Anexă

COD DE PROIECTARE A CONSTRUCŢIILOR CU PEREŢI STRUCTURALI DE BETON ARMAT

INDICATIV CR 2 – 1 – 1.1/2013

CUPRINS

1. Generalități

1.1. Domeniu de aplicare

1.2. Relația cu alte reglementări tehnice

1.3. Simboluri

2. Definiții. Clasificări

3. Alcătuirea generală a construcțiilor

3.1. Reguli de alcătuire pentru ansamblul structurii

3.2. Elemente structurale

3.3. Planșee

3.4. Rosturi

3.5. Infrastructură

3.6. Componente nestructurale

4. Cerințe generale de proiectare

4.1. Probleme generale

4.2. Cerințe privind mecanismul structural de disipare a energiei (mecanismul de plastificare)

4.3. Cerințe de rezistență și de stabilitate

4.4. Cerințe de rigiditate

4.5. Cerințe privind ductilitatea locală și eliminarea ruperilor cu caracter neductil

4.6. Cerințe specifice structurilor prefabricate

5. Evaluarea și combinarea încărcărilor

5.1. Evaluarea acțiunilor în *Gruparea seismică*

5.2. Evaluarea acțiunii seismice

6. Proiectarea construcțiilor cu pereți structurali la acțiunea încărcărilor verticale și orizontale

6.1. Indicații generale

6.2. Dimensionarea preliminară a elementelor structurale

6.3. Succesiunea operațiilor de proiectare

6.4. Schematizarea pentru calcul a structurilor

6.5. Determinarea eforturilor axiale de compresiune în pereții structurali, din acțiunea încărcărilor verticale

6.6. Modelarea structurilor pentru determinarea eforturilor secționale

6.7. Metode de calcul în domeniul elastic

6.8. Metode de calcul în domeniul postelastic

7. Calculul secțiunilor pereților structurali

7.1. Probleme generale

7.2. Valorile eforturilor secționale de proiectare în pereți

7.3. Valorile eforturilor secționale de proiectare în grinzile de cuplare

7.4. Efectul acțiunilor verticale excentrice

7.5. Dimensionarea secțiunii de beton a pereților structurali

7.6. Calculul armăturilor longitudinale și transversale din pereții structurali

7.7. Calculul armăturilor din grinzile de cuplare

7.8. Calculul planșeelor ca diafragme orizontale

8. Prevederi constructive

8.1. Materiale utilizate

8.2. Alcătuirea secțiunii de beton a pereților structurali. Dimensiuni minime

8.3. Armarea pereților. Prevederi generale

8.4. Armarea în câmp a pereților structurali

8.5. Armări locale ale elementelor verticale

8.6. Armarea grinzilor de cuplare

9. Probleme specifice de alcătuire a structurilor prefabricate

9.1. Probleme generale

9.2. Alcătuirea panourilor

9.3. Îmbinările structurilor cu pereți din elemente prefabricate de beton armat

10. Infrastructuri

10.1. Probleme generale

10.2. Tipuri de infrastructuri

10.3. Indicații privind modul de calcul al elementelor infrastructurii

10.4. Probleme specifice de alcătuire a elementelor infrastructurilor

Anexa A Exemple de verificare a capacității de deformare a grinzilor de cuplare și a pereților de beton armat

Anexa B Documente de referință

Anexa C Comentarii

1. GENERALITĂŢI

1.1 Domeniu de aplicare

1.1.1 Prezentul Cod cuprinde prevederi referitoare la proiectarea construcţiilor cu pereţi structurali de beton armat monolit şi/sau din elemente prefabricate.

Prevederile privind alcătuirea de ansamblu şi calculul structurilor cu pereţi, cât şi detaliile de alcătuire constructivă şi de armare a pereţilor, se referă la tipurile uzuale de structuri care apar în mod curent la clădirile etajate civile sau industriale, cu până la 20 de niveluri.

Pentru alte categorii de construcţii, cu forme, alcătuiri şi/sau solicitări speciale, sau la clădiri mai înalte, prevederile prezentului Cod vor fi luate în considerare cu caracter orientativ.

1.1.2 În cazul construcţiilor situate pe terenuri sensibile la umezire şi, în general, pe terenuri la care pot apărea tasări diferenţiale importante, este necesar ca, pe lângă respectarea prevederilor prezentului Cod, să se prevadă şi măsuri suplimentare de alcătuire, dimensionare şi armare corespunzătoare condiţiilor de fundare respective. Măsurile menţionate nu fac obiectul prezentei reglementări tehnice.

1.1.3 Alcătuirea constructivă a structurilor cu pereţi de beton armat va fi pusă de acord cu procedeele de execuţie avute în vedere la proiectare (sistemul de cofraj utilizat pentru pereţii verticali din beton armat monolit, aplicarea tehnologiei de prefabricare, modul de execuţie al planşeelor etc.).

1.1.4 Prevederile prezentului Cod trebuie interpretate ca având un caracter minimal. De la caz la caz, proiectanţii de structuri pot aplica şi alte metode de calcul şi pot lua şi alte măsuri constructive pentru obţinerea nivelului de siguranţă urmărit.

1.1.5 Prevederile codului se adresează investitorilor, proiectanţilor, executanţilor de lucrări, specialiştilor cu activitate în domeniul construcţiilor atestaţi/autorizaţi în condiţiile legii, precum şi organismelor de verificare şi control (verificarea şi/sau expertizarea proiectelor; verificarea, controlul şi/sau expertizarea lucrărilor).

1.2 Relaţia cu alte reglementări tehnice

1.2.1 Sub aspectul măsurilor de protecţie seismică, prezentul Cod are la bază prevederile codului **P 100-1**, faţă de care cuprinde detalieri şi precizări suplimentare.

Proiectarea structurilor cu pereţi de beton armat va fi orientată pe satisfacerea cerinţelor structurale (vezi cap. 4):

- conformarea generală favorabilă a construcţiei;
- asigurarea unei rigidităţi corespunzătoare la deplasări laterale;
- impunerea unui mecanism structural favorabil de disipare a energiei sub acţiuni seismice de intensitate ridicată.

1.2.2 Metodele de proiectare seismică a structurilor cu pereţi structurali de beton armat, diferenţiate în funcţie de modul în care este modelată acţiunea seismică, de fidelitatea modelului de calcul în raport cu caracterul, în general, spaţial, dinamic şi neliniar al comportării structurale, precum şi de modul concret în care sunt efectuate verificările ce privesc condiţiile de conformare antiseismică şi performanţele răspunsului seismic, sunt cele

prescrise în **P 100-1**, unde sunt precizate şi domeniile recomandabile de utilizare a acestor metode.

1.2.3 Prevederile prezentului Cod vor fi completate după necesităţi cu prevederile altor reglementări tehnice şi standarde sub a căror incidenţă se află construcţiile proiectate. Lista minimală a acestor documente este prezentată în Anexa B – *Documente de referinţă* a codului.

1.2.4 Acest Cod cuprinde texte reproduse din standardul naţional **SR EN 1992-1-1** cu Anexa Naţională, identificate prin bară laterală.

1.3 Simboluri

a_g valoarea de proiectare a acceleraţiei terenului

b_0 lătimea miezului de beton confinat

b_i distanţa dintre barele succesive mobilizate de etrieri

b_f grosimea secţiunii tălpii unui perete

b_w grosimea zonei confinate a secţiunii unui perete (grosimea bulbului); lăţimea secţiunii unei grinzi

b_{wo} grosimea inimii unui perete

c factor de amplificare a valorilor deplasărilor în domeniul $T_1 < T_c$

c_{pl} coeficient care ţine seama de plastificarea parţială a zonei întinse

d_{bi} diametrul barelor înclinate

d_{bL} diametrul barelor longitudinale

d_{bT} diametrul barelor transversale

$d_{b,max}$ diametrul maxim al armăturilor

d_V deplasarea orizontală la nivelul punctului de inflexiune în raport cu capătul barei.

f_{cd} valoarea de proiectare a rezistenţei la compresiune a betonului

f_{ck} valoarea caracteristică a rezistenţei la compresiune a betonului

$f_{ck,c}$ valoarea caracteristică a rezistenţei la compresiune a betonului confinat

f_{cm} valoarea medie a rezistenţei la compresiune a betonului

f_{ctd} valoarea de proiectare a rezistenţei la întindere a betonului

f_{yd} valoarea de proiectare a limitei de curgere a oţelului

$f_{yd,h}$ valoarea de proiectare a limitei de curgere a armăturii orizontale

$f_{yd,i}$ valoarea de proiectare a limitei de curgere a armăturii înclinate

$f_{yd,v}$ valoarea de proiectare a limitei de curgere a armăturii verticale

f_{yk} valoarea caracteristică a limitei de curgere a oţelului

f_{ym} valoarea medie a limitei de curgere a oţelului

f_{ywd} valoarea de proiectare a limitei de curgere a etrierilor

f_{ywk} rezistenţa caracteristică a oţelului armăturii de confinare

g acceleraţia gravitaţională

h înălţimea grinzii

h_0 înălţimea miezului de beton confinat

h_{cl} înălţimea liberă

h_{cr} înălţimea zonei critice

h_f grosimea plăcii

h_w înălţimea peretelui

h_s înălţimea liberă a etajului

k coeficient care introduce efectul forţei tăietoare asupra rigidităţii grinzii

k_M coeficient de corecţie a momentelor încovoietoare din pereţi

k_s raportul dintre valoarea de vârf a acceleraţiei terenului pentru proiectare şi acceleraţia gravitaţională ($k_s = a_g/g$)

k_V coeficient de corecţie a forţelor tăietoare din pereţi

k_w factor care ia în considerare efectul proporţiei peretelui asupra modului de cedare

l_{bd} lungimea de ancorare

$l_{bd,h}$ lungimea de ancorare a barelor orizontale

$l_{bd,v}$ lungimea de ancorare a barelor verticale

l_c lungimea zonei comprimate pe care se iau măsuri de confinare

l_{cl} lungimea liberă

$l_{f,eff}$ lăţimea activă a plăcii

l_w înălţimea secţiunii transversale a unui perete (lungimea peretelui în plan)

q factor de comportare specific structurii; încărcare distribuită

r_s distanţa de la centrul de greutate al secţiunii până la limita sâmburelui central situat de aceeaşi parte cu forţa excentrică N_{Ed} (forţa axială de proiectare în combinaţia seismică de acţiuni)

s distanţa pe verticală între armăturile transversale

x_u înălţimea zonei comprimate la starea limită ultimă, stabilită pe baza rezistenţelor de proiectare ale betonului şi armăturii

A_c aria secţiunii brute a elementului de beton

$A_{c,s}$ aria secţiunii de forfecare

A_{eq} aria echivalentă a secţiunii fisurate

$A_{eq,s}$ aria echivalentă de forfecare a secţiunii fisurate

A_{Ed} valoarea de proiectare a acţiunii seismice

A_{Ek} valoarea caracteristică a acţiunii seismice

A_f aria secţiunii transversale a bulbului (tălpii) unui perete

A_{fl} aria planşeului

A_{sc} aria tuturor secţiunilor armăturilor continue; aria armăturilor din zona de margine a unui perete

$A_{s,ch}$ aria secţiunilor armăturilor din centură

E_c valoarea modulului de elasticitate al betonului

$E_{c,d}$ valoarea de proiectare a modulului de elasticitate al betonului

E_{Fd} valoarea de proiectare a efortului secţional

$E_{F,E}$ efortul secţional rezultat din calculul la acţiunea seismică de proiectare

$E_{F,G}$ efortul secţional produs de acţiunile neseismice incluse în combinaţia de acţiuni pentru situaţia de proiectare seismică

F_i forţa seismică de proiectare aplicată la nivelul *„i”*

G greutatea construcţiei

G_K valoarea caracteristică a unei acţiuni permanente

$G_{K,j}$ valoarea caracteristică a acţiunii permanente *„j”*

H_w înălţimea peretelui

H_i distanţa măsurată de la bază la nivelul *„i”*

I_c moment de inerţie al secţiunii brute de beton

I_{eq} moment de inerţie al secţiunii echivalente (fisurate) de beton

L_i distanţa măsurată de la mijlocul deschiderii libere a grinzii *„i”* până în centrul de greutate al secţiunii montantului considerat

L_{pl} lungimea convenţională a zonei plastice

L_V deschiderea de forfecare

M_{cr} moment încovoietor la fisurarea betonului întins

M_{Ed} valoarea momentului încovoietor de proiectare

M'_{Ed} valoarea momentului încovoietor rezultată din calcul static sub încărcările seismice de proiectare

$M'_{Ed,o}$ valoarea momentului încovoietor rezultată din calcul static sub încărcările seismice de proiectare, la baza peretelui

M_{Rd} valoarea de proiectare a momentului capabil

M_{Rdb} valoarea de proiectare a momentului capabil al grinzii

$M_{Rd,o}$ valoarea momentului încovoietor capabil la baza peretelui

N_{Ed} valoarea forţei axiale de proiectare în combinaţia seismică de încărcări

N_g forţa axială din încărcările gravitaţionale în combinaţia seismică de încărcări

Q_k valoarea caracteristică a unei acţiuni variabile

$Q_{k,i}$ valoarea caracteristică a acţiunii permanente *„i”*

T_1 perioada oscilaţiilor în modul de vibraţie fundamental

T_c perioada de colţ (control) a spectrului de răspuns

V_{Ed} forţa tăietoare de proiectare

V_{Edb} forţa tăietoare din grindă, asociată atingerii momentului capabil, incluzând efectul suprarezistenţei

V'_{Edb} forţa tăietoare din grindă rezultată din calcul static sub încărcările seismice de proiectare

$V_{Ed,v}$ valoarea de proiectare a eforturilor de lunecare în lungul îmbinărilor verticale în structurile cu pereţi din elemente prefabricate de beton armat

$V_{Rd,c}$ valoarea de proiectare a forţei tăietoare preluate de zona comprimată de beton

$V_{Rd,s}$ valoarea de proiectare a rezistenţei la lunecare

$V_{Rd,t1}$ valoarea de proiectare a rezistenţei la strivire pe capătul dintelui

$V_{Rd,t2}$ valoarea de proiectare a rezistenţei la forfecare a dintelui

V'_{Edb} forţa tăietoare produsă în grindă sub încărcările seismice de proiectare

V'_{Ed} forţa tăietoare rezultată din calcul static sub încărcările seismice de proiectare

W_f modulul de rezistenţă la fisurare (elasto-plastic)

α unghiul de înclinare al armăturilor; factor de eficienţă a confinării

α_0 raportul prelevant al formei pereţilor din sistemul structural

α_1 factorul de multiplicare a forţei seismice orizontale corespunzător formării primei articulaţii plastice în sistem

α_u factorul de multiplicare a forţei seismice orizontale corespunzător formării mecanismului cinematic global

$\gamma_{I,e}$ factor de importanţă şi expunere la cutremur a construcţiei

γ_{Rd} factor ce ţine seama de efectul incertitudinilor legate de model în ceea ce priveşte valorile de proiectare ale eforturilor capabile utilizate la estimarea eforturilor de calcul, în acord cu principiul proiectarii capacitaţii de rezistenţă; ţine seama de diferitele surse de suprarezistenţă

γ_{el} coeficient de siguranţă

ε_{c2} deformaţia specifică la atingerea efortului unitar maxim

$\varepsilon_{c2,c}$ deformaţia specifică la atingerea efortului $f_{ck,c}$

$\varepsilon_{cu2,c}$ deformaţia specifică ultimă la compresiune a betonului confinat

ε_{su} deformaţia specifică ultima a oţelului

ε_{sy} deformaţia specifică a oţelului la iniţierea curgerii

θ rotirea în articulaţia plastică

$_y$ componenta elastică a rotirii

$\theta_{pl,u}$ capacitatea de rotire în articulaţia plastică convenţională

θ^{ULS} rotirea de bară asociată stării limită ultime

v_d forţa axială determinată prin calcul seismic, normalizată prin $A_c f_{cd}$

μ_f coeficientul de frecare în rost la acţiuni ciclice

μ_ϕ factorul de ductilitate a curburii

ξ_u înălţimea relativă a zonei comprimate stabilită pe baza rezistenţelor de proiectare ale betonului şi armăturii la starea limită ultimă în combinaţia care include acţiunea seismică

ρ_{sw} coeficientul transversal de armare al etrierilor de confinare

ω_v coeficient mecanic de armare

ω_{wd} coeficientul volumetric de armare al etrierilor de confinare

ω_{wk} coeficientul volumetric transversal de armare al bulbului

$\omega_{wk,w}$ coeficientul volumetric transversal de armare al inimii peretelui

σ_2 efortul efectiv de compresiune laterală

σ_{cp} efortul unitar mediu de compresiune în inima peretelui

ϕ_u curbura ultimă (în starea limită ultimă)

ϕ_y curbura înregistrată la iniţierea curgerii în armătura întinsă

$\psi_{2,\,i}$ factor pentru determinarea valorii cvasipermanente a unei acţiuni variabile

Ω factor de suprarezistenţă

ΣA_{sh} suma secţiunilor armăturilor orizontale

ΣA_{si} suma secţiunilor armăturilor înclinate

ΣA_{sv} suma secţiunilor armăturilor verticale din inima peretelui

ΣA_{sw} suma secţiunilor ramurilor etrierilor consideraţi în calcul

$\Sigma V_{Rd,t}$ suma eforturilor de lunecare capabile ale dinţilor panoului, sau ale dinţilor monolitizării, care este mai mică.

2. DEFINIŢII. CLASIFICĂRI

2.1 Construcţiile cu pereţi structurali sunt cele la care elementele structurale verticale sunt constituite, în totalitate sau parţial, din pereţi de beton armat turnaţi monolit sau realizaţi din elemente prefabricate.

La aceste structuri este necesară realizarea planşeelor ca diafragme orizontale, ceea ce asigură deformarea solidară în preluarea forţelor orizontale (din acţiunea cutremurului sau a vântului) a elementelor verticale structurale – pereţi sau stâlpi.

2.2 După modul de participare a pereţilor la preluarea încărcărilor verticale şi orizontale, sistemele structurale se clasifică în următoarele categorii:

A. Sistem structural tip pereţi: sistem structural în care pereţii verticali, cuplaţi sau nu, preiau majoritatea încărcărilor verticale şi orizontale, contribuţia acestora la preluarea forţelor tăietoare la baza construcţiei depăşind 65% din forţa tăietoare de bază.

B. Sistem structural dual: sistem structural în care încărcările verticale sunt preluate în principal de cadre spaţiale, în timp ce încărcările laterale sunt preluate parţial de sistemul în cadre şi parţial de pereţi structurali, individuali sau cuplaţi.

Structurile duale se împart în două categorii:

a. ***Sistem dual cu pereţi predominanţi:*** sistem dual în care contribuţia pereţilor la preluarea forţei tăietoare, la baza construcţiei, depăşeşte 50% din forţa tăietoare de bază. Grinzile şi stâlpii acestor structuri nu trebuie să îndeplinească condiţiile impuse structurilor în cadre ductile în zone seismice, cum sunt cele referitoare la evitarea mecanismului de plastificare de etaj, la limitarea forţei axiale normalizate în secţiune, etc.

b. ***Sistem dual cu cadre predominante:*** sistem dual în care contribuţia cadrelor la preluarea forţei tăietoare, la baza construcţiei, depăşeşte 50% din forţa tăietoare de bază. La aceste sisteme, grinzile şi stâlpii trebuie să îndeplinească condiţiile impuse sistemelor de tip cadru ductil de beton armat.

2.3 Pereţii structurali se clasifică în:

- pereţi în consolă individuali (necuplaţi), legaţi numai prin placa planşeului;
- pereţi cuplaţi, constituiţi din doi sau mai mulţi montanţi (pereţi în consolă) conectaţi într-un mod regulat prin grinzi (grinzi de cuplare) proiectate, după caz, pentru a avea o comportare ductilă sau în domeniul elastic;
- pereţi asamblaţi sub forma unor tuburi perforate sau neperforate.

Regulile de alcătuire şi dimensionare date în prezentul Cod se aplică pereţilor structurali din toate sistemele structurale: A, B (a) şi B (b).

3. ALCĂTUIREA GENERALĂ A CONSTRUCŢIILOR

3.1 Reguli de alcătuire pentru ansamblul structurii

3.1.1 La stabilirea configuraţiei structurii şi a modului de dispunere a pereţilor în planul construcţiei, se vor respecta prevederile din **P 100-1**, cap. 4, precum şi prevederile suplimentare prezentate în continuare.

3.1.2 La stabilirea formei şi a alcătuirii de ansamblu a construcţiilor, se vor alege, de preferinţă, contururi regulate în plan, compacte şi simetrice. Se vor evita disimetriile pronunţate în distribuţia volumelor, a maselor, a rigidităţilor şi a capacităţilor de rezistenţă ale pereţilor şi ale celorlalte componente structurale, în vederea limitării efectelor de torsiune generală la acţiunea seismică şi a altor efecte structurale defavorabile.

Prin alcătuirea structurii se va realiza un traseu sigur, cât mai scurt, de transmitere a încărcărilor verticale şi orizontale la terenul de fundare.

3.1.3 Suprafaţa planşeului la fiecare nivel va fi, pe cât posibil, aceeaşi, iar distribuţia în plan a pereţilor va fi, de regulă, aceeaşi la toate nivelurile, astfel ca aceştia să se suprapună pe verticală. Se admit retrageri la ultimele niveluri, inclusiv cu suprimări parţiale sau totale ale unor pereţi, urmărindu-se să se evite apariţia unor excentricităţi importante de mase şi de rigidităţi.

Dimensiunile pereţilor se vor păstra, de regulă, constante pe înălţimea construcţiei. La construcţii cu înălţimi mari, dimensiunile pot fi micşorate gradual, fără salturi bruşte între nivelurile consecutive (vezi pct. 4.4.3.3 din **P 100-1**).

3.1.4 În cazul în care la parter sau la alte niveluri intervine necesitatea de a se crea spaţii libere mai mari decât la etajele curente, se poate accepta suprimarea unor pereţi. Se vor lua măsuri pentru a menţine, şi la aceste niveluri, capacităţi suficiente de rigiditate, de rezistenţă şi de ductilitate, pe ambele direcţii, prin continuarea până la fundaţii a celorlalţi pereţi şi prin alcătuirea adecvată a stâlpilor de la baza pereţilor întrerupţi.

3.1.5 La poziţionarea pereţilor în plan se va urmări ca cerinţele de ductilitate să fie cât mai uniform distribuite în pereţii structurii.

Practic, acest obiectiv se poate obţine realizând valori ale momentelor capabile cât mai apropiate de valorile de proiectare.

3.1.6 Amplasarea în plan a pereţilor structurali va urmări cu prioritate posibilitatea obţinerii unui sistem eficient de fundaţii (incluzând, dacă este necesar, pereţii de la subsol şi/sau de la alte niveluri de la partea inferioară a construcţiei), în măsură să realizeze un transfer cât mai simplu şi mai avantajos al eforturilor de la baza pereţilor la terenul de fundare.

3.1.7 Pereţilor structurali cărora le revin cele mai mari valori ale forţelor orizontale trebuie să li se asigure o încărcare gravitaţională suficientă (pereţii să fie suficient "lestaţi"), astfel încât să se poată obţine condiţii avantajoase de preluare a eforturilor din încărcări orizontale şi de transmitere a acestora la terenul de fundare.

3.1.8 La construcţiile cu forma în plan dreptunghiulară, pereţii structurali se vor dispune, de regulă, după două direcţii perpendiculare între ele. Soluţiile cele mai avantajoase se obţin atunci când rigidităţile de ansamblu ale structurii după cele două direcţii au valori apropiate între ele.

La construcţiile de alte forme, aceleaşi cerinţe se pot realiza şi prin dispunerea pereţilor după direcţiile principale determinate de forma construcţiei.

3.1.9 Se va urmări, ca prin forma în plan a construcţiei şi a pereţilor structurali, să se limiteze valorile momentelor încovoietoare în pereţi produse de încărcările verticale.

3.1.10 Dintre pereţii interiori, se vor proiecta cu precădere ca pereţi structurali, aceia care separă funcţiuni diferite sau care trebuie să asigure o izolare fonică sporită, necesitând ca atare grosimi mai mari, şi care, în acelaşi timp, nu prezintă goluri de uşi, sau la care acestea sunt în număr redus. Din această categorie fac parte:

- la clădirile de locuit, pereţii dintre apartamente şi pereţii casei scării;
- la clădirile administrative, pereţii de la nucleul de circulaţie verticală şi de la grupurile sanitare, etc.

3.1.11 La proiectarea structurilor cu pereţi structurali se vor avea în vedere, în afara situaţiei construcţiei în faza de exploatare, şi situaţiile care apar pe parcursul execuţiei, în care lipsa unor elemente încă neexecutate (de exemplu, a planşeelor) poate impune luarea de măsuri suplimentare în vederea asigurării stabilităţii şi capacităţii de rezistenţă necesare ale pereţilor.

3.2 Elemente structurale

3.2.1 Pentru elementele structurale verticale, pereţi individuali sau pereţi cuplaţi, se vor alege, de preferinţă, forme de secţiuni cât mai simple (Fig.3.1).

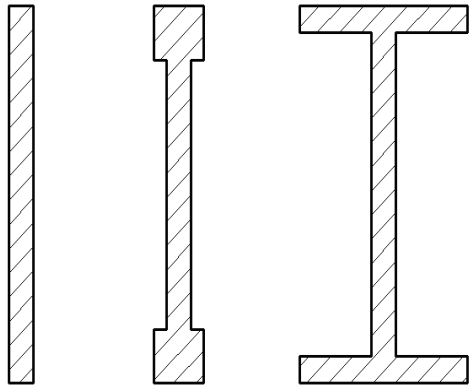


Fig.3.1

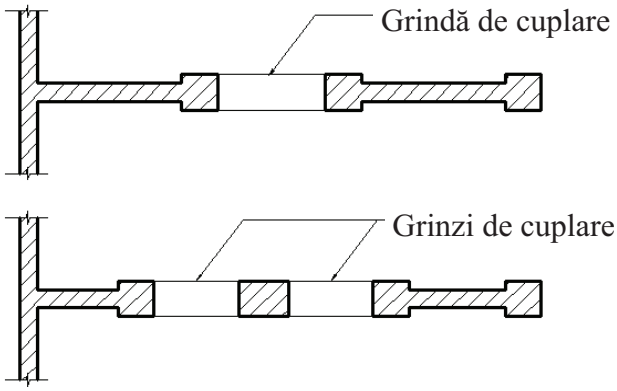


Fig.3.2

Astfel, se va urmări realizarea pereţilor cu secţiuni lamelare sau întărite la extremităţi, în funcţie de necesităţi, prin bulbi şi tălpi cu dezvoltări limitate.

În măsura posibilităţilor, se vor evita intersecţiile între pereţii dispuşi pe cele două direcţii principale care duc la formarea unor secţiuni cu profile complicate. Se vor evita mai ales formele de secţiuni pronunţat nesimetrice, cu tălpi dezvoltate numai la una dintre extremităţile secţiunii expuse unor ruperi cu caracter neductil într-unul din sensurile de acţiune ale forţelor laterale.

Dezideratul menţionat mai sus se poate realiza printr-o dispunere judicioasă a golurilor şi prin eventuala fragmentare a pereţilor.

3.2.2 Se vor adopta, când funcţiunea construcţiei o impune, şiruri de goluri suprapuse, cu dispoziţie ordonată, ducând la pereţi formaţi din plinuri verticale (montanţi) legate între ele prin grinzi de cuplare având configuraţia generală a unor cadre etajate.

3.2.3 Grinzile de cuplare vor avea grosimea egală cu aceea a inimii pereţilor verticali sau, dacă este necesar, dimensiuni mai mari decât aceasta (Fig.3.2). În acest ultim caz, marginile dinspre gol ale pereţilor vor avea cel puţin grosimea grinzilor.

3.2.4 În situaţiile în care se urmăreşte obţinerea unor elemente structurale cu capacităţi sporite de rigiditate şi de rezistenţă, se recomandă decalarea golurilor pe înălţimea clădirii, în mod ordonat, ca în Fig. 3.3.

Acest sistem de dispunere a golurilor este deosebit de eficient, mai ales la nucleele de pereţi, cum sunt cele din jurul zonelor în care se realizează circulaţia pe verticală.

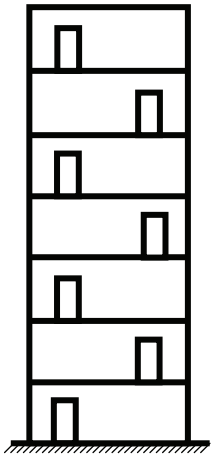


Fig. 3.3

3.3 Planşee

3.3.1 Alcătuirea planşeelor va satisface condiţiile precizate în **P 100-1**, cap. 4, împreună cu regulile date în continuare.

3.3.2 Planşeele vor fi astfel alcătuite încât să asigure satisfacerea cerinţelor funcţionale (de exemplu, cele de izolare fonică), precum şi cele de rezistenţă şi de rigiditate, pentru încărcări verticale şi orizontale.

Modul de alcătuire a planşeelor se va corela cu distanţele dintre pereţii structurali astfel încât planşeele să rezulte, practic, indeformabile la încărcări în planul lor.

3.3.3 Planşeele pot fi realizate şi din elemente prefabricate, cu condiţia ca soluţiile de îmbinare să asigure planşeului exigenţele menţionate la 3.3.1.

3.3.4 Se va urmări ca prin forma în plan aleasă pentru planşeu şi prin dispunerea adecvată a golurilor cu diferite destinaţii (pentru scări, lifturi, instalaţii, echipamente) să nu se slăbească exagerat rezistenţa planşeului în anumite secţiuni expuse riscului de rupere la acţiunea cutremurelor.

3.4 Rosturi

3.4.1 Se vor prevedea, după necesităţi, rosturi de dilatare-contracţie, rosturi seismice şi/sau rosturi de tasare.

Se va urmări ca rosturile să cumuleze două sau toate cele trei roluri menţionate.

3.4.2 În vederea reducerii sub limite semnificative, din punct de vedere structural, a eforturilor din acţiunea contracţiei betonului şi a variaţiilor de temperatură, precum şi a torsiunii generale la acţiuni seismice, lungimea L a tronsoanelor de clădire, ca şi lungimea l între capetele extreme ale pereţilor (Fig.3.4) nu vor depăşi, de regulă, valorile date în tabelul 3.1.

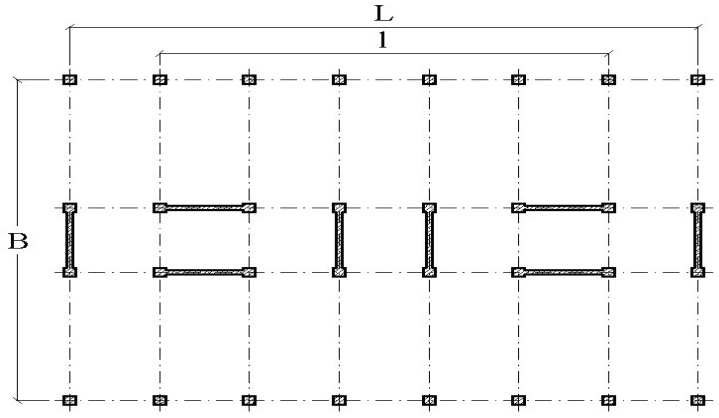


Fig. 3.4

Tabelul 3.1

Tipuri de planşeu	*L* (m)	*l* (m)
Planşeu din beton armat monolit sau planşeu cu alcătuire mixtă (din predale prefabricate cu placă de beton armat)	60	50
Planşeu prefabricat cu suprabetonare de 60-70 mm	70	60

Distanţa dintre rosturi poate fi mai mare decât cea din tabelul 3.1 dacă se iau măsuri constructive speciale (utilizarea de betoane cu contracţie foarte mică, armări puternice, adoptarea unor rosturi de lucru deschise timp suficient, etc.) şi/sau se justifică prin calcul că se poate controla adecvat procesul de fisurare (a se vedea şi ghidul **GP 115**).

Valorile pentru dimensiunile *L* şi *l* din tabelul 3.1 se referă la suprastructura construcţiei. În cazul subsolurilor şi al sistemelor de fundare (inclusiv al radierelor), se pot admite valori mai mari ca urmare a faptului că la elementele îngropate limitarea deformaţiilor termice poate fi controlată mai eficient.

3.4.3 Dispunerea rosturilor seismice şi lăţimea acestora vor respecta prevederile de la pct. 4.6.2.7 din **P 100-1**.

În cazul unor tronsoane de clădire vecine, cu înălţime şi alcătuire similare, cu planşeele situate la acelaşi nivel, lăţimea rostului poate fi redusă până la dimensiunea minimă realizabilă constructiv.

3.4.4 În cazul în care construcţia este alcătuită din corpuri cu mase pronunţat diferite (de exemplu, au înălţimi foarte diferite), sau când acestea sunt fundate pe terenuri cu proprietăţi substanţial diferite, rosturile vor traversa şi fundaţiile, constituind şi rosturi de tasare.

3.5. Infrastructură

3.5.1 Pereţii structurali, individuali sau cuplaţi, vor fi prevăzuţi la partea lor inferioară cu elemente structurale care să permită transmiterea adecvată a eforturilor de la baza pereţilor la terenul de fundare.

Ansamblul acestor elemente structurale, care pe lângă fundatii, poate include, atunci când există, pereţii subsolului sau ai mai multor niveluri de la baza structurii, alcătuieşte infrastructura construcţiei.

În raport cu mărimea eforturilor care apar la baza pereţilor structurali şi cu configuraţia pereţilor subsolului, se pot prevedea diferite soluţii, dintre care cele mai importante sunt:

a) Fundaţii izolate de tipul celor adoptate în cazul stâlpilor structurilor în cadre, dar cu proporţii şi dimensiuni corelate cu mărimea eforturilor din pereţii structurali;

b) Grinzi de fundare pe una sau două direcţii, constituind fundaţiile comune pentru mai mulţi pereţi;

c) Infrastructuri realizate sub forma unor cutii închise, cu capacitate mare de rigiditate şi de rezistenţă la încovoiere, forţă tăietoare şi torsiune, alcătuite din planşeele şi pereţii subsolului, fundaţiile/radierul (eventual placa pardoseală de beton armat).

3.5.2 La proiectarea sistemului de fundare se vor respecta prevederile şi regulile date în **P 100-1** la cap. 5.8 şi în reglementările tehnice generale pentru proiectarea fundaţiilor, împreună cu cele date la cap. 10 din prezentul Cod.

3.6 Componente nestructurale

3.6.1 Se vor utiliza cu precădere elemente de compartimentare uşoare, care să poată fi modificate sau înlocuite pe durata de exploatare a construcţiilor şi care să fie cât mai puţin sensibile la deplasări în planul lor.

3.6.2 În cazul pereţilor executaţi din materiale rezistente (de exemplu, din zidărie de cărămidă), se va urmări ca prin alcătuirea (dimensiuni, poziţie şi dimensiunea golurilor) şi modul lor de prindere de elementele structurale să se evite realizarea unor interacţiuni nefavorabile şi să se asigure limitarea degradărilor în pereţi, în conformitate cu prevederile din **P 100-1**.

3.6.3 Alcătuirea componentelor de instalaţii şi a echipamentelor cu diferite destinaţii, precum şi prinderea lor de strucutră vor fi astfel rezolvate încât să se asigure stabilitatea lor şi să se evite producerea de efecte de interacţiune nefavorabile.

4. CERINŢE GENERALE DE PROIECTARE

4.1 Probleme generale

Proiectarea construcţiilor cu pereţi structurali trebuie să urmărească satisfacerea tuturor cerinţelor specifice de diferite naturi (funcţionale, structurale, estetice, de încadrare în mediul construit, de execuţie, de întreţinere, de reparare/consolidare, etc), în funcţie de condiţiile concrete ale amplasamentului (geotehnice, climatice, seismice, rezultate din vecinătatea cu alte construcţii, etc.) şi de categoria de importanţa a construcţiei. Astfel se poate asigura o comportare favorabilă în exploatare, cu un nivel controlat de siguranţă.

Satisfacerea cerinţelor structurale referitoare la preluarea acţiunilor de diferite categorii, în particular a celor seismice, se realizează prin:

- concepţia generală de proiectare a structurii privind mecanismul structural de deformare elasto-plastică (şi, implicit, de disipare de energie);
- modelarea cât mai fidelă în raport cu comportarea reală şi utilizarea unor metode de calcul adecvate pentru determinarea eforturilor şi dimensionarea elementelor structurale;
- respectarea prevederilor prezentului Cod şi ale celorlalte reglementări tehnice sub incidenţa cărora se află realizarea construcţiei, referitoare la calculul, alcătuirea şi execuţia tuturor elementelor structurale şi nestructurale.

Cerinţele structurale fundamentale, criteriile generale de îndeplinire şi stările limită ce trebuie analizate pentru acţiunile seismice sunt cele prezentate la cap. 2.1, 2.2, 4.4 din **P 100-1**.

4.2 Cerinţe privind mecanismul structural de disipare a energiei (mecanismul de plastificare)

La nivelul ansamblului structural, obţinerea unui răspuns seismic favorabil înseamnă, în principal, obţinerea unui mecanism structural de disipare a energiei favorabil la acţiunile seismice de proiectare.

În cazul construcţiilor cu pereţi structurali de beton armat, realizarea acestui obiectiv implică:

- dirijarea deformaţiilor plastice în grinzile de cuplare şi la baza pereţilor;
- manifestarea unor cerinţe de ductilitate moderate şi cât mai uniform distribuite în ansamblul structurii;
- asigurarea de capacităţi de deformare postelastică substanţiale şi comportare histeretică stabilă în zonele plastice;
- eliminarea ruperilor premature, cu caracter fragil, datorate pierderii ancorajelor, acţiunii forţelor tăietoare, etc.;
- eliminarea apariţiei unor fenomene de instabilitate care să nu permită atingerea capacităţilor de rezistenţă proiectate.

De regulă, prin proiectarea structurală trebuie să se asigure o comportare în domeniul elastic pentru planşee şi sistemul infrastructurii cu fundaţiile aferente.

Modalităţile practice de impunere a mecanismelor de plastificare adecvate sunt prezentate la 7.2 şi 7.3.

Nivelul incursiunilor în domeniul postelastic de deformare se controlează prin selectarea unui nivel adecvat de rezistenţă la forţe laterale, respectiv prin selectarea clasei de ductilitate pentru care se proiectează structura.

4.3 Cerinţe de rezistenţă şi de stabilitate

Cerinţele de rezistenţă impun ca acţiunile seismice corespunzătoare cutremurului de proiectare în amplasament să nu reducă semnificativ capacitatea de rezistenţă a celor mai solicitate secţiuni ale structurii.

Practic, se consideră că cerinţele de rezistenţă sunt satisfăcute dacă, în toate secţiunile, capacitatea de rezistenţă a elementelor structurale, evaluată pe baza prevederilor din **SR EN 1992-1-1**, cu precizările din prezentul Cod şi în condiţiile respectării regulilor de alcătuire prevăzute în cod, este superioară sau, la limită, egală cu valorile de proiectare maxime ale eforturilor secţionale.

Elementele structurale trebuie înzestrate cu rezistenţa necesară în toate secţiunile, astfel încât să fie posibil un traseu complet, fără întreruperi şi cât mai scurt, al încărcărilor de la locul unde sunt aplicate până la fundaţii.

Cerinţele de stabilitate impun evitarea pierderii stabilităţii formei (voalării) pereţilor în zonele puternic comprimate şi eliminarea fenomenelor de răsturnare datorate unei suprafeţe de rezemare pe teren insuficiente.

Tot în categoria fenomenelor de instabilitate care trebuie evitate se încadrează şi situaţiile în care distribuţia în plan a pereţilor duce la o sensibilitate înaltă la torsiune de ansamblu, în absenţa unor pereţi care să preia în mod eficient momentele de torsiune generală (vezi 3.1.2 şi 3.1.5).

4.4 Cerinţe de rigiditate

Construcţiile cu pereţi structurali vor fi prevăzute prin proiectare cu o rigiditate la deplasări laterale în acord cu prevederile din **P 100-1**.

Structurile trebuie să prezinte rigiditate corespunzătoare în două direcţii normale ale planului, precum şi rigiditate la torsiunea de ansamblu.

De asemenea, rigiditatea pereţilor structurali trebuie să fie suficient de mare pentru a asigura şi condiţia de necoliziune la rosturi a tronsoanelor de clădire vecine cu caracteristici de vibraţie pronunţat diferite.

4.5 Cerinţe privind ductilitatea locală şi eliminarea ruperilor cu caracter neductil

Condiţia de ductilitate în zonele plastice ale structurilor cu pereţi de beton armat are în vedere asigurarea unei capacităţi suficiente de rotire postelastică în articulaţiile plastice, fără reduceri semnificative ale capacităţii de rezistenţă în urma unor cicluri ample de solicitare seismică.

Articulaţiile plastice în structurile de beton armat reprezintă zone în care se înregistrează deformaţii ale armăturilor longitudinale dincolo de limita elastică. Aceste zone se denumesc, în acord cu prevederile din **P 100-1**, *zone critice*.

În proiectarea curentă, cerinţele de ductilitate locală se determină în funcţie de rotirile de bară ale elementelor structurale produse de forţele seismice de proiectare. Acestea trebuie să fie inferioare valorilor capabile ale rotirilor, obţinute prin satisfacerea prevederilor de calcul şi de alcătuire ale prezentului cod, conform 8.5.

În situaţiile în care cerinţele de deformare plastică sunt determinate printr-un calcul seismic neliniar, capacităţile de deformare se vor evalua pe baza modelelor de calcul date în codul **P 100-3**.

În evaluările preliminare, în vederea alegerii iniţiale a secţiunilor de pereţi se vor utiliza criterii aproximative pentru asigurarea ductilităţii necesare. Acestea constau în condiţii de limitare a zonelor comprimate sau, în condiţii echivalente, aproximative, de limitare a efortului unitar mediu de compresiune.

Se poate analiza posibilitatea de sporire a deformabilităţii în domeniul postelastic prin măsuri suplimentare de confinare a zonelor comprimate de beton, conform 8.5.2.(ii).

În vederea mobilizării capacităţii de ductilitate la solicitarea de încovoiere cu sau fără efort axial, se va asigura, prin dimensionare, un grad superior de siguranţă faţă de ruperile cu caracter fragil sau mai puţin ductil, cum sunt:

- ruperea la forţă tăietoare în secţiunile înclinate;
- ruperea la forţele de lunecare, în lungul rosturilor de lucru sau în lungul altor secţiuni prefisurate;
- pierderea aderenţei betonului la suprafaţa armăturilor în zonele de ancorare şi de înnădire;
- ruperea zonelor întinse, armate sub nivelul corespunzător eforturilor de fisurare a betonului.

În acelaşi scop sunt necesare măsuri pentru evitarea fenomenului de pierdere a stabilităţii zonelor comprimate de beton şi a armăturilor comprimate (vezi pct. 7.5.2).

4.6 Cerinţe specifice structurilor prefabricate

Proiectarea structurilor rezultate din asamblarea unor elemente prefabricate de suprafaţă sau liniare, trebuie să urmărească obţinerea unei comportări practic identice cu cea a structurilor similare realizate din beton armat monolit.

În acest scop, îmbinările verticale, orizontale sau după alte direcţii, între elementele prefabricate, se vor proiecta astfel încât la instalarea mecanismului structural de disipare de energie să fie solicitate în domeniul elastic de deformare a armăturilor de oţel.

Se admite că acest deziderat se realizează dacă valorile de proiectare ale eforturilor din îmbinări se iau cel puţin egale cu cele asociate capacităţii la încovoiere a pereţilor structurali.

5. EVALUAREA ŞI COMBINAREA ÎNCĂRCĂRILOR

5.1 Evaluarea acţiunilor în *Gruparea seismică*

Clasificarea acţiunilor şi modul lor de considerare în diferitele combinaţii de încărcări avute în vedere în proiectarea structurală sunt stabilite în codul **CR 0**.

Într-o clasificare generală, acţiunile sunt de următoarele categorii:

- acţiuni permanente, desemnate prin valori caracteristice G_k; acestea sunt reprezentate de greutatea proprie şi de alte încărcări "moarte" (practic invariabile);
- acţiuni variabile, desemnate prin valorile caracteristice Q_k, reprezentate de încărcările datorate exploatării construcţiei ("utile") şi încărcările climatice din vânt, zăpadă sau variaţia de temperatură;
- acţiunea seismică, desemnată prin valoarea caracteristică, A_{Ek};

Pentru clădirile curente cu structura de beton armat, sub aspectul regimului de înălţime şi al valorilor încărcărilor gravitaţionale, combinaţia care include acţiunea seismică este cea care dimensionează, de regulă, elementele structurale verticale, în condiţiile aplicării reglementărilor tehnice în vigoare.

Elementele planşeului şi ale sistemului de fundare pot fi dimensionate de toate tipurile de combinaţii de acţiuni, cu, sau fără, acţiunea seismică.

În cadrul prezentului cod, se are în vedere, cu prioritate, calculul în combinaţia de acţiuni care include acţiunea seismică. În continuare, aceasta se denumeşte *gruparea seismică de acţiuni*.

Într-o formă simbolică, aportul diferitelor tipuri de acţiuni în gruparea seismică este dat de de expresia:

$$\sum_j G_{k,j} + \gamma_{I,e}\, A_{Ek} + \sum_i \psi_{2,i}\, Q_{k,i} \qquad (5.1)$$

unde:

$G_{K,\,j}$ reprezintă valoarea caracteristică a acţiunii permanente j;

$\gamma_{I,e}\, A_{Ek}$ reprezintă valoarea caracteristică a acţiunii seismice, amplificată prin factorul de importanţă – expunere la cutremur al construcţiei conform **P 100-1**;

$\psi_{2,i}\, Q_{k,i}$ reprezintă fracţiunea quasi-permanentă a acţiunii variabile i, iar factorul $\psi_{2,i}$ are valorile:

- pentru încărcările din vânt, temperatură şi încărcare utilă pe acoperiş:

  $\psi_{2,i} = 0{,}0$

- pentru încărcarea cu zăpadă pe acoperiş:

  $\psi_{2,i} = 0{,}4$

- pentru încărcarea utilă pe planşeu:

  $\psi_{2,i} = 0{,}3$ pentru clădiri de locuit şi birouri

  $\psi_{2,i} = 0{,}6$ pentru spaţii publice pentru conferinţe şi sport, şi pentru magazine

  $\psi_{2,i} = 0{,}8$ pentru depozite

5.2 Evaluarea acţiunii seismice

Valorile de proiectare ale efectelor acţiunii seismice (eforturi şi deformaţii) se stabilesc în confomitate cu prevederile cap. 3 şi 4 din **P 100-1**.

Factorii de comportare specifici structurilor cu pereţi de beton armat q sunt daţi în tabelul 5.1, în funcţie de tipul de structură şi de clasa de ductilitate adoptată (vezi **P 100-1**, pct. 5.2.1).

Tabelul 5.1: Valorile factorului de comportare q pentru structuri cu pereţi

Tipul structural	**Valorile *q* pentru clasele de ductilitate**		
	DCH	***DCM***	***DCL***
Sistem cu pereţi necuplaţi	$4k_w\frac{\alpha_u}{1}$	$3k_w\frac{\alpha_u}{1}$	2,0
Sistem cu pereţi cuplaţi şi structuri duale	$5\frac{\alpha_u}{1}$	$3{,}5\frac{\alpha_u}{1}$	2,0*
Sistem flexibil la torsiune	3,0	2,0	1,5

* dacă forţa axială determinată prin calcul seismic normalizată $\nu_d \leq 0{,}75$ în toţi stâlpii. În caz contrar q=1,5.

k_w este factorul care ia în considerare efectul proporţiilor peretelui asupra nivelului de deformare plastică;

Proporţiile pereţilor în ansamblul structural se definesc prin mărimea raportului:

$$\alpha_0 = \frac{\sum h_{wi}}{\sum l_{wi}} \qquad (5.2)$$

în care h_{wi} şi l_{wi} sunt înălţimea peretelui i şi, respectiv, lungimea secţiunii acestuia.

Valoarea factorului k_w se alege astfel:

- pentru pereţi "înalţi" ($\alpha_0 \geq 2$):

  $k_w = 1$

- pentru pereţi "scunzi" ($\alpha_0 < 2$):

  $$0{,}5 \leq k_w = \frac{1+\alpha_0}{3} \leq 1$$

Raportul $\frac{\alpha_u}{1}$ ţine seama de sursele de suprarezistenţă ale structurii. Dacă nu se determină prin calcul static neliniar, valorile $\frac{\alpha_u}{1}$ se iau astfel (vezi **P 100-1**):

- 1,00 pentru structuri cu numai 2 pereţi pe fiecare direcţie;
- 1,15 pentru structuri cu mai mult de 2 pereţi pe fiecare direcţie;
- 1,25 pentru structuri cu pereţi cuplaţi şi structuri duale cu pereţi preponderenţi;

Clasa DCL poate fi selectată numai pentru construcţiile din zone cu valori de proiectare ale acceleraţiei terenului a_g = 0,10g. Valorile factorului de comportare corespunzătoare acestei clase din tabelul 5.1 se referă exclusiv la aceste zone seismice. La aceste structuri, cu excepţia unor grinzi de cuplare, pereţii au un răspuns seismic esenţial elastic la cutremurul de proiectare.

În cazul construcţiilor fără regularitate în elevaţie, valorile q din tabelul 5.1 se reduc cu 20%.

În cazul în care structura prezintă regularitate completă şi se pot asigura condiţii de execuţie perfect controlate, factorul q poate lua valori sporite cu până la 20%.

6. PROIECTAREA CONSTRUCŢIILOR CU PEREŢI STRUCTURALI LA ACŢIUNEA ÎNCĂRCĂRILOR VERTICALE ŞI ORIZONTALE

6.1 Indicaţii generale

6.1.1 Proiectarea seismică a structurilor cu pereţi structurali pe baza prezentului cod are în vedere un răspuns seismic neliniar al ansamblului suprastructură-infrastructură-teren de fundare, implicând absorbţia şi disiparea de energie prin deformaţii postelastice. Astfel:

a) Se urmăreşte, de regulă, localizarea deformaţiilor postelastice în elementele suprastructurii. Prevederile Codului au în vedere asigurarea unei comportări ductile pentru aceste elemente.

b) În cazuri speciale, se admite să se realizeze ansamblul structural astfel încât deformaţiile postelastice să se dezvolte şi în elementele infrastructurii.
În situaţiile în care se optează pentru această soluţie, se vor lua măsurile de ductilizare necesare pentru elementele structurale respective, cu o posibilă reducere, într-o măsură limitată, a cerinţelor de ductilitate pentru elementele suprastructurii.

c) În situaţiile în care soluţiile de la punctele a) şi b) nu se pot realiza, de exemplu în cazul unor construcţii ce urmează să se execute în spaţiile limitate dintre alte construcţii existente (care nu permit dezvoltarea suprafeţei de rezemare a structurii), se admit deformaţii inelastice limitate şi în terenul de fundare, controlate prin procedee de calcul adecvate. Şi în aceste cazuri se pot diminua măsurile de ductilizare a elementelor suprastructurii, deoarece cerinţele de ductilitate ale acestora sunt mai mici decât cele corespunzătoare construcţiilor obişnuite.

În situaţiile în care se optează pentru abordări de tip b) şi/sau c), trebuie să existe condiţii de acces şi de intervenţie ulterioară la elementele sistemului de fundare proiectate pentru a lucra ca elemente disipative.

Dirijarea deformaţiilor neliniare în una sau în mai multe din cele trei părţi ale ansamblului suprastructură-infrastructură-teren de fundare se va face, în conformitate cu prevederile din **P 100-1**, pe baza principiilor metodei de proiectare la capacitate. Corelarea capacităţilor de rezistenţă ale celor trei componente se va face pe baza valorilor medii ale rezistenţei betonului, armăturii de oţel şi, respectiv, a terenului de fundare.

6.1.2 În condiţiile în care aplicarea unui calcul structural care să reflecte întreaga complexitate a comportării structurale nu este totdeauna posibilă, în proiectarea obişnuită se vor utiliza procedeele metodei curente de proiectare, indicate în cap. 4.7 din **P 100-1**, care admite următoarele simplificări principale:

a) Calculul la acţiunea seismică se face la încărcările de proiectare stabilite conform cap. 3 şi 4 din **P 100-1**, aplicate pe structura considerată ca având o comportare elastică.

b) În cazul clădirilor cu forme regulate, cu elementele structurale (pereţi, eventual cadre) orientate pe două direcţii principale de rigiditate ale structurii, calculul se efectuează separat pe cele două direcţii. În cazul în care intervin elemente structurale verticale dominante, orientate pe direcţii care diferă de direcţiile principale ale construcţiei, calculul se efectuează şi pe alte direcţii, stabilite ca potenţial nefavorabile din punct de vedere al comportării structurale la acţiuni orizontale.
În conformitate cu prevederile secţiunii 4.5.3 din **P 100-1**, se aplică metoda forţelor seismice statice echivalente sau metoda modală cu spectru de răspuns. Valorile de

proiectare ale efectelor acţiunii se stabilesc pe baza metodelor de combinare date la pct. 4.5.3.3.2 şi 4.5.3.6 din **P 100-1**.

c) Dirijarea formării unui mecanism structural favorabil de disipare a energiei, cu deformaţii plastice dezvoltate în grinzile de cuplare şi la baza pereţilor structurali, se face prin dimensionarea elementelor structurale la valorile de eforturi date la 7.2 şi 7.3.

d) Cerinţele de ductilitate se consideră implicit satisfăcute prin respectarea condiţiilor de calcul şi de alcătuire constructivă date în prezentul cod.

e) Deformaţiile planşeelor se consideră neglijabile în raport cu deformaţiile pereţilor.

Prevederile din capitolul 6 prezintă cazurile în care aceste simplificări pot fi acceptate.

6.2 Dimensionarea preliminară a elementelor structurale

6.2.1 Dimensionarea preliminară a secţiunilor pereţilor structurali

(1) Aria totală a inimii pereţilor pe o direcţie va fi cel puţin cea obţinută cu relaţia:

$$\sum A_{ci} \geq \frac{1}{35} \cdot \frac{\gamma_{I,e} \cdot k_s}{q} \cdot \frac{G}{f_{cd}} \qquad (6.1)$$

în care:

ΣA_{ci} aria însumată a secţiunilor orizontale ale pereţilor cu contribuţie semnificativă în preluarea forţelor orizontale, orientaţi paralel cu acţiunea forţelor laterale (în m^2);

$\gamma_{I,e}$ factor de importanţă şi expunere la cutremur a construcţiei, conform 4.4.5 din **P 100-1**;

k_s = a_g / g, raportul dintre valoarea de vârf a acceleraţiei terenului pentru proiectare şi acceleraţia gravitaţională;

q factor de comportare specific structurii;

G greutatea construcţiei (în kN);

f_{cd} rezistenţa de proiectare a betonului la compresiune (în MPa).

(2) În cazul clădirilor de tip curent pentru birouri şi locuinţe, proiectate pentru clasa *DCH*, relaţia 6.1 poate fi pusă sub forma:

$$\sum A_{ci} \geq \frac{1}{200} \cdot k_s \left(n \cdot A_{fl} \right) \qquad (6.2)$$

în care:

A_{fl} aria planşeului;

n numărul de planşee situate deasupra secţiunii considerate

(3) Grosimea pereţilor va fi cel puţin 150mm şi cel puţin h_s/20. La clădiri cu până la 12 niveluri, se recomandă să se păstreze dimensiuni constante ale secţiunilor pereţilor pe toată înălţimea.

(4) În vederea alcătuirii preliminare a secţiunilor, ariile bulbilor sau ale tălpilor A_f prevăzute la capetele secţiunii pereţilor cu aria inimii A_c, se determină cu relaţia:

$$\nu_d \le 1{,}2\frac{A_f}{A_c} + 0{,}30 \qquad (6.3)$$

pentru structuri proiectate pentru clasa *DCH*, şi

$$\nu_d \le 1{,}2\frac{A_f}{A_c} + 0{,}40 \qquad (6.4)$$

pentru structuri proiectate pentru clasa *DCM*.

S-a notat:

$$\nu_d = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} \qquad (6.5)$$

unde N_{Ed} este forţa axială de compresiune în pereţi. În faza preliminară de proiectare, la evaluarea forţei N_{Ed}, se iau în considerare numai încărcările verticale din combinaţia seismică de încărcări.

Relaţiile (6.3) şi (6.4) servesc şi pentru identificarea cazurilor în care apare necesitatea întăririi secţiunii pereţilor cu bulbi/tălpi la capete.

6.2.2 Dimensionarea preliminară a grinzilor de cuplare

(1) Înălţimea grinzilor de cuplare ale clădirilor obişnuite se ia egală cu dimensiunea plinului de deasupra golurilor de uşi sau ferestre.

(2) Lăţimea grinzilor se ia egală, de regulă, cu grosimea peretelui.

6.3 Succesiunea operaţiilor de proiectare

În această secţiune se prezintă principalele etape ale proiectării întocmite pe baza metodelor de calcul de tip curent, bazate pe calculul structural în domeniul elastic.

Verificarea îndeplinirii cerinţelor structurale de diferite tipuri se face la cele două stări limită, starea limită ultimă (*ULS*) şi starea limită de serviciu (*SLS*), în conformitate cu prevederile din **CR 0**.

(i) Alcătuirea iniţială a structurii (dispunerea în plan a pereţilor structurali, alegerea formei secţiunilor, a dimensiunilor elementelor structurale, etc.), inclusiv a elementelor infrastructurii;

(ii) Modelarea structurii pentru calcul (stabilirea secţiunilor active ale pereţilor structurali, pentru fiecare direcţie de acţiune a încărcărilor orizontale şi ale grinzilor de cuplare, conform prevederilor de la 6.4);

(iii) Stabilirea nivelului la care se consideră încastrarea pereţilor (conform cap.10);

(iv) Determinarea încărcărilor verticale aferente fiecărui perete structural şi a eforturilor secţionale de compresiune produse de aceste încărcări (conform 6.5);

(v) Alegerea preliminară a secţiunilor pereţilor structurali pe baza criteriilor de la 6.2.1;

(vi) Determinarea caracteristicilor de rigiditate ale pereţilor structurali pentru fiecare direcţie de acţiune a forţelor orizontale (conform 6.4);

(vii) Stabilirea forţelor laterale de calcul conform cap. 3 şi 4 din **P 100-1**;

(viii) Determinarea eforturilor secţionale din acţiunea forţelor laterale. Se recomandă calculul cu programe de calcul automat care să ia în considerare comportarea spaţială a structurii;

(ix) Determinarea eforturilor secţionale de proiectare din încărcările orizontale pe baza prevederilor de la 7.2 şi 7.3;

(x) În cazurile în care încărcările verticale se aplică cu excentricităţi pronunţate (de exemplu, construcţii cu balcoane în consolă pe o singură parte a clădirii, construcţii cu nucleu de pereţi încărcat excentric de planşeu, etc.), se determină pe acelaşi model de calcul eforturile secţionale din aceste încărcări, care se însumează cu eforturile produse de forţele orizontale.
În situaţiile obişnuite, la structuri ordonate şi simetrice, eforturile de încovoiere din pereţi produse de încărcările verticale nu au, de regulă, valori semnificative şi pot fi neglijate;

(xi) Calculul şi armarea grinzilor de cuplare, la încovoiere şi la forţă tăietoare (conform 7.7);

(xii) Calculul şi armarea elementelor verticale la compresiune/întindere excentrică în secţiuni normale la axa pereţilor şi la forţă tăietoare în secţiunile înclinate şi în rosturile de turnare. Se vor utiliza metodele de calcul din **SR EN 1992-1-1** şi Anexa Naţională, împreună cu prevederile de la 7.6;

(xiii) Calculul îmbinărilor verticale şi orizontale ale pereţilor prefabricaţi şi al îmbinărilor dintre planşeu şi pereţii structurali (conform 7.6.3);

(xiv) Determinarea eforturilor în diafragmele orizontale formate de planşee şi calculul armăturilor necesare (conform 7.8);

(xv) Alcătuirea pereţilor structurali şi a grinzilor de cuplare (conform cap. 8);

(xvi) Evaluarea iniţială a dimensiunilor elementelor infrastructurii şi a fundaţiilor;

(xvii) Modelarea infrastructurii pentru calcul: stabilirea acţiunilor (ale forţelor de legătură cu suprastructura şi cu terenul), modelarea legăturilor structurale ale elementelor infrastructurii, etc.;

(xviii) Calculul eforturilor secţionale în elementele infrastructurilor prin metode de calcul compatibile modelului de calcul stabilit la (xvii).
În cazul în care transmiterea forţelor verticale şi laterale la teren se realizează prin intermediul unor sisteme de fundare sau infrastructuri complexe, este preferabil să se utilizeze un model complet al construcţiei, incluzând elementele suprastructurii, ale infrastructurii şi ale terenului de fundare;

(xix) Calculul de dimensionare a elementelor infrastructurii şi a fundaţiilor.

6.4 Schematizarea pentru calcul a structurilor

6.4.1 Secţiunile de calcul (active) ale pereţilor structurali.

În calculul simplificat al structurilor cu pereţi de beton armat, constând în calcule independente pe două sau mai multe direcţii, problema stabilirii secţiunilor active ale pereţilor intervine la:

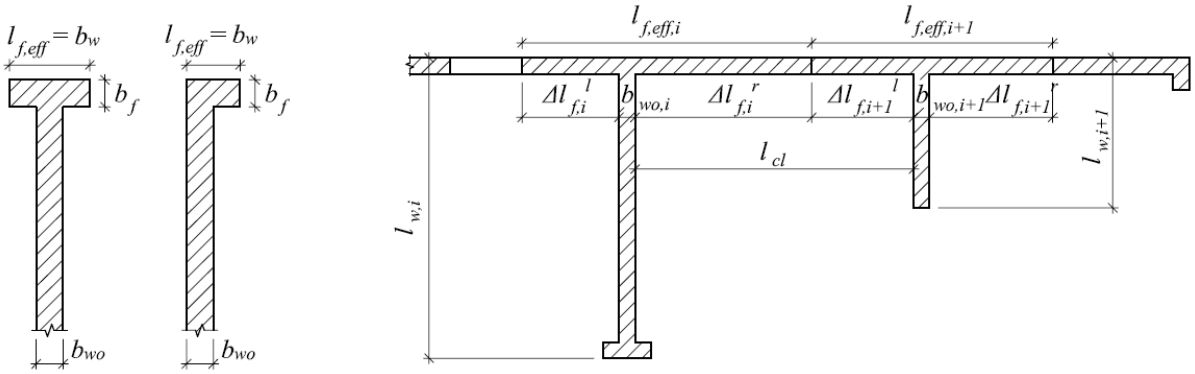
(i) evaluarea rigidităţilor la deplasare laterală şi, implicit, la stabilirea eforturilor secţionale din acţiunea forţelor orizontale care revin pereţilor structurali;

(ii) determinarea încărcărilor verticale aferente pereţilor structurali;

(iii) evaluarea momentelor capabile şi a forţei tăietoare de proiectare, asociate capacităţii de rezistenţă la încovoiere cu efort axial, a pereţilor structurali;

(iv) evaluarea ductilităţii secţionale.

În cazul în care talpa este constituită dintr-un bulb (Fig.6.1a), lăţimea activă, $l_{f,eff}$, se ia egală cu lăţimea reală a bulbului, b_w.



a) b)

Fig. 6.1

În cazul pereţilor structurali a căror secţiune prezintă tălpi la una sau ambele extremităţi (rezultate, de exemplu, din intersecţia pereţilor de pe cele două direcţii, (Fig. 6.1b), lăţimea activă $l_{f,eff}$ de conlucrare a tălpilor este dată de relaţia (6.6):

$$l_{f,eff} = b_{wo} + \Delta l_f^{\,l} + \Delta l_f^{\,r} \tag{6.6}$$

unde Δl_f se stabileşte pe baza relaţiei:

$$\Delta l_f = \frac{l_{w,i}}{l_{w,i} + l_{w,i+1}} \cdot l_{cl} \le l_{w,i} \tag{6.7}$$

şi $\Delta l_f \le$ distanţa pâna la primul gol (până la marginea peretelui, Fig. 6.2).

S-a notat:

b_{wo}	grosimea secţiunii inimii peretelui;
$l_{w,i}$; $l_{w,i+1}$	înălţimile secţiunilor unor pereţi paraleli, consecutivi;
l_{cl}	distanţa liberă între doi pereţi consecutivi.

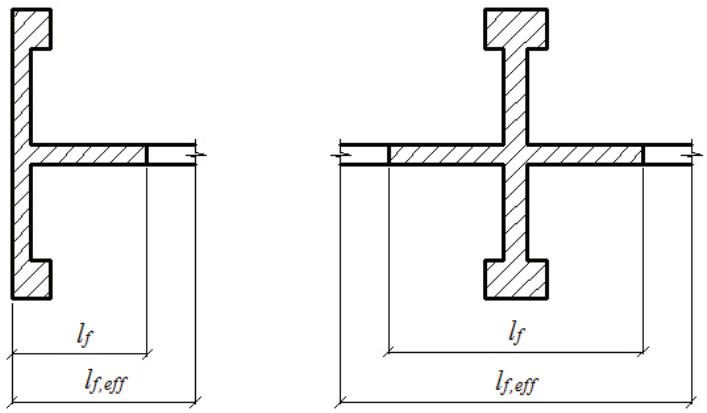


Fig. 6.2

La structurile cu etaje înalte şi goluri relativ mici, peretele se poate considera în calcul ca un element unic, cu secţiunea indeformabilă, cu condiţia asigurării unei comportări în domeniul elastic a grinzilor rigide.

În aceste situaţii, când pereţii se intersectează formând un nucleu, întreg nucleul poate fi considerat un element unic (Fig. 6.3).

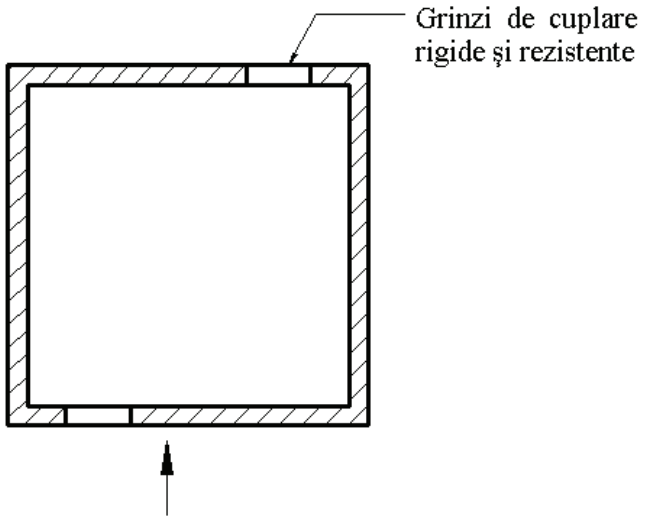


Fig. 6.3

Pentru calculul deformaţiilor produse de forţele tăietoare, secţiunea activă se ia egală cu secţiunea inimii.

6.4.2 Secţiunile de calcul (active) ale grinzilor de cuplare

Pentru calculul deformaţiilor produse de momentele încovoietoare şi pentru determinarea eforturilor secţionale, secţiunea activă a grinzii de cuplare se ia astfel:

- dacă planşeele se toarnă odată cu pereţii, sau dacă se toarnă în etape distincte, dar se prevăd măsuri de realizare a conlucrării plăcii cu grinda, se ţine seama de conlucrarea plăcii, ca în Fig. 6.4(a), luând:

$$\Delta l_f^{\,l} \text{ şi } \Delta l_f^{\,r} = 0{,}25 l_{cl} \le 2h_f \qquad (6.8)$$

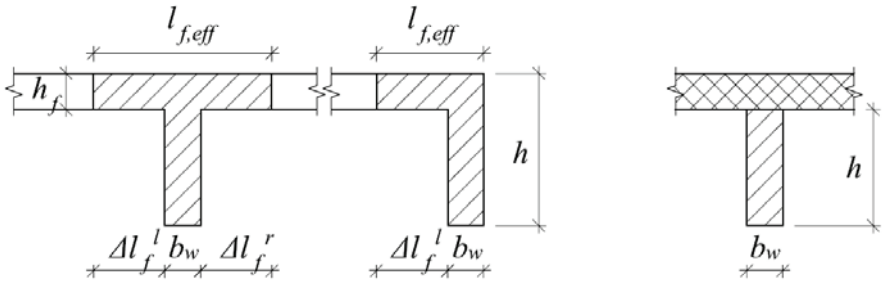
  unde:

  l_{cl} lungimea liberă a grinzii de cuplare;

  h_f grosimea plăcii.

- dacă planşeele sunt prefabricate sau turnate ulterior pereţilor şi nu se realizează conlucrarea plăcii cu grinda, secţiunea se consideră dreptunghiulară, ca în Fig. 6.4(b), cu înălţimea h până sub placa planşeului.

Pentru calculul deformaţiilor produse de forţele tăietoare, secţiunea se ia egală cu secţiunea inimii.



a) b)

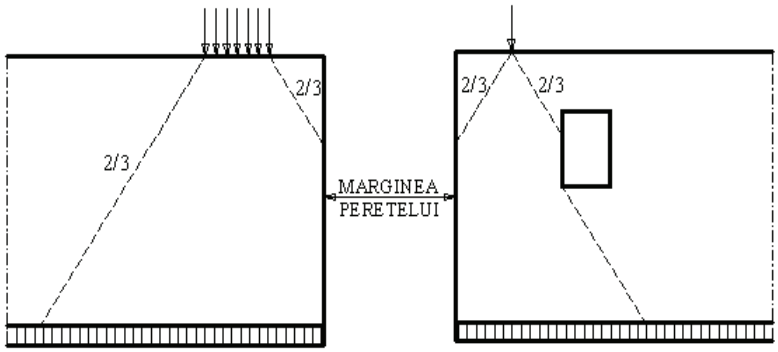
Fig. 6.4

6.5 Determinarea eforturilor axiale de compresiune în pereţii structurali, din acţiunea încărcărilor verticale

Încărcările verticale transmise de planşeu pereţilor structurali se determină pe baza suprafeţelor aferente secţiunilor acestora. Se admite că eforturile unitare de compresiune din încărcările verticale sunt uniform distribuite pe suprafaţa secţiunii transversale a pereţilor.

Valoarea forţei axiale de compresiune din încărcările gravitaţionale dintr-un perete se obţine prin înmulţirea valorii medii a eforturilor unitare de compresiune cu suprafaţa secţiunii active a peretelui. Valoarea medie a efortului unitar se obţine prin raportarea forţei axiale aferente unui perete la suprafaţa totală a secţiunii transversale a acestuia.

Pentru încărcările locale, concentrate sau distribuite pe o anumită suprafaţă, se admite că repartizarea în corpul pereţilor se face cu o pantă de 2/3, ca în Fig. 6.5(a). În cazul în care în pereţi există goluri, linia de descărcare se deviază conform Fig. 6.5(b).



a) b)

Fig. 6.5

În cazurile obişnuite, se admite că rezultanta încărcărilor verticale este aplicată în centrul de greutate al secţiunii active a peretelui. Dacă distanţa dintre centrul de greutate al încărcărilor verticale şi centrul de greutate al secţiunii peretelui este relativ mare (orientativ, >0,25 din înălţimea secţiunii inimii peretelui), şi dacă efectul excentricităţilor nu se echilibrează pe ansamblul structurii (Fig. 7.5), se efectuează un calcul separat pentru stabilirea eforturilor din încărcările verticale, utilizând modelele şi metoda de calcul prezentate la 6.6.

6.6 Modelarea structurilor pentru determinarea eforturilor secţionale

În prezenta secţiune se fac precizări privind modul de utilizare al metodelor simplificate de calcul al structurilor cu pereţi structurali în domeniul elastic, bazate pe modelarea pereţilor structurali prin cadre etajate (structuri alcătuite din elemente de tip bară).

6.6.1 Ipoteze şi scheme de bază:

a) În calculul ca structură formată din bare, se va ţine seama de toate tipurile de deformaţii produse de acţiunea diferitelor eforturi secţionale: momente încovoietoare, forţe tăietoare şi eforturi axiale. În cazurile curente, se admite să se neglijeze deformaţiile datorate eforturilor axiale în grinzile de cuplare, precum şi cele produse de eforturile axiale din pereţii structurali datorate încărcărilor verticale.

b) Deschiderile teoretice ale cadrului etajat, care schematizează pereţii cuplaţi cu goluri suprapuse, se vor lua între axele elementelor verticale. Pentru grinzile de cuplare (Fig. 6.6) se consideră deformabilă (la încovoiere şi la forţă tăietoare) numai deschiderea liberă, l_{cl}, iar porţiunile laterale ($L - l_{cl}$) se admit a fi indeformabile (aria secţiunii se consideră, în calcul, infinită).

c) În cazul pereţilor cu grinzi de cuplare înalte în raport cu înălţimea nivelului h_s (h>0,25h_s), se va ţine seama de variaţia secţiunii montanţilor, considerând ca deformabile zonele cuprinse între grinzile de cuplare, $h_{cl,}$ iar în restul zonelor ca indeformabile (Fig. 6.7).

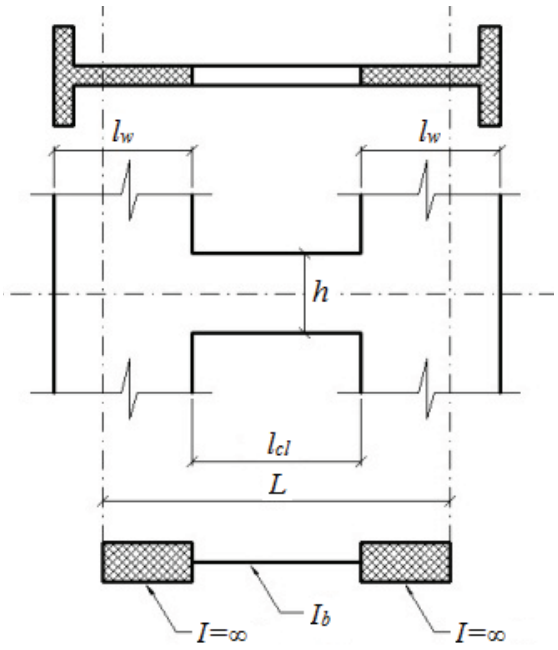


Fig. 6.6

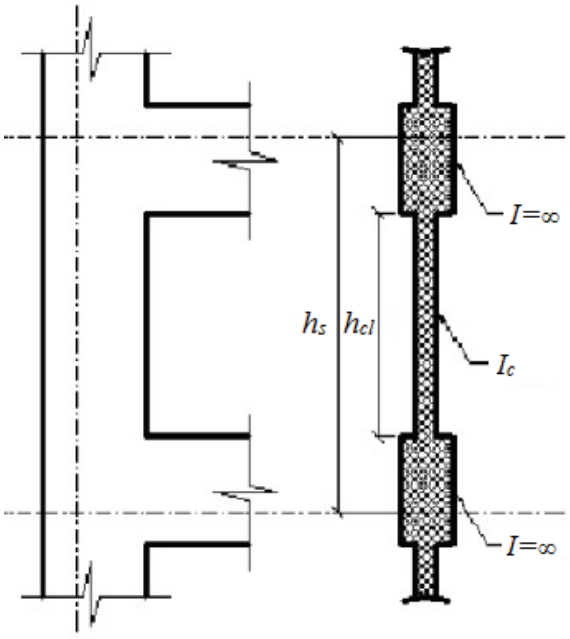


Fig. 6.7

6.6.2 Valorile de proiectare ale rigidităţilor elementelor structurale

În această secţiune se dau valori pentru determinarea caracteristicilor de rigiditate utilizate la calculul eforturilor secţionale.

Valorile caracteristicilor de rigiditate intervin la:

(i) calculul caracteristicilor de vibraţie ale structurii;
(ii) calculul deplasărilor orizontale;

(iii) calculul eforturilor în elementele structurale.

Valorile rigidităţilor elementelor structurilor cu pereţi de beton armat, cuplaţi sau nu, sunt influenţate puternic de gradul de fisurare a betonului în zonele întinse. Pentru determinarea mărimilor enumerate la (i), (ii) şi (iii) se pot utiliza valorile de proiectare (echivalente) ale caracteristicilor geometrice secţionale, astfel:

a) Pentru pereţii structurali:

- dacă $\nu_d = \dfrac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} = 0{,}4$:

$$I_{eq} = 0{,}8\, I_c \qquad (6.9)$$

$$A_{eq} = 0{,}9\, A_c \qquad (6.10)$$

$$A_{eq,s} = 0{,}8\, A_{c,s} \qquad (6.11)$$

- dacă $\nu_d = 0{,}0$:

$$I_{eq} = 0{,}4\, I_c \qquad (6.12)$$

$$A_{eq} = 0{,}6\, A_c \qquad (6.13)$$

$$A_{eq,s} = 0{,}5\, A_{c,s} \qquad (6.14)$$

- dacă $\nu_d = -0{,}2$:

$$I_{eq} = 0{,}1\, I_c \qquad (6.15)$$

$$A_{eq} = 0{,}4\, A_c \qquad (6.16)$$

$$A_{eq,s} = 0{,}2\, A_{c,s} \qquad (6.17)$$

Pentru valori intermediare ale raportului ν_d, valorile de calcul (echivalente) pentru monentul de inerţie (I_{eq}), aria secţiunii transversale (A_{eq}) şi aria secţiunii de forfecare ($A_{eq,s}$) se stabilesc prin interpolare liniară. Valorile I_c , A_c şi $A_{c,s}$ corespund secţiunii brute de beton (nefisurate).

Cu N_{Ed} şi f_{cd} s-au notat valoarea de proiectare a forţei axiale (pozitivă pentru compresiune) în secţiune şi, respectiv, valoarea rezistenţei betonului la compresiune.

b) Pentru grinzile de cuplare:

- în cazul armării cu bare ortogonale (bare longitudinale şi etrieri):

$$I_{eq} = 0{,}2\, I_c \qquad (6.18)$$

$$A_{eq} = 0{,}2\, A_c \qquad (6.19)$$

- în cazul armării cu carcase diagonale:

$$I_{eq} = 0{,}5\, I_c \qquad (6.20)$$

$$A_{eq} = 0{,}5\, A_c \qquad (6.21)$$

Calculul se efectuează pentru fiecare direcţie şi sens al acţiunii seismice de proiectare.

În vederea reducerii numărului ipotezelor de încărcare cu forţe orizontale, la evaluarea caracteristicilor de vibraţie şi a deplasărilor orizontale, se pot considera valori fixe, aproximative, pentru pereţii structurali (montanţii verticali):

$$I_{eq} = 0{,}5\ I_c \qquad (6.22)$$

$$A_{eq} = 0{,}5\ A_c \qquad (6.23)$$

Pentru grinzi se folosesc relaţiile (6.18) ... (6.21).

Notă: În situaţiile în care valorile eforturilor din grinzile de cuplare rezultate din calculul structural duc la armări şi/sau efecte indirecte în montanţi inacceptabil de mari, calculul structural elastic se reia, considerând valori reduse ale rigidităţii grinzilor astfel încât să se asigure armări rezonabile ale elementelor orizontale.

Valorile eforturilor secţionale stabilite pe un astfel de model urmează să fie corectate în vederea obţinerii unor valori de dimensionare mai potrivite în raport cu comportarea reală a structurii, printr-o redistribuţie adecvată a eforturilor în elementele verticale, care să ţină seama de gradul de fisurare al acestora. Redistribuţiile de eforturi se vor face în acord cu prevederile articolului 7.2.1.

În calculul deformaţiilor se va utiliza o valoare unică a modulului de elasticitate al betonului, E_{cd}, corespunzător clasei prescrise prin proiect.

6.7 Metode de calcul în domeniul elastic

Pentru stabilirea eforturilor secţionale în elementele structurilor cu pereţi de beton armat se pot utiliza metodele de calcul pentru structurile spaţiale alcătuite din bare.

În cazurile curente, în care planşeele de beton armat satisfac condiţia de diafragme, practic infinit rigide, şi rezistente pentru forţe aplicate în planul lor, se vor aplica metode de calcul în care deformaţiile solidare ale pereţilor pot fi definite de trei componente ale deplasării la fiecare nivel (două translaţii şi o rotire).

Pentru structuri cu alcătuire complexă, cu forme complicate de secţiuni de pereţi, rezultate din intersecţia pereţilor dispuşi pe cele două direcţii, cu goluri de dimensiuni diferite de la un nivel la altul sau/şi care nu sunt dispuse ordonat, sau în cazurile în care este necesar să se determine starea de eforturi pentru direcţii ale forţelor orizontale care nu se suprapun cu direcţiile principale ale structurii, se recomandă utilizarea modelării pereţilor din elemente finite de suprafaţă. În acest scop se recomandă utilizarea programelor de calcul care permit o asemenea abordare.

Reprezentarea acţiunii laterale din cutremur se poate face, funcţie de configuraţia şi gradul de regularitate ale structurii, prin forţe statice echivalente sau prin forţele stabilite utilizând calculul modal cu spectre de răspuns.

6.8 Metode de calcul în domeniul postelastic

Clasificarea, caracterizarea şi domeniile de utilizare ale metodelor de calcul al structurilor în domeniul postelastic sunt date la pct. 4.5.3.5 din **P 100-1**.

În cele ce urmează se fac precizări referitoare la particularităţile utilizării acestor metode în cazul structurilor cu pereţi structurali.

6.8.1 Clasificarea metodelor de calcul

Metodele de calcul în domeniul postelastic se aplică unor structuri cu capacităţile de rezistenţă cunoscute, respectiv la structuri la care armăturile longitudinale sunt cunoscute.

În raport cu ipotezele simplificatoare admise în calcul, metodele de calcul în domeniul postelastic se clasifică în următoarele trei categorii principale:

a) Procedee de primă aproximaţie, care constau în exprimarea echilibrului limită pe un mecanism cinematic de plastificare cu articulaţii plastice formate la capetele tuturor grinzilor de cuplare şi la baza pereţilor structurali, fără să se poată pune condiţii privind încadrarea rotirilor din aceste articulaţii plastice în capacităţile de rotire respective.

b) Procedee de calcul static neliniar, care constau într-un calcul static pas cu pas al structurii ("calcul biografic"). Se măresc treptat încărcările laterale, se determină, la fiecare treaptă de încărcare, eforturile secţionale şi deformaţiile structurii, verificându-se şi compatibilitatea rotirilor în articulaţiile plastice formate la capetele grinzilor de cuplare şi la baza pereţilor.

Stadiul ultim de solicitare a structurii se consideră stadiul în care se atinge deformaţia limită într-una din articulaţiile plastice formate la baza pereţilor structurali.

c) Metode de calcul dinamic neliniar, care se obţin prin adaptarea metodelor de calcul dinamic al structurilor din bare sau al structurilor plane.

Pornind de la accelerogramele unor cutremure reale înregistrate, sau de la accelerogramele etalon caracteristice amplasamentului, se determină elementele răspunsului structural în evoluţia lor pe durata acţiunii seismice, diagramele de eforturi secţionale, tabloul articulaţiilor plastice în fiecare moment al acţiunii seismice, cerinţele de ductilitate, energia absorbită şi energia disipată în articulaţiile plastice, etc.

Calculul în domeniul postelastic, prin procedeele din categoriile (b) şi (c), permite verificarea următoarelor condiţii de bună conformare a structurii în raport cu acţiunile seismice:

- structura dezvoltă un mecanism structural de disipare a energiei favorabil, care, în cazurile curente, presupune formarea articulaţiilor plastice la extremităţile grinzilor de cuplare şi la baza pereţilor structurali, în această ordine, la cutremure de proiectare asociate *ULS*;
- structura nu înregistrează, pe durata acţiunii seismice, deplasări mai mari decât cele admise;
- capacităţile de deformare postelastică ale elementelor verticale (rotirile capabile în zonele critice), evaluate separat, sunt superioare cerinţelor.

6.8.2 Metoda de primă aproximaţie

Metoda are în vedere exprimarea echilibrului la limită al structurii aduse în starea de mecanism cinematic sub încărcările verticale şi orizontale. Metoda furnizează valoarea forţei laterale asociate mecanismului de plastificare, care permite evaluarea gradului de asigurare al structurii în termeni de rezistenţă. Metoda este potrivită pentru evaluarea structurilor clădirilor existente. Aplicarea echilibrului limită al structurii presupune că nu apar ruperi premature, cu caracter neductil, prin acţiunea forţelor tăietoare sau prin ruperea ancorajului armăturilor, iar capacitatea de deformare în articulaţiile plastice este corespunzătoare.

Metoda poate fi utilizată şi la proiectarea preliminară a construcţiilor noi, pentru dimensionarea mai raţională a grinzilor de cuplare şi a pereţilor structurali, în situaţiile în care, pe baza unui calcul în domeniul elastic, rezultă eforturi şi armări excesive în grinzi (vezi nota de la 6.6.2 b)).

6.8.3 Metoda de calcul static neliniar

a) Date generale

Pe baza unui calcul prealabil în domeniul elastic, pe modele realizate conform 6.6, se stabilesc secţiunile şi armarea pereţilor structurali. Secţiunile astfel dimensionate urmează a fi apoi corectate, după necesităţi, de rezultatele calculului în domeniul postelastic.

Pentru efectuarea calculului în domeniul postelastic este necesar să se determine valorile momentelor de plastificare ale secţiunilor caracteristice ale elementelor structurale (secţiunile de la extremităţile grinzilor de cuplare şi secţiunile de la baza pereţilor), precum şi caracteristicile de deformare ale zonelor care înregistrează deformaţii plastice. La stabilirea acestora se utilizează valorile medii ale rezistenţelor betonului comprimat, f_{cm}, şi oţelului, f_{ym}, conform **SR EN 1992-1-1** cu Anexa Naţională, precum şi **ST 009**.

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 \qquad (6.24)$$

$$f_{ym} = 1{,}15\, f_{yk} \qquad (6.25)$$

unde f_{ck} este valoarea caracteristică a rezistenţei la compresiune a betonului, iar

f_{yk} este limita de curgere caracteristică a oţelului

În relaţia (6.24) rezistenţele sunt exprimate în MPa.

b) Scurtă descriere a procedeului de calcul structural

Se efectuează calculul static la forţe orizontale seismice, cu distribuţia fixată pe verticală, care se măresc progresiv. Este recomandabil să se considere 2 distribuţii înfăşurătoare ale forţelor orizontale (de regulă o distribuţie triunghiulară şi una uniformă). La fiecare treaptă de încărcare se determină starea de eforturi şi de deformaţie ale structurii, se identifică secţiunile în care apar deformaţii plastice şi se stabilesc mărimile rotirilor în articulaţiile plastice convenţionale formate la capetele grinzilor de cuplare şi la baza montanţilor. Se verifică dacă rotirile în articulaţiile plastice se încadrează în valorile rotirilor capabile ale elementelor structurale în care apar aceste articulaţii, care se determină separat cu programe de analiză secţională.

Pentru analizarea unor stări de solicitare avansate, se pot admite depăşiri ale capacităţii de rotire a articulaţiilor plastice din grinzile de cuplare (ruperi). Aceasta implică modificarea schemei statice pentru etapele de calcul ulterioare, în sensul înlocuirii barelor ieşite din lucru prin penduli articulaţi la capete, capabili să preia numai eforturi axiale. Ca stadiu limită de solicitare a structurii se consideră stadiul în care se atinge deformaţia limită la baza unuia dintre montanţi.

Rezultanta încărcărilor orizontale, corespunzătoare acestui stadiu, reprezintă forţa orizontală capabilă a structurii, iar deplasările înregistrate reprezintă deplasările maxime pe care le poate suporta aceasta.

c) Caracteristici de deformare plastică a pereţilor structurali

Aplicarea procedeului de calcul descris la punctul anterior implică verificarea compatibilităţii deformaţiilor (rotirilor) plastice în articulaţiile plastice teoretice formate în

secţiunile de la capetele riglelor, precum şi la baza montanţilor. Pentru aceasta, valorile θ_{pl} ale rotirilor înregistrate în articulaţiile plastice la diferite niveluri ale acţiunii orizontale se compară cu valorile ultime ale rotirilor ce se pot dezvolta în articulaţiile plastice, denumite, în mod curent, rotiri capabile, $\theta_{pl,u}$.

Condiţia ca un element să nu se rupă în zona unei "articulaţii plastice" se exprimă prin relaţia:

$$\theta_{pl,max} \leq \theta_{pl,u} \qquad (6.26)$$

Valorile $\theta_{pl,u}$ se determină prin însumarea rotirilor specifice (curburilor) pe lungimea zonelor plastice, în situaţiile în care în secţiunea cea mai solicitată s-au atins deformaţiile specifice ultime, ale betonului, $\varepsilon_{cu2,c}$ (corespunzător gradului de confinare a betonului prin armături transversale), sau ale armăturii de oţel întinse, ε_{su}.

Verificările se pot exprima şi în funcţie de valorile totale ale rotirilor de bară, procedeu prezentat la 8.5.2(ii), unde se dau şi relaţiile pentru evaluarea capacităţii de rotire, ţinând seama de efectul de confinare exercitat de armăturile transversale.

Detalii suplimentare pentru aplicarea metodei de calcul static neliniar şi pentru evaluarea capacităţii de deformare a elementelor structurale se dau în **P 100-1** (Anexele D şi F).

6.8.4 Metoda de calcul dinamic neliniar

Metodologia calculului dinamic neliniar şi datele privind parametrii seismici ai excitaţiei (accelerograme înregistrate pe amplasament sau accelerograme artificiale, compatibile cu spectrul de răspuns) şi ai răspunsului seismic al structurii (legile constitutive ale comportării elementelor structurale, ţinând seama şi de degradările structurale, proprietăţile de amortizare, etc.) sunt precizate în **P 100-1**.

7. CALCULUL SECŢIUNILOR PEREŢILOR STRUCTURALI

7.1 Probleme generale

La proiectarea construcţiilor cu pereţi structurali se va avea în vedere satisfacerea condiţiilor care să permită dezvoltarea unui mecanism structural de disipare a energiei favorabil pentru structura în ansamblu (cap. 4) şi care să confere elementelor structurale o ductilitate corespunzatoare.

Principalele măsuri legate de dimensionarea şi armarea pereţilor structurali, prin care se urmăreşte realizarea acestei cerinţe, sunt următoarele:

- adoptarea unor valori ale eforturilor de dimensionare care să asigure, cu un grad mare de credibilitate, formarea unui mecanism structural de plastificare cât mai favorabil (pct. 7.2 şi 7.3);
- moderarea eforturilor axiale de compresiune în elementele verticale şi, mai general, limitarea dezvoltării zonelor comprimate ale secţiunilor (pct. 7.5.1);
- eliminarea fenomenelor de instabilitate ale zonelor comprimate ale secţiunilor (pct. 7.5.2);
- moderarea eforturilor tangenţiale medii în beton în vederea eliminării riscului ruperii betonului la eforturi unitare principale de compresiune (pct. 7.6.2 i);
- asigurarea lungimii de ancorare şi a lungimii de suprapunere, la înnădire, suficiente pentru ca armăturile longitudinale şi cele transversale ale elementelor structurale să dezvolte eforturile capabile;
- folosirea unor oţeluri cu suficientă capacitate de deformare plastică la armarea elementelor în zonele cu eforturi importante la acţiuni seismice (în zonele critice); clasa oţelului ce poate fi utilizat, B sau C, depinde de clasa de ductilitate pentru care se proiectează structura;
- prevederea unor procente de armare corespunzătoare în zonele întinse pentru asigurarea unei comportări specifice elementelor de beton armat.

Condiţiile de dimensionare şi cele de alcătuire constructivă se diferenţiază, în conformitate cu prevederile din **P 100-1**, în funcţie de clasa de ductilitate pentru care se proiectează structura.

De asemenea, condiţiile menţionate se diferenţiază între zonele în care se aşteaptă să se producă deformaţiile plastice (zonele plastice potenţiale sau zonele critice) şi restul zonelor aparţinând unui anumit element structural.

Zonele critice, în cazul pereţilor structurali, sunt considerate următoarele:

- la grinzile de cuplare, întreaga deschidere liberă (lumina) l_{cl}, dacă $l_{cl} \le 3h$, şi zonele de la extremităţi cu lungimea $1{,}5h$ la grinzile cu $l_{cl} > 3h$;
- la pereţii structurali, izolaţi sau cuplaţi, zona de la baza acestora (situată deasupra nivelului superior al infrastructurii sau fundaţiilor), având lungimea:

$$h_{cr} = \max\{l_w, H_w/6\} \begin{cases} \le h_s, & \text{pentru clădiri cu cel mult 6 niveluri} \\ \le 2h_s, & \text{pentru clădiri cu peste 6 niveluri} \\ \le 2l_w \end{cases}$$

în care:

H_w este înăţimea peretelui

h_s este înălţimea liberă a nivelului

h este înălţimea grinzilor de cuplare

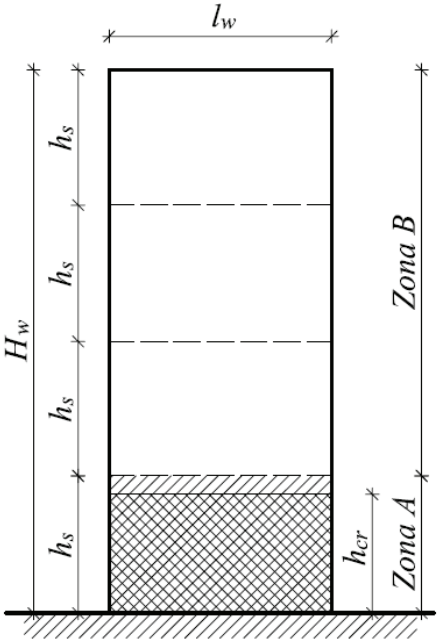


Fig.7.1

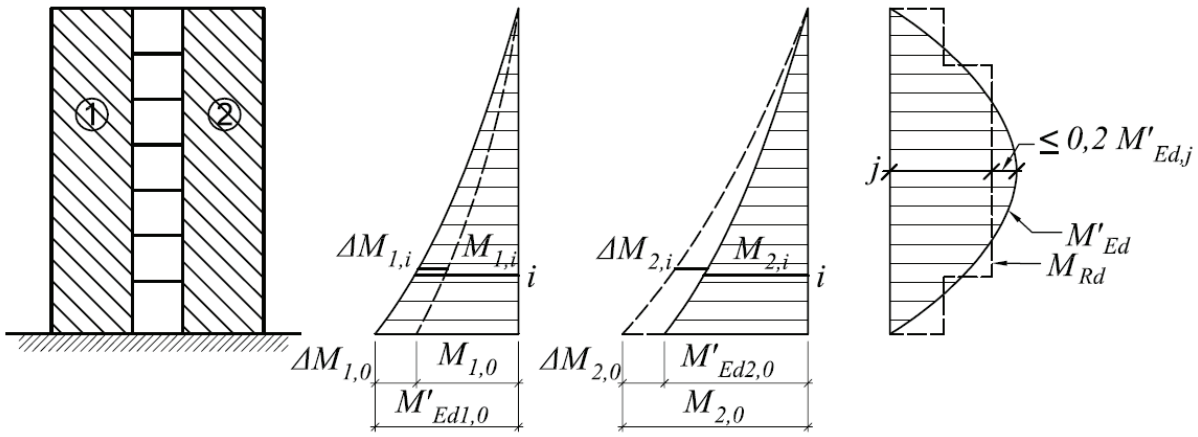
În cazul construcţiilor etajate, această dimensiune se rotunjeşte în plus la un număr întreg de niveluri, dacă limita zonei plastice astfel calculată depăşeşte înălţimea unui nivel cu mai mult de $0{,}2h_s$, şi în minus, în cazul contrar.

Zona de la baza peretelui structural delimitată în acest fel, având cerinţe de alcătuire specifice, este denumită în prezentul Cod "*zona A*". Restul peretelui, cu eforturi mai mici şi cerinţe de alcătuire mai reduse faţă de cele ale zonei A, este denumit "*zona B*" (Fig. 7.1).

7.2 Valorile eforturilor secţionale de proiectare în pereţi

7.2.1 În cazul în care calculul eforturilor a fost efectuat pe baza caracteristicilor de rigiditate stabilite conform relaţiilor (6.9 ÷ 6.17), valorile acestora se pot redistribui între pereţii structurali de pe aceeaşi direcţie, atunci când prin aceasta se obţin avantaje sub aspectul preluării eforturilor şi al detaliilor de armare. În această situaţie, valorile redistribuite nu vor depăşi 30% din valoarea maximă obţinută prin calcul (Fig. 7.2.a).

Redistribuţia postelastică a eforturilor trebuie să nu modifice valorile forţei tăietoare totale şi ale momentului total de răsturnare.



a) b)

Fig. 7.2

7.2.2 Valorile de proiectare, M_{Ed}, ale momentelor încovoietoare în secţiunile orizontale ale pereţilor, în structuri proiectate pentru clasele de ductilitate *DCH* şi *DCM*, se determină cu relaţiile (Fig. 7.3):

(a) în *zona A*:

$$M_{Ed} = M'_{Ed,o} \tag{7.1}$$

(b) în *zona B*:

$$M_{Ed} = k_M \Omega\, M'_{Ed} \leq \Omega\, M'_{Ed,o} \tag{7.2}$$

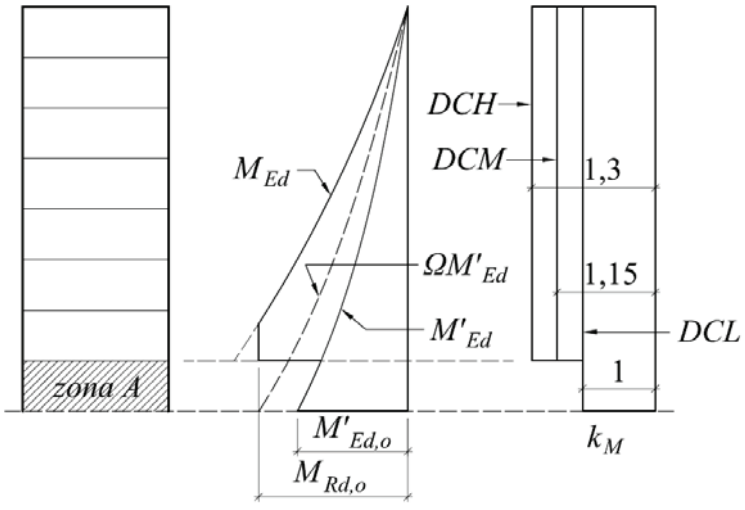


Fig. 7.3

S-au folosit notaţiile:

M'_{Ed} momentul încovoietor din încărcările seismice de proiectare, incluzând eventualele corecţii rezultate în urma redistribuirii eforturilor între pereţi;

$M'_{Ed,o}$ valoarea M'_{Ed} la baza pereţilor;

k_M coeficient de corecţie a momentelor încovoietoare din pereţi:

k_m = 1,30 pentru clasa de ductilitate *DCH*

k_m = 1,15 pentru clasa de ductilitate *DCM*

k_m = 1,00 pentru clasa de ductilitate *DCL*

Ω raportul între capacitatea de rezistenţă la moment încovoietor în secţiunea de la bază şi momentul de proiectare în aceeaşi secţiune:

- pentru pereţi necuplaţi:

$$\Omega = \frac{M_{Rd,o}}{M'_{Ed,o}} \leq q \qquad (7.3)$$

în care:

$M_{Rd,0}$ momentul capabil la baza peretelui

q factorul de comportare considerat la proiectarea structurii

- pentru montantul unui ansamblu de pereţi cuplaţi (Fig. 7.4):

$$\Omega \cong \frac{M_{Rd,o} + 0{,}85\left[\sum\left(V^{l}_{Edb,i} \cdot L^{l}_{i}\right) + \sum\left(V^{r}_{Edb,i} \cdot L^{r}_{i}\right)\right]}{M'_{Ed,o} + \sum\left(V'^{l}_{Edb,i} \cdot L^{l}_{i}\right) + \sum\left(V'^{r}_{Edb,i} \cdot L^{r}_{i}\right)} \leq q \qquad (7.4)$$

în care:

$M_{Rd,0}$ momentul capabil la baza montantului considerat

$V'_{Edb,i}$ forţa tăietoare produsă în grinda i din stanga ($V'^{l}_{Edb,i}$) sau dreapta ($V'^{r}_{Edb,i}$) montantului, sub încărcările seismice de proiectare

$V_{Edb,i}$ forţa tăietoare din grinda i din stanga ($V^{l}_{Edb,i}$) sau dreapta ($V^{r}_{Edb,i}$) montantului, asociată atingerii momentului capabil, incluzând efectul suprarezistenţei (forţa tăietoare de proiectare din grindă conf. 7.3)

L_i distanţa măsurată de la mijlocul deschiderii libere a grinzii i până în centrul de greutate al secţiunii montantului considerat

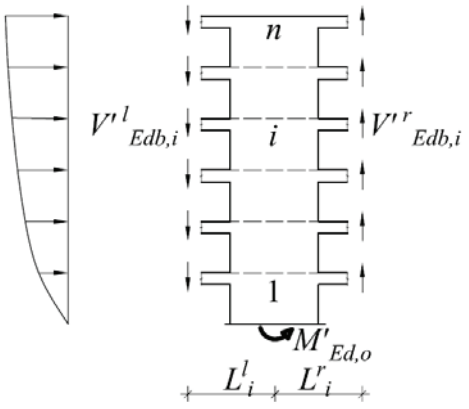


Fig. 7.4

7.2.3 În cazul structurilor proiectate pentru clasa de ductilitate *DCL*, valorile de proiectare ale momentelor încovoietoare sunt cele obţinute din calculul pentru combinaţia de acţiuni care include acţiunea seismică.

7.2.4 Valorile de proiectare V_{Ed} ale forţelor tăietoare din pereţii structurilor proiectate pentru clasele de ductilitate *DCH* şi *DCM* se determină cu relaţiile (Fig. 7.5):

$$V_{Ed} = k_V \gamma_{Rd} \ \Omega \ V'_{Ed} \qquad (7.5)$$

Se aplică limitările:

$$1{,}5 \le k_V \gamma_{Rd} \ \Omega \le q$$

Factorul k_V ia valorile:

k_V = 1,2 pentru clasa de ductilitate *DCH*

k_V = 1,0 pentru clasa de ductilitate *DCM,*

γ_{Rd}, factorul ce ţine seama de efectul diferitelor surse de suprarezistenţă, ia valorile:

γ_{Rd} = 1,2 pentru clasa de ductilitate *DCH*

γ_{Rd} = 1,1 pentru clasa de ductilitate *DCM*

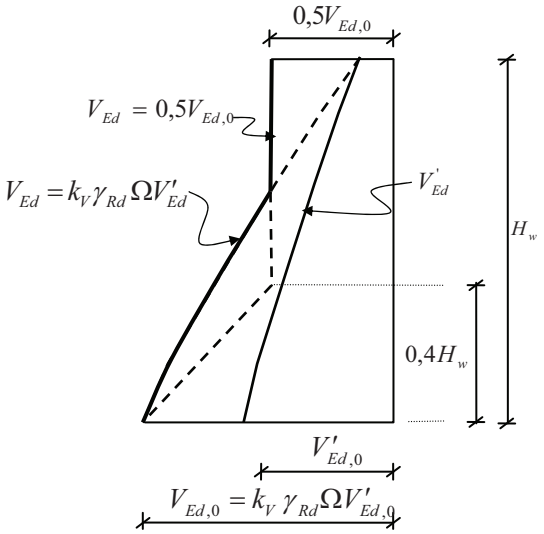


Fig. 7.5

7.2.5 În cazul structurilor proiectate pentru clasa de ductilitate *DCL*, valorile de proiectare ale forţelor tăietoare sunt obţinute din calculul pentru combinaţia de acţiuni care include acţiunea seismică.

La primele doua niveluri ale construcţiei, forţa tăietoare de proiectare se va lua cu 20% mai mare decât cea furnizată de calculul structurii.

$$V_{Ed} = 1{,}2 \ V'_{Ed}$$

7.2.6 Forţele axiale de proiectare din pereţi, N_{Ed}, se stabilesc pe baza echilibrului peretelui în starea de mecanism cinematic de plastificare. În cazul frecvent în care mecanismul implică plastificarea grinzilor de cuplare, valorile forţelor tăietoare din grinzi, considerate la evaluarea forţelor $N_{Ed,}$ corespund momentelor capabile ale grinzilor reduse cu 15% (vezi pct. 7.2.2).

7.3 Valorile eforturilor secţionale de proiectare în grinzile de cuplare

7.3.1 Valorile momentelor încovoietoare rezultate din calculul structurii în combinaţia seismică de acţiuni se pot redistribui între grinzile de cuplare situate pe aceeaşi verticală. Corecţiile efectuate nu vor depăşi 20% din valorile rezultate din calcul, iar suma eforturilor din grinzile de pe aceeaşi verticală, rezultate în urma redistribuirii, nu va fi inferioară valorii corespunzătoare rezultate din calculul structural (Fig.7.2(b)).

7.3.2 În cazul grinzilor cu raportul l_{cl} / $h \leq 3$, valorile de proiectare, V_{Ed}, ale forţelor tăietoare din grinzi, în structuri proiectate pentru clasele de ductilitate *DCH* şi *DCM*, se determină cu relaţia:

$$V_{Ed} = \gamma_{Rd} \frac{\left|M^{l}_{Rdb}\right| + \left|M^{r}_{Rdb}\right|}{l_{cl}} \qquad (7.6)$$

în care:

$\left|M^{l}_{Rdb}\right|$ şi $\left|M^{r}_{Rdb}\right|$ — valorile absolute ale momentelor capabile în secţiunile de la extremităţile grinzii de cuplare corespunzătoare pentru fiecare din cele două sensuri de acţiune a forţelor laterale

γ_{Rd} — un factor care ia în consideraţie posibile suprarezistenţe datorate consolidării oţelului:

γ_{Rd} = 1,25 pentru clasa *DCH*

γ_{Rd} = 1,10 pentru clasa *DCM*

La stabilirea valorilor M_{Rdb} pentru sensul care întinde armăturile de la partea superioară se va ţine seama şi de contribuţia armăturilor continue din zona activă a plăcii, paralele cu grinda.

7.3.3 În cazul grinzilor de cuplare cu rigiditate mare şi cu o capacitate mare de rezistenţă, care nu sunt proiectate ca elemente de disipare a energiei, calculul forţelor tăietoare (de lunecare) în aceste elemente se efectuează pe baza echilibrului mecanismului de plastificare format în acest caz.

7.3.4 În cazul structurilor proiectate pentru clasa de ductilitate *DCL*, valorile de proiectare ale momentelor încovoietoare din grinzile de cuplare sunt egale cu cele din calculul structural, iar valorile de proiectare ale forţei tăietoare sunt cele asociate momentelor capabile.

7.3.5 În cazul grinzilor de cuplare cu l_{cl} / $h > 3$, eforturile de proiectare se calculează conform prevederilor din **P 100-1**, pct. 5.3.4.1.1.

7.4 Efectul acţiunilor verticale excentrice

În cazul structurilor la care rezultanta acţiunilor verticale aferente pereţilor se aplică excentric în raport cu centrul de greutate al secţiunii lor şi dacă aceste încărcări excentrice nu se echilibrează pe ansamblul structurii (Fig.7.6) şi produc deplasări orizontale semnificative, eforturile corespunzătoare se vor evalua separat şi se vor însuma cu cele din acţiunea încărcărilor orizontale din gruparea seismică de acţiuni.

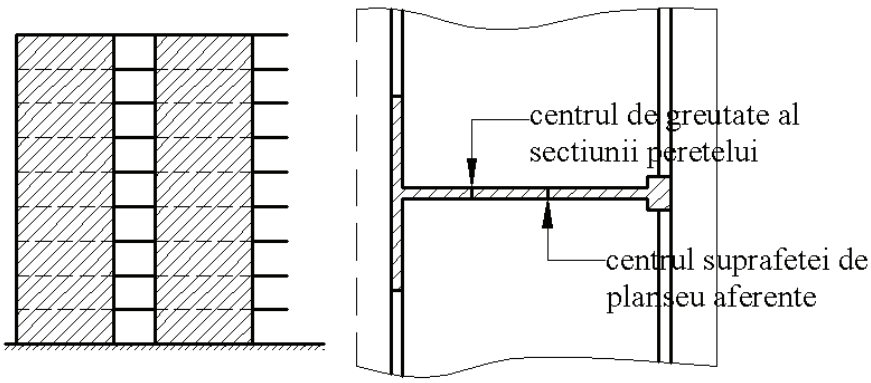


Fig. 7.6

Dacă momentele încovoietoare în pereţi produse de încărcările verticale sunt mai mici de 10% din valorile produse de încărcările orizontale, ele pot fi neglijate la dimensionarea pereţilor.

Pentru determinarea eforturilor din acţiunile verticale se utilizează acelaşi model structural ca pentru încărcările orizontale.

7.5 Dimensionarea secţiunii de beton a pereţilor structurali

7.5.1 Grosimea necesară a peretelui structural şi oportunitatea prevederii de bulbi sau tălpi la capetele libere se stabilesc punând condiţia:

$$_{\mathrm{u}} = x_u / l_w \le \xi_{\max} \qquad (7.7)$$

în care:

x_u înălţimea zonei comprimate stabilită pe baza rezistenţelor de proiectare ale betonului şi armăturii la starea limită ultimă în combinaţia care include acţiunea seismică;

ξ_{u} înălţimea relativă a zonei comprimate la starea limită ultimă.

Valorile $\xi_{\max}$ se iau astfel:

0,100 (Ω + 2), în cazul proiectării pentru clasa *DCH*;

0,135 (Ω + 2), în cazul proiectării pentru clasa *DCM*.

Îndeplinirea condiţiei (7.7) asigură în cazurile curente satisfacerea condiţiilor de ductilitate locală ale pereţilor date la 8.5.2., care trebuie însă verificată explicit în toate situaţiile.

7.5.2 În zona critică a pereţilor, în situaţia când înălţimea x_u a zonei comprimate depăşeşte cea mai mică dintre valorile $5b_{wo}$ (b_{wo} - grosimea peretelui) şi $0{,}4l_w$ (Fig. 7.7(a)) este necesară verificarea pentru evitarea pierderii stabilităţii.

Asemenea verificări sunt necesare şi la extremităţile tălpilor, dacă înălţimea zonei comprimate $x_u \ge 2b_f$, în porţiunile care depăşesc dimensiunile $4b_f$ de fiecare parte a inimii (Fig.7.7(b)).

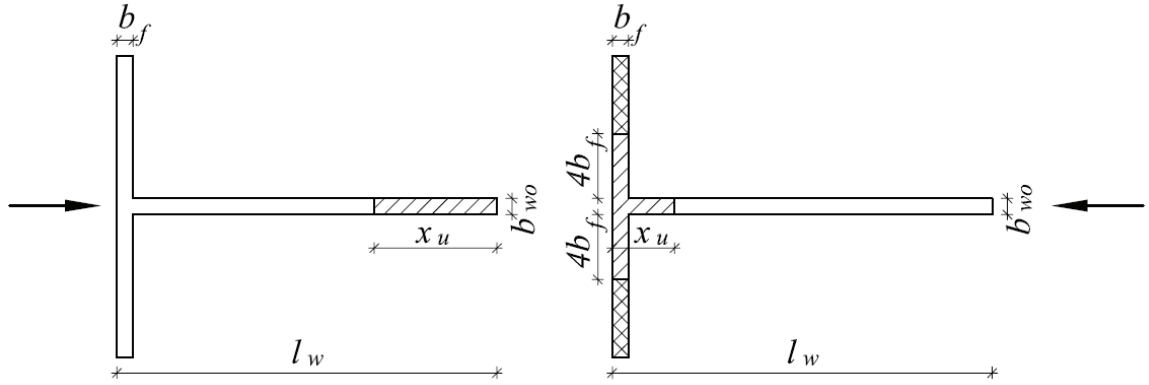
În cazurile curente, se admite că este împiedicată pierderea stabilităţii peretelui dacă în zonele menţionate este îndeplinită condiţia:

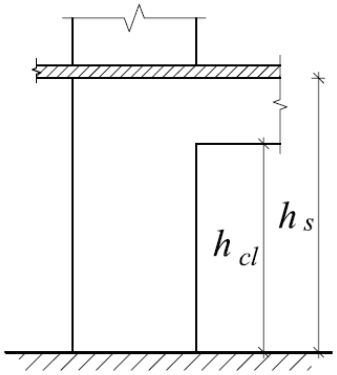
$$b_{wo} \geq \frac{h_s}{10} \quad \text{sau} \quad b_f \geq \frac{h_s}{15}$$

în care h_s este înălţimea nivelului.

În caz contrar, extremităţile respective ale pereţilor trebuie întărite cu bulbi (vezi 8.2.3).

Dacă la capătul lamelar peretele structural este legat printr-o grindă de cuplare de un alt perete, în locul valorii h_s, în relaţiile de mai sus se va considera dimensiunea golului, h_{cl} (Fig. 7.7(c)).





c)

Fig. 7.7

7.6 Calculul armăturilor longitudinale şi transversale din pereţii structurali

7.6.1 Calculul armăturilor longitudinale

Calculul la compresiune/întindere excentrică al pereţilor structurali se face în conformitate cu ipotezele şi metodele prescrise în **SR EN 1992-1-1** şi Anexa Naţională.

În calcul se va lua în considerare aportul tălpilor intermediare şi al armăturilor verticale dispuse în inima peretelui şi în intersecţiile intermediare cu pereţii perpendiculari pe peretele structural care se dimensionează..

Se recomandă aplicarea unui program de calcul automat adecvat.

7.6.2 Calculul pereţilor structurali la forţă tăietoare

Sunt necesare trei verificări şi anume:

- verificarea secţiunii de beton în ceea ce priveşte capacitatea inimii de a prelua eforturi principale de compresiune;
- verificarea armăturilor transversale (orizontale) din inima secţiunii pereţilor din condiţia de rezistenţă în secţiuni înclinate;
- verificarea rosturilor de turnare orizontale.

i. *Verificarea inimii secţiunii de beton*

Secţiunea inimii pereţilor în *zona A* trebuie să satisfacă condiţia:

- la construcţii proiectate pentru clasa *DCH*

$$V_{Ed} \leq 0{,}15\ b_{wo}\ l_w\ f_{cd} \qquad (7.8)$$

- la construcţii proiectate pentru clasa *DCM*

$$V_{Ed} \leq 0{,}18\ b_{wo}\ l_w\ f_{cd} \qquad (7.9)$$

în care:

$b_{w,}\ l_w$ grosimea şi lungimea (pe orizontală) a inimii peretelui

f_{cd} valoarea de proiectare a rezistenţei la compresiune a betonului

În *zona B* se consideră o capacitate a betonului cu 20% mai mare decât în *zona A*.

ii. *Verificarea armăturilor transversale*

a) În cazul pereţilor structurali cu raportul între înălţimea în elevaţie a peretelui şi lungime, $H_w / l_w, \geq 1$, dimensionarea armăturii orizontale pentru preluarea forţei tăietoare în secţiuni înclinate se face pe baza relaţiilor:

- în *zona A*:

$$V_{Ed} \leq \Sigma A_{sh}\ f_{yd,h} \qquad (7.10)$$

unde:

ΣA_{sh} suma secţiunilor armăturilor orizontale intersectate de o fisură înclinată la 45°, incluzând armăturile din centuri, dacă fisura traversează planşeul

$f_{yd,h}$ valoarea de proiectare a limitei de curgere a armăturii orizontale

- în *zona B*:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} + \Sigma A_{sh}\ f_{yd,h} \qquad (7.11)$$

unde:

$V_{Rd,c}$ valoarea de proiectare a forţei tăietoare preluate de zona comprimată de beton

$$V_{Rd,c} = 0{,}5\ \sigma_{cp}\ b_{wo}\ l_w \qquad (7.12)$$

în care σ_{cp} este efortul unitar mediu de compresiune în inima peretelui

b) În cazul peretelui cu raportul $H_w / l_w < 1$, secţiunile armăturilor orizontale şi verticale din inima pereţilor vor respecta relaţia:

$$V_{Ed} \le V_{Rd,c} + \sum A_{sh} \cdot f_{yd,h} + \frac{l_w - H_w}{l_w} \cdot \sum A_{sv} \cdot f_{yd,v} \qquad (7.13)$$

unde:

ΣA_{sv} suma secţiunilor armăturilor verticale din inima peretelui

$f_{yd,v}$ valoarea de proiectare a limitei de curgere a armăturii verticale

$V_{Rd,c}$ se determină cu relaţia (7.12)

Armătura orizontală ΣA_{sh} va respecta condiţia:

$$\Sigma A_{sh} f_{yd,h} \ge \Sigma q_i H_i \qquad (7.14)$$

în care:

q_i forţele orizontale, considerate uniform distribuite, transmise de planşeu la perete, la nivelul i, „suspendate" de diagonalele comprimate cu înclinarea de 45º, descărcate în secţiunea de la bază conform schemei din Fig. 7.8

H_i distanţa măsurată de la bază la nivelul i

ΣA_{sh} suma tuturor ariilor secţiunilor armăturilor orizontale din perete

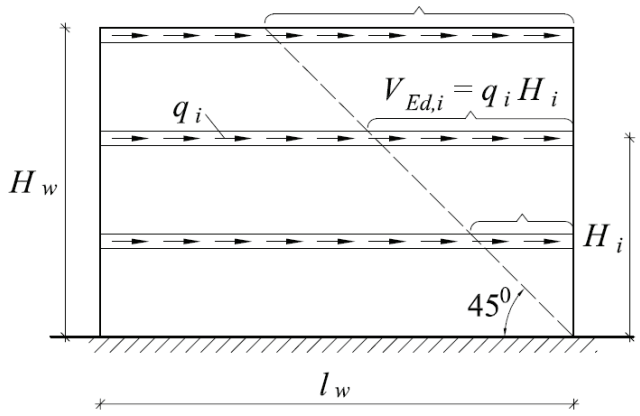


Fig. 7.8

iii. *Verificarea rosturilor de turnare*

În lungul planurilor potenţiale de lunecare constituite de rosturile de lucru din *zona A* a pereţilor, va fi respectată următoarea relaţie:

$$V_{Ed} \le V_{Rd,s}$$

în care $V_{Rd,s}$ reprezintă valoarea de proiectare a rezistenţei la lunecare:

$$V_{Rd,s} = \mu_f (\Sigma A_{sv} f_{yd,v} + N_{Ed}) + \Sigma A_{si} f_{yd,i} (\cos \alpha + \mu_f \sin\alpha) \qquad (7.15)$$

S-a notat:

ΣA_{sv} suma armăturilor verticale active de conectare

ΣA_{si} suma secţiunilor armăturilor înclinate sub unghiul α, faţă de planul potenţial de forfecare, solicitate la întindere de forţele laterale

$f_{yd,i}$ valoarea de proiectare a limitei de curgere a armăturii înclinate

N_{Ed} valoarea de proiectare a forţei axiale în secţiunea orizontală considerată, în combinaţia de încărcări care include acţiunea seismică

μ_f coeficientul de frecare în rost la acţiuni ciclice:

- pentru structuri proiectate pentru clasa *DCH*:

  $\mu_f = 0{,}6$

- pentru structuri proiectate pentru clasa *DCM*:

  $\mu_f = 0{,}7$

Se consideră armături active de conectare armăturile din inima pereţilor şi armăturile situate în talpa (bulbul) întinsă.

În cazul pereţilor cuplaţi, armăturile de conectare rezultă din condiţia satisfacerii relaţiei pe ansamblul pereţilor, pe întreg rostul având lungimea egală cu suma lungimilor pereţilor cuplaţi.

În *zona B* verificarea rosturilor de turnare nu este necesară.

7.6.3 Calculul armăturilor orizontale în îmbinările verticale ale structurilor prefabricate.

Valoarea de proiectare, $V_{Ed,v}$, a eforturilor de lunecare în lungul îmbinărilor verticale în structurile cu pereţi din elemente prefabricate de beton armat cu diferite alcătuiri se determină pe baza condiţiei de echilibru al forţelor în mecanismul de plastificare al structurii (de regulă cu secţiunile de la extremităţile riglelor de cuplare şi de la baza pereţilor structurali solicitate la capacitatea lor de rezistenţă, Fig. 7.9).

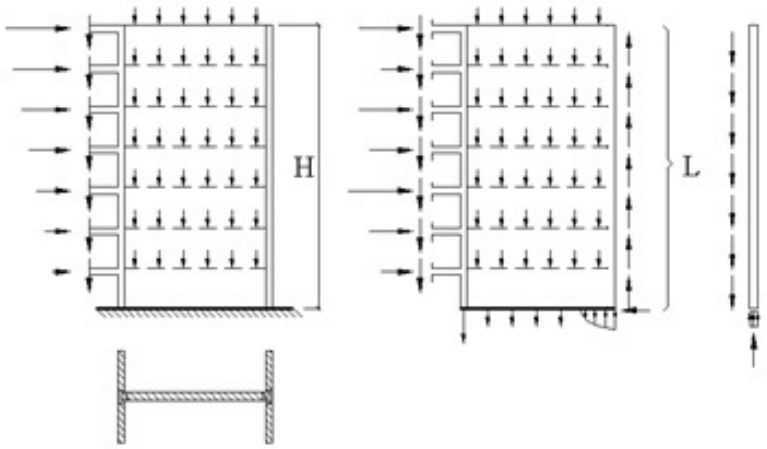


Fig. 7.9

Armătura orizontală, A_{sh}, în îmbinările verticale ale panourilor cu profilatura sub formă de dinţi, incluzând armătura orizontală din centuri, se determină pe baza relaţiei:

$$V_{Ed,v} \leq \Sigma V_{Rd,t} + \Sigma A_{sh} f_{yd,h} \qquad (7.16)$$

unde:

$\Sigma V_{Rd,t}$ suma eforturilor de lunecare capabile ale dinţilor panoului sau ale dinţilor monolitizării, care este mai mică

Efortul de lunecare capabil al unui dinte se va lua egal cu cea mai mică dintre valorile (Fig. 7.10):

- rezistenţei la strivire pe capătul dintelui:

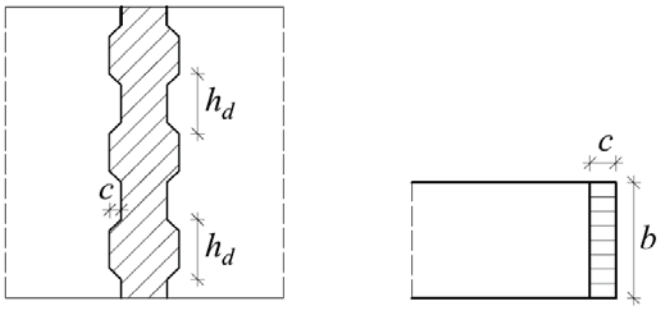
  $$V_{Rd,t1} = b\, c\, f_{cd} \qquad (7.17)$$

  în care b şi c sunt dimensiunile în proiecţie orizontală ale dintelui.

- rezistenţei la forfecare a dintelui:

$$V_{Rd,t2} = 1{,}5\, b\, h_d\, f_{ctd} \qquad (7.18)$$

în care h_d este înălţimea dintelui, iar f_{ctd} se ia minima rezistenţelor la întindere ale betonului din panoul prefabricat, respectiv din îmbinare.



a) b)

Fig. 7.10

7.7 Calculul armăturilor din grinzile de cuplare

7.7.1 Calculul armăturilor longitudinale ale grinzilor de cuplare se face în baza prevederilor **SR EN 1992-1-1** şi Anexa Naţională privind calculul la încovoiere, la valorile momentelor rezultate din calcul la acţiuni seismice, eventual redistribuite pe înălţimea clădirii conform indicaţiilor de la paragraful 7.3.1. În cazurile curente ale deschiderilor de uşi (≤ 1,20 m), se pot neglija momentele din acţiunea încărcărilor verticale.

Se recomandă ca secţiunea armăturilor efective să fie cât mai apropiată de secţiunea necesară din calcul.

7.7.2 Secţiunea de beton a grinzilor de cuplare armate cu bare ortogonale va respecta relaţiile:

$$V_{Ed} \le b_w\, d\, f_{ctd} \text{ , pentru clasa } DCH \qquad (7.19)$$

$$V_{Ed} \le 1{,}5 b_w\, d\, f_{ctd} \text{ , pentru clasa } DCM \qquad (7.20)$$

Dacă nu sunt îndeplinite condiţiile de la 7.19 sau 7.20, armarea grinzilor de cuplare se realizează prin armătură dispusă după diagonalele grinzii. Armarea cu carcase diagonale se recomandă, în toate cazurile, la structurile proiectate pentru clasa *DCH*.

7.7.3 În cazul grinzilor de cuplare cu raportul $h / l_{cl} \le 1$, armate cu bare orizontale şi etrieri, armăturile transversale se determină din condiţia ca acestea să preia în întregime forţa tăietoare de calcul, conform relaţiei:

$$V_{Ed} \le 0{,}8\, \Sigma A_{sw}\, f_{ywd} \qquad (7.21)$$

în care ΣA_{sw} este suma secţiunilor etrierilor care interceptează o fisură înclinată la 45°.

Armătura orizontală intermediară (suplimentară faţă de armatura la încovoiere concentrată la extremităţile secţiunii) va avea secţiunea minimă indicată la 8.6.1(b).

La grinzile cu raportul $h / l_{cl} > 1$, calculul la forţa tăietoare se face cu relaţia:

$$V_{Ed} \le 0{,}8\, [\Sigma A_{sw}\, f_{ywd} + (h - 0{,}5\, l_{cl} / h)\, \Sigma A_{sh}\, f_{yd,h}] \qquad (7.22)$$

în care ΣA_{sh} este aria armăturilor orizontale dispuse pe inima grinzii, iar f_{ywd} şi f_{yhd} sunt valorile de proiectare ale limitei de curgere a oţelului, din etrieri, respectiv armătura orizontală intermediară.

Secţiunea armăturilor verticale, ΣA_{sv}, va îndeplini condiţia:

$$\sum A_{sv} \geq \frac{V_{Ed}}{f_{ywd}} \cdot \frac{l_{cl}}{2h} \qquad (7.23)$$

7.7.4 În cazul în care se adoptă un sistem de armare cu carcase înclinate, aria armăturii înclinate ΣA_{si} cu limita de curgere $f_{yd,i}$, a fiecărei carcase, se determină cu relaţia:

$$V_{Ed} \leq 2\, \Sigma A_{si}\, f_{yd,i}\, sin\alpha \qquad (7.24)$$

în care α este unghiul de înclinare al carcaselor de armătură (Fig. 8.16).

7.7.5 În cazul în care grinzile de cuplare au o alcătuire mixtă (element prefabricat cu suprabetonare) şi se urmăreşte realizarea conlucrării celor două zone de beton de vârste diferite, armăturile transversale se vor dimensiona şi pentru rolul de conectori.

7.7.6 În cazul grinzilor de cuplare din structurile proiectate pentru clasa *DCL*, se aplică prevederile **SR EN 1992-1-1** şi Anexa Naţională pentru calculul la încovoiere şi la forţă tăietoare, şi prevederile de la pct. 5.5.1 din **P 100-1**.

7.8 Calculul planşeelor ca diafragme orizontale

7.8.1 În vederea asigurării unei comportări spaţiale solidare a ansamblului de pereţii structurali, este necesar ca planşeele să fie suficient de rigide în planul lor, astfel încât deformaţiile orizontale ale acestora să fie neglijabile în raport cu deformaţiile elementelor verticale (pereţi structurali, cadre). În cazurile curente, se poate considera că diafragmele sunt infinit rigide în planul lor.

7.8.2 La structurile cu pereţi deşi, la care rigidităţile pereţilor de pe aceeaşi direcţie sunt comparabile ca mărime, planşeele lucrează ca grinzi cu deschideri reduse, astfel că, de regulă, nu este necesară verificarea lor la eforturile ce le revin din acţiunile seismice orizontale.

7.8.3 La structurile cu pereţi rari (orientativ, cu distanţe mai mari de 12 m între pereţii structurali), precum şi la cele cu nucleu central de pereţi şi cadre perimetrale sau alte structuri similare, planşeele trebuie verificate, la eforturile ce le revin, ca diafragme orizontale.

Valorile forţelor orizontale produse în planşeu de forţele laterale pot fi obţinute prin utilizarea programelor de calcul structural curente.

La pct. 7.8.4 ÷ 7.8.6 se prezintă etapele unui procedeu de calcul simplificat pentru stabilirea eforturilor în diafragma orizontală. Este recomandabil să se efectueze calculul cu un program de calcul.

7.8.4 Valorile forţelor F_1, F_2, . . ., F_m, reprezentând reacţiunile diafragmei asupra peretelui la nivelul unui planşeu se pot deduce din calculul de ansamblu. Astfel, pentru peretele *i* (Fig. 7.11), diafragma situată peste nivelul *j* exercită reacţiunea:

$$F_i^j = V_{Ed,i}^j - V_{Ed,i}^{j+1} \qquad (7.25)$$

unde $V_{Ed,i}^j, V_{Ed,i}^{j+1}$ sunt forţele tăietoare de proiectare în peretele *i* la nivelurile *j* şi *j*+1.

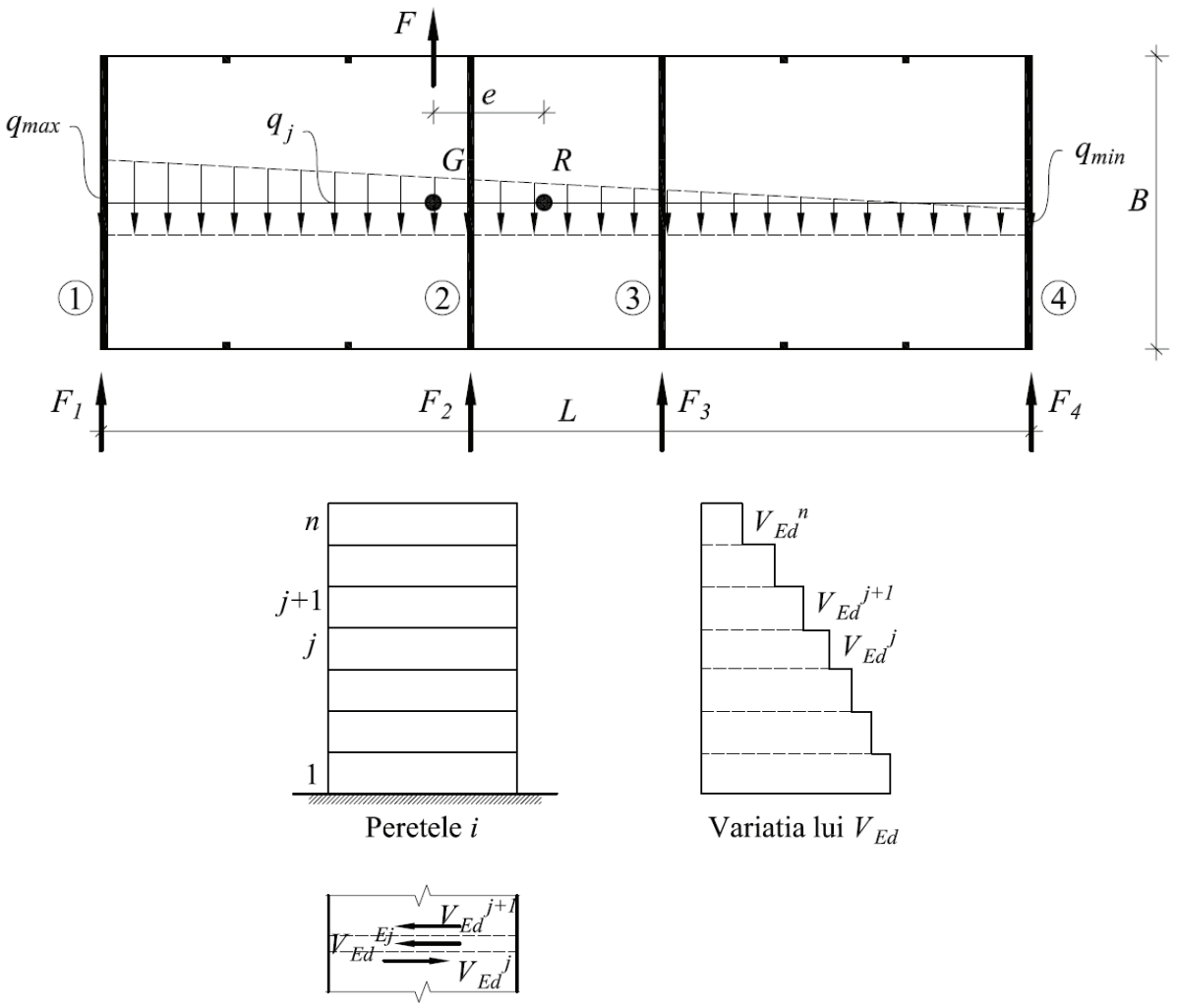


Fig. 7.11

Mărimea şi repartiţia încărcărilor orizontale distribuite liniar (q_j) se stabilesc din condiţia ca rezultanta lor să coincidă ca valoare şi poziţie cu rezultanta forţelor F (Fig. 7.11).

Momentele încovoietoare şi forţele tăietoare în planul diafragmei se determină din condiţia de echilibru în orice secţiune a diafragmei orizontale sub forţele $F_1...F_n$ şi încărcările orizontale distribuite, q_j.

Dimensionarea planşeului la încovoiere şi forţă tăietoare pentru forţele din planul său se va face utilizând valorile reduse cu 20% ale rezistenţelor betonului şi oţelului.

7.8.5 La nivelurile unde intervin suprimări ale unor pereţi structurali, planşeul va fi verificat pentru rolul de a asigura redistribuţia forţelor orizontale între pereţii situaţi deasupra şi dedesubtul planşeului.

7.8.6 Transmiterea forţelor orizontale din planul planşeului la pereţi se poate face (Fig. 7.12):

- prin compresiune directă pe capătul peretelui (*mecanismul 1*)
- prin armături întinse care "colectează" forţele distribuite pe inima grinzilor pereţi (a planşeului – diafragmă orizontală) aferente (*mecanismul 2*)
- prin lunecări între inima peretelui şi diafragmă (*mecanismul 3*).

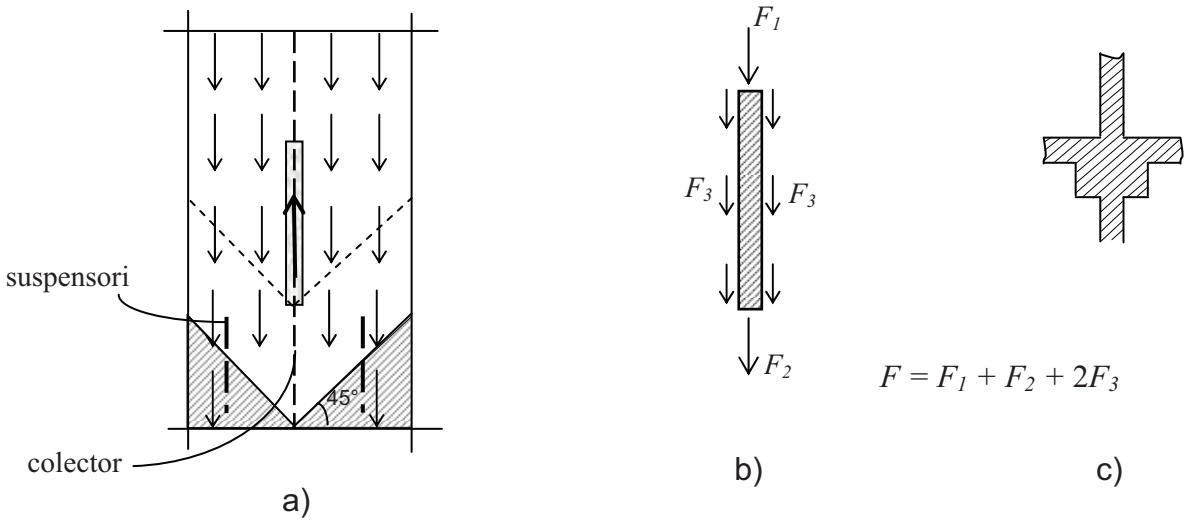


Fig.7.12

Valorile forţelor F_1, F_2 şi F_3 se stabilesc cu relaţiile:

$$F_1 = 1{,}5\, b_w\, h_f f_{ck} \tag{7.26}$$

$$F_2 = A_{s,ch} f_{yd} \tag{7.27}$$

$$F_3 = l_w\, h_f f_{ctd} \le A_s f_{yd} \tag{7.28}$$

în care:

- b_w grosimea peretelui
- l_w înălţimea secţiunii transversale a unui perete
- h_f grosimea plăcii
- A_s aria secţiunilor armaturilor de la partea de sus şi de jos a planşeului, perpendiculare pe perete
- $A_{s,ch}$ aria secţiunilor armăturilor din centură

Notă: Evaluarea fracţiunilor F_1, F_2, F_3 din forţa F care revine peretelui la fiecare nivel se face prin aprecieri inginereşti, considerând mai multe scheme posibile. Se va ţine seama că *mecanismul 1* este mai rigid decât *mecanismul 3*, iar acesta este mai rigid decât *mecanismul 2*.
Ca urmare este indicat ca forţa F de contact între perete şi planşeul diafragmă să fie preluată în cea mai mare parte prin mecanismele reprezentate de forţele F_1 şi F_3. Mobilizarea forţei F_2 prin tiranţi de oţel beton este obligatorie în situaţiile în care contribuţia celorlalte componente este redusă sau lipseşte complet. De exemplu, în cazul unui perete situat la capătul clădirii, perpendicular pe margine, nu se poate conta pe forţa de compresiune F_1 sau pe forţa de întindere F_2, după caz, în funcţie de sensul acţiunii seismice. În cazul unui perete situat în lungul unei margini a clădirii, sau la care contactul cu planşeul este întrerupt de goluri cu dimensiuni mari, forţele de lunecare F_3 sunt absente pe o parte sau chiar pe ambele feţe ale peretelui.

Forţa F_1 este limitată la rezistenţa la strivire a betonului. Pentru sporirea capacităţii de a prelua compresiuni, zona de legătură între perete şi placa planşeului se poate îngroşa sub forma unei centuri (Fig.7.12(c)).

Armăturile de colectare constituie armarea centurii peretelui. Aceasta trebuie să fie suficient de lungă pentru a antrena forţele din planşeu aferente peretelui. În placa planşeului mai trebuie prevăzute armături de suspendare a încărcărilor care nu se află în zona de influenţă a colectorului (aferentă zonei poşate în Fig. 7.12(a)).

Dacă nu este realizat un colector sau acesta nu este activ, zona de planşeu în care forţele masice trebuie suspendate de zona comprimată a acestuia creşte corespunzător (zona indicată cu linii întrerupte la 45^0 în Fig. 7.12 (a).

Dacă valorile forţelor F_3 depăşesc limita dată de relaţia (7.28), dar sunt mai mici decât $2l_w h_f f_{ctd}$, se vor prevedea conectori dimensionaţi în baza prevederilor din **SR EN 1992-1-1** şi Anexa Naţională.

Dacă $F_3 > 2l_w h_f f_{ctd}$, este necesară îngroşarea plăcii.

Identificarea mecanismului de transmitere a forţelor de la planşeu la pereţi este importantă mai ales la diafragmele de „transfer", cum sunt, de exemplu, planşeele de la contactul suprastructurii cu o infrastructură mult mai rigidă prin prezenţa pereţilor de contur şi, eventual, a altor pereţi suplimentari.

8. PREVEDERI CONSTRUCTIVE

8.1 Materiale utilizate

8.1.1 Clasa minimă a betonului utilizat în pereţii structurali va fi C16/20, pentru structuri proiectate pentru *DCL* şi *DCM*, şi C20/25 pentru *DCH*.

La clădirile cu înălţimi mari (orientativ, cu mai mult de 12 niveluri) se recomandă utilizarea unor betoane de clasă mai înaltă, în special la nivelurile inferioare.

8.1.2 În regiunile critice ale pereţilor se vor utiliza numai armături cu nervuri.

Clasa minimă a oţelului utilizat în structuri proiectate pentru *DCH* este clasa C, iar pentru celelalte cazuri este clasa B. Armăturile pot fi realizate din bare independente sau din plase sudate.

8.1.3 În afara zonelor critice (în *zonele B*) se pot utiliza armături din oţel mai puţin ductil decât în zonele critice, cu condiţia ca printr-o dimensionare adecvată să se evite intrarea în curgere a armăturilor longitudinale şi transversale.

8.2 Alcătuirea secţiunii de beton a pereţilor structurali. Dimensiuni minime

8.2.1 Grosimea minimă a pereţilor structurali va fi cel puţin 150mm şi cel puţin h_s/20.

8.2.2 Pentru stabilirea necesităţii prevederii de bulbi şi tălpi (evazări) la capete se aplică 7.5.1 şi 7.5.2.

8.2.3 La dimensionarea secţiunii bulbilor se vor respecta şi condiţiile:

$$b_w \geq \max \begin{cases} 250\text{mm} \\ 0{,}1 h_s \end{cases} \qquad \text{şi} \quad l_c \geq \max \begin{cases} b_{wo} \\ 0{,}1 l_w \end{cases}$$

Lamelele transversale vor avea lungimea de cel puţin $h_s / 4$ (Fig. 8.1).

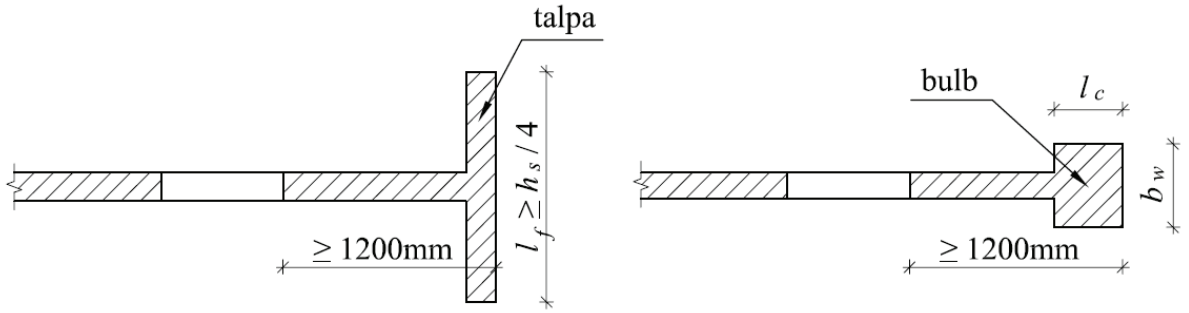


Fig. 8.1

8.2.4 Grinzile de cuplare la pereţii cu goluri de uşi vor avea, de regulă, aceeaşi grosime cu restul peretelui. În cazurile în care, din calcul, rezultă că această grosime este insuficientă, grinzile se vor îngroşa cu condiţia îngroşării şi a peretelui pe o lungime suficientă pentru a asigura ancorarea armăturilor longitudinale din grindă (Fig. 3.2).

8.2.5 În cazul în care se adoptă armarea grinzilor de cuplare cu carcase înclinate de armătură, grosimea grinzilor va fi cel puţin 250 mm.

8.2.6 Se va evita amplasarea golurilor pentru uşi sau ferestre în apropierea capetelor libere ale pereţilor structurali. Se recomandă ca distanţa de la extremitatea peretelui până la marginea primului gol să fie mai mare de 1200 mm (Fig. 8.1).

În cazurile în care această condiţie nu poate fi respectată, montantul de capăt va fi prevăzut cu bulb la marginea golului.

8.2.7 La pereţii având goluri decalate pe verticală (Fig. 8.2), se recomandă ca plinul dintre golurile la două niveluri succesive să fie de minimum 600 mm lungime.

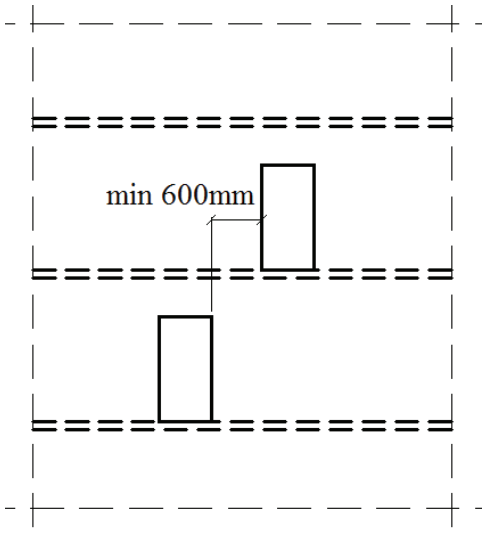


Fig. 8.2

8.3 Armarea pereţilor. Prevederi generale

8.3.1 Armăturile pereţilor structurali se clasifică în:

a) *Armături de rezistenţă*, a căror necesitate şi dimensionare rezultă din calculul la eforturile din acţiunile verticale şi orizontale, pe baza prevederilor din cap. 7. În această categorie intră:

- armături longitudinale (verticale) cu aport la capacitatea de rezistenţă la încovoiere;
- armături transversale (orizontale) cu rol în preluarea forţei tăietoare; la pereţii scurţi (pct. 7.6.2 ii. (b)) şi armăturile longitudinale verticale din inima pereţilor, care contribuie la capacitatea de rezistenţă la forţă tăietoare;
- armături longitudinale de conectare în lungul rosturilor de turnare;
- armături de confinare a betonului din zona comprimată;
- armături transversale pentru evitarea flambajului armăturilor longitudinale comprimate.

b) *Armături constructive*, a căror necesitate nu se stabileşte, de regulă, prin calcul, prevederea lor fiind determinată de acoperirea unor eforturi neevidenţiate în calcule curente (cum sunt cele produse de contracţia betonului, variaţiile de temperatură, cele datorate redistribuţiilor în timp ale eforturilor datorită deformaţiilor de curgere lentă a betonului, etc.) şi confirmată de comportarea în exploatare a clădirilor. În această categorie se încadrează şi armăturile cu rol de montaj.

8.3.2 În cazul utilizării plaselor sudate, se vor respecta prevederile în vigoare privind proiectarea şi executarea elementelor de beton armate cu plase sudate, cu completările date în prezenta secţiune a codului.

În cazul armării cu plase formate din bare independente, barele orizontale se vor dispune spre faţa exterioară a peretelui (Fig. 8.3).

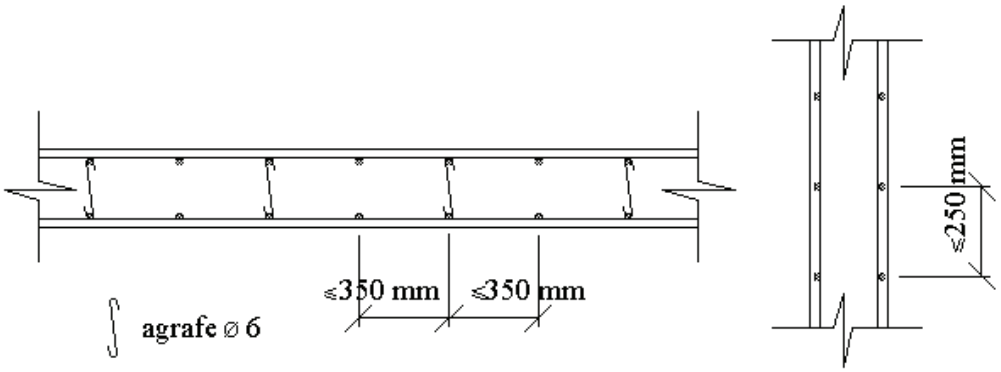


Fig.8.3

8.3.3 Acoperirea cu beton a armăturilor va lua în considerare condiţiile prevăzute în **SR EN 1992-1-1** cu Anexa Naţională şi în **NE 012-2**.

8.3.4 Înnădirea armăturilor

a) Înnădirea armăturilor verticale ale inimilor pereţilor se poate realiza prin suprapunere.

În *zona A* a peretelui, lungimile de suprapunere se determină conform prevederilor pct. 5.7.3 din **P 100-1**. În cazurile curente, se pot admite lungimi de suprapunere de $50d_{bL}$ pentru clasa *DCH* şi $45d_{bL}$ pentru clasa *DCM*.

În *zona B*, lungimile minime de înnădiri prin suprapunere sunt cu $10d_{bL}$ mai mici decât cele prescrise în *zona A*.

b) Înnădirea în *zona A* a barelor verticale principale situate la extremităţile secţiunii pereţilor va fi de regulă evitată. Dacă nu se poate evita înnădirea în *zona A*, se recomandă ca aceasta să se realizeze prin sudură de tip cap la cap sau prin cuplaje mecanice, omologate prin încercări corepunzătoare în condiţii compatibile cu clasa de ductilitate aleasă, conform legislaţiei în vigoare.

Înnădirea prin sudură a barelor suprapuse este interzisă.

Barele verticale se vor executa fără cârlige.

În cazul în care se aplică totuşi înnădiri prin suprapunere, lungimile de înnădire se calculează conform pct. 5.7.3 din **P 100-1**.

Notă: Înnădirea prin suprapunere pe lungimi sporite a barelor verticale principale împiedică local dezvoltarea deformaţiilor plastice ale armăturilor şi afectează comportarea de „articulaţie plastică”. În asemenea situaţii măsurile de armare transversală specifice *zonei A* trebuie prelungite pe verticală cu încă 30% din lungimea zonei critice.

c) Armăturile orizontale se înnădesc, de regulă, prin petrecere pe lungimi de cel puţin $50d_{bT}$ ($d_{bT,}$ diametrul armăturilor transversale) la construcţii proiectate pentru *DCH* şi $40d_{bT}$ la construcţii proiectate pentru *DCM*.

d) În cazul utilizării plaselor sudate în condiţiile precizate la 8.1, lungimile de suprapunere minime sunt de *un ochi* + 50 mm, dar nu mai puţin de 40 diametre.

e) Înnădirea armăturilor pentru structuri proiectate pentru clasa *DCL* se va face conform **SR EN 1992-1-1** şi Anexa Naţională.

8.3.5 Ancorarea armăturilor

Problema ancorării se pune, de regulă, pentru:

a) Barele orizontale din centuri şi barele orizontale din inima pereţilor la intersecţiile în formă de T sau L (Fig. 8.4 a);

b) Barele orizontale şi înclinate din grinzile de cuplare (Fig. 8.15, 8.16);

c) Barele verticale din pereţi, ancorate în infrastructură (Fig. 8.4 b);

d) Barele verticale şi orizontale de bordare a golurilor (Fig. 8.5).

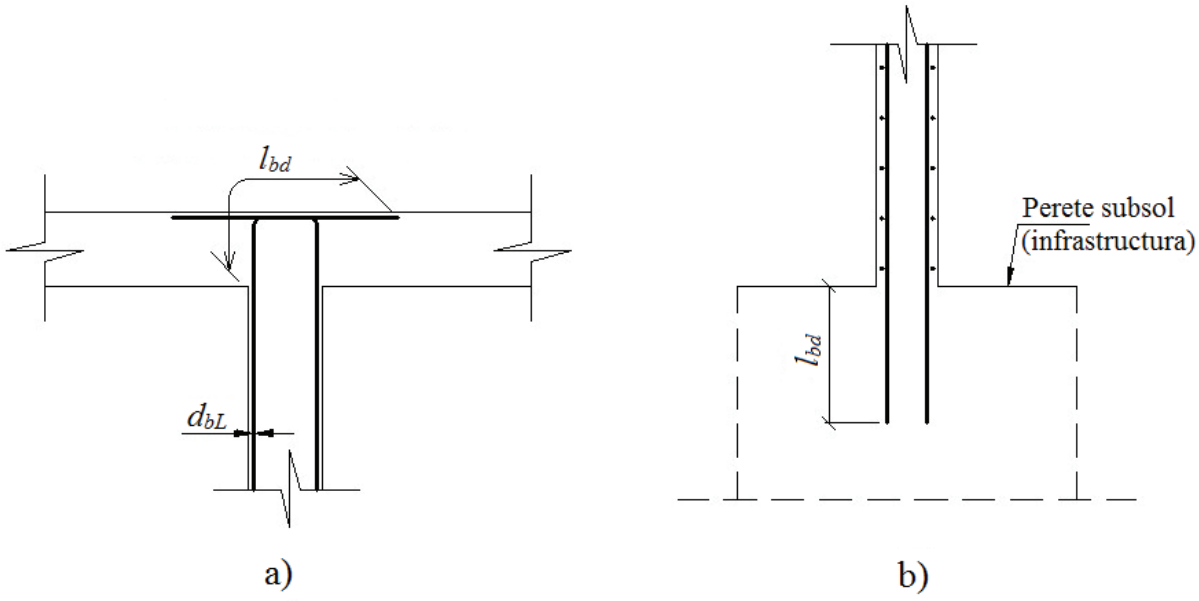


Fig. 8.4

Lungimile de ancorare l_{bd} ale armăturilor sunt cele obţinute prin aplicarea prevederilor de la cap. 8.4 din **SR EN 1992-1** şi Anexa Naţională. Lungimile de ancorare ale armăturilor din *zona A* se sporesc cu 30% pentru structuri proiectate pentru *DCH* şi cu 20% pentru structuri proiectate pentru *DCM*.

Pentru barele de bordare a golurilor (pct. d), lungimea de ancorare se stabileşte astfel încât să se antreneze cel puţin numărul de bare întrerupte în fiecare direcţie conform schemei din Fig. 8.5.

Armăturile orizontale de bordaj pot include şi armătura centurii planşeului.

Armătura orizontală prevăzută la partea superioară a golului trebuie să preia şi eforturile de încovoiere ale grinzii create prin introducerea golului.

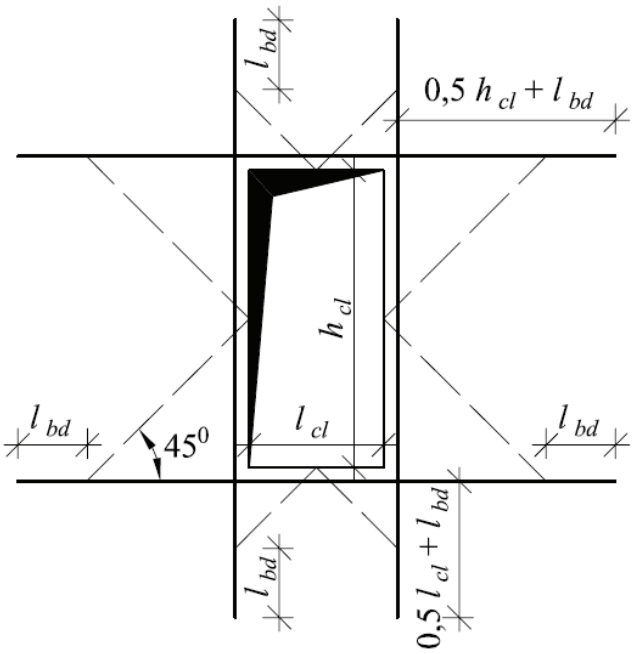


Fig. 8.5

8.3.6 Plasele care formează armarea continuă a pereţilor se vor lega cu agrafe care să le asigure poziţia în timpul turnării (Fig. 8.3).

Se vor dispune cel puţin:

- 4 agrafe $\phi 6/m^2$, în cazul barelor cu $d_{b,\,max} \leq 10$ mm;
- 6 agrafe $\phi 6/m^2$, în cazul barelor cu $d_{b,\,max} > 10$ mm.

în care $d_{b,max}$ este diametrul maxim al barelor longitudinale sau verticale prinse de agrafă.

8.4 Armarea în câmp a pereţilor structurali

8.4.1 Prin armare în câmp se înţelege armătura cuprinsă în inima pereţilor în zona dintre două intersecţii succesive de pereţi, între o intersecţie şi o zonă de capăt, sau între două zone de capăt (definite la 8.5.1) la pereţii fără intersecţii intermediare cu alţi pereţi.

În funcţie de încadrarea în prevederile 8.3.1, armarea în câmp poate fi o armare de rezistenţă (8.4.2) sau o armare constructivă (8.4.3).

8.4.2 Armarea de rezistenţă va respecta procentele minime de armare date în tabelul 8.1 pentru oţeluri cu rezistenţe de proiectare $f_{yd} \leq 350$MPa, respectiv cu $f_{yd} > 350$MPa (valorile din paranteze).

Armătura de rezistenţă se realizează din două plase dispuse câte una la fiecare faţă a peretelui (Fig. 8.3).

Procentul minim din tabelul 8.1 se referă la armăturile de pe ambele feţe ale peretelui şi este valabil pentru clasele de ductilitate *DCH* şi *DCM*. În cazul structurilor proiectate pentru clasa *DCL*, procentul minim este 0,20% pe fiecare direcţie.

Armăturile sub formă de plase sudate din clasa A pot fi utilizate pentru armarea de rezistenţă numai în situaţiile specificate la 8.1. Procentele minime în aceste cazuri sunt 0,25% pentru armăturile orizontale şi 0,20% pentru cele verticale.

Tabelul 8.1

Zona peretelui	Procentul minim de armare pentru:			
	Barele orizontale		Barele verticale	
	$a_g > 0{,}15g$	$a_g \leq 0{,}15g$	$a_g > 0{,}15g$	$a_g \leq 0{,}15g$
Zona A	0,25% (0,20%)	0,20%	0,30% (0,25%)	0,20%
Zona B	0,20%	0,20%	0,25%	0,20%

S-a notat a_g valoarea acceleraţiei orizontale pentru proiectare.

Armarea orizontală minimă prevăzută în *zona A* se va prevedea pe încă un etaj deasupra acestei zone la clădiri cu 5 – 9 niveluri şi pe încă două la clădiri mai înalte.

Diametrul minim al barelor se va lua 8 mm pentru armăturile orizontale şi 10 mm pentru cele verticale, în cazul armării cu bare independente. Distanţele maxime între bare se vor lua 350 mm pe orizontală şi 250 mm pe verticală (Fig. 8.3).

Barele se înnădesc conform 8.3.4.

8.4.3 Armarea constructivă se stabileşte în funcţie de rolul îndeplinit (de exemplu, pentru preluarea eforturilor din deformaţii impuse) şi de dimensiunile elementelor structurale. Aceste armături nu vor fi mai mici decât cele date în tabelul 8.1 pentru *zona B* a pereţilor. Armarea constructivă minimă este de 2 plase ϕ8/200mm din oţel cu $f_{yd} \leq 350$MPa dispuse câte una la fiecare faţă a peretelui.

La pereţii de la calcane şi de la rosturi, precum şi la cei care mărginesc casa scării, pe toată înălţimea acesteia, precum şi la ultimul nivel, în toate cazurile, se vor prevedea armături orizontale care corespund cel puţin unor procente de armare de 0,30%, în cazul oţelului cu $f_{yd} \leq 350$MPa, şi 0,25% pentru oţel cu $f_{yd} > 350$MPa.

8.5 Armări locale ale elementelor verticale

8.5.1 Armarea zonelor de la extremităţile pereţilor structurali

În zonele de la extremităţile secţiunilor pereţilor structurali, pe suprafeţele marcate cu haşură în Fig. 8.6 a, pentru secţiunile pereţilor cuplaţi, în Fig. 8.6 b, pentru secţiuni prevăzute cu bulbi şi tălpi, şi în Fig. 8.6 c, pentru secţiuni lamelare, armarea se realizează cu carcase de tipul celor utilizate la armarea stâlpilor.

Valorile coeficienţilor mecanici de armare verticală ale acestor zone, $\omega_{v,}$ nu vor fi mai mici decât valorile indicate în tabelul 8.2.

Tabelul 8.2

Zona peretelui	Valorile minime pentru armăturile concentrate de la extremităţi	
	$a_g > 0{,}15\ g$	$a_g \leq 0{,}15\ g$
Zona A	0,15	0,12
Zona B	0,12	0,10

Valorile din tabelul 8.2 corespund proiectării pentru clasele *DCH* şi *DCM.*

Diametrul minim este 12 mm.

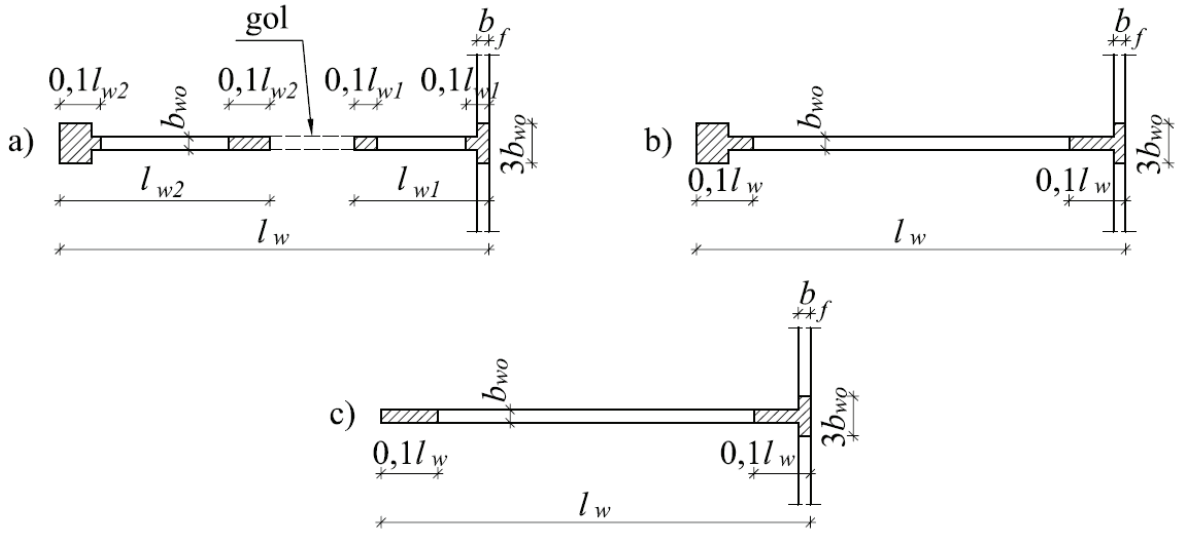


Fig. 8.6

Armarea locală va respecta, de regulă, din punct de vedere al distribuţiei şi al numărului minim de bare, detaliile de principiu din Fig. 8.7, Fig . 8.8 şi Fig. 8.9.

În cazul proiectării pentru clasa *DCL*, valoarea $\omega_{v,\,min}$ este 0,10 în întreg peretele.

S-a notat:

$$\omega_v = \frac{A_{sv}}{A_c}\frac{f_{yd}}{f_{cd}} \qquad (8.1)$$

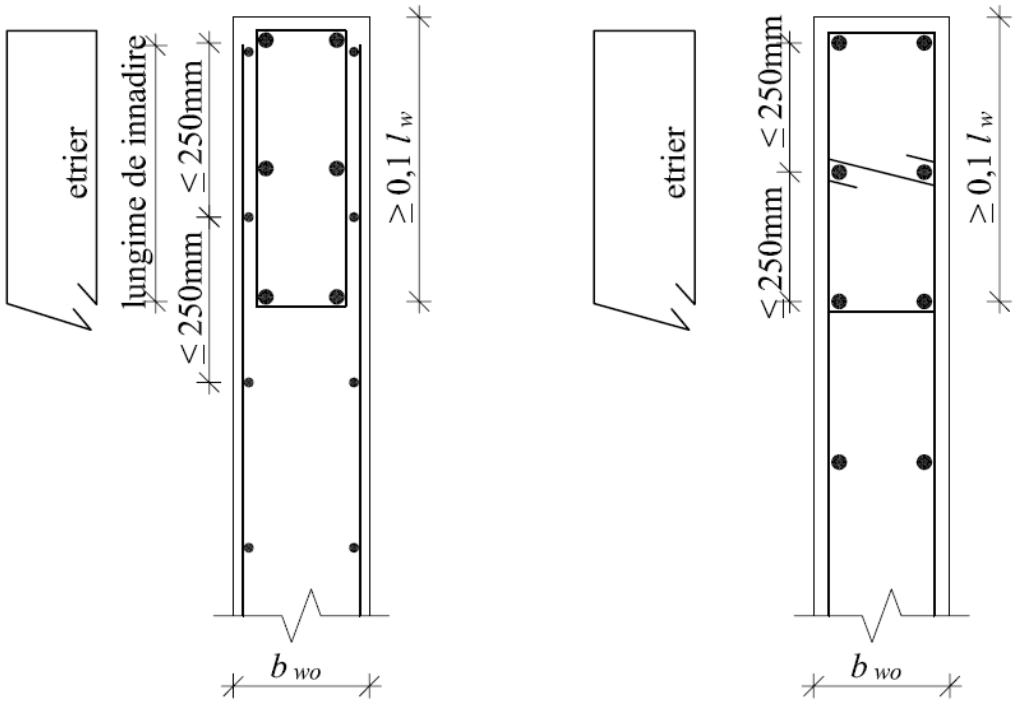
în care:

A_c aria secţiunii de beton a zonei de margine (Fig. 8.6)

A_{sv} aria armăturii verticale dispuse în aria A_c

f_{yd} valoarea de proiectare a rezistenţei oţelului

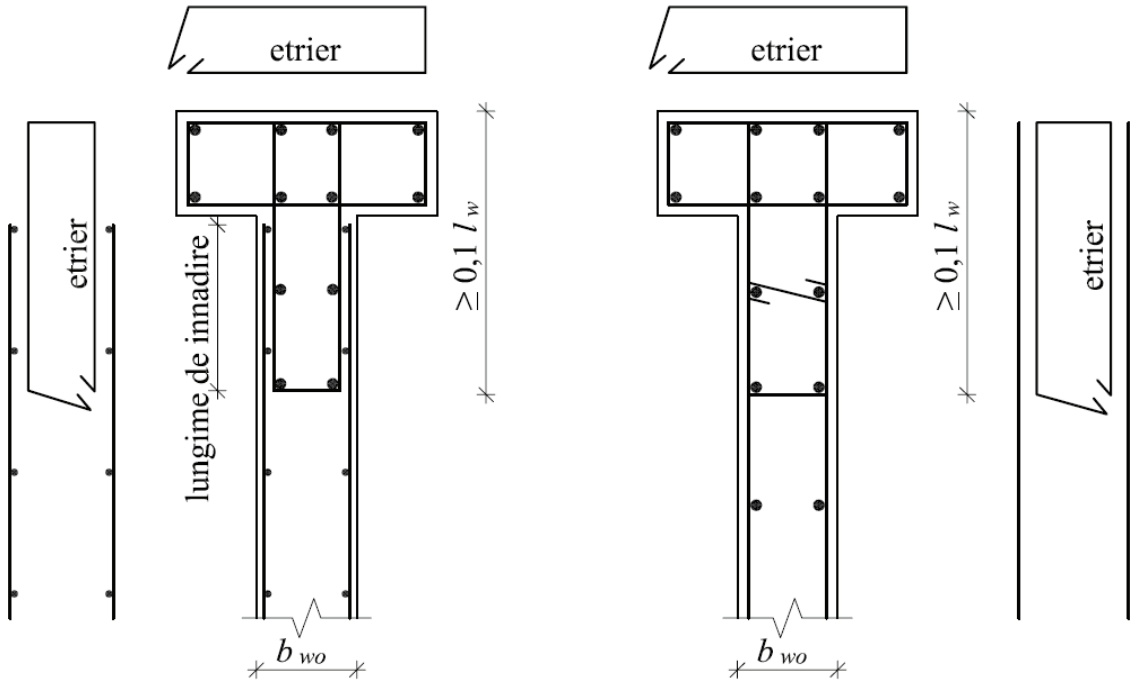
f_{cd} valoarea de proiectare a rezistenţei betonului la compresiune



a) armare cu plase sudate

b) armare cu bare independente

Fig. 8.7



a) armare cu plase sudate

b) armare cu bare independente

Fig. 8.8

Armătura concentrată la capete împreună cu armătura verticală a inimii trebuie să confere secţiunii peretelui structural o rezistenţă la încovoiere superioară valorii momentului de fisurare M_{cr} al secţiunii determinat cu:

$$M_{cr} = N_{Ed}\, r_s + 0{,}5\, c_{pl}\, W_f f_{ctd} \qquad (8.2)$$

în care:

r_s distanţa de la centrul de greutate al secţiunii până la limita sâmburelui central situat de aceeaşi parte cu forţa excentrică N_{Ed} (forţa axială de proiectare în combinaţia seismică de acţiuni)

W_f modulul de rezistenţă la fisurare (elasto-plastic) calculat considerând zona întinsă integral palstificată

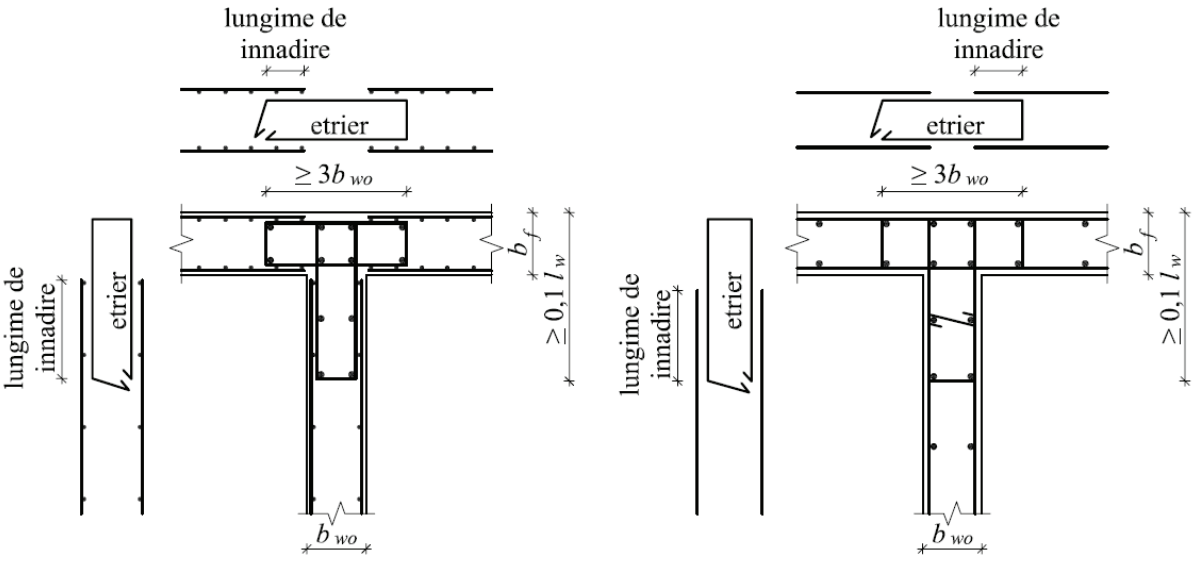
c_{pl} coeficient care ţine seama de plastificarea parţială a zonei întinse (Tabel 8.3)

Tabelul 8.3

Înălţimea secţiunii, l_w[mm]	500	≥ 1000
c_{pl}	0,70	0,67

Notă: Pentru valori intermediare se interpolează liniar

Este recomandabil ca valoarea momentului de fisurare să fie determinată cu programe de calcul bazate pe modelul specific secţiunilor elementelor încovoiate de beton armat.



a) armare cu plase sudate b) armare cu bare independente

Fig. 8.9

Secţiunile se vor alcătui astfel încât armăturile longitudinale să se găsească la punctul de îndoire al etrierilor perimetrali, al celor intermediari sau al agrafelor.

Diametrul minim al etrierilor: ϕ6 mm şi d_{bL}/3 pentru clasa *DCH*, respectiv d_{bL}/4 pentru clasa *DCM* (d_{bL} = diametrul maxim al armăturilor verticale).

Distanţele maxime admise între etrieri şi agrafe sunt:

- în pereţii structurilor proiectate pentru clasa *DCH*, cu $a_g \geq 0{,}15\ g$:

  - în *zona A*: $8\ d_{bL} \leq 125$ mm

  - în *zona B*: $10\ d_{bL} \leq 200$ mm

- în pereţi structurali proiectaţi pentru clasa *DCM*, cu $a_g \geq 0{,}15\ g$:

  - în *zona A*: $10\ d_{bL} \leq 150$ mm

  - în *zona B*: $12\ d_{bL} \leq 200$ mm

- în pereţi structurali proiectaţi pentru clasa *DCL* şi în toate amplasamentele cu $a_g = 0{,}10\ g$:

  - în orice zonă a peretelui: $15\ d_{bL} \leq 250$ mm.

Etrierii carcasei se vor realiza astfel încât aria lor să prezinte cel puţin aceeaşi rezistenţă cu cea a armăturilor orizontale din inima peretelui cu care se înnădesc (Fig. 8.7, 8.8 şi 8.9).

8.5.2 Verificarea capacităţii de deformare a secţiunilor pereţilor. Armătura de confinare

În vederea verificării capacităţii de deformare a zonelor disipative de la baza pereţilor în raport cu cerinţa de deformare seismică se pot folosi două metode:

i. *Metoda aproximativă* aplicabilă în proiectarea curentă, bazată pe calculul structural în domeniul elastic.

Verificarea se efectuează în termenii rotirilor de bară (rotirilor corzilor).

Cerinţele de deformare se evaluează prin calculul structural în combinaţia seismică de încărcări.

Rotirile de bară reprezintă unghiul între tangenta la axul elementului, la extremitatea unde intervine curgerea, şi coarda care uneşte această extremitate cu secţiunea de la capătul deschiderii de forfecare. Calculul rotirilor de bară se face pe baza relaţiei (Fig. 8.10):

$$\theta^{ULS} = cq\frac{d_V}{L_V}, \qquad (8.3)$$

în care:

L_v deschiderea de forfecare *M/V*, egală cu distanţa de la capătul elementului la punctul de inflexiune al deformatei

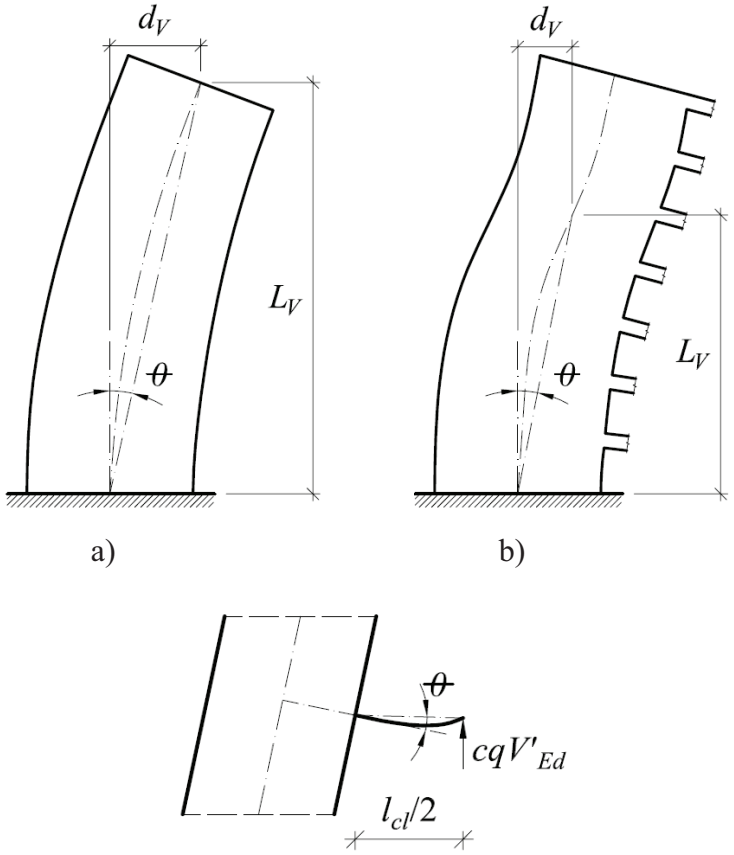
d_v deplasarea orizontală la nivelul punctului de inflexiune în raport cu capătul barei

c factor de amplificare care ţine seama că în domeniul inelastic, $T < T_c$ (T_c este perioada de control a spectrului de răspuns), deplasările sunt mai mari decât cele din răspunsul seismic elastic

$$1 \leq c = 3 - 2{,}3\ \frac{T}{T_c} \leq \frac{\sqrt{qT_c}}{1{,}7},$$

unde q este factorul de comportare al structurii.

Poziţia punctului de inflexiune a deformatei elementului se poate lua cea rezultată din calculul structural. Schemele de calcul ale rotirilor de bară sunt reprezentate în Fig. 8.10(a) pentru pereţi independenţi şi în Fig. 8.10(b) pentru pereţi cuplaţi.



a) b)

c)

Fig. 8.10

În cazul grinzilor de cuplare, cerinţa de rotire θ^{ULS} (Fig. 8.10(c)) se poate calcula cu expresia:

$$\theta^{ULS} = \frac{cqV'_{Ed}l_{cl}^2}{12kE_cI_c} \qquad (8.4)$$

în care:

l_{cl} deschiderea liberă (lumina) a grinzii de cuplare

V'_{Ed} valoarea forţei tăietoare din grindă, sub încărcările seismice de proiectare

k coeficient care introduce efectul forţei tăietoare asupra rigidităţii grinzii şi are următoarele valori:

k = 0,20 pentru grinzile cu $l_{cl}/h < 1$

k = 0,40 pentru grinzile cu $l_{cl}/h > 2$

Pentru valori intermediare ale raportului l_{cl}/h, valorile k se obţin prin interpolare liniară (h este înălţimea grinzii de cuplare).

Produsul $cq\,V_{Ed}^{'}$ din relaţia (8.4) se va lua cel puţin egal cu valoarea forţei tăietoare de proiectare V_{Ed} obţinută cu relaţia (7.6).

Valorile capabile ale rotirilor de bară, θ_a^{ULS}, se iau din tabelul 8.4.

Tabelul 8.4

Tipul de element	**Clasa de ductilitate**	
	DCH	***DCM***
Perete structural	2,0%	1,5%
Grindă de cuplare armată cu bare ortogonale	1,5%	1,5%

În cazul în care armarea grinzilor se realizează cu carcase de bare înclinate, nu este necesară verificarea capacităţii de rotire a acestor elemente.

Notă: Valorile θ_a^{ULS} din tabelul 8.4 iau în considerare efectul de confinare exercitat de armăturile transversale minime prescrise de regulile de alcătuire din prezentul capitol.

În situaţiile în care condiţia $\theta^{ULS} \le \theta_a^{ULS}$ nu este îndeplinită, valorile capabile ale rotirilor de bară din tabelul 8.4 pot fi sporite prin confinarea cu armătură transversală a betonului comprimat. Evaluarea rotirilor capabile se va face pe baza modelului de calcul dat la 8.5.2(ii). O altă cale este sporirea secţiunii de beton a pereţilor, aceasta implicând în unele cazuri şi reluarea calculului structural.

ii. *Medoda bazată pe calculul structural seismic în domeniul neliniar.*

Metoda se aplică în situaţiile în care se evaluează răspunsul seismic al structurii prin calcul seismic neliniar, static sau dinamic.

Verificarea implică:

- *Determinarea cerinţelor seismice de deformare pentru cutremurul de proiectare luat în considerare la starea limită ultimă.*

În cazul aplicării calculului dinamic neliniar se folosesc accelerograme compatibile cu spectrul de proiectare în conformitate cu prevederile din **P 100-1**.

Calculul furnizează direct cerinţele de rotire în articulaţiile plastice formate la baza pereţilor şi la extremităţile grinzilor de cuplare.

În cazul aplicării calculului static neliniar cerinţele de deformare în domeniul postelastic corespund cerinţei de deplasare a structurii, determinată separat pe baza spectrelor răspunsului seismic neliniar sau cu procedeele aproximative permise de **P 100-1**.

- *Evaluarea capacităţii de deformare în zonele critice ale pereţilor.*

Capacitatea de rotire în articulaţia plastică convenţională se obţine cu relaţia:

$$\theta_{pl,u} = \frac{1}{\gamma_{el}} \cdot \left(\phi_u - \phi_y\right) \cdot L_{pl} \qquad (8.5)$$

în care:

ϕ_u curbura ultimă

ϕ_y curbura la iniţierea curgerii în armătura întinsă

L_{pl} lungimea convenţională a zonei (articulaţiei) plastice

γ_{el} =1,5 coeficient de siguranţă

Determinarea valorilor ϕ_u şi ϕ_y se face în conformitate cu metoda generală de calcul a elementelor de beton armat supuse la încovoiere, pe baza condiţiilor de echilibru al secţiunilor, a condiţiilor geometrice definite de legea secţiunilor plane şi a legilor fizice ale materialelor, beton şi oţel.

Pentru betonul comprimat se consideră proprietăţile corespunzătoare gradului de confinare exercitat de armătura transversală. Acesta se determină pe baza modelului de confinare dat în **SR EN 1992-1-1**. Deformaţia specifică ultimă a oţelului se consideră $\varepsilon_{su} = 7.5\%$. Aplicarea modelului din standardul de proiectare a elementelor de beton armat implică folosirea rezistenţelor caracteristice ale betonului şi oţelului.

Rezistenţa betonului confinat conform **SR EN 1992-1-1**, cap. 3 este:

$$f_{ck,c} = \begin{cases} f_{ck}\left(1+5\dfrac{\sigma_2}{f_{ck}}\right), \text{ pentru } \sigma_2 \le 0{,}05\mathrm{f_{ck}} \\ f_{ck}\left(1{,}125+2{,}5\dfrac{\sigma_2}{f_{ck}}\right), \text{ pentru } \sigma_2 \ge 0{,}05\mathrm{f_{ck}} \end{cases} \qquad (8.6)$$

Deformaţia specifică la atingerea efortului $f_{ck,c}$ conform **SR EN 1992-1-1**, cap. 3 este:

$$\varepsilon_{c2,c} = \varepsilon_{c2}\left(\frac{f_{ck,c}}{f_{ck}}\right)^2 \qquad (8.7)$$

Deformaţia specifică ultimă a betonului confinat:

$$\varepsilon_{cu2,c} = 0{,}0035 + 0{,}2\ \frac{\sigma_2}{f_{ck}} \qquad (8.8)$$

Pentru bulbi sau zonele de capăt, efortul efectiv de compresiune laterală se calculează cu relaţia:

$$\sigma_2 = 0.5\ \alpha\ \omega_{wk}\ f_{ck} \qquad (8.9)$$

Pentru inimile pereţilor, efortul efectiv de compresiune laterală se determină cu relaţia:

$$\sigma_2 = \alpha\ \omega_{wk,w}\ f_{ck} \qquad (8.10)$$

în care:

f_{ck} rezistenţa caracteristică a betonului

f_{ywk} rezistența caracteristică a oţelului armăturii de confinare

ω_{wk} coeficient transversal de armare volumetric al bulbului

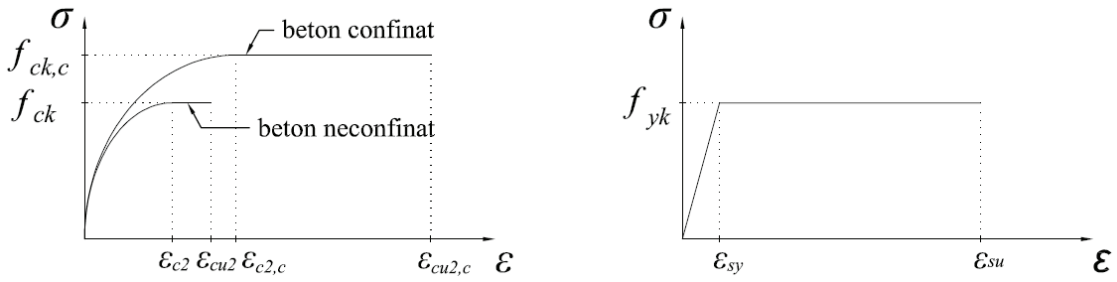
$$\omega_{wk} = \frac{\text{Volumul etrierilor de confinare}}{\text{Volumul miezului de beton confinat}} \frac{f_{ywk}}{f_{ck}} \qquad (8.11)$$

$\omega_{wk,w}$ coeficient transversal de armare volumetric al inimii peretelui

α factor de eficienţă a confinării, conform **P 100-3**

Relaţiile pentru evaluarea factorului α, ω_{wk} şi $\omega_{wk,w}$ sunt date în anexa A.

Configuraţiile curbelor σ - ε pentru betonul confinat şi oţel sunt ca în Fig. 8.11(a) şi (b). f_{ym} reprezintă limita de curgere medie a oţelului din armăturile longitudinale.



a) b)

Fig. 8.11

Valoarea ϕ_u se stabileşte cu relaţia (Fig. 8.12):

$$\phi_u = \frac{\varepsilon_{cu2,c}}{x_u} \qquad (8.12)$$

dacă ruperea intervine ca urmare a ruperii betonului comprimat sau:

$$\phi_u = \frac{\varepsilon_{su}}{d - x_u} \qquad (8.13)$$

dacă ruperea intervine în armătura întinsă.

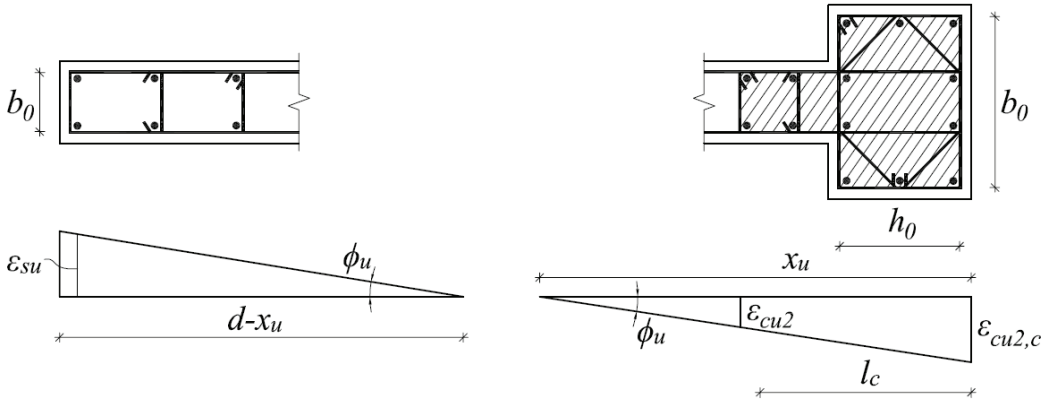


Fig. 8.12

S-a notat:

x_u înălţimea zonei comprimate la starea limită ultimă

d înălţimea efectivă a secţiunii

Evaluarea curburii ϕ_y înregistrate la iniţierea curgerii în armătura întinsă, pe baza considerării condiţiilor statice, geometrice şi fizice, în acest stadiu de solicitare se face cu relaţia:

$$\phi_y = \frac{\varepsilon_{sy}}{(d - x_y)} \tag{8.14}$$

unde:

ε_{sy} deformaţia specifică a oţelului la iniţierea curgerii

x_y înălţimea zonei comprimate în acest stadiu de solicitare

Valorile $\theta_{pl,u}$ astfel calculate se compară cu cerinţele de deformare calculate pe baza relaţiilor (8.3) şi (8.4), din care se extag componentele elastice ale rotirilor:

$$\theta_y = \frac{1}{3}\phi_y L_V^2$$

În anexa A se aduc precizări pentru efectuarea fiecăreia dintre operaţiile de mai sus.

În cazul în care condiţia de ductilitate locală nu este satisfăcută, trebuie mărită armarea transversală de confinare şi/sau dimensiunile secţiunii de beton la extremitatea comprimată a secţiunii (mărirea grosimii inimii, mărirea bulbilor sau a tălpilor, după caz).

Rotirea capabilă în articulaţia plastică convenţională se calculează cu relaţia (8.5) în care pentru L_{pl} se foloseşte expresia:

$$L_{pl} = 0{,}1L_V + 0{,}15 \cdot h_w + 0{,}25\frac{d_{bL} \cdot f_{yk}\,(MPa)}{\sqrt{f_{ck}\,(MPa)}} \tag{8.15}$$

S-a notat:

L_v $= M/V$, braţul de forfecare

Măsurile de confinare (Fig. 8.13) se prevăd:

- în direcţie orizontală, cel puţin pe lungimea l_c măsurată de la extremitatea secţiunii, până în secţiunea unde deformaţiile specifice ating valoarea deformaţiei ultime a betonului neconfinat, $\varepsilon_{cu2} = 0{,}0035$

  Dimensiunea l_c va îndeplini şi condiţia:

  $l_c \geq \max\{0{,}15\ l_w;\ 1{,}50\ b_w\}$

- în direcţie verticală, pe înălţimea zonei critice h_{cr}, definite la 7.1

În zonele confinate de la extremităţile pereţilor se vor utiliza etrieri suprapuşi şi agrafe care să fixeze fiecare bară verticală din aceste zone (Fig. 8.12).

În armătura orizontală de confinare se consideră şi armătura orizontală a inimii, dacă aceasta este îndoită după barele verticale şi este ancorată corespunzător.

În zonele cu beton confinat, barele verticale cu diametrul ≥ 16 mm se vor fixa transversal prin etrieri şi agrafe dispuse la o distanţă de cel mult 6 d_{bL}.

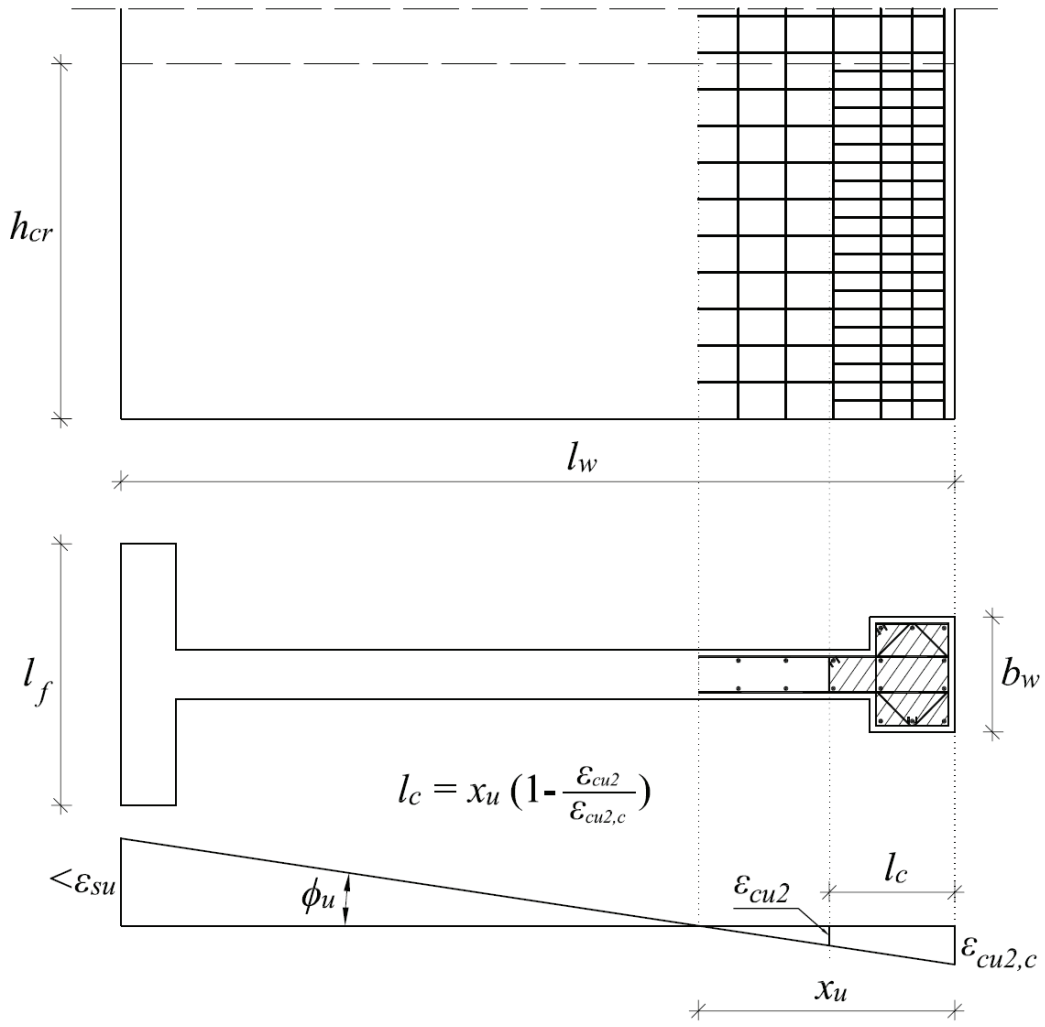


Fig. 8.13

8.5.3 Armarea intersecţiilor de pereţi structurali

Intersecţiile situate la extremităţile pereţilor se alcătuiesc conform 8.5.1.

Intersecţiile interioare la structuri proiectate pentru clasa *DCH*, cu dimensiunile precizate în Fig. 8.14, se alcătuiesc ca stâlpi de beton armat şi se armează cu carcase cu 2 etrieri în cruce, care fac legătura cu armarea orizontală a pereţilor.

Etrierii carcaselor din intersecţiile de la extremităţi vor respecta condiţiile de la 8.5.1 privind secţiunea minimă şi înnădirea cu armătura orizontală din inima pereţilor.

Armarea verticală minimă a zonelor în intersecţie va fi 12ϕ12 în *zona A* şi 4ϕ12 + 8ϕ10 în *zona B*. Distanţa maximă între etrieri va fi 200mm.

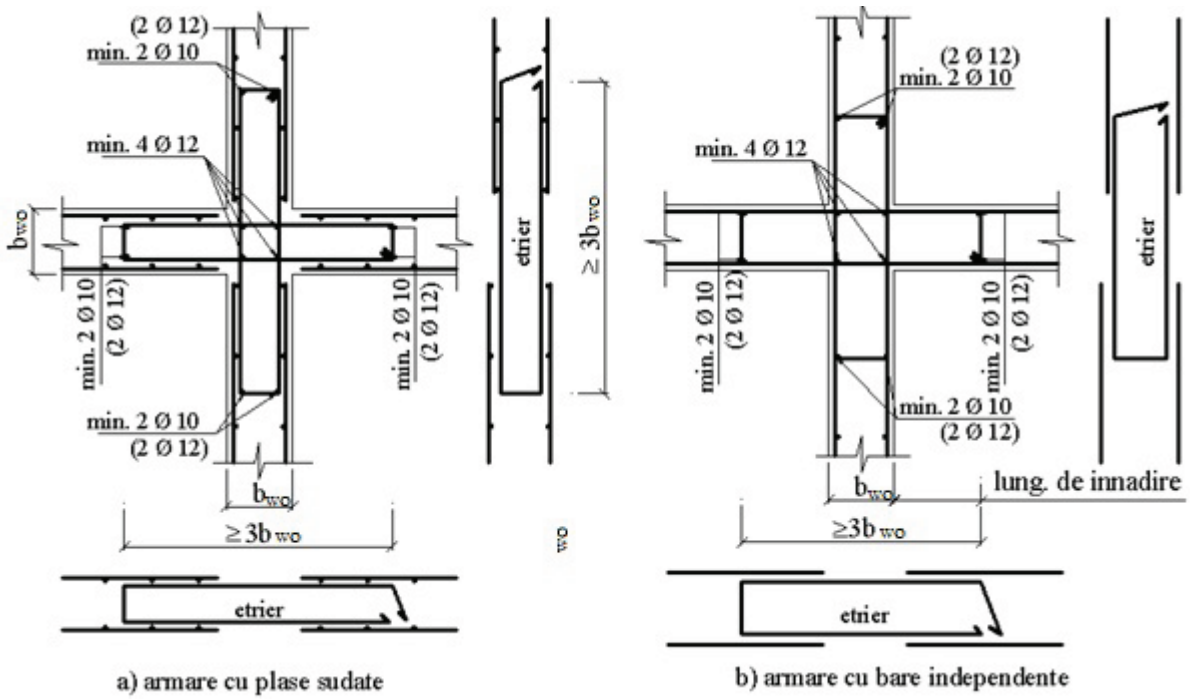


Fig. 8.14

În cazul structurilor proiectate pentru clasa *DCM* se pot aplica detalii de armare de acelaşi fel, dar sunt acceptate şi soluţii în care barele orizontale din inima pereţilor şi tălpilor traversează nodul. Armarea verticală minimă a zonelor de intersecţie: 4ϕ12 şi 8ϕ10, în *zona A*, şi 12ϕ10 în *zona B*.

8.5.4 Armarea în jurul golurilor

a) În cazul şirurilor de goluri suprapuse pe verticală, limitate de montanţi şi grinzi de cuplare, armarea de contur se face conform 8.5.1 şi Fig. 8.5.

b) În cazul golurilor izolate de dimensiuni mari şi al golurilor care nu se suprapun pe verticală, armăturile în jurul acestora se vor prevedea în corelare cu starea de eforturi stabilită pe scheme de calcul care ţin sema de aceste goluri.

c) În jurul golurilor de dimensiuni mici în raport cu cele ale peretelui şi care nu influenţează în mod semnificativ comportarea ansamblului acestuia, se va prevedea o armare constructivă având pe fiecare latură cel puţin două bare ϕ10 mm şi cel puţin secţiunea echivalentă a armăturilor întrerupte pe porţiunea de gol aferentă.

Armarea din jurul golurilor va respecta regulile indicate în Fig. 8.5.

8.5.5 Armarea intersecţiilor pereţilor cu planşeele

Pe grosimea planşeului, în perete se prevede o armare de centură, formată din cel puţin 4 bare. Aria secţiunilor acestora va fi cel puţin 0,008 $b_{wo}\ h_f$.

Secţiunea barelor continue din centuri va fi stabilită ţinând seama de cerinţele de rezistenţă rezultate din rolul de diafragmă orizontală (vezi 7.8).

Se va utiliza oţel cu nervuri cu $f_{yd} \geq 300$MPa. Diametrul minim al armăturilor 12 mm.

La înnădirea şi ancorarea armăturilor se vor respecta condiţiile indicate în Fig. 8.4.

8.6 Armarea grinzilor de cuplare

8.6.1 Dacă se utilizează sistemul de armare cu bare longitudinale şi etrieri verticali, armarea unei grinzi de cuplare este formată din (Fig. 8.15):

a) Bare longitudinale rezultate din dimensionarea la moment încovoietor, dispuse la partea superioară şi inferioară a secţiunii.

Diametrul minim al barelor va fi ϕ12 mm şi se va utiliza oţel profilat cu $f_{yd} \geq 300$MPa.

La detalierea armăturii longitudinale se va ţine seama de cerinţele de execuţie privind o bună betonare şi compactare a betonului.

b) Bare longitudinale intermediare, dispuse pe feţele laterale, cu diametrul minim ϕ12 mm. Barele intermediare se vor concentra spre axul grinzii şi vor realiza un procent de armare minim de:

- pentru grinzi de cuplare la care $l_{cl} \geq 1{,}5\ h$:

  0,25% pentru clasa *DCH* şi

  0,20% pentru clasa *DCM*

- pentru grinzi de cuplare la care $l_{cl} < 1{,}5\ h$:

  0,40% pentru clasa *DCH* şi

  0,30% pentru clasa *DCM*

În cazul structurilor proiectate pentru *DCL* se vor respecta regulile pentru grinzi din **SR EN 1992-1-1** şi Anexa Naţională.

Lungimile de ancorare ale armăturilor orizontale se stabilesc conform 8.3.5.

c) Etrieri, care vor avea diametrul minim ϕ 6 mm. Procentul minim de armare transversală va fi 0,20 %. Distanţa maximă admisă între etrieri, s, va fi:

$$s \leq 8\ d_{bL}$$

$$s \leq 150 \text{ mm}$$

d_{bL} diametrul minim al armăturilor longitudinale de la partea superioară şi de la partea inferioară.

La grinzile turnate în două etape, la care se contează pe întreaga înălţime, etrierii se prevăd pe întreaga înălţime a acestora şi se dimensionează pentru a îndeplini şi rolul de conectori.

Armarea grinzilor se prezintă în Fig. 8.15, unde se indică şi lungimile de ancorare necesare. În cazul utilizării unor armături longitudinale cu $d_{bL} \geq 22$mm, se recomandă ca extremităţile barelor să fie curbate şi înnădite prin sudură.

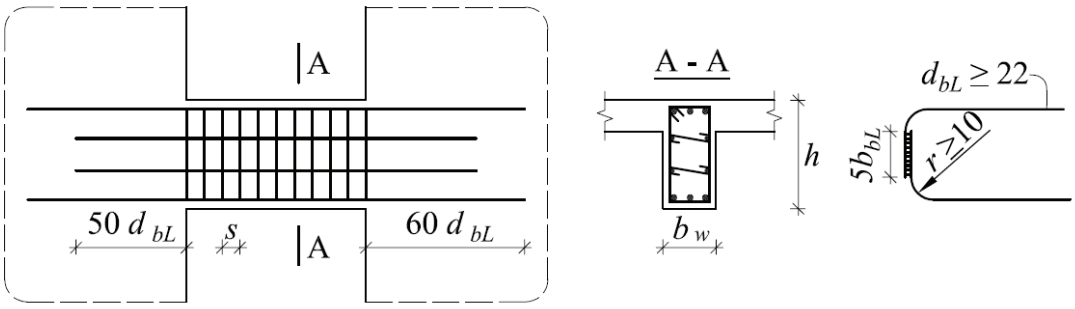


Fig. 8.15

8.6.2 Grinzile de cuplare cu armături principale înclinate încrucişate se utilizează şi se dimensionează conform prevederilor 7.7.2 şi 7.7.4. În Fig. 8.16 se prezintă un exemplu de alcătuire a acestui tip de grinzi.

În locul carcaselor de armături înclinate se pot utiliza profile metalice poziţionate după diagonalele grinzii.

Armăturile înclinate se asamblează sub formă de carcase cu cel puţin 4 bare. Lăţimea carcasei va fi cel puţin $0{,}5b_w$. Diametrul minim al armăturii înclinate va fi de 12 mm. Lungimea de ancorare a barelor înclinate va fi minimum $60d_{bi}$. Se recomandă închiderea la capete a barelor înclinate prin bucle sudate. Ori de câte ori dimensiunile grinzii permit, acest sistem de armare este cel mai indicat.

Armarea transversală se poate realiza cu etrieri sau cu fretă continuă.

Distanţa dintre etrieri sau pasul fretei va fi mai mică sau egală cu minimul dintre 100mm, $6d_{bi}$ (diametrul armăturilor înclinate) şi 0,3 din distanţa interax a armăturii longitudinale a carcasei diagonale.

Diametrul minim al etrierilor sau al fretei va fi $d_{bw} \geq \max\{8\text{mm};\ d_{bi}/3\}$.

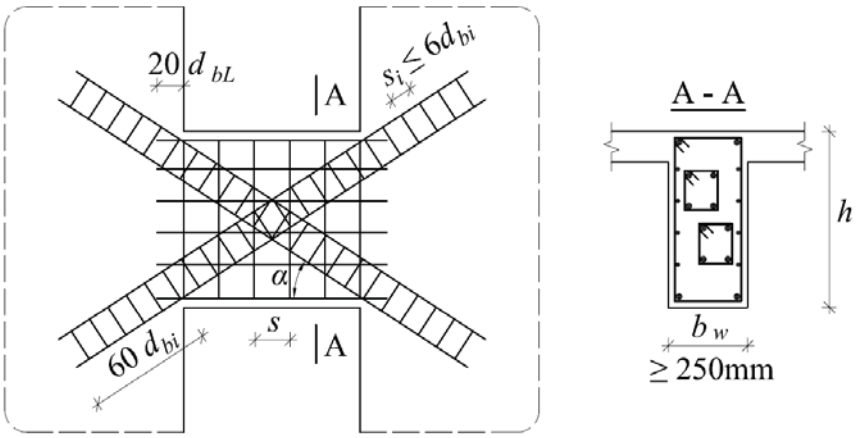


Fig. 8.16

Armăturile orizontale şi etrierii se dispun constructiv. Armătura longitudinală se va ancora pe o lungime de 20 d_{bL}, pentru a nu mări eforturile capabile de încovoiere.

Procentul tuturor armăturilor orizontale va reprezenta cel puţin 0,25%, iar procentul de armare transversală cu etrieri va fi cel puţin 0,20% .

9. PROBLEME SPECIFICE DE ALCĂTUIRE A STRUCTURILOR PREFABRICATE

9.1 Probleme generale

În prezentul capitol se dau prevederi care le completează pe cele din reglementările tehnice privind execuţia elementelor prefabricate din beton, beton armat şi beton precomprimat, pentru cazul specific al proiectării structurilor cu pereţi prefabricaţi de beton armat. Problemele referitoare la proiectarea de arhitectură, a izolaţiilor termice şi fonice, precum şi la proiectarea tehnologiei de execuţie pentru structurile/elementele prefabricate nu fac obiectul prezentului Cod.

Prin măsurile de alcătuire a elementelor prefabricate şi a îmbinărilor dintre acestea se urmăreşte obţinerea unei comportări structurale, inclusiv în raport cu acţiunile seismice, similare cu cea a structurilor cu pereţi din beton monolit.

Regulile generale de alcătuire a structurilor cu pereţi din elemente prefabricate, privind configuraţia structurii, forma pereţilor şi modul de dispunere în plan, sunt cele indicate la capitolul 3.

De asemenea, planşeul realizat din panouri prefabricate, va fi astfel conceput încât să se asigure comportarea lui ca diafragmă practic infinit rigidă şi rezistentă în planul ei.

9.2 Alcătuirea panourilor

9.2.1 Elementele prefabricate care alcătuiesc structura clădirii vor fi realizate, de regulă, sub formă de elemente plane - panouri mari. În funcţie de forma concretă a pereţilor, de tehnologia de execuţie şi de mijloacele de ridicare şi transport de care se dispune, se pot adopta şi forme spaţiale sau de bară a unora din elementele prefabricate.

Forma elementelor prefabricate rezultă prin secţionarea pereţilor prin tăieturi orizontale (Fig. 9.1(a)) sau prin tăieturi orizontale şi verticale (Fig. 9.1(b),(c)).

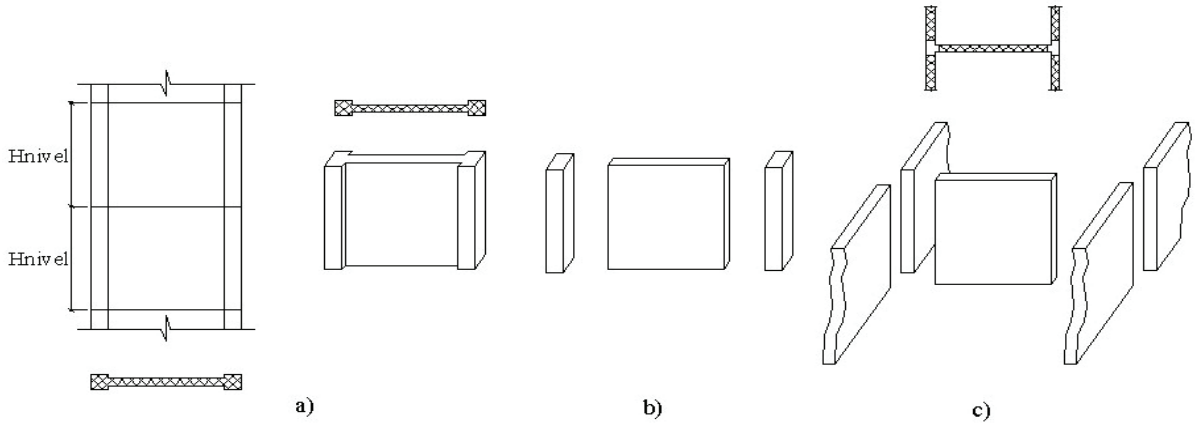


Fig.9.1

9.2.2 Elementele prefabricate se realizează din beton de clasă minimă C25/30.

9.2.3 Panourile de pereţi interiori vor avea o grosime de cel puţin 140 mm pentru clădirile cu maxim 5 niveluri şi de minim 160 mm pentru clădirile mai înalte.

9.2.4 Panourile de pereţi exteriori vor fi, de regulă, alcătuite din 3 straturi şi anume:

- un strat interior de rezistenţă din beton armat; grosimea minimă a acestuia poate fi cu 20 mm mai mică decât cea indicată pentru pereţii interiori şi va fi corelată cu numărul, poziţia şi natura elementelor de legătură (nervuri de beton armat sau/şi agrafe) cu stratul exterior;
- un strat termoizolator intermediar, realizat, de regulă, dintr-un material rigid (polistiren celular, vată minerală, etc.), dimensionat pe baza calculului termotehnic;
- un strat exterior de protecţie, din beton armat, în grosime de minimum 60 mm.

Nervurile de legătură dintre straturile interior şi exterior se vor executa cu grosime între 40 şi 60 mm. Poziţia şi numărul nervurilor se vor stabili în funcţie de dimensiunile şi forma panoului şi a golurilor, de valoarea eforturilor, de modul de execuţie şi de necesitatea de a reduce la minim punţile termice.

9.2.5 Panourile de planşeu vor avea grosimea stabilită pe criterii de rezistenţă, rigiditate şi izolare fonică, dar nu mai mică decât 120 mm.

În funcţie de forma şi dimensiunile încăperilor, de vecinătatea cu logii şi balcoane şi de dispunerea pereţilor, panourile se pot rezema pe 4, 3 sau chiar 2 laturi.

Panourile de balcon se vor realiza, de regulă, prin scoaterea în consolă a panourilor de planşeu.

9.2.6 Armarea panourilor se va realiza de preferinţă sub formă de plase şi carcase sudate.

Armarea de câmp a pereţilor se va realiza din două plase, care vor respecta condiţiile de armare minimă pentru armăturile orizontale şi verticale date la cap. 8.

Pe conturul panourilor se va prevedea o armătură de bordare, alcătuită din bare izolate sau carcase sudate, în vederea preluării solicitărilor care apar în timpul fazelor de manipulare, transport şi montaj. La panourile cu goluri de uşi, pentru a micşora eforturile care apar în grinzile de cuplare în aceste faze, la partea inferioară a golurilor se vor prevedea dispozitive speciale recuperabile de rigidizare provizorie.

Golurile de uşi şi de ferestre vor fi bordate cu bare izolate sau carcase, având dimensiunile în funcţie de eforturile panoului. Se recomandă armarea suplimentară a colţurilor intrânde cu bare înclinate, cu rol în reducerea fisurării, în special la manipularea panourilor.

Grinzile de cuplare se vor arma conform prevederilor de la 8.6. Dacă se urmăreşte conlucrarea cu centura, etrierii grinzilor se vor dimensiona şi pentru rolul de conectori.

Barele verticale necesare rezultate din calculul de încovoiere cu efort axial, de compresiune sau de întindere, şi care nu se pot dispune în monolitizările verticale, se dispun cât mai aproape de marginile panourilor. În cazul panourilor cu goluri de uşi, barele verticale ale armăturii continue se vor plasa în imediata apropiere a golului. Acoperirea minimă a acestor armături este de 50 mm.

Armăturile scoase din panou sub formă de mustăţi drepte sau sub formă de bucle se vor dispune la interiorul celor două plase de armare a inimii pereţilor. În cazul armăturilor realizate sub formă de bucle de diametru relativ mare, se vor lua măsuri de asigurare a unui ancoraj corespunzător prin prevederea a 2-3 bare transversale sudate (Fig. 9.2).

Atât mustăţile care pătrund în îmbinările verticale, cât şi mustăţile prin care se asigură continuitatea armăturilor verticale intermediare, trebuie plasate centric pentru o transmitere directă, fără excentricitate, a eforturilor de întindere. Pentru aceasta este necesar să se prevadă

dispozitive şi armături suplimentare pentru a asigura poziţia mustăţilor pe durata betonării şi a transportului.

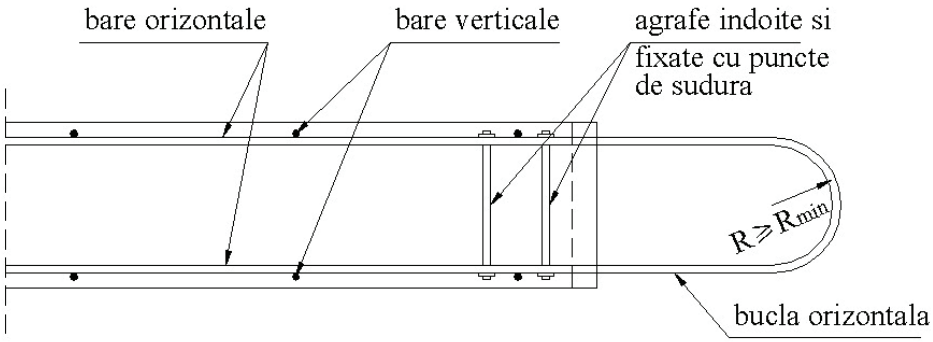


Fig. 9.2

9.3 Îmbinările structurilor cu pereţi din elemente prefabricate de beton armat

9.3.1 Prin modul de realizare, îmbinările dintre elementele prefabricate care alcătuiesc pereţii structurali trebuie să le asigure acestora o comportare similară cu cea a pereţilor monoliţi, sub aspectul rigidităţii şi al capacităţii de rezistenţă şi de ductilitate (vezi 9.1).

În cazul proiectării pentru clasele *DCH* şi *DCM* se vor realiza îmbinări umede de beton armat.

9.3.2 După poziţia lor în structură şi după rolul lor structural, îmbinările pereţilor se clasifică în două categorii:

- îmbinări verticale, care asigură legăturile orizontale de continuitate, după caz, între panourile adiacente, între panouri şi bulbi, etc.
- îmbinări orizontale, sub formă de centuri turnate în spaţiile orizontale între panouri, care asigură legătura verticală între panouri şi, în acelaşi timp, legătura între pereţii prefabricaţi şi planşeul prefabricat.

9.3.3 La alcătuirea îmbinărilor se vor avea în vedere următoarele principii:

a) Prin dimensionarea elementelor de îmbinare se realizează o comportare a îmbinărilor în domeniul elastic de comportare pentru solicitarea de lunecare. Pentru aceasta, îmbinările vor avea un grad superior de asigurare (cedarea lor corespunde unor forţe orizontale mai mari faţă de alte secţiuni şi alte eforturi);

b) Forţele de compresiune se transmit de la panou la panou, prin contact nemijlocit, prin intermediul betonului din îmbinări;

c) Forţele de întindere se transmit exclusiv prin armăturile înnădite prin diferite procedee: sudură, petrecere prin bucle petrecute;

d) Forţele de lunecare între panouri se transmit prin alveole, praguri (dinţi), armături care traversează îmbinarea şi care sunt corespunzător ancorate. Prin întinderea acestor armături se crează, în beton, un efect de diagonală comprimată sau un efect echivalent de frecare pe suprafaţa de separaţie între betoane de vârste diferite;

e) Transmiterea eforturilor normale şi tangenţiale se va face cât mai uniform distribuit, pentru a evita concentrarea de eforturi în anumite zone;

f) Alegerea gabaritelor elementelor de îmbinare (secţiunile stâlpilor şi centurilor) are în vedere crearea spaţiilor necesare pentru montarea şi înnădirea armăturilor, precum şi betonarea şi compactarea a betonului în condiţii corespunzătoare.

9.3.4 Îmbinările dintre panouri, atât cele verticale cât şi cele orizontale, vor fi obligatoriu de tip deschis, pentru a permite controlul vizual al calităţii betonului turnat.

9.3.5 Îmbinările verticale ale panourilor

Feţele laterale ale panourilor vor fi profilate sub forma de dinţi, având de regulă configuraţia din Fig. 9.3.

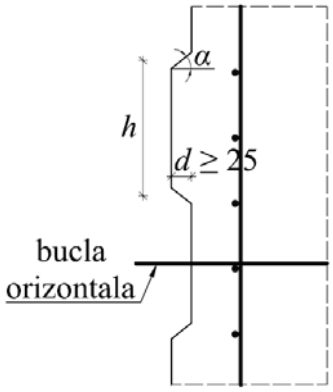


Fig. 9.3

Se recomandă ca raportul *h/d* între dimensiunile dinţilor să fie mai mic de 8, iar unghiul α să nu depăşească 30^0.

Lungimea totală a secţiunilor de forfecare a dinţilor (Σh_d) va fi circa jumătate din înălţimea panoului.

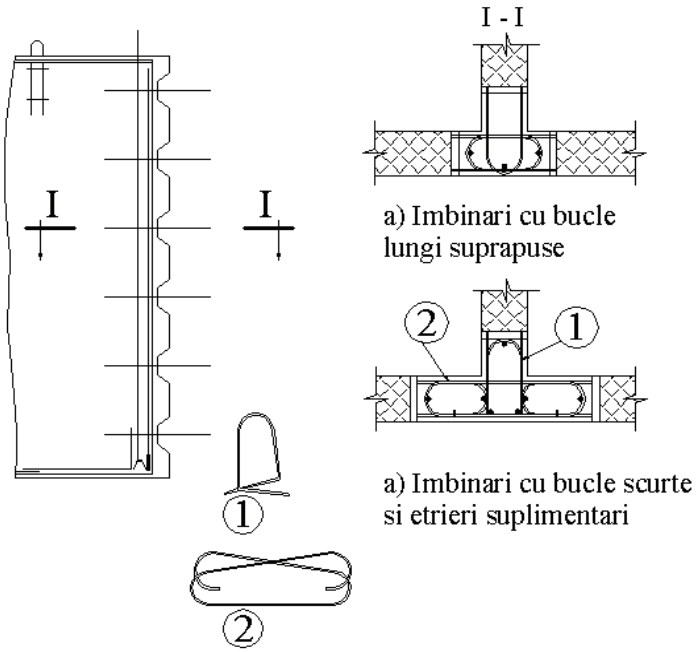


Fig. 9.4

Mustăţile orizontale se pot realiza cu bare drepte, în care caz poziţia lor este la jumătatea grosimii peretelui, iar înnădirea lor se face prin sudură, sau sub formă de bucle petrecute ca în Fig. 9.4(a) şi (b) (soluţie recomandabilă).

Numărul legăturilor de armătură pe înălţimea unui etaj va fi minim 5. Armăturile sub formă de mustăţi se vor lăsa din intrândurile dintre dinţi (alveole).

În cazul mustăţilor sub formă de bucle de tip semicircular, se vor respecta condiţiile privind raza minimă de curbură prescrisă în **SR EN 1992-1-1** şi Anexa Naţională, condiţii care stabilesc şi diametrul maxim al buclei.

Zonele de îmbinare verticală vor fi alcătuite după regulile de alcătuire a intersecţiilor de pereţi, prevăzându-se etrieri suplimentari între bucle.

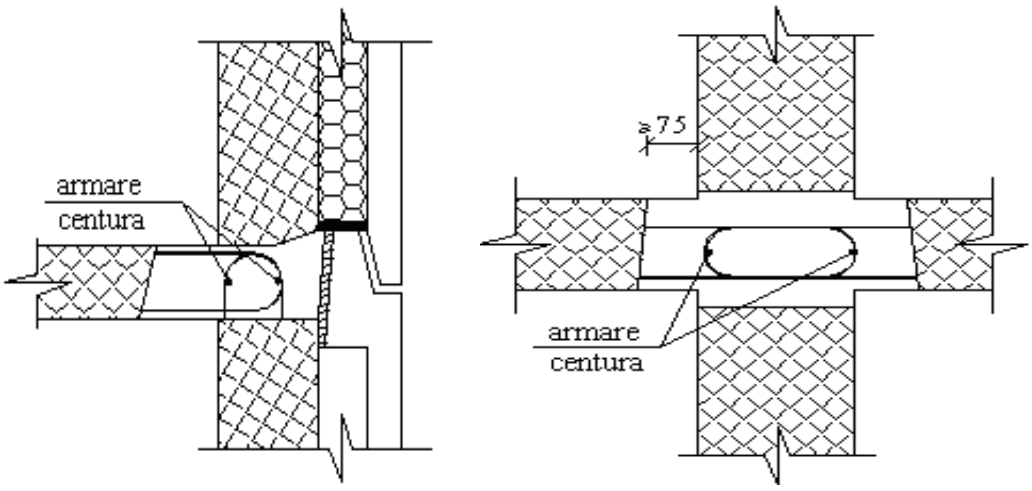
Diametrul minim al etrierilor, care pot fi rectangulari sau cu forme ce urmăresc forma buclelor va fi 6mm. Distanţa maximă între legăturile transversale ale barelor verticale va fi $10d_{bL}$.

9.3.6 Îmbinările orizontale ale panourilor

La feţele superioare şi inferioare ale panourilor de pereţi se pot adopta alveole (amprente) pe adâncimi de 20-25 mm sau chiar suprafeţe plane cu rugozitate sporită.

Îmbinările se alcătuiesc sub forma unor centuri continue având, de regulă, o înălţime egală cu grosimea panourilor de planşeu.

Panourile de planşeu vor avea dimensiunile egale cu lumina deschiderilor între pereţi, mai puţin 150 mm (Fig. 9.5). Ele se vor monta provizoriu pe popi sau cricuri de perete, juguri, etc.



a) Perete exterior b) Perete interior

Fig. 9.5

Se admite rezemarea panourilor de planşeu pe peretele inferior prin intermediul unor bucle întărite. Se recomandă ca feţele laterale ale panourilor de planşeu să fie realizate cu o uşoară înclinare faţă de verticală de cca. 10^0 (Fig. 9.6).

Rezemarea panourilor de pereţi pe îmbinarea orizontală se poate realiza în două moduri:

- pe un strat de mortar vârtos matat sub panou într-un spaţiu de 15-20 mm deasupra centurii, realizat prin montarea corespunzătoare a panoului pe calaje;
- direct pe betonul din centură, turnat după montarea pereţilor de deasupra (subbetonare).

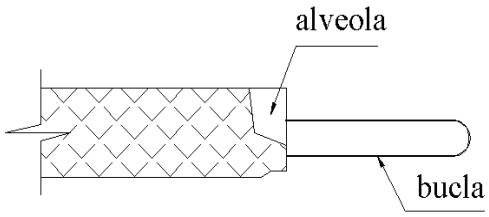


Fig. 9.6

Întrucât al doilea procedeu este preferabil, se recomandă ca în acest caz marginea inferioară a panoului de perete să fie înecată 20-30 mm în grosimea centurii.

Armăturile verticale din panouri cu rol de conectori şi armătura de rezistenţă intermediară de încovoiere se realizează, de regulă, din bare mai puţine şi cu diametru mai mare (≥14mm), care se înnădesc prin sudură în nişe special prevăzute la partea inferioară a panourilor de perete, cu dimensiuni corelate cu lungimile necesare înnădirii. Se va urmări, prin modul de realizare a detaliilor de înnădire, în special prin modul de dispunere a ecliselor, transmiterea centrică, fără devieri, a eforturilor de întindere din armături.

Se admit şi alte soluţii de realizare a armăturilor verticale care traversează îmbinarea orizontală, precum, de exemplu, soluţia cu bucle petrecute, dacă acestea satisfac condiţiile structurale privind transmiterea eforturilor ce le revin şi dacă permit o execuţie simplă şi sigură.

Armătura longitudinală a centurii se va realiza cu cel puţin două bare şi va îndeplini condiţiile specificate la 8.3.5 referitoare la modul de ancorare a acestora.

Armătura transversală a centurilor este realizată de mustăţile din panourile de planşeu, alcătuite, de regulă, sub formă de bucle şi, după caz, de etrieri suplimentari cu diametrul minim de 6 mm.

10.INFRASTRUCTURI

10.1 Probleme generale

10.1.1 Condiţiile de alcătuire a infrastructurilor şi modelarea lor pentru calcul fac obiectul reglementărilor tehnice specifice acestor sisteme / componente structurale.

Infrastructura cuprinde sistemul pereţilor şi al planşeelor subsolurilor (dacă acestea există) şi fundaţiile construcţiei, dimensionate şi alcătuite în conformitate cu reglementările tehnice în vigoare privind proiectarea fundaţiilor de suprafaţă.

În principiu, infrastructura este constituită din ansamblul elementelor situate sub marginea inferioară a suprastructurii, având o rigiditate şi o rezistenţă semnificativ mai mare decât a suprastructurii.

Prevederile date în acest capitol au ca principal obiect evidenţierea concepţiei de bază a alcătuirii infrastructurilor clădirilor cu pereţi structurali de beton armat.

Aceste prevederi au un caracter limitat, nefiind în măsura să acopere întreaga problematică specifică şi/sau toate situaţiile posibile.

În ce priveşte modelele şi procedeele de calcul, precum şi soluţionarea unor probleme de detaliu, prevederile din prezentul capitol se referă la un număr limitat de situaţii şi au, de regulă, un caracter orientativ.

În absenţa unor date certe privind distribuţia şi mărimea reacţiunilor pe teren, în special în regim seismic de solicitare, se vor adopta ipoteze cu caracter acoperitor pentru dimensionarea capacităţii de rezistenţă a elementelor infrastructurii.

10.1.2 Clasificări ale infrastructurilor şi ale sistemelor de fundare sub aspectul comportării la acţiuni seismice:

a) După modul în care sunt distribuite presiunile pe tălpile fundaţiilor se identifică următoarele cazuri:

- fundaţii în contact permanent cu terenul (în orice stadiu de solicitare posibilă se dezvoltă practic numai presiuni pe toată suprafaţa de rezemare) care prezintă numai deformaţii elastice;
- fundaţii care în stadiile de solicitare maximă se desprind parţial de teren şi la care presiunile pe teren pot depăşi sau nu limita comportării elastice;
- fundaţii care pot dezvolta eforturi de întindere la contactul cu terenul prin intermediul piloţilor şi/sau pereţilor mulaţi.

b) După nivelul solicitării în elementele infrastructurilor, acestea se diferenţiază în:

- infrastructuri cu comportare elastică;
- infrastructuri cu incursiuni în domeniul postelastic de deformare.

10.1.3 Proiectarea seismică a ansamblului suprastructură-infrastructură-teren, în situaţiile construcţiilor obişnuite în care intervin solicitări în domeniul postelastic, va urmări dirijarea deformaţiilor postelastice cu prioritate în elementele suprastructurii.

Se vor lua măsuri, prin dimensionarea suprafeţelor de rezemare pe teren, pentru încadrarea în limite admisibile a deformaţiilor remanente.

De asemenea, cu excepţia unor cazuri speciale, se va urmări, prin proiectare, limitarea şi, eventual, eliminarea deformării postelastice a elementelor infrastructurii, ale căror degradări sunt dificil de depistat şi, în multe situaţii, dificil de reparat sau de consolidat.

Prin concepţia proiectării şi prin detaliile adoptate trebuie eliminate soluţiile în care pot apărea deformaţii plastice şi, implicit, degradări semnificative în elemente ale infrastructurilor inaccesibile pentru examinare după un eveniment seismic.

10.2 Tipuri de infrastructuri

În prezentul paragraf se prezintă, cu caracter exemplificativ şi în mod schematic, câteva tipuri caracteristice de soluţii de infrastructură a construcţiilor cu structura din pereţi structurali, cu mecanisme diferite de plastificare.

a) Fundaţii izolate directe pentru pereţi individuali sau grupuri de pereţi (Fig. 10.1)

În situaţiile unor construcţii în care sunt prevăzuţi pereţi individuali sau nuclee de pereţi cu o comportare specifică de consolă verticală, se poate adopta un sistem de fundare similar celui utilizat pentru fundarea stâlpilor în cadre. Fundaţiile se vor prevedea cu dimensiunile necesare pentru transmiterea la teren a solicitărilor de la baza suprastructurii. Fundaţia va putea îngloba, când aceştia există, pereţii de subsol.

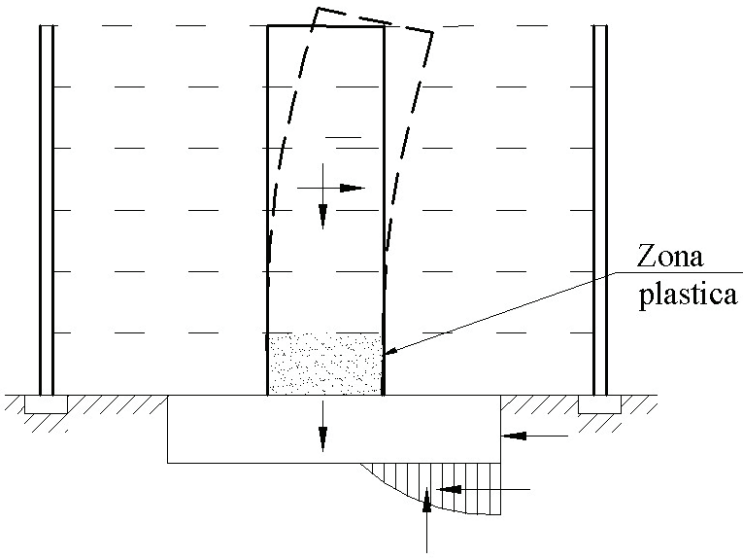


Fig. 10.1

b) Infrastructuri cu elemente de fundare de adâncime

În situaţiile în care suprafaţa de fundare sau capacitatea de rezistenţă a terenului sunt insuficiente, se poate recurge la fundarea de adâncime prin piloţi sau/şi pereţi mulaţi de beton armat, capabili să se încarce la eforturi de compresiune şi de întindere. În vederea sporirii capacităţii de preluare a momentelor de răsturnare la teren şi pentru a asigura condiţiile necesare pentru dezvoltarea unor mecanisme structurale de plastificare în zona de la baza pereţilor, se poate adopta soluţia din Fig. 10.2, cu piloţi evazaţi la bază. În cazul în care piloţii traversează structuri moi până la stratul de bază, se vor lua măsuri speciale pentru preluarea forţelor tăietoare. Se vor putea alege soluţii cu:

- piloţi înclinaţi, capabili să preia, prin compresiune axială, forţele orizontale aferente (Fig. 10.3);
- pereţi mulaţi (sau barete);

- piloţi verticali dimensionaţi adecvat la forţele tăietoare aferente.

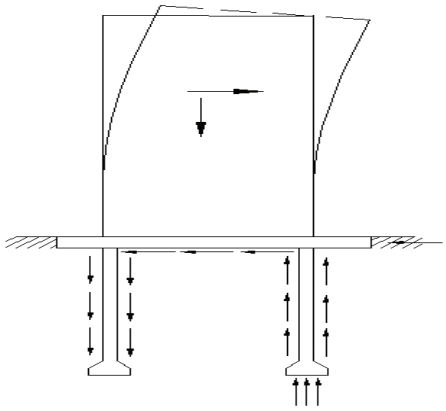


Fig. 10.2

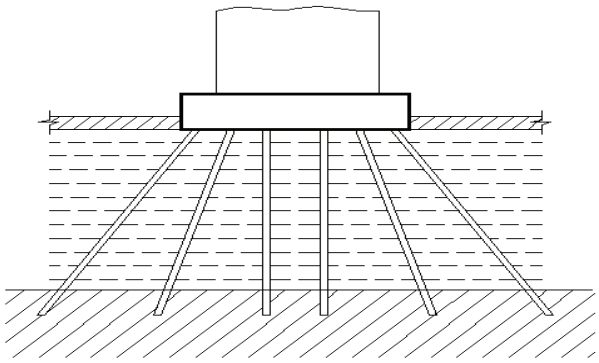


Fig. 10.3

c) Fundaţii comune pentru mai mulţi pereţi structurali

În Fig. 10.4(a) se prezintă cazul unor pereţi structurali legaţi printr-o fundaţie comună, iar în Fig. 10.4(b) cazul unor pereţi cuplaţi cu o bază unică. Proporţiile fundaţiilor sunt corelate cu dimensiunile pereţilor.

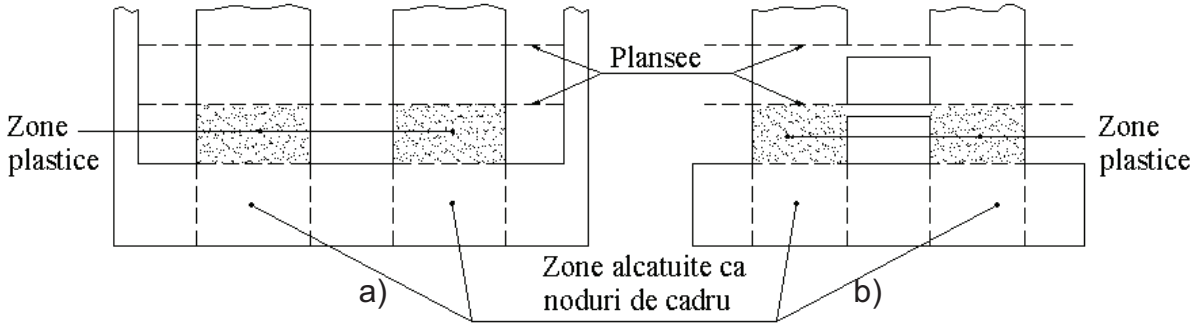


Fig. 10.4

Porţiunile de perete situate sub cota teoretică de încastrare sunt solicitate la eforturi de natura celor ce apar în nodurile structurilor în cadre, şi, ca atare, vor fi dimensionate în consecinţă.

În funcţie de scopul propus, se vor lua măsuri pentru evitarea apariţiei deformaţiilor plastice în grinda de legătură de la baza pereţilor sau, dimpotrivă, aceste elemente vor fi proiectate ca disipatori de energie, cu măsurile de ductilizare asociate (Fig. 10.5).

d) Infrastructuri care realizează un efect de încastrare (efect de "menghină") al pereţilor prin intermediul planşeului peste subsol (Fig. 10.6).

În asemenea infrastructuri se instalează un mecanism care preia o parte importantă din momentul de răsturnare prin cuplul forţelor dezvoltate în planşeu şi radier.

Acest tip de infrastructură poate fi aplicat, de exemplu, în situaţiile în care funcţiunea subsolului nu permite dispunerea unor pereţi interiori, dar sunt prevăzuţi pereţi perimetrali. Mobilizarea unui asemenea mecanism este condiţionată de capacitatea planşeului de a

îndeplini rolul de diafragmă de „transfer” a eforturilor de la baza suprastructurii la pereţii de contur. “Descărcarea” de momente a pereţilor pe înălţimea subsolului este însoţită de dezvoltarea unor forţe tăietoare înalte, ale căror valori depind de rotirea bazei peretelui în teren (Fig. 10.6c).

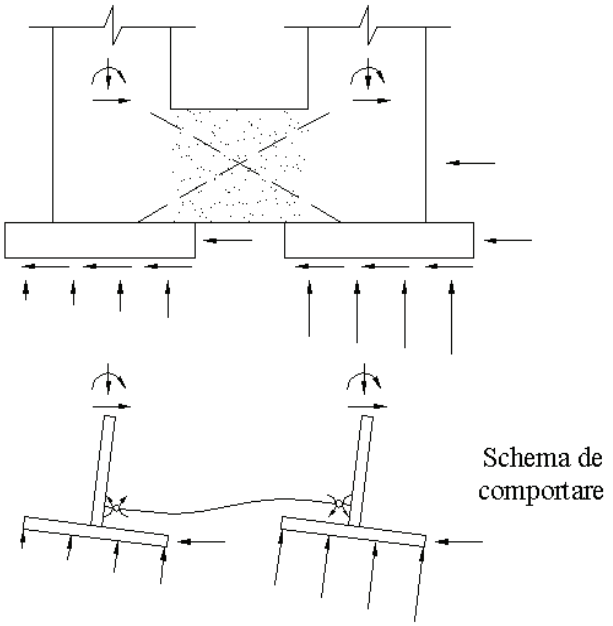


Fig. 10.5

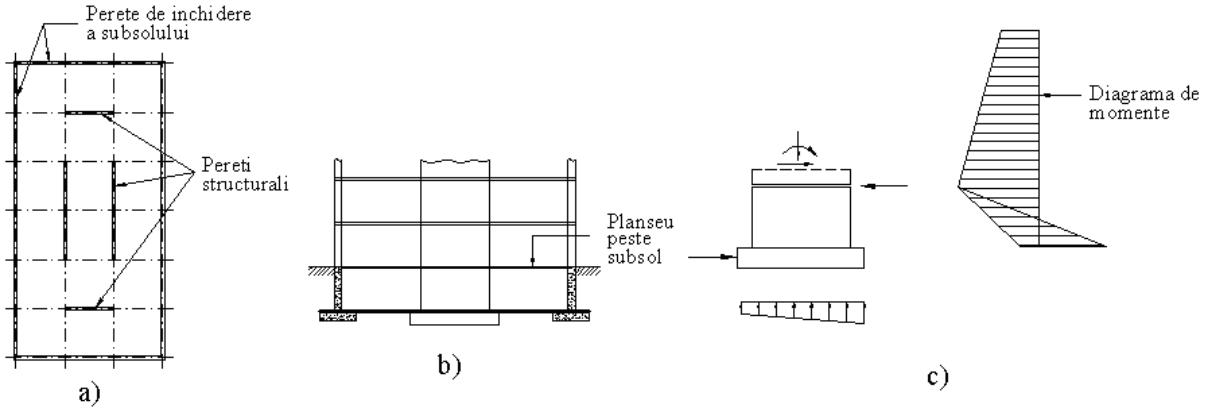


Fig. 10.6

e) Infrastructura alcătuită sub formă de reţele de grinzi

Aceste sistem reprezintă o dezvoltare a sistemului (c) prin prevederea de grinzi continue pe două direcţii, sub forma unei reţele. Reţeaua de grinzi poate fi constituită din pereţii subsolului sau poate fi dezvoltată sub cota pardoselii subsolului (Fig. 10.7).

f) Infrastructura alcătuită ca o cutie închisă

Cutia este realizată de ansamblul pereţilor de subsol de contur şi intermediari, şi de diafragmele orizontale constituite de planşeele subsolurilor şi dala de la nivelul terenului. Aceasta poate fi proiectată ca radier pentru a prelua încărcările normale la planul ei,

reprezentate de presiunile pe teren. De regulă, acest tip de infrastructură trebuie să fie suficient de rigid şi rezistent pentru a asigura condiţia de încastrare a elementelor verticale ale structurii la nivelul planşeului peste primul subsol.

g) Fundaţii pentru pereţi care se pot roti liber la bază (Fig. 10.8)

Această soluţie este indicată în situaţiile în care nu sunt necesare armături verticale la baza pereţilor pentru preluarea momentelor de răsturnare, ca, de exemplu, în cazul clădirilor cu pereţi deşi cu puţine niveluri.

În acest caz, la fel ca la pereţii de zidărie simplă, momentul de răsturnare este echilibrat de momentul dat de rezultanta presiunilor pe teren (respectiv, în alte cazuri, a presiunilor pe blocul de fundaţie): la nivelul terenului, rezultanta încărcărilor verticale se suprapune cu rezultanta egală ca mărime a presiunilor pe teren.

Pentru aceste infrastructuri, răspunsul seismic al ansamblului structural nu implică deformaţii plastice semnificative, astfel încât la calculul eforturilor se vor considera forţe seismice sporite corespunzător (factor de comportare de ordinul q = 2..3).

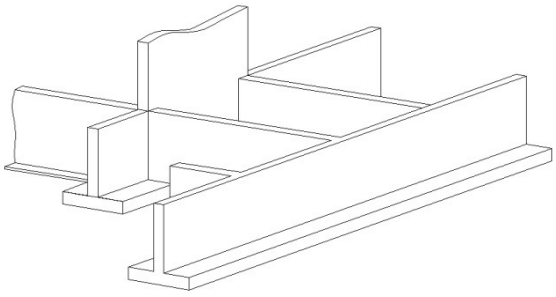


Fig. 10.7

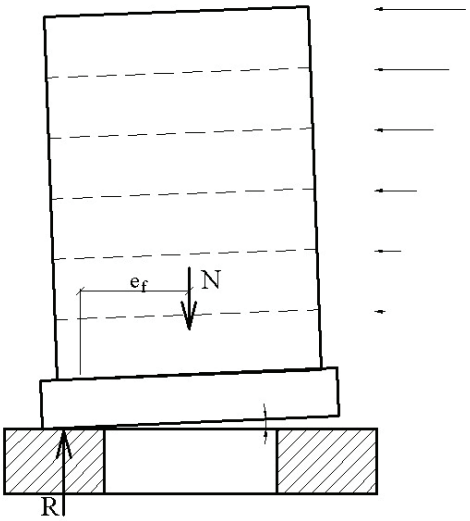


Fig. 10.8

10.3 Indicaţii privind modul de calcul al elementelor infrastructurii

10.3.1 Modelarea pentru calcul

Un model de calcul riguros pentru evaluarea eforturilor din acţiunile verticale şi orizontale în elementele infrastructurii implică considerarea ansamblului spaţial suprastructură-infrastructură-teren de fundare, cu proprietăţi definite prin legi constitutive fidele comportării reale a elementelor care alcătuiesc fiecare dintre cele trei componente. După caz, acţiunile sunt modelate, fie prin intermediul forţelor orizontale de proiectare din acţiunea seismică, fie prin intermediul accelerogramelor.

Dacă fundarea elementelor verticale ale structurii se realizează prin fundaţii independente, de suprafaţă sau de adâncime, sau pe reţele de grinzi, calculul acestora se face cu procedeele curente aplicabile oricărui tip de structură.

În cazul infrastructurilor complexe, alcătuite din ansamblul format din planşeele şi pereţii subsolului şi radier, se vor adopta modele în măsură să evidenţieze cât mai fidel interacţiunea

elementelor şi a mecanismului lor de rezistenţă. Se vor utilza, după caz, elemente de tip bară (grindă sau stâlp) sau elemente de tip placă.

În cazurile obişnuite, în care proiectarea are în vedere realizarea unei suprastructuri disipative şi a unei infrastructuri elastice, o cale aproximativă, simplă, de evaluare a eforturilor în elementele infrastructurii, suficient de riguroasă pentru proiectarea curentă, este aceea de a aplica modelului încărcările gravitaţionale aferente combinaţiei de încărcări seismice şi forţe orizontale mărite faţă de forţele seismice de proiectare (cu rezultanta F_b) pentru a ţine seama de suprarezistenţa structurii mobilizate prin instalarea mecanismului de disipare de energie (Fig. 10.9).

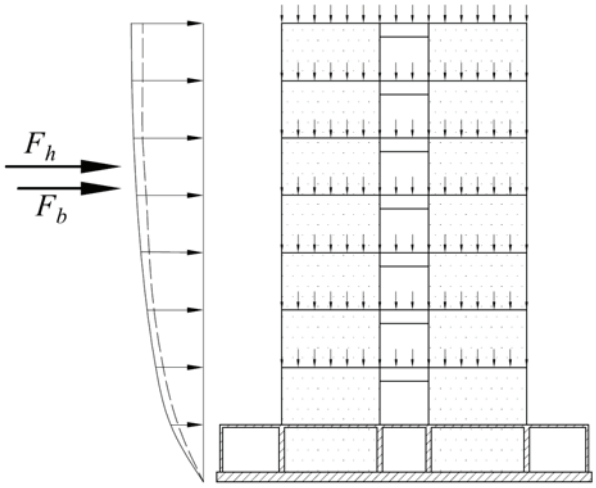


Fig. 10.9

Schema de calcul este prezentată la pct. 10.3.2.

În situaţiile în care mecanismul de încovoiere de ansamblu este preponderent (mecanismul de menghină este slab sau absent), infrastructura se poate modela ca un sistem structural plan, cu eforturile de la baza suprastructurii acţionând perpendicular pe acest plan.

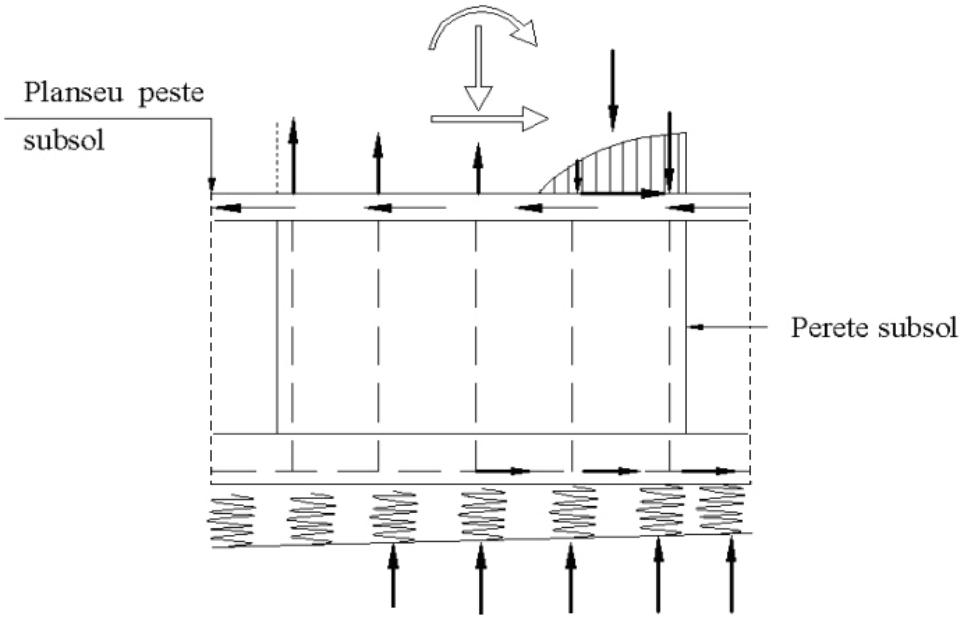


Fig. 10.10

În situaţiile obişnuite, când se urmăreşte ca mecanismul de plastificare al ansamblului să aibă zonele plastice localizate în suprastructură, forţele de legătură dintre suprastructură şi infrastructură vor fi asociate mecanismului de plastificare al suprastructurii. Proprietăţile terenului se vor exprima prin legi de deformare elastică sau prin legi constitutive mai riguroase, astfel încât resorturile care modelează terenul să poată fi definite de legi liniare sau neliniare. Se va ţine seama de posibilitatea ridicării parţiale a fundaţiei de pe teren.

În Fig. 10.10 se prezintă, cu caracter exemplificativ, schema de principiu a echilibrului unei zone de infrastructură, care include un perete şi zonele aferente ale radierului şi planşeului peste subsol.

10.3.2 Evaluarea eforturilor de proiectare ale fundaţiilor

În practica curentă de proiectare se disting două situaţii principale:

a) Pereţi cu fundaţii independente

În acest caz, valorile de proiectare E_{Fd}, ale eforturilor secţionale aplicate la baza pereţilor, la legătura cu fundaţia, se determină cu expresia generală:

$$E_{Fd} = E_{F,G} + \gamma_{Rd}\,\Omega\,E_{F,E} \qquad (10.1)$$

S-a notat:

$E_{F,G}$ efortul secţional produs de acţiunile neseismice incluse în combinaţia de acţiuni pentru situaţia de proiectare seismică

$E_{F,E}$ efortul secţional rezultat din calculul la acţiunea seismică de proiectare

Ω raportul între valoarea momentului de răsturnare capabil şi valoarea rezultatelor din calculul în situaţia de proiectare seismică (vezi 7.2.2); $\Omega \le q$.

γ_{Rd} factor ce ţine seama de diferitele surse de suprarezistenţă:

$\gamma_{Rd} = 1{,}0$, pentru $q \le 3$

$\gamma_{Rd} = 1{,}2$, pentru $q > 3$

b) Pereţi cu sisteme spaţiale sau bidirecţionale de fundaţii: reţele de grinzi de fundare (care pot fi constituite şi din pereţii de subsol), infrastructuri complexe asimilabile cu cutii rigide şi rezistente, etc.

În acest caz, eforturile secţionale în elementele sistemului de fundare se pot obţine utilizînd modelul de calcul elastic complet al ansamblului suprastructură – infrastructură, încărcat cu forţele seismice de proiectare multiplicate printr-un factor de suprarezistenţă mediu pe structură (Fig. 10.9):

$$F_h = \gamma_{Rd}\,\Omega_{med}\,F_b$$

Pentru limitarea acţiunii asupra infrastructurii şi terenului de fundare se recomandă limitarea factorului Ω prin dimensionarea cât mai strictă a pereţilor la baza lor.

În cazurile curente se poate lua $\Omega_{med}\,\gamma_{Rd} = 1{,}5$.

La proiectarea planşeelor peste subsol se vor utiliza modele de calcul adecvate care să permită stabilirea cât mai precisă a eforturilor secţionale care rezultă din rolul de diafragmă de „transfer” al acestora.

Schemele de calcul adoptate pentru planşee trebuie să furnizeze şi valorile eforturilor pentru dimensionarea “colectorilor”, armături care “adună” încărcările orizontale din planşeu

şi le transmit pereţilor, şi "suspensorilor", armături prin care se ancorează în masa planşeului încărcările care produc întinderi în planşeu.

10.3.3 Probleme de dimensionare specifice

Elementele infrastructurilor (pereţi structurali, grinzi de fundare) prezintă de multe ori, ca urmare a proporţiilor şi a modului de solicitare, o comportare de elemente scurte de beton armat şi, ca atare, vor fi dimensionate potrivit procedeelor specifice acestora.

Necesarul de armătura longitudinală (orizontală) rezultă din calculul de dimensionare la încovoiere, potrivit prevederilor **SR EN 1992-1-1** şi Anexa Naţională. În calculul la forţa tăietoare, ponderea armăturilor orizontale şi a celor verticale depinde de proporţiile grinzilor (pereţilor de subsol) şi de distribuţia dintre punctele de contact cu elementele suprastructurii. În cazul grinzilor cu proporţii de grinzi scurte, se vor aplica metodele de calcul specifice grinzilor pereţi sau metodele bazate pe mecanismul de grindă cu zăbrele. În cazul grinzilor cu proporţii de bară se aplică procedeele de dimensionare din **SR EN 1992-1-1** cu Anexa Naţională şi din **P 100-1**.

O problemă particulară o constituie evaluarea eforturilor şi dimensionarea pereţilor structurali verticali care se continuă cu aceeaşi secţiune transversală şi în interiorul infrastructurii de tip cutie.

La aceşti pereţi (Fig. 10.11) se consideră că regiunea critică se extinde sub nivelul planşeului superior al infrastructurii cu înălţimea h_{cr} (vezi 7.1).

În aceste situaţii starea de eforturi din pereţi pe înălţimea subsolului (subsolurilor) trebuie să fie determinată pe modele de calcul riguroase ale ansamblului suprastructură – infrastructură – teren în măsură să ia în considerare rotirea pereţilor pe teren şi flexibilitatea diafragmelor planşeelor. Modelele de calcul cu rezemări fixe la bază şi la nivelul planşeelor de subsol furnizează valori foarte mari, nerealiste, ale forţelor tăietoare din pereţi.

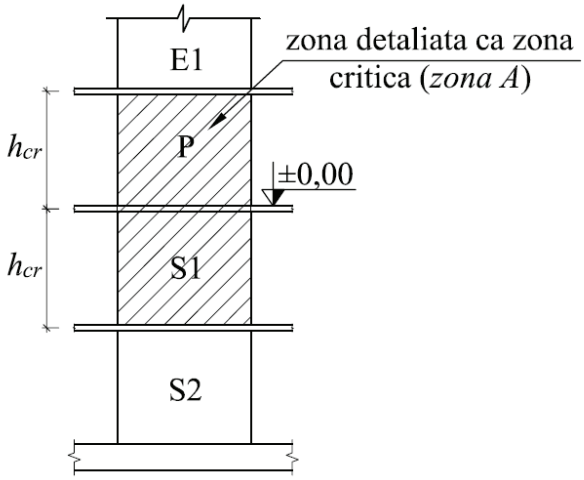


Fig. 10.11

Armăturile verticale care traversează rosturile de lucru dintre talpa (cuzinetul) fundaţiei şi perete, precum şi rostul de lucru de sub planşeu vor fi dimensionate pentru rolul de conectare a zonelor realizate cu betoane cu vârste diferite.

Alcătuirea infrastructurii şi modul specific de solicitare a elementelor acesteia implică, de multe ori, „rezemări indirecte”, care impun prevederea unor armături de suspendare la intersecţia fundaţiilor dimensionate adecvat.

La dimensionarea armăturii planşeului peste subsol, precum şi a radierului, se va ţine seama de faptul că solicitările de încovoiere rezultate din acţiunea încărcărilor normale pe planul lor sunt însoţite de eforturi de întindere sau compresiune din încovoierea generală a infrastructurii rezultată din transmiterea încărcărilor orizontale şi verticale la terenul de fundare.

10.4 Probleme specifice de alcătuire a elementelor infrastructurilor

10.4.1 Prezentele prevederi se referă la situaţiile curente în care prin proiectare se dirijează apariţia deformaţiilor postelastice la acţiuni seismice de mare intensitate în suprastructură, infrastructura rămânând solicitată preponderent în domeniul elastic.

Infrastructura poate fi constituită, în funcţie de modul de alcătuire a clădirii, din pereţii unui nivel, sau pereţii mai multor niveluri de la partea inferioară a clădirii, cu fundaţiile lor (nivelurile subsolului plus, eventual, primul sau primele niveluri supraterane).

10.4.2 Pereţii infrastructurii vor avea, de regulă, o grosime superioară grosimii pereţilor din suprastructură.

Pereţii de contur ai subsolului vor avea o grosime de cel puţin 250 mm, iar cei interiori de cel puţin 200 mm.

10.4.3 Se va adopta o înălţime suficientă a infrastructurii (incluzând, în funcţie de situaţie, înălţimea pereţilor de subsol sau a mai multor niveluri de la baza structurii) în măsură să asigure, în mod optim funcţiile structurale pe care le are acest subansamblu.

10.4.4 Golurile pentru instalaţii vor avea dimensiuni minime şi vor fi dispuse în afara celor mai solicitate zone. Astfel, în cazul pereţilor de subsol cu proporţii de pereţi scurţi, golurile se vor plasa de preferinţă în afara traseelor diagonalelor comprimate corespunzătoare mecanismului de grindă cu zăbrele (Fig. 10.12).

Se va evita dispunerea golurilor în poziţii care să creeze riscul unor ruperi la forţă tăietoare în secţiuni înclinate (Fig. 10.13).

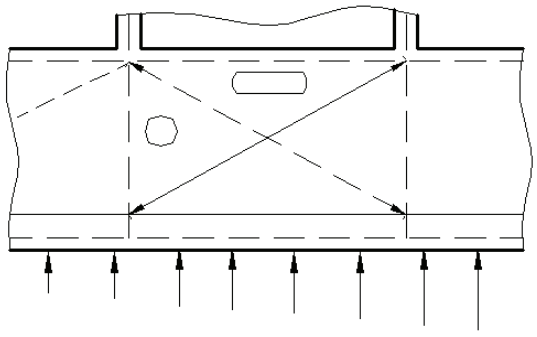


Fig. 10.12

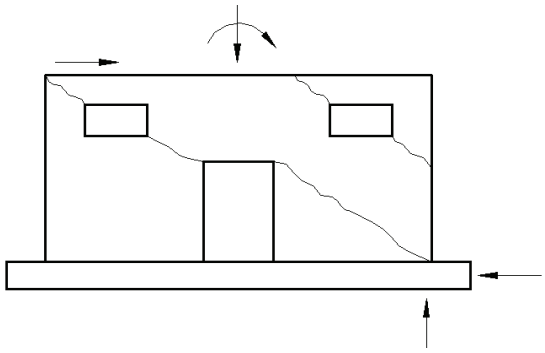


Fig. 10.13

În cazul golurilor de dimensiuni mari, se vor prefera golurile rotunde sau cu colţuri teşite, în locul golurilor dreptunghiulare.

În jurul golurilor se va prevedea o armătură de bordaj reprezentând cel puţin secţiunea barelor întrerupte prin prezenţa golurilor.

10.4.5 La alegerea deschiderilor şi traveelor se va urmări ca distanţele dintre punctele de încărcare verticală a infrastructurii să nu depăşească, de regulă, 6 m.

10.4.6 Procentele de armare orizontală şi verticală în inima pereţilor, considerând ambele plase, vor fi cel puţin 0,30%.

10.4.7 La structurile cu pereţi rari, planşeul peste subsol va avea cel puţin o grosime de 150 mm. Armarea minimă în ambele direcţii va reprezenta, pe fiecare faţă, un procent de minim 0,25% şi cel puţin 6 bare ϕ8 / m.

Planşeul trebuie să conţină, pe lângă armăturile necesare pentru preluarea încărcărilor normale pe planul său, şi armăturile rezultate din încovoierea de ansamblu a infrastructurii, precum şi armăturile rezultate din acţiunea forţelor din planul plaşeului, inclusiv armăturile cu rol de colectori şi suspensori.

ANEXA A

EXEMPLE DE VERIFICARE A CAPACITĂȚII DE DEFORMARE A GRINZILOR DE CUPLARE ȘI A PEREȚILOR DE BETON ARMAT

A.1. Date generale

Anexa cuprinde un exemplu de verificare a capacității de deformare a grinzilor de cuplare și a pereților unei structuri de beton armat. Etapa de verificare succede etapei de dimensionare a elementelor de beton armat la starea limită ultimă, astfel încât dimensiunile elementelor structurale precum şi armarea longitudinală şi cea transversală ale acestora sunt cunoscute din etapa calculului de rezistență la moment încovoietor cu forţa axială, respectiv la forţă tăietoare.

Verificarea capacității de deformare se bazează pe urmatoarele date:

- tipul de structură
- condiţiile seismice ale amplasamentului
- clasa de ductilitate considerată la proiectarea structurii
- caracteristicile mecanice ale materialelor utilizate (oţel și beton)
- detaliile de alcătuire ale secţiunilor pereților și grinzilor de cuplare

Verificarea aproximativă a capacității de deformare a pereților verticali implică următoarele operații:

I. se efectuază calculului structural la forţele de proiectare, considerând rigiditatea fisurată a elementelor ($0{,}5E_cI_c$)

II. se determină punctul de inflexiune a deformatei peretelui și a deplasării asociate acestui punct

III. se calculează coeficientul c pentru determinarea deplasărilor inelastice.

IV. se calculează cerința de rotire totală a peretelui la starea limită ultimă (*ULS*), pe baza mărimilor determinate la punctele (II) și (III)

V. se determină valoarea aproximativă a rotirii capabile din tabelul 8.4, în funcție de clasa de ductilitate a structurii

VI. se verifică dacă rotirea capabilă > cerinţa de rotire

VII. dacă condiția (VI) nu este îndeplinită, se evaluează capacitatea de rotire a peretelui cu metoda exactă; în acest scop se efectuează următoarele operații:

(i) se determină caracteristicile betonului confinat din bulbii și inima peretelui cu relațiile 8.6-8.11

(ii) se efectuează calculul secțional la baza peretelui, obținând valorile curburilor la rupere și la inițierea curgerii în armăturile longitudinale

(iii) se evaluează lungimea plastică cu relația 8.15

(iv) se calculează capacitatea de rotire de bară a peretelui (rotirea corzii), componenta plastică fiind dată de relația 8.5

(v) se verifică condiţia rotire capabilă > cerinţa de rotire

În caz de neîndeplinire a relației, se sporește armătura de confinare din bulb și/sau inima peretelui, în funcție de necesități până când condiția de siguranță este satisfăcută.

Sporirea secţiunii de beton, în special prin dezvoltarea tălpilor (bulbilor) şi a clasei de beton, reprezintă alte soluţii posibile pentru creşterea ductilităţii locale.

A.2. Exemplu de verificare a capacității de deformație pentru pereți cuplați

1) Date privind structura verificată

Exemplul se referă la ansamblul a doi pereți identici cuplați prin grinzi, făcând parte dintr-o structură cu următoarele caracteristici:

- destinaţia: clădire de birouri
- regim de înalţime: S+P+12E
- condiţii sesmice: $a_g = 0{,}30g$, $T_c = 1{,}6$s, $\gamma_{I,e} = 1{,}00$
- clasa de ductiltate *DCH*; factorul de comportare $q = 6{,}25$
- materiale utilizate:

  - beton C30/37

  - oţel BSt500
- perioada de vibrație $T = 0{,}74s$

Se analizează peretele comprimat de acțiunea forțelor orizontale.

Secțiunile necesare ale armărilor verticale au rezultat din calculul de rezistență al secțiunii de la baza pereților la încovoiere cu forță axială.

Din calculul de dimensionare la încovoiere au rezultat armăturile verticale necesare. Se prevăd o armare uniformă a inimii şi o armătură concentrată la capete care satisfac condițiile de alcătuire minime date în prezentul Cod.

Urmare celor de mai sus, a rezultat alcătuirea secțiunii din Fig. A.1.

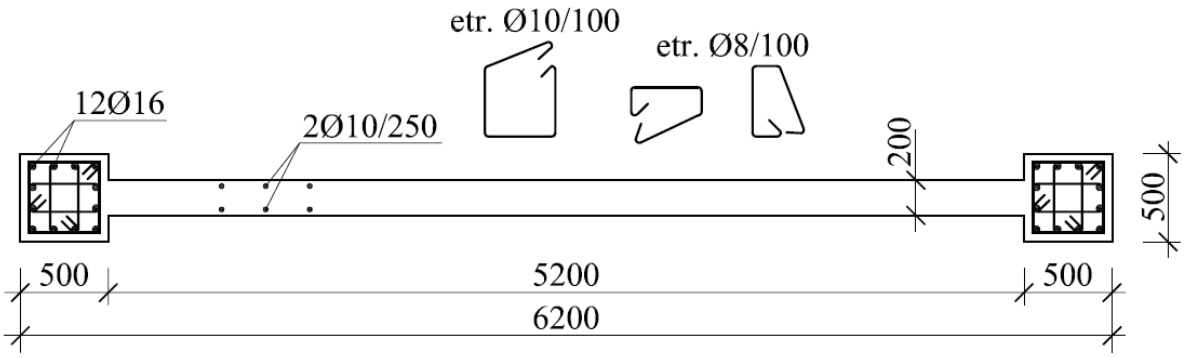


Fig. A.1 Armarea verticală a peretelui

Armăturile verticale prevăzute satisfac condițiile de armare minimă. Astfel,

- în bulb 12ϕ16 → $\omega_v = \frac{A_{sv}}{A_c} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{12 \cdot 201}{500 \cdot 500} \cdot \frac{405}{20} = 0,20 > 0,15$

- în inimă 2ϕ10/25 → $\rho_v = \frac{A_{sv}}{A_c} = \frac{2 \cdot 78,54}{200 \cdot 250} = 0,0031 > 0,0025$

2) Calculul cerinței de rotire a peretelui

(i) Din calculul structural sub forțe seismice de proiectare a rezultat diagrama de momente încovoietoare din Fig. A.2. Se observă că punctul de inflexiune este între nivelul 8 și nivelul 9. La acest nivel L_v = 27,9m, rezultând o deplasare d_v = 0,022m.

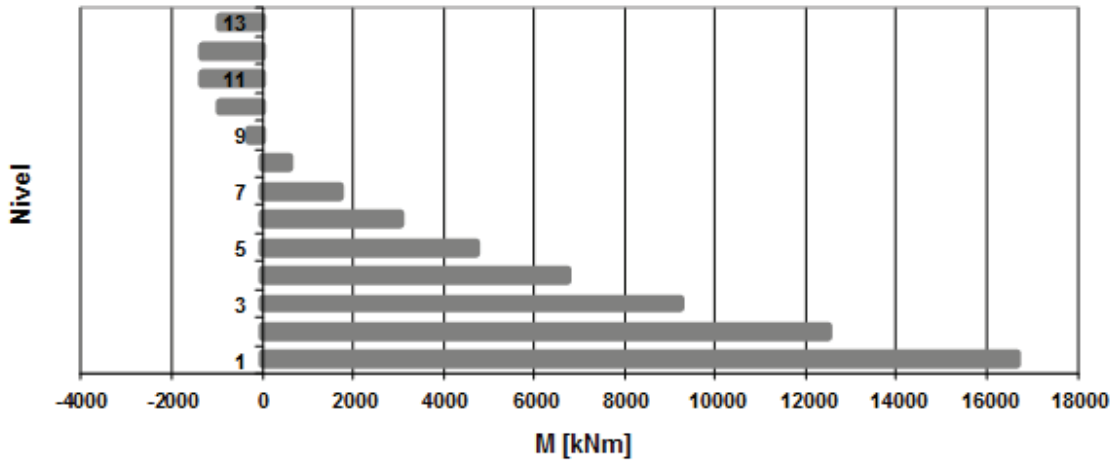


Fig. A.2 Diagrama de momente încovoietoare pe perete

(ii) Cerința de rotire a peretelui (se folosește relația (8.3)):

- $c = 3 - 2,3\frac{T}{T_c} = 3 - 2,3\frac{0,74}{1,6} = 1,93 > \frac{\sqrt{q \cdot T_c}}{1,7} = \frac{\sqrt{6,25 \cdot 1,6}}{1,7} = 1,86 \Rightarrow c = 1,86$

- $\theta^{ULS} = c \cdot q \cdot \theta'_{Ed} = c \cdot q \cdot \frac{d_V}{L_V} = 1,86 \cdot 6,25 \cdot \frac{0,022}{27,9} = 0,0092 rad$

3) Evaluarea capacității de deformație prin metoda exactă

Din tabelul 8.4, pentru clasa de ductilitate înaltă rezultă θ_a^{ULS} = 0,02rad, așadar relația de verificare este îndeplinită.

Cu toate acestea, se evaluează capacitatea de deformare a peretelui şi cu metoda de la 8.5.2 (ii) și în acest caz pentru a demonstra aplicarea acesteia.

Etapele de calcul sunt următoarele:

(i) Evaluarea efortului efectiv de compresiune laterală (confinare)

Se determină următorii parametri de calcul:

- dimensiunile miezului confinat al bulbului (Fig. A.3). Dimensiunile b_i se măsoară între axele armăturilor consecutive prinse în colțuri de etrieri.

$$b_0 = h_0 = 500 - 2 \cdot 25 = 450mm$$

$$\sum b_i^2 = 11 \cdot \left(\frac{450}{3} \right)^2 = 247500mm^2$$

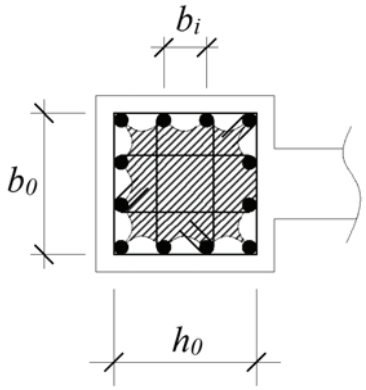


Fig. A.3 Caracteristicile geometrice ale zonei confinate

- factorul de eficienţă a confinării (conform **P 100-3**)

$$\alpha = \left(1 - \frac{s}{2 \cdot h_0} \right) \left(1 - \frac{s}{2 \cdot b_0} \right) \left(1 - \frac{\sum b_i^2}{6 \cdot b_0 \cdot h_0} \right) = \left(1 - \frac{100}{2 \cdot 450} \right) \left(1 - \frac{100}{2 \cdot 450} \right) \left(1 - \frac{247500}{6 \cdot 450 \cdot 450} \right) =$$

$$= 0,889 \cdot 0,889 \cdot 0,796 = 0,629$$

- ariile armăturii de confinare pe cele două direcții

$$A_{swx} = A_{swy} = 2 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot \left(10^2 + 8^2 \right) = 258mm^2$$

- coeficientul transversal volumetric de armare pentru bulb

$$\omega_{wk} = \frac{A_{swx} \cdot h_0 + A_{swy} \cdot b_0}{b_0 \cdot h_0 \cdot s} \frac{f_{yk}}{f_{ck}} = \frac{258 \cdot 450 + 258 \cdot 450}{450 \cdot 450 \cdot 100} \frac{500}{30} = 0,19$$

- efortul unitar efectiv de confinare pentru bulb (relația 8.10)

$$\sigma_2 = 0,5 \cdot \omega_{wk} \cdot \alpha \cdot f_{ck} = 0,5 \cdot 0,19 \cdot 0,629 \cdot 30 = 1,79MPa$$

$$\frac{\sigma_2}{f_{ck}} = \frac{1,79}{30} = 0,06$$

(ii) Rezistența betonului confinat (relația 8.6)

$$f_{ck,c} = f_{ck} \left(1,125 + 2,5 \frac{\sigma_2}{f_{ck}} \right) = 30 \cdot \left(1,125 + 2,5 \cdot 0,06 \right) = 38,25MPa$$

(iii) Deformația specifică la atingerea efortului maxim (relația 8.7)

$$\varepsilon_{c2,c} = \varepsilon_{c2} \left(\frac{f_{ck,c}}{f_{ck}} \right)^2 = 0,002 \cdot \left(\frac{38,25}{30} \right)^2 = 0,0033MPa$$

(iv) Deformația specifică ultimă (relația 8.8)

$$\varepsilon_{cu2,c} = 0,0035 + 0,2\frac{\sigma_2}{f_{ck}} = 0,0035 + 0,2 \cdot 0,06 = 0,0155$$

(v) Lungimea plastică (relația 8.15)

$$L_{pl} = 0,1L_V + 0,15 \cdot h_w + 0,25\frac{d_{bL} \cdot f_{yk}\,(MPa)}{\sqrt{f_{ck}\,(MPa)}} = 0,1 \cdot 27900 + 0,15 \cdot 6200 + 0,25 \cdot \frac{16 \cdot 500}{\sqrt{30}} =$$

$$= 2790 + 930 + 365,15 = 4085,15mm \approx 4,09m$$

(vi) O schemă de calcul posibilă este să se considere că întreaga secţiune a peretelui, inclusiv inima, este confinată suficient, urmând să se deducă armătura transversală de confinare corespunzătoare



Fig. A.4 Modelul de calcul secţional

Forța axială asociată mecanismului de plastificare la baza peretelui comprimat de forţele orizontale este 13400kN. În urma calculului secţional rezultă urmatoarele valori de rezistenţă şi deformabilitate:

- înalţimea zonei comprimate la rupere: $x_u = 1,67m$
- curbura ultimă: $\phi_u = 2,93 \cdot 10^{-3}\ m^{-1}$
- momentul capabil: $M_{Rd} = 44450kNm$
- cedarea se produce prin betonul neconfinat al inimii
- rotirea de curgere: $\theta_y = \theta'_{Ed}\frac{M_{Rd}}{M'_{Ed}} = \frac{d_V}{L_V}\frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} = \frac{0,022 \cdot 44450}{27,9 \cdot 16660} = 0,0021rad$

  θ'_{Ed} şi M'_{Ed} reprezintă rotirea de bară şi momentul încovoietor obţinute din calculul structural sub forţele seismice de proiectare.

- curbura de curgere: $\phi_y = \frac{3 \cdot \theta_y}{L_V} = \frac{3 \cdot 0,0021}{27,9} = 0,00023rad/m$

  ϕ_y se poate determina şi din calculul structural la iniţierea curgerii, folosind condiţiile de echilibru, de compatibilitate a deformaţiilor şi legile σ-ε ale materialelor.

(vii) Calculul rotirii capabile totale (rotirea plastică este dată de relația 8.5)

$$\theta_u^{ULS} = \theta_y + \theta_{pl,u} = \theta_y + \frac{1}{\gamma_{el}}(\phi_u - \phi_y)L_{pl} = 0,0021 + \frac{1}{1,5}(0,0029 - 0,0002)4,09 = 0,0095rad$$

Se observă că rotirea capabilă calculată cu metoda analitică este mai mare decât rotirea efectivă, însă are o valoare simțitor mai mică decât rotirea capabilă furnizată de metoda aproximativă bazată pe date experimentale. Această diferenţă se datorează faptului că, spre deosebire de metoda empirică, în modelul analitic inima peretelui s-a considerat neconfinată, neglijându-se efectul armăturii transversale a inimii.

Una dintre soluţiile de confinare efectivă ale inimii este prevederea de agrafe în dreptul fiecărei armături longitudinale. În acest caz, agrafele trebuie prinse de armăturile transversale şi îndoite după acestea (Fig. A.5). Acest mod de detaliere asigură funcţionarea mecanismului de arc cu tirant asociat confinării, prin echilibrarea „în nod" a compresiunii din beton cu întinderea din tirantul de oţel.

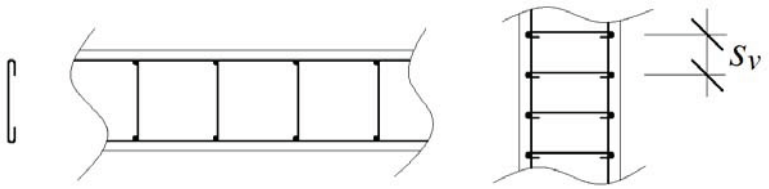
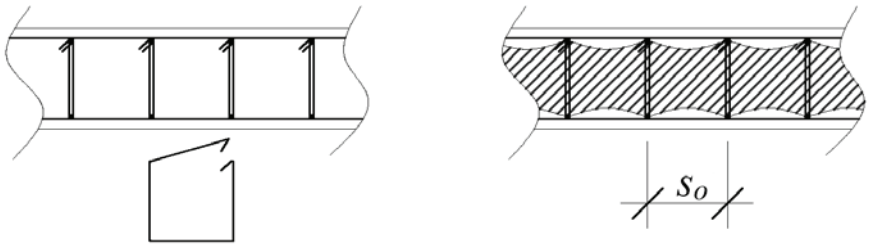


Fig. A.5 Confinarea inimii cu agrafe

O alta soluţie o reprezintă utilizarea de etrieri suprapuşi de confinare (Fig. A.6(a)). Fiecare bară longitudinală este fixată de ramurile vecine ale etrierilor consecutivi pentru a obtine o confinare eficientă. Zona confinată de beton este reprezentată în Fig. A.6(b).



a) b)

Fig. A.6 a) Confinarea inimii cu etrieri; b) Dezvoltarea zonei confinate de beton

În continuare, se exemplifică modul de calcul pentru folosirea soluţiei cu etrieri. Chiar dacă este mai dificil de executat, aceasta oferă o confinare mai sigură decât agrafele care se pot mişca în plan orizontal la turnarea betonului.

Se acceptă o simplificare a calculului. Procedeul consideră că inalţimea zonei comprimate nu se modifică substanţial în urma confinării inimii pentru că rezistenţa betonului nu creşte substanţial prin confinare, ci numai deformaţiile capabile. Se consideră că ruperea se produce în betonul confinat la extremitatea peretelui. În aceste condiţii, din distribuţia Bernoulli a deformaţiilor specifice în secţiune, corespunzătoare atingerii în fibra extremă comprimată a scurtării $\varepsilon_{cu2,c}$ determinată la (iv), se determină mărimea necesară a deformaţiei $\varepsilon_{cu2,c}$ în inima confinată la limita bulbului. Se determină apoi armătura transversală de confinare care poate asigura deformabilitatea necesară.

(viii) Determinarea scurtării specifice ultime necesare la marginea bulbului

Aplicând relaţii de asemănare în Fig. A.7, se obține că:

$$\varepsilon_{cu2,nec} = \frac{x_u - c - h_0}{x_u - c} \cdot \varepsilon_{cu2,c} = \frac{167 - 2,5 - 45}{167 - 2,5} \cdot 0,0155 = 0,011$$

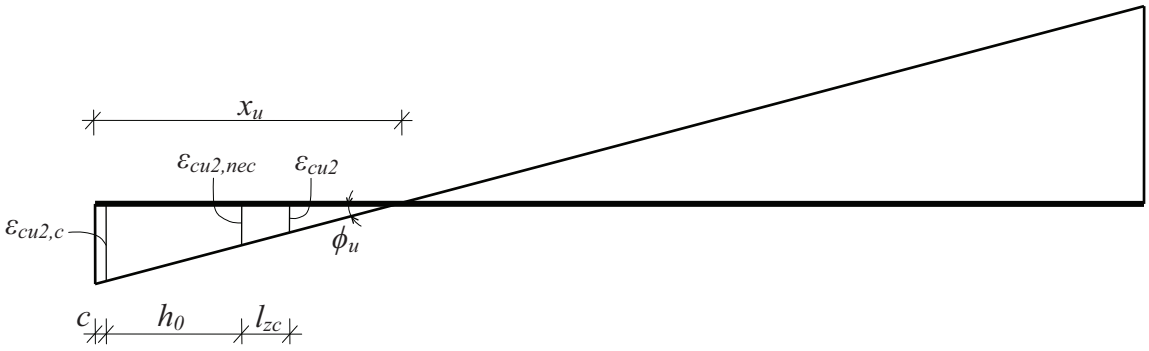


Fig. A.7 Distribuţia la rupere a deformaţiilor specifice

(ix) Calculul presiunii de confinare efective

Se considera etrieri ϕ8/10, din BSt500. Pe zona de confinare a inimii armăturile longitudinale se dispun la 150 mm interax pentru a spori eficiența confinării. Calculul la încovoiere nu se schimbă semnificativ pentru că zona pe care este necesară confinarea inimii este în general mică.

Parametrii de calcul sunt:

- aria de armătură transversală din inimă (calculul se face numai pe direcţia scurtă a peretelui)

$$A_{sw}(2\phi 8) = 2\frac{\pi \cdot 8^2}{4} = 101 mm^2$$

- caracteristicile geometrice ale secţiunii de calcul

$$b_{w0} = b_w - 2 \cdot c = 200 - 2 \cdot 25 = 150 mm$$
$$b_i = s_o = 150 mm$$
$$\sum b_i^2 = 2 \cdot 150^2 = 45000 mm^2$$

- factorul de eficienţă al confinării (conform **P 100-3**)

$$\alpha = \left(1 - \frac{s_v}{2 \cdot s_o}\right)\left(1 - \frac{\sum b_i^2}{6 \cdot b_{w0} \cdot s_o}\right) = \left(1 - \frac{100}{2 \cdot 150}\right)\left(1 - \frac{4500}{6 \cdot 150 \cdot 150}\right) = 0,667 \cdot 0,667 = 0,445$$

- coeficientul volumetric de armare transversal al inimii

$$\omega_{wk,w} = \frac{A_{sw}}{s_o \cdot s_v}\frac{f_{ywk}}{f_{ck}} = \frac{1,01}{15 \cdot 10}\frac{500}{30} = 0,122$$

- deformaţia specifică la atingerea efortului maxim

$$\sigma_2 = \omega_{wk,w} \cdot \alpha \cdot f_{ck} = 0,122 \cdot 0,356 \cdot 30 = 1,30 MPa$$

$$\frac{\sigma_2}{f_{ck}} = \frac{1{,}30}{30} = 0{,}043$$

(x) Calculul deformației specifice ultime a betonului inimii (relația 8.8)

$$\varepsilon_{cu2,c} = 0,0035 + 0,2\frac{\sigma_2}{f_{ck}} = 0,0035 + 0,2 \cdot 0,043 = 0,0121$$

(xi) Calculul curburii ultime (relația 8.13)

Deoarece $\varepsilon_{cu2,c} > \varepsilon_{cu2,nec}$, armarea propusă este suficientă. Curbura ultimă este:

$$\phi_u = \frac{\varepsilon_{cu2,c}}{x_u} = \frac{0{,}0155}{1{,}67} = 0{,}0093 m^{-1}$$

(xii) Calculul rotirii capabile (rotirea plastică este dată de relația 8.5)

$$\theta_u^{ULS} = \theta_y + \frac{1}{\gamma_{el}}\left(\phi_u - \phi_y\right)L_{pl} = 0{,}0021 + \frac{1}{1{,}5}\left(0{,}0093 - 0{,}0002\right)4{,}09 = 0{,}0269 rad$$

(xiii) Determinarea dimensiunilor pe care se prevăd etrieri de confinare pe inimă (l_{zc})

Din relaţia de asemănare (Fig. A.7) rezultă:

$$l_{zc} = x_u - c - h_0 - \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{cu2,c}}\left(x_u - c\right) =$$

$$= 1,67 - 0,025 - 0,45 - \frac{0,0035}{0,0155} \cdot \left(1,67 - 0,025\right) = 0,82 m$$

Aşadar este necesară utilizarea a minim şase rânduri de etrieri de confinare ϕ8/10, din BSt500, iar pe zona cu beton confinat distanța dintre armăturile longitudinale trebuie să fie de 150mm.

A.3. Exemplu de verificare a capacităţii de deformare a grinzilor de cuplare

1) Datele structurale şi condiţiile seismice din amplasament

Se efectuează verificarea grinzilor de cuplare între pereţii consideraţi la pct. A2, pentru care au fost precizate deja condiţiile seismice.

În calculul structural s-au considerat următoarele dimensiuni şi valori de rigiditate ale elementelor:

a) alcătuirea secţiunii

Dimensiunile secţiunii grinzilor au rezultat din considerente structurale şi funcţionale. Lăţimea grinzii de cuplare este de 250mm, iar înălţimea acesteia este de 1,00m. Secţiunea de calcul rezultă din „ataşarea" la grosimea inimii grinzii a câte două lăţimi de placă (h_f =150mm) de fiecare parte. Lungimea grinzii de cuplare este de 2,5m.

b) caracteristici de rigiditate

- pentru grinzi de cuplare: $0{,}3E_cI_c$
- pentru pereţi: $0{,}5E_cI_c$

Pentru aceste date perioada fundamentală de vibraţie a structurii a rezultat 0,76s.

2) Calculul cerinţelor de rotire în grinzile de cuplare

Se consideră că eforturile din încărcările gravitaţionale în grinda de cuplare sunt nesemnificative şi că punctul de inflexiune al deformatei grinzii este la jumătatea acesteia. În aceste condiţii, deformaţiile şi eforturile în grinzi se pot determina din calculul a două console cu deschiderea egală cu jumătate din deschiderea liberă (lumina) a grinzilor. Operaţiile de calcul sunt următoarele:

(i) Efectuarea calculului static şi determinarea forţelor tăietoare în grinzi sub încărcările seismice de proiectare. Acesta furnizează diagrama de forţe tăietoare din Fig. A.8

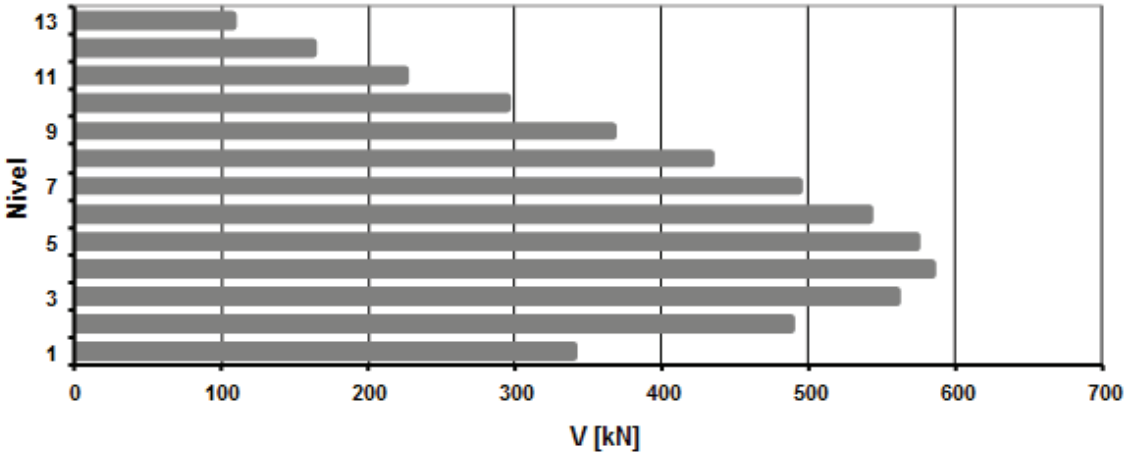


Fig. A.8 Variaţia forţei tăietoare în grinzile de cuplare pe înălţimea clădirii

(ii) Evaluarea cerinţei de rotire cu relaţia:

$$\theta^{ULS} = \theta_{\max} = \frac{cqV_{Ed}^{'}l_{cl}^{2}}{12kE_{c}I_{c}}$$

unde:

l_{cl} este lungimea grinzii (lumina) de cuplare

E_c este modulul de elasticitate al betonului

I_c este momentul de inerţie al riglelor de cuplare, redus la 0,3 din valoarea nefisurată

k este factorul care introduce influenţa forţei tăietoare asupra rigidităţii grinzii; pentru $l_{cl}/h = 2{,}5 \rightarrow k = 0{,}4$ (h este înălţimea grinzii de cuplare).

c este factorul de amplificare al deplasărilor în domeniul postelastic

$$c = 3 - 2{,}3\frac{T}{T_c} = 3 - 2{,}3\frac{0{,}76}{1{,}6} = 1{,}91 > \frac{\sqrt{q \cdot T_c}}{1{,}7} = \frac{\sqrt{6{,}25 \cdot 1{,}6}}{1{,}7} = 1{,}86 \Rightarrow c = 1{,}86$$

Valorile rotirilor totale în grinzile de cuplare pe înălţimea clădirii sunt reprezentate în Fig. A9.

3) Verificarea capacităţii de deformare

În tabelul 8.4, pentru clasa de ductilitate înaltă se găseşte θ_a^{ULS} = 0,015rad pentru grinzile de cuplare armate ortogonal. Rezultă că în acest caz poate fi adoptat sistemul constructiv mai simplu cu carcase de bare dispuse ortogonal.

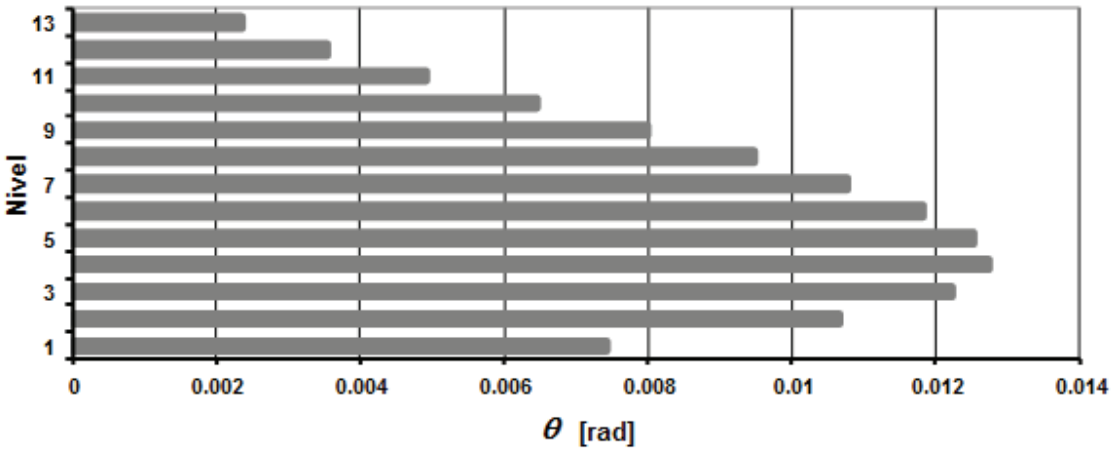


Fig. A.9 Variaţia rotirii totale în grinzile de cuplare pe înălţimea clădirii

ANEXA B

DOCUMENTE DE REFERINŢĂ

Reglementări tehnice

Nr. crt.	Acte legislative	Act normativ prin care se aprobă reglementarea tehnică/publicaţia
1	Cod de proiectare seismică. Partea I - Prevederi de proiectare pentru clădiri, indicativ **P 100-1/2013**	Ordinul ministrului dezvoltării regionale şi administraţiei publice nr. 2465/2013, publicat în Monitorul Oficial al României, Partea I bis, nr. 558/3 septembrie 2013
2	Cod de proiectare seismică. Partea a III-a. Prevederi pentru evaluarea seismică a clădirilor existente, indicativ **P 100-3/2008**	Ordinul ministrului dezvoltării regionale şi locuinţei nr.704/2009, publicat în Monitorul Oficial al României, Partea I bis, nr.674/1 octombrie 2009, cu completările ulterioare
3	Cod de proiectare. Bazele proiectării construcţiilor, indicativ **CR 0 - 2012**	Ordinul ministrului dezvoltării regionale şi turismului nr. 1530/2012, publicat în Monitorul Oficial al României, Partea I bis, nr. 647/11 septembrie 2012, cu completările ulterioare
4	Normativ pentru producerea şi executarea lucrărilor din beton, beton armat şi beton precomprimat-Partea 2: Executarea lucrărilor din beton, indicativ **NE 012/2-2010**	Ordinul ministrului dezvoltării regionale şi turismului nr. 853/2010 din 22 noiembrie 2010, Publicat în Monitorul Oficial, Partea I nr.853 din 20 decembrie 2010
5	Ghid de proiectare pentru controlul fisurării elementelor masive şi pereţilor structurali de beton armat datorită contracţiei împiedicate, indicativ **GP 115-2011**	Ordinul ministrului dezvoltării regionale şi turismului nr. 212/2012, Publicat în Monitorul Oficial, Partea I bis, nr. 129 din 22 februarie 2012
6	Specificaţie tehnică privind produse din oţel utilizate ca armături: cerinţe şi criterii de performanţă, indicativ **ST 009-2011**	Ordinul ministrului dezvoltării regionale şi turismului nr. 683/2012, Publicat în Monitorul Oficial, Partea I, nr. 337 din 18 mai 2012

Standarde

Nr. crt.	Standarde	Denumire
1	SR EN 1992-1-1:2004	Eurocod 2: Proiectarea structurilor de beton. Partea 1-1: Reguli generale şi reguli pentru clădiri
2	SR EN 1992-1-1:2004/AC:2012	Eurocod 2: Proiectarea structurilor de beton. Partea 1-1: Reguli generale şi reguli pentru clădiri
3	SR EN 1992-1-1:2004/NB:2008	Eurocod 2: Proiectarea structurilor de beton. Partea 1-1 Reguli generale şi reguli pentru clădiri. Anexa naţională
4	SR EN 1992-1-1:2004/ NB:2008/A91:2009	Eurocod 2: Proiectarea structurilor de beton. Partea 1-1 Reguli generale şi reguli pentru clădiri. Anexa naţională

ANEXA C

COMENTARII

C.1. GENERALITĂŢI

C.1.1 Caracterul obişnuit al structurilor cu pereţi de beton armat menţionat la subcap. *Domeniu de aplicare* al Codului, se referă în special la monotonia sau quasimonotonia acestora. Nu fac, de exemplu, obiectul Codului structurile cu niveluri inferioare slabe (la care în absenţa pereţilor, la acţiuni seismice de mare intensitate se pot manifesta mecanisme cinematice de plastificare de tip nivel slab), structurile cu pereţi cu goluri distribuite într-un mod neordonat, etc.

Puţinele referiri ale prevederilor Codului la aceste tipuri de structuri se limitează doar la unele aspecte de ordin conceptual.

C.2. DEFINIŢII. CLASIFICĂRI

C.2.2 Prevederile prezentului Cod sunt destinate sistemelor structurale din categoria A, precum şi structurilor duale din categoria B(a). Evaluarea eforturilor de proiectare şi dimensionarea pereţilor din categoria B(b) se face pe baza unor scheme de calcul corespunzător mecanismului de plastificare (de disipare de energie) selectat, cu ierarhizarea adecvată a rezistenţei la încovoiere a elementelor structurale, în acord cu principiile proiectării la capacitate. Aplicarea procedeelor de dimensionare indicate în prezentul Cod la proiectarea pereţilor din categoria B(b) are, în general, un caracter acoperitor.

C.3. ALCĂTUIREA GENERALĂ A CONSTRUCŢIILOR

C.3.1.2 Lipsa de compactitate şi de simetrie a structurii poate duce şi la alte efecte negative în afara celor de torsiune generală.

În Fig. C.3.1 se dă un asemenea exemplu, reprezentând o clădire având în plan forma de U cu aripi lungi, care pot oscila defazat în timpul unui cutremur.

Este de menţionat faptul că şi la construcţii aparent simetrice este posibil ca, pentru anumite direcţii, să apară excentricităţi importante ale maselor în raport cu centrul de rigiditate, a cărui poziţie depinde de direcţia de acţiune a forţei seismice.

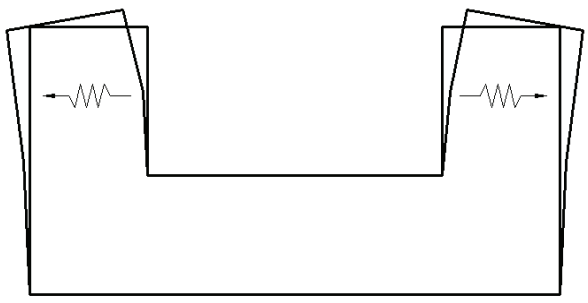


Fig. C.3.1

În cazul structurii cu 3 axe de simetrie din Fig. C.3.2, pentru direcţia de acţiune a forţei orizontale indicate, aplicate în centrul maselor, plastificarea celor 3 pereţi nu este simultană.

Într-adevăr, forţele cu care se încarcă cei trei pereţi sunt proporţionale cu rigidităţile laterale ale acestora. În timp ce în cazul peretelui C forţa este proporţională cu rigiditatea K în planul său, în cazul pereţilor A şi B forţa este proporţională cu K $\cos^2 60° = 1/4K$ în fiecare dintre aceşti pereţi.

Ca urmare, peretele C se va plastifica înaintea celorlalţi doi. În consecinţă, centrul de rigiditate instantaneu se deplasează în apropierea axelor pereţilor A şi B. Ca efect, deformaţiile şi, implicit, cerinţele de ductilitate ale pereţilor C cresc substanţial.

Dacă rigiditatea în domeniul postelastic a peretelui este neglijabilă şi dacă contribuţia cadrelor la preluarea forţelor orizontale ar fi, de asemenea, neglijabilă, ar interveni aparent chiar un fenomen instantaneu de instabilitate la torsiune generală, centrul de rigiditate mutându-se la intersecţia planurilor pereţilor A şi B.

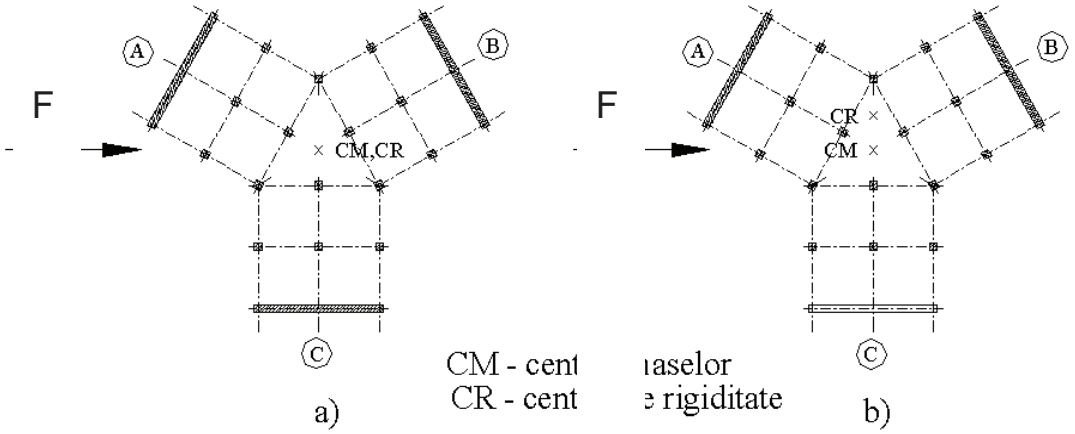


Fig. C.3.2

După plastificarea tuturor pereţilor structurali, analiza echilibrului şi a mecanismelor cinematice are în vedere, ca element esenţial de referinţă, poziţia centrului de rezistenţă al structurii, definit ca punctul de aplicaţie al rezultantei forţelor capabile din pereţi. Centrul de rezistenţă are un rol similar cu cel al centrului de rigiditate din cazul comportării elastice.

Se constată că, în aceste condiţii, apare tendinţa de „echilibrare" a structurii, centrul de rezistenţă deplasându-se spre centrul de rigiditate al structurii.

Într-adevăr, dacă se notează cu R rezistenţa laterală a pereţilor în planul lor, forţa din peretele C este egală cu suma forţelor preluate de pereţii A şi B: $2R \cos 60° = R$.

O situaţie asemănătoare apare şi în Fig. C.3.3a. Plastificarea în prima fază a peretelui A, pentru direcţia şi sensul indicate ale forţei orizontale, expune structura unui efect de tip pierdere a stabilităţii prin deplasarea centrului de rigiditate spre planul pereţilor B şi C.

Pentru a evita asemenea efecte nefavorabile este necesar ca prin forma construcţiei şi prin modul de dispunere a pereţilor să se asigure pentru orice direcţie de acţiune a cutremurului posibilitatea preluării momentelor de torsiune de ansamblu, prin pereţi orientaţi perpendicular pe direcţia forţelor orizontale, care lucrază în domeniul elastic (Fig. C.3.3b).

Sistemele de tipul celor din Fig. C.3.2 şi Fig. C.3.3a sunt denumite sisteme cu răsucire neîmpiedicată (sau cu răsucire liberă), iar cele ca în Fig. C.3.3b, sisteme cu răsucire împiedicată.

Consideraţiile precedente s-au referit la cazul unei acţiuni statice a torsiunii de ansamblu. În realitate, răspunsul seismic de torsiune al structurilor, cu caracter neliniar şi dinamic, poate diferi substanţial de răspunsul static de torsiune al acestora.

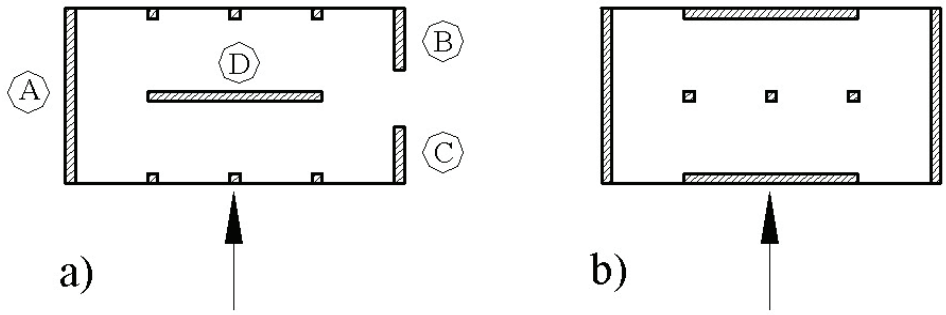


Fig. C.3.3

Analizele dinamice neliniare arată că, în răspunsul seismic de torsiune, structura posedă capacitate de adaptare, tinzând să reducă efectele excentricităţilor instantanee, pe măsura modificării excitaţiei seismice.

Efectele dinamice depind de numeroşi parametri: pe lângă distribuţia rigidităţilor şi a maselor, de distribuţia capacităţilor de rezistenţă, de natura acţiunii seismice, de legile histeretice de comportare ale elementelor structurale, etc.

Ignorată până nu de mult, problema efectelor de torsiune de ansamblu în domeniul inelastic de deformare constituie, în prezent, o preocupare de prim ordin pe plan mondial a specialiştilor în domeniul structurilor în zone seismice.

C.3.1.4 Structurile cu nivel (niveluri) inferior slab sunt contraindicate în zonele seismice. Dezvoltarea mecanismelor de plastificare de tip etaj slab conduce la cerinţe de ductilitate excesive, asociate unor forţe axiale foarte mari în stâlpii comprimaţi prin efectul "indirect" al forţelor orizontale (Fig. C.3.4a).

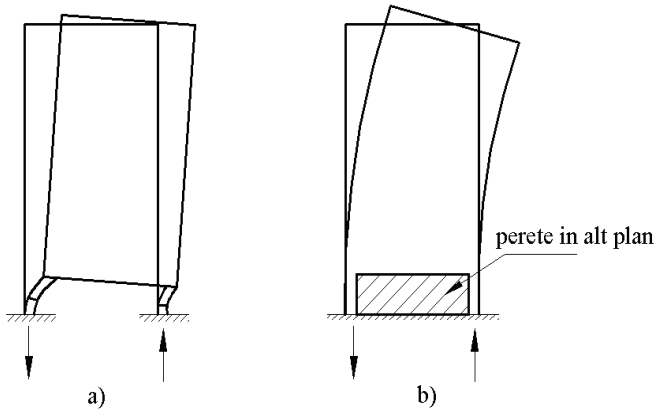


Fig. C.3.4

Dacă se păstrează continuitatea unui număr suficient de pereţi pe toată înălţimea clădirii, se poate păstra comportarea de ansamblu a unei structuri cu pereţi. În acest caz forţele tăietoare colectate de pereţii întrerupţi la un anumit nivel la partea inferioară se transferă la

acest nivel prin intermediul planşeelor, alcătuite corespunzător, la ceilalţi pereţi ai structurii (Fig. C.3.4b).

Chiar în situaţia întreruperii tuturor pereţilor la nivelul inferior şi înlocuirea lor cu stâlpi, prin adoptarea unor secţiuni de beton şi a unei armări longitudinale şi transversale substanţiale se poate evita plastificarea stâlpilor la nivelul fără pereţi şi dirija dezvoltarea deformaţiilor plastice deasupra acestui nivel. În acest caz stâlpii cu răspuns elastic ai parterului se pot considera că fac parte din infrastructura clădirii.

Este de observat că întreruperea unor pereţi se poate face la orice nivel dacă se iau măsurile necesare.

C.3.1.6 Spre deosebire de cazul structurilor în cadre care, de regulă, prezintă o anumită omogenitate a alcătuirii, în cazul construcţiilor cu pereţi structurali [structuri din categoriile A şi B(a)], cea mai mare parte a momentului de răsturnare şi a forţei tăietoare de bază este concentrată în pereţi. Ca urmare, eforturile ce trebuie transmise de la baza pereţilor la infrastructură şi la terenul de fundare pot avea valori foarte importante. Preluarea acestor eforturi într-un mod favorabil de către elementele infrastructurii şi de către fundaţii trebuie să fie, din acest motiv, una din preocupările principale la conformarea structurii. Astfel, poziţia pereţilor structurali în plan se va alege în zonele în care şi la nivelul infrastructurii se pot obţine soluţii avantajoase.

Câteva aspecte legate de proporţionarea pereţilor sunt evidenţiate în Fig. C.3.5a, b, c şi d, unde se prezintă câteva exemple de amplasare a unui perete structural în raport cu peretele de la nivelul subsolului, care constituie inima fundaţiei peretelui structural.

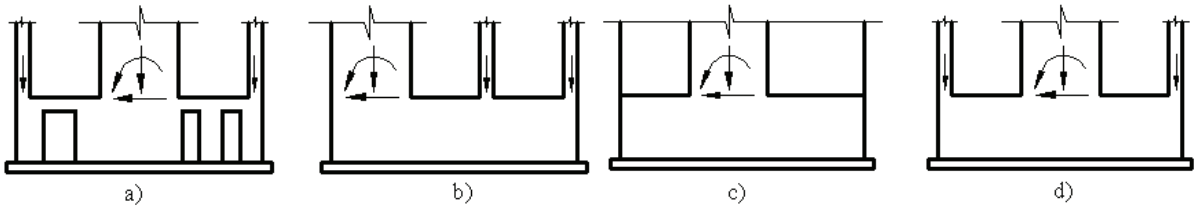


Fig. C.3.5

Rezolvările din Fig. C.3.5a şi b pot fi considerate nefavorabile. Astfel, în cazul din Fig. C.3.5a, golurile de dimensiuni mari din peretele de subsol reduc substanţial capacitatea de rezistenţă a acestuia la forţe tăietoare, plafonând forţa orizontală preluată de peretele structural.

Plasarea excentrică, la marginea clădirii, a peretelui structural duce la solicitarea nefavorabilă a peretelui de subsol (Fig. C.3.5b). Şi în acest caz este posibil să nu se atingă capacitatea de rezistenţă a peretelui structural, mai cu seama dacă pe direcţie perpendiculară pe acesta nu există un perete la nivelul subsolului.

Important este ca prin modul de aranjare a pereţilor, să se realizeze o solicitare cât mai uniformă a elementelor infrastructurii, cât şi a terenului de fundare.

Absenţa altor încărcări verticale (de exemplu, aduse de stâlpi) pe grinda de fundare, care să echilibreze în cât mai mare măsura presiunile pe talpa fundaţiei (Fig. C.3.5c), este de natură să ducă la dezvoltarea unor eforturi mari în peretele de subsol.

Situaţia din Fig. C.3.5d în care nu apar asemenea deficienţe de conformare reprezintă soluţia cea mai avantajoasă. Cel mai adesea, condiţiile cele mai favorabile le oferă pereţii de subsol de pe contur, neperforaţi de goluri.

C.3.1.7 O încărcare gravitaţionala mai mare are ca efect reducerea armăturii longitudinale de întindere din perete şi reducerea gradientului presiunilor pe teren.

Plasarea pereţilor structurali pe conturul construcţiei este favorabilă pe considerentul unui braţ de pârghie avantajos pentru efectele de torsiune generală şi pentru posibilitatea de a "încastra" peretele într-un perete de subsol fără goluri (vezi Fig. C.3.5.d).

Pereţii dispuşi pe conturul clădirii sunt însă, de regulă, mai puţin încărcaţi gravitaţional decât pereţii cu aceleaşi dimensiuni, situaţi la interior, şi, în consecinţă, la eforturi de încovoiere egale, necesită o armare verticală semnificativ mai mare decât aceştia.

Din acest motiv, la conformarea structurii, dispunerea pereţilor pe conturul clădirii trebuie făcută cu discernământ, analizând atât avantajele cât şi inconvenientele unei asemenea poziţii. Oricum, dispunerea pereţilor la colţul clădirii este de evitat, pentru că în acest caz apare inconvenientul suplimentar al unei solicitări defavorabile a pereţilor infrastructurii şi a terenului de fundare.

C.3.1.8 În afară de argumentele prezentate la C.3.1.2, recomandarea ca structura să fie înzestrată cu rigidităţi apropiate ca valoare pe cele două direcţii se justifică prin faptul că, în aceste condiţii, structura este expusă la efecte maxime pe orice direcţie numai pentru acţiunile seismice caracterizate de un anumit conţinut de frecvenţe. Cu alte cuvinte, valorile spectrale au acelaşi ordin de mărime, pe ambele direcţii.

C.3.1.9 În Fig. C.3.6 se prezintă două situaţii în care încărcările aplicate excentric pe pereţi sunt neechilibrate pe ansamblul structurii (Fig. C.3.6a), respectiv echilibrate (Fig. C.3.6b).

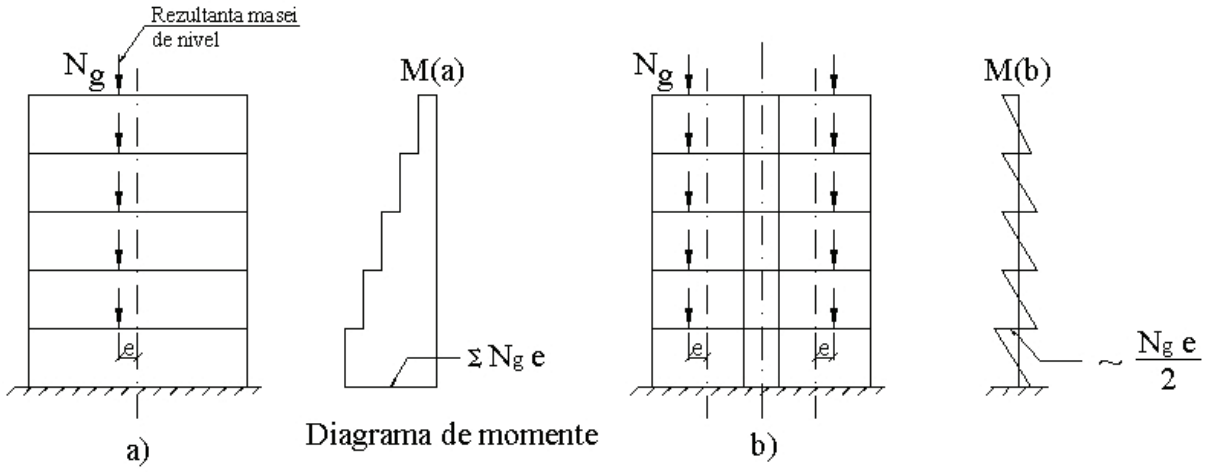


Fig. C.3.6

Din comparaţia diagramelor de momente în pereţi se constată solicitarea mult mai defavorabilă din Fig. C.3.6a), când intervine o încovoiere generală a structurii. Când asemenea situaţii nu se pot evita, efectul încărcărilor gravitaţionale aplicate excentric, de regulă neglijate în proiectarea curentă, trebuie considerat la dimensionarea pereţilor structurali.

C.3.2.1 Prevederile de la acest paragraf urmăresc ca prin forma secţiunii pereţilor structurali să se poată controla în cât mai mare măsură, prin calcul, comportarea acestora la acţiuni seismice. Gradul de conlucrare a inimilor cu tălpi de dimensiuni mari nu se poate preciza cu certitudine, această caracteristică depinzând de mărimea deplasărilor impuse pereţilor în domeniul postelastic (vezi şi 6.4.1).

Limitarea tălpilor este necesară şi pentru protejarea inimilor de efectul forţelor tăietoare, a căror valoare este dependentă direct de capacitatea de rezistenţă la încovoiere a pereţilor.

Atunci când pereţii de pe cele două direcţii sunt legaţi în mod adecvat, creând forme de profile sau tub, ca în Fig. C.3.7, se pot obţine ansambluri cu comportare favorabilă (capacitate de rezistenţă substanţială, ductilitate adecvată).

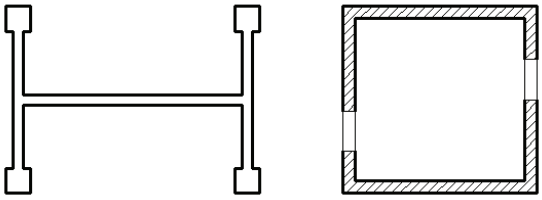


Fig. C.3.7

C.3.2.4 Comportarea deosebit de bună a structurilor cu pereţi cu goluri decalate de tipul celor indicaţi în Fig. C.3.8 la cutremurul din 1985 din Chile a condus la iniţierea unui amplu program de cercetări teoretice şi experimentale, desfăşurat în 4 universităţi americane având ca obiect tocmai particularităţile de comportare sub încărcări de tip seismic ale acestui tip de pereţi [10].

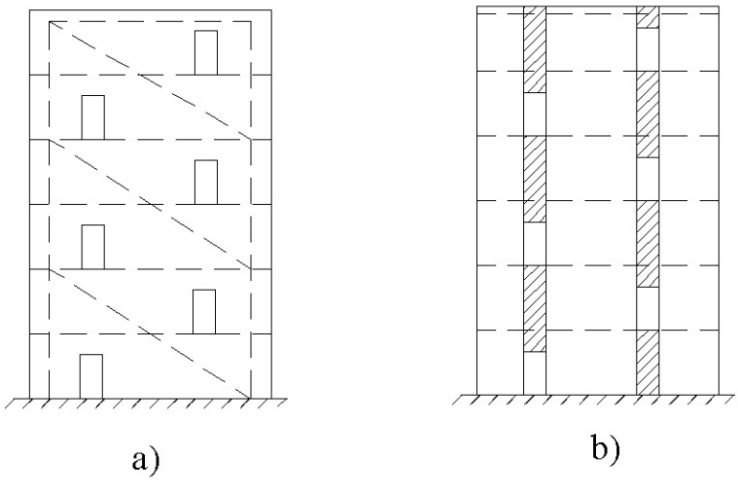


Fig. C.3.8

Cercetările menţionate au evidenţiat faptul că în condiţiile unei alcătuiri corecte aceşti pereţi posedă proprietăţi de rezistenţă şi de deformabilitate apropiate de cele ale pereţilor fără goluri. Aceleaşi cercetări au semnalat faptul că zonele critice ale pereţilor cu goluri decalate sunt constituite nu de zonele dintre goluri, ci de cele de la extremitatea comprimată a

secţiunilor, dacă golurile sunt prea aproape de marginea secţiunii şi limitează, astfel, aria zonei extreme comprimate.

Mecanismul de comportare la încărcări orizontale, similar celui al pereţilor fără goluri, este sugerat în Fig. C.3.8a şi b. În Fig. C.3.8a este evidenţiat un mecanism de tip grindă cu zăbrele, cu diagonale înscrise în grosimea peretelui, între goluri, iar în Fig. C.3.8b un mecanism constituit din trei console conectate cu elemente de cuplare foarte rigide.

C.3.3.2 Prevederea de la ultimul aliniat urmăreşte să asigure conlucrarea tuturor elementelor verticale în preluarea solidară a încărcărilor orizontale. Din punct de vedere practic, aceasta înseamnă că deplasările elementelor verticale ale structurii sunt distribuite liniar la fiecare nivel. În felul acesta se pot stabili, prin calcul, cu un grad mare de credibilitate, forţele dezvoltate în pereţii structurali.

Condiţia de rigiditate menţionată impune ca planşeele să rămână solicitate în domeniul elastic de comportare, pentru forţe din planul lor, cu alte cuvinte, planşeele trebuie să fie nu numai suficient de rigide, dar şi suficient de rezistente.

C.3.4.2 În cazurile în care, din considerente funcţionale sau din alte motive, prevederea rosturilor apare inacceptabilă sau este foarte dificil de realizat, se pot adopta lungimi de tronsoane mai mari decât cele indicate în tabelul 3.1, dacă se iau măsuri adecvate pentru limitarea efectelor contracţiei betonului sau al variaţiilor de temperatură. De exemplu, utilizarea unor cimenturi cu contracţie redusă, prevederea unor rosturi tehnologice provizorii, asigurarea unei protecţii termice eficiente, prevederea unor armături suplimentare care să permită limitarea convenabilă a deschiderii fisurilor, etc.

C.3.6.2 În cazul construcţiilor cu pereţi structurali de beton armat, rigiditatea specifică la deplasări laterale face ca protecţia elementelor nestructurale să poate fi realizată cu mai multă usurinţă faţă de cazul structurilor în cadre.

Din acelaşi motiv, contribuţia pereţilor de compartimentare şi de închidere la rigiditatea de ansamblu a construcţiei poate fi, de cele mai multe ori, neglijată.

C.4. CERINŢE GENERALE DE PROIECTARE

C.4.1. ÷ 4.6. Exigenţele de diferite naturi, în particular cele structurale, care se impun construcţiilor cu pereţi structurali, sunt puternic influenţate de acţiunea seismică ce afectează practic întreg teritoriul ţării. Diferitele aspecte conceptuale privind problematica exigenţelor structurale sunt tratate în codul **P 100-1**. În capitolul 4 al codului **CR 2** se detaliază condiţiile specifice construcţiilor cu pereţi de beton armat executaţi din beton armat monolit sau prefabricat.

C.4.4 O rigiditate substanţială la deplasări laterale asigură protecţia elementelor nestructurale în cazul unor cutremure cu intensitate moderată şi limitează degradările acestor elemente la cutremure cu intensitate mai mare. De asemenea, o rigiditate substanţială a structurii este de natură să limiteze efectele de ordinul doi şi să evite apariţia unor fenomene de instabilitate.

Din acest punct de vedere, structurile cu pereţi de beton armat oferă avantaje esenţiale. Experienţa ultimelor cutremure pe plan mondial a demonstrat cu claritate superioritatea acestui sistem structural în raport cu alte sisteme, pentru clădirile cu regim mare de înălţime, mai cu seamă în amplasamente caracterizate de o perioadă de colţ înaltă a spectrului de răspuns.

C.6. PROIECTAREA CONSTRUCŢIILOR CU PEREŢI STRUCTURALI LA ACŢIUNEA ÎNCĂRCĂRILOR VERTICALE ŞI ORIZONTALE

C.6.1.1 Concentrarea deformaţiilor plastice (neliniare) cu prioritate în elementele suprastructurii reprezintă o componentă esenţială a filozofiei proiectării seismice actuale pe plan mondial, în special pentru posibilitatea controlului comportării ("la vedere") la acţiuni seismice [8].

Dirijarea deformaţiilor plastice cu prioritate în elementele infrastructurii (în special în pereţii de subsol) sau în teren poate părea atrăgătoare pentru posibilitatea funcţionării neîntrerupte şi neafectate, practic, a clădirii. Riscul apariţiei unor rotiri importante remanente ale bazei structurii (inclusiv din deformarea remanentă a terenului), greu de corectat, face ca o asemenea soluţie să fie acceptată în cazuri rare, de exemplu, la consolidarea unor construcţii la care asigurarea unei comportări, în întregime, în domeniul elastic a infrastructurii să fie extrem de dificilă tehnic şi economic.

Pot apărea, de asemenea, situaţii în care să devină avantajoase soluţii în care structura sau părţi din structură să fie prevăzute cu o capacitate de deformare postelastică (ductilitate) inferioară celei asociate aplicării reglementărilor tehnice pentru proiectarea seismică. Acceptarea unei "ductilităţi limitate" este condiţionată de considerarea unor valori ale forţelor seismice de calcul sporite corespunzător. Asemenea soluţii pot fi adoptate atunci când:

(i) Elementele structurale prezintă o capacitate de rezistenţă în exces faţă de cerinţele impuse de reglementările tehnice; de exemplu, la elemente de mai mici dimensiuni cu un aport structural modest sau, dimpotrivă, la elemente de mari dimensiuni (cum este un perete plin de fronton, la structuri cu puţine niveluri) la care, prin simpla prevedere a cantităţilor minime de armare, se asigură capacităţi de rezistenţă la încovoiere mult superioare cerinţelor.

(ii) Asigurarea ductilităţii implică măsuri dificile şi costisitoare, în timp ce sporirea capacităţii de rezistenţă este mai simplă şi mai puţin scumpă (vezi, de exemplu, C.3.1.4).

(iii) Comportarea unor elemente cu alcătuire neregulată (de exemplu, a pereţilor cu goluri dispuse într-un mod neordonat) este dificil de precizat şi modelarea lor pentru calcul este foarte dificilă sau insuficient de fidelă în raport cu realitatea. În asemenea situaţii apare mai avantajoasă, din punct de vedere al siguranţei structurale, sporirea capacităţii de rezistenţă în raport cu cerinţele impuse de codul **P 100-1**, în detrimentul unor măsuri de ductilizare aplicate unui mecanism de rezistenţă insuficient clarificat.

Este de remarcat că în prezentul Cod s-a avut în vedere reducerea măsurilor de ductilizare curente la elementele cu capacitate de rezistenţă superioară cerinţelor impuse prin reglementările tehnice specifice (vezi, de exemplu, 7.5.1).

În general, opţiunea “negocierii” între rezistenţa şi ductilitatea structurii este uşurată în condţiile prezentului Cod de posibilitatea proiectării pentru mai multe clase de ductilitate.

C.6.1.2 b) Caracterul favorabil al mecanismului structural de disipare a energiei seismice precizat la pct.b), este definit în **P 100-1**.

Concentrarea deformaţiilor plastice în câteva zone adecvat alese, cu potenţial de deformare ductilă, prezintă avantaje economice întrucât măsurile de armare suplimentară, în special transversală, necesare pentru preluarea forţelor tăietoare şi asigurarea unor deformaţii plastice substanţiale, sunt limitate numai la aceste zone.

e) Deformabilitatea planşeelor depinde de grosimea lor, de raportul dintre lăţimea planşeului (“B” în Fig. C.6.1) şi distanţa între pereţii structurali (l_i şi l_c, pentru deschiderile

interioare şi respectiv deschiderile în consolă în fig. C.6.1), de schema de comportare a planşeului, de natura legăturilor între planşeu şi perete, de mărimea şi distribuţia golurilor din planşeu, etc.

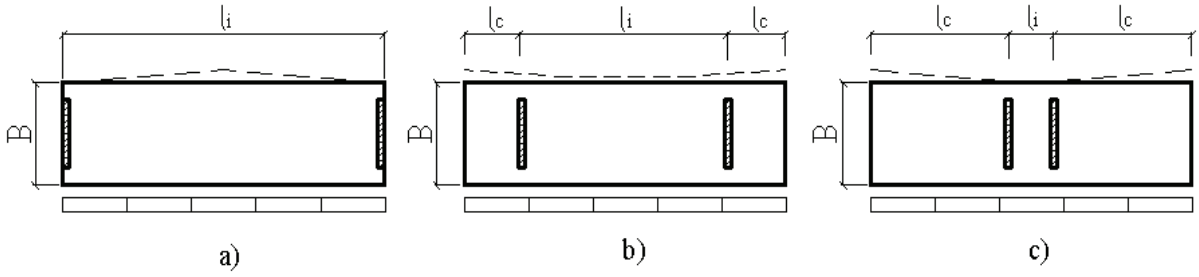


Fig. C.6.1

Ipoteza deformabilităţii admisă la pct. 6.1.2e este apropiată de realitate la grosimile curente de placă şi în absenţa unor goluri mari, dacă raportul $l_i/B < 4$ sau raportul $l_c/B < 0{,}5$.

C.6.2.1 (1) Relaţia (6.1) exprimă într-o formă aproximativă condiţia ca eforturile principale de compresiune în inima pereţilor să nu depăşească valorile admisibile (vezi şi relaţia (6.2)).

Această condiţie dimensionează, de regulă, grosimea inimilor pereţilor.

Se consideră că în pereţii structurii se dezvoltă o valoare medie a forţei tăietoare uşor mai mică decât valoarea rezistenţei pereţilor la compresiune diagonală stabilită cu relaţia (7.8) de la cap. 7:

$$V_{Ed} \approx 0{,}13\, \Sigma(b_{wo} l_w)\, f_{cd} \qquad \text{(C.6.1)}$$

în care:

b_{wo} este grosimea secţiunii inimii peretelui

l_w este lungimea secţiunii orizontale a peretelui

f_{cd} este valoarea de proiectare a rezistenţei betonului la compresiune.

Valoarea forţei tăietoare de bază pe care o preia structura ($F_{Rd,b}$) la formarea mecanismului de plastificare se calculează cu o expresie de forma:

$$F_{Rd,b} = \gamma_{I,e} k_V \gamma_{Rd} \Omega \frac{k_s \cdot \beta(T)}{q} \lambda G \qquad \text{(C.6.2)}$$

S-a notat:

$\gamma_{I,e}$ factorul de importanţă şi expunere la cutremur al structurii

Ω factor care exprimă suprarezistenţa structurii

k_s = a_g/g, unde a_g este valoarea de vârf a acceleraţiei orizontale a terenului corespunzătoare cutremurului de proiectare, iar g este acceleraţia gravitaţiei

$\beta(T)$ factorul spectral de amplificare

λ factor de corecţie, conf. **P 100-1**

q factorul de comportare specific structurii

G greutatea totală a construcţiei.

În general, prin proiectare, elementele structurale capătă o rezistenţă superioară valorii de proiectare a eforturilor, definită prin factorul Ω.

Adoptând valori acoperitoare pentru $k_v\ \gamma_{Rd}\ \Omega$ ($k_v\ \gamma_{Rd}\ \Omega$ = 1,75) şi λ (λ = 0,85), şi cu valoarea maximă din spectrul de proiectare pentru factorul de amplificare ($\beta(T)$ = 2,50), se obţine:

$$F_{Rd,b} \approx 3{,}72\ \gamma_{I,e}\ \frac{k_s}{q} G$$

Punând condiţia $V_{Ed} \geq F_{Rd,b}$ (vezi relaţiile (7.8) şi (7.9)) şi făcând corecţiile dimensiunilor necesare astfel încât ($b_w l_w$) să se exprime în [m^2], G în [kN], iar f_{cd} în [MPa], se obţine, după uşoare rotunjiri ale unor factori:

$$\sum \left(b_{wo} \cdot l_w\right) \geq \frac{1}{35} \frac{\gamma_I \cdot k_s}{q} \frac{G}{f_{cd}} \qquad \text{(C.6.3)}$$

Dacă pentru o anumită categorie de construcţii se poate aprecia încărcarea medie pe planşeu şi dacă se precizează clasa de ductilitate pentru care se proiectează şi calitatea betonului folosit, relaţia (C.6.3) se poate pune sub o formă şi mai simplă.

Astfel, dacă proiectarea priveşte construcţii de birouri sau de locuit pentru clasa *DCH*, executate din beton de clasă cel puţin C25/30, se obţine:

$$\sum \left(b_{wo} \cdot l_w\right) \geq \frac{1}{200} k_s \left(n \cdot A_{fl}\right) \qquad \text{(C.6.4)}$$

unde:

n este numărul de niveluri al clădirii

A_{fl} este aria planşeului.

Sub forma:

$$\eta = \Sigma(b_w l_w) / A_{fl} = n k_s / 200$$

relaţia exprimă ce proporţie din aria planşeului reprezintă aria necesară a pereţilor dispuşi după o direcţie. Această relaţie se poate utiliza la evaluarea, într-o primă aproxmaţie, a secţiunii necesare a pereţilor.

De exemplu, pentru o clădire cu 12 niveluri amplasată în Bucureşti:

$$\eta = (12 \text{ x } 0{,}30) / 200 = 0{,}018 = 1{,}8\%$$

C.6.2.1 (3) Recomandarea se justifică atât prin argumente ce ţin de simplitatea execuţiei, cât şi prin aceea că valorile forţelor tăietoare scad relativ lent spre vârful construcţiei. De asemenea, studii efectuate cu instrumentul calculului dinamic neliniar, pentru structuri cu pereţi cu reduceri de secţiune pe înălţimea clădirii, pun în evidenţă faptul că plastificarea în zonele situate deasupra secţiunilor în care se fac aceste reduceri este relativ frecventă. Aceasta contravine concepţiei de proiectare care urmăreşte dirijarea fenomenelor de deformaţie postelastică în zona de la baza pereţilor.

C.6.2.1 (4) Relaţiile (6.3) şi (6.4) exprimă condiţii de ductilitate de curbură similare cu cele utilizate în proiectarea finală a secţiunilor (vezi relaţia (7.7)). Modul în care au fost stabilite aceste relaţii este prezentat în [1].

În cazul pereţilor cuplaţi, valoarea forţei axiale N_{Ed} include şi componenta dată de efectul indirect al forţelor orizontale. În calculele de proiectare preliminară, efectul forţelor orizontale se consideră numai pentru pereţii cuplaţi marginali. Valorile forţelor axiale produse de forţele orizontale în aceşti montanţi se pot determina, aproximativ, pe baza forţelor tăietoare capabile din grinzile de cuplare, asociate unei armări apreciate iniţial pentru aceste elemente.

C.6.4.1 Lăţimea tălpii active nu se poate determina cu precizie prin calcul, mai cu seamă că această mărime poate varia cu starea de solicitare. Astfel, pe măsură ce rotirea la bază a peretelui creşte prin incursiuni tot mai mari în domeniul postelastic de deformaţie, creşte şi zona de talpă antrenată în încovoierea de ansamblu a peretelui. În aceste condiţii, în proiectarea actuală lăţimea de conlucrare a tălpii cu inima pereţilor se face pe baza unor reguli simple, deduse din calcule executate prin teoria elasticităţii sau deduse din studii experimentale pe grinzi, ţinând cont numai de o parte din parametrii care pot influenţa mărimea tălpii active.

Pe baza schematizărilor curente, rezultă secţiuni active ale pereţilor diferite pentru cele două direcţii principale ale clădirii, în special la structurile cu pereţi deşi. Aceasta implică printre alte inconveniente şi pe acela al imposibilităţii utilizării programelor de calcul spaţial riguros şi al considerării direcţiei oblice de acţiune a forţei orizontale în raport cu axele principale la proiectarea structurilor cu pereţi.

De asemenea, în calculul pentru fiecare dintre cele două direcţii principale ale clădirii, de regulă numai o parte din secţiunea efectivă a pereţilor este cuprinsă în secţiunile active pentru preluarea forţelor orizontale, restul considerându-se, potrivit schematizărilor curent adoptate în proiectare, ca preluând centric încărcarea verticală aferentă. Prin asemenea modelări se poate ajunge la situaţii neverosimile, ca cea din Fig. C.6.2 în care zona dintre tălpile active de la doi pereţi structurali învecinaţi solicitate la întindere în domeniul plastic, să fie supusă la eforturi de compresiune importante.

Un alt exemplu, care evidenţiază dificultatea precizării zonelor active ale pereţilor, este acela al unor pereţi paraleli, cu capacităţi de rigidităţi şi rezistenţe net diferite, legaţi printr-o talpă continuă perforată de un gol. Dacă rigiditatea grinzilor de cuplare este foarte mare (ca în cazul unor grinzi – parapet din faţadele clădirilor) este posibil ca inima mai puternică să antreneze zonele de talpă situate dincolo de gol.

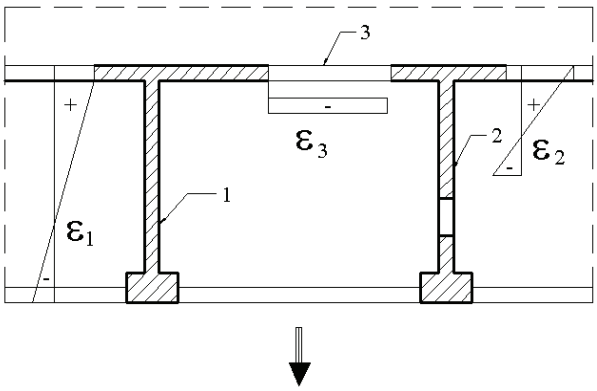


Fig. C.6.2

Cercetările experimentale recente au evidenţiat, în general, valori mai mari ale lăţimii active a tălpilor decât cele adoptate în proiectarea actuală.

Din aceste motive apare indicat ca în operaţiile de dimensionare să se considere două valori ale lăţimii active de conlucrare, corespunzând limitelor apreciate ale domeniului de variaţie a acestor valori. Se are în vedere faptul că situarea în domeniul acoperitor este asociată în unele verificări cu valoarea maximă a dimensiunii $l_{f,eff}$, iar în altele cu valoarea minimă a acesteia. Aceasta, însă, conduce la un volum considerabil de calcule.

Totuşi, pentru a evita acest lucru, la 6.4.1, în cazul structurilor cu alcătuire obişnuită, se dau valori fixe $l_{f,eff}$ pentru stabilirea rigidităţilor utilizate în calculul structural. Măsura are în vedere că, pentru pereţii structurali corect proiectaţi, capacităţile de ductilitate sunt suficiente pentru a compensa efectele unei dimensionări la valori de momente uşor diferite de valorile corespunzătoare rigidităţilor efective în domeniul elastic (fisurat).

Pentru evaluarea capacităţii de rezistenţă a secţiunilor de perete, ar trebui prevăzute valori diferite ale zonelor active ale tălpilor pentru situaţiile când acestea sunt comprimate, respectiv întinse. În [25] se propune ipoteza că distribuţia eforturilor verticale induse în tălpi de forţele orizontale se face cu o pantă de 1/2 în zonele întinse şi cu o pantă de 1/10 în zonele comprimate (Fig. C.6.3).

Antrenarea unei lăţimi mai mici din talpa profilului în situaţia în care aceasta este supusă la eforturi de compresiune se explică prin aceea că, după o deformare plastică substanţială prin întindere în ciclul de solicitare anterior, în ciclul următor contactul se reface numai parţial pe o anumită zonă, de o parte şi de alta a inimii ca urmare a alungirilor remanente ale armăturilor.

Este de subliniat că lăţimea activă mai mare sau mai mică a tălpii din zona comprimată are efecte relativ mici asupra capacităţii de rezistenţă. Din acest motiv, precum şi din considerente de simplificare a calculului, în Cod s-au prevăzut aceleaşi valori ale zonelor active de talpă, atât pentru evaluarea rigidităţilor, cât şi a capacităţilor de rezistenţă.

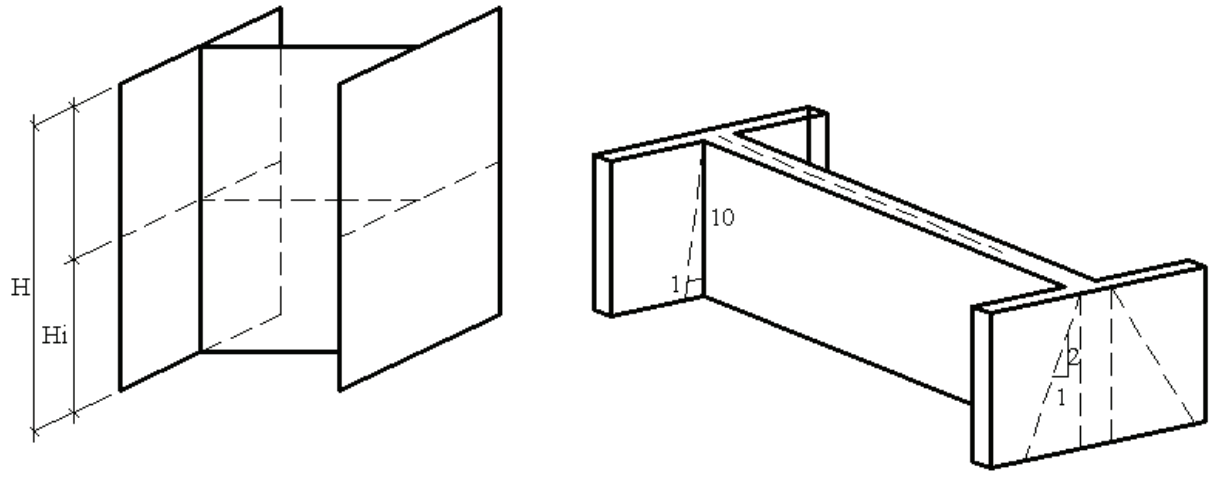


Fig. C.6.3

Se subliniază, încă o dată, necesitatea de a evita alcătuiri de structuri care nu se pretează la modelări clare şi la care dirijarea mecanismelor de plastificare este dificil de realizat.

C.6.4.2 Valorile $\Delta l_f = 0{,}25 l_{cl}$ trebuie considerate ca valori minime şi trebuie avute în vedere numai pentru stabilirea valorilor rigidităţilor în calculul structural.

La evaluarea capacităţilor de rezistenţă la încovoiere în vederea stabilirii unei valori acoperitoare pentru forţa tăietoare efectivă (asociată momentului capabil) trebuie luată o valoare $l_{f,eff}$ mai mare. Considerând că angajarea tălpilor corespunde schemei de comportare din Fig. C.6.4, $l_{f,eff}$ poate atinge o valoare de ordinul de mărime al deschiderii l_{cl}. Problema are importanţă în special pentru capacitatea de rezistenţă la momente negative, dependentă de numărul de bare de armătură active din placă.

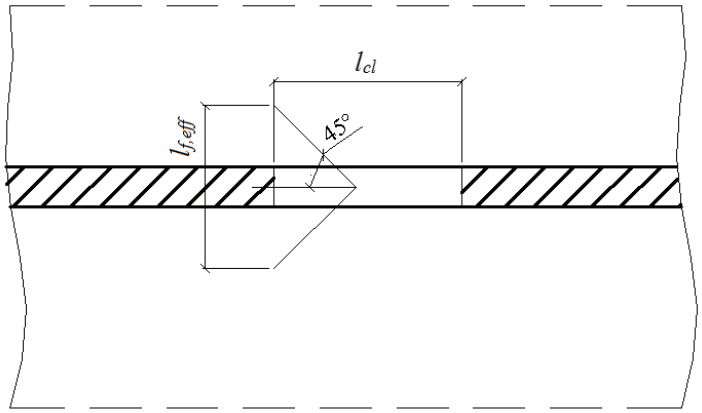


Fig. C.6.4

C.6.6.1 În ceea ce priveşte ipotezele şi schemele de bază, în alte norme se consideră o zonă deformabilă mai mare decât lumina golului, prevedere care este conformă cu realitatea.

Prevederea adoptată în Cod, în care deschiderea de calcul se ia egală cu lungimea efectivă a grinzii, urmăreşte obţinerea unor valori mai acoperitoare ale forţei tăietoare de proiectare.

C.6.6.2 Valorile date la pct. 6.6.2 iau în considerare efectul fisurării betonului întins asupra rigidităţii elementelor structurale de beton armat. Reducerea de rigiditate depinde de natura solicitării şi, din acest motiv, de exemplu, afectarea caracteristicilor de rigiditate este diferită pentru pereţii individuali şi pentru pereţii cuplaţi, comprimaţi sau întinşi prin efectul indirect al forţelor laterale.

Parametrul esenţial pentru caracterizarea rigidităţii montanţilor este natura şi mărimea efortului axial. Valorile date la 6.6.2 au fost preluate din [23] şi [25]. Este de subliniat faptul că evaluarea eforturilor secţionale, pe baza rigidităţilor la încovoiere ale secţiunilor nefisurate poate duce în multe cazuri la dimensionări neadecvate. Astfel, de exemplu, pentru cazul a doi pereţi identici cuplaţi prin grinzi puternice, forţele axiale din cei doi montanţi rezultă foarte diferite. Neglijând diferenţa de rigiditate foarte importantă a celor doi montanţi, calculul duce la valori identice ale momentelor încovoietoare şi forţelor tăietoare în aceste elemente, dar în realitate acestea sunt mult mai mari în montantul comprimat prin efectul indirect al forţelor orizontale şi mult reduse în celălalt.

Ca urmare, armătura verticală este dimensionată de combinaţia nerealistă dată de forţa axială minimă şi momentele încovoietoare mult mai mari decât cele care pot apărea în montantul întins prin efectul forţelor orizontale. Supradimensionarea armăturii verticale conduce, pe de altă parte, la supradimensionarea armăturilor orizontale, obţinându-se în acest fel o soluţie neeconomică.

Valorile indicate pentru evaluarea rigidităţilor grinzilor de cuplare reprezintă mărimi aproximative, acceptabile pentru calcul structurilor curente. Ele pot fi mărite sau reduse, după cum proiectantul urmăreşte o cuplare mai puternică sau mai slabă a montanţilor.

Adoptarea unor valori ale caracteristicilor de rigiditate diferenţiate în funcţie de sensul acţiunii forţelor orizontale obligă la efectuarea a două calcule structurale pentru fiecare direcţie principală a construcţiei. În cazul construcţiilor de tip curent se pot obţine valori apropiate ale momentelor de dimensionare efectuând un calcul structural unic şi corectând momentele în montanţii marginali, aşa cum se indică la 6.6.2.

C.6.8.2 Calculul postelastic simplificat, de "echilibru la limită", poate furniza soluţii avantajoase de armare, în situaţiile în care calculul elastic utilizat în mod obişnuit duce la armări neeconomice sau dezavantajoase din punct de vedere structural. De exemplu, la pereţi cu grinzi de cuplare scurte şi relativ înalte, la care forţele tăietoare obţinute din calculul elastic depăşesc nivelul admis (vezi relaţiile 7.19 şi 7.20), având efecte exagerate şi asupra forţelor axiale din elementele verticale. În alte situaţii, dimpotrivă, gradul de cuplare al pereţilor rezultă mai mic decât cel dorit.

Pentru obţinerea unor soluţii adecvate, din punct de vedere al gradului de cuplare oferit de grinzile de cuplare, se poate proceda în două feluri:

a) Se efectuează un calcul elastic al structurii şi se adoptă valori potrivite ale caracteristicilor de rigiditate de calcul ale grinzilor de cuplare (I_e şi A_e), mai mici sau mai mari după caz, decât valorile convenţionale indicate la pct. 6.6.2. În felul acesta se poate regla, în sensul dorit, raportul între momentele din pereţi şi cele din grinzi.

b) Se consideră valori ale momentelor de plastificare (capabile) la extremităţile grinzilor de cuplare corespunzătoare unor armături prestabilite, apreciate iniţial ca potrivite pentru structura analizată. Aceste momente se introduc ca mărimi date în calculul structurii de ansamblu în vederea stabilirii eforturilor secţionale din montanţi (Fig. C.6.5a).

În calculele de predimensionare, momentele plastice M_{Rd} în grinzi pot fi luate egale la toate nivelurile, pentru diferitele şiruri de goluri suprapuse (Fig. C.6.5b).

În calculul definitiv se recomandă considerarea unor momente M_{Rd} variabile ca în Fig. C.6.5c, proporţionale cu momentele M_{Ed} furnizate de calculul în domeniul elastic, situaţie care implică redistribuţii mai mici şi mai uniforme ale eforturilor în stadiul postelastic şi cerinţe de ductilitate în grinzi mai mici şi mai uniforme:

$$M_{Rd} = k\, M_{Ed} \qquad \text{(C.6.5)}$$

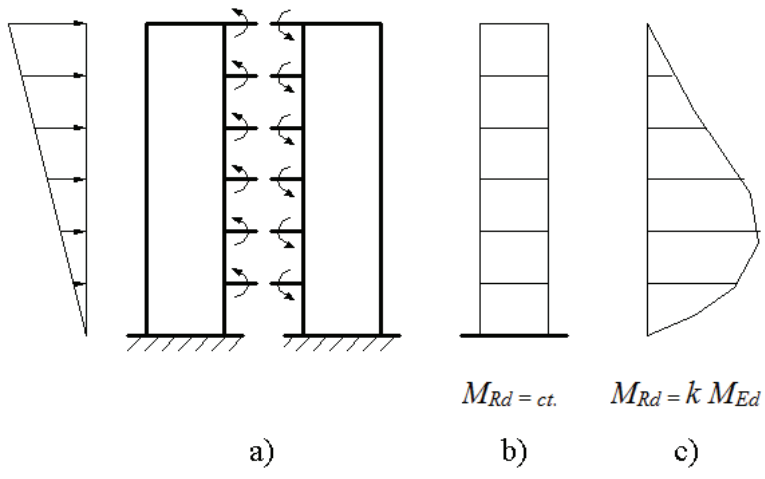


Fig. C.6.5

La stabilirea armăturii în grinzi contează, desigur, şi necesitatea limitării tipurilor de armare a grinzilor.

C.6.8.3 (b) Dacă structura se echivalează cu un sistem cu un grad de libertate (de exemplu, exprimând relaţia între rezultanta forţelor orizontale şi deplasarea corespunzătoare punctului său de aplicaţie sau deplasarea la vârful construcţiei), calculul în domeniul elasto-pastic capătă o formă simplă, avantajoasă, permiţând construirea unor diagrame forţă laterală-deplasare generalizată a pereţilor structurali şi, prin însumarea acestora, a diagramei pentru întreaga structură. Diagrama se denumeşte şi curba capacităţii şi este reprezentată, principial, în Fig. C.6.6.

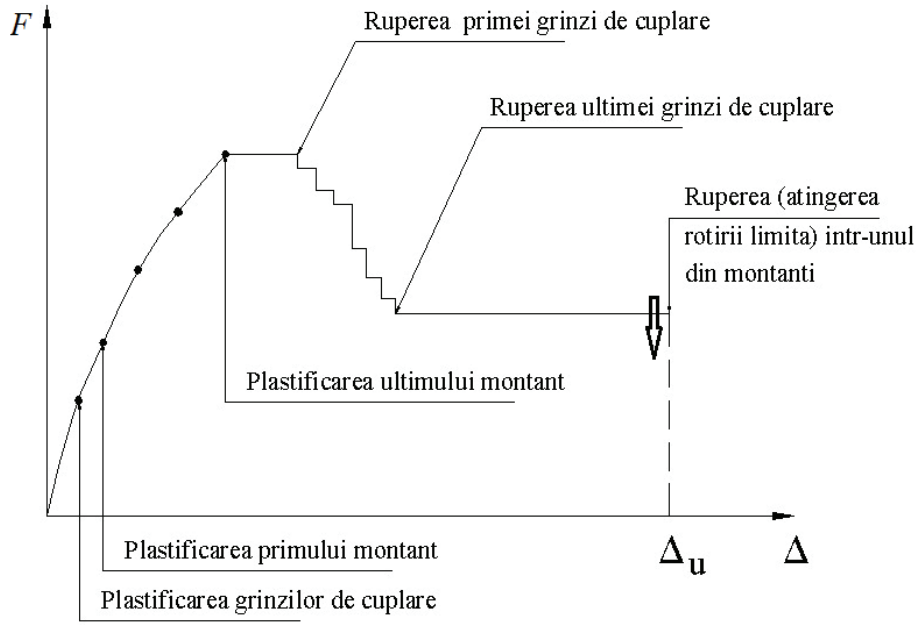


Fig. C.6.6

Dacă pentru diferite cutremure luate în considerare se dispune de date pentru a se stabili valorile deplasărilor impuse, într-o structură cu caracteristicile de rezistenţă şi de vibraţie date, se poate verifica siguranţa structurii prin compararea acestora cu valorile capabile. În proiectarea conform Codului **P 100-1**, cerinţa de deplasare se obţine pe baza valorilor spectrale ale acceleraţiei pentru cutremurul de proiectare.

O problemă importantă, legată de stabilirea diagramelor forţă-deplasare prin metoda de calcul static neliniar, o constituie alegerea distribuţiei forţelor orizontale. Metoda de calcul biografic consideră această distribuţie constantă pentru orice nivel de solicitare. În consecinţă, acest parametru influenţează configuraţia diagramei.

Distribuţia reală a forţelor se poate îndepărta sensibil de distribuţia adoptată în calculul seismic convenţional. Calculul dinamic neliniar evidenţiază distribuţia cea mai probabilă a forţelor orizontale, care se modifică pe toată durata acţiunii seismice.

Din acest motiv apare indicat ca la construirea diagramelor să se considere mai multe distribuţii ale forţelor orizontale, pentru a obţine rezultate acoperitoare. Investigaţiile efectuate cu instrumentul calculului dinamic neliniar au arătat că distribuţia forţelor efective se depărtează cu atât mai mult de distribuţia adoptată în calculul convenţional (stabilită prin calcul modal), cu cât structura este mai defectuos conformată din punct de vedere al

distribuţiei rigidităţilor şi capacităţilor de rezistenţă.

C.6.8.3 (c) Valorile rotirilor plastice capabile $\theta_{pl,u}$ se determină integrând valorile curburilor plastice ale elementului considerat, pe zona în care se dezvoltă deformaţii plastice.

În Fig. C.6.7 se reprezintă exemplificativ zona plastică potenţială de la baza unui perete structural.

$$\theta_{pl,u} = \int_{o}^{h_{cr}} \left(\phi_z - \phi_y\right) dz \cong \left(\phi_u - \phi_y\right) h_{cr} \qquad \text{(C.6.6)}$$

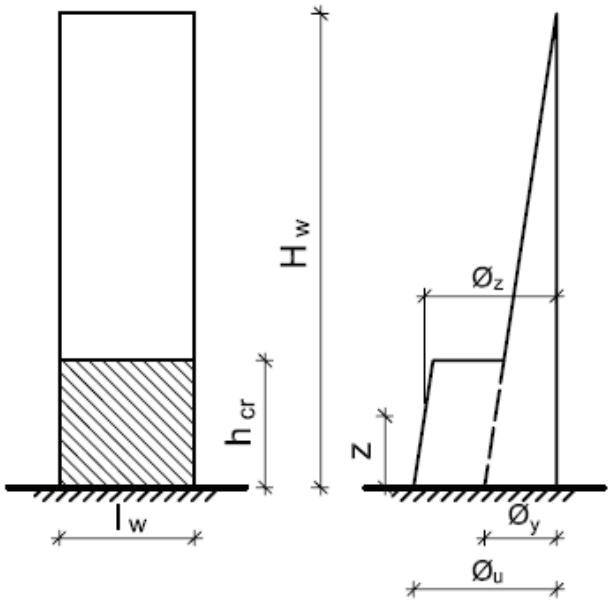


Fig. C.6.7

S-au utilizat notaţiile:

ϕ_y curbura (rotirea specifică) la iniţierea deformaţiilor de curgere în armătura întinsă;

ϕ_u curbura (rotirea specifică) ultimă în secţiunea de la baza elementului;

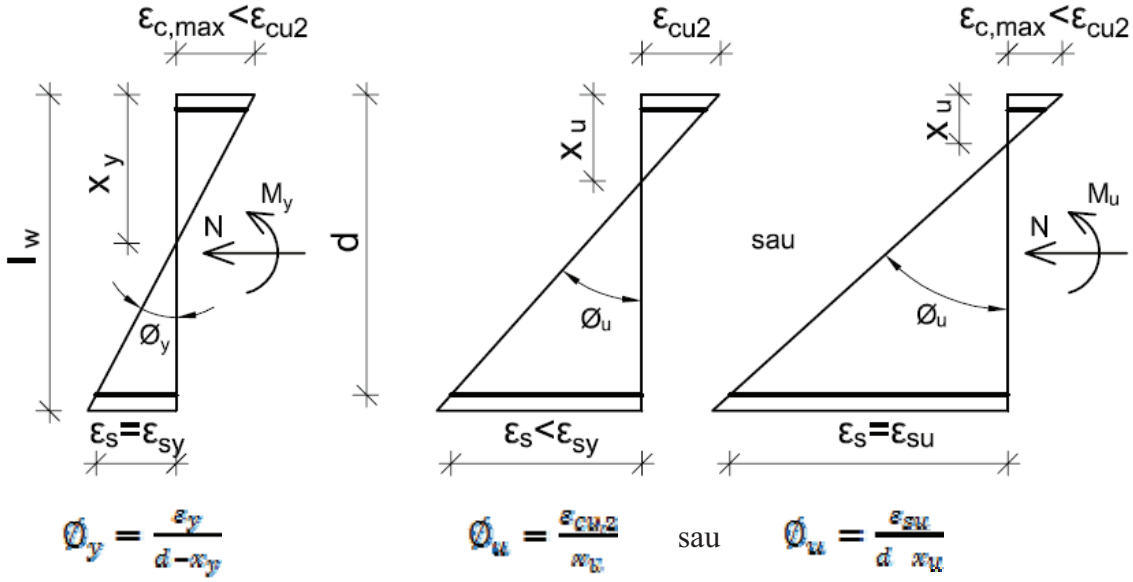
ϕ_z curbura în dreptul unei secţiuni curente situate la distanţa z de secţiunea de la capătul elementului;

h_{cr} lungimea pe care se dezvoltă deformaţiile plastice (lungimea articulaţiei plastice).

ϕ_y şi ϕ_u sunt caracteristici ale secţiunilor elementelor depinzând de alcătuirea concretă a acestora (dimensiunile secţiunii de beton, cantitatea şi distribuţia armăturilor longitudinale şi transversale) şi de intensitatea efortului axial în secţiune.

Determinarea rotirilor specifice ϕ (curburilor fibrei medii) implică considerarea ecuaţiilor de echilibru static, a condiţiei de compatibilitate a deformaţiilor (se acceptă că deformaţiile specifice pe secţiune sunt conform ipotezei secţiunilor plane) şi a legilor fizice (curbele caracteristice) ale materialelor (vezi **SR EN 1992-1-1** şi Anexa Naţională).

Distribuţia deformaţiilor specifice pe secţiune, la iniţierea curgerii şi în stadiul ultim sunt cele din Fig. C.6.8, unde cu ε_{cu2}, ε_{sy} şi ε_{su} sunt notate deformaţia specifică ultimă a betonului comprimat, respectiv deformaţiile specifice ale oţelului la iniţierea curgerii şi în stadiul ultim.



$$\emptyset_y = \frac{\varepsilon_y}{d - x_y} \qquad \emptyset_u = \frac{\varepsilon_{cu2}}{x_u} \quad \text{sau} \quad \emptyset_u = \frac{\varepsilon_{su}}{d \; x_u}$$

Fig. C.6.8

Calculul valorilor ϕ_y şi ϕ_u implică următoarele operaţii:

- se alege o valoare a înălţimii zonei comprimate x (sau altfel spus, valoarea curburii);
- se stabilesc prin intermediul curbelor caracteristice eforturile pe secţiune în beton şi armăturile de oţel;
- din ecuaţia de proiecţie se verifică dacă valoarea ϕ a fost bine aleasă;
- în caz contrar se corectează după necesităţi valorile ϕ, mărindu-le sau reducându-le, reluîndu-se ciclul de operaţii de mai sus, până când ecuaţia de proiecţie este verificată.

Din ecuaţiile de moment se determină valorile M_y şi respectiv M_u, la iniţierea curgerii şi în stadiul ultim. În calculele curente se admite ca valorile M_y şi M_u sunt apropiate şi pot fi aproximate prin valoarea M_{Rd} a momentului capabil al secţiunii determinat în baza prevederilor **SR EN 1992-1-1** şi Anexa Naţională, considerând rezistenţele f_{ym} şi f_{cm}.

Pentru calculul valorilor ϕ_u, ϕ_y, M_u şi M_y se dispune, în prezent, de numeroase programe de calcul automat.

Pentru stabilirea valorilor h_{cr} se pot utiliza următoarele relaţii:

- pentru montanţi, relaţia:

$$h_{cr} = 0{,}4 l_w + 0{,}05 H_w \leq l_w \qquad \text{(C.6.7)}$$

Notaţiile sunt cele din Fig. C.6.7.

- pentru grinzile de cuplare:

$$h_{cr} = (0{,}4\, h / l_{cl} + 0{,}075)\, l_{cl} \;\leq\; l_{cl} / 2 \qquad \text{(C.6.8)}$$

h şi l_{cl} reprezintă înălţimea, respectiv deschiderea liberă a grinzii.

Expresiile (C.6.7) şi (C.6.8) sunt preluate din lucrări cu valoare recunoscută pe plan internaţional, de exemplu din [10] şi [17]. Calibrarea acestor expresii s-a făcut pe baza rezultatelor unor studii experimentale.

În **P 100-1** au fost introduse expresii pentru stabilirea lungimii zonei critice de la baza pereţilor conform **SR EN 1998-1** şi Anexa Naţională, şi anume:

$$h_{cr} = \max\left[l_w,\ H_w / 6\right] \leq \begin{cases} 2l_w & \\ h_s & \text{pentru } n \leq 6 \text{ niveluri} \\ 2h_s & \text{pentru } n \geq 7 \text{ niveluri} \end{cases}$$

Aşa cum s-a arătat şi la pct. C.6.8.2, referitor la condiţiile de utilizare a metodelor de calcul postelastic de primă aproximaţie, pentru a putea conta pe capacitatea de deformare la încovoiere în domeniul postelastic a unui perete structural sau a unei grinzi de cuplare este necesar ca prin modul de armare, longitudinală şi transversală, să se asigure că nu intervin ruperi fragile premature din acţiunea forţelor tăietoare sau datorită pierderii conlucrării între beton şi armătură.

Procedeul descris mai sus se referă la modelele neliniare de calcul de tip curent, aplicabile la structurile din „bare" (cadre) de beton armat. Pentru pereţi, elemente structurale dezvoltate bidirecţional, asemenea schematizări sunt, fără îndoială, destul de simpliste, dar satisfăcătoare pentru proiectarea curentă a unor structuri relativ regulate. În prezent se dispune de modele mai sofisticate, bazate pe metoda elementului finit, care exprimă mult mai fidel comportarea reală a structurii cu pereţi la cutremur. Aplicarea unor asemenea modele în practică nu mai constituie astăzi o problemă ca urmare a creşterii spectaculoase a eficienţei programelor de calcul şi a capacităţii instrumentelor de calcul. În [9] se prezintă un studiu comparativ al performanţelor celor mai importante modele neliniare pentru pereţi. Tendinţele de abordare a schematizării pereţilor de beton armat pentru calculul neliniar şi calculul la rupere al acestor elemente sunt prezentate, de exemplu, în [15], [16], [19] şi [34]. Asemenea modele se aplică atât în calculul static, cât şi în calculul dinamic neliniar.

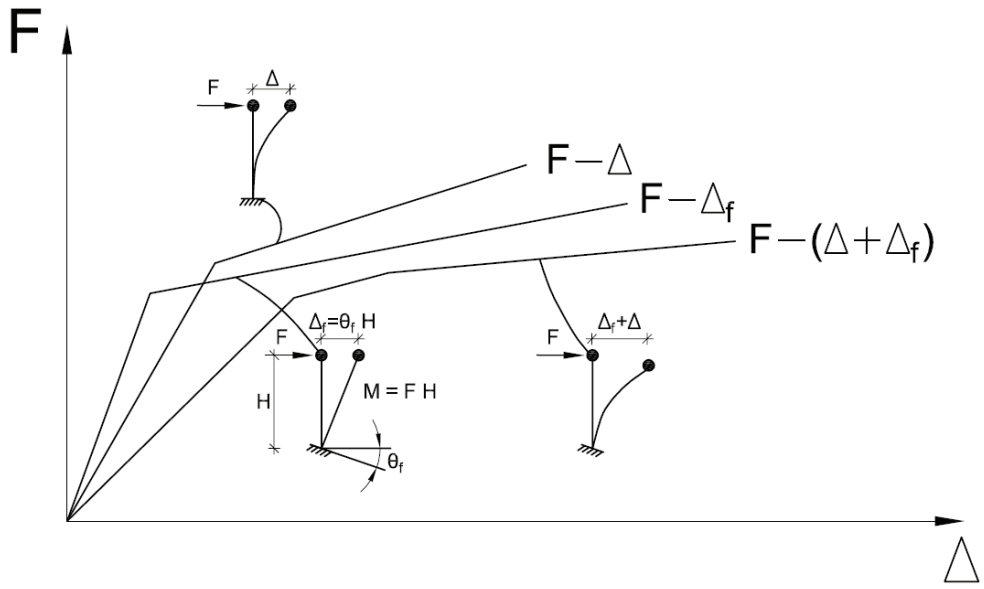


Fig. C.6.9

În descrierea metodei de calcul static neliniar s-a considerat că baza suprastructurii este fixă. Relaţia F - Δ se poate modifica, dacă este necesar, prin însumarea relaţiilor respective construite pentru suprastructură şi terenul de fundare (fig. C.6.9). În evaluarea capacităţii de rezistenţă a terenului de fundare se recomandă să se considere că rezistenţa medie în stadiul ultim este de 3 - 4 ori rezistenţa convenţională de calcul în gruparea seismică. Modificarea de ansamblu a diagramei F - Δ prin considerarea deformabilităţii terenului din fig. C.6.9, unde curbele F - Δ şi F - Δ_f sunt aproximate prin diagrame biliniare, presupune că infrastructura este alcătuită ca un corp practic infinit rigid şi rezistent. În caz contrar, la construirea diagramelor F - Δ pentru pereţii structurali ai sistemului trebuie să ţină seama atât de deformaţiile locale ale terenului, cât şi de deformabilitatea infrastructurii.

Încărcarea orizontală maximă cu care se poate încărca ansamblul structural este cea mai mică dintre forţele orizontale care corespund capacităţilor de rezistenţă ale suprastructurii, infrastructurii, fundaţiilor şi terenului de fundare.

C.6.8.4 Pentru calculul cu aceste metode sunt disponibile programe de calcul automat, bazate pe ipoteza comportării de bară a elementelor structurale, şi programe în care structura cu comportare plană sau spaţială se modelează cu elemente finite de suprafaţă.

Verificarea capacităţii structurii de a prelua, fără prăbuşire, solicitarea produsă de un anumit cutremur impune ca cerinţele de ductilitate furnizate de calculul dinamic neliniar să fie mai mici decât capacităţile de ductilitate ale elementelor structurale stabilite conform indicaţiilor de la C.6.8.3c.

C.7. CALCULUL SECŢIUNILOR PEREŢILOR STRUCTURALI

C.7.2.1 Proiectarea seismică a structurilor cu pereţi de beton armat se bazează pe prevederile Codului **P 100-1**, ceea ce presupune impunerea unui răspuns seismic cu incursiuni în domeniul postelastic de deformare. Această cerinţă conduce la necesitatea de a asigura structurilor suficientă ductilitate, care se poate obţine prin respectarea condiţiilor de alcătuire constructivă din reglementările tehnice. În particular conformarea zonelor plastice de la baza pereţilor structurali prin respectarea prevederilor din **P 100-1** şi din prezentul Cod conferă acestora capacităţi de rotire suficiente.

În aceste condiţii se pot adopta anumite modificări ale valorilor momentelor de dimensionare, rezultate din calculul structural în domeniul elastic, prin redistribuţii între diferiţii pereţi structurali.

Aceste redistribuţii, care nu trebuie să conducă, evident, la reducerea capacităţii de ansamblu a structurii de a prelua forţe orizontale, urmăresc optimizarea armării, în sensul realizării de consumuri reduse de oţel şi de soluţii constructive mai simple. De exemplu, o anumită fracţiune din momentele pereţilor din frontoane, cei mai încărcaţi datorită efectului de torsiune generală, dar cu eforturi axiale de compresiune sensibil mai mici decât în cazul pereţilor interiori, se poate transfera la aceştia din urmă.

Limitarea redistribuţiei de momente precizată la 7.2.1 are în vedere limitarea cerinţelor de ductilitate în pereţii structurali “relaxaţi” prin transferul suplimentar de eforturi.

C.7.2.2 Prin valorile momentelor de dimensionare în pereţii structurali stabilite prin expresia (7.2) se urmăreşte impunerea mecanismului de plastificare cu deformaţiile plastice dezvoltate în grinzile de cuplare şi numai la baza pereţilor. Avantajele dezvoltării unui asemenea mecanism structural de disipare a energiei sunt limitarea măsurilor mai severe de armare transversală asociate zonelor plastice potenţiale numai într-o zonă restrânsă a peretelui şi

controlul sigur al stării de solicitare a peretelui la „atacul” unor cutremure puternice. În cazul structurilor cu pereţi de beton armat, mobilizarea acestui mecanism, ca urmare a proporţiilor specifice ale elementelor structurale, cu grinzi de cuplare relativ slabe în raport cu montanţii foarte puternici, se poate realiza cu un grad mult mai mare de credibilitate decât în cazul structurilor în cadre. Practic aceasta se poate obţine conferind secţiunilor de la fiecare nivel superior bazei, capacităţi de rezistenţă superioare eforturilor secţionale asociate mecanismului de plastificare al peretelui, cu articulaţii plastice la bază, pentru o anumită distribuţie pe verticală, suficient de acoperitoare, a forţelor orizontale. Relaţia (7.4) furnizează valoarea suprarezistenţei unui montant al ansamblului de pereţi cuplati. Această valoare se poate obţine pe baza echilibrului la limită al montantului considerat izolat (Fig. C.7.1):

$$\Omega \cong \frac{M_{Rd,o} + 0{,}85\left[\sum\left(V^{l}_{Edb,i}\cdot L^{l}_{i}\right)+\sum\left(V^{r}_{Edb,i}\cdot L^{r}_{i}\right)\right]}{M'_{Ed,o}+\sum\left(V'^{l}_{Edb,i}\cdot L^{l}_{i}\right)+\sum\left(V'^{r}_{Edb,i}\cdot L^{r}_{i}\right)} \le q \qquad \text{(C.7.1)}$$

în care:

$M_{Rd,0}$ este momentul capabil la baza montantului considerat

$V'_{Edb,i}$ este forţa tăietoare din grinda i din stânga ($V'^{l}_{Edb,i}$) sau dreapta ($V'^{r}_{Edb,i}$) montantului, sub încărcările seismice de proiectare

$V_{Edb,i}$ este forţa tăietoare din grinda i din stânga ($V^{l}_{Edb,i}$) sau dreapta ($V^{r}_{Edb,i}$) montantului, asociată atingerii momentului capabil, incluzând efectul suprarezistenţei (forţa tăietoare de proiectare din grindă conf. 7.3)

L_i distanţa măsurată din mijlocul deschiderii libere a grinzii i până în centrul de greutate al secţiunii montantului considerat

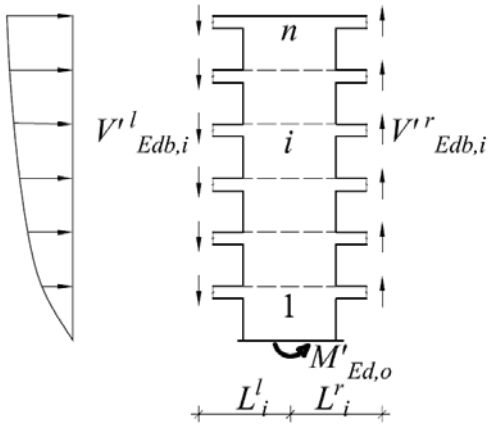


Fig. C.7.1

Factorul 0,85 aplicat termenului care exprimă contribuţia grinzilor la preluarea momentului de răsturnare ţine seama de posibilitatea redusă ca cerinţele de ductilitate şi implicit incursiunile în domeniul de consolidare a oţelului să fie maxime, simultan în toate grinzile unui şir de goluri.

Produsele din paranteza de la numărătorul şi numitorul expresiei (C.7.1) reprezintă valorile momentelor generate de forţele tăietoare din grinzile de cuplare, faţă de axul montantului.

Limitarea superioară a valorii Ω (relaţiile 7.3 şi 7.4) corespunde răspunsului seismic elastic. În consecinţă, $\Omega_{max} = q$, valoarea factorului de comportare din tabelul 5.1 al prezentului Cod.

În principiu, această limitare trebuie aplicată ansamblului structurii. Pentru simplificare, această limitare poate fi aplicată pereţilor individuali cu pondere mare în rezistenţa structurii la forţe laterale. În cazul pereţilor de dimensiuni relative mai mici nu se impune limitarea superioară a valorilor eforturilor de dimensionare.

Creşterea momentelor încovoietoare pe înălţimea pereţilor până la instalarea mecanismului de plastificare cinematic, cu toate grinzile plastificate şi cu peretele plastificat la bază, prin amplificarea cu factorul Ω, este o estimare aproximativă. Aceasta, deoarece, după plastificarea grinzilor (care intervine, de regulă, înaintea plastificării montantului la bază), creşterea momentelor la sporirea forţei laterale se face pe o schemă statică în care grinzile nu mai preiau nici un supliment de încărcare. Astfel, în montanţi pot apărea configuraţii de momente încovoietoare mai defavorabile decât cele obţinute din calcul.

Coeficientul k_M din relaţia (7.2) este conceput tocmai pentru a lua în considerare diferenţele între distribuţia reală şi cea de calcul a momentelor.

Asemenea diferenţe pot proveni şi din abaterea distribuţiei pe verticală a forţelor orizontale faţă de cea admisă în calcul (mai ales datorită efectelor modurilor superioare de vibraţie în structura plastificată), şi din redistribuţiile de forţe între pereţi.

În vederea calibrării cât mai corecte a coeficientului k_M, sunt încă necesare studii parametrice executate cu instrumentul calculului dinamic neliniar, utilizând accelerogramele cutremurelor specifice ţării noastre.

Studiile cu acest obiectiv, efectuate până în prezent la Universitatea Tehnică de Construcţii din Bucureşti, sugerează valori k_M între 1,20 şi 1,30, apropiate de cele prevăzute în cod [17].

În expresia (7.2), valoarea momentului capabil ($\Omega M'_{Ed,0}$) la baza peretelui nu este amplificată prin factorii de suprarezistenţă asociaţi consolidării oţelului. Sunt două motive: (1) acest efect este luat în considerare cu valori mari, acoperitoare, la determinarea forţelor tăietoare de proiectare din grinzile de cuplare; (2) sporul de rezistenţă datorat consolidării oţelului în armăturile verticale este destul de mic.

Ultima afirmaţie se bazează pe faptul că o bună parte din capacitatea la moment a peretelui vertical se datorează contribuţiei forţei axiale de compresiune, pe de o parte, iar incursiunile în domeniul de consolidare al oţelului sunt mici, sau chiar absente, pentru o bună parte din armătura verticală a inimii.

Este surprinzător că în **SR EN 1998-1** valorile de proiectare ale momentelor din pereţi nu sunt asociate cu capacitatea de rezistenţă, respectiv cu mecanismul de plastificare al structurii, chiar şi pentru clădirile proiectate pentru clasa *DCH* (Fig. C.7.2).

Abandonarea proiectării la capacitate pentru structurile cu pereţi poate duce la soluţii neadecvate, având în vedere că, în multe situaţii, rezistenţa la bază a acestor elemente depăşeşte substanţial, prin respectarea unor criterii constructive, valoarea momentului încovoietor în combinaţia seismică de acţiuni. În consecinţă, momentele efective dezvoltate pe înălţimea clădirii pot depăşi valorile de proiectare şi astfel se pierde controlul prin calcul al răspunsului structural.

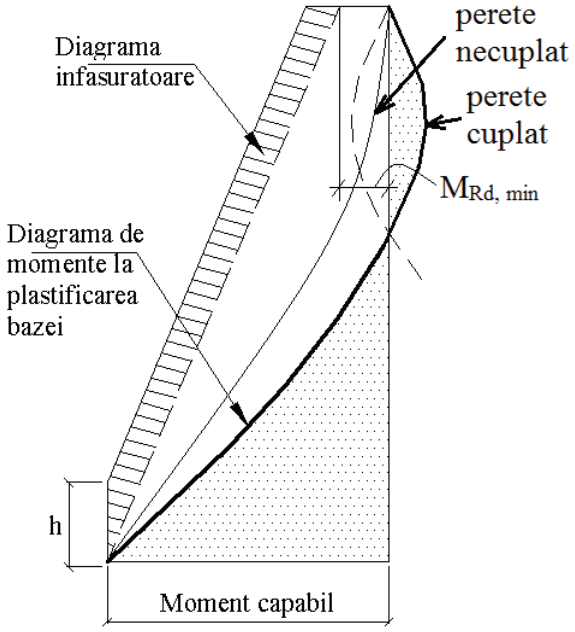
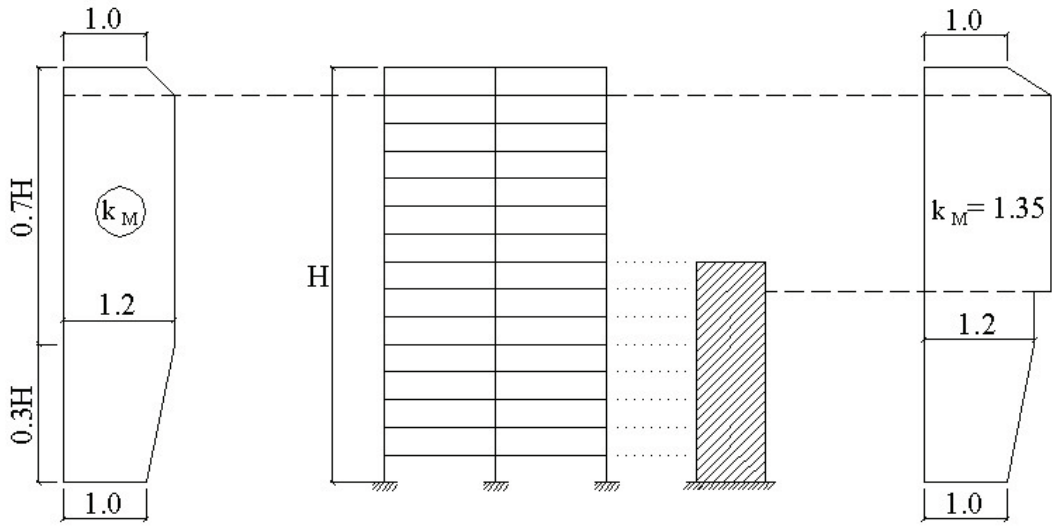


Fig. C.7.2

În cazul structurilor de tip dual se pot accepta, în mod acoperitor, aceleaşi procedee şi valori de coeficienţi pentru stabilirea momentelor încovoietoare de dimensionare în pereţii structurali. În schimb, valorile coeficienţilor de amplificare a momentelor din stâlpi pot avea valori mai mici în raport cu situaţia structurilor în cadre pure. În Fig. C.7.3 se reprezintă propunerile de valori ale coeficienţilor de amplificare a momentelor din stâlpi în structuri duale, conform [24]. Se consideră două situaţii şi anume: pereţii sunt continui pe toată înălţimea, respectiv se întrerup la un anumit nivel. Evident că în asemenea situaţii nu se mai aplică condiţiile specifice cadrelor ductile în ceea ce priveşte raportul între momentele capabile din stâlpi şi grinzi în jurul nodurilor.



a) Peretele se dezvolta pe toata inaltimea cladirii b) Peretele se intrerupe la un etaj intermediar

Fig. C.7.3

C.7.2.4 Prin aplicarea coeficientului supraunitar k_V valorii forţei tăietoare asociate momentului capabil al peretelui se urmăreşte să se ţină seama de efectul diferenţelor între distribuţia reală a forţelor tăietoare şi distribuţia rezultată prin adoptarea ipotezelor curente de calcul.

În Codul Model CEB 1990 [46] sunt indicate următoarele expresii pentru acest coeficient, numit factor de amplificare dinamică:

- pentru clădiri cu până la 5 niveluri:

$$k_V = 0{,}1n + 0{,}9 \qquad \text{(C.7.2)}$$

- pentru clădiri cu mai mult de 5 niveluri:

$$k_V = 1{,}4 + \frac{0{,}4(n-5)}{10} \le 1{,}8 \qquad \text{(C.7.3)}$$

unde n este numărul de niveluri al clădirii.

În comentariile referitoare la aceste valori ale Codului Model [46] se menţionează următoarele: "Se poate arăta că pe durata răspunsului seismic inelastic al peretelui, cu o capacitate dată la moment încovoietor, forţele tăietoare maxime care pot fi generate pot fi considerabil mai mari decât cele rezultate din calculul static elastic. Valorile recomandate pentru k_V se bazează pe experienţa unui număr limitat de cazuri şi pot fi modificate dacă se dispune de date suplimentare din studii ulterioare".

În cazul structurilor proiectate pentru clasa *DCH*, **SR EN 1998-1** prevede următoarea relaţie pentru stabilirea forţei tăietoare de proiectare:

$$V_{Ed} = \varepsilon V'_{Ed}$$

în care:

V'_{Ed} este forţa tăietoare din calculul structural

ε este un factor de majorare calculat cu expresia:

$$1{,}5 \le \varepsilon = q\sqrt{\left(\frac{\gamma_{Rd}}{q}\frac{M_{Rd,0}}{M_{Ed,0}}\right)^2 + 0{,}1\left[\frac{S_e(T_c)}{S_e(T_1)}\right]^2} \le q \qquad \text{(C.7.4)}$$

în care:

T_1 este perioada fundamentală de vibraţie a clădirii pe direcţia forţei tăietoare V_{Ed}

T_c este perioada la limita superioară a zonei de acceleraţie constanta a spectrului

$S_e(T)$ este ordonata spectrului elastic de răspuns.

Ceilalţi termeni au fost definiţi anterior.

Analizând structura expresiei (C.7.4) se constată că în acest caz valorile de proiectare ale forţelor tăietoare sunt stabilite pe baza metodei de ierarhizare a rezistenţei elementelor, corespunzătoare metodei proiectării la capacitate. Al doilea termen de sub radical urmăreşte să ia în considerare efectele modurilor superioare de vibraţie asupra valorilor forţei tăietoare.

Comparând expresiile (C.7.2 şi C.7.3) cu (C.7.4) se poate deduce valoarea factorului kv, echivalente expresiei din **SR EN 1998-1**.

Aceasta este:

$$k_V = \sqrt{1 + \frac{0{,}1\left[\frac{S_e(T_c)}{S_e(T_1)}\right]^2}{\left(\frac{\gamma_{Rd}}{q}\frac{M_{Rd,0}}{M_{Ed,0}}\right)^2}} \qquad \text{(C.7.5)}$$

Expresia (C.7.4) a fost calibrată pe baza unui studiu care a utilizat ca instrument calculul dinamic liniar [11]. În general, expresia lui k_V furnizează valori mai mari decât prevăd majoritatea normelor. Din acest motiv, în prezentul Cod s-a păstrat modul de calcul al forţei tăietoare de proiectare din versiunea din 2005.

O discuţie suplimentară este necesară în ceea ce priveşte evaluarea primului termen de sub radicalul expresiei (C.7.4), în situaţia montanţilor marginali ai pereţilor cuplaţi. În aceste elemente calculul elastic furnizează valori $M_{Ed,0}$ egale pentru ambele sensuri de acţiune ale forţelor laterale.

Armăturile verticale sunt dimensionate de situaţia în care forţele orizontale produc întindere în montant, dar valoarea maximă, $M_{Rd,0}$, corespunde situaţiei în care forţa axială de compresiune este maximă, respectiv sensului de acţiune al forţelor orizontale care produce compresiune în montant. Rezultă valori Ω excesive care duc la valori V_{Ed} foarte mari şi la mari probleme în asigurarea rezistenţei la forţa tăietoare, în special a rezistenţei la compresiune diagonală.

În asemenea situaţii este recomandabil (vezi 7.2.1) să se facă redistribuţii ale momentelor din montanţii marginali, întinşi şi comprimaţi prin efectul „indirect” al forţelor orizontale, în acord cu starea lor de fisurare efectivă.

Valoarea de proiectare a forţei tăietoare este limitată în (7.5) atât superior, cât şi inferior. Limitarea superioară are o explicaţie similară cu cea dată pentru limitarea valorii Ω din expresiile (7.3) şi (7.4).

În cazul structurilor duale, forţa tăietoare de bază se poate calcula cu relaţia (7.5). Pentru stabilirea distribuţiei forţelor tăietoare de dimensionare pe înălţimea clădirii sunt necesare metode mai avansate de calcul, coeficienţii k_V depinzând în mare măsură de raportul caracteristicilor de rigiditate şi rezistenţă ale pereţilor şi cadrelor.

Este interesant de analizat diagrama forţelor tăietoare de dimensionare în pereţii structurilor de tip dual recomandată în [24] şi reprezentată în fig. C.7.4.

Deşi calculul structural în domeniul elastic indică o „angajare” mai redusă a pereţilor la partea superioară a clădirii, calculul dinamic neliniar la acţiunea unor cutremure puternice evidenţiază faptul ca la nivelurile superioare se dezvoltă valori de forţe tăietoare, sensibil mai mari decât cele furnizate de calculul elastic curent [13]. Diagrama de forţe tăietoare din Fig. C.7.4 ţine seama de această constatare.

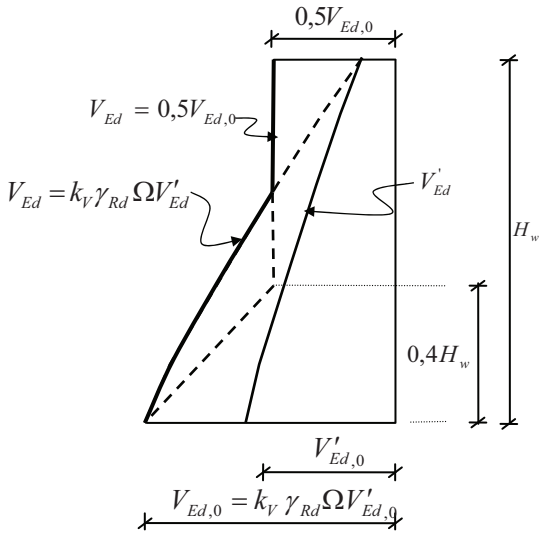


Fig. C.7.4

Această diagramă este preluată şi în **P 100-1** şi, implicit, în prezentul Cod. Diagrama dată în **SR EN 1998-1** furnizează valori exagerate şi duce la consumuri nejustificate de materiale.

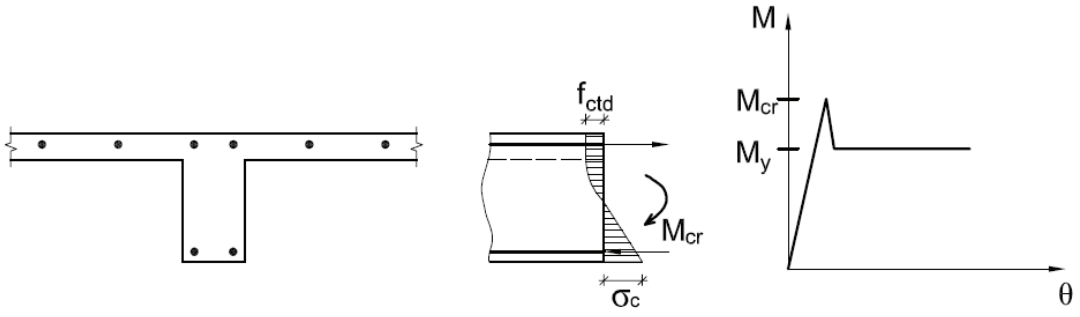
Alte aspecte specifice comportării seismice şi calculului structurilor duale sunt tratate în [32].

În ceea ce priveşte SR EN 1998-1, se remarcă din nou faptul că valorile de proiectare ale forţelor tăietoare în cazul proiectării pentru clasa *DCM* sunt cele din combinaţia seismică de proiectare. Lipsa de corelare între valorile de proiectare ale forţelor tăietoare cu mecanismul de disipare efectiv instalat în structură duce în foarte multe situaţii la soluţii neacoperitoare, cu risc de rupere neductilă a pereţilor.

C.7.3.1 Justificarea prevederilor acestui articol este similară cu cea dată pentru posibilitatea redistribuţiei eforturilor secţionale între pereţi.

Prin redistribuţia momentelor obţinute din calculul structural între grinzile de cuplare se pot obţine şi anumite facilităţi de armare constând în adoptarea unei armături identice pentru mai multe grinzi de cuplare.

C.7.3.2 Coeficientul de amplificare γ_{Rd} din relaţia 7.6 se bazează pe faptul că incursiunile în domeniul postelastic ale armăturilor longitudinale din grinzile de cuplare pot fi, în cazul cutremurelor de mare intensitate, foarte ample, solicitând oţelul în domeniul de consolidare.



a) b) c)

Fig. C.7.5

În cazul unor grinzi cu armătura longitudinală mică este posibil ca momentul de fisurare al secţiunii, M_{cr}, pentru sensul care întinde fibrele de la partea superioară, să fie mai mare decât momentul capabil al secţiunii de beton armat, ca urmare a conlucrării inimii cu o zona amplă de placă (Fig. C.7.5).

Aceasta înseamnă că, pe durata încărcării către rupere, grinda este acţionată la un moment dat de o forţă tăietoare superioară valorii ultime. Ca urmare pentru evitarea ruperii inimii este necesar ca armătura transversală să fie calculată în această ipoteză. Deci, în acest caz:

$$V_{Ed} = \gamma_{Rd} \frac{\left|M^{l}_{Rdb}\right| + \left|M^{r}_{cr}\right|}{l_{cl}} \qquad \text{(C.7.6)}$$

Pentru notaţiile din relaţia (C.7.6) vezi 7.3.2.

C.7.2.6 Probabilitatea de plastificare simultană a practic tuturor grinzilor de cuplare a pereţilor la acţiuni seismice de mare intensitate este relativ mare. Ca urmare a raportului de dimensiuni între grinzi şi montanţi, grinzile sunt supuse la distorsiuni foarte ample care implică incursiuni semnificative în domeniul postelastic ale acestor elemente.

Schema de calcul a efectelor acţiunii indirecte ale forţelor orizontale indicate la 7.2.6 apare din acest motiv justificată. De altfel, aceste scheme trebuie avute în vedere cu unele corecţii şi la structurile în cadre.

Dacă plastificarea grinzilor este foarte probabilă, mobilizarea suprarezistenţei oţelului din aceste grinzi nu este uniformă pe înălţimea clădirii. De aici, prezenţa factorului de reducere de 0,85 utilizat la evaluarea forţei axiale din montanţi.

C.7.5.1 Inegalitatea (7.7) reprezintă o condiţie de ductilitate de curbură minimă. Spre deosebire de reglementările anterioare pentru proiectarea structurilor cu pereţi, această condiţie este exprimată într-o formă mai generală şi mai riguroasă, prin intermediul limitării înălţimii zonei comprimate a secţiunilor de beton. Pe această cale, se poate lua în considerare influenţa tuturor factorilor de care depinde mărimea acesteia (cantitatea de armătură pe inimă, tălpile intermediare, etc.).

Valorile ξ_{max} s-au stabilit pentru cazul pereţilor lungi (cu raportul între lungimea şi lăţimea secţiunii $H_w/l_w > 4$) şi pentru valori ale ductilităţii de structură în domeniul 4-6. Convertind condiţia de ductilitate de deplasare a structurii în condiţii de ductilitate de curbură şi ţinând seama de raportul dintre rezistenţele de calcul şi cele medii considerate, de regulă, în calculul deformaţiilor efective, se obţine în medie o valoare $\xi_{max} \cong 0{,}30$. Pentru a ţine seama de faptul că cerinţele de ductilitate scad pe măsura sporirii capacităţii de rezistenţă, valoarea ξ_{max} a fost corectată prin includerea raportului Ω definit la pct.7.2.2.

C.7.5.2 Condiţiile privind necesitatea unor verificări ale stabilităţii de formă ca şi regulile constructive prin care se consideră că se evită pericolul pierderii stabilităţii sunt preluate din [22] şi [32], fără ca în aceste surse să se găsească şi fundamentarea lor.

Condiţiile respective ţin seama de efectul principalilor factori care influenţează fenomenul: mărimea zonei comprimate, vecinătatea cu elementele de rigidizare transversale şi cu zonele întinse.

C.7.6.1 La data apariţiei ediţiei iniţiale a codului de proiectare a construcţiilor cu pereţi (P 85/1975), programele de calcul automat pentru dimensionarea la încovoiere cu forţă axială a secţiunilor de formă şi armare oarecare (cum sunt, în multe cazuri, secţiunile pereţilor structurali) bazate pe metoda generală de calcul aveau o răspândire foarte limitată. Din acest motiv era admisă aplicarea unor procedee aproximative de dimensionare-verificare, dintre

care multe ignorau contribuţia armăturilor intermediare la rezistenţa secţiunii. Calculul astfel efectuat poate fi în multe situaţii descoperitor ca urmare a subaprecierii valorii momentelor capabile şi, implicit, a forţelor tăietoare, fapt care poate expune pereţii la ruperi premature neductile.

În prezent, programele de calcul riguros la starea limită de rezistenţă a secţiunilor de formă şi armare oarecare sunt practic la îndemâna oricărui proiectant de structuri, astfel că renunţarea la procedeele de calcul aproximative, din păcate încă folosite datorită simplităţii, se impune de la sine.

C.7.6.2 (i) Ruperea prin compresiune diagonală a inimii pereţilor reprezintă un mod de cedare relativ frecvent în cazul structurilor solicitate ciclic dincolo de pragul elastic. Atât comportarea structurilor cu pereţi de beton armat la acţiunea cutremurului, cât şi studiile de laborator confirmă această afirmaţie.

Informaţiile disponibile nu sunt însă suficiente pentru a stabili expresii de calcul suficient de fidele în raport cu comportarea evidenţiată în cazul unui atac seismic major şi, în acelaşi timp, suficient de sigure. Această realitate este evidenţiată de distanţa mare între rezultatele obţinute prin aplicarea relaţiilor de verificare a pereţilor la forţa tăietoare, prescrise de normele din diferite ţări.

Relaţia din Cod este bazată pe modelul de grindă cu zăbrele adoptat în **SR EN 1992-1-1**. Condiţiile cele mai severe pentru diagonala de beton se obţin pentru limita superioară a valorilor prescrise pentru înclinarea diagonalei, respectiv unghiul de 45°.

Pentru această situaţie **SR EN 1992-1-1** prevede că forţă tăietoare maximă admisă într-un element de beton armat este:

$$V_{Rd,max} = 0{,}5\, b_{wo}\, z\, \nu_1\, f_{cd} \approx 0{,}4\, b_{wo}\, h_w\, \nu_1\, f_{cd} \qquad \text{(C.7.7)}$$

în care:

- z este braţul de pârghie al eforturilor interioare care se poate aproxima cu $0{,}8\, l_w$
- ν_1 este coeficientul care ţine seama de reducerea rezistenţei betonului comprimat, în situaţia în care este solicitat transversal de eforturi de întindere (eforturile principale de compresiune şi de întindere sunt evident perpendiculare unele pe celelalte); $\nu \approx 0{,}6$, conform **SR EN 1992-1-1**, pentru betoane obişnuite
- f_{cd} este valoarea de proiectare a rezistenţei la compresiune a betonului.

Întrucât acţiunea ciclică duce la degradarea de rezistenţă a betonului, relaţia (C.7.7) trebuie amendată suplimentar prin înmulţirea cu un factor subunitar.

Expresiile din Cod:

$V_{Ed,max} = 0{,}15\, b_{wo}\, l_w f_{cd}$, pentru clasa *DCH* şi

$V_{Ed,max} = 0{,}18\, b_{wo}\, l_w f_{cd}$, pentru clasa *DCM*

corespund unui factor de reducere egal, aproximativ, cu 0,65.

În ediţia anterioară a Codului, rezistenţa inimii de beton a peretelui era exprimată convenţional în funcţie de rezistenţa betonului la întindere:

$$V_{Ed,max} = 2{,}5\, b_{wo}\, l_w f_{ctd}, \qquad \text{(C.7.8)}$$

care constituie o valoare ceva mai mare decât cea oferită de relaţia (7.8).

Capacitatea de rezistenţă la eforturi principale de compresiune în *zona B* a peretelui este, desigur, mai mare. Sporul de 20% al capacităţii betonului *în zona B* a peretelui reprezintă o valoare minimă a acestei rezistenţe suplimentare.

Expresia dată în **SR EN 1998-1** pentru zona critică de la baza peretelui, ia în considerare un coeficient de reducere sever, de 0,4, pentru clasa *DCH*, în timp ce pentru clasa *DCM* nu se aplică nici o reducere, aceasta fiind o decizie inexplicabilă.

Compararea expresiei din Codul românesc cu cele prescrise de normele americane şi cele neo-zeelandeze duce la concluzia că acestea furnizează valori foarte apropiate, confirmând procedeul adoptat în prezentul Cod.

În fig. C.7.6 sunt prezentate comparativ rezultatele obţinute prin aplicare a prezentului Cod, a **SR EN 1998-1**, UBC, SEAOC şi a NZS 1170.5, care confirmă afirmaţia anterioară [17].

Prevederile **SR EN 1998-1** sunt singurele care furnizează rezultate complet diferite.

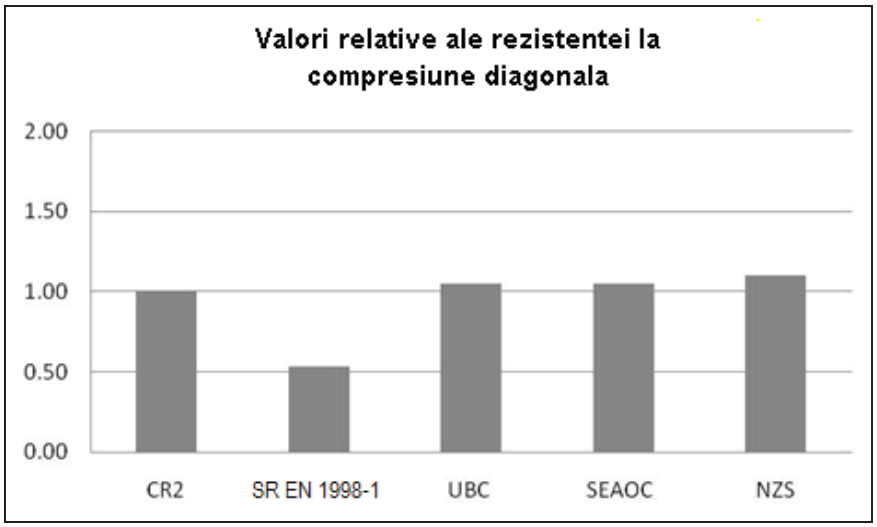


Fig. C.7.6

Valoarea mai mare acceptată în cazul proiectării pentru clasa *DCM* se justifică prin degradarea mai mică a betonului pentru cerinţele de ductilitate specifice în acest caz.

În ultimii ani evaluarea capacităţii de rezistenţă a pereţilor de beton armat a constituit obiectul unor importante studii experimentale şi teoretice, cum sunt cele prezentate în [5], [7], [18] şi [30].

(ii)(a) Aplicând consecvent metoda grinzii cu zăbrele articulate la noduri promovată de **SR EN 1992-1-1**, armătura A_{sh} dispusă într-un plan orizontal se obţine din relaţia de echilibru într-o fisură înclinată la 45°:

$$V_{Ed} = A_{sh}\,(l_w / s)\,f_{yd,h} \qquad \text{(C.7.9)}$$

în care:

s este distanţa dintre două planuri de armare orizontală consecutive

$f_{yd,h}$ este rezistenţa de proiectare a armăturii orizontale

Rescrisă într-o formă mai compactă, prin notarea cu ΣA_{sh} a ariei tuturor armăturilor care intersectează fisura, relaţia (C.7.9) devine relaţia (7.10) dată în Cod.

Studiile experimentale efectuate, în ţară, la INCERC Cluj, Timişoara şi Bucureşti, evidenţiază faptul că relaţiile (7.10) şi (7.11) au caracter acoperitor.

Armătura continuă din centură este o armătura activă în preluarea forţei tăietoare în pereţi, astfel că neglijarea aportului acesteia, cum prevedeau relaţiile mai vechi ale codului de proiectare a structurilor cu pereţi, nu este justificată. În prezentul Cod s-a făcut corecţia necesară.

În *zona B*, cu comportare elastică, degradările sunt cu siguranţă mai mici decât în *Zona A*. Din acest motiv, în expresia rezistenţei la întindere diagonală a peretelui se introduce un termen care exprimă contribuţia zonei comprimate la preluarea forţei tăietoare în secţiunea înclinată, care se manifestă ca o talpă continuă, şi nu articulată, la noduri.

Valoarea $V_{Rd,c}$ a forţei tăietoare preluată de beton variază în funcţie de intensitatea încărcării axiale de compresiune în secţiunea peretelui. Dependenţa capacităţii de rezistenţă a betonului de mărimea efortului unitar de compresiune σ_{cp} a fost evidenţiată în majoritatea studiilor experimentale pe modele de pereţi structurali şi este luată în considerare în majoritatea normelor de proiectare din alte ţări [31], [33].

Este de precizat faptul că determinarea lui σ_{cp} trebuie făcută prin raportarea forţei axiale la întreaga secţiune de calcul a peretelui şi nu numai la aria inimii.

Probabil că expresia (7.11) specifică *zonei B* este şi mai acoperitoare decât expresia (7.10) ca urmare a nivelului redus la care este apreciată contribuţia betonului.

O discuţie aparte este necesară pentru pereţii cuplaţi.

În Fig. C.7.7 se reprezintă cazul limită al unui perete plin cu un gol de parter, la care montanţii, ca urmare a cuplării prin peretele de deasupra golului, se deformează potrivit ipotezei secţiunilor plane.

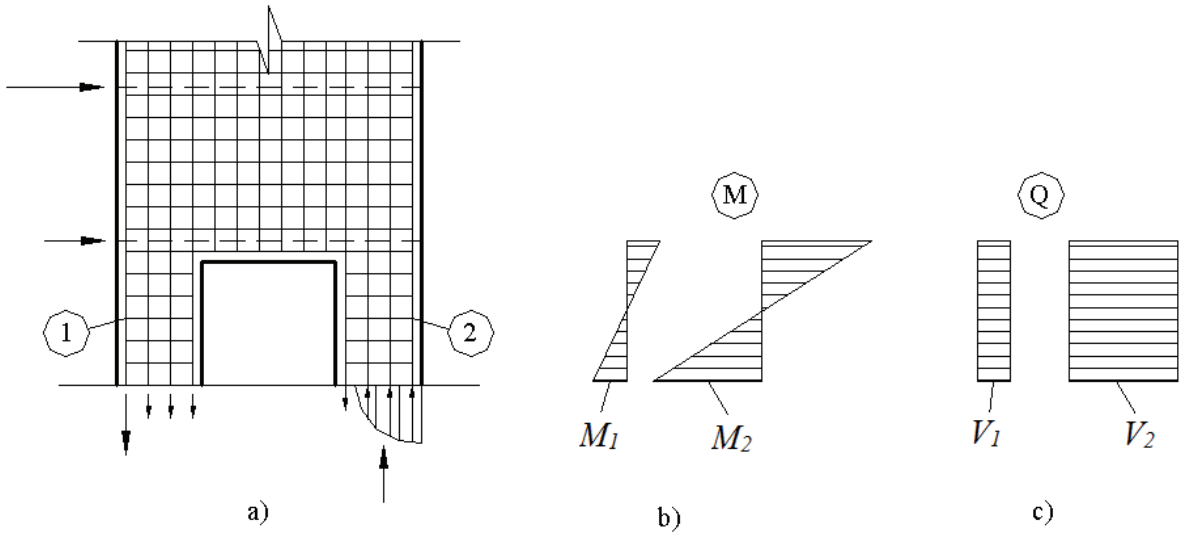


Fig. C.7.7

Este de observat că în acest caz nerespectarea condiţiei (7.7) în montantul din dreapta nu trebuie interpretată ca o insuficienţă de ductilitate. Deoarece secţiunile celor doi montanţi lucrează ca o singură secţiune, condiţia de ductilitate trebuie exprimată în raport cu întrega secţiune a peretelui.

Analizând comportarea peretelui la bază se constată că montantul întins se încarcă cu eforturi de încovoiere şi forfecare neînsemnate în raport cu montantul comprimat (vezi Fig. C.7.7). Aceeaşi tendinţă se manifestă şi la pereţii cuplaţi prin grinzi la fiecare nivel, ca urmare a gradului diferit de fisurare a celor doi montanţi. În consecinţă, forţa tăietoare în aceste situaţii se transmite, în cea mai mare parte, prin montantul comprimat, unde valorile eforturilor principale de compresiune sunt foarte mari, iar satisfacerea condiţiilor (7.8) sau (7.9) este foarte dificilă, în unele cazuri chiar practic imposibilă. Situaţiile care pot apărea în practică pot fi foarte diferite, fiind influenţate, în principal, de dimensiunea şi poziţia golului, de care depinde eficienţa diagonalei comprimate dezvoltate în montantul comprimat.

Din păcate, studiile experimentale referitoare la mecanismele de rezistenţă la forţa tăietoare a pereţilor cuplaţi lipsesc, motiv pentru care această problemă este ignorată în multe coduri de proiectare seismică, inclusiv în **SR EN 1998-1**.

În absenţa unor procedee sigure pentru dimensionarea montanţilor cuplaţi la forţă tăietoare, apare ca fiind indicat ca, în alcătuirea structurii, pereţii cuplaţi să fie asociaţi cu pereţii plini, cu secţiuni de beton consistente, în măsură să preia o cât mai mare parte din forţa tăietoare de nivel.

(ii)(b) Deşi studiile experimentale consacrate comportării pereţilor scurţi pe plan mondial sunt relativ numeroase [3], [14], [29], rezultatele obţinute nu au reuşit să furnizeze un model de calcul satisfăcător pentru aceste elemente structurale. Modurile de cedare şi diferitele mecanisme de rezistenţă corespunzătoare depind de numeroşi parametri, cum sunt forma secţiunii, cantitatea şi modul de distribuţie ale armăturilor verticale şi orizontale, valoarea efortului unitar mediu de compresiune în secţiune, modul de aplicare a încărcării orizontale, etc.

Diferitele relaţii de calcul propuse nu pot acoperi diferitele tipuri de comportare sub încărcări, şi din acest motiv, în Cod s-a propus relaţia (7.13) care prezintă avantajul simplităţii şi pe acela al caracterului acoperitor. Desigur, relaţia insuficient testată experimental va trebui îmbunătăţită pe măsura obţinerii de noi informaţii printr-o condiţie mai fundamentată.

Expresia (7.13) rezultă din aplicarea unui model de grindă cu zăbrele (“strut and tie”), la calculul peretelui scurt. Metoda, simplă şi sugestivă, se dovedeşte foarte eficientă la evaluarea eforturilor în elemente şi zone de elemente structurale, la care proporţiile şi modul de încărcare nu permit adoptarea ipotezei secţiunilor plane.

Modelul este exemplificat în Fig. C.7.8 pentru cazul simplu al unui perete cu un nivel.

Din analiza modelului rezultă că:

– forţele orizontale aplicate zonei (1) se transmit direct la fundaţie prin diagonalele comprimate formate între fisurile înclinate consecutive, al căror efect este echilibrat de eforturile din armăturile verticale asociate acestor zone. Forţa tăietoare capabilă aferentă acestor zone este: $(1-H_w/l_w)\, A_{sv} f_{yd,v}$.

– forţele orizontale aplicate zonei (2) se transmit indirect la fundaţie prin transferul la zona (3), prin intermediul armăturilor orizontale. Forţa tăietoare capabilă asociată zonei (2) este: $A_{sh} f_{yd,h}$.

– momentele încovoietoare produse de forţele orizontale sunt preluate exclusiv prin cuplul forţelor $M \approx C\, l_w = T\, l_w$ dezvoltate la extremităţile secţiunii de la bază.

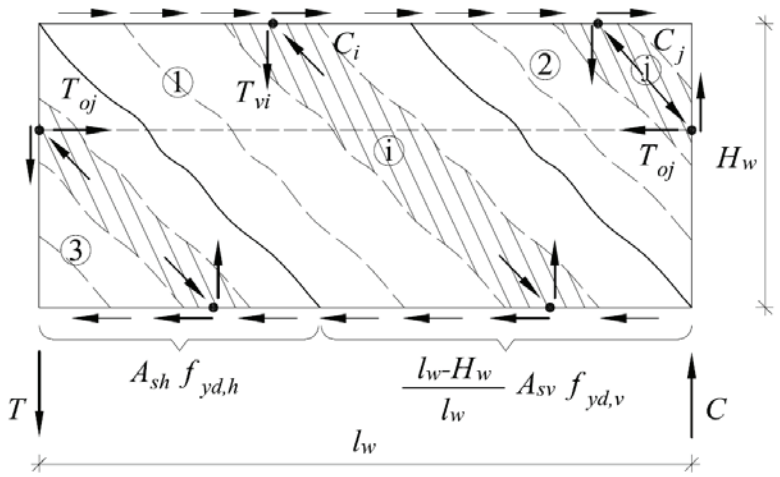


Fig. C.7.8

În modelul de comportare şi, implicit, în modelul de calcul al armăturilor, se neglijează în mod acoperitor aportul betonului la dimensionarea armăturilor.

Cantitatea de armătură A_{sh} din relaţia (7.13) nu va fi mai mică decât cea corespunzătoare "suspendării" încărcării orizontale aplicate în zona în care nu se poate realiza transmiterea directă a forţelor la baza peretelui prin diagonale comprimate (Fig. C.7.8).

La forţele indicate în schema din Fig. 7.8, care corespunde unui perete plin, se adaugă, pentru a fi preluate prin armătura de suspendare, şi forţele orizontale aferente zonelor pe care peretele nu este legat de planşeu, ca urmare a unor goluri practicate în perete sau în planşeu, în vecinătatea pereţilor (Fig. C.7.9 a şi b).

În Fig. C.7.9, q reprezintă eforturile tangenţiale care transmit forţa orizontală la perete.

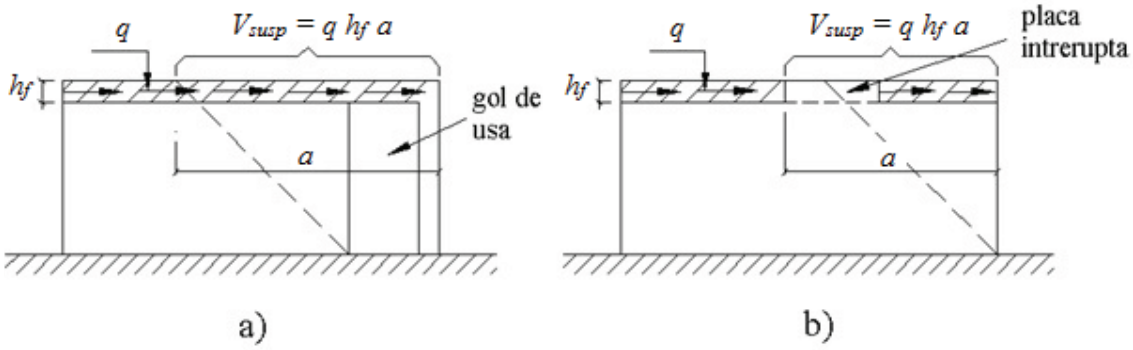


Fig. C.7.9

Studii teoretice şi experimentale recente (cum sunt cele citate în [25]) au evidenţiat eficienţa, în cazul pereţilor scurţi, a armării cu bare diagonale care poate asigura un mecanism de rezistenţă stabil, ca şi în cazul grinzilor scurte sau al stâlpilor scurţi.

În comentariile din Codul ACI 318 consacrate calculului pereţilor scurţi se afirmă, pe baza rezultatelor unor studii experimentale, că în cazul acestui tip de pereţi sunt necesare atât armătura orizontală, cât şi cea verticală: "Pe măsură ce raportul H_w/l_w scade, armătura orizontală devine mai puţin eficientă, în timp ce eficienţa armăturii verticale creşte". Relaţia (7.13) evidenţiază această interdependenţă.

În codul ACI 318 armătura orizontală se determină cu o relaţie unică, indiferent de proporţiile peretelui:

$$V_{Ed} \leq \alpha\, b_{wo}\, l_w \sqrt{f_{cd}} + A_{sh} f_{yd,h} \qquad \text{(C.7.10)}$$

unde:

α coeficient ce ţine seama de proporţiile peretelui

Acest coeficient ia valorile $\alpha = \frac{1}{4}$ pentru $H_w/l_w \leq 1{,}5$ şi $\alpha = \frac{1}{6}$ pentru $H_w/l_w \geq 2$, cu valori variind linear între acestea pentru domeniul $1{,}5 < H_w/l_w < 2$.

Expresia corespunde echilibrului la limită într-o secţiune înclinată, de tipul celui exprimat de relaţia (7.11). Acest model de calcul apare ca fiind convenţional dacă se are în vedere comentariul menţionat.

Se constată că aportul betonului este cu atât mai mare cu cât pereţii sunt relativ mai scurţi, probabil pentru a lua în considerare faptul că fisura de rupere este mai scurtă cu cât H_w este mai mic, la aceeaşi dimensiune l_w.

Armătura verticală rezultă din relaţia:

$$p_v = 0{,}25 + 0{,}50\,(2{,}5 - H_w/l_w)(p_h - 0{,}25) \leq p_h \qquad \text{(C.7.11)}$$

în care p_v şi p_h sunt procentele armăturilor orizontale, respectiv verticale.

În **SR EN 1998-1**, diferenţierea mecanismelor de rezistenţă la forţă tăietoare şi a relaţiilor de dimensionare nu se face pe baza criteriului geometic $H_w / l_w \leq 1$, ci pe baza citeriului teoretic, mai consecvent, al mărimii relative a deschiderii de forfecare: $\alpha_s = M_{Ed} / V_{Ed}\, l_w$.

Pereţii cu $\alpha_s < 2{,}0$ sunt caracterizaţi de mecanisme de rezistenţă influenţate esenţial de prezenţa forţei tăietoare, ceea ce conduce la utilizarea de expresii distincte de dimensionare. Este de subliniat faptul că aceste expresii se aplică nu numai pereţilor cu proporţii de elemente scurte, dar şi zonelor din pereţii lungi (de regulă, de la baza lor) la care $\alpha_s < 2{,}0$.

Potrivit prevederilor **SR EN 1998-1**, pentru dimensionarea armăturilor orizontale şi verticale în elementele şi zonele caracterizate de valori $\alpha_s < 2{,}0$, se aplică următoarele expresii de calcul:

- pentru barele orizontale:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} + 0{,}75\ \rho_h f_{yd,h}\, b_{wo}\, \alpha_s\, l_w \qquad \text{(C.7.12)}$$

în care:

$V_{Rd,c}$ este valoarea de proiectare a forţei tăietoare capabile pentru elemente fără armare pentru preluarea forţei tăietoare, conform **SR EN 1992-1-1**; dacă forţa axială N_{Ed} este de întindere, atunci $V_{Rd,c} = 0$

ρ_h este coeficientul de armare al barelor orizontale: $\rho_h = A_{sh} / b_{wo}\, s$

- pentru armăturile verticale:

$$\rho_h f_{yd,h}\, b_{wo}\, z \leq \rho_v f_{yd,h}\, b_{wo}\, z + min\ N_{Ed} \qquad \text{(C.7.13)}$$

în care:

ρ_h este coeficientul de armare a armăturii verticale din inima peretelui

N_{Ed} este forţa axială din combinaţia seismică de încărcări, care se consideră pozitivă pentru cazul compresiunii

Expresiile (C.7.12) şi (C.7.13) sunt într-o anumită măsură asemănătoare cu expresiile ACI.

În Designer's Guide to EN 1998-1(2004) [35], autorii Eurocodului arată că expresiile (C.7.12) şi (C.7.13) sunt stabilite fără o bază experimentală adecvată şi, în consecinţă, există incertitudini în privinţa rezultatelor aplicării lor.

În aceste condiţii s-a preferat menţinerea în Cod a procedurii din ediţia anterioară.

(iii) Calculul la forţă tăietoare (lunecare) în lungul unor secţiuni prefisurate, cum sunt şi cele ale rosturilor de turnare, pe baza mecanismului rezistenţei la forfecare prin frecare echivalentă ("shear friction strength"), preluat în numeroase norme de proiectare pe plan internaţional, este tratat pentru prima oară în normele de proiectare din România în STAS 10107/0-90. Date suplimentare, în acest sens, se pot găsi în [2].

Verificarea în lungul interfeţei între zonele de beton cu vârste diferite este necesară, în principiu, numai în lungul rosturilor de lucru din zona critică a pereţilor.

În **SR EN 1998-1**, expresiile de calcul în lungul rosturilor de turnare corespund unor modele mai complexe în care sunt însumate contribuţiile diferitelor mecanisme de rezistenţă la forfecare la interfaţa între zone de beton turnate în etape diferite.

Aceste mecanisme sunt:

- *rezistenţa de dorn a armăturilor verticale*, evaluată ca minima între rezistenţa la forfecare pură a armăturilor de oţel şi rezistenţa acţiunii de dorn rezultate din interacţiunea între armături şi betonul înconjurător; mobilizarea acestei interacţiuni impune anumite condiţii de acoperire cu beton a armăturilor;

- *rezistenţa de frecare*, evaluată ca minima între forţa de frecare capabilă în lungul rostului de lucru, proporţională cu forţa axială de compresiune pe rost, şi rezistenţa la forfecare asigurată de compresiunea diagonală asociată zonei comprimate;

- *rezistenţa la lunecare a barelor înclinate care traversează rostul*.

Din prezentarea de mai sus, rezultă că, în realitate, sunt avute în vedere mai multe mecanisme de rezistenţă decât cel specificate, dintre care unele nu au legătură clară cu rezistenţa de lunecare în rostul de lucru (de exemplu rezistenţa diagonalei comprimate a betonului din zona comprimată, care exprimă, mai degrabă, o limită superioară a rezistenţei la forfecare prin frecare a zonei comprimate).

Pe de altă parte, acţiunea mecanismelor individuale identificate nu este simultană. De exemplu, mobilizarea acţiunii de dorn se face numai după ce se înregistrează lunecări semnificative în lungul rostului.

Din aceste motive, în prezentul Cod s-a păstrat expresia din precedenta ediţie, care oferă, în pofida caracterului convenţional, simplitate în înţelegere şi aplicare, precum şi concordanţă cu rezultatele studiilor experimentale.

Faţă de ediţia din 2005 a codului s-au prevăzut valori mai mici şi mai acoperitoare ale coeficientului echivalent de frecare, date fiind efectele procesului de degradare a betonului din zona critică a peretelui.

Prevederea de la penultimul aliniat al punctului 7.6.2 face precizarea modului în care trebuie considerate armăturile active de conectare la pereţii cuplaţi. Aceasta ţine seama de mecanismul real de transmitere a forţelor de forfecare al ansamblului peretelui cu goluri,

inclusiv de transferul de forţă tăietoare între montantul întins, prin efectul indirect al forţelor orizontale, şi cel comprimat de acestea, ca urmare a fisurării lor diferite.

Această ipoteză este valabilă, numai dacă gradul de cuplare al montanţilor este suficient. În [20] şi [25] se arată că verificarea rostului pentru ansamblul peretelui cu goluri se poate face numai dacă $N_i\ L\ /\ M_o > 0{,}3$. În **P 100-1** acest raport are valoarea 0,25. S-a notat N_i forţa axială din efectul indirect al forţelor orizontale, L deschiderea interax, iar M_o momentul de răsturnare calculat la baza ansamblului de pereţi cuplaţi, produs de forţele orizontale.

C.7.6.3 La proiectarea structurilor cu pereţi prefabricaţi s-au utilizat multă vreme modelele de calcul din perioada de început a utilizării betonului armat, bazate pe ipotezele rezistenţei materialelor elastice.

Este dovedit astăzi, în mod incontestabil, că în condiţiile asigurării conlucrării între panouri, pereţii structurali prefabricaţi se comportă, în esenţă, ca pereţi monoliţi, cu o capacitate de deformabilitate în domeniul postelastic asemănătoare.

Iniţial destinat structurilor cu pereţi din beton armat monolit, prezentul Cod şi-a extins obiectul şi asupra structurilor în panouri mari prefabricate, aplicând şi pentru aceste structuri conceptele moderne ale răspunsului seismic inelastic.

Prevederile de la 7.6.3 se referă la problema determinării forţei de lunecare în rosturile verticale ale elementelor în panouri mari. În proiectarea bazată pe modele de comportare elastică, forţa de lunecare verticală se stabileşte pe baza relaţiilor din rezistenţa materialelor pentru calculul eforturilor tangenţiale τ (cu formula lui Juravsky). Astfel, forţa de lunecare L_s pe lungimea unui etaj h_s se ia:

$$L_s = \tau\ b_{wo}\ h_s = \frac{V_{Ed,s} S_c}{I_c} h_s \qquad \text{(C.7.14)}$$

S-a notat:

- $V_{Ed,s}$ forţa tăietoare maximă pe înălţimea nivelului considerat; în condiţiile adoptării unui panou unic pe toată înălţimea clădirii, dimensionantă este valoarea $V_{Ed,s,0}$ a forţei tăietoare la baza montantului;
- b_{wo} grosimea peretelui;
- S_c momentul static al zonei care lunecă (al zonei delimitate de rostul vertical) în raport cu centrul de greutate al secţiunii transversale a peretelui;
- I_c momentul de inerţie al secţiunii montantului.

Pe lângă inconvenientul legat de baza conceptuală nesatisfacătoare, expresia (C.7.14), mai prezintă inconvenientul major de a furniza valori neacoperitoare ale forţei de lunecare în raport cu comportarea reală.

Având în vedere răspunsul inelastic al structurilor cu pereţi de beton armat la cutremure puternice, schema de calcul a forţei de lunecare în rostul vertical trebuie să aibă la bază echilibrul mecanismului de plastificare. Relaţia de calcul trebuie să exprime condiţia de echilibru între eforturile de lunecare însumate pe toată lungimea rostului vertical pe de o parte, încărcările pe planşee şi forţele de legătură cu infrastructura pe zona delimitată de rost, pe de altă parte.

Relaţia de calcul (C.7.14) presupune comportarea perfect elastică a materialului şi continuitatea de material în secţiunile orizontale ale pereţilor, astfel încât valorile forţelor de lunecare depind numai de variaţia momentelor încovoietoare. Spre deosebire de aceasta, în

cazul structurilor de beton armat, prin desprinderea care intervine în zona întinsă şi reducerea sensibilă a dimensiunilor zonei comprimate în stadiul de cedare, o fracţiune foarte importantă din încărcările verticale pe planşee, iar în unele cazuri, practic, totalitatea lor, se transmite la zona comprimată, tot prin forţele de lunecare. De aici decurge caracterul neacoperitor al relaţiei (C.7.14).

O altă problemă legată de verificarea rosturilor verticale la structurile în panouri mari se referă la modul în care sunt distribuite eforturile unitare de lunecare în lungul acestora.

În condiţiile ipotezelor generale ale rezistenţei materialelor continue, omogene şi elastice şi ale acceptării unei distribuţii triunghiulare a forţelor orizontale pe înălţimea H_w a clădirii,rezultă o distribuţie parabolică a eforturilor unitare tangenţiale τ_y:

$$\tau_y = \tau_o \left[1 - \left(\frac{y}{H_w} \right)^2 \right] \qquad \text{(C.7.15)}$$

în care:

τ_o este valoarea efortului tangenţial maxim la baza peretelui;

y este înălţimea nivelului curent în raport cu secţiunea de încastrare.

Însumând valorile eforturilor unitare tangenţiale în lungul rostului vertical, rezultă, pentru forţa totală de lunecare L, valoarea:

$$L = \int_0^{H_w} \tau_0 \, b_{wo} \, dy = \int_0^{H_w/n} \tau_0 \, (1 - y^2/H_w^2) \, b_{wo} \, dy = \frac{2}{3} \, b_{wo} \, H_w \, \tau_o \qquad \text{(C.7.16)}$$

Valoarea maximă a forţei de lunecare pe un nivel, cel de bază, este:

$$L_{s,max} = \int_0^{H_w/n} \tau_0 \, (1 - y^2/H_w^2) \, b_{wo} \, dy = \left(\frac{1}{n} \quad \frac{1}{3n^3} \right) 1{,}5 \, L \approx 1{,}5 \, L/n \qquad \text{(C.7.17)}$$

unde n este numărul de niveluri al clădirii.

Forţa de lunecare verticală (Fig. 7.9) este, în principiu, compusă din două părţi, una care echilibrează sporul forţei de întindere din armătura pe înălţime şi alta care echilibrează încărcările verticale pe planşee.

Distribuţia eforturilor tangenţiale verticale dată de relaţia (C.7.15) poate fi considerată acceptabilă pentru ambele componente, evidenţiind o concentrare a acestor eforturi spre baza clădirii.

Valoarea eforturilor în armătura întinsă este proporţională cu valoarea momentelor încovoietoare distribuite aproximativ după o parabolă de gradul trei, iar variaţia acestor eforturi are legea unei parabole de gradul doi.

În cazul componentei forţei de lunecare care echilibrează încărcările verticale pe planşeele aferente, este de presupus, de asemenea, o variaţie crescătoare spre bază, ca urmare a gradului diferit de fisurare pe înălţimea clădirii. Pentru acest termen al forţei L, distribuţia dată de relaţia (C.7.17) implică o aproximaţie mai grosieră.

Problema distribuţiei eforturilor unitare τ_y prezintă o importanţă deosebită, de aceasta depinzând nivelul armării orizontale a îmbinărilor verticale. Pentru elucidarea acestei probleme se poate acţiona atât prin efectuarea unor cercetări experimentale, cât şi a unor

studii teoretice cu ajutorul unor programe de calcul automat specifice elementelor bidirecţionale de beton armat.

Propuneri referitoare la această distribuţie se dau în lucrări cu caracter de cercetare [27], [31].

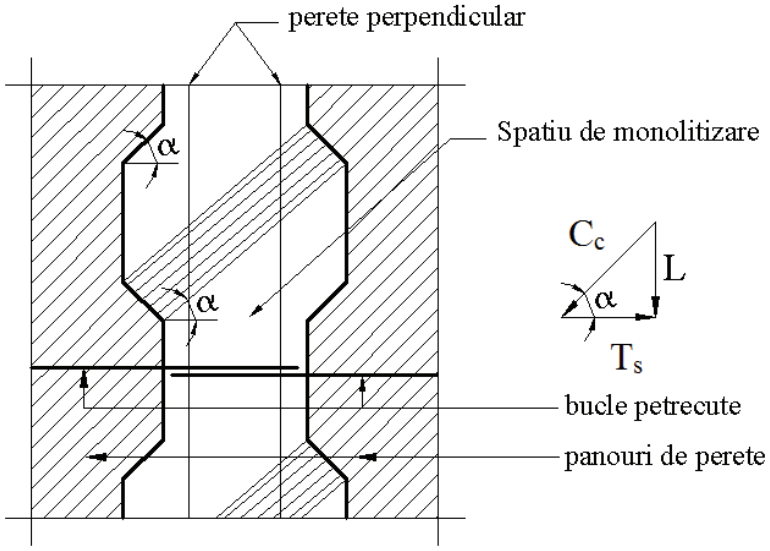
Privitor la relaţia de calcul 7.16, aceasta a rezultat în urma interpretării unui număr mare de cercetări experimentale şi are caracter acoperitor, dacă aria armăturilor de conectare satisface anumite criterii.

În legătură cu această relaţie se impun unele precizări:

a) Cei doi termeni ai expresiei reprezintă două forţe care au direcţiile perpendiculare una pe cealaltă şi astfel nu are nici o semnificaţie adunarea lor scalară (Fig. C.7.10);

b) Dacă lipseşte armătura perpendiculară pe rost (orizontală), A_{sh}, rezistenţa dinţilor, mobilizată prin diagonala comprimată, nu se poate dezvolta;

c) La un unghi de 45° al forţelor diagonale din îmbinare (Fig. C.7.10), din rezistenţa la lunecare a dinţilor nu se poate mobiliza decât o fracţiune de cel mult $A_{sh}f_{yd}$.



Obs. Nu s-au figurat armaturile verticale din imbinare

Fig. C.7.10

În felul acesta, relaţia (7.16) nu corespunde unui model (mecanism) de comportare, ci trebuie interpretată ca o relaţie empirică, care îmbracă în mod rezonabil rezultatele unui mare număr de cercetări experimentale.

Capacitatea dinţilor de a prelua forţe de lunecare este dictată, în funcţie de dimensiuni, de rezistenţa la forfecare (respectiv de întindere) sau de rezistenţa la strivire a betonului.

C.7.7.2 În versiunea actuală a Codului, condiţiile de verificare a secţiunilor de beton ale grinzilor de cuplare se exprimă, ca şi în cazul pereţilor verticali, în raport cu rezistenţa la compresiune a betonului şi nu în raport cu rezistenţa la întindere. Această modificare este justificată de semnificaţia verificării legate de limitarea eforturilor unitare principale de compresiune din inima grinzii.

Răspunsul seismic al grinzilor de cuplare ale pereţilor structurali de beton armat şi aspectele de calcul şi alcătuire pentru aceste elemente au fost clarificate încă din anii ’70 ai secolului trecut de către Tom Paulay [21] şi [22].

Comportarea la cutremur a grinzilor de cuplare, elemente scurte care suferă distorsiuni ample în deformarea structurii, arată că armarea ortogonală a acestor elemente este nesatisfăcătoare, armarea cea mai avantajoasă fiind cea cu carcase diagonale. Din acest motiv, condiţia (7.19), prevăzută pentru acceptarea unei armări cu bare ortogonale, este mai severă decât în ediţia anterioară, astfel încât frecvenţa utilizării acestui tip de element va fi mai rară.

Relaţia nu este satisfăcătoare pentru grinzile de cuplare scurte şi foarte scurte, la care mecanismul de rezistenţă este diferit, mobilizând şi armăturile orizontale.

Aplicarea relaţiei (7.21) la grinzi scurte şi înalte, cu capacitate mare de rezistenţă la încovoiere, duce, pe de altă parte, la o armare transversală cu etrieri, excesiv de puternică, de multe ori imposibil de prevăzut în lucrare, în timp ce armătura longitudinală intermediară ar fi dispusă numai pe criterii constructive.

Pentru grinzile scurte se adoptă modelul de grindă cu zăbrele folosit şi pentru pereţii scurţi. De fapt, fiecare dintre jumătăţile unei grinzi de cuplare (Fig. C.7.11) este solicitată într-un mod absolut similar cu peretele scurt din Fig. C.7.8.

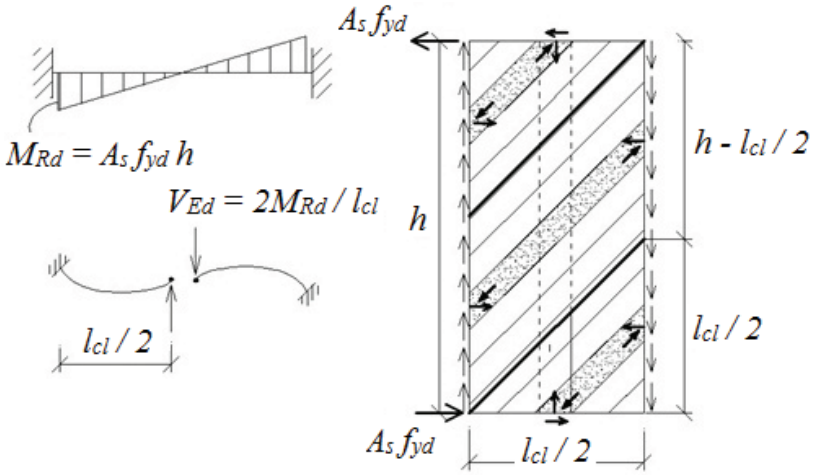


Fig. C.7.11

Înlocuind în relaţia (7.13), pe baza rolului reciproc jucat, A_{sh} cu A_{sv}, A_{sv} cu A_{sh}, dimensiunea h_w cu $l_{cl}/2$ şi H_w cu h se obţine relaţia (7.22).

Armătura $A_{sv} \geq \frac{V_{Ed}}{f_{yd,v}} \frac{l_{cl}}{2h}$ este necesară pentru a suspenda încărcarea aferentă la partea superioară a grinzii.

Sistemul de armare cu carcase înclinate este astăzi practic generalizat în ţările cu un nivel înalt al ingineriei seismice şi al ingineriei structurale. Şi pe şantierele din ţara noastră trebuie găsite soluţii tehnologice care să permită utilizarea largă a acestui sistem de armare, până acum privit cu reticenţă de către constructori.

Modelul de comportare şi de calcul al grinzilor de cuplare este constituit din 2 grinzi cu zăbrele triunghiulare din oţel (carcasele diagonale), în care tălpile înclinate cu unghiul α faţă de orizontală (unghiul pentru diagonalele grinzii de beton) sunt active atât pentru eforturi de întindere, cât şi de compresiune.

Ca urmare a configuraţiei acestui model, barele înclinate preiau şi momentul încovoietor şi forţa tăietoare, eforturi legate prin relaţia unică $M_{Ed} = V_{Ed}\, l_{cl}$, indiferent de dimensiunile barelor de oţel. Armătura orizontală şi cea verticală (etrierii) se dispune pe criterii constructive, pentru a limita procesul de fisurare a betonului din grindă.

Relaţia (7.24) exprimă cantitativ acest model de comportare evidenţiind echilibrul forţelor pe o schemă de grindă cu zabrele, metalică, cu o diagonală întinsă şi una comprimată.

Mecanismul de rezistenţă al grinzii, constituit din elemente metalice poate asigura o comportare histeretică foarte stabilă, cu condiţia împiedicării flambajului barelor comprimate. Măsurile de armare transversală a carcaselor diagonale date la 8.6.2 au în vedere tocmai acest scop.

C.7.8.1 Rigiditatea practic infinită a diafragmelor orizontale duce la deplasări ale pereţilor distribuite liniar în plan, asigurându-se o interacţiune eficientă a componentelor sistemului structural. În acest sens trebuie înţeleasă acţiunea solidară la care se face referire în 7.8.1 (vezi şi 2.1).

C.7.8.3 Caracterul aproximativ al metodei decurge din adoptarea unor ipoteze simplificatoare ca:

(i) Forţele masice aplicate la nivelul fiecărui planşeu sunt aproximate prin forţele elastice care echilibrează forţele tăietoare din pereţi (vezi 7.8.4). În realitate, forţele de inerţie dezvoltate la nivelul planşeelor înglobează şi forţele de amortizare care intervin în echilibrul dinamic. Considerarea acestor forţe conduce la o distribuţie mult mai uniformă a forţelor orizontale din planşee, faţă de cea adoptată în mod obişnuit, cu valori mari spre partea superioară a construcţiei.

(ii) Distribuţia forţelor masice aplicate la nivelul fiecărui planşeu este liniară.

Este de remarcat că aceste ipoteze nu sunt acoperitoare şi efectele lor trebuie compensate prin măsuri de armare suplimentare. De exemplu, prin adoptarea, la toate nivelurile, a armăturii planşeului celui mai solicitat de pe înălţimea clădirii.

C.7.8.4 În legătură cu procedeul de la 7.8.4 sunt utile unele precizări:

(i) Exemplificativ pentru situaţia din Fig. 7.11 (în care nu s-au ilustrat, pentru simplitate, pereţii longitudinali), valorile extreme q_{max} şi q_{min} ale încărcării distribuite în planul planşeului se determină cu relaţiile:

$$q_{\max} = \frac{F}{L} + \frac{6Fe}{L^2}$$

$$q_{\min} = \frac{F}{L} - \frac{6Fe}{L^2} \qquad \text{(C.7.18)}$$

S-a notat $F = \Sigma F_i$ şi e distanţa dintre centrul de greutate al suprafeţei planşeului (centrul de rigiditate) şi punctul de aplicaţie al forţelor F_i; L, dimensiunea în plan a planşeului.

Forţele F, fiind calculate pe baza forţelor tăietoare de calcul, conform pct. 7.8.4, corespund mecanismului de plastificare al pereţilor.

Dimensionarea armăturilor pentru eforturile din planul planşeului trebuie să asigure comportarea lor în domeniul elastic.

Este de observat că în cazul structurilor monotone, condiţiile de solicitare maxime, dimensionante pentru planşeele clădirii, sunt cele de la ultimul nivel, unde forţele de inerţie orizontale sunt cele mai mari.

(ii) Trebuie avut în vedere că plastificarea succesivă a pereţilor structurali conduce la scheme de solicitare mai defavorabile decât schema corespunzătoare comportării elastice a pereţilor.

În Fig. C.7.12 se prezintă o asemenea situaţie, indicându-se efectele plastificării pereţilor structurii. Pentru cazul respectiv planşeul, pe o perioadă scurtă de timp, îşi dublează practic deschiderea dacă peretele median este primul plastificat (Fig. C.7.12b).

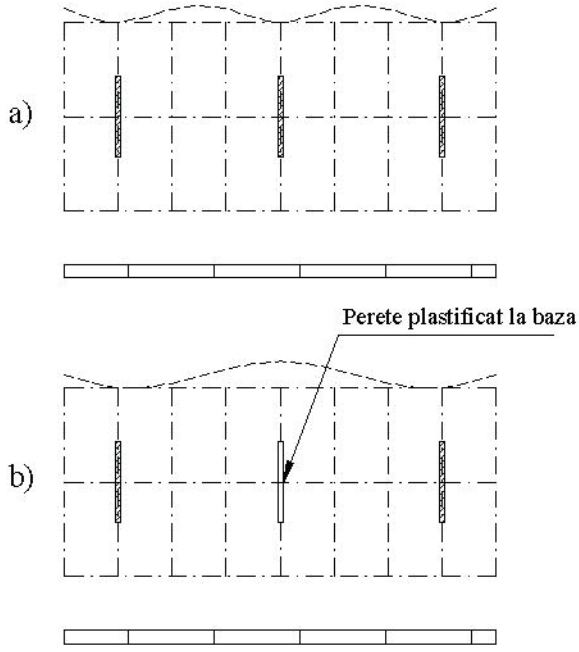


Fig. C.7.12

În cazul planşeelor cu pereţi situaţi la distanţe mari şi cu încărcări mari, se recomandă efectuarea unui calcul static neliniar (calcul "biografic") pentru a evidenţia efectele plastificării pereţilor asupra stării de eforturi din planşeu.

(iii) În cazul planşeelor cu goluri mari, pentru stabilirea stării de eforturi, acestea se pot modela ca grinzi cu zăbrele, cu diagonale înscrise între goluri. Procedeul reprezintă o adaptare a cunoscutei metode "strut and tie" (în traducere aproximativă "diagonale şi tiranţi"), care oferă rezolvări simple şi suficient de riguroase pentru practica proiectării pentru numeroase probleme în care metodele rezistenţei materialelor destinate elementelor de tip bară nu pot fi aplicate. În fig. C.7.13 se exemplifică modelarea unui planşeu cu goluri de dimensiuni mari pentru ambele sensuri de acţiune, în direcţie transversală, a forţelor orizontale.

(iv) Prin utilizarea unor valori sporite ale eforturilor se urmăreşte ca planşeele să lucreze în domeniul elastic [26].

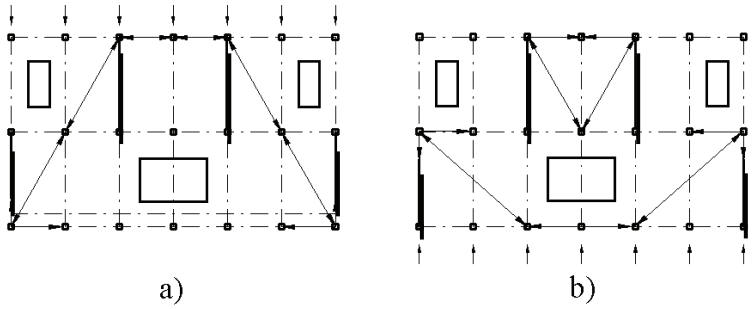


Fig. C.7.13

C.7.8.5 Pentru clarificarea prevederilor de la acest punct se discută un caz limită, acela din fig. C.7.14 în care se presupune că pereţii 1 şi 2 se întrerup la nivelul parterului, continuându-se la acest nivel prin stâlpi aliniaţi cu ceilalţi stâlpi ai structurii. În acest caz valorile F_1, F_2 din schema forţelor din figura C.7.14b reprezintă valorile forţelor tăietoare din pereţi, imediat deasupra planşeului, care împreună cu încărcările masice aferente planşeului peste parter îşi fac echilibru cu forţele tăietoare din stâlpii parterului. Rezultă că în această situaţie particulară, eforturile în planşeu sunt proporţionale cu încărcările masice însumate pe întreaga structura, spre deosebire de situaţia planşeelor curente în care se dezvoltă eforturi proporţionale cu forţele de inerţie aferente nivelului respectiv.

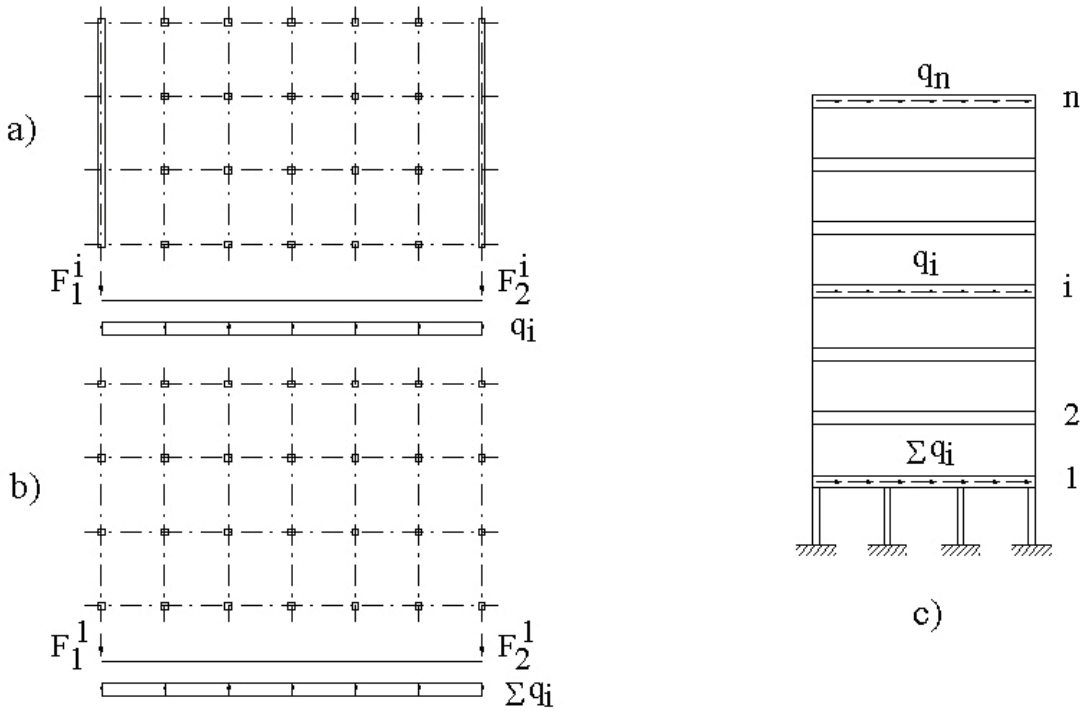


Fig. C.7.14

C.7.8.6 Mecanismele concrete de transmitere a încărcărilor masice la pereţi, pot diferi foarte mult de la o construcţie la alta. Identificarea lor necesită o analiză foarte atentă, experienţă şi simţ ingineresc. Din acest motiv, în nota ataşată acestui articol se dau câteva recomandări pentru stabilirea ponderii componentelor acestui mecanism.

În prezenta ediţie a codului s-au dat şi expresii pentru evaluarea diferitelor componente ale mecanismului de transmitere a forţelor aplicate la nivelul planşeului la pereţi. Expresia pentru calculul rezistenţei la lunecare la interfaţa perete-placă este similară cu cea dată în reglementarea tehnică privind proiectarea fundaţiilor de suprafaţă.

C.8. PREVEDERI CONSTRUCTIVE

C.8.1.1 Sporirea clasei de beton reprezintă principala cale de a reduce greutatea proprie a structurii, material care, la construcţiile înalte, intervine cu o pondere însemnată în greutatea totală a construcţiei.

În acelaşi timp ridicarea calităţii betonului poate asigura preluarea în condiţii corespunzătoare a eforturilor de compresiune şi de forfecare la pereţii la care condiţii funcţionale sau estetice nu permit dezvoltarea secţiunilor peste anumite dimensiuni.

C.8.1.2 Armătura din plasele sudate este realizată dintr-un oţel ecruisat, cu capacitate redusă de deformare postelastică (ductilitate).

Cu toate acestea, dacă oţelul ecruisat sub formă de plase şi carcase aduce avantaje, din punct de vedere al execuţiei, folosirea lui poate fi admisă pentru solicitări care nu implică deformaţii care depăşesc domeniul liniar elastic, de exemplu în *zona B* a pereţilor.

C.8.2.1 Dimensiunile minime indicate au în vedere reducerea sensibilităţii la acţiunea forţelor tăietoare şi la pierderea stabilităţii, precum şi asigurarea unor condiţii corespunzătoare de betonare.

C.8.2.3 Pentru comparaţie în Fig. C.8.1 se reproduc recomandările din [22] pentru dimensiunile minime ale bulbilor şi tălpilor.

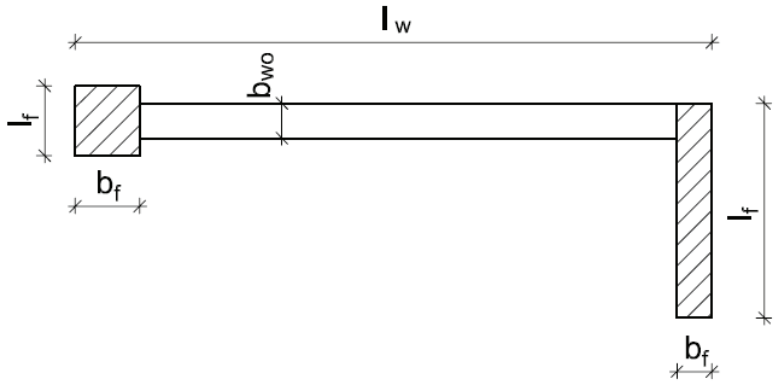


Fig. C.8.1

$$l_f \geq b_{wo} \qquad b_f \geq \frac{b_{cr} l_w}{10 l_f}$$

$$l_f \geq b_{cr} \qquad b_f \geq \frac{b_{cr}^2}{l_f}$$

$$l_f \geq \frac{h_s}{16} \qquad b_f \geq \frac{h_s}{16}$$

Condiţiile respective decurg din condiţia mai generală:

$$A_f \geq \begin{cases} b_{cr}^2 \\ \dfrac{b_{cr} l_w}{10} \end{cases} \qquad \text{(C.8.1)}$$

în care b_{cr} are semnificaţia unei grosimi critice faţă de fenomenul de pierdere a stabilităţii. Valoarea b_{cr} depinde de lungimea peretelui şi de cerinţa de ductilitate de curbură la baza diafragmei:

$$b_{cr} \cong 0{,}02 l_w \sqrt{\mu_\phi} \qquad \text{(C.8.2)}$$

Aceste prevederi nu sunt susţinute de o justificare satisfacătoare în lucrarea citată şi sunt relativ complicate. Din acest motiv în actuala redactare s-au preluat prevederile din precedenta ediţie, care nu au fost infirmate de aplicarea lor timp de mulţi ani.

C.8.2.4 Îngroşarea pereţilor sub formă de bulbi în aceste cazuri este necesară şi pentru realizarea unor condiţii structurale care să asigure funcţionarea nodului grindă-stâlp (zona de la extremitatea dinspre gol a peretelui).

C.8.2.5 Condiţia urmăreşte asigurarea grosimii necesare pentru înglobarea carcaselor de armătură. În ediţii mai vechi ale codurilor se mai impunea şi condiţia $\frac{l_{cl}}{h} \leq 1{,}2$. Prin această limitare se urmărea obţinerea eficienţei armăturii înclinate în preluarea forţei tăietoare. Se pierdea din vedere însă faptul că armarea înclinată asigură şi armarea la moment încovoietor, astfel încât în toate cazurile consumul de armătură în varianta de armare cu bare înclinate este inferior celui corespunzător armării cu bare orizontale şi verticale.



(a) (b)

Fig. C.8.2

Consideraţii geometrice simple arată că volumul armăturilor în variantă de armare cu bare înclinate (Fig. C.8.2a) este:

$$V_s(a) = \frac{V_{Ed}}{f_{yd}} \frac{l_{cl}^2 + h^2}{h^2} \qquad \text{(C.8.3)}$$

în timp ce în cazul armării cu carcase ortogonale volumul total al armăturilor orizontale şi verticale este dat de relaţia:

$$V_s(b) = \frac{V_{Ed}}{f_{yd}} \left[\frac{l_{cl}^2}{h} + l_{cl} \right] \qquad \text{(C.8.4)}$$

În calculele anterioare, s-au adoptat schemele simplificate din Fig. C.8.2, neglijând acoperirea cu beton a armăturilor şi considerând că rezistenţa armăturii longitudinale şi a celei transversale este aceeaşi, f_{yd}.

Se constată că pentru:

$h = l_{cl}$

$$V_s(a) = \frac{5}{6} V_s(b)$$, iar pentru

$h = 0{,}5\ l_{cl}$

$$V_s(a) = V_s(b)$$

Deşi superioritatea comportării grinzilor armate cu carcase diagonale este de mult constatată şi recunoscută, în ţara noastră folosirea acestui mod de armare este relativ restrânsă, datorită reticenţei constructorilor, pe motivul unei execuţii mai complicate. Se impune, cu evidenţă, depăşirea acestei stări de lucruri şi aplicarea pe scară largă a armării diagonale a grinzilor.

Sporirea severităţii condiţiei care permite adoptarea armării ortogonale a grinzilor (7.19) va contribui în mod direct la răspândirea sistemului de armare cu bare diagonale.

C.8.2.6 În zona dintre cele două goluri decalate pe verticală şi pe orizontală apar concentrări de eforturi. Pentru preluarea eforturilor principale dezvoltate după direcţii înclinate, se pot prevedea armături înclinate sau/şi îngroşarea, sub formă de bulbi, a zonei respective pe cele două niveluri (a se vedea Fig. 8.2).

C.8.3.2 Utilizarea plaselor şi a carcaselor sudate este recomandabilă pentru armarea pereţilor, ca urmare a avantajelor ce decurg în ceea ce priveşte reducerea manoperei pe şantier la montarea armăturilor şi posibilitatea menţinerii lor în poziţie corectă în timpul turnării betonului.

În cazul utilizării plaselor din oţel cu ductilitate joasă se vor avea în vedere condiţiile discutate la C.8.1.2.

C.8.3.4 Înnădirea armăturilor longitudinale în zonele plastice potenţiale trebuie evitată ori de câte ori este posibil, pentru că afectează negativ funcţia disipativă a acestor zone.

Înnădirea prin suprapunere este neindicată, pentru că perturbă în modul cel mai nefavorabil această funcţie. Astfel, dacă lungimile de suprapunere nu sunt prea mari, aderenţa betonului la armături poate fi distrusă progresiv în urma ciclurilor alternante de solicitare dincolo de pragul de curgere a armăturilor. Dacă lungimea de suprapunere este excesivă, armăturile nu mai ajung să curgă pe o zonă importantă a înnădirii şi, ca urmare, deformaţiile plastice se dezvoltă necontrolat şi pe zone mai puţin extinse.

Înnădirea prin sudură, cu eclise sau cu suprapunere deşi superioară, în principiu, înnădirii prin petrecere, prezintă, de asemenea, inconveniente importante, cum sunt: manopera excesivă, fragilizarea locală a armăturilor, concentrările de eforturi produse în beton, neintrarea în stare de curgere a armăturii pe lungimea îmbinării sudate şi afectarea negativă a condiţiilor de turnare. Din acest motiv, înnădirile prin sudură ale armăturilor suprapuse sunt interzise de **SR EN 1998-1**, prevedere preluată şi în prezentul Cod.

Atunci când condiţiile de execuţie nu permit mutarea înnădirilor în *zona B* a pereţilor, pot fi avute în vedere înnădiri cu bucle ale armăturilor verticale, de tipul celor folosite la îmbinarea panourilor mari prefabricate. De asemenea, se pot utiliza cu succes cuplaje

mecanice omologate prin încercări adecvate, dar care implică sporuri de materiale şi manoperă.

Prevederea privind eliminarea cârligelor la barele verticale are în vedere înlesnirea turnării şi compactării betonului în spaţiile relativ înguste ale cofrajelor pentru pereţii structurilor curente.

Prevederile privind lungimile de înnădire şi de ancorare ale armăturilor sunt cele ce rezultă, luându-se ca referinţă **SR EN 1992-1-1**, pentru cazul pereţilor structurali de tip curent. Ele sunt diferenţiate în funcţie de condiţiile de solicitare şi de condiţiile de aderenţă, fiind uşor sporite pentru a ţine seama de efectele acţiunii ciclice.

C.8.3.5 (d) În proiectele tehnice se constată frecvent detalii de bordare a golurilor de uşi şi ferestre, dar şi a golurilor din plăcile planşeelor, în care armăturile sunt prelungite dincolo de marginea golurilor numai cu lungimea de ancorare l_{bd}, a barelor, ceea ce reprezintă o soluţie incorectă şi descoperitoare.

Detaliul corect este cel din Fig. 8.5, care prevede lungimi suficiente ale armăturilor de bordare, în măsură să preia întreg efortul corespunzător barelor întrerupte.

C.8.4.2 Procentele de armare minimă din tabelul 8.1 sunt modificate în raport cu cele din variantele anterioare ale codului, în care procentele de armare minimă erau mai mari pentru armăturile orizontale de forţă tăietoare, în raport cu armăturile verticale de încovoiere. Raţiunea pentru alegerea acelor valori era că asigurarea la forţă tăietoare reprezintă condiţia de rezistenţă esenţială pentru pereţi, elemente cu secţiuni dezvoltate şi în consecinţă, cu capacitate mare de rezistenţă la încovoiere, chiar la procente de armare relativ reduse.

Aceste procente au fost considerate de inginerii proiectanţi ca fiind prea mici pentru a obţine o comportare specifică elementelor de beton armat supuse la compresiune, motiv pentru care procentele armării verticale s-au mărit cu cca. 30%. Este de remarcat totuşi că în normele americane de proiectare (de exemplu în ACI 318) şi în **SR EN 1998-1**, procentele de armare minimă a inimii pereţilor, pe verticală şi pe orizontală, sunt numai de 0,25 %.

O altă noutate a prevederilor de armare minime se referă la prelungirea armăturii orizontale a *zonei A*, pe încă un nivel sau două deasupra acesteia, după caz. Motivul este acela că regulile de dirijare a deformaţiilor plastice în zona critică convenţională de la baza pereţilor prevăzute în cod nu pot asigura în toate situaţiile limitarea deformaţiilor plastice strict în *zona A*, aşa cum este definită în prezentul Cod. În felul acesta măsura are un caracter acoperitor.

Deoarece, în ultimii ani, pe piaţa construcţiilor au apărut oţeluri de rezistenţă superioară, între care cel mai frecvent este BSt 500, în tabel s-au dat şi valori de procente minime de armare diferenţiate în funţie de calitatea oţelului (PC52 şi BSt 500). Întrucât, la aceeaşi secţiune de armătură, starea de fisurare este mai severă în cazul utilizării oţelului superior, este recomandabil ca în acest caz să se adopte o armare cu bare mai subţiri şi mai dese.

C.8.5.1 Zonele de la extremităţile pereţilor indicate în Fig. 8.7, 8.8, 8.9 se alcătuiesc ca stâlpi cu armături longitudinale şi transversale mai substanţiale decât cele prevăzute în restul pereţilor. În felul acesta, în zonele respective, se crează condiţii pentru o comportare mai stabilă la eforturile alternante întindere-compresiune, care au valori maxime la extremităţile secţiunii peretelui.

Din acest motiv, procentele minime de armare pentru armătura de la extremităţile pereţilor din tabelul 8.2 se referă la suprafaţa acestor zone şi nu, cum se procedează în cazul altor elemente structurale, la aria inimii peretelui.

Pentru a evidenţia calitatea (rezistenţa) armăturii şi a betonului în secţiunile minime de armare, în tabelul 8.2 se dau valori ale coeficienţilor mecanici de armare exprimate în procente. Acest parametru este mai semnificativ decât procentele geometrice de armare utilizate anterior.

Studii experimentale pe modele de pereţi structurali de beton armat au evidenţiat faptul că, dacă elementele de margine au armăturile verticale bine legate prin armături transversale suficiente, acestea pot prelua forţe tăietoare semnificative după eventuala rupere a panoului inimii, printr-un mecanism de tip stâlp scurt sau de dorn de beton armat.

O asemenea situaţie este de evitat prin dimensionarea corespunzătoare a armăturii inimii, dar este de reţinut posibilitatea obţinerii unei a doua linii de rezistenţă constituite de zonele de margine ale pereţilor.

Într-o lucrare apărută în urmă cu cca. 15 ani [23] se exprimă opinia că soluţiile de armare cu armături verticale distribuite uniform sunt superioare celor în care o parte a acestor armături este concentrată la capete. Avantajele ar consta în:

(i) o fisurare mai fină (fisuri mai numeroase şi mai puţin deschise) a zonelor întinse;

(ii) o zona comprimată mai extinsă, care permite o preluare mai sigură a forţei tăietoare în rostul de lucru;

(iii) în absenţa armăturilor verticale mai groase la extremităţile secţiunii, se pot diminua sau chiar elimină armăturile transversale suplimentare din aceste zone;

Cel puţin ultimul argument ar putea apărea discutabil. De altfel, chiar autorul lucrării recomandă, în finalul acesteia, aplicarea acestui sistem de armare în zone cu seismicitate mai puţin intensă, unde sunt de aşteptat cerinţe mai mici de ductilitate.

La punctul 8.5.1, prin relaţia (8.2), se introduce o nouă condiţie de armare minimă care urmăreşte să asigure pereţilor structurali o capacitate de rezistenţă superioară eforturilor care produc fisurarea zonelor întinse. Procentele foarte mici de armare practicate la armarea pereţilor structurali, în special anterior anului 1982, conduceau, în cazul pereţilor cu tălpi dezvoltate în zonele întinse, la comportare de elemente subarmate.

Pentru a ţine seama de existenţa rosturilor de turnare şi de posibilitatea redusă ca la nivelul acestora să se poată dezvolta în întregime rezistenţa la întindere (de fapt, de aderenţă) a betonului, în expresia (8.2) care furnizează valoarea momentului de fisurare s-a considerat pentru aceasta o valoare egală cu jumătate din rezistenţa de calcul la întindere.

C.8.5.2 În situaţiile în care nu este asigurată condiţia privind limitarea zonei comprimate, asigurarea ductilităţii de curbură se poate obţine prin sporirea deformaţiei limită a betonului comprimat $\varepsilon_{cu2,c} > \varepsilon_{cu2} =$ 3,5 ‰ (fig. C.8.3). Aceasta se poate realiza prin sporirea efectului de confinare exercitat de armături transversale sporite.

Paragraful 8.5.2 indică operaţiile prin care se efectuează verificarea cerinţelor de ductilitate locală şi modul de dimensionare a armăturii suplimentare de confinare.

Noua ediţie a codului de proiectare seismică **P 100-1** a modificat relaţiile de verificare a ductilităţii locale la baza pereţilor şi la extremităţile grinzilor de cuplare.

Numeroase teste experimentale efectuate au dovedit că cerinţele de rotire exprimate prin intermediul deplasărilor relative de nivel sunt, în foarte multe situaţii, foarte depărtate de cerinţele efective. De exemplu, la etajele superioare ale clădirii, nu exista nici o legătură între deplasările relative de nivel şi cerinţa de deformare plastică a peretelui, nulă în acest caz.

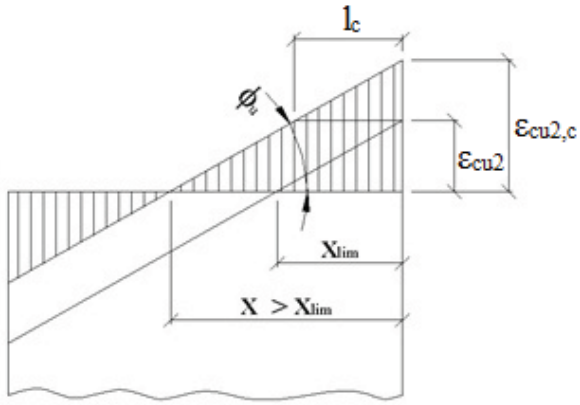


Fig. C.8.3

Din acest motiv, verificarea deformaţiilor se face în termenii rotirilor de bară (rotirile „corzilor"). Acest parametru este mult mai realist atât pentru pereţi, cât şi pentru grinzi.

În mod firesc, prezentul Cod a preluat această procedură de verificare.

Valorile capabile ale rotirilor de bară din tabelul 8.4 au fost stabilite prin prelucrarea datelor experimentale existente în literatură [12].

Modelul de beton confinat propus este cel din **SR EN 1992-1**, care are avantajul că evidenţiază corect creşterea deformaţiilor capabile ale betonului în funcţie de armătura transversală.

Având în vedere că modul concret de verificare a ductilităţii locale este exemplificat în anexa A, nu se mai dau aici alte detalii.

În mod logic, pe verticala clădirii, măsurile de confinare se prevăd numai în *zona A* (zona plastică potenţială). Pe orizontală, armăturile de confinare se dispun pe lungime l_c, măsurată de la fibra extremă comprimată, pe care este depăşită deformaţia specifică a betonului neconfinat ε_{cu2} (Fig. 8.12). Dacă se notează cu x_u înălţimea zonei comprimate în stadiul ultim, lungimea $l_c \approx x_u\,(1 - \varepsilon_{cu2} / \varepsilon_{cu2,c})$.

Distanţa minimă de $6d_{bL}$, pe verticală, între punctele de fixare, a fost stabilită în concordanţă cu rezultatele unor cercetări experimentale, care atestă că prin această măsură se poate evita flambajul plastic al armăturii longitudinale.

C.8.6.1 (b) Barele longitudinale intermediare au un rol important în limitarea deschiderii fisurilor în cazul grinzilor armate cu bare ortogonale. Fisurarea înclinată şi lunecarea armăturilor principale de încovoiere, cu atât mai importantă cu cât raportul h/l_{cl} este mai mare, duc la propagarea eforturilor de întindere în armături dincolo de punctul teoretic de anulare a momentelor din mijlocul grinzii şi la un efect de întindere de ansamblu a grinzilor. Armătura intermediară contribuie la conservarea integrităţii betonului din grinzile solicitate ciclic alternant.

C.8.6.2 Urmare mecanismului specific de comportare a grinzilor scurte armate cu carcase înclinate, principala problemă care se pune la alcătuirea armării acestor elemente este ancorarea corespunzătoare a armăturilor diagonale întinse.

Măsurile constructive indicate în fig.8.16 urmăresc asigurarea acestor condiţii.

Eficacitatea ancorării armăturilor înclinate sporeşte, dacă ele sunt închise sub formă de bucle.

C.9. PROBLEME SPECIFICE DE ALCĂTUIRE A STRUCTURILOR PREFABRICATE

C.9.1 Prevederile de la cap. 9 destinate detaliilor de alcătuire constructivă şi de armare a elementelor prefabricate şi a îmbinărilor dintre ele au un caracter minimal şi orientativ. În consecinţă diferitele detalii prezentate pe parcursul capitolului nu trebuie considerate ca limitative, ci exemplificative. Esenţial este ca soluţiile alese să satisfacă principiile de alcătuire prezentate la 9.1 şi 9.3.

C.9.2.1 Deşi, aparent, soluţia din Fig. 9.1.a este cea mai avantajoasă prin desfiinţarea rosturilor (îmbinărilor) verticale, pot apărea probleme legate de dificultăţile de transport (prin greutate), de fixare provizorie şi, mai ales, în ceea ce priveşte realizarea continuităţii armăturilor verticale prin sudură, operaţie foarte migăloasă şi care reclamă precizie de execuţie.

C.9.2.2 şi C.9.2.3 Prevederile acestor articole urmăresc preluarea eficientă a eforturilor de compresiune şi de forfecare, în condiţiile în care utilizarea prefabricatelor impune grosimi cât mai mici de elemente pentru reducerea greutăţii acestora.

C.9.2.4 Soluţia de izolare termică se va stabili pe baza unui calcul termotehnic, precum şi a unei analize tehnico-economice.

C.9.2.5 În situaţia în care panourile de planşeu interioare prezintă o prelungire în consolă pentru realizarea balconului se vor lua măsuri pentru obţinerea unei rezemări continue - prin matare de mortar cu conţinut mic de apă - şi pentru realizarea continuităţii armăturilor care leagă buiandrugii de parapeţi.

C.9.2.6 Funcţie de tehnologia de execuţie (de exemplu, în tipare orizontale sau în casete verticale), panourile de perete pot fi turnate în poziţie orizontală sau verticală. Alcătuirea panourilor şi armarea acestora va ţine seama de specificul legat de poziţia de turnare şi de particularităţile de realizare a cofrajelor prin prevederea tuturor dispozitivelor necesare operaţiilor de decofrare, ridicare (basculare), transport, depozitare, montaj provizoriu şi îmbinare structurală. Armarea panourilor trebuie să preia şi eventualele eforturi suplimentare în raport cu situaţia de exploatare care pot apărea în aceste etape şi să împiedice deschiderea, peste limitele admise, a fisurilor produse de tratamentul termic sau datorate intervalului mai scurt de decofrare.

C.9.3.1 În raport cu îmbinările de tip uscat prin elemente metalice, care implică prevederea de plăci şi profile înglobate, ancorate prin praznuri, îmbinările umede prezintă importante avantaje, ca:

- posibilitatea transmiterii continue a eforturilor de compresiune şi de lunecare;
- limitarea sau chiar eliminarea eforturilor de întindere transversală rezultate din devierea eforturilor, practic totdeauna prezente în cazul îmbinărilor prin piese metalice;
- simplitatea execuţiei, inclusiv ca urmare a posibilităţii de admitere a unor toleranţe specifice sensibil mai mari;
- consumuri reduse de oţel.

Pe această bază, îmbinările umede cu beton armat sunt, practic, totdeauna preferabile.

C.9.3.3 (a) Pentru structurile cu pereţi structurali proiectate în conformitate cu reglementările tehnice în vigoare, în primul rând **P 100-1**, este esenţială posibilitatea mobilizării capacităţii de deformare postelastică asociată solicitării la încovoiere. În consecinţă, structurile prefabricate nu trebuie să se rupă prematur în îmbinări.

De exemplu, în cazul îmbinărilor verticale cu dinţi şi armături transversale, o concepţie de proiectare corectă trebuie să aibă în vedere dezvoltarea unei forţe de lunecare maxime în îmbinare, sensibil mai mici decât valoarea lunecării capabile în regim de solicitare monoton crescătoare (Fig. C.9.1).

Aceasta deoarece solicitarea în apropierea forţei maxime este asociată cu ruperea dinţilor, preluarea lunecărilor în rost fiind asigurată după aceasta numai prin efectul de coasere al armăturilor transversale prin intermediul unui beton degradat. În acest caz intervine o degradare dramatică a rezistenţei îmbinării care afectează capacitatea de rezistenţă, de absorbţie şi de disipare de energie a pereţilor structurali la forţe orizontale şi, implicit, siguranţa de ansamblu.

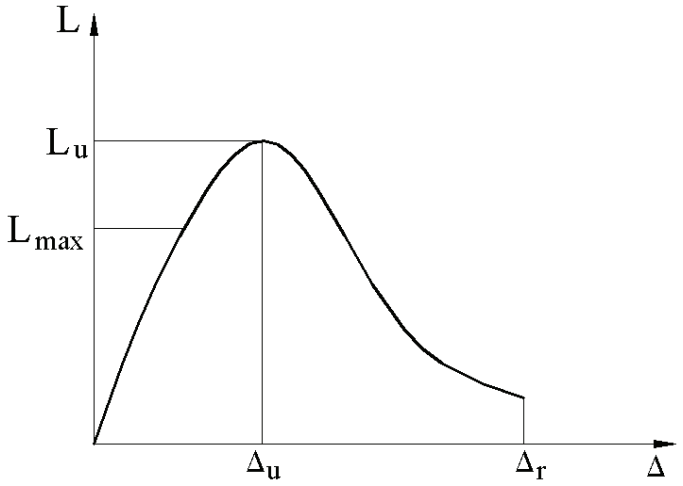


Fig. C.9.1

Pe de altă parte, consolidarea îmbinărilor verticale este foarte dificilă. Dinţii avariaţi nu se pot reface, fiind necesare introducerea unor elemente structurale noi în locul acestora.

C.9.3.3 (d) Preluarea lunecării se realizează printr-un mecanism de tip grindă cu zăbrele, în care efortul din armătura care traversează rostul echilibrează componenta orizontală a efortului de compresiune din diagonala comprimată formată între pragurile dinţilor (Fig. C.7.10), sau printr-un mecanism echivalent de frecare (vezi **P 100-1**). Primul mecanism este activ în îmbinările verticale cu dinţi, iar cel de-al doilea în îmbinările orizontale de la nivelul planşeelor, şi în îmbinările verticale, doar după ruperea dinţilor.

C.9.3.3 (f) Asigurarea turnării unui beton compact şi rezistent, care să umple spaţiile dintre dinţi, este vitală pentru rezistenţa îmbinării verticale, având în vedere mecanismul de rezistenţă al acesteia.

Construcţiile în panouri mari nu au beneficiat, din păcate, în marea majoritate, de o execuţie satisfăcătoare a îmbinărilor prezentate în ediţiile anterioare ale codului, ca urmare şi a faptului că spaţiile de betonare prevăzute în proiect erau cu totul insuficiente faţă de tehnologiile de turnare a betonului pe şantier. Adoptarea unor soluţii de îmbinări verticale, la care panorile de pereţi sunt, practic, în contact în îmbinare (de tip "închis"), pe lângă alte inconveniente, nu permite o bună turnare şi vibrare a betonului, precum şi controlul calităţii acestuia.

Prevederile de la 9.3.3(b), de la 9.3.4, ca şi o parte a prevederilor de la 9.3.5 şi 9.3.6 au în vedere tocmai eliminarea unui astfel de risc.

C.9.3.5 Profilul optim al dinţilor şi dimensiunile acestora depind şi de distanţa dintre marginile panourilor de perete, dispuse faţă în faţă în îmbinare, în vederea realizării unui

unghi favorabil al diagonalelor comprimate. Pe măsură ce înclinarea diagonalei creşte, scade efortul de compresiune în beton şi sporeşte efortul din armătura orizontală din rost, şi invers.

La rândul ei distanţa dintre feţele panourilor este dictată de grosimea panourilor şi de spaţiul necesar unei bune betonări şi vibrări. Din acest motiv profilul marginii panourilor trebuie să rezulte dintr-o analiză de optimizare pe baza considerentelor menţionate.

Prevederile de la 9.3.5 privind lungimea totală a dinţilor are în vedere faptul că, la rezistenţe egale (clase de beton identice), rezistenţa dinţilor panoului prefabricat şi a celor din monolitizări trebuie să fie egală.

Limitarea inferioară a numărului de dinţi pe înălţimea unui nivel urmăreşte trasmiterea, cât mai uniformă, a eforturilor în lungul îmbinării.

Prevederea privind poziţionarea buclelor orizontale în intervalul dintre dinţi urmăreşte conservarea integrităţii dinţilor, vitală pentru asigurarea capacităţii de rezistenţă la lunecare. Experienţa de care se dispune arată că în condiţiile plasării acestor armături în dreptul dinţilor, la decofrarea panourilor, betonul dinţilor apare afectat pe zone relativ importante.

C.9.3.6 Prevederile din P 85 - 1996 impuneau, pentru prima oară în reglementările tehnice din ţara noastră, eliminarea rezemării directe a panourilor de placă pe pereţi, prin intermediul dinţilor. Această soluţie, practic generalizată înainte de anii ’90 duce la întreruperea, pe zone relativ mari, a continuităţii pereţilor, ca urmare a execuţiei imperfecte şi a imposibilităţii, din punct de vedere practic, a prevederii unui mortar de poză, turnat sau matat ulterior montării. De asemenea, secţiunile centurilor rezultă în acest caz cu gâtuiri în anumite zone, în care nu există spaţiul necesar dispunerii barelor longitudinale şi înglobării lor în beton.

C.10. INFRASTRUCTURI

C.10.1 Prin infrastructură nu trebuie înţeleasă, în mod automat, partea de structură situată sub planşeul de subsol.

În funcţie de situaţie, dezvoltarea deformaţiilor plastice se poate dirija într-unul din nivelurile situate deasupra primului nivel suprateran. În acest caz, ansamblul elementelor structurale pe mai multe niveluri, situate sub zona plastică, poate fi considerat în totalitate ca infrastructura construcţiei.

C.10.2 (b) Încărcarea alternantă a piloţilor poate duce la degradarea, în mare măsură, a capacităţii de a prelua eforturi tangenţiale la interfaţă pilot-teren, motiv care justifică prevederea din Cod.

Secţiunea de armătura longitudinală din piloţi va fi stabilită din condiţia de a elimina apariţia deformaţiilor plastice în aceste armături datorită solicitării de întindere, condiţie esenţială pentru concentrarea deformaţiilor plastice la baza peretelui.

C.10.2 (c) şi (e) Soluţia (c) prezintă avantajul reducerii presiunilor pe teren prin preluarea unei fracţiuni substanţiale din momentul de răsturnare prin solicitarea elementului de legătura dintre pereţi. Având în vedere solicitările deosebit de importante la forţe tăietoare din aceste elemente, se poate avea în vedere şi soluţia de armare cu carcase din bare diagonale.

Soluţia unor fundaţii comune se poate extinde şi la structurile de tip dual, la care forţele gravitaţionale aduse de stâlpi contribuie la o uniformizare a presiunilor pe teren şi la reducerea tendinţei de rotire a bazei pereţilor structurali la acţiuni orizontale (Fig. C.3.5d).

Soluţia (e) este în esenţă similară, beneficiind însă de efecte favorabile suplimentare. Astfel, practic întreaga încărcare verticală a clădirii contribuie la stabilitatea structurii iar comportarea infrastructurii este bidirecţională.

Soluţia prezintă avantaje însemnate când pereţii structurali sunt plasaţi la marginea clădirii, caz în care pereţii de subsol se pot realiza fără goluri (sau cu goluri mici) pe toată lungimea clădirii.

Dispunerea pereţilor structurali pe conturul clădirii prezintă şi avantajul unei eficienţe sporite în preluarea torsiunii de ansamblu dar şi inconvenientul unei „testări" inferioare în raport cu plasarea pereţilor în interiorul clădirii.

C.10.2 (d) Cea mai mare parte a momentului de plastificare la baza pereţilor, în soluţiile de infrastructură de la 10.2.d, se poate transfera la pereţii perimetrali prin cuplul de forţe dezvoltate la nivelul planşeului peste subsol şi la nivelul fundaţiei. Planşeul trebuie dimensionat la eforturile ce îi revin din această schemă de comportare.

În aceste condiţii, fundaţia proprie a peretelui va transmite, în principal, încărcarea verticală aferentă.

Gradul de încastrare al bazei peretelui este dificil de evaluat neputându-se preciza, cu exactitate, rotirea peretelui pe teren. Din acest motiv este indicat să se facă mai multe ipoteze cu caracter acoperitor privind distribuţia momentelor în perete, pe înălţimea subsolului (Fig. 10.6).

Descărcarea de momente a peretelui pe înălţimea infrastructurii este însoţită de forţe tăietoare foarte importante. Preluarea acestora reprezintă o componentă de bază a proiectării pereţilor (vezi 10.3.2).

C.10.2 (f) În cazul acestui tip de infrastructură se beneficiază de efectul de lestare realizat prin încărcarea stâlpilor de la nodurile reţelei de grinzi (ca în cazul tipului c) de infrastructură), de transferul de eforturi sub nivelul planşeului peste subsol la pereţii suplimentari din subsol prin efectul de "menghină", ca în soluţiile de tip d) şi, în plus, de rigiditatea şi de rezistenţa la torsiune a ansamblului infrastructurii.

C.10.2 (g) Soluţia indicată la 10.2(g) (Fig. 10.8) referitoare la fundaţiile pe care pereţii structurali se pot roti liber este indicată în situaţiile în care pereţii structurali au secţiuni ample şi forţe verticale de compresiune importante, astfel încât pentru preluarea forţelor seismice de calcul nu sunt necesare armături de întindere. În aceste cazuri nu apare necesitatea ancorării armăturilor verticale din pereţi în elementele infrastructurii la nivelul eforturilor de curgere, iar soluţia ce implică posibilitatea rotirii libere pe fundaţie prezintă avantajul unei transmiteri simple şi clare a încărcărilor la teren

Suprafaţa de rezemare a fundaţiilor trebuie să asigure ca terenul de fundaţie să nu cedeze înainte de atingerea capacităţii de rezistenţă a peretelui.

O preocupare specială trebuie să fie constituită de proiectarea blocului de beton de sub perete (a cuzinetului de sub acesta), care poate fi supus la eforturi mari sub acţiunea presiunilor pe rostul dintre cele două elemente. Preluarea acestor eforturi poate face necesară luarea de măsuri, precum legarea fundaţiilor prin grinzi transversale, armarea longitudinală a blocului sau legarea acestuia de cuzinetul de la baza peretelui, printr-o armare adecvată.

C.10.3.2 Valoarea factorului de suprarezistenţă, 1,5, adoptată şi în **SR EN 1998-1**, poate apărea insuficientă pentru anumte situaţii.

Unul dintre motivele pentru acceptarea acestei valori este acela că în modelele de calcul sunt ignorate o serie de componente ale mecanismului de rezistenţă, cum sunt, de exemplu, frecarea dintre pereţii exteriori ai subsolului şi teren, sau împingerea pasivă a terenului.

Pe de altă parte, plastificarea ocazională a câtorva elemente, puţine la număr, ale infrastructurii, cu incursiuni limitate în domeniul postelastic de deformaţie, nu este periculoasă având în vedere faptul că măsurile constructive curente conferă elementelor infrastructurii ductilitatea necesară în asemenea cazuri. Important este să se evite ruperea la forţa tăietoare a grinzilor infrastructurii. În acest scop, valoarea forţei tăietoare de proiectare trebuie să fie stabilită pe baza conceptului proiectării la capacitate.

C.10.3.3 Trebuie observat că în pereţii continuaţi în infrastructură, forţa tăietoare sub planşeul peste subsol este de regulă mult mai mare decât în secţiunile de deasupra acestuia şi poate fi preluată cu dificultate.

Pentru fiecare perete prelungit în subsol trebuie verificat dacă condiţiile concrete de alcătuire ale planşeului asigură transferul încărcărilor la pereţii dominanţi ai infrastructurii.

Cu caracter exemplificativ, în Fig. C.10.1 se prezintă situaţia deosebită care poate apărea la un perete structural pe înălţimea subsolului şi măsurile care se impun.

Peretele considerat, situat la marginea clădirii, nu are contact lateral cu planşeul peste subsol. Descărcarea necesară de moment pe înălţimea subsolului, prin aşa numitul mecanism de menghină, impune fixarea peretelui la nivelul acestui planşeu. În acest scop reacţiunea de fixare reclamă prevederea unor armături de suspendare suficiente în centura peretelui cu un ancoraj suficient de lung pentru transmiterea acesteia la planşeu. Armăturile necesare trebuie să preia prin întindere suma forţelor tăietoare din perete, de deasupra şi dedesubtul planşeului.

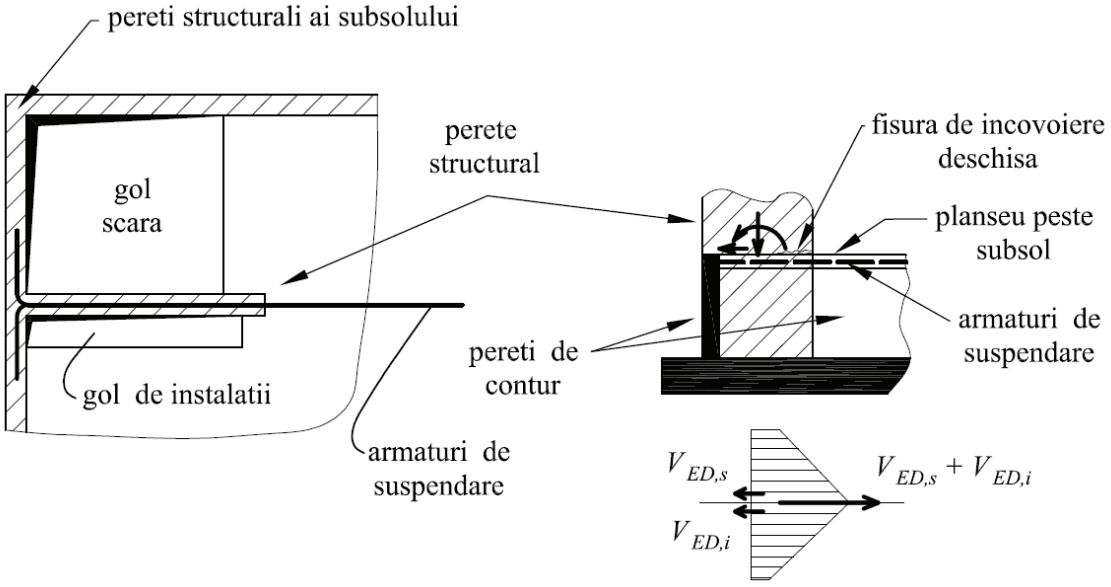


Fig. C.10.1

BIBLIOGRAFIE

1. Agent, R., Postelnicu, T., "Calculul structurilor cu diafragme din beton armat", vol.1, 1982; vol.2, 1983.
2. Agent, R., Postelnicu, T., "Îndrumător pentru calculul şi alcătuirea elementelor din beton armat", 1992.
3. Barda, F., Hanson, J.M. and Corley G., "Shear strength of low-rise walls with boundary elements", *Reinforced Concrete Structures in Seismic Zones*, ACI Publication SP-63, ACI 1977.
4. Bertero, V.V., "State of the art practice in seismic resistant design of rc concrete frame-wall structural systems", *Proceedings of the 8th WCEE*, San Francisco, 1984, vol.V.
5. Bentz, E.C., Vecchio, F.J. and Collins, M.P., "Simplified modified compression field theory for calculating shear strength of reinforced concrete elements", *ACI Structural Journal*, V. 103, No. 4, July-August 2006, pp.614-624.
6. Biskinis, D.E.,Roupakas, G.K. and Fardis, M.M., (2004) „Degradation of shear strength of RC members with inelastic cyclic displacements", *ACI Structural Journal 101, No.6*
7. Collins, M.P., Mitchell, D., Adebar, P. and Vecchio, F.J., "A general shear design method", *ACI Structural Journal*, V. 93, No. 1, Jan.-Feb. 1996, pp. 36-45.
8. Corley, W.G., Fiorato, A.E. and Oesterle, R.G., "Structural walls", *ACI Publication SP-72*, ACI, 1989.
9. Damian, I., „Particularităţi ale modelării neliniare a pereţilor structurali", *AICPS nr. 1/2011*
10. Degaz, A. and Weight, R.C., "Structural walls with staggered door openings", *Journal of Structural Engineering ASCE,* May 1991.
11. Eibl, J. and Keintzel, E., "Seismic shear forces in rc cantilever shear walls", *Proceedings of the 9th Conference on Earthquake Engineering,* Tokio-Kyoto, 1998.
12. Englekirk, R. E., "Seismic design of reinforced and precast concrete buildings", John Wiley & Sons, New Jersey, 2003
13. Goodsir, W.J., „The design of coupled frame-wall structures for seismic actions", *Research Report 85-8, Department of Civil Engineering, University on Canterbury,* 1985.
14. Gulec, C.K., Whittaker, A.S. and Stojadinovic, B., "Shear strength of squat rectangular reinforced concrete walls", *ACI Structural Journal*, V. 105, No. 4, July-Aug. 2008, pp. 488-497.
15. Massone, L.M., Orakcal, K. and Wallace, J.W., "Shear-flexure interaction for structural walls", *ACI Structural Journal*, SP236, No. 07, May 2006, pp. 127-150.
16. Massone, L.M., Orakcal, K. and Wallace, J.W., "Analytical modeling of reinforced concrete walls for predicting flexural and coupled shear-flexural responses", *PEER*, No. 7, October 2006.
17. Morariu, E. şi Postelnicu, T., „Sinteza critică a prevederilor codurilor de proiectare pentru dimensionarea pereţilor de beton armat", *AICPS nr. 1/2011*
18. Morgan, B., Hiraishi, H. and Corley, W.G., "Medium scale wall assemblies: comparison of analysis and test results", *Earthquake Effects on RC Structures, US Japan Research, ACI Publications SP-84, ACI* 1995.
19. Orakcal, K., Wallace, J.W. and Conte, J.P., "Nonlinear modeling and analysis of reinforced concrete structural walls", *ACI Structural Journal*, V. 101, No. 3, May-June 2004, pp. 688-698.
20. Park, R. and Paulay, T., „Reinforced concrete structures", 1975.

21. Paulay, T., "Coupling beams of reinforced concrete shear walls", *Journal of the Structural Division, ASCE*, March 1979.
22. Paulay, T., "Simulated seismic loading of spandrel beams", *Journal of the Structural Division, ASCE*, September, 1971.
23. Paulay, T., "The ductility of renforced concrete shear walls for seismic areas", *Reinforced Concrete Structures in Seismic Zones, ACI Publication* SP-53, ACI, 1977.
24. Paulay, T., "A seismic design strategy for hybrid structures", *Proceedings of the 5th Canadian Conference on Earthquake Engineering*, 1987.
25. Paulay, T., Priestley, M.J.N., "Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings", 1992.
26. Paulay, T., "Special issues in seismic design", *Structural Engineering International,* August 1995.
27. Postelnicu, T., Pavel, C., "Precizări privind schematizarea pentru calcul a structurilor cu diafragme de beton armat pentru clădiri multietajate", *Construcţii nr.9-10*/1988.
28. Rutenberg, A. and Leibovich, E., "On the lateral force distribution among structural walls in multistorey buildings*", Bulletin of NZSEE*, Vol. 35, No.4, December 2002.
29. Synge, A.J., "Ductility of squat shear walls", *Research Report, Department of Civil Engineering, University of Canterbury Christchurch*, 1980.
30. Thomsen IV, J.H. and Wallace, J.W., "Experimental verification of displacement-based design procedures for slender reinforced concrete structural walls", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, V. 130, No. 4, 2004, pp. 618-630.
31. Tsoukantas, S., Lewicki, B., „Behaviour of joints in precast walls", General Report 4, *ECEE Paris, 1996*
32. Ţiţaru, E., Căpăţână, D., "Aspecte ale efectelor de interacţiune la structurile de beton armat alcătuite din cadre şi pereţi structurali", *Construcţii 4-5*/1985.
33. Vlaicu, Gh., "Contribuţii la perfecţionarea metodelor de proiectare antiseismică a structurilor mixte cu diafragme prefabricate şi cadre din beton armat", Teză de doctorat, U.T.C.B., Bucureşti, 1999.
34. Wallace, J.W., "Modeling issues for tall reinforced concrete core wall buildings", *The structural design of tall and special buildings*, Vol. 16, No. 5, December 2007, pp. 615-632.
35. Fardis, M.N., Carvalho, E., Elnashai, A., Faccioli, E., Pinto, P. and Plumier, A., Designers' Guide to EN 1998-1: Design of structures for earthquake resistance, 2005
36. P 100-1 (2013) Cod de proiectare seismică – Partea 1: Prevederi de proiectare pentru clădiri
37. CR 2-1-1.1 (2005) Cod de proiectare a construcţiilor cu pereţi structurali de beton armat
38. P 85 – 1975/198219/96 Instrucţiuni tehnice pentru proiectarea construcţiilor cu structura din diafragme de beton armat
39. P 101 - 78 Instrucţiuni tehnice pentru proiectarea clădirilor de locuit cu structura din panouri mari
40. UBC (1997) Structural engineering design provisions
41. IBC (2006) International Building Code
42. BSLJ (2009) Building Standard Law of Japan
43. SEAOC Blue Book (1999) Recommended lateral force requirements and Commentary
44. SEAOC Seismic Design Manual Vol. III (2000) Building design examples: steel, concrete and cladding
45. ACI Committee 318 (1999) "Building code requirements for structural concrete (ACI 318-02) and Commentary (318R-02)"

46. CEB/FIB Model Code (1990) Seismic design of concrete structures
47. NZS 1170.0 (2002) Structural design actions – Part 0: General principles
48. NZS 1170.5 (2004) Structural design actions – Part 5: Eartquake actions – New Zealand
49. NZS 3101 (2006) Concrete structures standard – Part 1: The design of concrete structures
50. SR EN 1992-1-1 (2006) Eurocod 2: Proiectarea structurilor de beton. Partea 1.1: Reguli generale şi reguli pentru clădiri
51. SR EN 1992-1-1/NB (2008) Eurocod 2: Proiectarea structurilor de beton. Partea 1.1: Reguli generale şi reguli pentru clădiri. Anexa naţională
52. SR EN 1998-1 (2006) Eurocod 8: Proiectarea structurilor pentru rezistenţa la cutremur. Partea 1: Reguli generale, acţiuni seismice şi reguli pentru clădiri.
53. SR EN 1998-1/NA (2008) Eurocod 8: Proiectarea structurilor pentru rezistenţa la cutremur. Partea 1: Reguli generale, acţiuni seismice şi reguli pentru clădiri. Anexa natională.