STAS 10107/4-90 - Planșee casetate din beton armat. Prescripții de proiectare
77. * * * - STAS 10104/83 - Construcții din zidărie. Prevederi fundamentale pentru calculul elementelor structurale
78. * * * - STAS 10109/1-82 - Lucrări de zidărie. Calculul și alcatuirea elementelor
79. * * * - C 14/1-94 - Ghid pentru utilizarea blocurilor mici de zidărie din beton cu agregate grele, BZG 290x240x188 mm (B.C.nr. 11/94).
80. * * * - C 17-82 - Instrucțiuni tehnice privind compoziția și prepararea mortarelor de zidărie și tencuială (B.C. nr.1/83; 4/85;6/88).
81. * * * - NE 012-99 - Cod de practică pentru executarea lucrărilor din beton, beton armat și beton precomprimat. Partea A: Beton și beton armat (B.C. nr.8,9,10/99).
82. * * * - ST 009-96 - Specificație tehnică privind cerințe și criterii de performanță pentru produse din oțel utilizate ca armături în structuri din beton (B.C. nr.11.97).
83. * * * - CR6 - Cod de proiectare și execuție a structurilor din zidărie – prevederi pentru proiectare, comentarii pe articole, exemple de calcul
84. * * * - MP 001-96 - Manual de proiectare a clădirilor cu pereți portanți din zidărie simplă.
85. * * * - P2-85 - Normativ privind alcatuirea, calculul și executarea structurilor din zidărie

86. * * * - CR 2-11 - Cod de practică pentru executarea lucrărilor din beton, beton armat și beton precomprinat. Partea A: Beton și beton armat”.
87. * * * - ST 009-96 - Specificație tehnică privind cerințe și criteriile de performanță pentru produsele din oțel utilizate ca armături în structuri din beton.
88. * * * - P100-92 - Normativ pentru proiectarea antiseismică a construcțiilor de locuințe, social – culturale, agrozootehnice și industriale
89. * * * - P100-2003 – Cod de proiectare seismică a construcțiilor (anteproiect)
90. * * * - prEN 1990 – EUROCODE 0 – Bazele proiectării structurilor
91. * * * - prEN 1991 – EUROCODE 1 - Acțiuni în construcții
92. * * * - prEN 1992-1 – EUROCODE 2 – Proiectarea structurilor din beton
93. * * * - prEN 1996-1-1 – EUROCODE 6 - Proiectarea structurilor din zidarie – Reguli generale pentru structuri din zidarie (simpla) nearmată și din zidarie armată
94. * * * - prEN 1998-1 – EUROCODE 8 - Proiectarea structurilor la acțiuni seismice.
95. * * * - EN 1998-2 - Mortare de uz general cu compoziție prescrisă
96. * * * - EN 771-1 - Corpuri de zidarie ceramice
97. * * * - EN 771-2 - Corpuri de zidarie din silico calcar
98. * * * - EN 771-3 - Corpuri de zidarie din beton (cu agregate obișnuite sau usoare)
99. * * * - EN 771-4 - Corpuri de zidarie din beton celular autoclavizat
100. * * * - EN 771-5 - Corpuri de zidarie din piatră artificială
101. * * * - EN 771-6 - Corpuri de zidarie din piatră cioplită
102. * * * - EN 1052-1 - Determinarea rezistențelor la compresiune ale zidăriei
103. * * * - EN 1052-3 - Determinarea rezistențelor la forfecare ale zidăriei
104. * * * - prEN 1052-5 - Determinarea rezistențelor de aderență la încovoiere
105. * * * - EN 1015-11 - Determinarea rezistențelor la compresiune ale zidăriei
106. * * * - DIN 1053, Teil 3, 1995
107. * * * - ACI, Manual of Concrete Practice, Part 5, Masonry, 1997