

**COD DE PROIECTARE SEISMICĂ – PARTEA I**  
**Prevederi de proiectare pentru clădiri, indicativ P 100-1/2006**

## **1. GENERALITĂȚI**

### **1.1. Domeniu de aplicare**

- 1.1.1 Codul P100 se aplică la proiectarea clădirilor și a altor construcții de inginerie civilă în zone seismice. Codul P100 corespunde Eurocodului 8 (SR EN 1998-1:2004) din seria de coduri europene de proiectare structurală, în curs de elaborare. P100 reprezintă o versiune a prescripțiilor de proiectare seismică românești, care pregătește, printr-un efort paralel cu elaborarea celorlalte coduri structurale, realizarea unei ediții complet integrată în sistemul prescripțiilor de proiectare europene, odată cu intrarea acestora în vigoare.
- 1.1.2 Aplicarea prevederilor codului P100-1 urmărește, ca în cazul unor evenimente seismice, să asigure performanțe suficient de înalte ale construcțiilor pentru:
- evitarea pierderilor de vieți omenești sau a rănirii oamenilor;
  - menținerea, fără întrerupere, a activităților și a serviciilor esențiale pentru desfășurarea continuă a vieții sociale și economice, în timpul cutremurului și după cutremur;
  - evitarea producerii de explozii sau a degajării unor substanțe periculoase;
  - limitarea pagubelor materiale.
- 1.1.3 Construcțiile cu risc înalt pentru populație, cum sunt centralele nucleare, nu intră în domeniul de aplicare al lui P100-1.
- 1.1.4 P100 cuprinde numai acele prevederi suplimentare, care împreună cu prevederile codurilor destinate proiectării la alte acțiuni a structurilor din diferite materiale (de exemplu, de beton armat, din oțel, din zidărie, din lemn etc.) trebuie respectate în vederea protecției seismice a construcțiilor.
- 1.1.5 P100 – 1 : 2006 este partea de cod care se referă la proiectarea seismică a clădirilor și a altor construcții asimilabile (exemplu, tribune, estacade etc.). Este împărțit în 11 capitole și este completat de 7 anexe, după cum urmează:
- Capitolul (1) cuprinde generalități
  - Capitolul (2) cuprinde cerințele de performanță esențiale și criteriile pentru controlul îndeplinirii acestora la clădiri din zone seismice.
  - Capitolul (3) prezintă metodele de reprezentare ale acțiunii seismice și pentru combinarea lor cu alte acțiuni.
  - Capitolul (4) cuprinde reguli generale de alcătuire pentru clădiri, precum și modelele și metodele pentru calculul structural al clădirilor.
  - Capitolul (5) cuprinde reguli specifice pentru structuri de beton armat

- Capitolul (6) cuprinde reguli specifice pentru structuri din oțel
- Capitolul (7) cuprinde reguli specifice pentru structuri compozite oțel – beton
- Capitolul (8) cuprinde reguli specifice pentru structuri din zidărie
- Capitolul (9) cuprinde reguli specifice pentru structuri din lemn
- Capitolul(10) cuprinde cerințele de bază și regulile de proiectare a elementelor nestructurale și echipamentele adăpostite în clădiri
- Capitolul (11) cuprinde concepte și reguli pentru izolarea seismică a bazei structurilor.

Anexele au următorul conținut:

- Anexa A – Acțiunea seismică. Definiții și prevederi suplimentare.
- Anexa B – Metode simplificate de determinare a perioadelor și formelor proprii de vibrație
- Anexa C – Calculul modal cu considerarea comportării spațiale a structurii
- Anexa D – Procedeu de calcul static neliniar (biografic) al structurilor
- Anexa E – Procedee de verificare a deplasării laterale a structurilor
- Anexa F – Aspecte specifice ale alcătuirii elementelor din oțel
- Anexa G – Proiectarea plăcii grinzilor la rezemarea pe stâlpii cadrelor compozite

În această secțiune se dau definiții pentru noțiunile de bază utilizate în cuprinsul întregului cod.

Aceste definiții se completează, atunci când este cazul, prin explicațiile termenilor specifici fiecărui capitol date la începutul fiecăruia dintre acestea.

Termenii de utilizare generală se definesc astfel:

- **Factor de comportare:** Factor utilizat pentru a reduce forțele corespunzătoare răspunsului elastic ținând cont de răspunsul neliniar al structurii. Depinde de natura materialului structural, tipul de sistem structural și concepția de proiectare.
- **Metoda ierarhizării capacităților de rezistență:** Metodă de proiectare în care unele componente ale sistemului structural sunt proiectate și detaliate astfel pentru a permite disiparea energiei seismice prin deformații inelastice, în timp ce toate celelalte elemente structurale sunt proiectate să aibă suficientă capacitate de rezistență pentru a nu depăși limitele comportării elastice și a permite dezvoltarea mecanismului de disipare de energie ales.
- **Zonă disipativă (zonă critică sau zonă potențial plastică):** Parte a unei structuri, unde se așteaptă să se dezvolte deformații inelastice, înzestrată cu o capacitate ridicată de disipare a energiei.
- **Structură cu răspuns inelastic (disipativă):** Structura sau parte a unei structuri, la care se așteaptă să se dezvolte deformații inelastice, înzestrată cu o capacitate ridicată de disipare a energiei.



- **Factor de importanță și de expunere la cutremur:** Factor evaluat pe baza consecințelor cedării structurale
- **Structură cu răspuns elastic (nedisipativă):** Structură proiectată să reziste la acțiuni seismice fără considerarea comportării inelastice (neliniare).
- **Elemente nestructurale:** Elemente, componente și sisteme care nu sunt luate în considerare la proiectare seismică fie datorita lipsei de rezistență, fie datorită modului de conectare la structură.
- **Elemente principale pentru preluarea forței seismice:** Elemente componente ale sistemului structural supus la acțiuni seismice care sunt considerate în calculul structural și sunt proiectate și detaliate în concordanță cu normele de proiectare seismică.
- **Elemente secundare:** Elemente care nu intră în componența sistemului structural de rezistență la acțiuni seismice și nu sunt proiectate și detaliate conform normelor de proiectare antiseismică, dar care trebuie astfel alcătuite încât să permită transmiterea încărcărilor gravitaționale, atunci când structura este supusă la deplasările laterale impuse de cutremur.

## 1.2. Unități de măsură

(1) Se utilizează unitățile din Sistemul Internațional (SR ISO 1000:1995).

(2) Pentru calcule sunt recomandate următoarele unități

- Eforturi și încărcări: kN, kN/m, kN/m<sup>2</sup>
- Masa: kg, t
- Masa specifică (densitate) : kg/m<sup>3</sup>, t/m<sup>3</sup>
- Greutate specifică: kN/m<sup>3</sup>
- Eforturi unitare și rezistențe: N/mm<sup>2</sup> (MPa), kN/m<sup>2</sup> (kPa)
- Momente (încovoietoare, de torsiune, etc.): kNm
- Accelerații: m/s<sup>2</sup>
- Accelerația terenului: g (9.81 m/s<sup>2</sup>)

## 1.3. Simboluri

Simbolurile utilizate sunt cele date în Eurocode 8 (SR EN 1998 – 1:2004)

### 1.3.1. Simboluri folosite în capitolele 2 și 3 și anexa A

$a_g$	acelerația terenului pentru proiectare (pentru componenta orizontală a mișcării terenului)
$a_{vg}$	acelerația terenului pentru proiectare (pentru componenta verticală a mișcării terenului)

$IMR$	intervalul mediu de recurență de referință al acțiunii seismice
$g$	acceleerația gravitațională
$T_B, T_C, T_D$	perioadele de control (colț) ale spectrului de răspuns elastic pentru componentele orizontale ale accelerației terenului
$\beta(T)$	spectru normalizat de răspuns elastic pentru componentele orizontale ale accelerației terenului
$\beta_0$	factorul de amplificare dinamică maximă a accelerației orizontale
$T$	perioada de vibrație a unui sistem cu un grad de libertate dinamică și cu răspuns elastic
$S_e(T)$	spectrul de răspuns elastic de accelerații pentru componentele orizontale ale accelerației terenului
$S_{De}(T)$	spectrul de răspuns elastic pentru deplasări
$\beta_v(T)$	spectru normalizat de răspuns elastic pentru componenta verticală a accelerației terenului
$T_{Bv}, T_{Cv}, T_{Dv}$	perioadele de control (colț) ale spectrului de răspuns elastic pentru componenta verticală a accelerației terenului
$\beta_{0v}$	factorul de amplificare dinamică maximă a accelerației verticale
$S_{Ve}(T)$	spectrul de răspuns elastic de accelerații pentru componenta verticală a accelerației terenului
$T_p$	perioada predominantă de vibrație a terenului în amplasament
$M$	magnitudinea Gutenberg-Richter
$M_w$	magnitudinea moment
$S_d(T)$	spectrul de proiectare pentru accelerații
$q$	factor de comportare
$\gamma_I$	factor de importanță și de expunere la cutremur
$EPA$	acceleerația efectivă de vârf a mișcării terenului
$EPV$	viteza efectivă de vârf a mișcării terenului
$EPD$	deplasarea efectivă de vârf a mișcării terenului
$SA$	spectrul de răspuns pentru accelerații absolute
$SV$	spectrul de răspuns pentru viteze relative
$SD$	spectrul de răspuns pentru deplasări relative
$V_S$	viteza undelor de forfecare
$V_P$	viteza undelor de compresie
$\bar{V}_S$	viteza medie a undelor de forfecare ponderată cu grosimea straturilor profilului
$h_i$	grosimea stratului de teren $i$
$V_{Si}$	viteza undelor de forfecare pentru stratul de teren $i$

$T_g$	perioada de vibrație a pachetului de strate de teren
$h$	grosimea totală a pachetului de strate de teren din amplasament

### 1.3.2. Simboluri folosite în capitolul 4

$e_{0x}, e_{0y}$	distanța între centrul de rigiditate și centrul maselor măsurată în direcțiile de calcul selectate
$r_x, r_y$	rădăcina pătrată a raportului între rigiditatea la torsiune a structurii și rigiditatea laterală în direcțiile de calcul
$\gamma_I$	factorul de importanță
$d_s$	deplasarea laterală ca efect al accelerației seismice
$d_e$	deplasarea elastică sub încărcări seismice de proiectare
$\nu$	factor de reducere a valorii deplasării aplicat la starea limită de serviciu
$q$	factor de reducere al forței seismice
$c$	factor de amplificare al deplasării elastice în calculul la starea limită de rezistență
$E_d$	valoarea de proiectare a efectului acțiunii seismice (a efortului sau deformației)
$R_d$	efort capabil de proiectare
$\theta$	coeficient de sensibilitate al deplasării relative de nivel
$P_{tot}$	încărcarea verticală totală de nivel în calculul la acțiuni seismice
$V_{tot}$	forța tăietoare de nivel
$h$	înălțimea de nivel
$E_{fd}$	valoarea de calcul a efectului acțiunii seismice (efortului, deplasării)
$E_{F,G}$	efectul (efortul) încărcărilor neseismice asupra fundației
$\gamma_{Rd}$	factor de suprarezistență
$\Delta$	lățimea necesară a rostului între clădiri
$e_{li}$	excentricitatea accidentală a masei de la nivelul "i" față de poziția calculată a centrului maselor
$L_i$	dimensiunea planșeului perpendiculară pe direcția acțiunii seismice
$S_d(T_1)$	ordonata spectrului de răspuns de proiectare corespunzătoare perioadei fundamentale $T_1$
$T_I$	perioada proprie fundamentală de vibrație a clădirii în planul care conține direcția orizontală considerată
$m$	masa totală a clădirii calculată ca suma a maselor de nivel $m_i$

$\lambda$	factor de corecție care ține seama de contribuția modului propriu fundamental prin masa modală efectivă asociată acestuia
$F_i$	forța seismică orizontală static echivalentă de la nivelul “ $i$ ”
$F_b$	forța tăietoare de bază corespunzătoare modului fundamental
$s_i$	componenta formei fundamentale pe direcția gradului de libertate dinamică de translație la nivelul “ $i$ ”
$n$	numărul de niveluri al clădirii
$m_i$	masa de nivel
$z_i$	înălțimea nivelului “ $i$ ” față de baza construcției considerată în model
$F_{ix}^j, F_{iy}^j$	forțele seismice la nivelul “ $i$ ” în direcția $x$ , respectiv $y$ , pentru subsistemul plan $j$
$F_{ix}, F_{iy}$	forțele seismice la nivelul “ $i$ ” în direcția $x$ , respectiv $y$ , pentru modelul plan general
$K_{ix}^j, K_{iy}^j$	rigiditățile relative de nivel ale elementelor verticale care intră în componența subsistemului plan $j$ asociate direcției $x$ , respectiv $y$ , calculate considerând numai deplasările de translație ale planșeului indeformabil
$x_j, y_j$	distanțe în direcția $x$ , respectiv $y$ , care definesc poziția subsistemului plan în raport cu centrul de rigiditate de la nivelul “ $i$ ”
$e_{ix}, e_{iy}$	distanțe în direcția $x$ , respectiv $y$ , care definesc pozițiile deplasate ale forțelor seismice față de centrul de rigiditate
$e_{0ix}, e_{0iy}$	distanțe în direcția $x$ , respectiv $y$ , dintre centrele de masă și de rigiditate la nivelul “ $i$ ”
$e_{1ix}, e_{1iy}$	excentricitățile accidentale în direcția $x$ , respectiv $y$ , la nivelul “ $i$ ”
$m_k$	masa modală efectivă asociată modului propriu de vibrație $k$
$T_k$	perioada proprie în modul propriu de vibrație $k$
$s_{i,k}$	componenta vectorului propriu în modul de vibrație $k$ pe direcția gradului de libertate dinamică “ $i$ ”
$E_E$	efectul acțiunii seismice (efort, deplasare)
$E_{E,k}$	efectul acțiunii seismice în modul $k$ de vibrație
$E_{Edx}, E_{Edy}$	valoarea de proiectare a efectului aplicării mișcării seismice pe direcția axelor orizontale $x$ și $y$ , alese pentru structură,
$E_{Edz}$	valoarea de proiectare a efectului aplicării mișcării seismice pe direcția axei verticale $z$
$M_{li}$	moment de torsiune aplicat la nivelul “ $i$ ” al structurii în jurul axei sale verticale



### 1.3.3. Simboluri folosite în capitolul 5

$A_c$	aria secțiunii transversale a unui element de beton
$A_{SI}$	armăturile de la partea inferioară a unei grinzi
$A_{S2}$	armăturile de la partea superioară a unei grinzi
$A_{sh}$	aria totală de etrieri orizontali într-un nod grindă-stâlp
$A_{sv}$	aria totală de armătură verticală într-un nod grindă-stâlp
$A_{wh}$	aria totală a secțiunii orizontale printr-un perete
$H_w$	înălțimea unui perete
$\Sigma M_{Rb}$	suma valorilor de proiectare ale momentelor capabile ale grinzilor care intră într-un nod, orientate după direcția analizată
$\Sigma M_{Rc}$	suma valorilor de proiectare ale momentelor capabile ale stâlpilor care intră într-un nod, orientate după direcția analizată
$M_{i,d}$	valoarea momentelor la capetele grinzilor sau stâlpilor utilizate pentru calculul forței tăietoare asociate plastificării
$M_{Rb,i}$	valoarea de proiectare a momentului capabil în grinzi la capătul $i$
$M_{Rc,i}$	valoarea de proiectare a momentului capabil în stâlpi la capătul $i$
$N_{Ed}$	valoarea forței axiale rezultată din calculul seismic al structurii
$V_c$	forța tăietoare de proiectare în stâlp
$V'_{Ed}$	forța tăietoare în perete rezultată din calculul seismic al structurii
$V_{Ed}$	forța tăietoare de proiectare în perete
$V_{Ed,max}$	forța tăietoare maximă asociată plastificării, ce acționează la capătul unei grinzi
$V_{Ed,min}$	forța tăietoare minimă asociată plastificării ce acționează la capătul unei grinzi
$V_{jud}$	forța tăietoare de proiectare în nod
$b$	lățimea unei grinzi măsurată la partea inferioară
$b_{eff}$	lățimea de placă a unei grinzi „T” la fața stâlpului
$b_c$	dimensiunea secțiunii transversale a unui stâlp
$b_j$	lățimea de proiectare a nodului
$b_o$	lățimea miezului de beton confinat într-un stâlp sau în elementele marginale ale unui perete
$b_w$	lățimea inimii unei grinzi
$b_{wo}$	grosimea inimii unui perete
$d$	înălțimea efectivă (utilă) a secțiunii elementului
$d_{bL}$	diametrul barelor longitudinale
$d_{bw}$	diametrul unui etrier
$f_{cd}$	valoarea de proiectare a rezistenței la compresiune a betonului
$f_{ctm}$	valoarea medie a rezistenței la întindere a betonului

$f_{yk}$	valoarea caracteristică a limitei de curgere a oțelului
$f_{yd}$	valoarea de proiectare a rezistenței la curgere a oțelului
$f_{ywd}$	valoarea de proiectare a rezistenței la curgere a armăturii transversale
$h_f$	grosimea plăcii la grinzi cu secțiune „T”
$h_{jc}$	distanța dintre planurile extreme de armături din stâlp într-un nod grindă-stâlp
$h_{jw}$	distanța dintre armăturile de jos și cele de sus
$h_s$	înălțimea de etaj
$h_w$	înălțimea secțiunii transversale a unei grinzi
$l_{cl}$	înălțimea liberă a unui stâlp
$l_{cr}$	lungimea zonei critice
$l_w$	lungimea secțiunii transversale a unui perete
$s$	distanța dintre armăturile transversale
$x_u$	înălțimea zonei comprimate
$\alpha_I$	factorul de multiplicare a forței seismice orizontale corespunzător formării primei articulații plastice în sistem
$\alpha_u$	factorul de multiplicare a forței seismice orizontale corespunzător formării mecanismului cinematic global
$\gamma_{Rd}$	factor ce ține seama de efectul incertitudinilor legate de model în ceea ce privește valorile de proiectare ale eforturilor capabile utilizate la estimarea eforturilor de calcul, în acord cu principiul proiectării capacității de rezistență; ține seama de diferitele surse de suprazistență
$v$	forța axială determinată prin calcul seismic, normalizată prin $A_c f_{cd}$
$\rho$	procentul de armare cu armătură întinsă

#### 1.3.4. Simboluri folosite în capitolul 6

$l$	deschiderea grinzii
$M_{Ed}$	momentul încovoietor de proiectare rezultat din gruparea de încărcări care include acțiunea seismică
$M_{Ed,E}$	momentul încovoietor rezultat numai din acțiunea seismică
$M_{Ed,G}$	momentul încovoietor din acțiunile neseismice conținute în gruparea de încărcări care include acțiunea seismică
$M_{pl,RdA}$	momentul plastic de proiectare al secțiunii
$M_{pl,RdB}$	momentul plastic de proiectare al secțiunii
$N_{Ed}$	forța axială rezultată din gruparea de încărcări care include acțiunea seismică
$N_{Ed,E}$	forța axială rezultată numai din acțiunea seismică
$N_{Ed,G}$	efort axial din acțiunile neseismice conținute în gruparea de încărcări care include acțiunea seismică

$N_{pl,Rd}$	efort axial plastic de proiectare al secțiunii
$R_d$	rezistența unei îmbinări, corespunzătoare modului de solicitare la care este supusă
$V_{Ed}$	forța tăietoare rezultată din gruparea de încărcări care include acțiunea seismică
$V_{Ed,E}$	forța tăietoare rezultată numai din acțiunea seismică
$V_{Ed,G}$	forța tăietoare din acțiunile neseismice conținute în gruparea de încărcări care include acțiunea seismică
$V_{Ed,M}$	valoarea forței tăietoare asociată plastificării unei grinzi la ambele capete
$V_{pl,Rd}$	forța tăietoare plastică de proiectare a secțiunii
$V_{wp,Ed}$	forța tăietoare în panoul de inimă
$V_{wp,Rd}$	rezistența la forță tăietoare a panoului inimii (efort capabil)
$e$	lungimea unei bare disipative
$f_{yd}$	valoarea de proiectare a rezistenței la curgere a oțelului
$f_{ymax}$	valoarea maximă a rezistenței la curgere a oțelului
$q$	factor de comportare
$t_w$	grosimea inimii secțiunii
$t_f$	grosimea tălpii secțiunii
$\Omega$	factor de multiplicare al eforturilor $M_{ed,E}$ , $N_{ed,E}$ , $V_{ed,E}$ pentru proiectarea elementelor structurale nedisipative
$\alpha_I$	factorul de multiplicare al forței seismice corespunzător apariției primei articulații plastice în sistem
$\alpha_u$	factorul de multiplicare al forței seismice corespunzător formării mecanismului cinematic global
$\gamma_M$	factor parțial de siguranță pentru o proprietate a unui material
$\gamma_{ov}$	factor de amplificare a limitei de curgere a materialului (suprarezistența)
$\delta$	săgeata grinzii la mijlocul deschiderii față de tangenta la axa grinzii la unul din capete
$\gamma_s$	factor parțial de siguranță pentru oțel
$\theta_p$	capacitatea de rotire plastică a articulației plastice
$\bar{\lambda}$	valoarea adimensională a zvelteții unui element

### 1.3.5. Simboluri folosite în capitolul 7

$A_a, A_c, A_s$  aria de armătură , beton și respectiv oțel rigid  
 $A_S$  și  $A_T$  armături suplimentare amplasate în placă în zona stâlpului  
 ( $A_S$  armătura longitudinală și  $A_T$  armătura transversală)



$b_c$	lățimea secțiunii stâlpului perpendiculară pe axa grinzii ,
$b_{eff}$	lățimea efectivă a plăcii din beton a grinzii din oțel compozită cu placa
$b_{eff}^+$	lățimea efectivă a plăcii din beton a grinzii din oțel compozită cu placa în zona de moment pozitiv
$b_{eff}^-$	lățimea efectivă a plăcii din beton a grinzii din oțel compozită cu placa în zona de moment negativ
$b_{e1}$ și $b_{e2}$	lățimile efective parțiale ale plăcii situate deoparte și de alta a axei grinzii
$b_f$	lățimea tălpii elementului din oțel
$b_o$	dimensiunea minimă a miezului din beton măsurată între axele etrierilor
$c$	lățimea aripiei tălpii elementului din oțel
$d$	înălțimea secțiunii din oțel dimensiunea exterioară maximă a secțiunii țevii din oțel,
$d_{bL}$	diametrul barelor longitudinale
$d_{bw}$	diametrul etrierilor de confinare
$E$	modulul de elasticitate ale oțelului
$E_{cm}$	modulul de elasticitate al betonului pentru încărcări de scurtă durată
$EI_1$	rigiditatea la încovoiere a grinzii din oțel compozite cu placa pentru zona de moment pozitiv cu luarea în considerare a lățimii efective de placa
$EI_2$	rigiditatea la încovoiere a grinzii din oțel compozite cu placa pentru zona de moment negativ cu considerarea armăturii din lățimea efectivă de placă
$f_{cd}$	rezistența de calcul a betonului
$f_y$	rezistența caracteristică a oțelului
$f_{yd}$	rezistența de proiectare a oțelului
$f_{ydf}$	rezistența de proiectare a oțelului tălpii
$f_{ydL}$	rezistența de proiectare a oțelului armăturilor longitudinale
$f_{ydw}$	rezistența de proiectare a oțelului armăturilor transversale
$h$	înălțimea secțiunii elementului compozit
$h_b$	înălțimea secțiunii grinzii compozite
$h_c$	înălțimea secțiunii stâlpului compozit
$I_a$	momentul de inerție al secțiunii de armătură
$I_c$	momentul de inerție al secțiunii brute din beton
$I_{eq}$	momentul de inerție echivalent al grinzii compozite
$I_s$	momentul de inerție al secțiunii brute din oțel
$l$	deschiderea grinzii
$l_{cl}$	înălțimea liberă a stâlpului.
$l_{cr}$	lungimea zonei critice a unui element compozit
$l_e$	lungimea de înglobare a riglei de cuplare din oțel în perete



$M_{Ed}$	momentul de proiectare
$M_{pl,Rd}$	momentul capabil
$N_{Ed}$	forța axială de proiectare
$N_{pl,Rd}$	forța axială capabilă la compresiune centrică
$q$	factorul de comportare
$s$	distanța între etrieri
$t$	grosimea peretelui țevii,
$t_f$	grosimea tălpii elementului din otel
$t_w$	grosimea inimii elementului din otel
$V_{Ed}$	forța tăietoare de proiectare
$V_{Rd}$	forța tăietoare capabilă a elementului compozit
$V_{wp,Sd}$	forța tăietoare de proiectare a nodului
$V_{wp,Rd}$	forța tăietoare capabilă a nodului compozit
$x/h$	înălțimea relativă a zonei comprimate din betonul grinzii compozite cu placa
$\alpha_l$	factor de multiplicare al încărcărilor seismice de cod (în condițiile păstrării constante a celorlalte încărcări de calcul) corespunzător formării primei articulații plastice în sistemul structural compozit.
$\alpha_u$	factor de multiplicare al încărcărilor seismice de cod (în condițiile păstrării constante a celorlalte încărcări de calcul) corespunzător formării mecanismului complet de disipare în structura compozită.
$v_d$	forța axială normalizată de proiectare a unui stalp compozit

### 1.3.6. Simboluri folosite în capitolul 8

$A_{asc}$	aria armăturii din stâlpișorul comprimat
$A_{sw}$	aria armaturilor din rosturile orizontale pentru preluarea forței tăietoare
$C^{***}$	marca blocului de zidărie
$D$	lungimea diagonalei panoului de cadru
$E_b$	modulul de elasticitate al betonului
$E_z$	modulul de elasticitate secant de scurtă durată al zidăriei
$E_{zc}$	modulul de elasticitate longitudinal al zidăriei confinate
$F_{Ed}(zu)$	forța axială din diagonala comprimată a panoului de umplutură corespunzătoare acțiunii seismice de proiectare;
$F_{Rd}(zu)$	rezistența de proiectare a panoului de umplutură
$F_{Rd1}(zu)$	rezistența de rupere prin lunecare din forță tăietoare în rosturile orizontale a panoului de zidărie de umplutură
$F_{Rd2}(zu)$	rezistența de rupere la strivire a diagonalei comprimate a panoului de zidărie

de umplutură

$F_{Rd3}(zu)$	rezistența de rupere prin fisurare în lungul diagonalei comprimate
$G_z$	modulul de elasticitate transversal al zidăriei simple
$G_{zc}$	modulul de elasticitate transversal al zidăriei confinate
$I_b$	momentul de inerție al secțiunii de beton a elementelor de confinare
$I_{st}$	valoarea medie a momentelor de inerție ale stâlpilor care mărginesc panoul
$I_z$	momentul de inerție al secțiunii de zidărie confinată
$H_W$	înălțimea peretelui
$M^{***}$	marca mortarului
$M_{cap}(sus), M_{cap}(jos)$	valorile rezistențelor de proiectare la încovoiere la extremitățile grinzii de cuplare, sus și jos;
$M_{Ed}$	valoarea de proiectare a momentului încovoiitor în planul peretelui
$M_{Exd1}$	valoarea de proiectare a momentului încovoiitor în plan paralel cu rosturile orizontale
$M_{Exd2}$	valoarea de proiectare a momentului încovoiitor în plan perpendicular pe rosturile orizontale
$M_{Rd}$	rezistența de proiectare la încovoiere în planul peretelui
$M_{Rxd1}$	rezistența de proiectare la încovoiere a peretelui în plan paralel cu rosturile orizontale
$M_{Rxd2}$	rezistența de proiectare la încovoiere a peretelui în plan perpendicular pe rosturile orizontale
$N_{Ed}$	valoarea de proiectare a forței axiale
$N_{Rd}$	rezistența de proiectare la forță axială
$V_{Edu}$	valoarea forței tăietoare asociată rezistenței la încovoiere a secțiunii de zidărie simplă, confinată sau cu inimă armată, determinată ținând seama de suprazistența armăturilor;
$V_{Ed}$	valoarea de proiectare a forței tăietoare determinată prin calculul structurii în domeniul elastic liniar;
$V_g$	forța tăietoare maximă în grinda de cuplare din încărcările verticale
$V_{gc}$	rezistența de proiectare la forță tăietoare a grinzilor de cuplare din pereții cu goluri
$V_{Rd}$	rezistența de proiectare la forță tăietoare
$V_{Rda}$	rezistența de proiectare la forță tăietoare a armăturilor orizontale din stratul median al peretelui cu inimă armată
$V_{Rdb}$	rezistența de proiectare la forță tăietoare a stratului median de beton sau mortar-beton al peretelui cu inimă armată;
$V_{Rdz}$	rezistența de proiectare la forță tăietoare a zidăriei peretelui cu inimă armată;
$V_{Rdl}$	rezistența de proiectare la forță tăietoare a panoului de zidărie confinată

$V_{Rd2}$	rezistența de proiectare la forfecare a armăturii din stâlpișorul comprimat
$V_{Rd3}$	rezistența de proiectare a armăturilor din rosturile orizontale ale zidăriei
$a_g$	valoarea de proiectare a accelerației terenului
$g$	accelerația gravitațională
$b_z$	grosimea totală a celor două straturi de cărămidă ale peretelui cu inima armată
$d$	diametrul barelor din elementele de beton armat
$f_b$	rezistența caracteristică la compresiune a corpurilor de zidărie normal pe fața rostului orizontal
$f_{bh}$	rezistența caracteristică la compresiune a corpurilor de zidărie paralel cu fața rostului orizontal, în planul peretelui
$f_d$	rezistența de proiectare la compresiune a zidăriei
$f_k$	rezistența caracteristică la compresiune a zidăriei
$f_{kd1}$	rezistența caracteristică a zidăriei la încovoiere paralel cu rosturile orizontale
$f_{kd2}$	rezistența caracteristică a zidăriei la încovoiere perpendicular pe rosturile orizontale
$f_m$	rezistența medie la compresiune a mortar-betonului din stratul median al pereților din zidărie cu inimă armată
$f_{vd}$	rezistența de proiectare la forfecare a zidăriei
$f_{vd0}$	rezistența de proiectare la forfecare sub efort de compresiune nul a zidăriei
$f_{vk}$	rezistența caracteristică la forfecare a zidăriei
$f_{vk0}$	rezistența caracteristică la forfecare sub efort de compresiune nul a zidăriei
$f_{xd1}$	rezistența de proiectare a zidăriei la încovoiere paralel cu rosturile orizontale
$f_{xd2}$	rezistența de proiectare a zidăriei la încovoiere perpendicular pe rosturile orizontale
$f_{yd}$	rezistența de proiectare a armăturii din stâlpișorul comprimat
$h$	înălțimea liberă a peretelui
$h_{ef}$	înălțimea efectivă a peretelui
$h_{etaj}$	înălțimea nivelului clădirii
$h_{gol}$	înălțimea golului din zidărie
$h_p$	înălțimea panoului de zidărie de umplutură
$l$	deschiderea grinzii
$l_o$	lungimea de calcul a grinzii de cuplare (între fețele montanților)
$l_w$	lungimea peretelui
$l_c$	lungimea zonei comprimate a peretelui
$l_{min}$	lățimea minimă a spaletului de zidărie la o secțiune compusă
$l_p$	lungimea panoului de zidărie de umplutură

$m$	coeficientul condițiilor de lucru pentru zidărie (STAS 10109-82)
$n$	numărul de niveluri al clădirii
$q$	coeficientul de comportare
$s$	distanța între armăturile $A_{sw}$
$t$	grosimea peretelui de zidărie
$t_{ef}$	grosimea efectivă a peretelui
$t_m$	grosimea stratului median al peretelui din zidărie armată
$t_p$	grosimea panoului de zidărie de umplură
$x$	adâncimea zonei comprimate rezultată din ipoteza secțiunilor plane
$x_{conv}$	adâncimea convențională a blocului eforturilor de compresiune
$x_{echiv}$	adâncimea echivalentă a zonei comprimate
$x_{max}$	adâncimea maximă a zonei comprimate
$\gamma_M$	coeficientul parțial de siguranță pentru material
$\varepsilon_m$	deformația specifică liniară maximă
$\varepsilon$	deformație specifică liniară
$\varepsilon_{uz}$	deformația specifică ultimă a zidăriei
$\varepsilon_{ub}$	deformația specifică ultimă a betonului
$\sigma$	efort unitar normal
$\sigma_d$	efortul unitar de compresiune determinat considerând încărcarea verticală uniform distribuită pe lungimea peretelui
$\theta$	unghiul cu orizontala al diagonalei panoului de zidărie de umplură

### 1.3.7. Simboluri folosite în capitolul 10

$E_{anc}$	valoarea de proiectare a eforturilor secționale din elementele de ancoraj
$E_{Ed,CNS}$	valoarea de proiectare a eforturilor secționale în componentele nestructurale (CNS)
$E_{Rd,CNS}$	rezistența de proiectare la eforturile secționale în CNS
$F_{CNS}$	forța seismică static echivalentă pentru CNS
$H$	înălțimea medie a acoperișului în raport cu baza construcției
$K_z$	coeficient care reprezintă amplificarea accelerației seismice a terenului pe înălțimea construcției
$L_a$	lungimea de ancoraj a elementului de prindere



$M_{Ed,CNS}$	momentul încovoietor de proiectare pentru CNS și prinderi
$M_{Rd,CNS}$	rezistența de proiectare la încovoiere pentru CNS și prinderi
$N_{Ed,CNS}$	forța axială de proiectare pentru CNS și prinderi
$N_{Rd,CNS}$	rezistența de proiectare la forță axială pentru CNS și prinderi
$R_{anc}$	rezistența de proiectare la eforturile secționale din elementele de ancoraj
$V_{Ed,CNS}$	forța tăietoare de proiectare pentru CNS și prinderi
$V_{Rd,CNS}$	rezistența de proiectare la forță tăietoare pentru CNS și prinderi
$X$	cota punctului superior de prindere al CNS de la nivelul "x"
$Y$	cota punctului inferior de prindere al CNS de la nivelul "y"
$a_g$	valoarea de proiectare a accelerației terenului
$b_{st}$	lățimea panoului de sticlă;
$c_{liber}$	spațiul dintre sticlă și cadrul metalic
$c_1$	spațiul liber între marginile verticale ale sticlei și cadru;
$c_2$	spațiul liber între marginile orizontale ale sticlei și cadru.
$D$	diametrul barei de prindere
$d_{aA}, d_{aB}$	deplasările relative de nivel admisibile pentru construcțiile A și B
$d_{ra}$ (sticlă)	deplasarea relativă de nivel care produce spargerea/căderea sticlei din peretele cortină sau din vitrină,
$d_{r,CNS}$	deplasarea relativă de nivel de proiectare pentru CNS
$d_{sxA}$	deplasarea construcției A, la nivelul "x"
$d_{syA}$	deplasarea construcției A, la nivelul "y"
$d_{syB}$	deplasarea construcției B, la nivelul "y"
$f_{xd1}$	rezistența de proiectare a zidăriei la încovoiere paralel cu rosturile orizontale
$f_{xd2}$	rezistența de proiectare a zidăriei la încovoiere perpendicular pe rosturile orizontale
$g$	accelerația gravitațională
$h_{eIA}, h_{eIB}$	înălțimile de etaj la construcțiile A și B
$h_{st}$	înălțimea panoului de sticlă;
$m_{CNS}$	masa maximă a CNS în exploatare
$q_{CNS}$	coeficient de comportare al CNS
$z$	cota punctului de prindere de structură a CNS;
$\beta_s$	coeficient de amplificare dinamică al CNS
$\gamma_{CNS}$	coeficientul de importanță al CNS
$\gamma$	coeficientul de importanță al construcției.

### 1.3.8. Simboluri folosite în capitolul 11

$K_{eff}$	rigiditatea efectivă a sistemului izolator în direcția principală considerată, la o deplasare egală cu deplasarea de proiectare $d_{dc}$
$K_V$	rigiditatea totală a sistemului izolator în direcție verticală
$K_{xi}$	rigiditatea efectivă pentru un element dat în direcția x
$K_{yi}$	rigiditatea efectivă pentru un element dat în direcția z
$T_{eff}$	perioada fundamentală efectivă a suprastructurii corespunzătoare translației orizontale, suprastructura fiind considerată un corp rigid
$T_f$	perioada fundamentală a suprastructurii considerată încastrată la bază
$T_V$	perioada fundamentală a suprastructurii în direcție verticală, suprastructura fiind considerată un corp rigid
$M$	masa suprastructurii
$M_s$	magnitudinea
$d_{dc}$	deplasarea de proiectare a centrului rigidității efective în direcția considerată
$d_{db}$	deplasarea totală de proiectare a unei unități izolatoare
$e_{tot,y}$	excentricitatea totală în direcția y
$f_j$	forțele orizontale la fiecare nivel j
$r_y$	raza de torsiune a sistemului izolator
$(x_i, y_i)$	coordonatele unei unități izolatoare în raport cu centrul rigidității efective
$\xi_{eff}$	valoarea amortizării efective

## 2. CERINȚE DE PERFORMANȚĂ ȘI CONDIȚII DE ÎNDEPLINIRE

### 2.1. Cerințe fundamentale

(1) Proiectarea la cutremur urmărește satisfacerea, cu un grad adecvat de siguranță, a următoarelor cerințe fundamentale (niveluri de performanță):

- *cerința de siguranță a vieții*

Structura va fi proiectată pentru a prelua acțiunile seismice de proiectare stabilite conform capitolului 3, cu o marjă suficientă de siguranță față de nivelul de deformare la care intervine prăbușirea locală sau generală, astfel încât viețile oamenilor să fie protejate. Nivelul forțelor seismice din cap. 3 corespunde unui cutremur cu intervalul mediu de recurență de referință  $IMR = 100$  ani.

Notă : Nivelul de deformare structurală din apropierea prăbușirii se asociază cu un cutremur mai rar, orientativ cu intervalul mediu de recurență de referință  $IMR = 475$  ani.

În cazul construcțiilor cu alcătuire regulată și corect detaliate, dacă sunt satisfăcute criteriile asociate cerinței de siguranță a vieții pentru un cutremur cu  $IMR = 100$  ani, de regulă sunt satisfăcute și cerințele de prevenire a prăbușirii pentru un cutremur cu  $IMR = 475$  ani.

- *cerința de limitare a degradărilor*

Structura va fi proiectată pentru a prelua acțiuni seismice cu o probabilitate mai mare de apariție decât acțiunea seismică de proiectare, fără degradări sau scoateri din uz, ale căror costuri să fie exagerat de mari în comparație cu costul structurii. Acțiunea seismică considerată pentru cerința de limitare a degradărilor corespunde unui interval mediu de recurență de referință de 30 de ani

(2) Diferențierea siguranței este introdusă prin clasificarea structurilor în diferite clase de importanță și de expunere la cutremur. Fiecărei clase de importanță  $i$  se atribuie un factor de importanță  $\gamma_i$ . Diferitele niveluri de siguranță se obțin multiplicând parametrii acțiunii seismice de referință cu factorul de importanță.

Notă: Intervalele de timp la care se produc cutremurele, modul de manifestare al acestora, ca și efectele lor asupra construcțiilor au un caracter imprevizibil, pronunțat aleatoriu. Din această cauză, eficiența măsurilor de protecție seismică prezintă un anumit grad de incertitudine și poate fi judecată numai în mod statistic. Se are în vedere modul în care un eveniment seismic se încadrează în șirul de evenimente așteptate pe anumite intervale de timp, inclusiv din punctul de vedere al intensității, precum și proporția construcțiilor, afectate în diferite grade de avariere și impactul care decurge, din punct de vedere social și economic.

Din această cauză responsabilitatea pentru protecția seismică a construcțiilor trebuie evaluată prin măsura în care se respectă prevederile codurilor de proiectare, execuție și de exploatare, și nu prin prisma apariției, în cazul unei construcții individuale, a unor urmări mai deosebite.

### 2.2. Condiții pentru controlul îndeplinirii cerințelor

#### 2.2.1. Generalități

(1) Cu excepția cazurilor menționate explicit, proiectarea structurilor corespunzătoare nivelului de protecție seismic oferit de aplicarea prezentului cod are în vedere un răspuns seismic cu incursiuni cu degradări specifice, în domeniul postelastice de deformare.

(2) Îndeplinirea cerințelor fundamentale stabilite la pct. 2.1 se controlează prin verificările a două categorii de stări limită:



- *Stări limită ultime*, ULS, asociate cu ruperea elementelor structurale și alte forme de cedare structurală care pot pune în pericol siguranța vieții oamenilor
- *Stări limită de serviciu*, SLS, care au în vedere dezvoltarea degradărilor până la un nivel, dincolo de care cerințele specifice de exploatare nu mai sunt îndeplinite.

(3) Pe lângă verificările explicite ale stărilor limită se vor lua și alte măsuri specifice pentru a reduce incertitudinile referitoare la buna comportare la cutremur a construcțiilor (pct. 2.2.4).

(4) Condițiile date în cod au caracter minimal obligatoriu și nu sunt limitative.

### 2.2.2. Stări limită ultime

(1) Sistemul structural va fi înzestrat cu capacitatea de rezistență specificată în părțile relevante ale codului. Acest nivel de rezistență implică respectarea tuturor condițiilor date în cod pentru obținerea capacității de disipare de energie necesară (ductilitate) în zonele proiectate special pentru a disipa energia seismică, numite *zone disipative* (sau *zone critice*).

(2) Se pot avea în vedere în unele situații (recomandabil în zone de hazard seismic inferior) și valori mai mari ale capacității de rezistență, decât cele corespunzătoare valorilor de proiectare a forțelor seismice, cu relaxarea corespunzătoare a măsurilor de ductilizare.

În cadrul codului se dau recomandări pentru asemenea soluții alternative.

(3) Structura clădirii va fi verificată la stabilitatea de ansamblu sub acțiunea seismică de calcul. Se vor avea în vedere atât stabilitatea la răsturnare, cât și stabilitatea la lunecare.

(4) Calculul structural va lua în considerare, atunci când sunt semnificative, efectele de ordinul 2.

(5) Se vor limita deplasările laterale sub acțiunile seismice asociate stărilor limită ultime de valori care:

- (i) să asigure o marjă de siguranță suficientă, a deformației laterale a structurii, față de cea corespunzătoare prăbușirii
- (ii) să evite riscul pentru persoane pe care-l poate prezenta prăbușirea elementelor nestructurale

### 2.2.3. Starea limită de serviciu (de limitare a degradărilor)

Se va verifica dacă deplasările relative de nivel sub acțiuni seismice asociate acestei stări limită, sunt mai mici decât cele care asigură protecția elementelor nestructurale, echipamentelor, obiectelor de valoare, etc.



#### 2.2.4. Măsuri suplimentare

(1) Se vor alege, pe cât posibil, amplasamente favorabile în mediul natural și în mediul construit, cu riscuri seismice minime.

Se vor evita, ca regulă generală, amplasamente cu proprietăți geologice și geotehnice cu influențe potențiale negative majore asupra cerințelor și răspunsului seismic structural

(2) Proiectarea va urmări realizarea unei conformări generale favorabile pentru comportarea seismică a construcției. Aceasta implică:

- alegerea unor forme favorabile în plan și pe verticală pentru construcție și pentru structura ei de rezistență (vezi 4.4.3)
- dispunerea și conformarea corectă a elementelor structurale și a structurii în ansamblul ei, a elementelor de construcție nestructurale, precum și a echipamentelor și instalațiilor adăpostite de construcție
- evitarea interacțiunilor necontrolate, cu eventuale efecte defavorabile, între clădirile alăturate, între elementele structurale și nestructurale (de exemplu, între elementele structurilor de tip cadru și pereții de umplutură), între construcție și materialul depozitat etc.

(3) Construcția va fi înzestrată cu rigiditate laterală suficientă pentru limitarea cerințelor seismice de deplasare.

(4) Proiectarea va avea ca obiectiv esențial, impunerea unui mecanism structural favorabil de disipare de energie (mecanism de plastificare) la acțiunea cutremurului de proiectare.

Acest deziderat presupune următoarele:

- dirijarea zonelor susceptibile de a fi solicate în domeniul postelastice (a zonelor “critice” sau “disipative”) cu prioritate în elementele care prin natura comportării posedă o capacitate de deformare postelastice substanțială, elemente a căror rupere nu pune în pericol stabilitatea generală a construcției și care pot fi reparate fără eforturi tehnice și costuri exagerate
- zonele disipative trebuie să fie astfel distribuite, încât capacitatea de deformare postelastice să fie cât mai mare, iar cerințele de ductilitate să fie cât mai mici; se va urmări evitarea concentrării deformațiilor plastice în puține zone, situație care antrenează cerințe ridicate de ductilitate
- zonele disipative să fie alcătuite astfel încât să fie înzestrate cu capacități suficiente de deformare postelastice și o comportare histeretică cât mai stabilă
- evitarea ruperilor premature cu caracter neductil, prin modul de dimensionare și prin alcătuirea constructivă adecvată a elementelor.

(5) Fundațiile și terenul de fundare vor prelua, de regulă, eforturile transmise de suprastructură, fără deformații permanente substanțiale. La evaluarea reacțiunilor se vor considera valorile efective ale rezistențelor dezvoltate în elementele structurale (asociate mecanismului structural de disipare de energie)

Rigiditatea fundațiilor va fi suficientă pentru a transmite la teren, cât mai uniform posibil, eforturile primite la baza suprastructurii.

(6) Calculul structural va fi bazat pe un model adecvat al structurii care, atunci când este necesar, va lua în considerare interacțiunea cu terenul de fundare, cu elementele nestructurale sau cu clădirile învecinate.

Metodele de calcul vor fi diferențiate din punct de vedere al complexității și instrumentelor (programelor de calcul folosite) funcție de complexitatea clădirii (caracterul ei, regulat sau neregulat), de regimul de înălțime, de zona seismică de calcul și, de incertitudinile mai mari sau mai mici legate de caracteristicile acțiunii și răspunsului seismic.

(7) La execuția construcțiilor se vor introduce în operă materiale cu proprietățile celor prevăzute în proiect, calitate atestată conform prevederilor legale.

Se vor aplica tehnologii de execuție în măsură să asigure realizarea în siguranță a parametrilor structurali prevăzuți.

(8) La proiectarea construcțiilor care pun probleme tehnice și/sau economice deosebite (construcții de importanță majoră, construcții cu grad mare de repetabilitate, construcții cu dimensiuni și/sau cu caracteristici deosebite etc.) se recomandă elaborarea de studii teoretice și experimentale vizând, după necesități, aprofundarea unor aspecte cum sunt:

- influența condițiilor locale ale amplasamentului asupra cerințelor seismice și asupra răspunsului structural
- stabilirea, prin cercetări experimentale pe modele de scară redusă sau pe prototipuri în mărime naturală, a caracteristicilor de rezistență și de deformabilitate, în diferite stadii de comportare, ale elementelor structurale și ale structurii în ansamblu
- dezvoltarea și aplicarea unor metode avansate de calcul în măsură să reflecte cât mai fidel comportarea structurii, evidențiind evoluția stărilor de solicitare pe durata cutremurului

Se recomandă instrumentarea clădirii cu aparatură de înregistrare a parametrilor acțiunii seismice pentru construcțiile din clasa I de importanță – expunere la cutremur (vezi 4.4.5) și a clădirilor înalte, conform indicațiilor din anexa A.

(9) În exploatarea construcțiilor se vor adopta măsuri de funcționare și de întreținere, care să asigure păstrarea nediminuată a capacității de rezistență a structurii

Starea construcției va fi urmărită continuu în timp pentru a detecta prompt eventualele degradări și a elimina cauzele acestora.



### 3. ACȚIUNEA SEISMICĂ

#### 3.1. Reprezentarea acțiunii seismice pentru proiectare

(1) Pentru proiectarea construcțiilor la acțiunea seismică, teritoriul României este împărțit în zone de hazard seismic. Nivelul de hazard seismic în fiecare zonă se consideră, simplificat, a fi constant. Pentru centre urbane importante și pentru construcții de importanță specială se recomandă evaluarea locală a hazardului seismic pe baza datelor seismice instrumentale și a studiilor specifice pentru amplasamentul considerat. Nivelul de hazard seismic indicat în prezentul cod este un nivel minim pentru proiectare.

(2) Hazardul seismic pentru proiectare este descris de valoarea de vârf a accelerației orizontale a terenului  $a_g$  determinată pentru intervalul mediu de recurență de referință (IMR) corespunzător stării limită ultime, valoare numită în continuare “accelerația terenului pentru proiectare”.

(3) Accelerația terenului pentru proiectare, pentru fiecare zonă de hazard seismic, corespunde unui interval mediu de recurență de referință de 100 ani. Zonarea accelerației terenului pentru proiectare  $a_g$  în România, pentru evenimente seismice având intervalul mediu de recurență (al magnitudinii)  $IMR = 100$  ani, este indicată în Figura 3.1 și se folosește pentru proiectarea construcțiilor la starea limită ultimă.

(4) Mișcarea seismică într-un punct pe suprafața terenului este descrisă prin spectrul de răspuns elastic pentru accelerații absolute.

(5) Acțiunea seismică orizontală asupra construcțiilor este descrisă prin două componente ortogonale considerate independente între ele; în proiectare spectrul de răspuns elastic pentru accelerații absolute se consideră același pentru cele 2 componente.

(6) Spectrele normalizate de răspuns elastic pentru accelerații se obțin din spectrele de răspuns elastic pentru accelerații prin împărțirea ordonatelor spectrale cu valoarea de vârf a accelerației terenului  $a_g$ .

(7) Condițiile locale de teren sunt descrise prin valorile perioadei de control (colț)  $T_C$  a spectrului de răspuns pentru zona amplasamentului considerat. Aceste valori caracterizează sintetic compoziția de frecvențe a mișcărilor seismice.

Perioada de control (colț)  $T_C$  a spectrului de răspuns reprezintă granița dintre zona (palierul) de valori maxime în spectrul de accelerații absolute și zona (palierul) de valori maxime în spectrul de viteze relative (vezi Anexa A).  $T_C$  se exprimă în secunde.

În condițiile seismice și de teren din România, pentru cutremure având  $IMR = 100$  ani, zonarea pentru proiectare a teritoriului României în termeni de perioadă de control (colț),  $T_C$ , a spectrului de răspuns obținută pe baza datelor instrumentale existente pentru componentele orizontale ale mișcării seismice este prezentată în Figura 3.2.

(8) Formele normalizate ale spectrelor de răspuns elastic pentru componentele orizontale ale accelerației terenului,  $\beta(T)$ , pentru fracțiunea din amortizarea critică  $\xi = 0,05$  și în funcție de perioadele de control (colț)  $T_B$ ,  $T_C$  și  $T_D$  sunt:

$$0 \leq T \leq T_B \quad \beta(T) = 1 + \frac{(\beta_0 - 1)}{T_B} T \quad (3.2)$$

$$T_B < T \leq T_C \quad \beta(T) = \beta_0 \quad (3.3)$$

$$T_C < T \leq T_D \quad \beta(T) = \beta_0 \frac{T_C}{T} \quad (3.4)$$

$$T > T_D \quad \beta(T) = \beta_0 \frac{T_C T_D}{T^2} \quad (3.5)$$

unde:

$\beta(T)$  spectrul normalizat de răspuns elastic;

$\beta_0$  factorul de amplificare dinamică maximă a accelerației orizontale a terenului de către structură;

$T$  perioada de vibrație a unei structuri cu un grad de libertate dinamică și cu răspuns elastic.

Perioada de control (colț)  $T_B$  poate fi exprimată simplificat în funcție de  $T_C$ :  $T_B = 0,1T_C$ . Valorile  $T_B$  sunt indicate în Tabelul 3.1.

Perioada de control (colț)  $T_D$  a spectrului de răspuns reprezintă granița dintre zona (palierul) de valori maxime în spectrul de viteze relative și zona (palierul) de valori maxime în spectrul de deplasări relative (vezi Anexa A). Valorile  $T_D$  sunt indicate în Tabelul 3.1.

$T_B$  și  $T_C$  sunt limitele domeniului de perioade în care accelerația spectrală are valorile maxime și este modelată simplificat printr-un palier de valoare constantă.

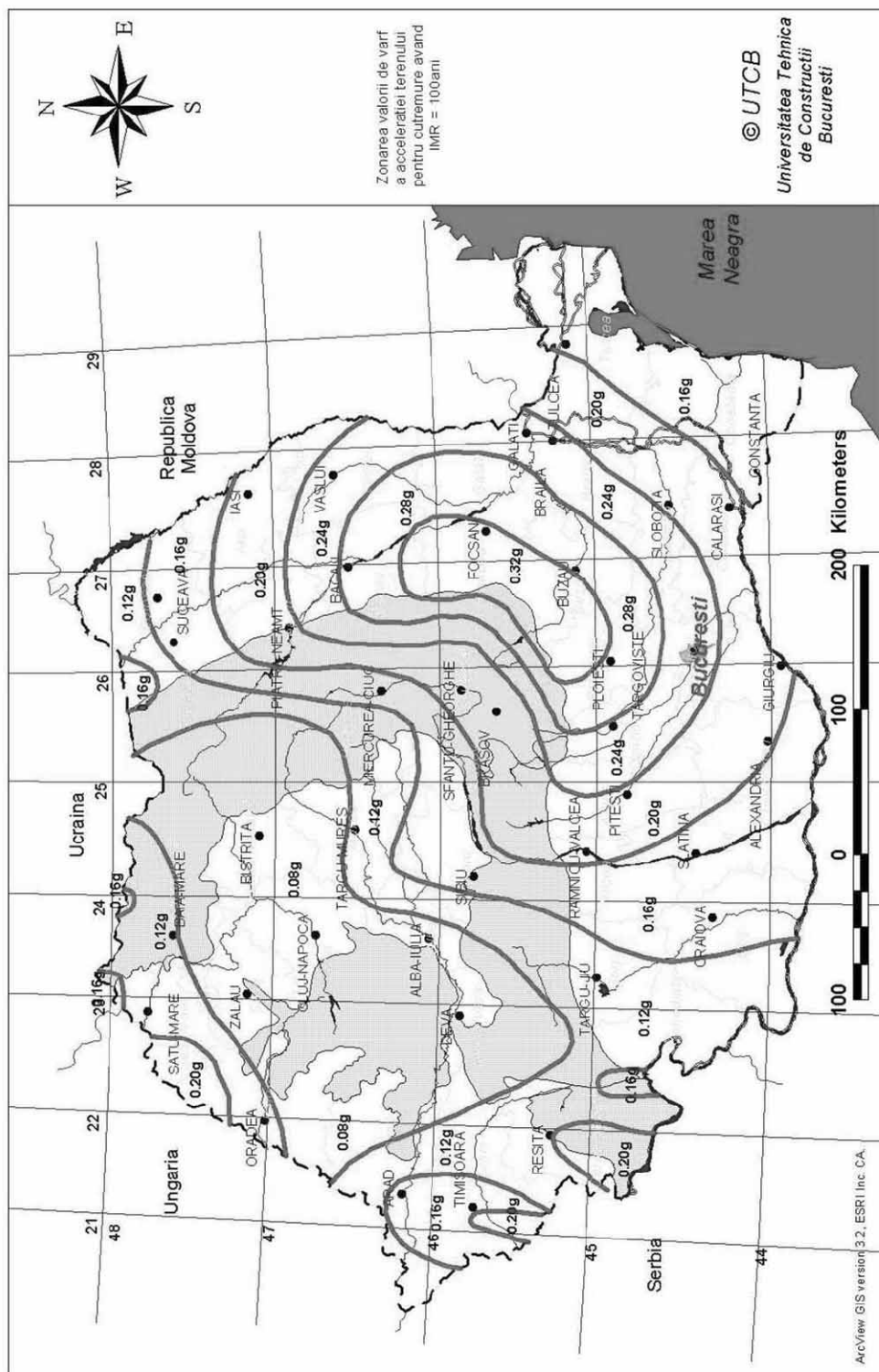
**Tabelul 3.1** Perioadele de control (colț)  $T_B$ ,  $T_C$ ,  $T_D$  ale spectrului de răspuns pentru componentele orizontale ale mișcării seismice

Interval mediu de recurență a magnitudinii cutremurului	Valori ale perioadelor de control (colț)			
$IMR = 100\text{ani},$ Pentru starea limită ultimă	$T_B, \text{ s}$	0,07	0,10	0,16
	$T_C, \text{ s}$	0,7	1,0	1,6
	$T_D, \text{ s}$	3	3	2

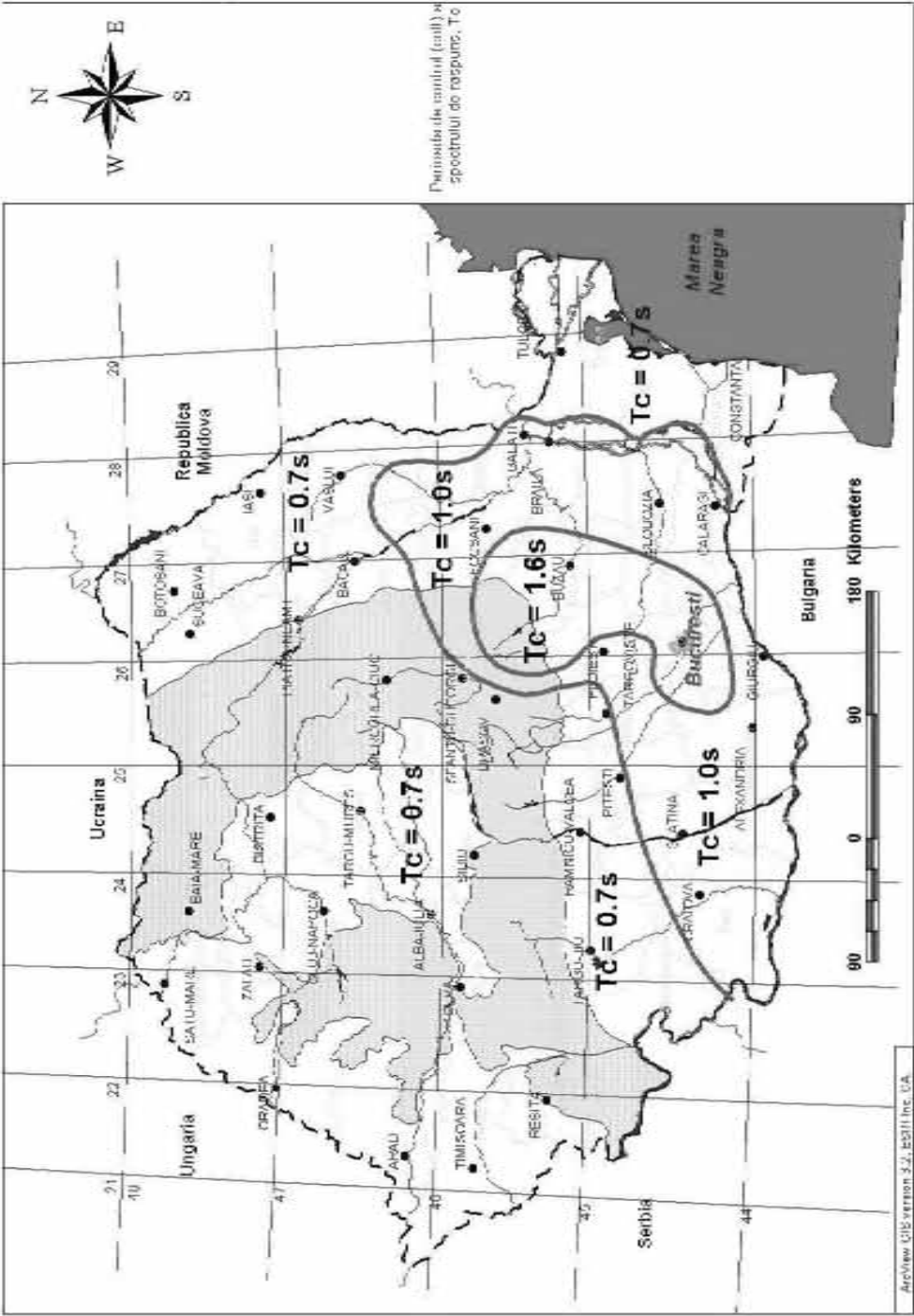
*Spectrele* normalizate de răspuns elastic ( $\xi=0,05$ ) pentru accelerație pentru condițiile seismice și de teren din România sunt reprezentate în Figura 3.3 pe baza valorilor  $T_B$ ,  $T_C$  și  $T_D$  din Tabelul 3.1.

Spectrul normalizat de răspuns elastic pentru accelerație din Figura 3.4 se folosește în Banat în zonele caracterizate de accelerația  $a_g = 0,20g$  și  $a_g = 0,16g$ . Pentru zonele din Banat în care  $a_g = 0,12g$  și  $a_g = 0,08g$  se utilizează spectrul normalizat din Figura 3.3 pentru  $T_C \leq 0,7s$ .

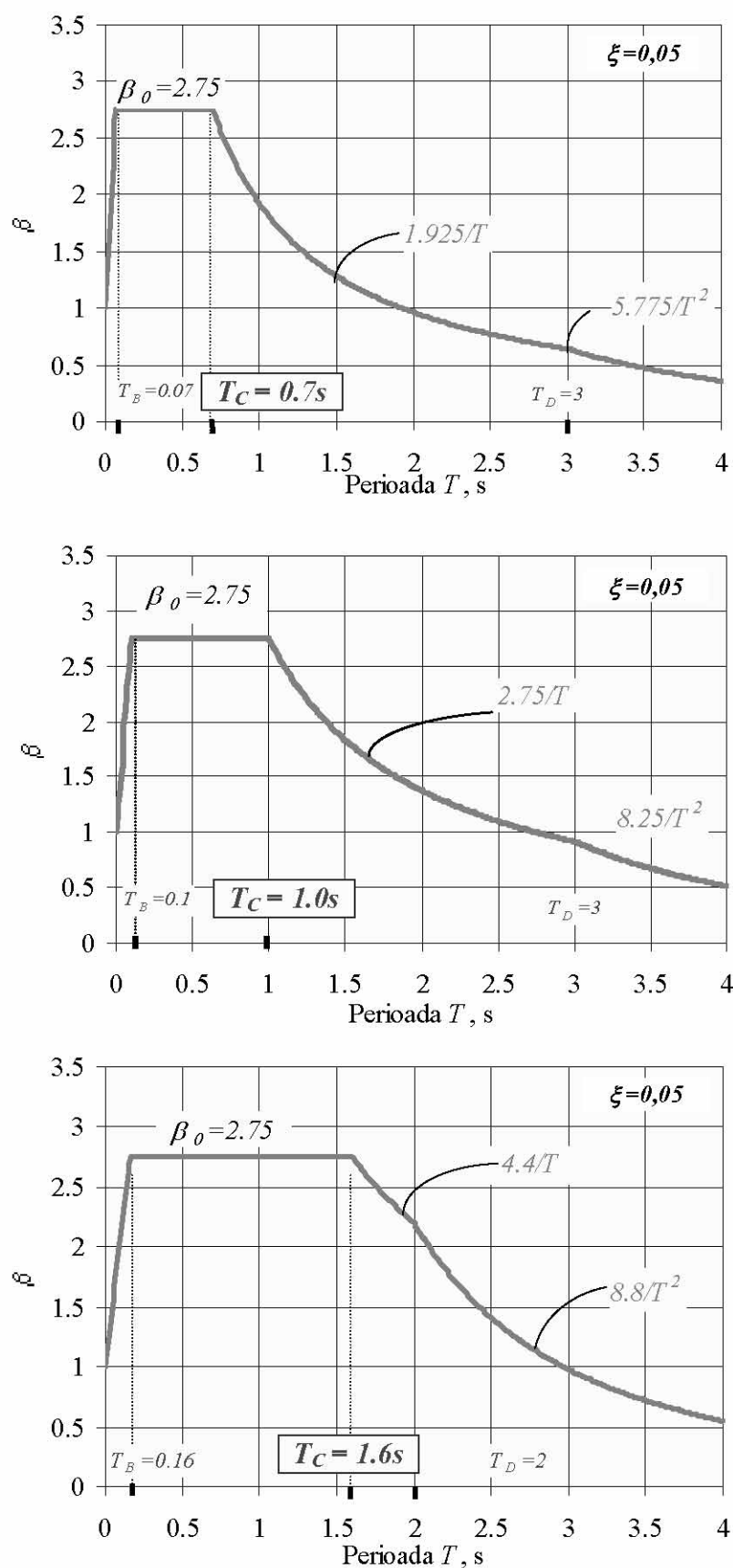




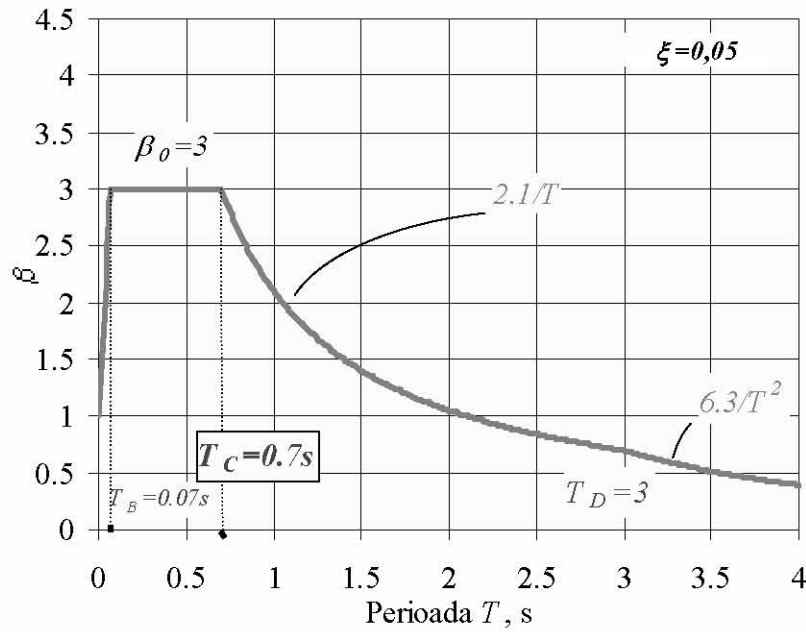
**Figura 3.1** Zonarea teritoriului României în termeni de valori de vârf ale accelerației terenului pentru proiectare  $a_g$  pentru cutremure având intervalul mediu de recurență  $IMR = 100$  ani



**Figura 3.2** Zonarea teritoriului României în termeni de perioada de control (colt),  $T_c$  a spectrului de raspuns



**Figura 3.3** Spectre normalizate de răspuns elastic pentru accelerații pentru componentele orizontale ale mișcării terenului, în zonele caracterizate prin perioadele de control (colț):  $T_C = 0,7$ ,  $T_C = 1,0$  și  $T_C = 1,6s$ .



**Figura 3.4** Surse crustale în Banat: spectru normalizat de răspuns elastic pentru accelerații pentru componentele orizontale ale mișcării terenului pentru zonele în care hazardul seismic este caracterizat de  $a_g = 0,20g$  și  $a_g = 0,16g$ .

Spectrul de răspuns elastic pentru componentele orizontale ale accelerației terenului în amplasament  $S_e(T)$ , exprimat în  $m/s^2$ , este definit astfel:

$$S_e(T) = a_g \beta(T) \quad (3.6)$$

unde valoarea  $a_g$  este considerată în  $m/s^2$ .

Spectrul de răspuns elastic pentru deplasări pentru componentele orizontale ale mișcării terenului,  $S_{De}(T)$ , exprimat în m, se obține prin transformarea directă a spectrelor de răspuns elastic pentru accelerație  $S_e(T)$  utilizând următoarea relație:

$$S_{De}(T) = S_e(T) \left[ \frac{T}{2\pi} \right]^2 \quad (3.7)$$

(9) Componenta verticală a acțiunii seismice este reprezentată prin spectrul de răspuns elastic pentru accelerații pentru componenta verticală a mișcării terenului. Formele normalizate ale spectrelor de răspuns elastic pentru componenta verticală  $\beta_v(T)$ , pentru fracțiunea din amortizarea critică  $\xi = 0,05$  și în funcție de perioadele de control (colț) pentru spectrul componentei verticale  $T_{Bv}$ ,  $T_{Cv}$ ,  $T_{Dv}$  sunt descrise de relațiile următoare:

$$0 \leq T \leq T_{Bv} \quad \beta_v(T) = 1 + \frac{(\beta_{0v} - 1)T}{T_{Bv}} \quad (3.8)$$

$$T_{Bv} < T \leq T_{Cv} \quad \beta_v(T) = \beta_{0v} \quad (3.9)$$



$$T_{Cv} < T \leq T_{Dv} \quad \beta_v(T) = \beta_{0v} \frac{T_{Cv}}{T} \quad (3.10)$$

$$T > T_{Dv} \quad \beta_v(T) = \beta_{0v} \frac{T_{Cv} T_{Dv}}{T^2} \quad (3.11)$$

unde  $\beta_{0v} = 3,0$  este factorul de amplificare dinamică maximă a accelerației verticale a mișcării terenului de către structura având fracțiunea din amortizarea critică  $\xi=0,05$ .

Perioadele de control (colț) ale spectrelor de răspuns normalizate pentru componenta verticală a mișcării seismice se consideră simplificat astfel:

$$T_{Bv} = 0,1 T_{Cv} \quad (3.12)$$

$$T_{Cv} = 0,45 T_C \quad (3.13)$$

$$T_{Dv} = T_D. \quad (3.14)$$

Spectrul de răspuns elastic pentru componenta verticală a mișcării terenului în amplasament  $S_{ve}$  este definit astfel:

$$S_{ve}(T) = a_{vg} \beta_v(T). \quad (3.15)$$

Valoarea de vârf a accelerației pentru componenta verticală a mișcării terenului  $a_{vg}$  se evaluează ca fiind:

$$a_{vg} = 0,7 a_g. \quad (3.16)$$

(10) În municipiul București, există evidența instrumentală foarte clară a perioadei predominante lungi ( $T_p=1,4 \div 1,6s$ ) a vibrației terenului în timpul cutremurelor Vrancea de magnitudini moderate și mari (magnitudine Gutenberg-Richter  $M \geq 7,0$ ; magnitudine moment  $M_w \geq 7,2$ ).

Definirea perioadei predominante a vibrației terenului este dată în Anexa A.

Proiectarea de structuri cvasiresonante cu perioada predominantă a vibrației terenului trebuie evitată.

### 3.1.1. Descrieri alternative ale acțiunii seismice

În calculul dinamic al structurilor mișcarea seismică este descrisă prin variația în timp a accelerației terenului (accelerogramă).

Atunci când este necesar un model de calcul spațial, mișcarea seismică trebuie să fie caracterizată prin trei accelerograme simultane corespunzătoare celor trei direcții ortogonale (două orizontale și una verticală). Pe cele două direcții orizontale se folosesc simultan accelerograme diferite.

### 3.1.2. Accelerograme artificiale

Accelerogramele artificiale sunt accelerogramele generate pe baza unui spectru de răspuns elastic pentru accelerații în amplasament,  $S_e(T)$ .

Spectrul de răspuns elastic al accelerogramelor artificiale trebuie să fie apropiat de spectrul de răspuns elastic pentru accelerații în amplasament.

Pe baza spectrului de răspuns elastic pentru accelerații în amplasament  $S_e(T)$  trebuie generat un set de accelerograme artificiale care să respecte următoarele condiții:

- a) Numărul minim de accelerograme sa fie 3 (trei);
- b) Media aritmetică a valorilor accelerațiilor de vârf ale accelerogramelor generate să nu fie mai mică decât valoarea  $a_g$  pentru amplasamentul respectiv;
- c) Toate valorile spectrului mediu calculat prin medierea aritmetică a ordonatelor spectrelor elastice de răspuns pentru accelerații corespunzând tuturor accelerogramelor artificiale generate trebuie să nu fie mai mici cu mai mult de 10% din valoarea corespunzătoare a spectrului elastic de răspuns în amplasament  $S_e(T)$ .

### 3.1.3. Accelerograme înregistrate

Accelerogramele înregistrate pot fi utilizate dacă ele sunt înregistrate în apropierea amplasamentului în cauză, cu condiția ca valoarea maximă a accelerației înregistrate să fie scalată astfel încât să fie aceeași cu valoarea  $a_g$  în amplasament, iar conținutul de frecvențe să fie compatibil cu condițiile locale de teren.

Se pot utiliza și accelerograme înregistrate în alte amplasamente, cu respectarea următoarelor condiții: accelerația maximă sa fie scalată, caracteristicile surselor seismice, distanța sursă-amplasament și condițiile de teren din amplasament să fie similare.

În toate cazurile trebuie utilizate cel puțin 3 (trei) accelerograme.

Toate valorile spectrului mediu al accelerogramelor înregistrate care se vor utiliza nu vor fi mai mici cu mai mult de 10% decât valoarea corespunzătoare din spectrul elastic de răspuns în amplasament  $S_e(T)$ .

### 3.1.4. Variabilitatea în spațiu a acțiunii seismice

Pentru structurile cu caracteristici speciale, cum ar fi cele în cazul cărora nu se poate aplica ipoteza excitației uniforme a tuturor punctelor de reazem, se recomandă utilizarea de modele spațiale ale acțiunii seismice care să ia în considerare variabilitatea mișcării terenului de la un punct la altul.

Trebuie verificată compatibilitatea dintre spectrele de răspuns ale accelerogramelor din diferite puncte și spectrul de răspuns elastic pentru accelerații în amplasament  $S_e(T)$  recomandat de normativ, la fel ca în cazul accelerogramelor artificiale.

### 3.2. Spectrul de proiectare

Spectrul de proiectare pentru accelerații  $S_d(T)$ , exprimat în  $\text{m/s}^2$ , este un spectru de răspuns inelastic care se obține cu relațiile 3.17 și 3.18:

$$0 < T \leq T_B \quad S_d(T) = a_g \left[ 1 + \frac{\frac{\beta_0}{q} - 1}{T_B} T \right] \quad (3.17)$$

$$T > T_B \quad = a_g \frac{\beta(T)}{q}. \quad (3.18)$$

unde

$q$  este factorul de comportare al structurii (factorul de modificare a răspunsului elastic în răspuns inelastic), cu valori în funcție de tipul structurii și capacitatea acesteia de disipare a energiei.

Valorile factorului de comportare  $q$  pentru diferite tipuri de materiale și de sisteme structurale sunt indicate în capitole specifice din prezentul cod.

Spectrul de proiectare pentru componenta verticală a mișcării seismice se obține în mod asemănător. Valoarea factorului de comportare în acest caz se consideră simplificat 1,5 pentru toate materialele și sistemele structurale, cu excepția cazurilor în care valori mai mari pot fi justificate prin analize speciale.

### 3.3. Combinarea acțiunii seismice cu alte tipuri de acțiuni

Pentru proiectarea la starea limită ultimă a construcțiilor amplasate în zone seismice, valoarea pentru proiectare a efectelor combinate ale acțiunilor se determină din grupările de efecte ale încărcărilor conform *CR0-2005*.



## **4. PREVEDERI GENERALE DE AMPLASARE ȘI DE ALCĂTUIRE A CONSTRUCȚIILOR**

### **4.1. Generalități**

Capitolul 4 al codului conține reguli generale pentru alegerea amplasamentelor și alcătuirea de ansamblu a clădirilor.

În capitolul 4 se dau, de asemenea, indicații generale pentru alegerea modelelor și metodelor de calcul structural la acțiuni seismice și pentru selectarea valorilor factorilor de comportare în funcție de măsura în care construcțiile satisfac condițiile de bună conformare pentru cutremur.

Capitolul este corelat cu secțiunile 5 – 11, în care sunt detaliate aspectele de proiectare specifice construcțiilor din diferite materiale.

### **4.2. Condiții de planificare a construcțiilor**

(1) Încadrarea noilor construcții în mediul natural și în mediul construit se va face în așa fel încât să se evite sporirea riscurilor implicate de efectele potențiale, directe sau indirecte, ale unor viitoare cutremure puternice. În acest scop se recomandă să se limiteze densitatea de construire, precum și a numărului de persoane care pot ocupa pe perioade lungi de timp construcțiile de tip curent, cum sunt clădirile de locuit. Aceasta înseamnă, de regulă, limitarea înălțimii acestor construcții, măsură care poate avea și efecte economice favorabile. De asemenea, se vor asigura căi multiple de acces și de comunicare pentru eventuala necesitate a evacuării de urgență în scopul limitării efectelor unor cutremure puternice.

(2) Se va limita durata situațiilor provizorii care pot apărea în timpul executării construcțiilor în care gradul de protecție structurală este mai redus și riscul unor efecte grave sporește în eventualitatea unor acțiuni seismice de intensitate ridicată

(3) Activitatea de realizare a construcțiilor noi se va corela cu activitatea de înlocuire sau de consolidare în timp util a fondului construit vechi, vulnerabil seismic.

### **4.3. Condiții privind amplasarea construcțiilor**

(1) Amplasamentele construcțiilor se vor alege, de regulă, în zone în care structura geologică și alcătuirea straturilor superficiale de teren permite realizarea protecției seismice în condiții economice, fără măsuri costisitoare.

(2) Se va evita, ca regulă generală, amplasarea construcțiilor pe maluri, râpe sau alte terenuri care prezintă risc de alunecare sau surpare. În cazul în care amplasamentele de acest fel nu se pot evita, se vor lua măsurile necesare pentru stabilizarea terenurilor.

(3) În cazurile în care amplasarea construcțiilor pe terenuri cu proprietăți mecanice inferioare (nisipuri cu grad mare de afânare, refulante sau lichefiabile, mături, umpluturi neconsolidate etc) nu poate fi evitată, se vor lua măsurile necesare pentru consolidarea terenurilor, astfel încât aceasta să poată asigura o bună comportare seismică a construcțiilor



(4) Pentru construcțiile a căror eventuală avariere poate avea urmări de gravitate deosebită se vor preciza, în funcție de specificul construcțiilor și al proceselor tehnologice, criterii specifice de excludere a anumitor categorii de amplasamente.

#### **4.4. Alcătuirea de ansamblu a construcțiilor**

##### **4.4.1. Aspecte de bază ale concepției de proiectare**

(1) Proiectarea seismică urmărește realizarea unei construcții sigure în raport cu hazardul seismic asociat amplasamentului, care să îndeplinească în condiții acceptabile de cost, cerințele fundamentale enunțate la 2.1.

(2) Aspectele conceptuale de bază se referă la:

- simplitatea structurii
- redundanța structurii
- geometria structurii și a clădirii în întregul ei, cu considerarea modului de distribuire a elementelor structurale, nestructurale și a maselor
- rezistența și rigiditatea laterală în orice direcție
- realizarea ca diafragme a planșeelor
- realizarea unor fundații adecvate.

Realizarea unei structuri simple, compacte, pe cât posibil simetrice, reprezintă obiectivul cel mai important al proiectării, deoarece modelarea, calculul, dimensionarea, detalierea și execuția structurilor simple este supusă la incertitudini mult mai mici și, ca urmare, se poate impune construcției, cu un grad înalt de încredere, comportarea seismică dorită.

##### **4.4.1.1. Simplitate structurală**

(1) Simplitatea structurală presupune existența unui sistem structural continuu și suficient de puternic care să asigure un traseu clar, cât mai direct și neîntrerupt al forțelor seismice, indiferent de direcția acestora, până la terenul de fundare. Forțele seismice care iau naștere în toate elementele clădirii sunt preluate de planșeele - diafragme orizontale și transmise structurii verticale, iar de la aceasta sunt transferate la fundații și teren.

(2) Proiectarea trebuie să asigure că nu există discontinuități în acest drum. De exemplu un gol mare în planșeu sau absența în planșeu a armăturilor de colectare a forțelor de inerție, pentru a le transmite la structura verticală – reprezintă asemenea discontinuități.

##### **4.4.1.2. Redundanța structurală**

Proiectarea seismică va urmări să înzestreze structura clădirii cu redundanța adecvată. Prin aceasta se asigură că:

- ruperea unui singur element sau a unei singure legături structurale nu expune structura la pierderea stabilității

- se realizează un mecanism de plastificare cu suficiente zone plastice, care să permită exploatarea rezervelor de rezistență ale structurii și o disipare avantajoasă a energiei seismice.

Notă: Pentru a fi redundantă o structură cu multiple legături interioare (multiplu static nedeterminată) trebuie să aibă toate legăturile dimensionate adecvat. Astfel, de exemplu, o structură etajată de beton armat nu prezintă redundanță, dacă lungimile de înădare ale armăturilor din stâlpi sunt insuficiente.

#### **4.4.1.3. Geometria (configurația) structurii**

- (1) Proiectarea seismică va urmări realizarea unei structuri cât mai regulate, distribuite cât mai uniform în plan, permițând o transmitere directă și pe un drum scurt a forțelor de inerție aferente maselor distribuite în clădire
- (2) Structura trebuie să prezinte, pe cât posibil, și uniformitate pe verticala construcției, urmărindu-se să se elimine apariția unor zone sensibile, în care concentrarea unor eforturi sau deformații plastice excesive ar putea produce ruperi premature
- (3) Prin alegerea unei forme avantajoase a construcției, printr-o distribuție adecvată a maselor, a rigidității și a capacității de rezistență laterale a structurii se va urmări reducerea în cât mai mare măsură a excentricităților.

#### **4.4.1.4. Rigiditate și rezistență la translație pe două direcții**

- (1) Întrucât acțiunea orizontală a cutremurelor se manifestă bidirecțional, elementele structurale vor fi dispuse în plan într-un sistem ortogonal, în măsură să ofere caracteristici de rezistență și de rigiditate suficiente în două direcții. Sistemele structurale pot fi diferite în cele două direcții.
- (2) Rigiditatea laterală va fi suficientă pentru limitarea deplasărilor orizontale, astfel încât efectele de ordinul 2 și degradările construcției să poată fi controlate.
- (3) La clădirile etajate se recomandă utilizarea soluțiilor cu rigiditate laterală sporită, prin prevederea unor pereți structurali pe toată înălțimea clădirilor, în toate cazurile în care necesitatea funcțională a unor spații libere sau forma construcției nu împiedică introducerea lor. De asemenea, la alegerea sistemului structural pe criterii de rigiditate se vor avea în vedere și modul de realizare a pereților de compartimentare și de închidere, a legăturii între elementele nestructurale și elementele structurii de rezistență, precum și măsura în care primele împiedică deformațiile libere ale ultimelor.

#### **4.4.1.5. Rigiditate și rezistență la torsiune**

Structura trebuie să fie înzestrată cu suficientă rigiditate și rezistență la torsiune pentru a limita manifestarea unor mișcări de răsucire în ansamblu a construcției, care ar putea spori pericolul eforturilor și deplasărilor orizontale ale clădirilor. Soluția cea mai eficientă pentru aceasta este dispunerea adecvată a unor elemente suficient de rigide și rezistente pe perimetrul construcției (cel puțin două în fiecare direcție).

#### **4.4.1.6. Acțiunea de diafragmă a planșeelor**

- (1) Într-o construcție corect alcătuită pentru preluarea încărcărilor seismice, planșeele joacă un rol esențial prin:



- colectarea forțelor de inerție și transmiterea lor la elementele verticale ale structurii
- acțiunea de diafragmă orizontală, care asigură angajarea solidară a elementelor verticale în preluarea forțelor seismice orizontale

Alcătuirea diaframelor, respectiv forma, secțiunea de beton și armarea lor, a elementelor metalice sau de lemn, după caz, trebuie să asigure într-un grad înalt îndeplinirea acestor roluri.

(2) Proiectarea planșeelor cu alcătuiți neregulate (cu forme neregulate și cu goluri relativ mari etc) și proiectarea planșeelor în structuri neregulate (cu lipsă de uniformitate în plan și pe verticală) se va baza pe modelele de calcul în măsură să evidențieze suficient de fidel comportarea acestor elemente la cutremur.

(3) Comportarea planșeelor de la fiecare nivel ca diafragme practic infinite rigide și rezistente pentru forțe aplicate în planul lor permite adoptarea unor modele de calcul structural simplificate, caracterizate de manifestarea a numai 3 deplasări la fiecare nivel (2 translații și o rotație)

#### **4.4.1.7. Realizarea unei fundații (infrastructuri) adecvate**

(1) Alcătuirea fundațiilor construcției și a legăturii acesteia cu suprastructura trebuie să asigure condiția ca întreaga clădire să fie supusă unei excitații seismice cât mai uniforme

(2) În cazul structurilor alcătuite dintr-un număr de pereți structurali cu rigiditate și capacități de rezistență diferite, infrastructurile de tip cutie rigidă și rezistentă sau de tip radier casetat sunt în general recomandabile.

(3) În cazul adoptării unor elemente de fundare individuale (directă sau la adâncime, prin piloți), este recomandabilă utilizarea unei plăci de fundație (radier) sau prevederea unor grinzi de legătură între aceste elemente, în ambele direcții.

(4) Se recomandă să se evite formele de construcții la care, pentru anumite direcții de acțiune seismică, pot apărea suprasolicitări ale unor elemente verticale și solicitarea dezavantajoasă a infrastructurilor.

(5) La proiectarea fundației, forțele transmise de suprastructură sunt cele care corespund mecanismului structural de disipare de energie.

(6) Alte condiții și criterii pentru realizarea sistemului de fundare sunt date în “Normativul pentru proiectarea structurilor de fundare directă”, NP 112-04.

#### **4.4.1.8. Condiții referitoare la masele construcțiilor**

(1) În vederea reducerii efectelor nefavorabile datorate poziționării neregulate a încărcărilor masice, se va urmări dispunerea cât mai uniformă a încărcărilor gravitaționale pe planșee, atât în plan cât și pe verticală.

(2) În vederea reducerii forțelor de inerție seismice care acționează asupra construcțiilor se va urmări realizarea de construcții cu mase cât mai mici. În acest scop:

- La realizarea elementelor nestructurale: învelitori, termoizolații, șape, pereți de compartimentare și de închidere, parapete de balcoane etc., se vor utiliza cu prioritate materiale ușoare. De asemenea, se va căuta să se reducă grosimea tencuielilor și a

șapelor de egalizare, a straturilor pentru realizarea pantelor și să se micșoreze greutatea elementelor ornamentale la clădirile la care acestea sunt necesare.

- La construcțiile cu regim ridicat de înălțime și/sau cu mase mari se recomandă utilizarea betoanelor de înaltă rezistență în elementele structurale, în special în stâlpi și pereții structurali.
- La acoperișurile halelor parter cu deschideri mari (inclusiv elementele luminatoarelor și ale defletoarelor) se vor aplica cu prioritate soluții din materiale ușoare.
- În cazul clădirilor cu funcțiuni diferite pe înălțime se recomandă ca activitățile (funcțiunile) care implică încărcări utile mari să fie plasate la nivelurile inferioare.

#### **4.4.2. Elemente structurale principale și secundare în preluarea forțelor seismice**

(1) Unele elemente structurale pot să nu fie considerate ca făcând parte din sistemul structural care preia forțele seismice și să fie proiectate ca elemente seismice secundare. Rezistența și rigiditatea acestor elemente la forțe laterale va fi neglijată, și nu este necesar ca ele să satisfacă prevederile speciale date în capitolele 5 – 9.

În schimb, aceste elemente și legăturile lor cu structura seismică de bază vor fi alcătuite astfel încât să preia încărcările gravitaționale aferente, în situația deplasărilor laterale produse de solicitarea seismică cea mai nefavorabilă.

(2) Elementele secundare vor satisface condițiile din codurile de proiectare pentru structuri realizate din diferite materiale.

(3) Rigiditatea laterală a elementelor secundare, a căror contribuție la preluarea forțelor seismice este neglijată nu va fi mai mare de 15% din rigiditatea laterală a structurii.

(4) Elementele care nu sunt considerate secundare, se proiectează ca elemente seismice principale, făcând parte din sistemul care preia forțele laterale. Modelarea lor pentru calcul satisface prevederile capitolul 4, iar dimensionarea și detalierea acestora vor respecta prevederile specifice din capitolele 5 – 9.

#### **4.4.3. Condiții pentru evaluarea regularității structurale**

##### **4.4.3.1. Aspecte generale**

(1) În vederea proiectării seismice construcțiile se clasifică în regulate și neregulate.

(2) Condițiile pentru caracterizarea construcțiilor ca regulate sunt date în 4.4.3.2 și 4.4.3.3. Aceste criterii trebuie considerate drept condiții necesare, care trebuie, de regulă, respectate.

(3) În funcție de tipul construcției, regulate sau neregulate, se aleg diferențiat:

- modelul structural, care poate fi plan sau spațial
- metoda de calcul structural, care poate fi procedeul simplificat al forței laterale echivalente (evaluate direct pe baza spectrului de răspuns) sau procedeul de calcul modal



- valoarea factorului de comportare,  $q$ , care are valori mai reduse în cazul structurilor neregulate, în conformitate cu indicațiile din tabelul 4.1.

**Tabelul 4.1** Modul de considerare a regularității structurale asupra proiectării seismice

Caz	Regularitate		Simplificare de calcul admisă		Factor de comportare
	În plan	În elevație	Model	Calcul elastic liniar	Calcul elastic liniar
1	Da	Da	Plan	* Forța laterală echivalentă	Valoarea de referință
2	Da	Nu	Plan	Modal	Valoare redusă
3	Nu	Da	Spațial	Modal	Valoarea de referință
4	Nu	Nu	Spațial	Modal	Valoare redusă

Notă: - \* Numai dacă construcția are o înălțime până la 30 m și o perioadă a oscilațiilor proprii  $T < 1,50$  s.  
 - Indicațiile din tabelul 4.1, referitoare la alegerea modelului și a metodei de calcul structural corespund nivelului de calcul minimal admis

- (4) Valorile de referință ale factorilor de comportare sunt date în capitolele 5 – 9.
- (5) Reducerea factorilor de comportare pentru a lua în considerare incertitudinile privind comportarea seismică a structurilor neregulate se va stabili funcție de gradul acestei neregularități. Orientativ pentru cazul 2 factorul de comportare de referință se va reduce cu 20%, iar pentru cazul 4, cu 30%.

#### 4.4.3.2. Criterii pentru regularitatea structurală în plan

(1) Construcția trebuie să fie aproximativ simetrică în plan în raport cu 2 direcții ortogonale, din punct de vedere al distribuției rigidității laterale, capacităților de rezistență și al maselor.

(2) Construcția are formă compactă, cu contururi regulate. Dacă construcția prezintă retrageri în plan, la diferite niveluri (margini retrase), clădirea se consideră că prezintă suficientă regularitate dacă, aceste retrageri nu afectează rigiditatea în plan a planșeului și dacă pentru fiecare retragere, diferența între conturul planșeului și înfășurătoarea poligonală convexă (circumscrișă) a planșeului nu depășește 15% din aria planșeului.

Dacă forma în plan este neregulată, cu discontinuități în care pot apărea eforturi suplimentare semnificative, se recomandă tronsonarea construcției prin rosturi seismice, astfel ca pentru fiecare tronson în parte să se ajungă la o formă regulată cu distribuții avantajoase a volumelor, maselor și rigidităților.

(3) La clădirile etajate, la nivelurile unde se realizează reduceri de gabarit acestea se vor realiza pe verticala elementelor portante (stâlpi, pereți).

Se vor evita, de regulă, rezemările stâlpi pe grinzi, acestea fiind acceptate numai în cazul stâlpilor cu încărcări mici de la ultimele 1 – 2 niveluri ale clădirilor etajate.

(4) Rigiditatea planșeelor în planul lor este suficient de mare în comparație cu rigiditatea laterală a elementelor structurale verticale, astfel încât deformația planșeelor să aibă un efect neglijabil asupra distribuției forțelor orizontale între elementele structurale verticale.

(5) La fiecare nivel, în fiecare din direcțiile principale ale clădirii, excentricitatea va satisface condițiile:

$$e_{ox} \leq 0,30 r_x \quad (4.1 a)$$

$$e_{oy} \leq 0,30 r_y \quad (4.1 b)$$

unde:

$e_{ox}$ ,  $e_{oy}$  – distanța între centrul de rigiditate și centrul maselor, măsurată în direcție normală pe direcția de calcul

$r_x$ ,  $r_y$  – rădăcina pătrată a raportului între rigiditatea structurii la torsiune și rigiditatea laterală în direcția de calcul

(6) În cazul structurilor monotone pe verticală, rigiditatea laterală a componentelor structurale (cadre, pereți) se poate considera proporțională cu un sistem de forțe cu o distribuție simplificată (vezi secțiunea 4.5) care produce acestor componente o deplasare unitară la vârful construcției

(7) Alternativ condițiilor date la (5), structura este considerată regulată, cu sensibilitate relativ mică la răsucirea de ansamblu, dacă deplasarea maximă, înregistrată la o extremitate a clădirii este de cel mult 1,35 ori mai mare decât media deplasărilor celor 2 extremități.

#### 4.4.3.3. Criterii pentru regularitatea pe verticală

(1) Sistemul structural se dezvoltă monoton pe verticală fără variații de la nivelul fundației până la vârful clădirii. Dacă există retrageri pe înălțimea clădirii acestea nu depășesc, la oricare nivel, 20% din dimensiunea de la nivelul imediat inferior.

(2) Structura nu prezintă la nici un nivel reduceri de rigiditate laterală mai mari de 30% din rigiditatea nivelului imediat superior sau imediat inferior (structura nu are niveluri flexibile).

(3) Structura nu prezintă la nici un nivel, o rezistență laterală mai mică cu mai mult de 20% decât cea a nivelului situat imediat deasupra sau dedesubt (structura nu are niveluri slabe din punct de vedere al rezistenței laterale).

(4) Dacă dimensiunile elementelor structurale se reduc de la bază către vârful structurii, variația rigidității și rezistenței laterale este uniformă, fără reduceri bruște de la un nivel inferior la un nivel superior.

(5) Masele aplicate pe construcție sunt distribuite uniform. Aceasta înseamnă că la nici un nivel masa aferentă nu este mai mare cu mai mult de 50% decât masele aplicate la nivelurile adiacente.

(6) Structura nu prezintă discontinuități pe verticală, care să devieze traseul încărcărilor către fundații. Devierea poate avea loc în același plan al structurii sau dintr-un plan în alt plan vertical al construcției.

#### 4.4.4. Condiții pentru alcătuirea planșelor

##### 4.4.4.1. Generalități

- (1) Diafragmele orizontale acționează ca grinzi orizontale, cu proporții de grinzi pereți, rezemate în planurile unde se dezvoltă subsistemele structurale verticale (cadre, pereți). Încărcările lor sunt constituite din forțele de inerție orizontale asociate greutatea tuturor elementelor structurale și nestructurale, echipamentelor și, respectiv, fracțiunii de lungă durată a încărcărilor temporare, conform prevederilor de la capitolul 3.
- (2) Diafragmele se modelează în calcul ca grinzi pereți sau ca grinzi cu zăbrele.
- (3) Diafragmele trebuie să fie capabile să posede suficientă capacitate de rezistență astfel încât să transmită efectele acțiunii seismice la elementele structurii laterale la care sunt conectate, lucrând preponderent în domeniul elastic.
- (4) Proiectarea trebuie să urmărească evitarea solicitării planșelor în domeniul inelastic, care poate altera semnificativ distribuția încărcărilor laterale (și prin aceasta și valorile forțelor tăietoare din elementele verticale) și, ponderea modurilor de vibrație ale planșelor și structurii verticale.
- (5) Aspectele specifice ale proiectării planșelor se referă la
  - preluarea eforturilor de întindere din încovoiere
  - transmiterea reacțiunilor la reazeme, pereți sau grinzi de cadru, prin legătura dintre aceste elemente și placa planșeului
  - colectarea încărcărilor aplicate în masa planșeului, în vederea transmiterii lor la elementele verticale
  - preluarea forțelor tăietoare prin mecanismele specifice grinzilor pereți (prin acțiune de arc sau grindă cu zăbrele), inclusiv cu armături transversale de suspendare de zona comprimată a încărcărilor seismice distribuite în masa planșeului.

##### 4.4.4.2. Proiectarea la încovoiere

(1) Întinderile din încovoiere sunt preluate de armături dispuse în elementele de bordare ale planșeului. Aceste elemente, realizate sub formă de centuri pe pereți, grinzi (de beton armat, oțel, lemn, după caz) sau ca armături montate între rosturile unei zidării vor îndeplini 2 condiții:

- să fie continue
- să fie conectate adecvat la placa (elementele) planșeului.

Dacă sunt continue, armăturile din placă paralele cu marginea planșeului pot îndeplini, de asemenea, acest rol.

- (2) La evaluarea eforturilor de întindere din planșeu se va ține seama de efectele flexibilității (rigidității) relative a elementelor verticale.
- (3) Atunci când planșeele nu pot fi considerate practic infinit rigide, în raport cu componentele structurii laterale, precum și atunci când rigiditatea planșelor are valori diferite la diferitele niveluri ale clădirii, se va ține seama de efectul deformabilității lor



asupra distribuției forțelor laterale pe orizontala și verticala clădirii. În acest scop se pot utiliza modele de calcul simplificate, în care ansamblul structurii, inclusiv planșeele este reprezentat printr-o rețea de grinzi.

(4) La colțurile intrânde ale planșeelor de beton armat cu formă neregulată se vor prevedea armături adecvate în vederea limitării dezvoltării ca lungime și deschidere, a fisurilor periculoase care pot apărea în aceste zone.

În aceste zone, ca și la reducerea locală a dimensiunilor în plan ale planșeului, armătura de bordare trebuie continuată suficient de departe de colț, pentru a asigura angajarea armăturilor curente ale planșeului.

Măsuri cu rol similar vor fi luate și la planșee realizate din alte materiale.

#### **4.4.4.3. Conectarea planșeelor la elementele structurii laterale**

(1) Conectarea planșeelor cu elementele structurii laterale se va dimensiona și alcătui astfel încât să fie în măsură să transmită forțele de forfecare rezultate din acțiunea de diafragmă orizontală. Atunci când aceste forțe sunt excesive se poate recurge la îngroșarea locală a planșeului.

(2) Această legătură se realizează funcție de modul concret de alcătuire al planșeului, în corelare cu sistemele de cofrare și tehnologia de execuție, prin:

- armături perpendiculare pe interfața placă-perete (grindă), adecvat ancorate, la planșeele de beton armat
- legături sudate, buloane, la planșeele metalice
- scoabe, solidarizare prin cuie, buloane, la planșeele din lemn

(3) Elementele de conectare pot servi și pentru ancorarea (rezemarea) unor pereți de zidărie sau beton, la forțe normale pe planul acestora.

#### **4.4.4.4. Colectarea încărcărilor orizontale**

(1) Comportarea planșeelor ca grinzi pereți impune prevederea unor armături de suspendare necesare pentru preluarea eforturilor de întindere din planul plăcii, rezultate din aplicarea distribuită a forțelor seismice orizontale pe planșeu.

(2) În vederea reducerii eforturilor tangențiale la interfața planșeului – structura laterală se recomandă prevederea unor “colectori”, elemente care transmit prin suspendare directă, încărcările masice.

#### **4.4.4.5. Măsuri specifice în planșee cu goluri mari**

(1) Se va evita prevederea golurilor de circulație pe verticală în zonele în care secțiunea diafragmei este redusă semnificativ, pentru a evita fracturarea planșeelor astfel slăbite.

(2) În jurul golurilor de dimensiuni mari se vor prevedea elemente de bordare similare cu cele dispuse la marginea planșeului.

În asemenea cazuri, armarea planșeului pentru forțe din planul acestuia trebuie determinate pe scheme de calcul care să ia în considerare slăbirile produse de goluri.

(3) La dispunerea golurilor în planșeu (funcționale, de instalații etc) se vor analiza eventualele efecte ale discontinuităților astfel create asupra modului în care sunt transmise forțele orizontale de la planșeu la elementele structurii laterale și, implicit, asupra modelului de calcul structural.

Prezența golurilor suprapuse pe mai multe niveluri poate expune elementele verticale riscului de pierdere a stabilității sau la ruperi sub forțe normale pe planul lor.

**Tabelul 4.2.** Clase de importanță și de expunere la cutremur pentru clădiri

Clasa de importanță	Tipuri de clădiri	$\gamma_I$
I	Clădiri cu funcțiuni esențiale, a căror integritate pe durata cutremurelor este vitală pentru protecția civilă: stațiile de pompieri și sediile poliției; spitale și alte construcții aferente serviciilor sanitare care sunt dotate cu secții de chirurgie și de urgență; clădirile instituțiilor cu responsabilitate în gestionarea situațiilor de urgență, în apărarea și securitatea națională; stațiile de producere și distribuție a energiei și/sau care asigură servicii esențiale pentru celelalte categorii de clădiri menționate aici; garajele de vehicule ale serviciilor de urgență de diferite categorii; rezervoare de apă și stații de pompare esențiale pentru situații de urgență; clădiri care conțin gaze toxice, explozivi și alte substanțe periculoase.	1,4
II	Clădiri a căror rezistență seismică este importantă sub aspectul consecințelor asociate cu prăbușirea sau avarierea gravă: <ul style="list-style-type: none"> <li>• clădiri de locuit și publice având peste 400 persoane în aria totală expusă</li> <li>• spitale, altele decât cele din clasa I, și instituții medicale cu o capacitate de peste 150 persoane în aria totală expusă</li> <li>• penitenciare</li> <li>• aziluri de bătrâni, creșe</li> <li>• școli cu diferite grade, cu o capacitate de peste 200 de persoane în aria totală expusă</li> <li>• auditorii, săli de conferințe, de spectacole cu capacități de peste 200 de persoane</li> <li>• clădirile din patrimoniul național, muzee etc.</li> </ul>	1,2
III	Clădiri de tip curent, care nu aparțin celorlalte categorii	1
IV	Clădiri de mică importanță pentru siguranța publică, cu grad redus de ocupare și/sau de mică importanță economică, construcții agricole, locuințe unifamiliale.	0,8

#### 4.4.5. Clase de importanță și de expunere la cutremur și factori de importanță

(1) Nivelul de asigurare al construcțiilor se diferențiază funcție de clasa de importanță și de expunere la cutremur din care acestea fac parte. Importanța construcțiilor depinde de consecințele prăbușirii asupra vieții oamenilor, de importanța lor pentru siguranța publică și protecția civilă în perioada de imediat după cutremur și de consecințele sociale și economice ale prăbușirii sau avarierii grave.

(2) Clasa de importanță și de expunere la cutremur este caracterizată de valoarea factorului de importanță  $\gamma_I$ , conform 2.1(2).

(3) Definirea claselor de importanță și valorile asociate  $\gamma_I$  se dau în tabelul 4.2.

(4) Factorul de importanță  $\gamma_I = 1.0$  este asociat cu evenimente seismice având interval de recurență de referință, dată la 2.1.



## 4.5. Calculul structurilor la acțiunea seismică

### 4.5.1. Generalități

Secțiunea cuprinde prevederi pentru evaluarea forțelor seismice și pentru calculul efectelor structurale (eforturi și deplasări) generate de aceste forțe. În calculele ingineresti se vor considera, în funcție de modul de manifestare a acțiunii seismice:

- forțe seismice de inerție generate de mișcarea structurii produsă de accelerațiile seismice de la interfața teren-construcție;
- forțe seismice transmise de sistemele de rezemare și de conectare cu structura suport a componentelor nestructurale, echipamentelor și instalațiilor.

### 4.5.2. Modelarea comportării structurale

(1) Pentru determinarea efectelor structurale se utilizează modele de calcul care descriu comportarea structurii la acțiunea seismică. Modelul structural trebuie să reprezinte adecvat configurația generală (geometrie, legături, material), distribuția caracteristicilor inerțiale (mase de nivel, momentele de inerție ale maselor de nivel raportate la centrul maselor de nivel), a caracteristicilor de rigiditate și de amortizare, conducând la determinarea corectă a modurilor proprii de vibrație semnificative, a forțelor seismice și a caracteristicilor de răspuns seismic. În cazul metodelor de calcul neliniar, modelele trebuie să reprezinte corect capacitățile de rezistență și de deformare ale elementelor în domeniul postelastice.

(2) Clădirea se schematizează prin sisteme rezistente la acțiuni verticale și laterale, conectate sau nu prin planșee (diafragme orizontale).

(3) Pentru construcțiile care satisfac criteriile de regularitate în plan și de uniformitate pe verticală, calculul seismic liniar se poate realiza considerând două modele plane, definite de elementele verticale și de legăturile dintre acestea, orientate după direcțiile principale ortogonale ale ansamblului structural.

(4) În modelarea deformabilității structurilor trebuie considerată și comportarea conexiunilor dintre grinzi, stâlpi și/sau pereți structurali.

Se vor include în model și elementele nestructurale care influențează răspunsul seismic al ansamblului structural, de exemplu pereții de compartimentare care sporesc semnificativ rigiditatea laterală și rezistența structurilor în cadre.

(5) Pentru reducerea dimensiunii modelului, masa distribuită continuu este concentrată în puncte caracteristice, modelul dinamic obținut având un număr finit de grade de libertate dinamică. Forțele seismice asociate mișcării structurii sunt acțiuni concentrate aplicate în punctele de concentrare a maselor.

(6) La construcțiile etajate, cu planșee din beton armat indeformabile în planul lor, masele și momentele de inerție ale maselor de la fiecare etaj se concentrează la nivelul planșeului, în centrul maselor. Rezultă trei grade de libertate dinamică (două translații orizontale și o rotație în jurul axei verticale) pentru fiecare nivel. În cazul planșeelor flexibile în planul lor (de exemplu, planșee din beton armat cu dimensiuni mari și goluri importante), acestea vor fi incluse în modelul structural, cu valori corespunzătoare ale rigidității și grade suplimentare de libertate dinamică. În cazul în



care între elementele de rezistență nu sunt realizate legături care se pot considera indeformabile, masele se vor aplica în nodurile de intersecție ale elementelor de rezistență ale structurii.

(7) Masele se calculează din încărcările gravitaționale ce rezultă din combinațiile de încărcări specifice acțiunii seismice conform secțiunii 3.3.

(8) Pentru structurile complexe cu modele de dimensiuni mari se admite utilizarea unor modele dinamice condensate cu dimensiuni reduse. Caracteristicile dinamice și de rezistență echivalente se determină prin tehnici standard de condensare dinamică sau statică.

(9) Pentru structurile clădirilor alcătuite din beton armat, din beton cu armătură rigidă sau din zidărie, la evaluarea rigidităților elementelor de rezistență se vor considera și efectele fisurării betonului, respectiv mortarului.

(10) Deformabilitatea fundației și/sau deformabilitatea terenului trebuie considerate, dacă acestea au o influență semnificativă asupra răspunsului structural.

#### 4.5.2.1. Efecte de torsiune accidentală

În cazul construcțiilor cu planșee indeformabile în planul lor, efectele generate de incertitudinile asociate distribuției maselor de nivel și/sau a variației spațiale a mișcării seismice a terenului se consideră prin introducerea unei excentricități accidentale adiționale. Aceasta se consideră pentru fiecare direcție de calcul și pentru fiecare nivel și se raportează la centrul maselor. Excentricitatea accidentală se calculează cu expresia:

$$e_{li} = \pm 0.05 L_i \quad (4.2)$$

unde

$e_{li}$  excentricitatea accidentală a masei de la nivelul "i" față de poziția calculată a centrului maselor, aplicată pe aceeași direcție la toate nivelurile

$L_i$  dimensiunea planșeului perpendiculară pe direcția acțiunii seismice.

#### 4.5.3. Metode de calcul structural

##### 4.5.3.1. Generalități

(1) În funcție de caracteristicile structurale și de importanța construcției se poate utiliza una din următoarele metode de calcul pentru proiectarea curentă:

- metoda forțelor laterale asociate modului de vibrație fundamental, pentru clădirile care satisfac condițiile specificate în paragraful 4.4.3,
- metoda calculului modal cu spectre de răspuns, aplicabilă în general tuturor tipurilor de clădiri.

În metoda de calcul cu forțe laterale, caracterul dinamic al acțiunii seismice este reprezentat în mod simplificat prin distribuții de forțe statice. Pe această bază metoda se mai numește și metoda statică echivalentă.

- (2) În afara acestor metode de calcul se pot aplica:
- metoda de calcul dinamic liniar
  - metoda de calcul static neliniar
  - metoda de calcul dinamic neliniar
- (3) Metoda de referință pentru determinarea efectelor seismice este calculul modal cu spectre de răspuns. Comportarea structurii este reprezentată printr-un model liniar-elastic, iar acțiunea seismică este descrisă prin spectre de răspuns de proiectare.
- (4) În metodele de calcul dinamic liniar și neliniar, acțiunea seismică este reprezentată prin accelerograme înregistrate în diferite condiții de amplasament și/sau prin accelerograme artificiale, compatibile cu spectrul de proiectare specificat. Precizări referitoare la selectarea, calibrarea și utilizarea accelerogramelor sunt date în capitolul 3.
- (5) Metodele de calcul neliniar se pot utiliza dacă se asigură: calibrarea corespunzătoare a acțiunii seismice de proiectare; selectarea unui model constitutiv adecvat pentru comportarea neliniară; interpretarea corectă a rezultatelor obținute și verificarea cerințelor ce trebuie satisfăcute.
- (6) Pentru construcțiile care satisfac criteriile de regularitate în plan și de uniformitate pe verticală, calculul seismic liniar se poate realiza considerând două modele plane orientate după direcțiile principale ortogonale ale ansamblului structural.
- (7) La construcțiile din clasele de importanță cu coeficientul  $\gamma_1 \leq 1$ , calculul seismic liniar elastic poate fi realizat pe modele plane, chiar dacă criteriile de regularitate în plan nu sunt satisfăcute, dar sunt îndeplinite următoarele condiții:
- (a) construcția are compartimentări și închideri distribuite relativ uniform;
  - (b) înălțimea construcției nu depășește 10 m;
  - (c) raportul înălțime/lungime nu depășește 0,4;
  - (d) planșeele orizontale au o rigiditate suficient de mare în raport cu rigiditatea laterală a elementelor verticale de rezistență, pentru a fi considerate diafragme indeformabile în planul lor.
- (8) Construcțiile care nu satisfac criteriile de mai sus trebuie calculate cu modele structurale spațiale. În cazul modelelor spațiale, acțiunea seismică de proiectare trebuie aplicată în lungul tuturor direcțiilor relevante. Caracterul spațial al acțiunii seismice este definit într-un sistem de referință reprezentat prin trei axe ortogonale, una verticală și două orizontale selectate astfel:
- la construcțiile cu elemente de rezistență verticale orientate pe două direcții ortogonale se consideră direcțiile orizontale respective;
  - la celelalte construcții se aleg direcțiile principale orizontale ale ansamblului structurii de rezistență (vezi Anexa C )

### 4.5.3.2. Metoda forțelor seismice statice echivalente

#### 4.5.3.2.1. Generalități

(1) Această metodă se poate aplica la construcțiile care pot fi calculate prin considerarea a două modele plane pe direcții ortogonale și al căror răspuns seismic total nu este influențat semnificativ de modurile proprii superioare de vibrație. În acest caz, modul propriu fundamental de translație are contribuția predominantă în răspunsul seismic total.

(2) Cerințele de la paragraful (1) sunt considerate satisfăcute pentru clădirile la care:

a) Perioadele fundamentale corespunzătoare direcțiilor orizontale principale sunt mai mici decât valoarea

$$T \leq 1,5s \quad (4.3)$$

b) Sunt satisfăcute criteriile de regularitate pe verticală definite la paragraful 4.4.3.2.

#### 4.5.3.2.2. Forța tăietoare de bază

(1) Forța tăietoare de bază corespunzătoare modului propriu fundamental, pentru fiecare direcție orizontală principală considerată în calculul clădirii, se determină după cum urmează:

$$F_b = \gamma_I S_d(T_1) m \lambda \quad (4.4)$$

unde

$S_d(T_1)$  ordonata spectrului de răspuns de proiectare corespunzătoare perioadei fundamentale  $T_1$

$T_1$  perioada proprie fundamentală de vibrație a clădirii în planul ce conține direcția orizontală considerată

$m$  masa totală a clădirii calculată ca suma a maselor de nivel  $m_i$  conform notatiilor din anexa C

$\gamma_I$  factorul de importanță-expunere al construcției din secțiunea 4.4.5

$\lambda$  factor de corecție care ține seama de contribuția modului propriu fundamental prin masa modală efectivă asociată acestuia, ale cărei valori sunt

$$\lambda = 0,85 \text{ dacă } T_1 \leq T_C \text{ și clădirea are mai mult de două niveluri și}$$

$$\lambda = 1,0 \text{ în celelalte situații.}$$

(2) Perioada proprie fundamentală  $T_1$  se determină pe baza unor metode de calcul dinamic structural. Pot fi utilizate și metode aproximative cum ar fi metoda energetică Rayleigh descrisă în anexa B.

(3) Perioada fundamentală poate fi estimată aproximativ cu formulele simplificate specificate pentru diferite categorii de structuri din anexa B.



#### 4.5.3.2.3. Distribuția forțelor seismice orizontale

(1) Efectele acțiunii seismice se determină prin aplicarea forțelor seismice orizontale asociate nivelurilor cu masele  $m_i$  pentru fiecare din cele două modele plane de calcul.

Forța seismică care acționează la nivelul “i” se calculează cu relația

$$F_i = F_b \frac{m_i s_i}{\sum_{i=1}^n m_i s_i} \quad (4.5)$$

unde

$F$  forța seismică orizontală static echivalentă de la nivelul “i”

$F_b$  forța tăietoare de bază corespunzătoare modului fundamental, determinată cu relația (4.4), reprezentând rezultanta forțelor seismice orizontale de nivel.

$s_i$  componenta formei fundamentale pe direcția gradului de libertate dinamică de translație la nivelul “i”

$n$  numărul de niveluri al clădirii

$m_i$  masa de nivel, determinată conform anexei C

(2) Forma proprie fundamentală poate fi aproximată printr-o variație liniară crescătoare pe înălțime. În acest caz forțele orizontale de nivel sunt date de relația

$$F_i = F_b \frac{m_i z_i}{\sum_{i=1}^n m_i z_i} \quad (4.6)$$

unde

$z_i$  reprezintă înălțimea nivelului “i” față de baza construcției considerată în model.

(3) Forțele seismice orizontale se aplică sistemelor structurale ca forțe laterale la nivelul fiecărui planșeu considerat indeformabil în planul său.

#### 4.5.3.2.4. Efecte de torsiune

(1) Modelele plane considera aceeași poziție pentru centrele de rigiditate și centrele maselor la fiecare nivel. Pentru a considera efectele de torsiune produse de pozițiile diferite ale acestora, precum și efectul unor excentricități accidentale, calculul pe modelul plan trebuie corectat prin determinarea forțelor seismice de nivel suplimentare care revin subsistemelor plane care alcatuiesc modelul.

(2) Forțele seismice de nivel obținute pentru modelele plane asociate la două direcții principale ortogonale se distribuie subsistemelor plane componente din fiecare direcție conform relației:

- pentru direcția  $x$  de acțiune seismică

$$F_{ix}^j = \frac{K_{ix}^j}{\sum_{j=1}^p K_{ix}^j} F_{ix} + \frac{K_{ix}^j y_j}{\sum_{j=1}^p (K_{ix}^j y_j^2 + K_{iy}^j x_j^2)} F_{ix} e_{iy}$$

- pentru direcția  $y$  de acțiune seismică (4.7)

$$F_{iy}^j = \frac{K_{iy}^j}{\sum_{j=1}^p K_{iy}^j} F_{iy} + \frac{K_{iy}^j x_j}{\sum_{j=1}^p (K_{ix}^j y_j^2 + K_{iy}^j x_j^2)} F_{iy} e_{ix}$$

în care,

$F_{ix}^j, F_{iy}^j$  - forțele seismice la nivelul “i” în direcția  $x$ , respectiv  $y$ , pentru subsistemul plan  $j$

$F_{ix}, F_{iy}$  - forțele seismice la nivelul “i” în direcția  $x$ , respectiv  $y$ , pentru modelul plan general

$K_{ix}^j, K_{iy}^j$  - rigiditățile relative de nivel ale celor  $p$  elemente verticale care intră în componența subsistemului plan  $j$  asociate direcției  $x$ , respectiv  $y$ , calculate considerând numai deplasările de translație ale planșeului indeformabil.

$x_j, y_j$  - distanțe în direcția  $x$ , respectiv  $y$ , care definesc poziția subsistemului plan în raport cu centrul de rigiditate de la nivelul “i”

$e_{ix}, e_{iy}$  - distanțe în direcția  $x$ , respectiv  $y$ , care definesc pozițiile deplasate ale forțelor seismice față de centrul de rigiditate:

$$e_{ix} = e_{0ix} \pm e_{1ix} \quad e_{iy} = e_{0iy} \pm e_{1iy}$$

unde,

$e_{0ix}, e_{0iy}$  - distanțe în direcția  $x$ , respectiv  $y$ , dintre centrele de masă și de rigiditate la nivelul “i”

$e_{1ix}, e_{1iy}$  - excentricitățile accidentale în direcția  $x$ , respectiv  $y$ , la nivelul “i”, calculate conform paragrafului 4.5.2.1.

În relațiile de mai sus s-au neglijat rigiditățile axiale și de torsiune ale elementelor de rezistență verticale.

### 4.5.3.3. Metoda de calcul modal cu spectre de raspuns

#### 4.5.3.3.1. Generalități

(1) În metoda de calcul modal, acțiunea seismică se evaluează pe baza spectrelor de răspuns corespunzătoare mișcărilor de translație unidirecționale ale terenului descrise prin accelerograme.

(2) Acțiunea seismică orizontală este descrisă prin două componente orizontale evaluate pe baza aceluiași spectru de răspuns de proiectare. Componenta verticală a acțiunii seismice este caracterizată prin spectrul de răspuns vertical.

(3) Această metodă de calcul se aplică clădirilor care nu îndeplinesc condițiile specificate pentru utilizarea metodei simplificate cu forțe laterale static echivalente. Pentru construcțiile care satisfac criteriile de regularitate în plan și criteriile de uniformitate verticală, calculul se poate realiza utilizând două modele structurale plane corespunzătoare direcțiilor principale orizontale ortogonale.

- (4) Clădirile care nu satisfac criteriile de mai sus se vor calcula cu modele spațiale.
- (5) La utilizarea unui model spațial, acțiunea seismică se va aplica pe direcțiile orizontale relevante și pe direcțiile principale ortogonale. Pentru clădirile cu elemente de rezistență amplasate pe două direcții perpendiculare, acestea pot fi considerate ca direcții relevante. În general, direcțiile principale corespund direcției forței tăietoare de bază asociată modului fundamental de vibrație de translație și normalei pe aceasta direcție.
- (6) Structurile cu comportare liniară sunt caracterizate de modurile proprii de vibrație (perioade proprii, forme proprii de vibrație, mase modale efective, factori de participare a maselor modale efective). Acestea se determină prin metode de calcul dinamic, utilizând caracteristicile dinamice inerțiale și de deformabilitate ale sistemelor structurale rezistente la acțiunea seismică.
- (7) În calcul se vor considera modurile proprii cu o contribuție semnificativă la răspunsul seismic total.
- (8) Condiția din paragraful (7) de mai sus este îndeplinită dacă:
- suma maselor modale efective pentru modurile proprii considerate reprezintă cel puțin 90% din masa totală a structurii,
  - au fost considerate în calcul toate modurile proprii cu masă modală efectivă mai mare de 5% din masa totală.
- (9) Forța tăietoare de bază  $F_{b,k}$  aplicată pe direcția de acțiune a mișcării seismice în modul propriu de vibrație  $k$  este

$$F_{b,k} = \gamma_I S_d(T_k) m_k \quad (4.8)$$

$m_k$  este masa modală efectivă asociată modului propriu de vibrație  $k$  și se determină cu relația

$$m_k = \frac{\left( \sum_{i=1}^n m_i s_{i,k} \right)^2}{\sum_{i=1}^n m_i s_{i,k}^2} \quad (4.9)$$

unde

$m_i$  masa de nivel

$T_k$  perioada proprie în modul propriu de vibrație  $k$

$s_{i,k}$  componenta vectorului propriu în modul de vibrație  $k$  pe direcția gradului de libertate dinamică de translație la nivelul "i"

Suma tuturor maselor modale efective (pentru toate direcțiile și toate modurile de vibrație) este egală cu masa structurii.

(10) În cazul modelelor spațiale, condiția (8) de mai sus se va verifica pentru fiecare direcție de calcul. În anexa C se prezintă detalii privind calculul modal cu considerarea comportării spațiale.

(11) În cazul în care condițiile paragrafului (8) nu pot fi satisfăcute (spre exemplu, la clădirile cu o contribuție semnificativă a modurilor de torsiune), numărul minim  $r$



de moduri proprii ce trebuie incluse într-un calcul spațial trebuie să satisfacă următoarele condiții

$$r \geq 3\sqrt{n} \quad \text{și} \quad T_r \leq 0,05T_c \quad (4.10)$$

unde

$r$  numărul minim de moduri proprii care trebuie considerate

$n$  numărul de niveluri deasupra terenului

$T_r$  perioada proprie de vibrație a ultimului mod de vibrație considerat  $r$

#### 4.5.3.3.2. Combinarea răspunsurilor modale

(1) Răspunsurile modale pentru două moduri proprii de vibrație consecutive,  $k$  și  $k+1$  sunt considerate independente dacă perioadele proprii de vibrație  $T_k$  și  $T_{k+1}$  (în care  $T_{k+1} \leq T_k$ ) satisfac următoarea condiție

$$T_{k+1} \leq 0,9T_k \quad (4.11)$$

Pentru răspunsurile modale maxime, independente între ele, efectul total maxim se obține cu relația de compunere modală

$$E_E = \sqrt{\sum E_{E,k}^2} \quad (4.12)$$

în care

$E_E$  efectul acțiunii seismice (efort secțional, deplasare)

$E_{E,k}$  efectul acțiunii seismice în modul  $k$  de vibrație

(2) În cazul în care condiția de la paragraful (1) nu este satisfăcută, se vor considera alte reguli de suprapunere a maximelor modale (spre exemplu, combinarea pătratică completă, sumarea algebrică a răspunsurilor modale succesive etc.).

#### 4.5.3.3.3. Efectele torsiunii accidentale

În cazul în care pentru obținerea răspunsului seismic se utilizează un model spațial, efectul de torsiune produs de o excentricitate accidentală se poate considera prin introducerea la fiecare nivel a unui moment de torsiune

$$M_{1i} = e_{1i}F_i \quad (4.13)$$

în care

$M_{1i}$  moment de torsiune aplicat la nivelul "i" în jurul axei sale verticale

$e_{1i}$  excentricitate accidentală a masei de la nivelul "i" conform relației (4.2)

$F_i$  forța seismică static echivalentă orizontală aplicată la nivelul "i"

Momentul de torsiune se va calcula pentru toate direcțiile și sensurile considerate în calcul

#### 4.5.3.4. Metoda de calcul dinamic liniar

- (1) Răspunsul seismic liniar în timp se obține prin integrarea directă a ecuațiilor diferențiale de mișcare care exprimă echilibrul dinamic instantaneu pe direcțiile gradelor de libertate dinamică considerate în model.
- (2) Mișcarea seismică a terenului este caracterizată prin accelerograme discretizate în timp, reprezentative pentru acțiunea seismică de proiectare și condițiile locale de amplasament.
- (3) În calculul dinamic liniar se va considera un număr suficient de accelerograme pentru fiecare direcție. Dacă nu se dispune de accelerograme înregistrate în amplasament sau acestea sunt insuficiente, se pot utiliza accelerograme artificiale conform prevederilor din paragraful 3.1.2.
- (4) Valorile de proiectare se obțin din răspunsul structural prin considerarea tuturor situațiilor la diferite momente de timp, corectate cu factorul de comportare  $q$ , în care cel puțin un efect (efort, deplasare) este maxim.

#### 4.5.3.5. Metode de calcul neliniar

##### 4.5.3.5.1. Generalități

- (1) Modelul folosit pentru calculul liniar elastic va fi completat prin introducerea parametrilor de comportare postelastice (eforturi capabile plastice, curbe sau suprafețe de interacțiune, deformații ultime etc.).
- (2) O condiție minimă este folosirea curbelor biliniare efort-deformație la nivel de element. Pentru elementele ductile, care pot avea incursiuni în domeniul postelastice, rigiditatea elastică va fi rigiditatea secantă în punctul de curgere. Se pot considera modele ideal elasto-plastic. Se pot utiliza și relații triliniare, care iau în considerare și rigiditățile în stadiile înainte și după fisurare ale elementelor de beton sau zidărie. Se pot realiza modele de calcul în care comportarea neliniară a materialului este descrisă prin legi constitutive și criterii de curgere sau de cedare mai apropiate de comportarea reală.
- (3) La alegerea modelului de comportare se va ține seama de posibilitatea degradării rezistenței și mai ales a rigidității, situație întâlnită în cazul elementelor de beton, al pereților de zidărie și al elementelor fragile.
- (4) Dacă nu se fac alte precizări, proprietățile elementelor se vor determina pe baza valorilor medii ale rezistențelor materialelor utilizate.
- (5) Modelul de calcul va include acțiunea încărcărilor permanente, constantă în timp și acțiunea seismică, variabilă în timp. Nu se acceptă formarea de articulații plastice sau cedări din acțiunea independentă a încărcărilor permanente.
- (6) La determinarea relațiilor efort-deformație pentru elementele structurale se va ține seama de forțele axiale provenite din încărcările permanente. Pentru elementele verticale se pot neglija momentele încovoietoare provenite din încărcările permanente, dacă acestea nu influențează semnificativ comportarea de ansamblu a structurii.
- (7) Acțiunea seismică se va aplica în sens pozitiv și negativ, în vederea obținerii celor mai defavorabile efecte.

#### 4.5.3.5.2. Calculul static neliniar (biografic)

##### 4.5.3.5.2.1. Generalități

(1) Calculul biografic este un calcul static neliniar în care încărcările permanente sunt constante, în timp ce încărcările orizontale cresc monoton. Se poate aplica la clădirile noi și la cele existente, în următoarele scopuri:

- a) pentru stabilirea sau corectarea valorilor raportului dintre forța tăietoare de bază asociată mecanismului de cedare și forța tăietoare de bază asociată formării primei articulații plastice (raportul  $\alpha_u / \alpha_1$  estimat în secțiunea 5.2.2.2) .
- b) pentru stabilirea mecanismelor plastice posibile și a distribuției degradărilor
- c) pentru evaluarea performanței structurale
- d) ca o alternativă de proiectare față de un calcul elastic-liniar cu forțe seismice care folosește factorul de comportare  $q$ . În acest caz, calculul se va raporta la deplasarea ultimă admisă.

(2) Pentru clădirile care nu îndeplinesc condițiile de regularitate de la paragrafele 4.4.3.2 și 4.4.3.3 se va utiliza un model de spațial de calcul.

(3) Pentru clădirile care îndeplinesc condițiile de regularitate de la paragrafele 4.4.3.2 și 4.4.3.3 se poate face un calcul plan folosind două modele, câte unul pentru fiecare direcție orizontală principală.

(4) Pentru clădirile de zidărie de înălțime mică, la care comportarea structurală este dominată de forfecare, fiecare nivel poate fi calculat independent.

(5) Cerințele de la punctul (4) se consideră îndeplinite dacă numărul etajelor este mai mic sau egal cu 3 și dacă, la fiecare nivel pereții structurali au raportul înălțime/lățime mai mic decât 1.

##### 4.5.3.5.2.2. Încărcări laterale

(1) Se vor aplica cel puțin două tipuri de distribuție pe verticală a încărcărilor laterale:

- o distribuție uniformă, cu forțe laterale proporționale cu masa indiferent de înălțimea clădirii (acelerație de răspuns uniformă), în scopul evaluării forțelor tăietoare maxime
- o distribuție “modală”, în care forțele seismice laterale convenționale sunt determinate prin calcul elastic (conform 4.5.3.2 sau 4.5.3.3), în scopul determinării momentelor încovoietoare maxime

(2) Încărcările laterale se vor aplica în punctele în care se concentrează masele în model. Se va considera excentricitatea accidentală conform relației (4.2).

##### 4.5.3.5.2.3 Curba de răspuns

(1) Relația dintre forța tăietoare de bază și deplasarea de referință (curba de răspuns) se determină prin calcul biografic pentru valori ale deplasării de referință între zero și 150% din deplasarea ultimă, definită în 4.5.3.5.2.6.



(2) Deplasarea de referință poate fi luată în centrul maselor situat la nivelul acoperișului clădirii.

#### 4.5.3.5.2.4 Raportul $\alpha_u/\alpha_1$

Raportul ( $\alpha_u/\alpha_1$ ) se determină prin calcul biografic pentru cele două tipuri de distribuție a încărcării laterale prezentate în paragraful (1) de la secțiunea 4.5.3.5.2.2. La evaluarea forțelor seismice se va alege valoarea minimă a raportului.

#### 4.5.3.5.2.5 Mecanismul de cedare

Mecanismul de cedare prin articulații plastice se va determina pentru ambele distribuții ale încărcării laterale. Mecanismele de cedare trebuie să fie în acord cu mecanismele pe care se bazează factorul de comportare  $q$  folosit în proiectare.

#### 4.5.3.5.2.6. Deplasarea ultimă

Deplasarea ultimă este cerința seismică de deplasare derivată din spectrele de răspuns inelastic în funcție de deplasarea sistemului cu un grad de libertate echivalent. În absența unor spectre inelastice de deplasare, se pot aplica metode aproximative bazate pe spectrul de răspuns elastic conform cu Anexa E.

Notă: Procedul de determinare al curbei de răspuns prin calcul static neliniar este prezentat în anexa D.

#### 4.5.3.5.2.7 Evaluarea efectelor torsiunii

(1) Calculul biografic efectuat pe structuri plane, poate subestima semnificativ deformațiile pe latura rigidă/puternică a unei structuri flexibile la torsiune (structura la care primul mod de vibrație este predominant de torsiune). Acest lucru este valabil și pentru structurile în care modul al doilea de vibrație este predominant de torsiune. În aceste cazuri, deplasările pe latura rigidă/puternică trebuie majorate în comparație cu cele obținute printr-un calcul plan în care nu se consideră efectele torsiunii.

Notă: Latura rigidă/puternică în plan este aceea în care se dezvoltă deplasări orizontale mai mici decât latura opusă sub acțiunea forțelor laterale paralele cu ea.

(2) Cerința de mai sus în mod simplificat se consideră satisfăcută atunci când factorul de amplificare aplicat deplasărilor de pe latura rigidă/puternică se bazează pe rezultatele din calculul elastic modal al modelului spațial.

(3) Dacă pentru calculul structurilor regulate în plan se folosesc două modele plane, efectele din torsiune se estimează conform 4.5.3.2.4 sau 4.5.3.3.3.

#### 4.5.3.5.3. Calculul dinamic neliniar

(1) Răspunsul în timp al structurii poate fi obținut prin integrarea directă a ecuațiilor diferențiale de mișcare, folosind acelerogramele definite în capitolul 3 pentru reprezentarea mișcării terenului.

(2) Modelele de element conform 4.5.3.5.1(2)-(4) trebuie să fie suplimentate cu reguli care să descrie comportarea elementului sub cicluri de încărcare-descărcare

postelastice. Aceste reguli trebuie să reflecteze realist disiparea de energie în element în limita amplitudinilor deplasărilor așteptate la seismul de proiectare considerat.

(3) Dacă răspunsul este obținut din calculul dinamic neliniar, la cel puțin 7 mișcări ale terenului compatibile cu spectrul de răspuns elastic pentru accelerații conform capitolului 3, în verificări (deplasări, deformații) se va folosi media valorilor de răspuns din toate aceste calcule ca efect al acțiunii  $E_d$ . Dacă nu se realizează 7 calcule dinamice neliniare, pentru  $E_d$  se va alege cea mai defavorabilă valoare de răspuns din calculele efectuate.

#### 4.5.3.6. Combinarea efectelor componentelor acțiunii seismice

##### 4.5.3.6.1. Componentele orizontale ale acțiunii seismice

(1) În calcul, se va considera acțiunea simultană a componentelor orizontale ale acțiunii seismice.

(2) Combinația efectelor componentelor orizontale ale acțiunii seismice poate fi realizată astfel:

a) Se evaluează separat răspunsul structural pentru fiecare direcție de acțiune seismică, folosind regulile de combinare pentru răspunsurile modale date în 4.5.3.3.2.

b) Valoarea maximă a efectului acțiunii seismice reprezentată prin acțiunea simultană a două componente orizontale ortogonale, se obține cu regula de combinare probalistică exprimată prin radical din suma pătratelor valorilor efectului asupra structurii, obținut conform punctului (a) de mai sus, a fiecărei componente orizontale.

c) Regula (b) de mai sus estimează în spiritul siguranței valorile probabile ale efectelor altor direcții de acțiune seismică.

(3) Ca o alternativă la punctele b) și c) din paragraful (2) de mai sus, efectele acțiunii datorate combinației componentelor orizontale ale acțiunii seismice se pot calcula folosind combinațiile de mai jos:

$$a) E_{Edx} + 0,30 E_{Edy} \quad (4.14)$$

$$b) 0,30 E_{Edx} + E_{Edy} \quad (4.15)$$

unde

“+” înseamnă “a se combina cu”,

$E_{Edx}$  reprezintă efectele acțiunii datorate aplicării mișcării seismice pe direcția axei orizontale  $x$  alese pentru structură,

$E_{Edy}$  reprezintă efectele acțiunii datorate aplicării mișcării seismice pe direcția axei orizontale  $y$ , perpendiculară pe axa  $x$  a structurii.

(4) Semnul fiecărei componente în combinațiile de mai sus se va lua astfel încât efectul acțiunii considerate să fie defavorabil.

(5) Când se realizează un calcul dinamic liniar sau neliniar pe un model spațial al structurii, acesta va fi acționat simultan de accelerograme distincte pe ambele direcții orizontale.

(6) Pentru clădiri care satisfac criteriile de regularitate în plan și la care pereții sau sistemele independente de contravântuire verticală în plane asociate celor două direcții orizontale principale sunt singurele elemente care preiau efectele mișcării seismice, se poate considera acțiunea separată a cutremurului în cele două direcții orizontale principale fără a se face combinațiile din paragrafele (2) și (3) de mai sus.

#### 4.5.3.6.2. Componenta verticală a acțiunii seismice

(1) Se va ține cont de componenta verticală a acțiunii seismice, așa cum a fost definită în capitolul 3, în situațiile de rezemare indirectă (stâlpi pe grinzi) și la console cu deschidere mare și la alte elemente structurale cu sensibilitate la oscilații verticale.

(2) Efectele componentei verticale a acțiunii seismice se pot determina prin calculul unui model parțial al structurii, care să conțină acele elemente pe care se consideră că acționează componenta verticală (cum ar fi cele enunțate la paragraful anterior) și în care să se țină seama de rigiditatea elementelor adiacente.

(3) Efectele componentei verticale trebuie luate în considerare numai pentru elementele pe care aceasta acționează și pentru elementele sau substructurile care constituie reazeme pentru acestea.

(4) Dacă pentru aceste elemente sunt importante și componentele orizontale ale acțiunii seismice, atunci se pot aplica regulile (2) de la paragraful 4.5.3.6.1, extinse la cele trei componente ale acțiunii seismice. Alternativ, pentru calculul efectelor acțiunii seismice se pot folosi toate combinațiile de mai jos:

$$a) 0,30 E_{Edx} "+" 0,30 E_{Edy} "+" E_{Edz} \quad (4.16)$$

$$b) E_{Edx} "+" 0,30 E_{Edy} "+" 0,30 E_{Edz} \quad (4.17)$$

$$c) 0,30 E_{Edx} "+" E_{Edy} "+" 0,30 E_{Edz} \quad (4.18)$$

unde

“+” înseamnă “a se combina cu”,

$E_{Edx}$  și  $E_{Edy}$  vezi 4.5.3.6.1(3),

$E_{Edz}$  reprezintă efectele acțiunii datorate aplicării componentei verticale a acțiunii seismice de proiectare așa cum a fost definită în capitolul 3.

#### 4.5.4. Calculul deformațiilor

(1) Calculul deformațiilor (deplasărilor laterale) este necesar pentru verificări la ambele stări limită (vezi 2.2.1 (2)).

(2) Calculul deplasărilor laterale pentru SLS se face cu relația

$$d_s = \nu q d_e \quad (4.19)$$

unde,

$d_s$  deplasarea unui punct din sistemul structural ca efect al acțiunii seismice



- $q$  factorul de comportare specific tipului de structură (vezi capitolele 5..9)
- $d_e$  deplasarea aceluiași punct din sistemul structural, determinată prin calcul static elastic sub încărcări seismice de proiectare (capitolul 3)
- $\nu$  factor de reducere care ține seama de intervalul de recurență al acțiunii seismice asociat verificărilor pentru SLS (vezi 2.1 și 2.2); valorile  $\nu$  sunt date în Anexa E.

(3) Calculul deplasărilor laterale pentru ULS se face cu relația

$$d_s = c q d_e \quad (4.20)$$

unde,

- $c$  factor supraunitar care ține seama de faptul că în răspunsul seismic inelastic cerințele de deplasare sunt superioare celor din răspunsul elastic pentru structuri cu perioada de oscilație mai mică decât  $T_c$ ; valorile  $c$  sunt date în Anexa E

(4) Valorile deplasărilor  $d_s$  pentru SLS și ULS se pot obține și din calculul dinamic liniar, respectiv, neliniar.

## 4.6. Verificarea siguranței

### 4.6.1. Generalități

Verificarea siguranței se realizează prin intermediul condițiilor specifice stărilor limită relevante și prin respectarea măsurilor specifice, menționate la 2.2.4

### 4.6.2. Starea limită ultimă

#### 4.6.2.1. Aspecte generale

Cerințele asociate stării limite ultime, se consideră realizate dacă sunt îndeplinite condițiile privind rezistența, ductilitatea, stabilitatea.

#### 4.6.2.2. Condiția de rezistență

(1) Pentru toate elementele structurale și nestructurale se va respecta relația:

$$E_d \leq R_d \quad (4.21)$$

$E_d$  – este valoarea de proiectare a efectului (vezi 3.3) acțiunii (efortului secțional), în combinația care conține acțiunea seismică, ținând seama și de efectele de ordinul 2, atunci când acestea sunt semnificative

$R_d$  – valoarea corespunzătoare efortului capabil, calculată pe baza regulilor specifice diferitelor materiale (în funcție de valorile caracteristice ale rezistențelor și factorilor parțiali de siguranță) și a modelelor mecanice specifice tipului de sistem structural, conform capitolelor 5 - 9 și codurilor specifice diferitelor materiale

(2) Efectele de ordinul doi pot fi considerate nesemnificative dacă la toate nivelurile este îndeplinită condiția:

$$\theta = \frac{P_{tot} d_r}{V_{tot} h} \leq 0,10 \quad (4.22)$$

unde:

- $\theta$  coeficientul de sensibilitate al deplasării relative de nivel
  - $P_{tot}$  încărcarea verticală totală la nivelul considerat, în ipoteza de calcul seismic
  - $d_r$  deplasarea relativă de nivel, determinată ca diferența deplasărilor laterale medii la partea superioară și cea inferioară nivelului considerat, calculată conform (4.5.4)
  - $V_{tot}$  forța tăietoare totală de etaj
  - $h$  înălțimea etajului
- (3) Dacă  $0,1 < \theta \leq 0,2$ , efectele de ordinul 2 pot fi luate în considerare în mod aproximativ, multiplicând valorile de calcul ale eforturilor cu factorul  $1/1-\theta$ .
  - (4) Dacă  $0,2 < \theta < 0,3$  determinarea valorilor eforturilor secționale se face pe baza unui calcul structural cu considerarea echilibrului pe poziția deformată a structurii (printr-un calcul de ordinul 2 consecvent)
  - (5) Nu se admit valori  $\theta \geq 0,3$
  - (6) Dacă eforturile de calcul  $E_d$  sunt obținute prin metode de calcul neliniar (utilizând valori medii ale rezistențelor), verificarea de la paragraful (1) se exprimă în termeni de forță numai pentru elementele cu comportare fragilă. În zonele disipative, proiectate ca zone ductile și pentru ansamblul structurii, relația (4.2a) se exprimă în termeni de deformații (deplasări).

#### 4.6.2.3. Condiții de ductilitate de ansamblu și locală

- (1) Structura în ansamblu și elementele structurale implicate în mecanismul structural de disipare al energiei seismice, asociat tipului de structură și factorului de comportare specific, prezintă ductilitate adecvată.
- (2) În acest scop, se vor respecta condițiile date în capitolele 5 la 9, specifice diferitelor materiale structurale utilizate, privind impunerea unor mecanisme favorabile de disipare a energiei și înzestrarea zonelor disipative cu suficientă capacitate de deformație în domeniul postelastice
- (3) Prin dimensionarea adecvată a rezistenței elementelor structurale la clădirile multietajate se va evita manifestarea unor mecanisme de disipare de energie de tip nivel slab, la care să se concentreze cerințe excesive de ductilitate
- (4) Impunerea mecanismului de plastificare dorit se realizează practic prin dimensionarea capacităților de rezistență în zonele selectate pentru a avea un răspuns seismic elastic la valori de momente suficient de mari. Modul în care se stabilesc valorile momentelor de dimensionare se prezintă la capitolele 5 – 9, funcție de tipul de structură și natura materialului din care este alcătuită structura clădirii
- (5) Legăturile între elementele structurale de exemplu, nodurile structurilor tip cadru, conectorii dintre elementele realizate din materiale diferite sau din betoane cu vârste diferite, și planșeele vor fi proiectate la eforturi de calcul suficient de mari,

astfel încât să se asigure că răspunsul seismic al acestor elemente nu depășește limitele stadiului elastic.

(6) Pentru a satisface condițiile de la (5) planșeele vor fi proiectate la forțe cu 20% mai mari decât cele furnizate de calculul structural sub încărcările seismice de calcul

#### 4.6.2.4. Rezistența fundațiilor

(1) Sistemul fundațiilor va fi verificat în acord cu prevederile “Normativului pentru proiectarea structurilor de fundare directă”, NP 112- 04.

(2) La dimensionarea fundațiilor, acțiunea suprastructurii în combinația de încărcări care include acțiunea seismică corespunde mecanismului de plastificare asociat tipului de structură utilizat, considerând efectele suprarezistenței elementelor structurale.

(3) În cazul fundațiilor elementelor verticale individuale (stâlpi, pereți), condiția de la paragraful (1) se poate considera satisfăcută dacă efectele acțiunii  $E_{Fd}$  asupra fundației se determină după cum urmează:

$$E_{Fd} = E_{F,G} + \gamma_{Rd} \Omega E_{F,E} \quad (4.23)$$

în care:

$E_{F,G}$  - efectul acțiunii (efortul secțional) din încărcările neseismice, incluse în combinația de acțiuni considerate în calculul la cutremur

$E_{F,E}$  - efectul acțiunii (efortul secțional) din încărcările seismice de proiectare

$\gamma_{Rd}$  - factorul de suprarezistență, egal cu 1 pentru  $q \leq 3$ , și 1,15 în celelalte cazuri

$\Omega$  - valoarea  $(R_{di}/E_{di}) \leq q$  în zona disipativă a elementului  $i$  a structurii care are influența cea mai mare asupra efortului  $E_F$  considerat, iar

$R_{di}$  - rezistența (efortul capabil) elementului  $i$

$E_{di}$  - valoarea de proiectare a efortului în elementul  $i$  corespunzătoare acțiunii seismice de proiectare

(4) Raportul  $\Omega$  se calculează astfel:

- în cazul fundațiilor de stâlpi și pereți,  $\Omega$  se determină ca valoare a raportului momentelor  $M_{Rd}/M_{Ed}$  în secțiunea transversală de la baza zonei plastice
- în cazul fundațiilor stâlpilor cadrelor cu contravântuiri centrice  $\Omega$  este valoarea minimă a raportului forțelor axiale  $N_{Rd}/N_{Ed}$ , determinate pentru toate diagonalele întinse
- în cazul fundațiilor stâlpilor cu contravântuiri excentrice,  $\Omega$  este valoarea minimă a raportului forțelor tăietoare  $V_{Rd}/V_{Ed}$  determinată pentru toate zonele disipative forfecate sau a raportului momentelor încovoietoare  $M_{Rd}/M_{Ed}$  determinate în toate zonele disipative.

(5) Pentru fundații comune pentru mai multe elemente verticale (grinzi de fundații, radiere sau infrastructuri tip cutie) relația ( $E_{Fd} = E_{F,G} + \gamma_{Rd} \Omega E_{F,E}$ ) se aplică pentru baza tuturor elementelor verticale, considerând  $\gamma_{Rd} = 1$ .



#### 4.6.2.5. Condiții de deplasare laterală

(1) Verificarea structurii la starea limită ultimă trebuie să aibă în vedere și limitarea deplasărilor laterale pentru:

- limitarea degradărilor structurale, în vederea asigurării unei marje de siguranță suficientă față de deplasarea laterală care produce prăbușirea
- evitarea prăbușirii unor elemente nestructurale care ar putea pune în pericol viețile oamenilor
- limitarea efectelor de ordinul 2, care dacă sunt excesive pot duce la pierderea stabilității structurilor
- pentru evitarea sau limitarea efectelor coliziunii între clădirile vecine, în situațiile în care dimensiunile rosturilor seismice nu pot fi oricât de mari.

(2) Verificările deplasărilor laterale prevăzute la (1) nu sunt necesare pentru construcțiile amplasate în zonele seismice, caracterizate de valori  $a_g \leq 0,12g$ .

De asemenea, această verificare nu este necesară pentru construcțiile aflate sub influența cutremurelor crustale din zona Banatului.

(3) În cazul clădirilor cu pereți structurali, cu rigiditate laterală consistentă (orientativ cu perioada oscilațiilor proprii  $\leq 0,8$  sec.) se consideră că deplasările laterale sunt suficient de mici pentru a satisface condițiile date la (1).

(4) Verificarea deplasărilor laterale se efectuează conform procedurii dat în Anexa E.

#### 4.6.2.6. Rosturi seismice

(1) Rosturile seismice se prevăd cu scopul de a separa între ele corpuri de construcție cu caracteristici dinamice diferite pentru a le permite să oscileze independent sub acțiunea mișcărilor seismice sau pentru a limita efectele eventualelor coliziuni, la un nivel situat sub capacitatea de rezistență a acestor clădiri, dimensionate în ipoteza unei comportări independente.

(2) În cazul în care rosturile separă tronsoane cu caracteristici dinamice și constructive similare, acestea pot avea dimensiuni stabilite din condiția de rost de dilatație – contracție.

(3) În cazul în care corpurile de clădire învecinate:

- au caracteristici dinamice (mase, înălțimi, rigidități) foarte diferite;
- au rezistențe laterale foarte diferite (de exemplu, când o construcție nouă este plasată în vecinătatea unei construcții vechi, cu vulnerabilitate seismică înaltă);
- au unul față de celălalt poziții excentrice (planurile principale verticale perpendiculare pe rost sunt relativ distanțate);
- au planșeele decalate pe verticală

lățimea rostului se dimensionează punând condiția ca în timpul cutremurului tronsoanele separate prin rost să nu se afecteze prin coliziune, atunci când acestea ar oscila defazat;

(4) Lățimea necesară a rosturilor definite la (3) se determină cu relația:

$$\Delta = d_1 + d_2 + 20 \text{ mm} \quad (4.24)$$

în care

$\Delta$  lăţimea necesară a rostului seismic

$d_1, d_2$  deplasările maxime ale celor două tronsoane sub acţiunea încărcărilor seismice orizontale la nivelul extremităţilor superioare a corpului de clădire cu înălţimea mai mică, deplasări calculate conform.

(5) Se admite să se adopte rosturi de dimensiuni inferioare valorilor obţinute prin aplicarea relaţiei (4.24), dacă:

(a) forţele de impact rezultate dintr-un calcul dinamic sunt luate în considerare la dimensionarea celor două tronsoane;

(b) în rosturi se poziţionează dispozitive de amortizare (tampoane, resorturi etc.) cu caracteristici şi poziţii determinate printr-un calcul dinamic adecvat.

(6) La alegerea poziţiei rosturilor se va urmări ca tronsoanele de la extremităţile clădirii, care suportă şocul maxim, să aibă, în raport cu tronsoanele intermediare, o masă sporită (inclusiv prin prevederea unui număr suplimentar de travei) şi/sau o capacitate de rezistenţă superioară pentru a limita efectele negative suplimentare în aceste corpuri de clădire.

(7) Dimensiunile rosturilor stabilite conform alineatelor (4) şi (5) sunt valabile şi pentru elementele de finisaj.

În cazurile în care se adoptă elemente de mascare a rostului, acestea vor fi astfel alese încât să nu aibă o influenţă semnificativă asupra oscilaţiilor corpurilor de clădire învecinată, iar în cazul degradării elementelor de mascare să nu existe riscul de desprindere şi cădere a unor piese care să pericliteze vieţile oamenilor sau unele componente importante ale construcţiilor, instalaţiilor etc.

#### 4.6.3. Starea limită de serviciu

##### 4.6.3.1. Generalităţi

(1) Cerinţele de limitare a degradărilor asociate stării limită de serviciu se consideră satisfăcute, dacă sub acţiuni seismice având o probabilitate mai mare de manifestare decât acţiunea seismică folosită în cazul verificării la starea limită ultimă (conform 2.1), deplasările relative de nivel se încadrează în limitele date la 4.6.3.2.

(2) În cazul clădirilor cu importanţă pentru protecţia civilă sau conţinând echipamente sensibile pot fi necesare verificări suplimentare pentru starea limită de serviciu, cerinţe prevăzute în reglementări specifice.

##### 4.6.3.2. Limitarea deplasării relative de nivel

Dacă în secţiunile 5 – 9 nu se dau prevederi specifice diferite, vor fi satisfăcute următoarele condiţii:

(a) Pentru clădiri cu elemente nestructurale din materiale fragile ataşate structurii

$$v d_r \leq 0,005h \quad (4.25)$$

(b) Pentru clădiri având elemente nestructurale fixate astfel încât nu afectează deformațiile structurale sau având elemente nestructurale cu deformabilitate înaltă

$$\nu d_r \leq 0,008h \quad (4.26)$$

unde

$d_r$  deplasarea relativă de nivel

$h$  înălțimea de nivel

$\nu$  factorul de reducere care ține seama de intervalul de recurență al acțiunii seismice asociat cu starea limită de serviciu; valorile  $\nu$  se dau în Anexa E.

#### 4.7. Sinteza metodelor de proiectare

(1) Funcție de importanța construcției, și mai general, funcție de exigențele impuse în ceea ce privește performanța seismică a acesteia, procesul de proiectare poate fi organizat în două metode generale de calcul, care sunt denumite în continuare metoda A și metoda B.

(2) Cele două metode diferă în esență prin modul indirect, implicit, în cazul metodei A, și direct, explicit, în cazul metodei B, în care este considerat în calcul caracterul neliniar al răspunsului seismic. Funcție de caracteristicile structurii și de precizia necesară a rezultatelor calcului structural se pot folosi, după caz, procedee de calcul structural statice sau dinamice, pe modele plane sau spațiale.

(3) Metoda A, cu caracter minimal, obligatoriu, utilizează metode de calcul structural în domeniul elastic.

(4) Impunerea prin proiectare a mecanismului de plastificare (de disipare de energie) dorit se face plecând de la valorile eforturilor produse de încărcările seismice de proiectare, printr-o ierarhizare adecvată a capacității de rezistență a elementelor structurale (metoda „proiectării capacității de rezistență”).

(5) Condițiile de rigiditate laterală (de control al deplasărilor laterale) la starea limită ultimă implică evaluarea cerințelor de deplasare pe baza valorilor deplasărilor furnizate de calculul structural elastic sub încărcările de proiectare. Acestea se amplifică prin coeficienți supraunitari, funcție de ductilitatea cu care este înzestrată structura și de caracteristicile de oscilație (perioada vibrațiilor proprii) ale acesteia, pentru a evalua, într-o manieră aproximativă, valorile efective ale deplasărilor seismice.

(6) Condițiile de ductilitate, de ansamblu sau locale, sunt considerate satisfăcute prin respectarea unor reguli de dimensionare (de exemplu, prin limitarea zonelor comprimate la elementele structurilor de beton armat) și/sau de alcătuire constructivă (de exemplu, prin prevederea unei armături transversale minime).

(7) Metoda B, se bazează pe utilizarea metodelor de calcul neliniar, static sau dinamic.

Ca urmare metoda se aplică, ca metodă de verificare, unor structuri complet dimensionate prin aplicarea metodei A. Caracteristicile de rezistență și de deformație ale elementelor se determină pe baza valorilor medii ale rezistențelor materialelor.



- (8) Mecanismul de plastificare la acțiuni seismice este pus în evidență explicit, în mod aproximativ în cazul aplicării metodei de calcul static neliniar (de tip biografic), sau riguros, în cazul aplicării metodei de calcul dinamic neliniar.
- (9) Metoda de calcul dinamic neliniar furnizează cerințele de deplasare și de ductilitate corespunzătoare accelerogramelor utilizate. Capacitatea de deformare se stabilește separat, individual pentru fiecare element esențial pentru stabilitatea clădirii.
- (10) Metoda de calcul static neliniar permite evaluarea capacităților de deformare. Cerințele de deplasare laterală sau de ductilitate se stabilesc separat, cel mai bine din spectrele răspunsului seismic neelastic.

Elementele esențiale care caracterizează metodele A și B sunt prezentate în tabelul 4.3.

Tabelul 4.3

Nr. crt.	Metoda de proiectare	Metoda de calcul	Modelarea acțiunii seismice	Caracteristicile de bază ale modelului structural			Stabilirea eforturilor secționale de dimensionare	Verificarea condițiilor de conformare antisismică
				Legea fizică a materiei	Caracterul acțiunii seismice	Tipul modelului structural		
0	1	2	3	4	5	6	7	8
1	Metoda A metoda curentă de proiectare	Statică liniară (SL)	forțe convenționale distribuite după o lege similară distribuției forțelor de inerție în răspunsul seismic liniar	liniară (L)	static (S)	a) plan (PL), cu considerarea simplificată a efectelor de torsiune generală b) spațial (SP)	- valorile eforturilor de la extremitățile unor elemente ale structurii se modifică în raport cu valorile rezultate din calculul structural, în vederea impunerii mecanismului de plastificare dorit - diagramele de eforturi pe elementele structurale sunt cele asociate mecanismului de plastificare	Se impun următoarele condiții generale: a) Condiția de rigiditate: Valorile de calcul ale deplasărilor trebuie să fie mai mici decât valorile admise b) Condiția de ductilitate: Aceasta se exprimă, în mod aproximativ, prin condiții de alcătuire a secțiunilor în funcție de valorile eforturilor secționale
2		Dinamică liniară (DL)	accelerograme	liniară (L)	dinamic (D)	a) plan (PL) b) spațial (SP)	- eforturile rezultate din calculul structural se reduc proporțional până la valorile corespunzătoare forței seismice de calcul.  - se procedează în continuare ca la pct. 1	Nu se poate verifica explicit realizarea mecanismului de plastificare urmărit

0	1	2	3	4	5	6	7	8
3	<i>Metoda B</i> pe bază de proprietăților de deformare a structurii	Statică neliniară (SNL)	forțe convenționale distribuite după o lege similară distribuției forțelor de inerție în răspunsul seismic	neliniară (NL)	static (S)	a) plan (PL)  b) spațial (SP)	-	Se stabilesc:  a) mecanismul de plastificare a structurii (în ipoteza considerată privind distribuția forțelor orizontale)  b) capacitățile de deformare și de ductilitate a structurii
4		Dinamică neliniară (DNL)	accelerograme	neliniară (NL)	dinamic (D)	a) plan (PL)  b) spațial (SP)	-	Se stabilesc:  a) mecanismul de plastificare a structurii b) cerințele de deplasare ale structurii și de ductilitate în articulațiile plastice



## 5. PREVEDERI SPECIFICE CONSTRUCȚIILOR DE BETON

### 5.1. Generalități

#### 5.1.1. Domeniu

(1) Acest capitol se referă la proiectarea în zone seismice a clădirilor și altor construcții similare, definite la 1.1, cu structura din beton armat, numite în continuare construcții de beton.

(2) Documentele normative de referință pentru proiectarea construcțiilor de beton la încărcări neseismice sunt standardele din colecția SR EN 1992-1<sup>1</sup>. Prevederile date în continuare completează prevederile acestor documente normative de referință pentru cazul proiectării la acțiuni seismice.

(3) Alte reglementări tehnice complementare prezentului capitol sunt :

CR2 – 1- 1.1:2006 : Cod de proiectare pentru construcții cu pereți structurali de beton armat

NP 033 - 99 : Cod de proiectare pentru structuri din beton cu armătură rigidă.

NP 112- 04 : Normativ pentru proiectarea structurilor de fundare directă

NP 012 – 99 : Ghid de practică pentru executarea lucrărilor din beton, beton armat și beton precomprimat.

ST 009 – 05 : Specificație privind cerințe și criterii de performanță pentru armături.

#### 5.1.2. Definiții

Termenii specifici prezentului capitol, pentru zone, elemente și sisteme structurale, se definesc după cum urmează :

- **Zonă critică** (zonă disipativă): zonă a unui element structural principal, unde apar cele mai nefavorabile combinații de eforturi (M, N, V, T) și unde pot să apară deformații plastice. Lungimea zonelor critice este precizată în articolele relevante ale prezentului capitol.

- **Grindă**: Element structural solicitat preponderent de încărcări transversale, la care forța axială de proiectare normalizată (eforturile de compresiune sunt considerate pozitive)  $v_d = N_{Ed} / A_c f_{cd} \leq 0,1$ .

- **Stâlp**: Element structural, care susține încărcări gravitaționale prin compresiune axială, la care  $v_d > 0,1$ .

- **Perete** (perete structural): Element structural vertical care susține alte elemente, la care raportul dimensiunilor laturilor secțiunii  $l_w/b_w \geq 4$ .

- **Perete ductil**: perete cu rotirea împiedicată la bază dimensionat și alcătuit pentru a disipa energie prin deformații de încovoiere în zona critică de la baza lui.

- **Perete cuplat**: element structural alcătuit din doi sau mai mulți pereți (montanți), conectați într-un mod regulat prin grinzi ductile (grinzi de cuplare), capabile să preia prin efect indirect cel puțin 30% din momentele de la baza montanților.

- **Sistem structural tip pereți:** Sistem structural în care pereții verticali, cuplați sau nu, preiau majoritatea încărcărilor verticale și orizontale, a cărei rezistență la forțe laterale este cel puțin 70% din rezistența întregului sistem structural. Altfel spus, acest sistem este proiectat pentru a prelua cel puțin 70% din forța seismică laterală de proiectare.
- **Sistem structural tip cadru:** sistem structural în care încărcările verticale cât și cele orizontale sunt preluate în proporție de peste 70% de cadre spațiale.
- **Sistem structural dual:** Sistem structural în care încărcările verticale sunt preluate în principal de cadre spațiale, în timp ce încărcările laterale sunt preluate parțial de sistemul în cadre și parțial de pereți structurali, individuali sau cuplați. Sistemul are două variante de realizare:
  - **Sistem dual, cu pereți predominanți:** Sistemul dual în care contribuția pereților în preluarea forțelor laterale reprezintă peste 50% din total.
  - **Sistem dual, cu cadre predominante:** Sistemul dual în care contribuția cadrelor în preluarea forțelor laterale reprezintă peste 50% din total.
- **Sistem flexibil la torsiune:** În această categorie se încadrează sistemele cu pereți, și cele duale fără rigiditatea suficientă la torsiune (4.4.1.5), de exemplu sisteme structurale constând din cadre flexibile combinate cu pereți concentrați în zona din centrul clădirii (sistem cu nucleu central).
- **Sistem tip pendul inversat:** Sistem în care peste 50% din masă este concentrată în treimea superioară a structurii sau la care disiparea de energie se realizează în principal la baza unui singur element al clădirii.

Notă: Structurile parter tip cadru, cu stâlpi la care  $v_d < 0,4$ , având extremitățile superioare conectate prin intermediul unui planșeu-diafragmă, nu aparțin acestei categorii.

## 5.2. Principii de proiectare

### 5.2.1. Capacitatea de disipare de energie. Clase de ductilitate

(1) Proiectarea seismică a construcțiilor de beton armat va asigura o capacitate adecvată de disipare de energie în regim de solicitare ciclică, fără o reducere semnificativă a rezistenței la forțe orizontale și verticale. În acest scop se vor respecta cerințele și criteriile date în capitolul 2.

(2) Aplicarea prevederilor din prezentul cod pentru construcții de beton asigură acestora, cu un grad de încredere înalt, o capacitate substanțială de deformare în domeniul postelast, distribuită în numeroase zone ale structurii, și evitarea cedărilor de tip fragil. Construcțiile care respectă aceste prevederi se încadrează în clasa de ductilitate înaltă H.

(3) Alternativ, pentru construcții amplasate în zonele seismice de caracterizate de valori  $a_g \leq 0,16g$ , se poate adopta o proiectare care să înzestreze structurile cu capacitate de ductilitate mai mică, cu un spor corespunzător de rezistență. În acest caz construcțiile se încadrează în clasa de ductilitate medie (M), pentru care codul cuprinde prevederi separate.

În cazuri deosebite (de exemplu la structuri cu elemente care au secțiuni dezvoltate și cu rezistență înaltă ca urmare a respectării altor condiții) se admite și pentru construcțiile amplasate în zonele seismice  $a_g > 0,16g$  proiectarea pentru clasa medie de ductilitate.

(4) Opțiunea de a proiecta pentru una din cele două clase de ductilitate se face prin selectarea valorilor coeficienților de comportare  $q$  date în tabelul 5.1.

## 5.2.2. Tipuri structurale și factori de comportare

### 5.2.2.1. Tipuri structurale

(1) Clădirile din beton pot fi clasificate într-una din următoarele tipuri, corespunzător comportării estimate sub încărcări seismice orizontale:

- (a) sistem tip cadre;
- (b) sistem dual (preponderent cu cadre sau cu pereți);
- (c) sistem tip pereți;
- (d) sistem pendul inversat;
- (e) sistem flexibil la torsiune;

(2) Cu excepția sistemelor flexibile la torsiune, construcțiile de beton pot fi încadrate în sisteme structurale diferite în cele două direcții principale.

(3) Pentru sistemele tip cadru și tip pereți cu elementele verticale distribuite uniform în plan, condiția (4.1) pentru estimarea rigidității la torsiune nu trebuie verificată explicit pentru încadrarea construcției în sistemele definite la paragraful (1).

### 5.2.2.2. Factori de comportare pentru acțiuni seismice orizontale

(1) Factorul de comportare  $q$ , care ține seama de capacitatea de disipare de energie a structurii pentru fiecare direcție de calcul a clădirii, are valorile din tabelul 5.1.

**Tabelul 5.1** Valorile factorului de comportare  $q$  pentru structuri regulate în elevație

Tipul de structură	$q$	
	Clasa de ductilitate H	Clasa de ductilitate M
Cadre, Sistem dual, Pereți cuplați	$5\alpha_u/\alpha_1$	$3,5 \alpha_u/\alpha_1$
Pereți	$4 \alpha_u/\alpha_1$	3,0
Nucleu (flexibilă la torsiune)	3,0	2,0
Structuri tip pendul inversat	3,0	2,0

(2) În cazul clădirilor neregulate, valorile  $q$  din tabelul 5.1 se reduc conform 4.4.3.3.

(3)  $\alpha_u/\alpha_1$  introduce influența unora dintre factorii cărora li se datorează suprazistența structurii, în special a redundanței construcției.

(4)  $\alpha_u/\alpha_1$  se poate determina din calculul static neliniar pentru construcții din aceeași categorie, ca valoare a raportului între forța laterală capabilă a structurii (atinsă când s-a format un număr suficient de articulații plastice, care să aducă structura în pragul situației de mecanism cinematic) și forța laterală corespunzătoare atingerii



capacității de rezistență în primul element al structurii (aparitiei primei articulații plastice).

Valoarea raportului  $\alpha_u/\alpha_1$  se limitează superior la 1,6.

(5) Pentru cazurile obișnuite se pot adopta următoarele valori aproximative ale raportului  $\alpha_u/\alpha_1$ :

(a) Pentru cadre sau pentru structuri duale cu cadre preponderente:

- clădiri cu un nivel:  $\alpha_u/\alpha_1 = 1.15$ ;
- clădiri cu mai multe niveluri și cu o singură deschidere:  $\alpha_u/\alpha_1 = 1.25$  ;
- clădiri cu mai multe niveluri și mai multe deschideri:  $\alpha_u/\alpha_1 = 1.35$  ;

(b) Pentru sisteme cu pereți structurali și sisteme duale cu pereți preponderenți:

- structuri cu numai 2 pereți în fiecare direcție:  $\alpha_u/\alpha_1 = 1.0$ ;
- structuri cu mai mulți pereți:  $\alpha_u/\alpha_1 = 1.15$ ;
- structuri cu pereți cuplați și structuri duale cu pereți preponderenți:  $\alpha_u/\alpha_1 = 1.25$ .

(6) În cazul în care structura prezintă regularitate completă și se pot asigura condiții de execuție perfect controlate, factorul q poate lua valori sporite cu până la 20%.

### 5.2.3. Cerințe de proiectare

#### 5.2.3.1. Generalități

(1) Prevederile prezentei secțiuni se aplică structurilor de rezistență ale construcțiilor prevăzute la 5.1.1(1), executate monolit, prefabricat sau mixt (parțial monolit – parțial prefabricat).

Proiectarea seismică a structurilor de beton precomprimat se va face pe baza unor prescripții speciale.

(2) La proiectarea seismică a structurilor de beton armat, prevederile date în prezenta secțiune vor fi considerate împreună cu prevederile specifice celorlalte coduri care reglementează proiectarea construcțiilor de beton armat (vezi 5.1.1.(2) și (3)).

#### 5.2.3.2. Condiții de rezistență locală

(1) Acțiunea seismică, implicând incursiuni în domeniul postelastice, nu trebuie să producă reduceri semnificative ale capacității de rezistență.

(2) Se admite că cerința de rezistență într-o anumită secțiune este satisfăcută dacă valoarea de proiectare a capacității de rezistență, determinată pe baza documentelor normative de referință (SR EN 1992-1<sup>1</sup>), este mai mare, la limită egală, cu valoarea de proiectare a efortului maxim din secțiunea considerată, conform relației (4.21).

#### 5.2.3.3. Condiții de ductilitate globală

##### 5.2.3.3.1. Mecanismul structural de disipare de energie

(1) Proiectarea seismică are ca principal obiectiv dezvoltarea unui mecanism de plastificare favorabil (vezi paragraful 4.6.2.3.). Aceasta înseamnă :

- (a) La structurile tip cadre etajate, deformațiile plastice să apară mai întâi în secțiunile de la extremitățile riglelor și ulterior și în secțiunile de la baza stâlpilor.
  - (b) În cazul structurilor cu pereți, deformațiile plastice să se dezvolte în grinzile de cuplare (atunci când acestea există) și în zonele de la baza pereților.
  - (c) Nodurile (zonele de legătură între elementele verticale și orizontale) și planșeele să fie sollicitate în domeniul elastic.
  - (d) Zonele disipative să fie distribuite relativ uniform în întreaga structură, cu cerințe de ductilitate reduse, evitându-se concentrarea deformațiilor plastice în câteva zone relativ slabe (de exemplu, în stâlpii unui anumit nivel).
- (2) Verificarea formării unui asemenea mecanism se poate realiza utilizând calculul dinamic neliniar cu accelerograme naturale sau sintetice, compatibile spectrului de proiectare.
- (3) Pentru structuri obișnuite, obiectivul precizat la (1) se poate realiza dimensionând elementele la eforturi determinate în acord cu metoda proiectării capacității de rezistență, realizând pentru zonele pentru care se urmărește o comportare elastică o asigurare suplimentară față de zonele critice (disipative).
- (4) Dimensionarea și alcătuirea elementelor structurale va evita manifestarea unor ruperi cu caracter neductil sau fragil (vezi 5.2.3.3.3).
- (5) Deplasările laterale asociate cerințelor de ductilitate vor fi suficient de reduse pentru a nu apărea pericolul pierderii stabilității sau pentru a nu spori excesiv efectele de ordinul 2.

#### 5.2.3.3.2. Valorile de proiectare (de dimensionare) ale eforturilor

(1) În vederea impunerii mecanismului structural de disipare de energie, care să îndeplinească cerințele date la (5.2.3.3.1), la nodurile grinzi – stâlpi ale structurilor tip cadru, va fi îndeplinită următoarea condiție:

$$\sum M_{Rc} \geq \gamma_{Rd} \sum M_{Rb} \quad (5.1)$$

în care:

$\sum M_{Rc}$  suma valorilor de proiectare ale momentelor capabile ale stâlpilor; se consideră valorile minime, corespunzătoare variației posibile a forțelor axiale în combinația de încărcări care cuprinde acțiunea seismică;

$\sum M_{Rb}$  suma valorilor de proiectare ale momentelor capabile în grinzile care intră în nod;

$\gamma_{Rd}$  factorul de suprazistență datorat efectului de consolidare al oțelului, care se va considera 1,3 pentru clasa de ductilitate înaltă (H) și 1,2 pentru clasa de ductilitate medie (M).

(2) Expresia (5.1) va fi îndeplinită în cele 2 planuri principale de încovoiere. Se consideră ambele sensuri ale acțiunii momentelor din grinzi în jurul nodului (orar și antiorar), sensul momentelor din stâlp fiind opus totdeauna momentelor din grinzi. Dacă structura tip cadru este dezvoltată numai într-una din direcții, satisfacerea relației (5.1) se verifică numai pentru acea direcție.

(3) Nu este necesară verificarea relației (5.1) la :

- construcții cu un nivel;
- ultimul nivel al construcțiilor etajate;
- primul nivel al clădirilor cu 2 niveluri, dacă valoarea normalizată a forței axiale  $\nu_d \leq 0,3$  în toți stâlpii.

Notă: Obiectivul impunerii mecanismului de disipare de energie urmărit, se poate atinge și dacă în locul verificării condiției (5.1) la fiecare nod, stâlpii se dimensionează la valorile de momente  $M_{Edc} = \gamma_{Rd} M'_{Edc} \frac{\bar{\Sigma} M_{R_B}}{\bar{\Sigma} M'_{E_{db}}}$ , în care sumele momentelor capabile din grinzi  $\bar{\Sigma} M_{R_B}$  și ale momentelor în grinzi rezultate din calculul structural  $\bar{\Sigma} M'_{E_{db}}$  se referă la extremitățile din toate deschiderile de la nivelul considerat.  $M'_{Edc}$  este momentul în stâlp rezultat din calculul structural sub încărcările seismice de proiectare.

(4) În cazul structurilor cu pereți, incertitudinile legate de distribuția eforturilor în răspunsul inelastic se pot lua în considerare în mod acoperitor prin adoptarea unei diagrame înfășurătoare de momente de proiectare ca în fig. 5.1.

S-a notat:

- $M'_{Ed}$  momentele rezultate din calculul structural la încărcările seismice de proiectare
- $M_{Ed}$  momentele de proiectare
- $h_s$  înălțimea primului nivel de deasupra bazei

Notă: Alternativ, pentru determinarea valorilor  $M_{Ed}$  în pereți se poate utiliza procedura dată în CR2-1-1.1:2006, unde se dau și alte prevederi necesare, cum sunt cele care se referă la aplicarea metodei ierarhizării capacității de rezistență în pereți cuplați, sau în pereți în care la bază se dispune mai multă armătură decât cea strict necesară din calcul (de exemplu, din necesitatea respectării coeficienților minimi de armare).

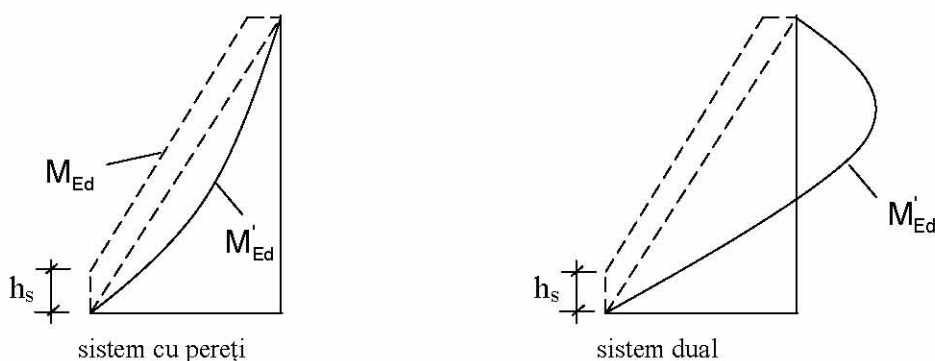


Figura 5.1

(5) Eforturile (momentele încovoietoare) de dimensionare se pot redistribui între elementele verticale ale structurii în limita a 30%, iar între elementele orizontale în limita a 20%, pe baza capacității înalte de deformare plastică realizată prin aplicarea măsurilor prevăzute în cod.

În urma redistribuției, valorile însumate ale eforturilor nu trebuie să fie inferioare celor obținute din calculul structural.



### 5.2.3.3.3. Evitarea ruperilor cu caracter neductil

(1) Prin modul de dimensionare și de alcătuire a elementelor structurale de beton armat se vor evita ruperile premature, cu caracter neductil, care pot împiedica mobilizarea mecanismului proiectat de disipare a energiei. Asigurarea față de aceste tipuri de rupere va fi superioară în raport cu cea față de cedarea la moment încovoietor, cu sau fără forță axială. În acest scop se vor evita:

- (a) Ruperile în secțiuni înclinate datorate acțiunii forței tăietoare;
- (b) Dislocările produse de forța de lunecare în lungul unor planuri prefisurate, ca de exemplu rosturile de lucru la elemente monolite sau rosturile dintre elementele prefabricate și suprabetonare;
- (c) Pierderea ancorajului armăturilor și degradarea aderenței cu betonul la armăturile de oțel în zonele de înmădire;
- (d) Ruperile zonelor întinse, armate sub nivelul corespunzător eforturilor de fisurare ale secțiunilor.

(2) Valorile de proiectare ale forțelor tăietoare și forțelor de lunecare vor fi cele asociate mecanismului de plastificare structural și includ eventualele efecte de suprazistență, precum și, acolo unde este semnificativ, sporul datorat manifestării modurilor superioare de vibrație pe structura plastificată. Prevederi pentru evaluarea forțelor tăietoare de proiectare în elementele structurilor cu pereți sunt date în prescripțiile de calcul specifice acestor construcții (CR2-1-1.1:2006).

(3) În anumite situații, ca de exemplu la grinzile de cadru care conlucrează cu zone ample de planșeu, momentul de fisurare poate avea o valoare superioară momentului capabil, ipoteză care trebuie luată în considerare la evaluarea forței tăietoare de dimensionare a armăturilor transversale.

(4) Pentru evitarea ruperilor zonelor întinse, se vor prevedea cantități de armătură suficiente, care vor respecta cantitățile minime din prescripțiile de calcul specifice construcțiilor de beton armat (SR EN 1992-1<sup>1</sup> și CR2-1-1.1:2006, etc.).

### 5.2.3.4. Condiții de ductilitate locală

(1) În vederea obținerii unei ductilități de ansamblu substanțiale, prin dimensionarea și alcătuirea elementelor structurale de beton armat se va asigura o capacitate înaltă și stabilă de disipare a energiei în zonele critice ale acestora, fără reducerea semnificativă a rigidității și/sau a rezistenței.

(2) Acest obiectiv se consideră realizat dacă sunt satisfăcute următoarele condiții:

- (a) Zonele comprimate la starea limită de rezistență în secțiunile elementelor de beton armat au o dezvoltare limitată, funcție de natura elementului și a solicitării acestuia.

În cazul pereților structurali se admite condiția echivalentă a limitării efortului unitar mediu de compresiune în secțiune. Prevederi concrete referitoare la aceste condiții se dau în continuare diferențiat funcție de tipul elementelor.

- (b) Flambajul barelor de oțel comprimate în zonele plastice potențiale este împiedicat prin prevederea de etrieri și agrafe la distanțe suficient de mici, conform prevederilor date la 5.3 și 5.4.

(c) Proprietățile betonului și oțelului sunt favorabile sub aspectul realizării unei ductilități locale suficient de mari. Astfel:

- betonul trebuie să aibă o rezistență suficientă la compresiune și o capacitate de deformare suficientă.
- oțelul folosit în zonele critice ale elementelor seismice principale trebuie să posede alungiri plastice substanțiale. Oțelurilor neductile, cum este STNB din plase și carcase sudate, pot fi utilizate numai în situațiile în care, prin modul de dimensionare, se poate asigura o comportare elastică a acestor armături.
- raportul între rezistența oțelului și limita lui de curgere trebuie să nu fie excesiv de mare (orientativ  $\leq 1,4$ ).
- armăturile utilizate la armarea zonelor plastice potențiale trebuie să posede proprietăți de aderență substanțiale printr-o profilatură eficientă.

#### **5.2.3.5. Condiții de redundanță**

Se va urmări realizarea unui grad înalt de redundanță împreună cu o bună capacitate de redistribuire a eforturilor, pentru a permite ca disiparea energiei să fie distribuită în toată structura și să crească energia totală disipată. În consecință, sistemelor structurale cu grad redus de nedeterminare statică li s-a atribuit un factor de comportare mai mic (vezi tabelul 5.1). Capacitatea de redistribuție necesară este asigurată prin prevederile de asigurare a ductilității locale date în secțiunile 5.3 și 5.4.

#### **5.2.3.6. Măsuri suplimentare**

(1) Aceste măsuri urmăresc o asigurare suplimentară față de incertitudinile privind comportarea elementelor structurale și a construcției în ansamblu, precum și fidelitatea modelului de calcul în raport cu răspunsul seismic real.

(2) Alegerea unei configurații cât mai regulate în plan și în elevație reduce substanțial incertitudinile în ceea ce privește comportarea de ansamblu a construcției și permite alegerea unor modele și metode de calcul structural în același timp simple și suficient de sigure.

(3) În vederea reducerii incertitudinilor referitoare la rezistența elementelor structurale:

- se vor adopta dimensiuni suficiente pentru secțiunile elementelor structurale, astfel încât abaterile de execuție, încadrate în toleranțele admise, să nu influențeze semnificativ comportarea structurală și/sau să nu sporească exagerat efectele de ordinul 2;
- se va limita raportul dimensiunilor secțiunii elementelor de beton armat, pentru a minimiza riscul instabilității laterale a acestora;
- se va prevedea o armare minimă pe toată deschiderea, la partea superioară a grinzilor, pentru a acoperi diferențele dintre distribuția reală a momentelor încovoietoare și diagramele de momente rezultate din calcul;
- se va prevedea o armătură minimă la partea inferioară a grinzilor pe reazeme, pentru a asigura o capacitate suficientă de rezistență pentru momente pozitive, care pot apărea în aceste secțiuni, chiar atunci când nu rezulta din calculul structural.



(4) În vederea reducerii incertitudinilor legate de localizarea zonelor plastice și pentru a asigura elementelor de beton armat o comportare ductilă :

- se vor lua măsuri de armare transversală pentru a obține capacități de deformare minimale în toate secțiunile, astfel încât să poată fi acoperite cerințe limitate de ductilitate care s-ar putea manifesta și în afara zonelor critice;
- se va prevedea o cantitate de armătură întinsă suficientă pentru a împiedica producerea unei ruperi casante după fisurarea betonului întins;
- se vor prevedea lungimi de ancorare și de înădădire ale armăturilor suficiente pentru a împiedica smulgerea barelor din beton la solicitarea lor ciclic alternantă.

### 5.3. Proiectarea elementelor din clasa de ductilitate înaltă (H)

#### 5.3.1. Condiții referitoare la materiale

- (1) La realizarea elementelor seismice principale se vor utiliza betoane de clasa cel puțin C 20/25.
- (2) Elementele structurale se armează numai cu bare din oțel profilat. Fac excepție etrierii închiși și agrafele pentru armarea transversală care pot fi executați din bare neprofilate.
- (3) În zonele critice ale elementelor principale se vor utiliza oțeluri cu alungiri specifice corespunzătoare efortului maxim de cel puțin 7,5%.

#### 5.3.2. Condiții geometrice

##### 5.3.2.1. Grinzi

- (1) Lățimea grinzilor va fi cel puțin 200 mm.
- (2) Raportul între lățimea  $b_w$  și înălțimea secțiunii  $h_w$  nu va fi mai mic decât  $\frac{1}{4}$ .
- (3) Excentricitatea axului grinzii, în raport cu axul stâlpului la noduri va fi cel mult  $\frac{1}{3}$  din lățimea  $b_c$  a stâlpului normală la axa grinzii.

##### 5.3.2.2. Stâlpi

Dimensiunea minimă a secțiunii nu va fi mai mică de 300 mm.

##### 5.3.2.3. Pereți ductili

- (1) Prevederile date aici se referă la pereți individuali sau cuplați, ancorați adecvat la baza lor în infrastructură (fundăție) astfel încât aceștia nu se pot roti.
- (2) Grosimea  $b_{wo}$ , a inimii satisface relația:

$$b_{wo} \geq \max \{150 \text{ mm}, h_s/20\} \quad (5.2)$$

unde  $h_s$  este înălțimea liberă a nivelului.

- (3) Prevederi suplimentare referitoare la dimensiunile necesare ale bulbilor sunt date în CR2-1-1.1:2006.



(4) Cuplarea pereților prin goluri distribuite neregulat nu este permisă, cu excepția situațiilor în care neregularitatea poate fi apreciată ca nesemnificativă sau aceasta este considerată în calculul structural și de dimensionare prin modele de calcul adecvate.

### 5.3.3. Eforturi de proiectare

#### 5.3.3.1. Generalități

Valorile de proiectare ale eforturilor se obțin din calculul structural pentru situația de calcul seismic, considerând efectele de ordinul 2, conform 4.6.2.2, și regulile ierarhizării capacității de rezistență, conform 5.2.3.3.2.

#### 5.3.3.2. Grinzi

(1) Pentru evaluarea momentelor încovoietoare de proiectare se aplică prevederile de la 5.3.3.1 (1).

(2) Forțele tăietoare de proiectare în grinzi se determină din echilibrul fiecărei deschideri sub încărcarea transversală din gruparea seismică și momentele de la extremitățile grinzii, corespunzătoare pentru fiecare sens de acțiune formării articulației plastice în grinzi sau în elementele verticale conectate în nod.

(3) La fiecare secțiune de capăt, se calculează 2 valori ale forțelor tăietoare de proiectare, maximă  $V_{Ed,max}$  și minimă  $V_{Ed,min}$ , corespunzând valorilor maxime ale momentelor pozitive și negative  $M_{db,i}$ , care se dezvoltă la cele 2 extremități  $i = 1$  și  $i = 2$  ale grinzii:

$$M_{db,i} = \gamma_{Rd} M_{Rb,i} \min \left( 1, \frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}} \right) \quad (5.3)$$

în care:

$M_{Rb,i}$  valoarea de proiectare a momentului capabil la extremitatea  $i$ , în sensul momentului asociat sensului de acțiune a forțelor;

$\gamma_{Rd}$  1,2, factorul de suprazistență datorat efectului de consolidare al oțelului;

$\sum M_{Rc}$  și  $\sum M_{Rb}$  sumele valorilor de proiectare ale momentelor capabile ale stâlpilor și grinzilor care intră în nod. Valoarea  $\sum M_{Rc}$  trebuie să corespundă forței axiale din stâlp în situația asociată sensului considerat al acțiunii seismice.

#### 5.3.3.3. Stâlpi

(1) Valorile momentelor încovoietoare și a forțelor axiale se determină conform 5.3.3.1(1).

(2) Valorile de proiectare ale forțelor tăietoare se determină din echilibrul stâlpului la fiecare nivel, sub momentele de la extremități, corespunzând, pentru fiecare sens al acțiunii seismice, formării articulației plastice care apare în grinzile sau în stâlpii conectați în nod.

(3) Momentul de la extremități se determină cu:

$$M_{dc,i} = \gamma_{Rd} M_{Rc,i} \min \left( 1, \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{Rc}} \right) \quad (5.4)$$

în care:

$\gamma_{Rd}$  factor care introduce efectul consolidării oțelului și a fretării betonului în zonele comprimate:

$\gamma_{Rd} = 1,3$  pentru nivelul de la baza construcției și

$\gamma_{Rd} = 1,2$  pentru restul nivelurilor.

$M_{Rc,i}$  valoarea de proiectare a momentului capabil la extremitatea  $i$  corespunzătoare sensului considerat.

$\sum M_{Rc}$  și  $\sum M_{Rb}$  au semnificațiile date la 5.3.3.2. Valorile momentelor capabile în stâlpi sunt stabilite pe baza valorilor forțelor axiale din situația corespunzătoare sensului considerat al acțiunii seismice.

#### 5.3.3.4. Noduri de cadru

(1) Forța tăietoare de proiectare în nod se stabilește corespunzător situației plastificării grinzilor care intră în nod, pentru sensul de acțiune cel mai defavorabil al acțiunii seismice.

(2) Valorile forțelor tăietoare orizontale se pot stabili cu următoarele expresii simplificate:

(a) pentru noduri interioare

$$V_{jhd} = \gamma_{Rd} (A_{s_1} + A_{s_2}) f_{yd} - V_c \quad (5.5)$$

(b) pentru noduri de margine

$$V_{jhd} = \gamma_{Rd} A_{s_1} f_{yd} - V_c \quad (5.6)$$

în care:

$A_{s_1}, A_{s_2}$  ariile armăturilor de la partea superioară și de la partea inferioară a grinzilor;

$V_c$  forța tăietoare din stâlp, corespunzătoare situației considerate (vezi 5.3.3.3(2) și (3));

$\gamma_{Rd}$  factor de suprarezistență, egal cu 1,2.

#### 5.3.3.5. Pereți ductili

(1) Determinarea momentelor încovoietoare în pereții structurali se face în conformitate cu prevederile articolului 5.2.3.3.2.(4).

(2) Valorile de proiectare  $V_{Ed}$  ale forțelor tăietoare în pereții structurali se stabilesc cu expresia:

$$V_{Ed} = \varepsilon \Omega V'_{Ed} \text{ cu respectarea condiției } 1,5V'_{Ed} \leq V_{Ed} \leq qV'_{Ed} \quad (5.7)$$

în care:

- $V'_{Ed}$  forța tăietoare rezultată din calculul structural la încărcările seismice de proiectare;
- $\Omega$  raportul dintre valoarea momentului de răsturnare (momentul capabil), calculat la baza suprastructurii, asociat mecanismului de plastificare al peretelui (sau pereților cuplați) și valoarea momentului de răsturnare rezultat din calculul la încărcările seismice de proiectare; la evaluarea momentelor capabile se va considera un coeficient de suprarezistență  $\gamma_{Rd}=1,1$ .
- $\varepsilon$  coeficient de amplificare care introduce efectul modurilor superioare de vibrație;  $\varepsilon = 1,2$
- (3) La dimensionarea la forțe tăietoare a pereților care fac parte din structuri duale se va utiliza diagrama înfășurătoare din fig. 5.2, pentru a ține seama de efectele modurilor superioare de vibrație.
- În fig. 5.2, diagrama (a) reprezintă valorile forțelor tăietoare obținută din calculul structural la forțele seismice de proiectare, în timp ce diagrama (b) este cea asociată mecanismului de plastificare (momentului de răsturnare capabil).

Notă: Alternativ, pentru determinarea valorilor de proiectare ale forței tăietoare din pereți, în locul prevederilor de la (2) și (3) se pot aplica procedeele date în Codul de proiectare pentru construcții cu pereți structurali din beton armat CR2-1-1:2006.

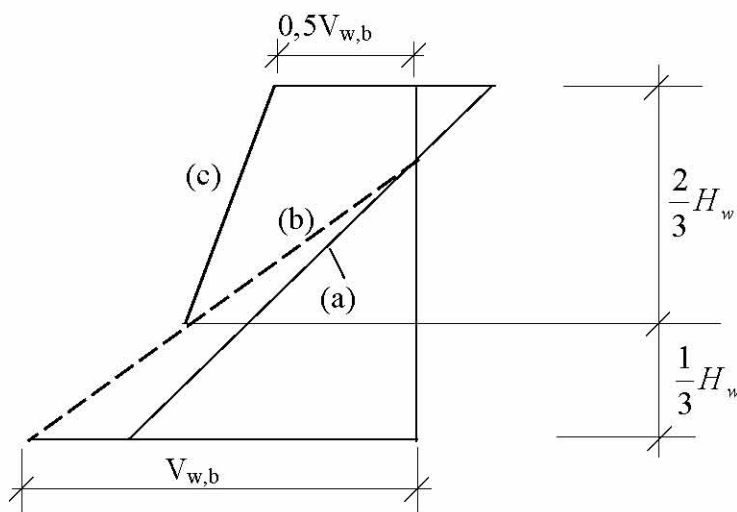


Figura 5.2

### 5.3.3.6. Prevederi specifice pentru pereți scurți

- (1) În cazul pereților cu raportul înălțime/lungime  $H_w/l_w \leq 2$ , valorile de proiectare ale momentelor sunt cele obținute din calculul structural la încărcările seismice de proiectare.
- (2) Forța tăietoare de proiectare se calculează cu expresia :



$$V_{Ed} = \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} V'_{Ed} \leq q V'_{Ed} \quad (5.8)$$

în care valorile  $M_{Rd}$  și  $M_{Ed}$  sunt determinate la baza pereților

Notă : Se pot folosi procedee mai riguroase de determinare a valorilor de proiectare a forțelor tăietoare, indiferent de proporțiile acestora, care sunt date în codul CR2-1-1.1:2006.

### 5.3.4. Verificări la starea limită ultimă și prevederi de alcătuire

#### 5.3.4.1. Grinzi

##### 5.3.4.1.1. Rezistența la încovoiere și forță tăietoare

(1) Pentru calculul grinzilor la starea limită de rezistență, la încovoiere și forță tăietoare se utilizează SR EN 1992-1<sup>1</sup>, ca document normativ de referință.

(2) Lățimea efectivă a grinzilor cu secțiune în formă de T, în zona aripilor,  $b_{eff}$  se determină după cum urmează :

- în cazul grinzilor care intră într-un stâlp exterior,  $b_{eff}$  se ia egală cu lățimea stâlpului  $b_c$ , dacă nu există grinzi transversale în nod și egală cu  $b_c$  plus de două ori grosimea plăcii  $h_f$  de fiecare parte a grinzii, dacă asemenea grinzi există.

- în cazul grinzilor care intră în stâlpii interiori,  $b_{eff}$  este mai mare decât valorile indicate mai sus cu câte  $2h_f$  de fiecare parte a grinzii;

(3) Armăturile din placă, paralele cu grinda se consideră active în preluarea momentelor grinzii pe reazeme, dacă sunt plasate la interiorul dimensiunii  $b_{eff}$  și dacă sunt ancorate adecvat.

##### 5.3.4.1.2. Asigurarea cerințelor de ductilitate locală

(1) Zonele de la extremitățile grinzilor cu lungimea  $l_{cr} = 1,5h_w$ , măsurate de la fața stâlpilor, precum și zonele cu această lungime, situate de o parte și de alta a unei secțiuni din câmpul grinzii unde poate interveni curgerea în cazul combinației seismice de proiectare, se consideră zone critice (disipative).

(2) Cerințele de ductilitate în zonele critice ale grinzilor se consideră satisfăcute dacă sunt îndeplinite condițiile de armare date în continuare la alineatele (3)...(7).

(3) Cel puțin jumătate din secțiunea de armătură întinsă se prevede și în zona comprimată.

(4) Coeficientul de armare longitudinală din zona întinsă  $\rho = \frac{A_s}{bd}$  satisface condiția :

$$\rho \geq 0,5 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \quad (5.9)$$

Valoarea minimă a coeficientului de armare trebuie respectată pe toată deschiderea grinzii.

(5) Armăturile longitudinale se vor dimensiona astfel încât înălțimea zonei  $x_u$  să nu se depășească valoarea de  $0,25d$ . La calculul  $x_u$  se va ține seama și de contribuția armăturilor din zona comprimată.

- (6) Se prevede armare continuă pe toată deschiderea grinzii. Astfel:
- (a) la partea superioară și inferioară a grinzilor se prevăd cel puțin câte două bare cu suprafața profilată cu diametrul  $\geq 14 \text{ mm}$ ;
  - (b) cel puțin un sfert din armătura maximă de la partea superioară a grinzilor se prevede continuă pe toată lungimea grinzii;
- (7) Etrierii prevăzuți în zona critică trebuie să respecte condițiile :
- (a) diametrul etrierilor  $d_{bw} \geq 6 \text{ mm}$ ;
  - (b) distanța dintre etrieri  $s$  va fi astfel încât :

$$s \leq \min \left\{ \frac{h_w}{4}; 150 \text{ mm}; 7d_{bL} \right\} \quad (5.10)$$

în care  $d_{bL}$  este diametrul minim al armăturilor longitudinale.

### 5.3.4.2. Stâlpi

#### 5.3.4.2.1. Rezistența la încovoiere și la forță tăietoare

Pentru calculul stâlpilor la starea limită de rezistență, la încovoiere cu forță axială și la forța tăietoare se utilizează SR EN 1992-1-1<sup>1</sup> ca document normativ de referință.

#### 5.3.4.2.2. Asigurarea cerințelor de ductilitate locală

- (1) Forța axială normalizată,  $\nu_d$ , nu va depăși de regulă valoarea 0,4. Se pot admite valori  $\nu_d$  sporite până la 0,65, dacă se prevede o fretare suplimentară prin armături transversale și dacă sporul valorii  $\nu_d$  poate fi justificat printr-un model de calcul omologat. Ductilitatea de curbură obținută în acest caz trebuie să fie cel puțin egală cu ductilitatea corespunzătoare unei valori  $\nu_d=0,4$  în ipoteza unui beton neconfinat.
- (2) Coeficientul de armare longitudinală totală  $\rho$  va fi cel puțin 0,01 și maximum 0,04.
- (3) Între armăturile din colțuri se va prevedea, pe fiecare latură, cel puțin câte o bară intermediară.
- (4) Zonele de la extremitățile stâlpilor se vor considera zone critice pe o distanță  $l_{cr}$ , dată la (5).
- (5) În afara cazului când este determinată printr-un calcul riguros, lungimea zonelor critice se determină cu :

$$l_{cr} \geq \max \left\{ 1,5h_c; \frac{l_{cl}}{6}; 600 \text{ mm} \right\} \quad (5.11)$$

unde  $h_c$  este cea mai mare dimensiune a secțiunii stâlpului, iar  $l_{cl}$  este înălțimea liberă.

- (6) Dacă  $l_{cl}/h_c < 3$ , întreaga lungime a stâlpului se consideră zona critică și se va arma în consecință.

(7) În interiorul zonelor critice se vor prevedea etrieri și agrafe, care să asigure ductilitatea necesară și împiedicarea flambajului local al barelor longitudinale. Modul de dispunere a armăturii transversale va fi astfel încât să se realizeze o stare de solicitare triaxială eficientă.

Condițiile minime pentru a realiza aceste cerințe sunt cele date la (8)...(10).

(8) Coeficientul de armare transversală cu etrieri va fi cel puțin:

- 0,005 în zona critică a stâlpilor de la baza lor, la primul nivel;
- 0,0035 în restul zonelor critice.

(9) Armarea transversală va respecta condițiile:

(a) Distanța dintre etrieri nu va depăși :

$$s \leq \min\left\{\frac{b_0}{3}; 125\text{mm}; 7d_{bL}\right\} \quad (5.12)$$

în care  $b_0$  este latura minimă a secțiunii utile (situată la interiorul etrierului perimetral), iar  $d_{bL}$  este diametrul minim al barelor longitudinale;

Ultima condiție se înlocuiește la baza stâlpului (în secțiunea teoretică de încastrare) cu condiția  $s \leq 6 d_{bL}$ .

(b) Distanța în secțiune dintre barele consecutive aflate la colțul unui etrier sau prinse de agrafe nu va fi mai mare de 200 mm.

(10) La primele două niveluri ale clădirilor cu peste 5 niveluri și la primul nivel în cazul clădirilor mai joase, se vor prevedea la bază etrieri îndesiți și dincolo de zona critică pe o distanță egală cu jumătate din lungimea acestora.

#### 5.3.4.2.3. Noduri de cadru

(1) Forța de compresiune înclinată produsă în nod de mecanismul de diagonală comprimată nu va depăși rezistența la compresiune a betonului solicitat transversal la întindere.

(2) În afară de cazul în care se folosește un model de calcul mai riguros, cerința de la (1) se consideră satisfăcută dacă :

(a) la noduri interioare:

$$V_{jhd} \leq \eta \sqrt{1 - \frac{v_d}{\eta}} b_j h_c f_{cd} \quad (5.13)$$

în care  $\eta = 0,6(1 - f_{ck}/250)$ ,  $v_d$  este forța axială normalizată în stâlpul de deasupra, iar  $f_{ck}$  este în MPa.

(b) la nodurile exterioare:

$$V_{jhd} \leq 0,8\eta \sqrt{1 - \frac{v_d}{\eta}} b_j h_c f_{cd} \quad (5.14)$$

unde:

$V_{jhd}$  este dată de expresia (5.5) sau (5.6), după caz.

Lățimea de proiectare a nodului  $b_j$  se ia



$$b_j = \min\{b_c; (b_w + 0,5h_c)\} \quad (5.15)$$

(3) În nod se va prevedea suficientă armătură transversală pentru a asigura integritatea acestuia, după fisurarea înclinată. În acest scop armătura transversală,  $A_{sh}$ , se va dimensiona pe baza relațiilor:

(a) la noduri interioare:

$$A_{sh}f_{ywd} \geq 0,8(A_{s1} + A_{s2})f_{yd} (1 - 0,8v_d) \quad (5.16a)$$

(b) la noduri exterioare:

$$A_{sh}f_{ywd} \geq 0,8A_{s2}f_{yd} (1 - 0,8v_d) \quad (5.16b)$$

În relațiile (5.16a) și (5.16b),  $v_d$  corespunde forței axiale a stâlpului inferior. Aceste relații sunt valabile, dacă există grinzi care intră în nod în direcție transversală. În caz contrar coeficientul 0,8 se mărește la 1.

(4) Etrierii orizontali calculați cu (5.16a) și (5.16b) se vor distribui uniform pe înălțimea nodului. În cazul nodurilor exterioare, etrierii vor cuprinde capetele îndoite ale armăturilor longitudinale din grindă.

(5) Armătura longitudinală verticală  $A_{sv}$  care trece prin nod, incluzând armătura longitudinală a stâlpului, va fi cel puțin :

$$A_{sv} \geq \frac{2}{3} A_{sh} (h_{jc} / h_{jw}) \quad (5.17)$$

în care :

$h_{jw}$  distanța interax între armăturile de la partea superioară și cea inferioară a grinzilor;

$h_{jc}$  distanța interax între armăturile marginale ale stâlpilor

(6) Armătura orizontală a nodului nu va fi mai mică decât armătura transversală îndesită din zonele critice ale stâlpului.

### 5.3.4.3. Pereți ductili

#### 5.3.4.3.1. Rezistența la încovoiere și la forță tăietoare

(1) Pentru calculul pereților la starea limită de rezistență, la încovoiere cu forță axială se utilizează SR EN 1992-1<sup>1</sup> ca document normativ de referință, cu completările date în CR2-1-1.1:2006.

(2) Calculul pereților la forță tăietoare în secțiuni înclinate și la lunecare în rosturi orizontale se va face conform CR2-1-1.1:2006.

#### 5.3.4.3.2. Asigurarea cerințelor de ductilitate locală\*

(1) Cerințele de ductilitate se consideră satisfăcute dacă sunt respectate prevederile CR2-1-1.1:2006, privind alcătuirea secțiunilor de beton, și cele referitoare la armarea longitudinală și transversală.

---

\* În 5.3.4.3.2. sunt cuprinse cele mai importante prevederi privind asigurarea proprietăților de deformabilitate în domeniul postelasic din zonele critice din CR2-1-1.1:2006. La proiectarea pereților structurali trebuie avute în vedere și celelalte măsuri impuse în acest cod de proiectare.

(2) Înălțimea zonei critice  $l_{cr}$  deasupra bazei se determină cu:

$$l_{cr} = 0,4l_w + 0,05H_w \quad (5.18)$$

cu limitările:

$$l_{cr} \leq \begin{cases} h_s, & \text{pentru } n \leq 6 \text{ niveluri} \\ 2h_s, & \text{pentru } n \geq 7 \text{ niveluri} \\ 2l_w \end{cases} \quad (5.19)$$

în care  $h_s$  este lumina liberă a etajului, iar baza se definește drept nivelul superior al fundației sau al infrastructurii.

(3) Înălțimea zonei comprimate în secțiunile pereților nu va fi mai mare decât :

$$x_u \leq 0,10 (\Omega + 2) l_w \quad (5.20)$$

Condiția (5.20) reprezintă și criteriul pentru prevederea de bulbi sau tălpi la capetele libere ale secțiunilor pereților

(4) În caz că necesitatea bulbilor rezultă din aplicarea condiției (5.20), grosimea bulbului va fi cel puțin  $h_s/10$ , iar lungimea lui cel puțin egală cu de două ori grosimea inimii peretelui,  $b_{w0}$ , și cel puțin  $0,10$  lungimea peretelui,  $l_w$ .

(5) Dacă condiția (5.20) nu este respectată se prevăd măsuri speciale de confinare a zonelor comprimate conform alineatului (7).

(6) În zonele critice se vor lua măsuri pentru evitarea pierderii stabilității laterale. În cazurile curente, această cerință se realizează prevăzând o grosime a peretelui fără bulb la capete  $\geq h_s/10$ .

(7) În cazul în care relația (5.20) nu este satisfăcută se va prevedea o armătură specială de confinare, pe o distanță de cel puțin  $x_u/2$  de la marginea cea mai comprimată a secțiunii. Secțiunea armăturii de confinare,  $A_{wh}$ , în fiecare direcție va fi stabilită pe baza relației :

$$A_{wh} = 0,10 s b_o \frac{f_{cd}}{f_{ywd}} \left( 0,5 + \frac{x_u}{l_w} \right) \quad (5.21)$$

în care:

$x_u$  înălțimea zonei comprimate

$s$  distanța interax pe verticală între seturile de etrieri de confinare;

$b_o$  dimensiunea miezului de beton cuprins de etrierii de confinare măsurată perpendicular pe direcția brațelor etrierilor.

(8) Armarea transversală la capetele secțiunilor în zonele critice va respecta condițiile

(a) diametrul  $d_{bw}$  al etrierilor

$$d_{bw} \geq \max (d_{bL}/3; 6mm) \quad (5.22)$$

(b) distanța între etrieri

$$s \leq \min (120mm, 10d_{bL}) \quad (5.23)$$

Dacă în zonele de capăt ale secțiunilor coeficientul de armare longitudinală

$$\rho \geq \frac{2}{f_{yd} \left( N / mm^2 \right)}$$

distanța dintre etrieri nu va depăși  $6d_{bL}$ .

#### **5.4. Proiectarea elementelor din clasa de ductilitate medie (M)**

##### **5.4.1. Condiții referitoare la materiale**

- (1) La realizarea elementelor seismice principale se vor utiliza betoane de clasă cel puțin C 16/20.
- (2) Elementele structurale se armează numai cu bare din oțel profilat. Fac excepție etrierii închiși și agrafele pentru armarea transversală.
- (3) În zonele critice ale elementelor principale se vor utiliza oțeluri cu alungiri specifice corespunzătoare efortului unitar maxim de cel puțin 5%.

##### **5.4.2. Condiții geometrice**

###### **5.4.2.1. Grinzi**

Se aplică 5.3.2.1., cu excepția prevederii de la ultimul alineat, (3).

###### **5.4.2.2. Stâlpi**

Se aplică 5.3.2.2.

###### **5.4.2.3. Pereți ductili**

Se aplică 5.3.2.3.

#### **5.4.3. Eforturi de proiectare**

##### **5.4.3.1. Generalități**

Se aplică 5.3.3.1.

##### **5.4.3.2. Grinzi**

Se aplică 5.3.3.2., cu  $\gamma_{Rd} = 1.0$  în relația 5.3.

##### **5.4.3.3. Stâlpi**

Se aplică 5.3.3.3., cu  $\gamma_{Rd} = 1.0$  în relația 5.4.

##### **5.4.3.4. Noduri de cadru**

Se aplică 5.3.3.4., cu  $\gamma_{Rd} = 1.0$ .



#### 5.4.3.5. Prevederi specifice pentru pereți ductili

Se aplică 5.3.3.5. La calculul lui  $\Omega$  din relația (5.7), momentele capabile se determină cu  $\gamma_{Rd} = 1.0$ :

#### 5.4.3.6. Prevederi specifice pentru pereți scurți

Se aplică 5.3.3.6

### 5.4.4. Verificări la ULS și prevederi de alcătuire

#### 5.4.4.1. Grinzi

##### 5.4.4.1.1. Rezistența la încovoiere și forță tăietoare

Se aplică 5.3.4.1.1.

##### 5.4.4.1.2. Asigurarea ductilității locale

(1) Zonele de la extremitățile grinzilor cu lungimea  $l_{cr} = h_w$ , măsurate de la fața stâlpilor, precum și zonele cu această lungime situate de o parte și de alta a unei secțiuni din câmpul grinzii unde poate interveni curgerea în cazul combinației seismice de proiectare, se consideră zone critice.

(2) Cerințele de ductilitate în zonele critice se consideră satisfăcute dacă sunt îndeplinite condițiile de armare date la 5.3.4.1.2.(3)...(7), cu excepția relației (5.10) care se modifică astfel :

$$s \leq \min\{h_w/4; 200 \text{ mm}; 8d_{bL}\} \quad (5.26)$$

#### 5.4.4.2. Stâlpi

##### 5.4.4.2.1. Rezistența la încovoiere și forță tăietoare

Se aplică 5.3.4.2.1.

##### 5.4.4.2.2. Asigurarea ductilității locale

(1) Valorile normalizate ale forței axiale  $\nu_d$  nu vor depăși valoarea 0,55.

(2) Coeficientul de armare longitudinală totală  $\rho$  va fi cel puțin 0,008 și maximum 0,04.

(3) Se aplică 5.3.4.2.2.(3).

(4) Se aplică 5.3.4.2.2.(4).

(5) În afara cazului când este determinată printr-un calcul riguros, lungimea zonelor critice se determină cu:

$$l_{cr} \leq \max\{h_c; l_{cl}/6; 450 \text{ mm}\} \quad (5.27)$$

- (6) Se aplică 5.3.4.2.2.(6).
- (7) Se aplică 5.3.4.2.2.(7).
- (8) Coeficientul de armare transversală cu etrieri va fi cel puțin:
  - 0,0035 în zona critică a stâlpilor de la baza lor, la primul nivel;
  - 0,0025 în restul zonelor critice.
- (9) Armarea transversală va respecta condițiile:
  - (a) Distanța dintre etrieri nu va depăși

$$s \leq \{b_o/2; 175 \text{ mm}; 8d_{bL}\} \quad (5.28)$$

în care  $b_o$  este latura minimă a secțiunii utile (situată în interiorul etrierului perimetral), iar  $d_{bL}$  este diametrul minim al barelor longitudinale;

- (b) Distanța în secțiune dintre barele consecutive aflate la colțul unui etrier sau prinse de agrafe nu va fi mai mare de 250 mm.

#### 5.4.4.3. Noduri de cadru

- (1) Armătura orizontală de confinare în nodurile de cadru ale elementelor seismice principale va fi cel puțin egală cu cea dispusă în zonele critice adiacente ale stâlpilor care concură în nod, cu excepția cazurilor prevăzute la alineatul (2).
- (2) Dacă în nod intră grinzi pe toate cele 4 laturi și lățimea acestora este cel puțin egală cu 3/4 din lățimea stâlpului paralelă cu secțiunea transversală a grinzii, distanța între etrierii orizontali se poate dubla față de valoarea prevăzută la alineatul (1), fără însă a depăși 150 mm.
- (3) Trebuie prevăzută cel puțin o bară verticală intermediară (între barele de la colțurile stâlpului) pe fiecare latură a nodului.

#### 5.4.4.4. Pereți ductili

##### 5.4.4.4.1. Rezistența la încovoiere și forță tăietoare

Se aplică 5.3.4.3.1.

##### 5.4.4.4.2. Asigurarea ductilității locale

- (1) Cerințele de ductilitate se consideră satisfăcute dacă sunt respectate prevederile CR2-1-1.1:2006 privind alcătuirea secțiunilor de beton și cele referitoare la armarea longitudinală și transversală în zonele critice cu excepțiile din alineatele următoare.
- (2) Procentele minime de armare în câmp în zona critică de la baza peretelui, pentru zonele seismice cu  $a_g > 0,12g$  vor fi cel puțin egale cu 80% din cele prevăzute în CR2-1-1.1:2006, în tabelul 3 de la paragraful 7.4.2.
- (3) Procentele minime de armare longitudinală în zonele de la extremitățile pereților, în zona critică de la baza peretelui pentru zonele seismice cu  $a_g > 0,12g$  vor fi cel puțin egale cu 80% din cele prevăzute în CR2-1-1.1:2006, în tabelul 4 de la paragraful 7.5.1.

(4) În cazul în care zona comprimată nu depășește valoarea limită dată la paragraful 6.4.1 din CR2-1-1.1:2006, distanța maximă dintre etrieri va fi 150 mm, dar nu mai mult decât  $12d_{bL}$ .

(5) În cazul în care zona comprimată depășește valoarea limită dată la paragraful 6.4.1 din CR2-1-1.1:2006, trebuie prevăzută armătură transversală de confinare, în cantitate cel puțin egală cu 80% din valoarea dată în CR2-1-1.1:2006, relația 7.2 de la paragraful 7.5.2.

## 5.5. Fundații și infrastructuri

(1) Prezenta secțiune cuprinde prevederi de principiu și un număr restrâns de prevederi de alcătuire pentru proiectarea elementelor infrastructurilor (fundațiilor) structurilor de beton. Elementele de bază ale proiectării acestor elemente sunt date în “Normativul pentru proiectarea structurilor de fundare directă”, NP 112-04.

(2) Dacă eforturile de proiectare aplicate fundațiilor (infrastructurilor) reprezintă reacțiunile unor structuri disipative, proiectate pe baza conceptelor ierarhizării capacității de rezistență, fundațiile trebuie, de regulă, să evidențieze o comportare în domeniul elastic de deformare.

(3) Întrucât răspunsul seismic al fundațiilor (infrastructurilor) prezintă un grad de incertitudine mai mare decât în cazul suprastructurii, la proiectare se recomandă să se prevadă măsuri pentru a asigura acestor elemente, în special prin armarea transversală a zonelor cele mai solicitate, o capacitate minimală de deformare în domeniul postelastic.

(4) Dacă răspunsul așteptat al structurii este quasi – elastic (orientativ  $q \leq 1,5$ ), dimensionarea elementelor fundațiilor se va face ca pentru elemente de beton armat care nu se proiectează pentru a prelua acțiunea seismică, conform codului de proiectare pentru structuri de beton armat.

## 5.6. Efecte locale datorate interacțiunii cu pereții de umplură

(1) Prezenta secțiune se referă la structuri tip cadru de beton armat cu panouri de umplură din zidării executate din materiale și cu legături care influențează semnificativ comportarea structurilor. Secțiunea cuprinde măsuri pentru evitarea efectelor locale nefavorabile ale interacțiunii dintre elementele cadrului și panourile de umplură și prevederi pentru protejarea elementelor structurale prin dimensionare și alcătuire adecvate față de aceste efecte, urmărind, în special, evitarea ruperii cu caracter neductil la acțiunea forțelor tăietoare.

(2) Se va urmări, pe cât posibil, ca prin modul de dispunere a zidăriei în rama formată de elementele structurale (de exemplu, pentru realizarea parapetilor, a golurilor de supralumină, etc) să nu se creeze proporții și comportare de tip stâlp sau grinda scurtă. În situațiile când aceasta nu este posibil se vor lua măsurile indicate la (5).

(3) Zonele în care pot apărea forțe tăietoare suplimentare față de cele rezultate din comportarea de ansamblu – acționând local extremitățile grinzilor și stâlpilor - vor fi dimensionate și armate transversal pentru a prelua în condiții de siguranță corespunzătoare acestor forțe, care pot proveni din:



(a) acțiunea de diagonală comprimată cu lățime relativ mare, exercitată de panoul de zidărie, rezultată din împănarea zidăriei în zona nodurilor de cadru (fig.5.3);

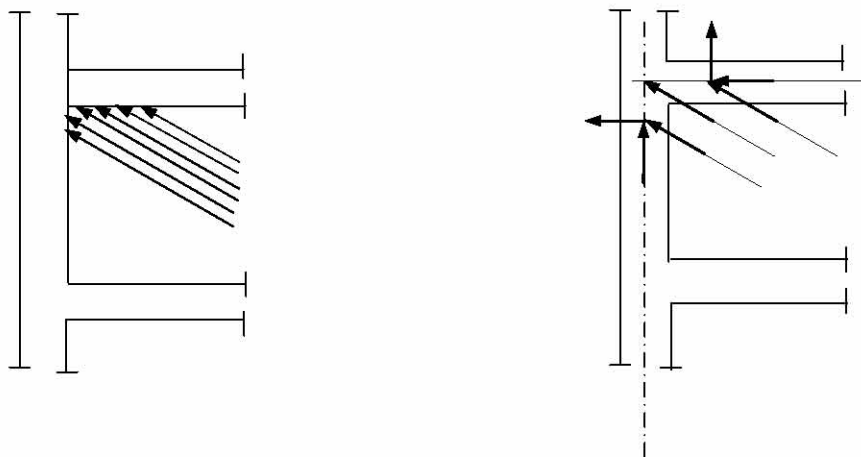


Figura 5.3

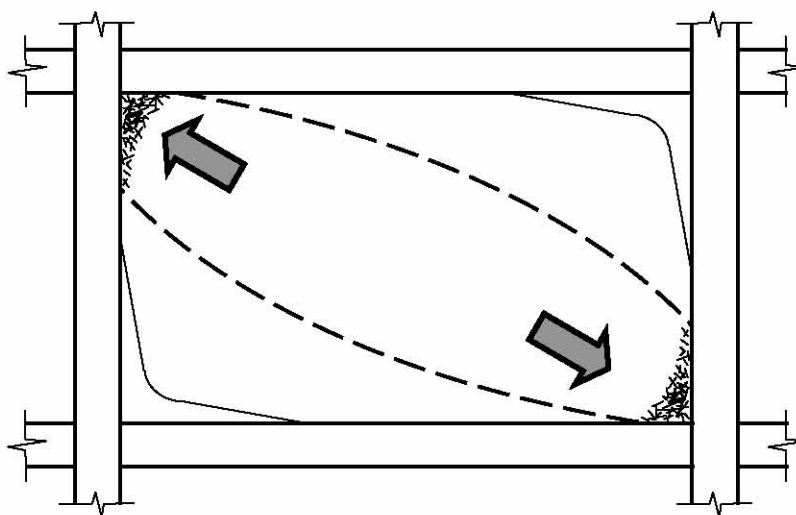


Figura 5.4

(b) lipsa contactului între pereții de umplură și intradosul grinzilor, ca urmare a execuției incorecte, care are ca efect concentrarea acțiunii de diagonală comprimată asupra extremităților stâlpilor;

(c) crearea unor condiții de comportare de tip stâlp scurt sau de tip grindă scurtă, ca urmare a zdrobirii locale a zidăriei pe o anumită porțiune în zona nodurilor unde se concentrează eforturile de compresiune diagonale sau ca urmare a desprinderii locale a zidăriei a elementelor cadrului de beton armat, rezultate din diferența deformațiilor structurii și a panourilor de umplură (fig. 5.4);

(d) prevederea unor goluri de uși sau ferestre în panoul de zidărie (vezi aliniatul (2)).

Notă: Pentru stabilirea eforturilor din elementele cadrului în aceste situații se va apela la modele în care acțiunea structurală a panoului se echivalează printr-o diagonală. Pentru a ține seama de variabilitatea mare a caracteristicilor mecanice ale zidăriei este recomandabil să se facă mai multe ipoteze, cu caracter nefavorabil pentru structura de beton armat, în ceea ce privește proprietățile de rigiditate și de rezistență ale zidăriei (vezi capitolul 8)

(4) În vederea reducerii efectelor negative ale interacțiunii structură – panouri de zidărie, în cazurile când acestea se datorează capacității de rezistență relativ mari a panourilor, se pot avea în vedere și soluții implicând fragmentarea acestor panouri sau adoptarea unor legături flexibile între panouri și structură.

(5) Pentru a ține seama de incertitudinile legate de efectele interacțiunii structură – panou de umplutură se vor considera zone critice :

- (a) ambele extremități ale stâlpilor în contact cu panourile de zidărie.
- (b) întreaga lungime a stâlpilor de la primul nivel;
- (c) întreaga lungime a stâlpilor, în cazul în care panoul este prevăzut cu un gol de fereastră sau de ușă, adiacent stâlpului;
- (d) întreaga lungime când pereții de umplutură sunt dispuși numai pe o parte a stâlpilor (așa cum se întâmplă la stâlpii marginali și de colț).

(6) În cazul stâlpului adiacent unui gol în panoul de umplutură se vor lua suplimentar următoarele măsuri:

- (a) Forța tăietoare de proiectare în stâlpi se determină considerând un model de calcul cu articulații plastice dezvoltate la cele două extremități ale golului. În cazul stâlpilor din clasa de ductilitate H momentele capabile de proiectare se multiplică cu un coeficient  $\gamma_{Rd} = 1,3$ ;
- (b) Armătura transversală de forță tăietoare se prevede pe distanța golului, plus o lungime egală cu  $h_c$  (dimensiunea secțiunii stâlpului) în zona în contact cu zidăria;
- (c) Dacă lungimea pe care stâlpul nu este în contact cu panoul de umplutură este mai mică de  $1,5h_c$ , forța tăietoare se va prelua prin armături înclinate.

## 5.7. Prevederi pentru proiectarea planșelor de beton

(1) Plăcile de beton armat pot îndeplini rolul de diafragmă orizontală pentru încărcări aplicate în planul lor, dacă au grosimi de cel puțin 80 mm și sunt armate pentru a fi în măsură să preia eforturile ce le revin din încărcările verticale și orizontale.

(2) Planșeele diafragmă pot fi realizate și ca elemente mixte: din dale prefabricate suprabetonate, cu condiția conectării adecvate a celor două straturi de beton.

(3) Calculul eforturilor în diafragme se va face pe baza prevederilor date în reglementările specifice diferitelor tipuri de structuri (de exemplu, CR2 – 1- 1.1:2006) iar dimensionarea lor pe baza prevederilor din SR EN 1992-1<sup>I</sup>, ca document normativ de referință.

(4) În cazul planșelor aparținând structurilor cu pereți de beton armate din categoria de ductilitate H se va verifica transmiterea forțelor orizontale de la diafragme la perete. Aceasta implică:

- (a) Limitarea eforturilor unitare de forfecare la interfața perete – diafragme la valoarea  $1,5f_{ctd}$ .
- (b) Prevederea unei armături de conectare, dimensionate pe baza unui model cu diagonale înclinate la 45 sau a conceptului rezistenței la forfecare prin frecare echivalentă.

## 6. PREVEDERI SPECIFICE CONSTRUCȚIILOR DIN OȚEL

### 6.1. Generalități

#### 6.1.1. Domeniul

(1) Acest capitol se referă la proiectarea în zone seismice a clădirilor și a altor construcții similare cu structură din oțel, denumite în continuare construcții metalice.

(2) Prevederile cuprinse în acest capitol se referă la clădiri cu raportul dintre înălțime (H) și latura cea mai mică (B) a acesteia, mai mic sau egal cu 4.

(3) Documentele normative de referință pentru proiectarea construcțiilor metalice la încărcări neseismice sunt date în colecția de standarde SR EN 1993-1<sup>2</sup>. Prevederile date în continuare completează prevederile acestor documente normative de referință pentru cazul proiectării la acțiuni seismice.

(4) Pentru clădiri cu structuri compozite metal-beton, se aplică prevederile din capitolul 7.

(5) Documentele normative complementare prezentului capitol sunt:

(a) Reglementări tehnice:

C150 - 99                      Normativ pentru calitatea îmbinărilor sudate din oțel ale construcțiilor civile, industriale și agricole.

C133 - 82                      Instrucțiuni tehnice privind îmbinarea elementelor de construcții metalice cu șuruburi pretensionate de înaltă rezistență.

GP 016 - 97                   Ghid pentru proiectarea îmbinărilor prin contact ale stâlpilor din oțel făcând parte din structura clădirilor etajate.

(b) Documente normative de referință:

SR EN 10025 +A1          Produse laminate la cald din oțeluri de construcție nealiat;

SR EN 10210 -1            Profile cave finisate la cald pentru construcții din oțeluri de construcție nealiat și cu granulație fină. Partea 1: Condiții tehnice de livrare;

SR EN 1993-1-10          Alegerea clasei de calitate a oțelului;

SR EN 1993-1-8            Proiectarea îmbinărilor;

#### 6.1.2. Principii de proiectare

(1) Clădirile rezistente la seism vor fi proiectate în concordanță cu unul din următoarele concepte (vezi tabelul 6.1) privind răspunsul seismic al structurilor:

a) Comportare disipativă a structurii

b) Comportare slab disipativă a structurii

(2) În conceptul (a) se ține cont de capacitatea unor părți ale structurii (zone disipative) de a prelua acțiunea seismică printr-o comportare inelastică. Când se folosesc condițiile de proiectare (spectrul de proiectare) definite în capitolul 3, factorul de comportare  $q$ , care depinde de tipul structurii (vezi 6.3), se ia mai mare de 2,0. Aplicarea conceptului (a) presupune îndeplinirea prevederilor date în 6.2 ÷ 6.11.



(3) Structurile proiectate după conceptul (a) trebuie să aparțină claselor de ductilitate a structurii M sau H. Acestor clase le corespunde o capacitate substanțială a structurii de a disipa energia în mecanisme plastice. Pentru o anumită clasă de ductilitate trebuie satisfăcute cerințe specifice în ceea ce privește tipul structurii, clasa secțiunilor și capacitatea de rotire a zonelor potențial plastice.

**Tabelul 6.1:** Concepte de proiectare, factori de comportare și clase de ductilitate ale structurii

Conceptul de proiectare	Factor de comportare $q$	Clasa de ductilitate cerută
Structuri cu disipare mare	$q \geq 4,0$	H (mare)
Structuri cu disipare medie	$2,0 \leq q < 4,0$	M (medie)
Structuri slab disipative	$q = 1,0$	L (reducă)

(4) În conceptul (b) se încadrează structurile care nu îndeplinesc cel puțin una din condițiile de conformare și ductilitate prevăzute în 6.2÷6.11. Starea de eforturi și deformații este evaluată pe bazele unui calcul în domeniul elastic considerându-se  $q = 1,0$  (vezi Tabelul 6.1.).

Pentru evaluarea rezistenței elementelor și a îmbinărilor se utilizează colecția de standarde SR EN 1993-1<sup>2</sup> ca documente normative de referință, fără nici o cerință suplimentară.

Valori ale factorului de comportare  $1.0 < q < 2.0$  se pot adopta numai în cazul în care acestea pot fi justificate teoretic și/sau experimental.

### 6.1.3. Verificarea siguranței

La proiectare se ține cont de posibilitatea ca limita de curgere efectivă a oțelului să fie mai mare decât limita de curgere nominală ( $f_y$ ), prin introducerea unui coeficient de amplificare (suprarezistentă) a limitei de curgere  $\gamma_{ov} = 1,25$ .

## 6.2. Condiții privind materialele

(1) Oțelul utilizat trebuie să respecte prevederile documentelor normative de la 6.1.1.(5)

(2) Raportul dintre rezistența la rupere " $f_u$ " și rezistența minimă de curgere " $f_y$ " va fi cel puțin 1,20, iar alungirea la rupere va fi cel puțin 20%. Oțelurile folosite în elementele structurale cu rol disipativ vor avea un palier de curgere distinct, cu alungire specifică la sfârșitul palierului de curgere, de cel puțin 1,5%.

Oțeluri cu limita de curgere de proiectare  $f_y \geq 350 \text{ N/mm}^2$  se pot folosi numai dacă proprietățile plastice ale materialului sunt atestate prin încercări experimentale.

(3) Elementele din tablă de grosimi mai mari de 16 mm, solicitate la tensiuni de întindere, perpendicular pe planul lor, se vor controla ultrasonic pe toată zona astfel solicitată. Se vor efectua încercări la tracțiune pe direcția grosimii (SR EN 10 002-1) a pieselor din zona îmbinărilor rigide grindă-stâlp.

(4) Îmbinările cu șuruburi ale structurilor rezistente la seism se vor proiecta cu șuruburi de înaltă rezistență grupele 8.8 și 10.9.

(5) În cazul prinderilor grindă - stâlp cu placă de capăt, se vor folosi șuruburi de înaltă rezistență. La montaj se va asigura o pretensionare a acestora cu un efort de 50% din efortul de pretensionare prescris pentru îmbinările care lucrează prin frecare.

(6) Șuruburile de ancoraj ale stâlpilor în fundații vor fi realizate din oțeluri din grupele de calitate 4.6, 5.6, 5.8 și 6.8. În cazul solicitărilor foarte mari, care ar conduce la rezolvări constructive complicate ale bazelor stâlpilor, se acceptă utilizarea șuruburilor cu caracteristici fizico-mecanice ale grupei de calitate 8.8. (din oțel slab aliat cu tratament termic de normalizare).

(7) Pentru zonele și barele disipative, valoarea limitei de curgere  $f_{y,max}$  care nu poate fi depășită de materialul folosit efectiv la realizarea structurii, trebuie specificată și notată în planurile de execuție.

(8) Limita de curgere  $f_{y,max}$  nu va fi mai mare ca limita de curgere care definește marca oțelului amplificată cu  $1,1\gamma_{ov}$  ( $f_{y,max} \leq 1,1\gamma_{ov} f_y$ ).

NOTĂ: Pentru oțelul OL37 (cu  $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$ ) rezultă  $f_{y,max} = 323 \text{ N/mm}^2$ .

(9) Grosimea maximă a pereților elementelor funcție de marca oțelului, valoarea KV a energiei de rupere (în J), temperatura minimă de referință  $T_{Ed}$ , ( pentru o perioadă de revenire de 50 ani ) și tensiunea maximă de întindere  $\sigma_{Ed}$  - în starea limita de serviciu - în elementele întinse sau încovoiate este dată în Tabelul 6.2

**Tabelul 6.2** Grosimea maximă a pereților elementelor ( în mm)

Marca oțelului (SR EN 10025+A1 SR EN 10210-1)	Calitatea	Energia		Temperatura de referință T <sub>Ed</sub> [°C]						
		Charpy KV		10	0	-10	-20	-30	-40	-50
		laT [°C]	J <sub>min</sub>	σ <sub>Ed</sub> = 0,75 f <sub>y</sub> (t)						
S235	JR	20	27	60	50	40	35	30	25	20
	J0	0	27	90	75	60	50	40	35	30
	J2	-20	27	125	105	90	75	60	50	40
S275	JR	20	27	55	45	35	30	25	20	15
	J0	0	27	75	65	55	45	35	30	25
	J2	-20	27	110	95	75	65	55	45	35
	M,N	-20	40	135	110	95	75	65	55	45
	ML,NL	-50	27	185	160	135	110	95	75	65
S355	JR	20	27	40	35	25	20	15	15	10
	J0	0	27	60	50	40	35	25	20	15
	J2	-20	27	90	75	60	50	40	35	25
	K2,M,N	-20	40	110	90	75	60	50	40	35
	ML,NL	-50	27	155	130	110	90	75	60	50

- f<sub>y</sub>(t)= f<sub>y</sub>-0,25 t [N/mm<sup>2</sup>] ; t grosimea tablei în mm
- σ<sub>Ed</sub> tensiunea maxima de întindere din elementele întinse sau încovoiate în starea limită de serviciu

(10) Energia de rupere KV a oțelului și a îmbinărilor sudate va fi cel puțin 27 J la temperatura minimă de referință considerată în gruparea de încărcări care include acțiunea seismică. Aceste valori vor fi înscrise în planurile de execuție.

### 6.3. Tipuri de structuri și factori de comportare

#### 6.3.1. Tipuri de structuri

(1) Construcțiile metalice vor fi încadrate în unul din următoarele tipuri structurale în funcție de comportarea structurii de rezistență sub acțiunea seismică (vezi tabel 6.3):

a) **Cadre necontravântuite.** Forțele orizontale sunt preluate în principal prin încovoiere. La aceste structuri, zonele disipative sunt situate la capetele grinzilor în vecinătatea îmbinării grinda-stâlp, iar energia este disipată prin încovoiere ciclică.

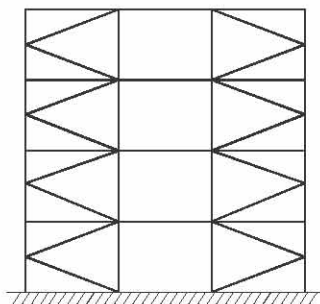
Zonele disipative pot fi situate și în stâlpi :

- la baza stâlpilor;
- la partea superioară a stâlpilor de la ultimul etaj al clădirilor multietajate;
- la partea superioară și la baza stâlpilor la clădirile cu un singur nivel la care  $N_{Sd}$  în stâlpi satisface condiția  $N_{Sd}/N_{pl,Rd} < 0,3$ . ( $N_{Sd}$  – efortul axial de proiectare în gruparea de încărcări care include seismul;  $N_{Rd}$  – rezistența la compresiune centrică).

b) **Cadrele contravântuite centric.** Forțele orizontale sunt, în principal, preluate de elemente supuse la forțe axiale. În aceste structuri, zonele disipative sunt, de regulă, situate în diagonalele întinse. Contravântuirile pot fi proiectate în una din următoarele două soluții:

- Contravântuiri cu diagonale întinse active, la care forțele orizontale sunt preluate numai de diagonalele întinse, neglijând diagonalele comprimate.
- Contravântuiri cu diagonale în V, la care forțele orizontale sunt preluate atât de diagonalele întinse cât și cele comprimate. Punctul de intersecție al acestor diagonale este situat pe grindă, care trebuie să fie continuă.

Contravântuirile în K, la care intersecția diagonalelor este situată pe stâlpi (vezi fig. 6.1) nu sunt permise.



**Figura 6.1 : Cadru cu contravântuiri în K**

c) **Cadre contravântuite excentric.** La aceste cadre forțele orizontale sunt preluate, în principal, de elementele încărcate axial. Prinderea excentrică a diagonalelor pe grindă duce la apariția unor bare disipative care disipează energia prin încovoiere ciclică și/sau prin



forfecare ciclică. Trebuie utilizate configurațiile din Tabelul 6.3, care asigură că toate barele disipative pot fi active.

d) **Structuri de tip pendul inversat.** La aceste structuri, cel puțin 50% din masă este amplasată în treimea superioară a înălțimii construcției (de exemplu structurile cu un singur stâlp cu secțiune plină sau cu zăbrele). Structurile de tip cadre parter necontravântuite pe ambele direcții, la care forțele axiale din stâlpi îndeplinesc condiția  $N_{Sd} < 0,3N_{pl,Rd}$ , nu fac parte din această categorie.

e) **Structuri metalice asociate cu nuclee sau pereți de beton armat.** La aceste structuri forțele orizontale sunt preluate, în principal, de nucleele sau pereții din beton armat, în timp ce structura metalică preia numai forțele gravitaționale.

f) **Structuri duale (cadre necontravântuite asociate cu cadre contravântuite).** La aceste structuri forțele orizontale sunt preluate de ambele tipuri de cadre proporțional cu rigiditatea acestora.

### 6.3.2. Factori de comportare

(1) Factorul de comportare  $q$  exprimă capacitatea structurii de disipare a energiei. Coeficientul  $q$  poate fi luat din Tabelul 6.3, cu condiția satisfacerii cerințelor de regularitate a structurii din cap. 4 și a condițiilor de la 6.4 ÷ 6.11.

(2) Dacă clădirea este neregulată în elevație (vezi 4.4.3.3.), valorile lui  $q$  menționate în Tabelul 6.3 trebuie reduse cu 20%.

(3) Când nu sunt efectuate calcule pentru evaluarea multiplicatorului  $\alpha_u/\alpha_I$  pot fi utilizate valorile aproximative ale raportului  $\alpha_u/\alpha_I$  prezentate în Tabelul 6.3. Parametrii  $\alpha_u$  și  $\alpha_I$  sunt definiți după cum urmează:

$\alpha_I$  coeficient de multiplicare al forței seismice orizontale de proiectare care corespunde apariției primei articulații plastice.

$\alpha_u$  coeficient de multiplicare al forței seismice orizontale de proiectare care corespunde formării unui număr de articulații plastice suficient de mare pentru a aduce structura în vecinătatea situației de mecanism cinematic. Coeficientul  $\alpha_u$  poate fi obținut printr-un calcul structural static neliniar (pushover).

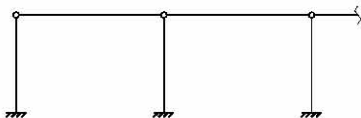
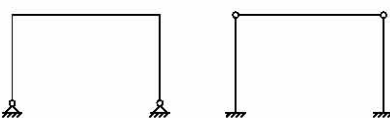
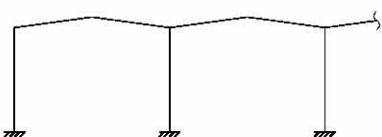
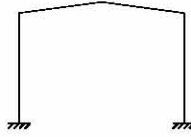
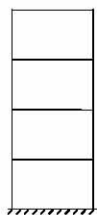
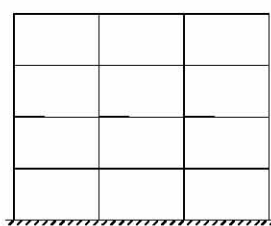
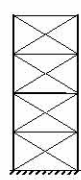
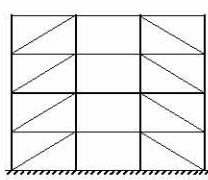
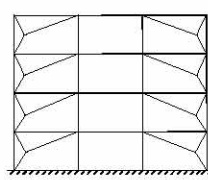
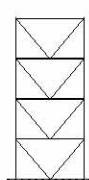
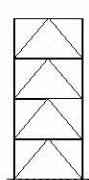
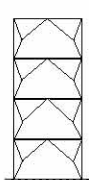
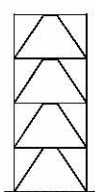
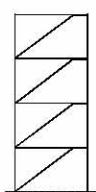
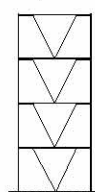
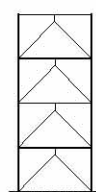
(4) Valorile raportului  $\alpha_u/\alpha_I$  obținute prin calcul pot rezulta mai mari decât cele date în Tabelul 6.3. Valoarea adoptată în calcul se limitează la:  $\alpha_u/\alpha_I = 1,6$ .

(5) Structura va fi conformată astfel încât să aibă capacitatea de deformare în domeniul inelastic cât mai apropiată pe ambele direcții. Factorul de comportare  $q$  se va considera pe fiecare direcție cu valoarea dată în Tabelul 6.3.


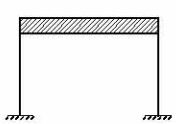
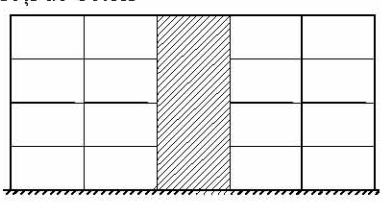
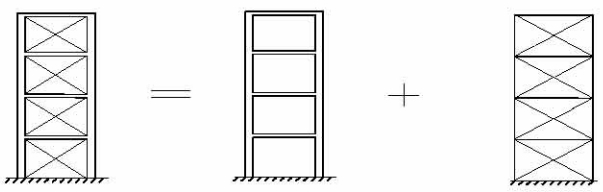
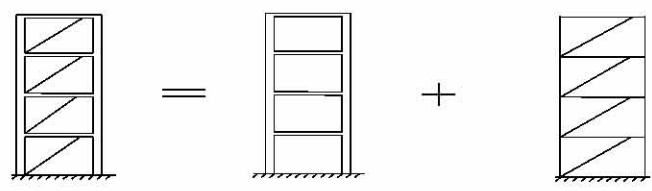
### 6.4. Calculul structurii

(1) Proiectarea planșelor ca diafragme orizontale, trebuie să satisfacă 4.4.1.6.

**Tabelul 6.3.** Factorii de comportare maximi q

Tipuri de structuri	Clasa de ductilitate	
	H	M
a) Cadre necontravântuite - Structuri parter <div>   </div>	3,0	2,5
<div>  <math>\frac{\alpha_u}{\alpha_l} = 1,1</math>  <math>\frac{\alpha_u}{\alpha_l} = 1,0</math> </div>	$5 \frac{\alpha_u}{\alpha_l}$	4
- Structuri etajate <div> <math>\frac{\alpha_u}{\alpha_l} = 1,2</math>  <math>\frac{\alpha_u}{\alpha_l} = 1,3</math>  </div>	$5 \frac{\alpha_u}{\alpha_l}$	4
- Zone disipative in grinzi si la baza stâlpilor		
b) Cadre contravântuite centric Contravântuiri cu diagonale întinse <div>    </div>	4	4
Zonele disipative - numai diagonalele întinse		
Contravântuiri cu diagonale în V <div>    </div>	2,5	2
- Zone disipative diagonale întinse și comprimate		
c) Cadre contravântuite excentric <div>     </div>	$5 \frac{\alpha_u}{\alpha_l}$	4
- Zone disipative în barele disipative încovoiate sau forfecate		

**Tabelul 6.3 (continuare)** Factorii de comportare maximi q

Tipuri de structuri	Clasa de ductilitate	
	H	M
<p>d) Pendul inversat</p> <div style="display: flex; align-items: center; justify-content: space-around;"> <div style="text-align: center;"> <math>\frac{\alpha_u}{\alpha_l} = 1</math>   </div> <div style="text-align: center;"> <math>\frac{\alpha_u}{\alpha_l} = 1,1</math>   </div> </div> <p>- Zone disipative la baza stâlpilor</p> <p style="text-align: center;">Zone disipative în stâlpi  <math>N_{Sd} / N_{pl\ Rd} &gt; 0,3</math></p>	$2 \frac{\alpha_u}{\alpha_l}$	2
<p>e) Structuri cu nuclee sau pereți de beton</p> <div style="text-align: center;">  </div>	vezi cap. 5	
<p>f) Cadre duale (cadre necontravântuite asociate cu cadre contravântuite în X și alternante)</p> <div style="text-align: center;">  </div> <p style="text-align: right;"><math>\frac{\alpha_u}{\alpha_l} = 1,2</math></p> <p>- Zone disipative în cadrele necontravântuite și în diagonalele întinse</p>	$4 \frac{\alpha_u}{\alpha_l}$	4
<p>Cadre duale (cadre necontravântuite asociate cu cadre contravântuite excentric)</p> <div style="text-align: center;">  </div> <p style="text-align: right;"><math>\frac{\alpha_u}{\alpha_l} = 1,2</math></p> <p>- Zone disipative în cadrele necontravântuite și în barele disipative</p>	$5 \frac{\alpha_u}{\alpha_l}$	4

(2) Calculul structurii se realizează în ipoteza că toate elementele structurilor sunt active, cu excepția structurilor în cadre contravântuite centric, cu diagonale în X sau alternante, la care, dacă nu se efectuează un calcul neliniar, diagonala comprimată se consideră că nu participă la preluarea acțiunii seismice.



## 6.5. Reguli pentru comportarea disipativă a structurilor

### 6.5.1. Generalități

- (1) Criteriile de proiectare date la 6.5.2. se aplică zonelor sau barelor structurilor proiectate conform conceptului comportării disipative la acțiunea seismică.
- (2) Criteriile de proiectare date la 6.5.2 se consideră satisfăcute dacă sunt respectate regulile date la 6.5.3. ÷ 6.5.5.

### 6.5.2. Criterii de proiectare pentru structuri disipative

- (1) Structurile cu zone disipative trebuie proiectate astfel încât plastificarea secțiunilor, pierderea stabilității locale sau alte fenomene datorate comportării histeretice să nu conducă la pierderea stabilității generale a structurii.
- (2) Elementele componente ale secțiunii zonelor disipative trebuie să îndeplinească condițiile de ductilitate și rezistență.
- (3) Zonele disipative vor fi situate numai în barele structurii, evitându-se apariția articulațiilor plastice în îmbinări.
- (4) Zonele nedisipative, elementele nedisipative și îmbinările zonelor disipative cu restul structurii trebuie să aibă o rezervă de rezistență suficientă pentru a permite dezvoltarea plastificărilor ciclice numai în zonele potențial plastice (disipative).

### 6.5.3. Reguli de proiectare pentru elemente disipative supuse la compresiune și/sau încovoiere

- (1) Elementelor care disipează energia lucrând la compresiune și/sau încovoiere, trebuie să li se asigure o ductilitate suficientă prin limitarea supleții pereților secțiunii, conform claselor de secțiuni transversale definite în Anexa F.
- (2) Corelarea dintre capacitatea globală a structurii de a disipa energia (clasa de ductilitate), exprimată prin factorul de comportare  $q$  și ductilitatea locală a elementelor, exprimată prin clase de secțiuni (vezi anexa F) este indicată în Tabelul 6.4.

**Tabelul 6.4.** Relația dintre clasa de secțiune și factorul de comportare  $q$  al structurii.

Clasa de ductilitate	Factorul de comportare $q$	Clasa de secțiune
H	$q > 4,0$	clasa 1
M	$2,0 < q \leq 4,0$	clasa 2 sau 1
L	$q = 1,0$	clasa 3, 2 sau 1

#### 6.5.4. Reguli de proiectare pentru elemente întinse

Regulile de proiectare pentru elemente întinse sunt date în documentul SR EN 1993-1-1.

#### 6.5.5. Reguli de proiectare pentru îmbinări în zone disipative

(1) Alcătuirea constructivă a elementelor cu zone potențial disipative trebuie să limiteze apariția tensiunilor reziduale mari, defectelor de execuție și să dirijeze dezvoltarea deformațiilor plastice în zonele special conformate în acest scop.

(2) Îmbinările elementelor disipative realizate cu sudură în adâncime cu pătrundere completă (nivel de acceptare B – conform normativ C150-99) trebuie proiectate astfel încât să lucreze în domeniul elastic pe toată durata de acțiune a seismului. Eforturile la care se verifică îmbinarea ( $N_{pl,Rd}$ ,  $M_{pl,Rd}$ ,  $V_{pl,Rd}$  ale elementelor disipative) se amplifică cu 1,20.

(3) Pentru îmbinările cu suduri în relief sau cu șuruburi trebuie satisfăcută următoarea relație :

$$R_d \geq I \gamma_{ov} R_{fy} \quad (6.1)$$

unde,

$R_d$  rezistența îmbinării (corespunzătoare modului de solicitare la care este supusă). Pentru calculul  $R_d$  se utilizează SR EN 1993-1-8<sup>2</sup> ca document normativ de referință

$R_{fy}$  rezistența plastică a elementului disipativ care se îmbină (corespunzătoare modului de solicitare la care acesta este supus), conform prevederilor din 6.6.2., 6.7.3. și 6.8.2. utilizând limita de curgere de proiectare a oțelului

$\gamma_{ov}$  conform 6.1.3(1)

(4) Îmbinările cu șuruburi solicitate în planul îmbinării (șuruburi supuse la forfecare) se vor realiza cu șuruburi de înaltă rezistență (grupa 8.8 sau 10.9) pretensionate, eforturile fiind transmise prin frecare. Sunt admise îmbinări din categoriile B (lunecarea împiedicată la starea limită de serviciu) și C (lunecarea împiedicată la starea limită ultimă), așa cum sunt prezentate în SR EN 1993-1-8<sup>2</sup>. Suprafețele pieselor în contact vor fi prelucrate pentru a se încadra în clasele A (coeficient de frecare  $\mu \geq 0.5$ ) sau B (coeficient de frecare  $\mu \geq 0.4$ ) așa cum sunt descrise în SR EN 1090-2, ca document normativ de referință.

(5) Îmbinările cu șuruburi solicitate perpendicular pe planul îmbinării (șuruburi supuse la întindere) se vor realiza cu șuruburi de înaltă rezistență (grupa 8.8 sau 10.9) pretensionate. Sunt admise îmbinări din categoria E (SR EN 1993-1-8<sup>2</sup>).

(6) Îmbinările cu șuruburi supuse la solicitări complexe (în planul îmbinării și perpendicular pe planul acestora) se vor realiza cu șuruburi de înaltă rezistență (grupele 8.8 și 10.9) pretensionate. Sunt admise îmbinări din categoriile B și C (SR EN 1993-1-8<sup>2</sup>), suprafețele pieselor în contact fiind prelucrate pentru a se încadra în clasele A sau B. Se recomandă ca prin măsuri constructive (ex. prevederea de scaune) să fie evitată solicitarea complexă a îmbinărilor.

(7) La îmbinările cu șuruburi solicitate în planul lor, rezistența la forfecare a șuruburilor trebuie să depășească cu cel puțin 20% rezistența la presiune pe pereții găurii.

(8) Atunci când există incertitudini asupra comportării unor elemente structurale se va recurge și la testarea acestora prin încercări experimentale. În aceste situații, rezistența și ductilitatea elementelor și a îmbinărilor vor fi stabilite prin încercări la încărcări ciclice,



pentru a satisface cerințele specifice definite la 6.6 ÷ 6.9 pentru fiecare tip de structură și clasă de ductilitate structurală.

(9) Se pot folosi rezultatele experimentale obținute pe elemente similare.

(10) Rezistența de calcul la forfecare sau presiune pe pereții găurii a îmbinărilor cu șuruburi de înaltă rezistență, se admite să se calculeze ca cea pentru îmbinări cu șuruburi obișnuite. Pentru determinarea rezistenței îmbinărilor supuse la forfecare și/sau întindere și forfecare, se va utiliza SR EN 1993-1-8<sup>2</sup> ca document normativ de referință. Rezistența la presiune pe pereții găurii va fi mai mică decât  $2,5d f_y \sum t$  (  $d$  - diametrul șurubului,  $\sum t$  - suma minimă a grosimilor tablelor care tind să se deplaseze în același sens)

(11) Într-o îmbinare cu șuruburi nu se vor folosi, pentru preluarea eforturilor, și cordoane de sudură.

(12) Se acceptă folosirea găurilor ovalizate la îmbinări solicate în planul lor, cu condiția ca ovalizarea să fie perpendiculară pe direcția de solicitare.

#### 6.5.6. Reguli de proiectare pentru șuruburile de ancoraj

(1) Șuruburile de ancoraj vor fi proiectate la efortul maxim de întindere rezultat din combinația de încărcări care include acțiunea seismică. Efectele acțiunii  $E_{Fd}$  (eforturile de la baza stâlpului) se determină cu relația:

$$E_{Fd} = E_{F,G} + 1,1 \gamma_{ov} \Omega E_{F,E}$$

Semnificațiile termenilor  $E_{F,G}$ ,  $E_{F,E}$  sunt cele de la 4.6.2.4.

Raportul  $\Omega$  se calculează funcție de tipul structurii cu relațiile de la 6.6.3 pentru cadre necontravântuite, cu relațiile de la 6.7.4 pentru cadre contravântuite centric și cu relațiile de la 6.8.3 pentru cadre contravântuite excentric.

Raportul  $\Omega$  va fi limitat astfel încât să fie îndeplinită condiția  $1,1 \gamma_{ov} \Omega < q$  (  $q$  - factorul de comportare al structurii - tabel 6.3)

În cazul unui calcul simplificat se pot adopta valorile produsului  $1,1 \gamma_{ov} \Omega$  din Anexa F.

(2) Pentru evitarea ruperii fragile, se recomandă ca detaliul de prindere a stâlpilor în infrastructură să asigure o zonă de deformare liberă a șuruburilor de ancoraj de minim  $5d$ , unde  $d$  este diametrul tijei șurubului.

(3) Se recomandă ca transmiterea forțelor orizontale de la infrastructură la suprastructură să nu se realizeze prin intermediul șuruburilor de ancoraj. Pentru aceasta, se poate aplica una din următoarele condiții constructive:

- înglobarea bazei stâlpului într-o suprabetonare armată are înălțimea egală cu cel puțin 40 cm sau 0,5 din înălțimea secțiunii stâlpului;
- prevederea unor elemente sudate sub placa de bază a stâlpului, care vor fi înglobate în goluri special executate în fundații, odată cu subbetonarea bazei. Aceste elemente vor fi dimensionate astfel încât să poată transmite forța tăietoare de la baza stâlpului la fundație.
- înglobarea stâlpului în infrastructură pe o înălțime care să îi asigure ancorarea directă, fără a fi necesare șuruburi de ancoraj.



## 6.6. Cadre necontravântuite

### 6.6.1. Criterii de proiectare

- (1) Cadrele necontravântuite trebuie proiectate astfel încât articulațiile plastice să se formeze în grinzi, conform 4.6.2.3. Se acceptă formarea articulațiilor plastice și în stâlpi conform 6.3.1.(1)a.
- (2) Zonele nedisipative și îmbinările zonelor disipative de restul structurii vor respecta 6.5.2.(4)
- (3) Formarea articulațiilor plastice în zonele special conformate în structură poate fi obținută respectând 4.6.2.3, 6.6.2 și 6.6.3.

### 6.6.2. Grinzi

- (1) Pentru verificarea și conformarea grinzilor la stabilitate generală se va utiliza documentul normativ de referință SR EN 1993-1-1<sup>2</sup> în ipoteza că numai la unul din capete s-a format o articulație plastică.
- (2) În zonele potențial plastice trebuie ca momentul capabil plastic, și capacitatea de rotire a secțiunii să nu fie diminuate de eforturile axiale și de forfecare. Pentru aceasta trebuie îndeplinite următoarele condiții :

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} \leq 1,0 \quad (6.2)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \leq 0,15 \quad (6.3)$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} \leq 0,5 \quad (6.4)$$

unde :

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + V_{Ed,M} \quad (6.5)$$

$N_{Ed}$ ,  $M_{Ed}$ ,  $V_{Ed}$  sunt eforturile de proiectare, respectiv forța axială, moment încovoietor și forța tăietoare de proiectare din gruparea de încărcări care include acțiunea seismică

$N_{pl,Rd}$ ,  $M_{pl,Rd}$ ,  $V_{pl,Rd}$  sunt eforturile (capabile) plastice de proiectare ale secțiunii

$$N_{pl,Rd} = Af_y$$

$$M_{pl,Rd} = W_{pl}f_y$$

$$V_{pl,Rd} = (d - t_f)t_w f_y / \sqrt{3} \text{ pentru secțiuni dublu T laminate}$$

$$V_{pl,Rd} = h_w t_w f_y / \sqrt{3} \text{ pentru secțiuni dublu T sudate}$$

$A$  aria netă a secțiunii

$d$ ,  $t_f$ ,  $t_w$ ,  $h_w$  conform figurii 6.6.

$V_{Ed,G}$  forța tăietoare din acțiunile neseismice

$V_{Ed,M}$  forța tăietoare rezultată din aplicarea momentelor capabile  $M_{pl,Rd,A}$  și  $M_{pl,Rd,B}$  cu semne opuse la cele două capete A și B ale grinzii.

$V_{Ed,M} = (M_{pl,Rd,A} + M_{pl,Rd,B}) / L$ ;  $L$  = deschiderea grinzii

(3) Pentru secțiuni aparținând clasei de secțiuni 3, în relațiile (6.2)÷(6.5) se vor înlocui  $N_{pl,Rd}$ ,  $M_{pl,Rd}$ ,  $V_{pl,Rd}$  cu  $N_{el,Rd}$ ,  $M_{el,Rd}$ ,  $V_{el,Rd}$ .

$$N_{el,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_s}$$

$$M_{el,Rd} = \frac{W f_y}{\gamma_s}$$

$$V_{el,Rd} = \frac{(d - t_f) t_w f_y}{\gamma_s \sqrt{3}}$$

NOTĂ: Coeficientul  $\gamma_s$  este coeficientul  $\gamma_m$  din STAS 10108/0-78.

(4) La capetele zonelor potențial plastice ambele tălpi ale grinzilor vor fi rezemate lateral direct sau indirect. Suplimentar, reazeme laterale vor fi amplasate în zonele unde se aplică forțele concentrate și în alte locuri unde calculul structurii indică posibilitatea apariției unei articulații plastice.

(5) Reazemele laterale adiacente zonelor potențial plastice trebuie să preia o forță laterală egală cu  $0,06\gamma_{ov} f_y t_f b$ . Celelalte reazeme laterale vor fi calculate pentru o forță egală cu  $0,02\gamma_{ov} f_y t_f b$ .

(6) Pentru dirijarea articulațiilor plastice în grindă, în vecinătatea îmbinării grindă-stâlp (vezi anexa F), se poate reduce lățimea tălpilor (prin racordări cu pantă de 1:3 ÷ 1:5) cu până la 35% pe lungimea de  $1,5 h_w$  ( $h_w$  fiind înălțimea inimii grinzii). Zona de secțiune redusă va fi mărginită de rigidizări transversale amplasate pe ambele fețe ale inimii. Secțiunea redusă se va verifica în domeniul elastic la starea limită ultimă la eforturile rezultate din grupările de încărcări (3.21) și (3.22).

### 6.6.3. Stâlpi

(1) Stâlpii se vor verifica considerând cea mai defavorabilă combinație de forță axială și moment încovoietor. În verificări, eforturile  $N_{Ed}$ ,  $M_{Ed}$ ,  $V_{Ed}$ , se calculează cu relațiile :

$$\begin{aligned} N_{Ed} &= N_{Ed,G} + 1,1\gamma_{ov} \Omega^M N_{Ed,E} \\ M_{Ed} &= M_{Ed,G} + 1,1\gamma_{ov} \Omega^M M_{Ed,E} \\ V_{Ed} &= V_{Ed,G} + 1,1\gamma_{ov} \Omega^M V_{Ed,E} \end{aligned} \quad (6.6)$$

în care:

$N_{Ed,G}$ ,  $M_{Ed,G}$ ,  $V_{Ed,G}$  efortul axial, momentul încovoietor și forța tăietoare în stâlp din acțiunile neseismice conținute în gruparea de încărcări care include acțiunea seismică.

$N_{Ed,E}$ ,  $M_{Ed,E}$ ,  $V_{Ed,E}$  efortul axial, momentul încovoietor și forța tăietoare în stâlp din acțiunile seismice de proiectare (vezi 3.4).

$\Omega^M$  valoarea maximă a lui  $\Omega_i^M = M_{pl,Rd,i} / M_{Ed,i}$  calculată pentru toate grinzile în care sunt zone potențial plastice;  $M_{Ed,i}$  reprezintă momentul încovoietor în grinda "i" din gruparea de încărcări care include acțiunea seismică,  $M_{pl,Rd,i}$  rezistența plastică de proiectare în grinda "i".  $\Omega_i^M$  se calculează numai pentru grinzile dimensionate din combinația de încărcări care include acțiunea seismică (În calcul nu se consideră grinzile dimensionate din condiții constructive sau din gruparea fundamentală de încărcări). Pentru o direcție de acțiune a seismului,  $\Omega^M$  este unic pe întreaga structură.

Raportul  $\Omega^M$  va fi limitat astfel încât să fie îndeplinită condiția  $1,1 \gamma_{ov} \Omega^M < q$  ( $q$  - factorul de comportare al structurii - tabel 6.3)

În cazul unui calcul simplificat se pot adopta valorile produsului  $1,1 \gamma_{ov} \Omega$  din Anexa F.

NOTĂ: 1. Pentru fiecare grindă a structurii, se calculează un singur raport  $\Omega_i^M$ , la capătul grinzii unde momentul  $|M_{Ed,i}|$  are valoarea maximă. Valorile maxime și minime ale raportului  $\Omega_i^M$  (pe întreaga structură) nu vor diferi cu mai mult de 25%.

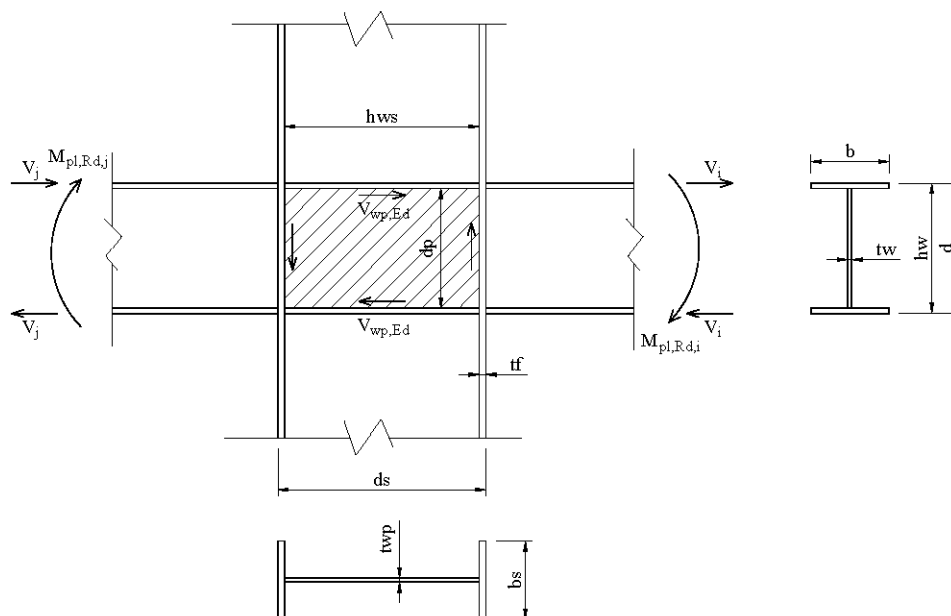
2. În mod practic valorile eforturilor  $N_{Ed}$ ,  $M_{Ed}$ ,  $V_{Ed}$  se obțin din calculul static liniar, din gruparea specială de încărcări, unde acțiunea seismică se multiplică cu  $1,1 \gamma_{ov} \Omega^M$ .

(2) Pentru verificarea de rezistență și stabilitate a stâlpilor se va utiliza SR EN 1993-1-1<sup>2</sup> ca document normativ de referință.

(3) Forța tăietoare din stâlp,  $V_{Ed}$ , rezultată din calculul structurii trebuie să satisfacă condiția

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} \leq 0,5 \quad (6.7)$$

(4) Transferul eforturilor de la grinzi la stâlpi se face în ipoteza de îmbinare grinda-stâlp rigidă.



**Figura 6.2. Îmbinare grinda – stâlp. Panoul de inimă**



(5) Panourile de inimă ale stâlpilor din zona îmbinărilor grindă-stâlp (vezi fig. 6.2) trebuie să satisfacă următoarea condiție:

$$\frac{V_{wp,Ed}}{V_{wp,Rd}} \leq 1,0 \quad (6.8)$$

în care:

$V_{wp,Ed}$  - valoarea forței tăietoare în panou calculată funcție de rezistența plastică a zonelor disipative ale grinzilor adiacente

$$V_{wp,Ed} = \frac{M_{pl,Rd,i} + M_{pl,Rd,j}}{h_w}$$

$V_{wp,Rd}$  - efortul capabil de forfecare a panoului de inimă determinat astfel:

$$V_{wp,Rd} = 0,6f_y d_s t_{wp} \left[ 1 + \frac{3b_s t_f^2}{d d_s t_{wp}} \right] \text{ dacă } N_{Ed} \leq 0,75 N_{pl,Rd} \quad (6.9)$$

$$V_{wp,Rd} = 0,6f_y d_s t_{wp} \left[ 1 + \frac{3b_s t_f^2}{d d_s t_{wp}} \right] \left( 1,9 - \frac{1,2 N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \right) \text{ dacă } N_{Ed} > 0,75 N_{pl,Rd} \quad (6.10)$$

în care:

$t_{wp}$  grosimea inimii panoului (grosimea inimii stâlpului și a plăcilor de dublare – dacă sunt folosite, vezi fig. 6.3)

$d_s$  înălțimea totală a secțiunii stâlpului (inimă + tălpi)

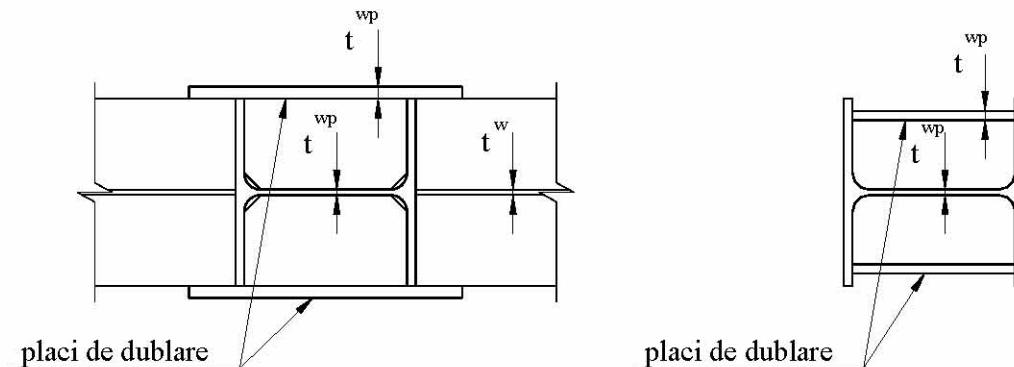
$b_s$  lățimea tălpii stâlpului

$t_f$  grosimea tălpii stâlpului

$d$  înălțimea totală a secțiunii grinzii (inimă + tălpi)

$h_w$  înălțimea inimii grinzii

$f_y$  limita minimă de curgere a oțelului din panoul de inimă



**Figura 6.3. Panou de inimă încadrat de plăci de dublare**

(6) Grosimile inimilor stâlpilor și ale plăcilor de dublare (fig.6.3), atunci când acestea sunt necesare, vor satisface următoarea condiție:

$$t_{wp} \geq (d_p + h_{ws}) / 90 \quad (6.11)$$

unde:

$t_{wp}$  grosimea inimii stâlpului sau plăcii de dublare;

$d_p$  înălțimea panoului de inimă măsurată între rigidizările de continuitate a tălpilor grinzilor;

$h_{ws}$  înălțimea inimii stâlpului;

(7) Când îmbinarea grindă-stâlp se realizează prin sudarea directă de tăpile stâlpului a tălpilor grinzilor sau a ecliselor prevăzute pe tăpile grinzilor, se vor prevedea rigidizări de continuitate pentru a transmite eforturile din tăpile grinzii la inima sau inimile stâlpului. Aceste rigidizări vor avea grosimea cel puțin egală cu grosimea tăpii grinzii sau a eclisei de pe talpa grinzii.

(8) Prinderea rigidizărilor de continuitate de tăpile stâlpului se va face cu sudură în adâncime cu pătrunderea completă sau cu suduri în relief pe ambele fețe. Îmbinările sudate vor avea capacitatea de rezistență egală cu minimumul dintre:

- capacitatea de rezistență a rigidizărilor de continuitate;
- efortul maxim din tăpile grinzii.

(9) Prinderile rigidizărilor de continuitate de inima stâlpului vor avea rezistența capabilă cel puțin egală cu:

- rezistența capabilă a rigidizărilor de continuitate;
- efortul efectiv care este transmis de rigidizare.

(10) În zona îmbinării grindă-stâlp, tăpile stâlpului vor fi legate lateral la nivelul tăpii superioare a grinzilor. Fiecare rezemare laterală va fi proiectată la o forță egală cu  $0,02 f_y t_f b$  ( $t_f, b$  – dimensiunile tăpii grinzii).

(11) În planul cadrelor în care grinzile pot forma articulații plastice, zveltețea stâlpului se limitează la:

$$0,7\pi\sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,7\lambda_e; \quad (\lambda_e = \pi\sqrt{\frac{E}{f_y}}) \quad (6.12)$$

În planul în care nu se pot forma articulații plastice în grinzi, zveltețea stâlpului se limitează la:

$$1,3\pi\sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,3\lambda_e \quad (6.13)$$

(12) Pentru verificarea la compresiune și încovoiere pe una sau două direcții, în domeniul elastic, se va utiliza SR EN 1993-1-1<sup>2</sup> ca document normativ de referință (se poate considera o distribuție uniformă a momentului încovoietor pe lungimea barei).

(13) La stâlpi se va utiliza clasa de secțiuni 1 sau 2 conform tabelului 6.4.

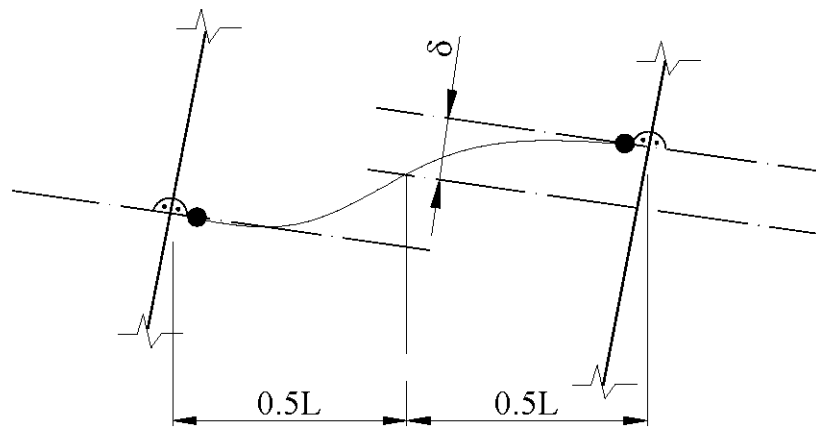
#### 6.6.4. Îmbinările grindă-stâlp

(1) Dacă structura este proiectată să disipeze energia în grinzi, îmbinările grinzilor cu stâlpii trebuie să fie proiectate astfel încât să lucreze în domeniul elastic pe toată durata de acțiune a seismului, funcție de momentul capabil  $M_{pl,Rd}$  și de forța tăietoare ( $V_{Ed,G} + V_{Ed,M}$ ) evaluate conform 6.6.2.

(2) Zona potențial plastică, adiacentă îmbinării grindă-stâlp trebuie proiectată astfel încât capacitatea de rotire plastică  $\theta_p$  în articulația plastică să nu fie mai mică de 0,035 rad, pentru structurile din clasa de ductilitate H și de 0,025 rad pentru cele din clasa M.

Capacitatea de rotire plastică  $\theta_p$  trebuie să fie asigurată la încărcări ciclice, fără degradări ale rezistenței și rigidității mai mari de 20%. Această cerință este valabilă indiferent de amplasarea zonelor disipative luate în considerare la proiectare.

$\theta_p$  este definit ca:



**Figura 6.4. Săgeta  $\delta$  la mijlocul grinzii luate în considerare pentru calculul rotirii  $\theta_p$**

$$\theta_p = \frac{\delta}{0,5L} \quad (6.14)$$

unde:  $\delta$  și  $L$  sunt săgeata grinzii la mijlocul deschiderii și, respectiv, deschiderea grinzii (vezi fig. 6.4.)

#### 6.6.5. Îmbinările de continuitate ale stâlpilor

Îmbinările de continuitate ale stâlpilor se vor amplasa la aproximativ 1/3 din înălțimea de etaj a stâlpului și se vor calcula în conformitate cu prevederile din GP 016-97 împreună cu cele din SR EN 1993-1-8<sup>2</sup> ca document normativ de referință.

### 6.7. Cadre contravântuite centric

#### 6.7.1. Criterii de proiectare

(1) Cadrele contravântuite centric trebuie proiectate astfel încât plastificarea diagonalelor întinse să se producă înainte de formarea articulațiilor plastice sau de pierderea stabilității



generale în grinzi și stâlpi. Îmbinările vor fi verificate în conformitate cu prevederile de la 6.5.5

(2) Diagonalele contravântuirilor trebuie amplasate astfel încât structura să aibă deplasări laterale relative cu valori apropiate, la fiecare nivel și pe orice direcție contravântuită.

(3) În acest scop, la fiecare etaj trebuie respectate următoarele reguli:

$$\frac{|A^+ - A^-|}{A^+ + A^-} \leq 0,05 \quad (6.15)$$

în care :

$A^+$  și  $A^-$  sunt ariile proiecțiilor orizontale ale secțiunilor transversale ale diagonalelor întinse, când acțiunea seismică orizontală are sensuri diferite (vezi fig. 6.5).

(4) Prinderile grindă-stâlp ale cadrelor contravântuite centric vor fi de tip rigid. Prinderile grindă-stâlp ale cadrelor necontravântuite, situate pe direcția contravântuită a clădirii, se recomandă să fie de tip rigid.

### 6.7.2. Particularități de calcul

(1) Încărcările gravitaționale, se consideră preluate numai de grinzi și stâlpi, fără a se ține cont de elementele de contravântuire.

(2) Sub acțiunea seismică, într-un calcul static liniar ( calcul în domeniul elastic) se consideră că :

- la cadre cu contravântuiri în X sau alternante (la care diagonalele întinse și cele comprimate nu se intersectează, vezi fig.6.5), se iau în considerare numai diagonalele întinse;
- la cadre cu contravântuiri în V, se iau în considerare atât diagonalele întinse cât și cele comprimate.

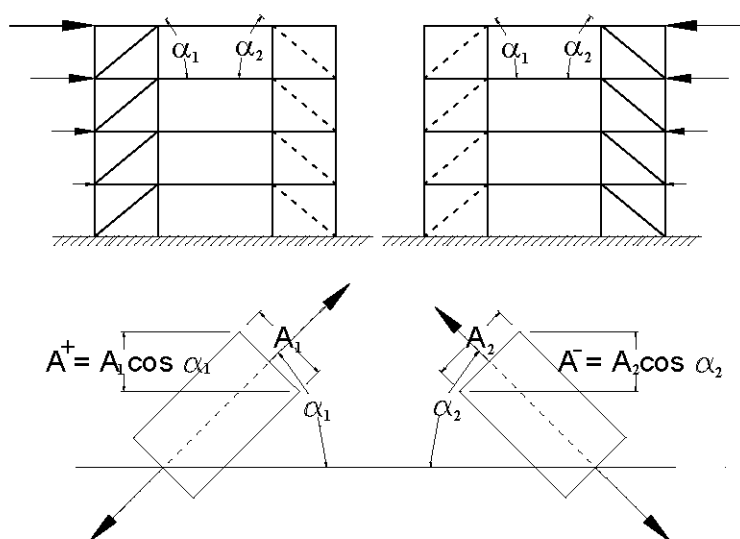


Figura 6.5. Exemple de aplicare a prevederilor de la 6.7.1.(2)

- (3) Luarea în considerare a ambelor tipuri de diagonale, întinse și comprimate, în calculul oricăror tipuri de contravântuiri centrice este permisă, dacă sunt satisfăcute următoarele condiții:
- a) se face un calcul static neliniar ( pushover) sau un calcul dinamic neliniar (time history);
  - b) discretizarea diagonalelor se face cu elemente finite care să modeleze flambajul diagonalelor comprimate;

### 6.7.3. Calculul diagonalelor

- (1) La cadrele cu contravântuiri cu diagonale în X, coeficientul de zveltețe  $\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{Af_y}{N_{cr}}}$  trebuie să ia valori în intervalul:  $1,3 < \bar{\lambda} \leq 2,0$  ( $1,3\lambda_e < \lambda \leq 2,0\lambda_e$ ). Limita de 1,3 este stabilită pentru a evita supraîncărcarea stâlpilor în stadiul premergător atingerii forței critice de flambaj (când atât diagonalele comprimate cât și cele întinse sunt active).  $N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L_{cr}^2}$  - forța critică de flambaj,  $L_{cr}$  – lungimea de flambaj.

La construcțiile cu până la două niveluri nu se aplică nici o limitare suplimentară pentru  $\bar{\lambda}$  față de cele date în SR EN 1993-1-1<sup>2</sup> ca document normativ de referință.

- (2) La cadrele contravântuite cu diagonale care lucrează la întindere dar nu sunt dispuse în X (tabel 6.3; fig. 6.5), coeficientul de zveltețe  $\bar{\lambda}$  trebuie limitat la:  $\bar{\lambda} \leq 2,0$  ( $\lambda \leq 2,0\lambda_e$ )
- (3) La cadrele cu contravântuiri în V, coeficientul de zveltețe trebuie limitat la  $\bar{\lambda} \leq 2,0$  ( $\lambda \leq 2,0\lambda_e$ )
- (4) Efortul plastic capabil  $N_{pl,Rd}$  al secțiunii transversale a diagonalelor trebuie să fie astfel ca:  $N_{pl,Rd} \geq N_{Ed}$ .
- (5) Pentru dimensionarea la compresiune a diagonalelor comprimate ale cadrelor cu contravântuiri în V se utilizează SR EN 1993-1-1<sup>2</sup> ca document normativ de referință.
- (6) Îmbinările diagonalelor cu celelalte elemente ale structurii trebuie să satisfacă prevederile de la 6.5.5.
- (7) Valorile maximă și minimă ale raportului  $\Omega_i^N$  (definit la 6.7.4.(1)) pentru toate diagonalele sistemului nu vor diferi cu mai mult de 25%.
- (8) Diagonalele vor avea secțiuni din clasa 1 sau 2 de secțiuni conform tabel 6.4; suplețea cornierelor va fi mai mică decât  $11,0 \sqrt{\frac{235}{f_y}}$ .

### 6.7.4. Calculul grinzilor și stâlpilor

- (1) Stâlpii și grinzile care au forțe axiale vor fi calculate în domeniul elastic la cea mai defavorabilă combinație de încărcări.

Pentru verificările de rezistență și stabilitate se va utiliza SR EN 1993-1-1<sup>2</sup> ca document normativ de referință. Eforturile de calcul se determină cu relațiile:

$$\begin{aligned} N_{Ed} &= N_{Ed,G} + 1,1 \gamma_{ov} \Omega^N N_{Ed,E} \\ M_{Ed} &= M_{Ed,G} + 1,1 \gamma_{ov} \Omega^N M_{Ed,E} \end{aligned} \quad (6.16)$$

unde:

$N_{Ed,G}$ ,  $M_{Ed,G}$  efortul axial, respectiv momentul încovoietor, din stâlp sau grindă produse de acțiunile neseismice, incluse în gruparea de încărcări care include acțiunea seismică;

$N_{Ed,E}$ ,  $M_{Ed,E}$  efortul axial, respectiv moment încovoietor în grindă sau stâlp, produse de acțiunile seismice de proiectare;

$\Omega^N$  este valoarea maximă a raportului  $\Omega_i^N = N_{pl,Rd,i} / N_{Ed,i}$  calculată pentru diagonalele întinse ale sistemului de contravântuire al cadrului.  $\Omega_i^N$  se calculează numai pentru diagonalele dimensionate din combinația de încărcări care include acțiunea seismică (În calcul nu se consideră diagonalele dimensionate din condiții constructive sau din gruparea fundamentală de încărcări). Pentru o direcție de acțiune a seismului,  $\Omega^N$  este unic pe întreaga structură;

$N_{pl,Rd,i}$  este efortul axial plastic al diagonalei  $i$ ;

$N_{Ed,i}$  este efortul axial de proiectare în aceeași diagonală " $i$ ", în gruparea de încărcări care include acțiunea seismică.

Raportul  $\Omega^N$  va fi limitat astfel încât să fie îndeplinită condiția  $1,1 \gamma_{ov} \Omega^N < q$  ( $q$  - factorul de comportare al structurii - tabel 6.3)

În cazul unui calcul simplificat se pot adopta valorile produsului  $1,1 \gamma_{ov} \Omega$  din Anexa F

NOTĂ:

În mod practic valorile eforturilor  $N_{Ed}$ ,  $M_{Ed}$ , se obțin din calculul static liniar, din gruparea specială de încărcări, unde acțiunea seismică se multiplică cu  $1,1 \gamma_{ov} \Omega^N$ .

(2) La cadre cu contravântuiri în V, grinzile trebuie proiectate pentru a prelua:

- toate acțiunile neseismice, fără a se lua în considerare reazemul format de diagonale (numai în cazul contravântuirilor în V inversat);
- efortul vertical din acțiunea seismică neechilibrat, aplicat grinzii de către contravântuiri după flambajul diagonalei comprimate. Acest efort este calculat considerând  $N_{pl,Rd}$  pentru diagonală întinsă și  $0,3N_{pl,Rd}$  pentru diagonală comprimată.

(3) La cadrele la care diagonalele nu se intersectează (fig.6.5) se vor considera eforturile de întindere sau compresiune din stâlpi corespunzătoare eforturilor capabile la flambaj ale diagonalelor.

(4) În secțiunea de intersecție cu diagonalele, grinda va fi prevăzută, atât la talpa superioară cât și la talpa inferioară, cu legături laterale capabile să preia fiecare o forță laterală egală cu  $0,02bt_f f_y$ .

(5) Zveltețea stâlpilor în planul contravântuit, se limitează la  $1,3\pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,3\lambda_e$ .



(6) Îmbinările de continuitate ale stâlpilor se vor face la aproximativ 1/3 din înălțimea de etaj a stâlpului și se vor calcula în conformitate cu prevederile din GP 016-97, SR EN 1993-1-8.

## 6.8. Cadre contravântuite excentric

### 6.8.1. Criterii de proiectare

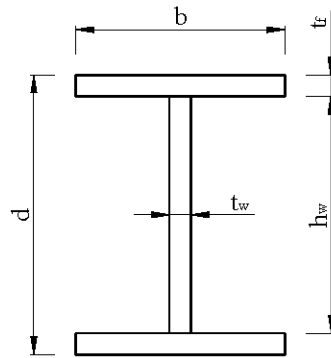
- (1) Cadrele contravântuite excentric trebuie proiectate în așa fel încât barele disipative, elemente special amplasate în structură, să fie capabile să disipeze energia prin formarea de mecanisme plastice de încovoiere și/sau de forfecare.
- (2) Structura va fi astfel proiectată încât să se obțină o comportare de ansamblu omogenă, prin realizarea unor bare disipative cu caracteristici cât mai apropiate.
- (3) Regulile date în continuare sunt menite să asigure că formarea articulațiilor plastice (inclusiv efectele rezultate din autoconsolidarea oțelului în articulațiile plastice) va avea loc în barele disipative, înainte de pierderea stabilității generale sau apariția articulațiilor plastice în alte elemente structurale (stâlpi, contravântuiri, grinzi adiacente barelor disipative).
- (4) Barele disipative pot fi orizontale sau verticale (vezi structurile din tabelul 6.3.).
- (5) Prinderile grindă-stâlp ale cadrelor contravântuite excentric vor fi de tip rigid. Prinderile grindă-stâlp ale cadrelor necontravântuite, situate pe direcția contravântuită a clădirii, se recomandă să fie de tip rigid.

### 6.8.2. Calculul barelor disipative

- (1) Inima unei bare disipative trebuie să fie realizată dintr-un singur element (fără plăci de dublare) fără găuri.
- (2) Barele disipative sunt clasificate în 3 categorii funcție de tipul mecanismului plastic dezvoltat :
  - bare disipative scurte, care disipează energia prin plastificarea barei din forță tăietoare (eforturi principale);
  - bare disipative lungi, care disipează energia prin plastificarea secțiunii din moment încovoietor;
  - bare disipative intermediare, la care plastificarea secțiunii este produsă de moment încovoietor și forță tăietoare;
- (3) Pentru secțiunile dublu T, sunt folosiți următorii parametri pentru a defini eforturile capabile plastice (fig. 6.6):

$$M_{pl\ link} = f_y b t_f (d - t_f) \quad (6.17)$$

$$V_{pl\ link} = (f_y / \sqrt{3}) t_w (d - t_f) \quad (6.18)$$



**Figura 6.6. Notății pentru bara disipativă cu secțiune dublu T**

(4) Dacă  $N_{Ed} / N_{pl,Rd} \leq 0,15$  la ambele capete ale barei disipative vor fi satisfăcute condițiile :

$$V_{Ed} \leq V_{pl,link} \quad (6.19)$$

$$M_{Ed} \leq M_{pl,link} \quad (6.20)$$

unde:

$N_{Ed}$ ,  $M_{Ed}$ ,  $V_{Ed}$  sunt eforturile de proiectare, forța axială, momentul încovoietor și forța tăietoare, la ambele capete ale barei disipative.

(5) Dacă  $N_{Ed} / N_{pl,Rd} > 0,15$ , în relațiile (6.19), (6.20) trebuie folosite următoarele valori reduse  $V_{pl,link,r}$  și  $M_{pl,link,r}$  în locul valorilor  $V_{pl,link}$  și  $M_{pl,link}$ :

$$V_{pl,link,r} = V_{pl,link} \left[ 1 - \left( N_{Ed} / N_{pl,Rd} \right)^{2,5} \right] \quad (6.21)$$

$$M_{pl,link,r} = 1,18 M_{pl,link} \left[ 1 - \left( N_{Ed} / N_{pl,Rd} \right) \right] \quad (6.22)$$

(6) Dacă  $N_{Ed} / N_{Rd} \geq 0,15$  lungimea barei disipative "e", va satisface relația (6.23) dacă  $R < 0,3$  și relația (6.24) dacă  $R \geq 0,3$ :

$$e \leq 1,6 M_{pl,link} / V_{pl,link} \quad (6.23)$$

$$e \leq (1,15 - 0,5R) 1,6 M_{pl,link} / V_{pl,link} \quad (6.24)$$

coeficientul  $R$  având expresia:

$$R = N_{Ed} t_w \frac{d - 2t_f}{V_{Ed} A}$$

în care:  $A$  este aria brută a barei disipative

(7) Valorile maxime și minime ale raportului  $\Omega_i$  în elementele disipative ale structurii (definite la (6.8.3.(1)) nu vor diferi cu mai mult de 25% pentru a realiza o comportare disipativă omogenă pe ansamblul structurii.

(8) Lungimile "e" care definesc tipul barei disipative cu secțiune dublu T simetrice se stabilesc după cum urmează (fig. 6.7.a):

$$\text{dacă } e < 1,6 M_{pl,link} / V_{pl,link} - \text{ bara disipativă este scurtă} \quad (6.25)$$

dacă  $e > 3,0 M_{pl,link} / V_{pl,link}$  - bara disipativă este lungă (6.26)

dacă  $1,6 M_{pl,link} / V_{pl,link} \leq e \leq 3,0 M_{pl,link} / V_{pl,link}$  - bara disipativă este intermediară (6.27)

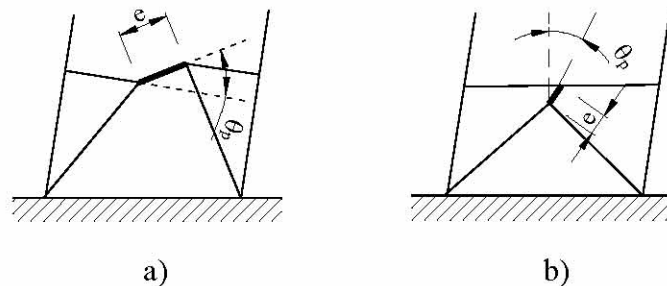
(9) Când se formează o singură articulație plastică la unul din capetele barei disipative (vezi Fig. 6.7.b), lungimile "e" care definesc tipurile de bare disipative cu secțiune dublu T sunt:

$e < 0,8 (1 + \alpha) M_{pl,link} / V_{pl,link}$  - bare disipative scurte (6.28)

$e > 1,5 (1 + \alpha) M_{pl,link} / V_{pl,link}$  - bare disipative lungi (6.29)

$0,8 (1 + \alpha) M_{pl,link} / V_{pl,link} \leq e \leq 1,5 (1 + \alpha) M_{pl,link} / V_{pl,link}$  - bare disipative intermediare (6.30)

în care:  $\alpha = \frac{|M_{Ed,A}|}{|M_{Ed,B}|} < 1,0$ , iar  $|M_{Ed,A}| < |M_{Ed,B}|$  sunt momentele încovoietoare la capetele barei disipative produse de acțiunea seismică



**Figura 6.7 : a) momente egale la capetele barei disipative;**

**b) momente inegale la capetele barei disipative**

(10) Unghiul de rotire inelastică al barei disipative  $\theta_p$  (definit în fig. 6.7), format între bara disipativă și elementul din afara acesteia, rezultat în urma unui calcul nelinier, se va limita la:

$\theta_p \leq 0,08$  radiani pentru barele disipative scurte;

$\theta_p \leq 0,02$  radiani pentru barele disipative lungi;

$\theta_p$  va avea o valoare determinată prin interpolare liniară între valorile de mai sus, pentru barele disipative intermediare.

(11) La capetele barei disipative, în dreptul diagonalelor contravântuirii, se vor prevedea rigidizări pe toată înălțimea inimii pe ambele fețe ale acesteia. Rigidizările trebuie să aibă o lățime însumată de cel puțin  $(b - 2t_w)$ , iar grosimea  $t_{st} \geq 0,75 t_w$  și  $t_{st} \geq 10 \text{ mm}$ .

(12) Barele disipative trebuie prevăzute cu rigidizări ale inimii, după cum urmează (vezi anexa F.3):

a) Barele disipative scurte trebuie să fie prevăzute cu rigidizări intermediare amplasate pe inimă la distanțe "a" care trebuie să respecte condițiile:

$a \leq (30 t_w - h_w/5)$  pentru  $\theta_p = 0,08 \text{ rad}$

$a \leq (52 t_w - h_w/5)$  pentru  $\theta_p \leq 0,02 \text{ rad}$

Pentru  $0,02 \text{ rad} < \theta_p < 0,08 \text{ rad}$  "a" se determină prin interpolare liniară.



- b) Barele disipative lungi trebuie sa fie prevăzute cu rigidizări pe ambele fețe ale inimii, amplasate la distanța de  $1,5b$  de fiecare capăt al barei disipative (rigidizări ce delimitează zonele potențial plastice).
- c) Barele disipative intermediare, trebuie sa fie prevăzute cu rigidizări ale inimii care sa întrunească cerințele de la a) si b) de mai sus.
- d) Nu sunt necesare rigidizări intermediare pe inima barelor disipative cu o lungime mai mare de  $5M_{pl,link} / V_{pl,link}$ .
- e) Rigidizările inimii trebuie sa se prevadă pe toata înălțimea acesteia. La barele disipative cu o înălțime mai mica de 600 mm, rigidizările se pot prevedea numai pe o singura parte a inimii, alternativ.

Grosimea  $t_{st}$  a rigidizării va fi  $t_{st} \geq t_w$  și  $t_{st} \geq 10 \text{ mm}$ , iar lățimea rigidizării  $b_{st} \geq b/2 - t_w$ .

(13) Sudurile in relief ale rigidizărilor de inima barei disipative trebuie sa aibă rezistența mai mare sau egală cu  $\gamma_{ov} f_y A_{st}$ , unde  $A_{st} = t_{st} b_{st}$  este aria secțiunii rigidizării. Rezistența sudurilor in relief dintre rigidizare și tălpi trebuie sa fie mai mare sau egală cu  $\gamma_{ov} f_y A_{st}/4$ .

(14) La capetele barei disipative, atât la talpa superioară cât și la talpa inferioară, trebuie prevăzute legături laterale, având o rezistență la compresiune mai mare sau egală cu  $0,06 f_y b t_f$  ( $b, t_f$  – dimensiunile secțiunii tălpii barei disipative).

(15) Pentru verificarea la pierderea stabilității locale a inimilor grinzilor adiacente barei disipative se va utiliza SR EN 1993-1-1<sup>2</sup> ca document normativ de referință.

(16) Barele disipative vor avea clasa 1 de secțiune.

(17) Intersecția dintre axa diagonalei și axa grinzii se va găsi în dreptul rigidizării de la capătul barei disipative sau în interiorul lungimii barei disipative. Nici o parte a prinderii nu se va extinde pe lungimea barei disipative (vezi Anexa F).

### 6.8.3. Elemente structurale care nu conțin bare disipative

(1) Elementele care nu conțin bare disipative stâlpii, diagonalele contravântuirilor și grinzile (când se folosesc bare disipative verticale - tabel 6.3 caz c), trebuie verificate în domeniul elastic, luând în considerare cea mai defavorabilă combinație de eforturi.

Pentru verificări, eforturile  $N_{Ed}$ ,  $M_{Ed}$ ,  $V_{Ed}$  se vor calcula cu relațiile:

$$\begin{aligned}
 N_{Ed} &= N_{Ed,G} + 1,1 \gamma_{ov} \Omega N_{Ed,E} \\
 M_{Ed} &= M_{Ed,G} + 1,1 \gamma_{ov} \Omega M_{Ed,E} \\
 V_{Ed} &= V_{Ed,G} + 1,1 \gamma_{ov} \Omega V_{Ed,E}
 \end{aligned} \tag{6.31}$$

unde:

$N_{Ed}$ ,  $M_{Ed}$ ,  $V_{Ed}$  eforturi de proiectare

$N_{Ed,G}$ ,  $M_{Ed,G}$ ,  $V_{Ed,G}$  sunt eforturile (efort axial, moment încovoietor și forță tăietoare) din stâlp sau în diagonala contravântuirii din încărcările neseismice incluse în gruparea care include acțiunea seismică;

$N_{Ed,E}$ ,  $M_{Ed,E}$ ,  $V_{Ed,E}$  sunt eforturile (efort axial, moment încovoietor și forță tăietoare) din stâlp sau în diagonală contravânturii din încărcări seismice.

$\Omega$  - pentru bare disipative scurte are valoarea maximă  $\Omega_i^V = 1,5 V_{pl,link,i} / V_{Ed,i}$  calculată pentru toate barele disipative scurte dimensionate din combinația de încărcări care include acțiunea seismică ( în calcul nu se consideră barele disipative dimensionate din condiții constructive sau din gruparea fundamentală de încărcări ). Pentru o direcție de acțiune a seismului,  $\Omega^V$  este unic pe întreaga structură.

$\Omega$  - pentru bare disipative intermediare și lungi are valoarea maximă  $\Omega_i^M = 1,5 M_{pl,link,i} / M_{Ed,i}$  calculată pentru toate barele disipative dimensionate din combinația de încărcări care include acțiunea seismică. ( În calcul nu se consideră barele disipative dimensionate din condiții constructive sau din gruparea fundamentală de încărcări ). Pentru o direcție de acțiune a seismului,  $\Omega^M$  este unic pe întreaga structură.

$V_{Ed,i}$ ,  $M_{Ed,i}$  sunt eforturile de proiectare ale forței tăietoare și momentului încovoietor în bara disipativă "i", în gruparea de încărcări care include acțiunea seismică;

$V_{pl,link,i}$ ,  $M_{pl,link,i}$  sunt eforturile plastice, forță tăietoare și moment încovoietor, în bara disipativă "i" conform 6.8.2 (3).

Raportul  $\Omega$  va fi limitat astfel încât să fie îndeplinită condiția  $1,1 \gamma_{ov} \Omega < q$  ( $q$  - factorul de comportare al structurii - tabel 6.3)

În cazul unui calcul simplificat se pot adopta valorile produsului  $1,1 \gamma_{ov} \Omega$  din Anexa F

NOTĂ:

În mod practic valorile eforturilor  $N_{Ed}$ ,  $M_{Ed}$ ,  $V_{Ed}$  se obțin din calculul static liniar, din gruparea specială de încărcări, unde acțiunea seismică se multiplică cu  $1,1 \gamma_{ov} \Omega$ .

(2) La stâlpi se va utiliza clasa de secțiuni 1 sau 2 conform tabel 6.4.

(3) Grinzile adiacente barelor disipative și diagonalele vor avea clasa de secțiuni 2.

(4) Zveltețea stâlpilor, în planul contravânturii, se limitează la  $1,3\pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,3 \lambda_e$ .

(5) Îmbinările de continuitate ale stâlpilor se vor face la aproximativ 1/3 din înălțimea de etaj a stâlpului și se vor calcula în conformitate cu prevederile din GP 016-97 împreună cu cele din SR EN 1993-1-8<sup>2</sup> ca document normativ de referință.

#### 6.8.4. Îmbinările barelor disipative

Îmbinările barelor disipative sau ale elementelor care conțin bare disipative trebuie proiectate luând în considerare rezerva de rezistență a secțiunii  $\Omega$  (vezi 6.8.3(1)) și sporul probabil al limitei de curgere a materialului exprimat prin  $\gamma_{ov}$  (vezi 6.1.3).

$$E_d \geq E_{d,G} + 1,1 \gamma_{ov} \Omega E_{d,E}$$

unde:

- $E_{d,G}$  solicitarea îmbinării produsă de încărcările neseismice din gruparea care include acțiunea seismică ;
- $E_{d,E}$  solicitarea îmbinării produsă de încărcările seismice;
- $\Omega$  rezerva de rezistență a secțiunii conform 6.8.3(1)

## 6.9. Reguli de proiectare pentru structuri de tip pendul inversat

- (1) La structurile de tip pendul inversat (definite la 6.3.1.(d)), stâlpii vor fi verificați la compresiune și încovoiere, luând în considerare cea mai defavorabilă combinație de eforturi axiale și momente încovoietoare în gruparea fundamentală și gruparea care include acțiunea seismică.
- (2) La verificări se vor folosi eforturile  $N_{Ed}$ ,  $M_{Ed}$ ,  $V_{Ed}$  calculate conform 6.6.3.
- (3) Coeficientul de zveltețe al stâlpilor trebuie limitat la  $\bar{\lambda} \leq 1,5$ ; ( $\lambda \leq 1,5\lambda_e$ )
- (4) Coeficientul de sensibilitate la deplasarea relativă de nivel  $\theta$  definit la 4.6.2.(2) trebuie limitat la  $\theta \leq 0,20$ .

## 6.10. Reguli de proiectare pentru structurile metalice cu nuclee sau pereți din beton armat și pentru structuri duale

### 6.10.1. Structuri cu nuclee sau pereți din beton armat

- (1) Pentru verificarea elementelor metalice se vor respecta prevederile prezentului capitol și se va utiliza SR EN 1993-1-1<sup>2</sup> ca document normativ de referință. Elementele de beton vor fi proiectate conform capitolului 5.
- (2) Elementele la care există o interacțiune între metal și beton, trebuie verificate conform capitolului 7.

### 6.10.2. Structuri duale (cadre necontravântuite plus cadre contravântuite)

- (1) Structurile duale cu cadre necontravântuite și cadre contravântuite lucrând în aceeași direcție, trebuie proiectate folosind un singur factor  $q$ . Forțele orizontale trebuie distribuite între diferitele cadre proporțional cu rigiditatea lor elastică.
- (2) Cadrele necontravântuite, situate pe direcția contravântuită a clădirii, vor fi astfel proiectate încât să poată prelua cel puțin 25% din acțiunea seismică de calcul, în ipoteza în care cadrele contravântuite au ieșit din lucru. Cadrele contravântuite vor fi proiectate la eforturile rezultate din calculul static în cea mai defavorabilă combinație de încărcări.
- (3) Cadrele necontravântuite și cadrele contravântuite vor respecta prevederile 6.6, 6.7 și 6.8.

## 6.11. Controlul execuției

- (1) Controlul execuției trebuie să asigure ca structura reală corespunde celei proiectate.



- (2) În acest scop, pe lângă prevederile din C150-99, trebuie satisfăcute următoarele cerințe:
- a) Desenele elaborate pentru execuție și montaj trebuie să indice detaliile îmbinărilor, mărimea și calitatea șuruburilor și sudurilor precum și marca oțelului. Pe desene va fi notată limita de curgere maximă admisă a oțelului  $f_{y,max}$  ce poate să fie utilizată de fabricant în zonele disipative;
  - b) Trebuie controlată respectarea prevederilor din 6.2.(1) ÷ 6.2.(5);
  - c) Controlul strângerii șuruburilor și calitatea sudurilor trebuie să se realizeze în conformitate cu prevederile normelor de la 6.1.1.(5);
  - d) În timpul execuției, se va verifica dacă limita de curgere a oțelului, folosit în barele și zonele disipative, este cea indicată în proiect. În mod excepțional se acceptă o depășire de maxim 10% a valorii  $f_{y,max}$  înscrisă pe desene.
- (3) Atunci când una din condițiile de mai sus nu este satisfăcută, trebuie elaborate soluții de remediere a deficiențelor pentru încadrare construcției în gradul de asigurare în gruparea fundamentală și specială de încărcări.

## 7. PREVEDERI SPECIFICE CONSTRUCȚIILOR COMPOZITE

### 7.1. Generalități

#### 7.1.1. Domeniu

(1) Prevederile din acest capitol se referă la proiectarea structurilor compozite oțel laminat - beton armat solificate la acțiunea seismică. Structurile compozite sunt structurile alcătuite din elemente compozite la care conlucrarea între betonul armat și oțelul laminat se manifestă la nivel de secțiune. Într-o secțiune compozită, componentele din oțel laminat pot fi neînglobate, parțial sau total înglobate în beton armat (secțiuni din beton armat cu armătura rigidă-BAR).

În cadrul acestui capitol se fac de asemenea referiri la structurile hibride. Aceste structuri sunt alcătuite din elemente sau subsisteme din materiale diferite care conlucrează între ele în cadrul structurii hibride de exemplu stâlpi din beton armat și grinzi din oțel.

(2) Regulile din acest capitol sunt complementare prevederilor din celelalte norme în vigoare pentru structuri compozite :

- NP 033-99 Cod pentru structuri din beton armat cu armătura rigidă
- P134-93 Instrucțiuni tehnice pentru calculul și alcătuirea plăcilor compuse tablă cutată- beton armat
- P83-81 Instrucțiuni tehnice pentru calculul și alcătuirea constructivă a elementelor compuse oțel-beton

(3) Dacă pentru anumite situații, nu se dau precizări specifice în acest capitol, se pot aplica, după caz, prevederile pentru construcțiile de beton armat din cap 5 sau pentru construcțiile de oțel din cap 6 cuprinse în prezentul cod .

#### 7.1.2. Principii de proiectare

(1) Structurile compozite rezistente la acțiunea seismică vor fi proiectate în concordanță cu următoarele concepte privind răspunsul seismic al structurilor:

- (a) răspuns structural disipativ al structurii
- (b) răspuns structural slab disipativ al structurii

(2) În cazul (a), comportarea structurală se caracterizează prin dezvoltarea deformațiilor inelastice în anumite zone ale structurii numite zonele disipative . Factorul de comportare  $q$  va avea în acest caz valori mai mari decât 1.5 și va depinde de tipul structurii compozite.

(3) Prevederile de proiectare pentru structurile disipative compozite urmăresc mobilizarea unui mecanism structural favorabil de disipare a energiei seismice.

(4) În proiectarea structurilor disipative compozite, se definesc două clase de ductilitate: M- medie și H –mare. Ele corespund unei anumite capacități de disipare a energiei prin mecanisme structurale inelastice. O structură încadrată într-o clasă de ductilitate trebuie să respecte anumite condiții referitoare la: tipul structurii, clasa secțiunilor din oțel, capacitatea de rotire a articulațiilor plastice, detaliile constructive.

(5) În cazul ( b ) structura va avea un răspuns în domeniul elastic. Clasa de ductilitate este în această situație L-redușă. Aceste tipuri de structuri compozite nu se recomandă în zone seismice caracterizate de valori mari ale accelerației terenului  $a_g \geq 0,16$ .

(6) În tabelul 7.1 sunt prezentate tipurile de structuri compozite funcție de gradul de disipare și factorii de comportare corespunzători :

**Tabelul 7.1**

Conceptul de proiectare	Factorul de comportare $q$	Clasa de ductilitate
Structură cu disipare mare	$q \geq 4$	H – mare
Structură cu disipare medie	$1,5-2 < q < 4$	M -medie
Structură slab disipativă	$q=1.5$	L -redușă

(7) În cazul structurilor hibride se recomandă soluții care să nu conducă la variații bruște de rezistență și rigiditate pe verticală.

## **7.2. Materiale**

### **7.2.1. Beton**

- (1) În structurile compozite se vor utiliza betoane de clasă cel puțin C20/25.
- (2) Valorile de proiectare ale rezistențelor și deformațiilor specifice ale betonului sunt date în SR EN 1992-1-1<sup>1</sup> ca document normativ de referință.

### **7.2.2. Armătura din oțel**

- (1) Pentru valorile de proiectare ale rezistențelor și deformațiilor specifice ale armăturii din oțel beton utilizată în zonele disipative și în zonele puternic solicate ale structurilor nedisipative se va utiliza SR EN 1992-1-1<sup>1</sup> ca document normativ de referință împreună cu condițiile date în cap 5 din prezentul cod.
- (2) Ca armături se vor folosi numai bare cu profil periodic ( PC 52, PC60). Excepție fac armăturile pentru etrieri și agrafe utilizate pentru armare transversală, care pot fi realizate din OB37.
- (3) Plasele sudate din oțel neductil se vor folosi în zonele disipative numai dacă sunt dublate de o armătură ductilă sau dacă armăturile neductile sunt solicate sub limita convențională de curgere.

### **7.2.3. Oțelul structural ( rigid)**

Condițiile impuse oțelului structural (rigid) utilizat la structurile compozite rezistente la acțiuni seismice sunt cele prevăzute în capitolul 6 „ Prevederi specifice pentru construcții de oțel” în afara regulilor din prezentul capitol.



### 7.3. Tipuri de structuri și factori de comportare

#### 7.3.1. Tipuri de structuri

Structurile compozite se clasifică în funcție de alcătuirea și de comportarea lor la acțiuni seismice astfel :

**a) Cadre necontravântuite.** Cadrele pot fi realizate în soluție compozită cu grinzi și stâlpi compoziti sau în soluție hibridă alcătuite de exemplu cu stâlpi din beton armat și grinzi din oțel sau compozite.

**b) Cadre contravântuite.** Contravântuirile cadrelor compozite sau hibride se pot realiza în soluție compozită sau din oțel. Cadrele pot avea:

b1) contravântuiri centrice

b2) contravântuiri excentrice.

**c) Structuri de tip pendul inversat .** La aceste tipuri de structuri, zona disipativă se dezvoltă la baza unui singur element compozit vertical.

**d) Structuri compozite cu pereți structurali compoziți.**

**e) Structuri compozite duale : pereți și cadre compozite**

**f) Structuri compozite cu nuclee alcătuite din pereți compoziți**

#### 7.3.2 Factori de comportare

(1) Factorii de comportare  $q$  exprimă capacitatea de disipare a energiei seismice a unui anumit tip de structură compozită. În condițiile în care sunt respectate criteriile de bună conformare date în prezentul cod se pot considera în calcul factorii de comportare din tabelul 7.2.

(2) Valorile factorului de comportare  $q$  date în tabelul 7.2 se vor reduce cu 20% - 30% dacă clădirea este neregulată conform cap 4.4.3.1.

(3) În cazul în care raportul  $\alpha_u/\alpha_l$  nu este determinat prin calcul se pot folosi valorile date în tabelul 7.2

(4) Se pot adopta pentru  $q$  valori mai mari decât cele date în tabelul 7.2 dacă raportul  $\alpha_u/\alpha_l$  se determină printr-un calcul biografic. Valoarea raportului  $\alpha_u/\alpha_l$  nu va depăși 1,6.

**Tabelul 7.2 Valori ale factorilor de comportare pentru structuri compozite**

Tipuri de structuri compozite	Clasa de ductilitate	
	H	M
a) Cadre compozite fără contravântuiri cu zone disipative în grinzi și la baza stâlpilor	$5\alpha_H/\alpha_L$	4
a1) Cadre cu o deschidere și un nivel $\alpha_H/\alpha_L = 1,1$		
a2) Cadre cu o deschidere și mai multe niveluri $\alpha_H/\alpha_L = 1,2$		
a3) Cadre cu mai multe deschideri și niveluri $\alpha_H/\alpha_L = 1,3$		.
b) Cadre compozite contravântuite .		
b1) cu contravântuiri centrice	4	4
b2) cu contravântuiri excentrice. $\alpha_H/\alpha_L = 1,2$	$5\alpha_H/\alpha_L$	4
c) Structuri de tip pendul invers.	$2\alpha_H/\alpha_L$	2
c1) Zone disipative la baza stâlpilor $\alpha_H/\alpha_L = 1,0$		
c2) Zone disipative la extremitățile stâlpilor $\alpha_H/\alpha_L = 1,1$		.
d) Structuri cu pereți structurali compoziți și structuri duale	$4\alpha_H/\alpha_L$	$3\alpha_H/\alpha_L$
d1) pereți compoziți cu zone de capăt și inimă din beton armat $\alpha_H/\alpha_L = 1,1$		
d2) pereți compoziți cu zone de capăt compozite și inimă din beton armat, cuplați cu grinzi compozite sau din oțel $\alpha_H/\alpha_L = 1,1$		
d3) pereți compoziți alcătuiți dintr-un panou vertical din oțel înglobat în betonul armat al inimii peretelui, sudat de cadrul de înrămare din oțel sau din beton armat cu armătură rigidă $\alpha_H/\alpha_L = 1,2$		
d4) pereți din beton armat cu armătură rigidă cu diagonale din oțel înglobate în betonul armat al inimii peretelui, cu bulbi și centurile armați cu armătură rigidă, eventual cuplați cu grinzi compozite $\alpha_H/\alpha_L = 1,2$		.
e) Structuri cu un singur nucleu sau pendul inversat	3	2

#### 7.4. Acțiunea de diafragmă a planșeelor compozite

- (1) Planșeele compozite trebuie să fie capabile să colecteze și să transmită, lucrând în domeniul elastic, forțele seismice de proiectare la sistemele structurale verticale la care sunt conectate. Pentru verificările de rezistență ale planșeelor compozite ca diafragme orizontale, se vor utiliza forțele seismice asociate mecanismului structural de disipare multiplicat cu 1,25.
- (2) Pentru ca plăcile compozite cu tablă cutată să îndeplinească rolul de diafragmă, vor avea o grosime minimă de 100mm, iar grosimea minimă a stratului de beton de peste tabla cutată va fi de 50mm.
- (3) Conectorii dintre placă (compozită sau din beton armat) și grinzile din oțel se vor verifica la acțiunea combinată a încărcărilor gravitaționale și seismice. Relațiile pentru calcul conectorilor sunt date în NP 033-99 cap 5

#### 7.5. Proiectarea structurilor disipative compozite

##### 7.5.1. Criterii de proiectare a structurilor disipative compozite

- (1) Zonele disipative se vor dirija prin proiectare, de regulă, către elementele structurale compozite cu potențial de răspuns inelastic favorabil, elemente la care fenomenul de curgere, flambajul local și alte fenomene asociate comportării inelastice alternante nu afectează stabilitatea generală a structurii. În zonele disipative trebuie să existe posibilitatea de intervenție post seism.
- (2) Zonele disipative ale structurilor compozite vor fi înzestrate prin proiectare cu capacitate de rezistență și ductilitate adecvate. Ductilitatea va fi asigurată prin respectarea unor reguli de alcatuire constructivă și îndeplinirea unor condiții specifice.
- (3) Zonele nedisipative, vor fi dimensionate cu un grad de asigurare superior față de zonele disipative pentru a se dirija dezvoltarea deformațiilor inelastice numai către zonele disipative.

#### 7.6. Proiectarea cadrelor compozite necontravântuite

##### 7.6.1. Prevederi generale

- (1) Cadrele compozite se vor proiecta astfel încât zonele disipative să fie dirijate la extremitățile grinzilor compozite. Se admit deformații plastice în secțiunile de la baza stâlpilor și în secțiunile stâlpilor de partea superioară a ultimului nivel al cadrelor etajate în condițiile în care forța axială îndeplinește relația 7.8.
- (2) Zonele disipative ale cadrelor compozite se vor înzestra prin proiectare cu o ductilitate adecvată.
- (3) Nodurile grindă-stâlp vor fi dimensionate cu un grad de asigurare superior zonelor disipative astfel încât să lucreze în domeniul elastic.

##### 7.6.2. Calculul structural al cadrelor compozite

- (1) Rigiditatea secțiunilor compozite având beton în zona comprimată se calculează pentru determinarea valorilor eforturilor sectionale prin transformarea lor în secțiuni echivalente, cu considerarea unui coeficient de echivalență  $n=E/E_{cm}$



unde :

$E$  și  $E_{cm}$  sunt modulul de elasticitate al oțelului și respectiv modulul de elasticitate al betonului pentru încărcări de scurtă durată.

(2) În calculul rigidității secțiunilor compozite, betonul întins se neglijează fiind fisurat.

(3) În cazul grinzilor compozite, se pot considera două rigidități la încovoiere:  $EI_1$  pentru zona de moment pozitiv cu luarea în considerare a lățimii efective de placă și  $EI_2$  pentru zona de moment negativ cu considerarea armăturii din lățimea efectivă de placă (tab 7.5).

(4) Se poate realiza un calcul simplificat al rigidității grinzii considerând pentru întreaga grindă compozită un moment de inerție echivalent constant egal cu:

$$I_{eq} = 0,6I_1 + 0,4I_2 \quad (7.1)$$

(5) Pentru stâlpii compoziți, rigiditatea se va calcula cu relația :

$$(EI)_c = EI_a + 0,5E_{cm}I_c + EI_s \quad (7.2)$$

unde:

$I_a$ ,  $I_c$ ,  $I_s$ , sunt momentele de inerție ale secțiunilor de armătură, din beton și respectiv din oțel rigid.

(6) Relațiile de calcul ale eforturilor de proiectare pentru impunerea mecanismului de disipare în cazul cadrelor compozite sunt cele date în cap 5.3.3

### 7.6.3. Suplețea pereților secțiunilor din oțel care alcătuiesc elementele compozite

(1) Ductilitatea elementelor compozite disipative solicitate la compresiune și încovoiere este condiționată de evitarea fenomenelor de instabilitate locală a elementelor din oțel. De aceea se impune limitarea supleței pereților secțiunilor din oțel. Zonele compozite cu secțiunea din oțel neînglobată în beton vor respecta condițiile de suplețe prevăzute în anexa G. În cazul zonelor disipative ale elementelor compozite cu secțiunea din oțel înglobată în beton, suplețea limită va fi cea dată în tabelul 7.3.

(2) Limitele  $c/t_f$  date în tabelul 7.3 pot fi mărite dacă sunt prevăzute detaliile speciale de conectare ale tălpilor prevăzute în paragraful 7.6.8.

**Tabelul 7.3 Relația între factorul de comportare și limitele supleței pereților secțiunilor din oțel ale elementelor compozite**

Clasa de ductilitate a structurii	H	M
Factorul de comportare $q$	$q \geq 4$	$1,5 < q < 4$
Tălpile secțiunilor I sau H parțial înglobate ( $c/t_f$ )	$9\varepsilon$	$14\varepsilon$
Secțiuni de țevi rectangulare umplute cu beton ( $h/t$ )	$24\varepsilon$	$38\varepsilon$
Secțiuni de țevi cilindrice umplute cu beton ( $d/t$ )	$80\varepsilon^2$	$85\varepsilon^2$
Tălpile secțiunilor I sau H ale elementelor BAR ( $c/t_f$ )	$23\varepsilon$	$35\varepsilon$
Inimile secțiunilor I sau H ale elementelor BAR ( $d/t_w$ )	$96\varepsilon$	$150\varepsilon$
Țevi rectangulare umplute și înglobate în beton ( $d/t$ )	$72\varepsilon$	$100\varepsilon$
Țevi cilindrice înglobate și umplute cu beton ( $d/t$ )	$150\varepsilon^2$	$180\varepsilon^2$
$\varepsilon = (235/f_y)^{0.5}$		

unde :

$c/t_f$  reprezintă raportul dintre lățimea aripii tălpilor și grosimea ei,

$d/t_w$  raportul dintre înălțimea și grosimea inimii secțiunii din oțel,

$d/t$  raportul între dimensiunea exterioară maximă și grosimea peretelui țevii,

$f_y$  valoarea caracteristică a limitei de curgere a oțelului (în N/mm<sup>2</sup>).

#### 7.6.4. Transferul de eforturi și deformații între oțel și beton

(1) Pentru manifestarea acțiunii compozite pe tot domeniul de solicitare, se va asigura transferul de eforturi și de deformații între componenta din oțel și componenta din beton armat prin aderență, frecare sau prin conectori. Atingerea valorilor de proiectare ale momentelor capabile la încovoiere cu forță axială și ale forței tăietoare capabile ale elementelor compozite este condiționată de asigurarea unei conlucrări eficiente între componenta din beton armat și cea din oțel.

(2) Pentru calculul valorii de proiectare a lunecării longitudinale capabile prin aderență și frecare între componentele de oțel și beton se vor folosi următoarele valori de proiectare ale efortului tangențial :

- secțiuni din oțel total înglobate  $0,55\text{N/mm}^2$
- tălpile profilelor parțial înglobate  $0,2\text{N/mm}^2$
- inimile profilelor parțial înglobate -
- interiorul țevelor cilindrice umplute cu beton  $0,2\text{ N/mm}^2$
- interiorul țevelor rectangulare umplute cu beton  $0,125\text{ N/mm}^2$

(3) Valorile de proiectare ale forțelor de lunecare vor fi cele asociate mecanismului de disipare.

(4) În cazul grinzilor din oțel compozite cu placă de beton armat, se va neglija aderența între beton și talpa secțiunii din oțel, în preluarea eforturilor tangențiale, lunecarea fiind preluată în întregime de conectori.

- (5) În cazul folosirii conectorilor ductili de tipul dornurilor cu cap, grinzile disipative vor avea între placa din beton armat și grinda din oțel conectare totală sau conectare parțială cu un grad de conectare mai mare de 0,8.
- (6) În cazul în care se utilizează conectori neductili de tip rigid, conectarea între placă și grindă va fi totală.
- (7) În calculul valorilor de proiectare ale eforturilor capabile ale conectorilor în zonele disipative se va aplica un coeficient de reducere egal cu 0,75. Relațiile de calcul ale valorilor de proiectare ale eforturilor capabile ale conectorilor sunt date în NP 033-99 cap 5.
- (8) La stâlpii compoziți trebuie să se asigure repartizarea reacțiunilor verticale transmise de grinzi în noduri între componentele din beton armat și oțel, repartitie proporțională cu rigiditatea acestor componente.
- (9) În cazul stâlpilor compoziți dacă aderența și frecarea nu pot asigura integral transferul de eforturi tangențiale asociate mecanismului de disipare, prin depășirea valorilor de proiectare ale eforturilor tangențiale date la 7.6.4 (2), se vor dispune conectori care să asigure conectarea totală și preluarea forțelor de lunecare de proiectare.

#### 7.6.5. Grinzi compozite

- (1) În zonele disipative ale grinzilor compozite se vor verifica următoarele condiții :

$$M_{Ed}/M_{pl,Rd} \leq 1,0 \quad (7.3)$$

$$N_{Ed}/N_{pl,Rd} \leq 0,15 \quad (7.4)$$

$$V_{Ed}/V_{pl,Rd} \leq 0,5 \quad (7.5)$$

unde:

$M_{Ed}$ ,  $N_{Ed}$ ,  $V_{Ed}$  sunt valorile eforturilor secționale de proiectare din grindă iar

$N_{pl,Rd}$ ,  $M_{pl,Rd}$ ,  $V_{pl,Rd}$  sunt valorile de proiectare ale eforturilor capabile plastice ale grinzii

- (2) Pentru grinzile compozite se vor determina valorile eforturilor de proiectare  $V_{Ed}$ ,  $M_{Ed}$  cu relațiile prevăzute în articolul 5.3.3.2.
- (3) Valorile de proiectare ale eforturilor capabile ale grinzilor compozite se vor determina în conformitate cu prevederile NP033-99 cap 4.2.1

##### 7.6.5.1. Grinzi din oțel compozite cu plăci de beton armat

- (1) Pentru asigurarea ductilității, în zonele disipative se va limita înălțimea relativă a zonei comprimate a betonului plăcii grinzii compozite  $x/h_b$  conform tabelului 7.4.
- (2) În zonele disipative ale grinzilor compozite din apropierea nodului grinda - stâlp vor fi prevăzute în placă armături suplimentare. Dispunerea acestor bare este arătată în fig 7.2, iar calculul lor este dat în anexa G.



**Tabelul 7.4 Valori maxime ale înălțimii relative a zonei comprimate din beton  $x/h_b$  pentru asigurarea ductilității grinzilor din oțel compozite cu placă din beton**

Clasa de ductilitate	Q	$f_y$	$(x/h_b)_{\max}$
H	$q \geq 4$	355	0,20
H	$q \geq 4$	235	0,27
M	$1,5 < q < 4$	355	0,27
M	$1,5 < q < 4$	235	0,36

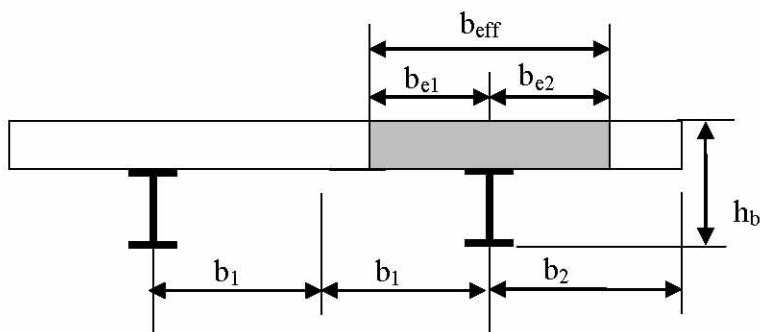
unde:

$h_b$  este înălțimea totală a grinzii compozite și

$f_y$  este valoarea caracteristică a limitei de curgere a oțelului armăturii

- (3) Lățimea efectivă a plăcii  $b_{eff}$  (fig 7.1) va avea valoarea:

$$b_{eff} = b_{e1} + b_{e2} \quad (7.6)$$



**Figura 7.1 Definiția lățimilor efective  $b_e$  și  $b_{eff}$**

- (4) Lățimile efective parțiale ale plăcii situate deoparte și de alta a axei grinzii,  $b_{e1}$  și respectiv  $b_{e2}$  utilizate pentru calculul momentelor capabile  $M_{Rd}$  și respectiv a rigiditatilor  $EI$  se vor determina conform tabelului 7.5. Aceste valori nu vor depăși jumătatea distanțelor între grinzi ( $b_1$ ) și distanța până la marginea liberă a plăcii ( $b_2$ ).

- (5) Valorile date în tabel sunt valabile în condițiile în care în placă sunt prevăzute armăturile suplimentare din fig 7.2.

**Tabelul 7.5 Lăţimea efectivă parţială a plăcii grinzilor compozite în zona nodurilor**

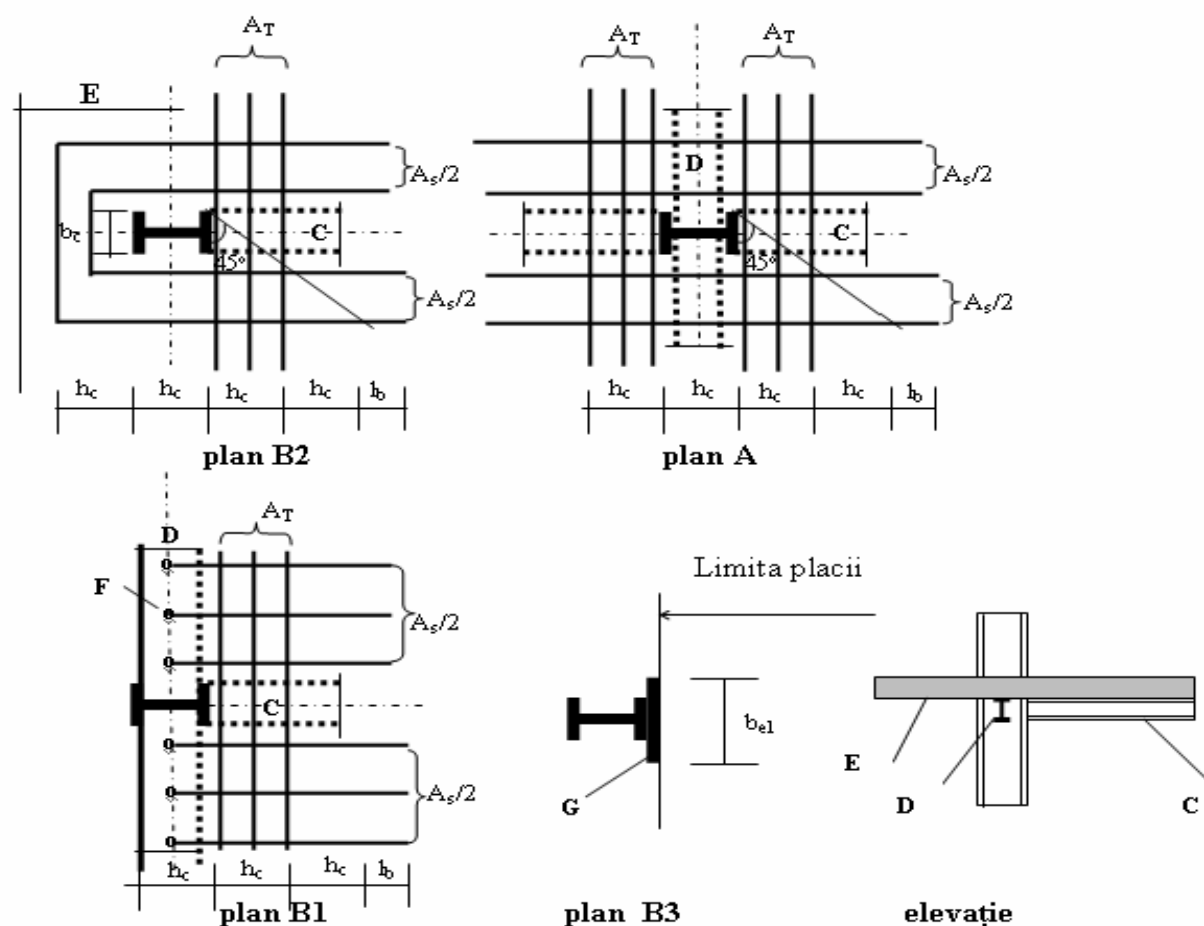
$b_e$	Condiții de alcătuire din zona nodului grindă- stâlp	$b_e$ pentru calculul momentului capabil $M_{Rd}(\text{plastic})$	$b_e$ pentru calculul rigidității $I(\text{elastic})$
A. Stâlp interior	Există sau nu grindă transversală	Pentru $M^- : 0,1l$ Pentru $M^+ : 0,075l$	Pentru $M^- : 0,05l$
B1. Stâlp exterior	Există o grindă marginală transversală rezemată pe stâlp, cu conexiune totală cu placa și armături suplimentare în placă $A_T$ și $A_S$ , corespunzător ancorate de conectori	Pentru $M^- : 0,1l$ Pentru $M^+ : 0,075l$	
B2. Stâlp exterior	Există o fâșie de placă în consolă față de stâlp în care armăturile longitudinale se ancorează cu bucle.	Pentru $M^- : 0,1l$ Pentru $M^+ : b_c/2 + 0,7h_c/2$ sau $h_c/2 + 0,7b_c/2$	Pentru $M^- : 0,0375l$
B3. Stâlp exterior	Există un dispozitiv adițional fixat de talpa stâlpului cu o lăţime $b_{el}$ mai mare decât lăţimea tălpii stâlpului $b_c$ , iar armăturile longitudinale din placă nu sunt ancorate	Pentru $M^- : 0$ $M^+ : b_{el}/2 \leq 0,05l$	Pentru $M^- : 0$ Pentru $M^+ : 0,0375l$
B4. Stâlp exterior	Nu există element transversal sau armăturile longitudinale nu sunt ancorate de stâlp	Pentru $M^- : 0$ Pentru $M^+ : b_c/2$ sau $h_c/2$	Pentru $M^- : 0$ Pentru $M^+ : 0,0025l$

 $b_e$ 

unde :

- $M^-$ ,  $M^+$  indică situațiile de calcul ale valorii lăţimii efective parţiale de placă  $b_e$  (în zona de moment negativ și respectiv pozitiv). Pentru momentul negativ, betonul plăcii fiind fisurat, lăţimea efectivă parţială de placă  $b_e$  cuprinde armăturile întinse care intervin în determinarea momentului capabil și al rigidității.
- $l$  reprezintă deschiderea interax a grinzii.
- $b_c$  reprezintă lăţimea stâlpului perpendiculară pe axa grinzii,  $h_c$  înălţimea secţiunii stâlpului,  $b_{el}$  lăţimea elementului suplimentar sudat de stâlp.
- $A_S$  și  $A_T$  sunt armăturile suplimentare amplasate în placă în zona stâlpului ( $A_S$  armătura longitudinală și  $A_T$  armătura transversală). Relațiile de calcul pentru aceste armături și pentru rezultanta eforturilor de compresiune din placă sunt date în anexa G.

Cazurile A, B1, B2, B3 sunt ilustrate în fig 7.2



A - Nod interior      B - Nod exterior      C - Grindă compozită  
 D - Grindă marginală compozită    E - Fâșie de placă în consolă față de stâlp  
 F - Conectori    G - Dispozitive suplimentare sudate de stâlp pentru preluarea  
 compresiunilor din placă

**Figura 7.2 Dispunerea barelor suplimentare  $A_s$ ,  $A_T$  și situații de calcul ale lății efective de placă**

#### 7.6.5.2. Grinzi compozite din beton armat cu armatura rigidă

- (1) Pentru proiectarea acestui tip de grinzi se vor respecta prevederile NP033-99 cap 4.2.1
- (2) Lățimea efectivă de placă se va determina în conformitate cu 5.3.4.1.1.
- (3) În structurile disipative, se consideră zone disipative (critice), zonele de la extremitățile grinzilor cu lungimea  $l_{cr}=1.5h_b$  ( $h_b$  - înălțimea grinzii) măsurată de la fața stâlpilor sau zonele de aceeași lungime situate deoparte și de alta a unei secțiuni din câmpul grinzii în care poate interveni curgerea din acțiuni seismice.
- (4) Asigurarea cerințelor de ductilitate locală în aceste zone se va face respectând condițiile de la 5.3.4.1.2



### 7.6.6. Stâlpi compoziți din beton armat cu armătură rigidă ( cu secțiunea din oțel total înglobată în beton )

(1) Pentru stâlpii compoziți se vor determina eforturile de proiectare cu relațiile prevăzute în articolul 5.3.3.3. Aceste eforturi vor respecta următoarele condiții :

$$M_{Ed}/M_{pl,Rd} \leq 1,0 \quad (7.7)$$

$$N_{Ed}/N_{pl,Rd} \leq 0,3 \quad (7.8)$$

$$V_{Ed}/V_{pl,Rd} \leq 0,5 \quad (7.9)$$

unde:

$M_{Ed}$  ,  $N_{Ed}$  ,  $V_{Ed}$  sunt valorile momentelor, forțelor axiale și forțelor tăietoare de proiectare iar

$N_{pl,Rd}$ ,  $M_{pl,Rd}$ ,  $V_{pl,Rd}$  sunt valorile de proiectare ale momentelor, forțelor axiale de compresiune centrică și forțelor tăietoare capabile.

(2) Eforturile secționale de proiectare se vor determina astfel încât să favorizeze dezvoltarea mecanismului favorabil de disipare a energiei seismice. La un anumit nivel momentele din stâlpi și grinzi se pot redistribui în condițiile realizării echilibrului de nod și a păstrării constante a forței tăietoare de nivel.

(3) Relațiile pentru calculul valorilor de proiectare ale eforturilor capabile  $N_{pl,Rd}$ ,  $M_{pl,Rd}$ ,  $V_{pl,Rd}$  ale stâlpilor compoziți sunt date în NP 033-99 cap 4.2.2.. Valoarea de proiectare a forței tăietoare capabile a stâlpului se va determina ca sumă a contribuțiilor componentelor din oțel laminat și din beton armat.

(4) În structurile compozite disipative, zonele de la extremitățile stâlpilor se proiectează ca zone disipative pentru care se iau măsuri de asigurare a ductilității.

(5) Lungimea zonelor critice ale stâlpilor compoziți se calculează cu relațiile:

$$l_{cr} = \max(h_c, l_{cl}/6, 600\text{mm}) \text{ pentru clasa de ductilitate M} \quad (7.10)$$

$$l_{cr} = \max(1,5h_c, l_{cl}/6, 600\text{mm}) \text{ pentru clasa de ductilitate H} \quad (7.11)$$

unde:

$h_c$  este înălțimea secțiunii stâlpului compozit

$l_{cl}$  înălțimea liberă a stâlpului.

(6) Pentru a asigura o capacitate de rotire plastică suficientă și pentru a compensa reducerea capacității de rezistență datorată desprinderii betonului de acoperire , în zonele disipative definite mai sus se vor respecta condițiile de confinare cu etrieri date în 5.3.4.2.2., în care forța axială normalizată de proiectare se calculează cu relația:

$$v_d = N_{Ed}/N_{pl,Rd} = N_{Ed}/(A_a f_{yd} + A_c f_{cd} + A_s f_{yd}) \quad (7.12)$$

unde:

$A_a$ ,  $A_c$ ,  $A_s$  reprezintă ariile de armătură din oțel beton , de beton și respectiv de oțel rigid, iar

$f_{yd}$ ,  $f_{cd}$  valoarea de proiectare a rezistenței la curgere a oțelului și respectiv valoarea de proiectare a rezistenței la compresiune a betonului

(7) Distanțele  $s$  între etrieri în zonele disipative nu vor depăși valorile:

$$s \leq \min(b_o/2, 200\text{mm}, 9d_{bL}) \text{ pentru clasa de ductilitate M} \quad (7.13)$$

$$s \leq \min (b_o/2, 175\text{mm}, 8d_{bL}) \text{ pentru clasa de ductilitate H} \quad (7.14)$$

unde :

$b_o$  este dimensiunea minimă a miezului din beton măsurată între axele etrierilor

$d_{bL}$  este diametrul barelor longitudinale

Pentru zona disipativă de la baza stâlpilor având clasa de ductilitate H

$$s \leq \min (b_o/2, 150\text{mm}, 6d_{bL}) \quad (7.15)$$

(8) În cazul primelor două niveluri ale clădirii , etrierii se vor îndesi pe o lungime egală cu lungimea critică a stâlpilor mărită cu 50%.

(9) Diametrul etrierilor  $d_{bw}$  trebuie să respecte condițiile:

$d_{bw} \geq 6\text{mm}$  pentru clasa de ductilitate M

$$d_{bw} \geq \max ( 0,35d_{bL}^{\max} [f_{ydL}/f_{ydw}]^{0,5}, 8\text{mm}) \text{ pentru ductilitate H} \quad (7.16)$$

unde :

$f_{ydL}$  și  $f_{ydw}$  sunt valorile de proiectare ale rezistențelor la curgere a oțelului armăturilor longitudinale și respectiv transversale.

(10) În zonele disipative diametrul etrierilor de confinare  $d_{bw}$  pentru împiedicarea flambajului local al talpii comprimate va respecta condiția :

$$d_{bw} \geq [(b_f t_f / 8) (f_{ydf} / f_{ydw})]^{0,5} \quad (7.17)$$

unde:

$b_f$  și  $t_f$  sunt lățimea și grosimea tălpii ,

$f_{ydf}$ ,  $f_{ydw}$  sunt valorile de proiectare ale rezistenței la curgere a oțelului tălpii și respectiv a armăturii transversale.

(11) În zonele disipative (critice) distanța între două bare longitudinale consecutive legate la colț de etrieri sau cu agrafe nu va depăși 200mm pentru clasa de ductilitate M și 150mm pentru clasa de ductilitate H.

(12) Prevederile constructive privind ancorajul și înădirea armăturilor stâlpilor compoziți vor fi aceleași cu cele date în secțiunea 5 pentru stâlpii din beton armat .

(13) Acoperirea cu beton a armăturii rigide va fi de minim 75 mm pentru elemente de clasa M și 100mm pentru elemente din clasa H.

#### 7.6.7. Stâlpi compoziți din țevă umplută cu beton

(1) Pentru proiectarea stâlpilor din țevi de oțel umplute cu beton sau umplute și înglobate în beton se vor respecta prevederile NP 033 - 99 cap 4.2.2

(2) În cazul elementelor disipative din țevi umplute cu beton, valoarea de proiectare a forței tăietoare capabile a stâlpului se va determina luând în considerare în calcul sau numai contribuția secțiunii din oțel , sau numai pe cea a miezului din beton armat considerând ca armătură transversală țeava din oțel .

(3) Relația între clasa de ductilitate și suplețea limită a pereților țevii este dată în tab.7.3

### 7.6.8. Elemente compozite cu secțiunea din oțel parțial înglobată în beton armat

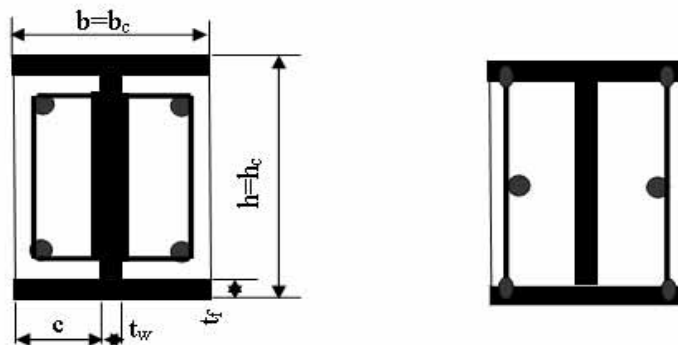
(1) În zonele disipative ale elementelor compozite cu secțiunea din oțel parțial înglobată în beton, distanțele  $s$  între armăturile transversale vor satisface condițiile date la 7.6.6

(2) În cazul elementelor disipative, valoarea de proiectare a forței tăietoare capabile se va determina considerând în calcul numai contribuția secțiunii din oțel cu excepția cazurilor în care sunt luate măsuri speciale de mobilizare a capacității de rezistenței la forță tăietoare a betonului armat, prin realizarea de legături transversale între beton și grinda din oțel.

(3) Armăturile suplimentare sudate de tălpi ca în fig 7.3b pot întârzia flambajul local al tălpilor în zonele disipative. În cazurile în care aceste bare se află la o distanță  $s_l < c$  unde  $c$  este lățimea aripii tălpii, valorile pentru suplețea limită a tălpilor din tabelul 7.3 pot fi mărite astfel :

Pentru  $s_l/c < 0.5$  limitele date în tabelul 7.3 pot crește cu 50%

Pentru  $0.5 < s_l/c < 1$  se va realiza o interpolare liniară între valorile din tabel și cele mărite cu 50%



a) etrieri sudați de inimă

b) bare drepte sudate de tălpi

**Figura 7.3 Armătura transversală a elementelor compozite parțial înglobate în beton**

(4) Diametrul acestor armături suplimentare  $d_{bw}$  va fi cel puțin 8mm și

$$d_{bw} \geq [(b_f t_f / 8)(f_{ydf} / f_{ydw})]^{0.5} \quad (7.18)$$

(5) Armăturile suplimentare se vor suda de tălpi la ambele capete, iar rezistența sudurilor nu va fi mai mică decât rezistența la întindere a armăturilor. Aceste armături vor avea acoperirea cuprinsă între 20mm și 40mm

### 7.6.9. Nodurile cadrelor compozite disipative

(1) Pentru proiectarea nodurilor compozite și hibride se vor respecta prevederile NP 033-99 cap 4.2.4.

(2) Nodurile compozite vor fi dimensionate cu un grad de asigurare superior zonelor disipative ale elementelor adiacente astfel încât deformările inelastice să fie dirijate către acestea.



(3) În timpul acțiunii seismice se va asigura integritatea betonului comprimat al plăcii din jurul stâlpilor prin prevederea de armături suplimentare. Armăturile din placă, amplasate în zona nodurilor, vor respecta condițiile de alcătuire prevăzute în fig 7.2 și anexa G.

(4) Pentru proiectarea îmbinărilor cu sudură sau cu șuruburi a elementelor în nod se va respecta condiția:

$$R_d \geq 1.5 R_{fy} \quad (7.19)$$

unde :

$R_d$  este valoarea de proiectare a eforturilor capabile ale îmbinării iar

$R_{fy}$  este valoarea de proiectare a eforturilor capabile ale elementelor disipative care se îmbină.

(5) În cazul nodurilor compozite grindă –stâlp la care panoul de oțel al nodului este total înglobat în beton, capacitatea de rezistență a nodului se va calcula ca sumă a contribuției betonului armat și a panoului de oțel din nod dacă sunt îndeplinite următoarele condiții:

a) raportul dimensiunilor nodului va respecta condițiile

$$0,6 \leq h_b/h_c \leq 1,4 \quad (7.20)$$

unde :

$h_b$  și  $h_c$  sunt dimensiunile panoului nodului ( egale cu înălțimea secțiunii din oțel a grinzii și respectiv a stâlpului)

$$b) \quad V_{wp,Sd} < 0,8 V_{wp,Rd} \quad (7.21)$$

unde:

$V_{wp,Sd}$  este valoarea forței tăietoare de proiectare a nodului asociată formării articulațiilor plastice în zonele disipative ale grinzilor compozite adiacente

$V_{wp,Rd}$  este valoarea de proiectare a forței tăietoare capabilă a nodului compozit

Cele două valori se calculează în conformitate cu NP 033-99 –cap 4.2.4

(6) La proiectarea nodurilor compozite alcătuite din grinzi de oțel compozite cu plăci de beton armat și stâlpi compoziți sau de beton armat se vor lua următoarele măsuri:

- la fața stâlpului se vor amplasa rigidizări verticale .
- forța tăietoare din grinzi se va distribui între armăturile verticale suplimentare sudată de talpa grinzii și secțiunea din oțel a stâlpului.

(7) Nodurile compozite se vor proiecta astfel încât capacitatea de rotire plastică  $\theta_p$  în zonele disipative ale elementelor adiacente nodului să fie cel puțin egală cu 0.035rad pentru structuri de ductilitate H și 0.025 rad pentru ductilitate M . Capacitatea de rotire plastică se va determina prin integrarea curburilor pe lungimea elementului respectiv

(8) La proiectarea nodurilor hibride alcătuite din grinzi din oțel sau compozite și stâlpi din beton armat se va ține seama de următoarele condiții de alcătuire :

- grinda din oțel va trece continuă prin nod
- la fața stâlpului se vor dispune rigidizări verticale

- în apropierea rigidizărilor verticale se vor dispune în stâlpi armături verticale suplimentare sudate de talpile grinzii, având o rezistență la întindere egală cu forța tăietoare de proiectare a grinzii din oțel. Betonul din zona acestor armături va fi confinat cu armătură transversală care va respecta condițiile din paragraful 7.6.6.
- (9) Nodurile hibride alcătuite din stâlpi din beton și grinzi din oțel nu se recomandă în zone cu seismicitate ridicată  $a_g \geq 0.16$

### **7.7. Proiectarea cadrelor compozite cu contravântuiri centrice**

- (1) La proiectarea cadrelor compozite cu contravântuiri centrice se vor respecta prevederile secțiunii 6.7 referitoare la :
- criteriile de proiectare (6.7.1)
  - calculul cadrelor (6.7.2)
  - dimensionarea elementelor diagonale (6.7.3) a grinzilor și stâlpilor (6.7.4)
- (2) Cadrele compozite cu diagonale centrice vor fi alcătuite din grinzi și stâlpi în soluție compozită cu noduri rigide și diagonale din oțel.

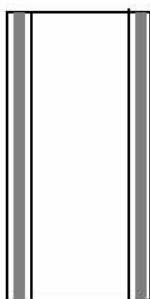
### **7.8. Proiectarea cadrelor compozite cu contravântuiri excentrice**

- (1) La proiectarea cadrelor compozite cu contravântuiri excentrice se vor respecta prevederile secțiunii 6.8 referitoare la :
- criteriile de proiectare (6.8.1)
  - dimensionarea barelor disipative (6.8.2)
  - dimensionarea elementelor care nu conțin bare disipative (6.8.3)
- (2) Cadrele compozite cu contravântuiri excentrice vor fi alcătuite din grinzi, stâlpi și diagonale compozite sau din oțel. Barele disipative vor fi din oțel sau compozite cu placă din beton armat.
- (3) Cadrele compozite cu diagonale excentrice se vor proiecta astfel încât disiparea să se producă prin formarea de zone critice la extremitățile barelor disipative înaintea cedării îmbinărilor, a curgerii sau flambajului grinzilor și a stâlpilor.
- (4) Diagonalele, stâlpii, și zonele grinzilor din afara zonelor disipative se vor proiecta să lucreze în domeniul elastic la forțele maxime asociate plastificării barelor disipative, cu considerarea efectelor consolidării oțelului.
- (5) În cazul structurilor la care barele disipative sunt amplasate lângă stâlpi din beton armat sau stâlpi compoziți, se vor prevedea la fața stâlpilor rigidizări verticale pe ambele părți ale secțiunii barei disipative. Armatura transversală din stâlp din zona barei disipative va respecta condițiile date la 7.6.6.
- (6) Îmbinările barelor disipative se vor proiecta considerând suprarezistența secțiunii și cea a materialului barei disipative datorată consolidării oțelului.
- (7) În evaluarea valorii de proiectare a capacității de rezistență la întindere a diagonalelor compozite se va considera în calcul numai secțiunea din oțel a diagonalei.

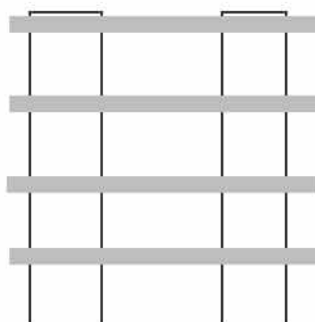
### 7.9. Proiectarea structurilor cu pereți compoziți

(1) Prevederile acestui capitol se referă la sistemele structurale compozite aparținând tipurilor definite în fig 7.4.

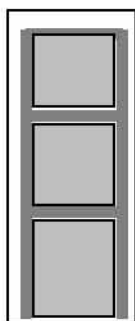
Tip 1 Pereți compoziți din beton armat cu armatură rigidă în zonele de capăt



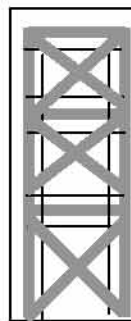
Tip 2 Pereți compoziți sau din beton armat cuplați cu grinzi compozite sau metalice



Tip 3 –Pereți compoziți cu panou din oțel înglobat în inimă și cu bulbi și centuri cu armatura rigidă



Tip 4 –Pereți compoziți cu diagonale din armatură rigidă înglobate în inimă și cu bulbi și centuri cu armatură rigidă



**Figura 7.4 Sisteme structurale pentru pereții compoziți**

(2) În cazul pereților compoziți de tipul 1 energia se disipează prin încovoiere în zonele disipative amplasate la baza pereților.

(3) În cazul tipului 2 de pereti compoziți disiparea energiei se realizează în zona de la baza pereților și în grinzile de cuplare.

(4) În cazul peretilor compoziti de tip 3 cu panoul din oțel înglobat în betonul armat al inimii disiparea energiei se produce în zona de la baza peretelui. Prin înglobarea în beton armat, panoul din oțel este împiedicat să-și piardă stabilitatea.

(5) În cazul pereților compoziti de tip 4 disiparea energiei seismice se produce în secțiunile de la baza pereților, diagonalele din oțel înglobate asigurând armarea eficientă a inimii peretelui.



### 7.9.1 Calculul structurilor cu pereți compoziți

(1) Calculul rigidității de proiectare a pereților compoziți va ține seama de aportul armăturii rigide înglobate. În cazul pereților compoziți, rigiditățile se vor calcula cu relațiile :

$$(EI)_c = EI_a + 0,5E_{cm}I_c + EI_s \quad (7.22)$$

(2) Relațiile de calculul ale eforturilor de proiectare pentru impunerea mecanismului de plastificare în cazul pereților compoziți sunt date în capitolul 5.3.3.5 din prezentul cod.

(3) Pentru calculul valorilor de proiectare ale eforturilor capabile și pentru alcătuirea pereților compoziți se vor respecta prevederile date în NP 033-99 cap 4.3.

(4) În cazul pereților compoziți cu inimă din beton armat (tipul 1 și tipul 2) se consideră că forța tăietoare este preluată integral de inima din beton armat a peretelui iar momentul de încovoiere de ansamblul peretelui.

(5) În cazul pereților compoziți care au armatură rigidă în inimă (tipul 3 și 4) forța tăietoare este preluată prin suma contribuțiilor betonului armat și a armăturii rigide din inimă.

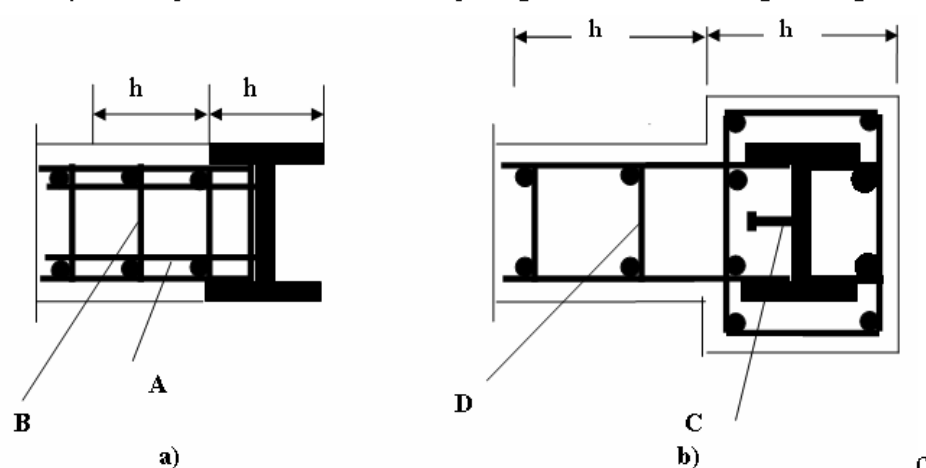
(6) Asigurarea cerințelor de ductilitate locală și lungimile zonelor disipative ale pereților compoziți sunt cele din 5.3.4.3.2

(7) Panourile din beton armat ale peretilor compoziți vor respecta prevederile de alcătuire constructivă și de dimensionare ale pereților din beton armat date în cap 5 .

(8) Zonele de capăt ale pereților cu armatură rigidă total înglobată în beton vor fi proiectate în conformitate cu paragraful 7.6.6 din prezentul cod și cu paragraful 4.2.2 din NP033-99.

(9) Zonele de capăt ale pereților cu armatură rigidă cu înglobare parțială în beton se vor proiecta ținând cont de prevederile paragrafului 7.6.8.

(10) Transferul eforturilor tangențiale între zonele de capăt ale peretelui și panoul din beton armat al inimii peretelui se va realiza prin conectori, prin bare sudate de secțiunea din oțel a stâlpului sau bare trecute prin găurile armăturii rigide (fig 7.5)



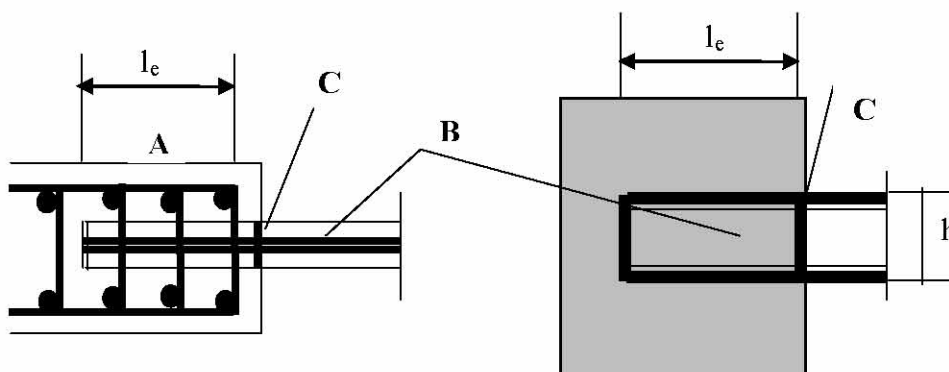
a) Element de capăt parțial înglobat în beton utilizat în sisteme de tip 1

b) Element de capăt total înglobat în beton utilizat în sisteme de tip 1

A = bare sudate de stâlp    B = armătură transversală    C = conectori    D = agrafe

**Figura 7.5 Detalii pentru zonele de capăt ale pereților compoziți**

(11) Riglele de cuplare din oțel sau composite cu placă din beton vor avea o lungime de înglobare suficientă în peretele din beton armat, capabilă să transmită peretelui momentele și forțele tăietoare de proiectare ale grinzii de cuplare. Lungimea de înglobare  $l_e$  se măsoară de la primul rând de armatură al zonelor de capăt (fig 7.6). Lungimea de înglobare nu va fi mai mică de  $1.5h$  unde  $h$  este înălțimea grinzii de cuplare.



A=Armatură suplimentară a peretelui în zona de înglobare a grinzii din oțel

B = Grindă de cuplare din oțel      C = Rigidizări verticale

**Figura 7.6 Grinzi de cuplare ale pereților din beton armat și detalii de înglobare pentru clasa de ductilitate H**

(12) În zona de înglobare a grinzii de cuplare se vor dispune în perete armături verticale sudate de talpile grinzii cu o capacitate de rezistență la întindere egală cu forța tăietoare capabilă a grinzii.  $2/3$  din aria acestei armături se va amplasa în prima jumătate a lungimii de înglobare. Armătura se va prelungi simetric deasupra și dedesubtul tălpilor grinzii de cuplare cu o lungime egală cu lungimea de ancoraj. În această zonă armătura transversală va respecta condițiile date în 7.6.6.

(13) În cazul clasei de ductilitate M armătura de confinare a elementelor de capăt ale pereților compoziti se va realiza pe o distanță egală cu  $h$ , iar pentru clasa de ductilitate H aceasta distanță se va extinde la  $2h$ . ( $h$  este înălțimea elementului de capăt în planul peretelui), fig 7.5.

(14) Conectarea panoului din oțel cu cadrul de înrămare se va realiza continuu cu sudură sau cu șuruburi.

(15) Grosimea minimă de înglobare în beton a panoului din oțel va fi de 200 mm (minimum 100mm pe fiecare parte a panoului).

(16) Procentul minim de armare al betonului de înglobare va fi de 0.25% pe ambele direcții.

(17) Conectarea între panoul din oțel și betonul de înglobare se va realiza cu conectori sudați sau cu agrafe care trec prin găuri practicate în panoul din oțel.

(18) Golurile din panoul din oțel al inimii peretelui compozit vor fi rigidizate.

### **7.10. Proiectarea fundațiilor structurilor compozite**

- (1) Sistemul de fundații al structurilor compozite se va proiecta cu un grad de asigurare sporit în raport cu suprastructura la forțe corespunzătoare mecanismului structurii de disipare a energiei.
- (2) Se recomandă ca armatura rigidă din oțel a elementelor compozite verticale să fie ancorată în elementele din beton armat ale infrastructurii (pereții subsolurilor și în fundații) astfel încât placa de bază a acestora să se afle sub cota în care se consideră încastrarea structurii. Armatura rigidă se va ancora atât la nivelul plăcii de bază, cât și pe înălțimea de înglobare .
- (3) La proiectarea infrastructurilor se vor respecta prevederile cap 5.6 din prezentul cod și cap 4.2.2. din NP 033-99



## 8. PREVEDERI SPECIFICE PENTRU CONSTRUCȚII DE ZIDĂRIE

### 8.1. Generalități

#### 8.1.1. Obiectul prevederilor

(1) Prezentul capitol are ca obiect definirea cerințelor specifice pentru construcțiile din zidărie amplasate în zone seismice.

(2) Prevederile din prezentul capitol completează prevederile generale privind elementele și structurile din zidărie date în *“Cod de proiectare pentru structuri din zidărie”* CR6-2006, cu următoarele elemente specifice proiectării seismice:

- precizează cerințele de performanță seismică pentru construcțiile din zidărie;
- precizează condițiile de efectuare a verificărilor de siguranță;
- definește și detaliază cerințele suplimentare pe care trebuie să le satisfacă materialele utilizate și unele condiții tehnologice speciale;
- precizează coeficienții de calcul specifici pentru diferite materiale și pentru diferite tipuri de structuri;
- definește și detaliază cerințele/regulile constructive suplimentare pe care trebuie să le satisfacă diferitele tipuri din zidărie.

(3) Prevederile se referă la pereții structurali din zidărie cu următoarele tipuri de alcătuire:

- zidărie simplă/nearmată (ZNA);
- zidărie confănată (ZC);
- zidărie confănată și armată în rosturile orizontale (ZC+AR);
- zidărie cu inimă armată (ZIA).

(4) Prevederile prezentului capitol se referă și la panourile din zidărie de umplutură la cadre de beton armat sau de oțel.

(5) Prevederile din acest capitol nu se aplică structurilor realizate cu elemente pentru zidărie și/sau cu mortare pentru care nu există norme naționale sau norme europene asimilate ca norme naționale. Deasemeni prevederile nu se aplică zidăriilor cu lege constitutivă  $\sigma - \varepsilon$  de tip fragil (care nu corespunde prevederilor din CR6-2006, 4.1.2.1.). Utilizarea prevederilor din acest capitol în asemenea situații se va face numai pe baza unor reglementări sau acorduri tehnice specifice.

Nota: Reglementările tehnice, inclusiv acordurile tehnice specifice, la care se face trimitere în prezentul capitol trebuie să fie elaborate și aprobate conform legislației din România și să fie bazate pe rezultatele relevante ale unui număr suficient de mare de încercări care să fundamenteze, cu un grad corespunzător de încredere, caracteristicile mecanice și celelalte proprietăți necesare pentru proiectarea structurilor din zidărie.

(6) Condițiile de calitate și caracteristicile mecanice ale materialelor componente și ale zidăriilor realizate cu acestea, pot fi stabilite pe baza:

- prevederilor din CR6-2006, 1.1.(10);
- încercărilor cu program specific pentru definirea caracteristicilor necesare pentru proiectarea structurilor din zidărie în zone seismice.

### 8.1.2. Documente de referință

Prevederile din prezentul capitol se aplică împreună cu prevederile reglementărilor în vigoare referitoare la:

- acțiuni în construcții, clasificarea și gruparea încărcărilor;
- calculul, alcătuirea și execuția construcțiilor de beton și beton armat;
- proiectarea structurilor din zidărie;
- materialele componente ale zidăriei (elemente pentru zidărie, mortare)

Notă. Lista extinsă a documentelor de referință, valabilă și pentru prezentul capitol al P100-1/2006 este dată în CR6-2006, 1.5.

### 8.1.3. Definiții

- (1) În acest capitol se folosesc definițiile generale din Cap.1, 1.2.
- (2) Definițiile specifice lucrărilor din zidărie folosite în acest capitol, sunt cele din CR6-2006, 1.3.cu precizări suplimentare față de acestea, când este cazul.

### 8.1.4. Notații

- (1) În acest capitol se folosesc notațiile generale date la Cap.1, 1.4.
- (2) Notațiile specifice lucrărilor din zidărie folosite în acest capitol sunt cele date în CR6-2006, 1.4.
- (3) Notațiile suplimentare introduse în acest capitol sunt explicitate în text.

## 8.2. Materiale

### 8.2.1. Elemente pentru zidărie. Domenii de utilizare

(1) Pentru realizarea elementelor structurale și nestructurale din zidărie, în condițiile prezentului Cod, se pot folosi următoarele elemente pentru zidărie corespunzătoare normelor europene asimilate (SR EN):

- elemente pentru zidărie din argilă arsă (SR EN 771-1);
- cărămizi pline ;
- cărămizi și blocuri din argilă arsă cu goluri verticale;
- elemente pentru zidărie din beton celular autoclavizat (SR EN 771-4);

(2) Prevederile prezentului capitol nu sunt aplicabile pentru zidăriile realizate cu:

- elemente pentru zidărie din silico-calcăr (SR EN 771-2);
- elemente pentru zidărie din beton, cu agregate obișnuite sau ușoare (SR EN 771-3);
- elemente pentru zidărie din piatră artificială (SR EN 771-5);
- elemente pentru zidărie din piatră cioplită (SR EN 771-6);

Condițiile de utilizare a acestora pentru elemente structurale și nestructurale vor fi stabilite prin reglementări speciale elaborate conform prevederilor de la 8.1.1.(5).

(3) Zidăriile executate din blocuri mici cu goluri verticale din beton cu agregate ușoare (SR EN 771-3:2004) pot fi folosite pentru pereți structurali și nestructurali, în condițiile prevăzute în normele tehnice specifice, numai pentru construcții din clasa de importanță IV, dacă sunt satisfăcute condițiile date la 8.5. cu privire la alcătuirea generală a construcției și numai dacă se demonstrează, prin calcul, că sunt satisfăcute, pentru forțele seismice de proiectare date în prezentul Cod, cerințele de stabilitate, de rezistență și de rigiditate prevăzute la 8.6.

(4) Elementele pentru zidărie cu goluri orizontale (SR EN 771-1 :2003) pot fi folosite pentru pereți structurali numai la construcții cu un singur nivel cu funcțiunea de anexe gospodărești și la construcții provizorii precum și pentru pereți nestructurali la construcții din clasa de importanță IV.

(5) Elementele pentru zidărie care nu corespund prevederilor din SR EN 771/1÷6 și/sau prevederilor de la 8.2.1.1., (2) și (3) vor fi utilizate, indiferent de valoarea accelerației seismice de proiectare  $a_g$  la amplasament, numai dacă pentru acestea există o reglementare tehnică de utilizare.

#### **8.2.1.1. Caracteristicile elementelor pentru zidărie**

(1) Caracteristicile mecanice, geometrice, de formă și de aspect, inclusiv toleranțele de fabricație, ale elementelor pentru zidărie vor fi conforme standardelor de produs.

(2) În scopul de a evita ruperile fragile sub efectul încărcărilor seismice, elementele pentru zidărie cu goluri verticale realizate la turnare, încadrate în grupa 2, trebuie să satisfacă cerințele geometrice din CR6-2006, 3.1.2.2(4).

(3) Elementele pentru zidărie cu goluri verticale încadrate în grupa 2S conform CR6-2006, 3.1.2.2.(5), pot fi utilizate numai în condițiile speciale din prezentul Cod și cu respectarea prevederilor de calcul și alcătuire din CR6-2006.

(4) Pentru executarea elementelor structurale din zidărie se vor folosi elemente pentru zidărie din clasa I, definită conform CR6-2006, 1.3.3.

Elementele pentru zidărie din clasa II pot fi folosite numai pentru:

- elemente structurale la construcții din clasa de importanță IV în zonele cu  $a_g \leq 0,12g$ ;
- elemente nestructurale la construcții din clasele de importanță III și IV, în zonele cu  $a_g \leq 0,16g$ ;
- anexe gospodărești și construcții provizorii în toate zonele seismice.

#### **8.2.1.2. Caracteristici mecanice, valori minime.**

(1) La proiectarea pereților structurali și nestructurali din zidărie, rezistența necesară la compresiune a elementelor pentru zidărie va fi stabilită de către proiectant, prin calcul, în funcție de intensitatea eforturilor din încărcările verticale și seismice, cu respectarea valorilor minime date la (2).

(2) Rezistența standardizată la compresiune ( $f_b$ ) a elementelor pentru zidărie, definită în CR6-2006, 3.1.3.1.1, va fi cel puțin egală cu valorile următoare:



- pereți structurali (inclusiv panouri de umplutură care conlucrează cu cadrele din beton armat sau din oțel):
  - normal pe fața rostului orizontal :  $f_b = 7,5 \text{ N/mm}^2$ ;
  - paralel cu fața rostului orizontal, în planul peretelui :  $f_{bh} = 2,0 \text{ N/mm}^2$ .
- pereți nestructurali (inclusiv panouri de umplutură care nu conlucrează cu cadrele):
  - $f_b = 7,5 \text{ N/mm}^2$  - pentru clădirile din clasele de importanță I și II;
  - $f_b = 5,0 \text{ N/mm}^2$  - pentru clădirile din clasele de importanță III și IV.

## 8.2.2. Mortare

### 8.2.2.1. Tipuri de mortare

(1) Pentru executarea elementelor structurale și nestructurale din zidărie se vor folosi *mortare pentru zidărie pentru utilizare generală (G)* așa cum sunt definite în SR EN 998-2-2004 ca document normativ de referință și în CR6-2006, 1.3.2.

(2) Mortarul *pentru zidărie pentru utilizare generală (G)*, preparat la șantier, care nu îndeplinește toate condițiile din SR EN 998-2-2004, va putea fi folosit, prin excepție de la (1), numai dacă respectă integral prevederile Instrucțiunilor tehnice C17-82, pentru:

- clădiri din clasele de importanță III și IV, în zonele cu  $a_g \leq 0,12g$ ;
- elemente nestructurale la clădiri din clasele de importanță III și IV, în zonele cu  $a_g \leq 0,16g$ ;
- anexe gospodărești și construcții provizorii, în toate zonele seismice.

### 8.2.2.2. Caracteristici mecanice, valori minime

Pentru proiectarea pereților structurali și nestructurali din zidărie, indiferent de accelerația seismică de proiectare  $a_g$  a amplasamentului, rezistența necesară a mortarului va fi stabilită de către proiectant, prin calcul, în funcție de intensitatea eforturilor din încărcările verticale și seismice, cu respectarea valorilor minime date în CR6-2006, 3.1.2.2.(4), tabelul 3.2.

### 8.2.3. Țeserea zidăriei

(1) Elementele structurale și nestructurale la care se folosesc elementele pentru zidărie menționate la 8.2.1 vor fi realizate cu zidărie “țesută”, conform CR6-2006.

(2) Pentru pereții structurali ai tuturor clădirilor din clasele de importanță I-IV, indiferent de valoarea accelerației seismice de proiectare  $a_g$  la amplasament, rosturile verticale și orizontale ale zidăriei vor fi umplute complet cu mortar.

(3) Elementele pentru zidărie cu legături mecanice de tip “nut și feder/lambă și uluc”, produse în țară sau din import, se vor folosi, indiferent de valoarea accelerației seismice de proiectare  $a_g$  la amplasament, numai pentru realizarea pereților nestructurali, în conformitate cu prevederile reglementărilor specifice pentru produsul respectiv.

#### 8.2.4. Betoane

(1) Clasa betonului pentru elementele de confinare (centuri și stâlpișori) și pentru stratul median al zidăriei cu inimă armată va fi stabilită prin calcul în funcție de intensitatea eforturilor din încărcările verticale și seismice, cu respectarea condițiilor minime date în CR6-2006, 3.3.2 (2) și 3.3.2.(3).

(2) Clasa de consistență a betonului proaspăt va fi aleasă, pentru fiecare tip de element, conform CR6-2006, 3.3.2.(7), astfel încât să se asigure betonarea corectă a acestuia.

#### 8.2.5. Armături

(1) Armăturile folosite pentru pereții din zidărie armată, inclusiv pentru riglele de cuplare, în cazul pereților cu goluri, vor respecta cerințele din CR6-2006, 3.4.

(2) Folosirea plaselor sudate STNB pentru armarea stratului median al pereților din zidărie cu inimă armată este permisă numai în condițiile de la 8.5.4.2.4.

(3) Pentru caracteristicile mecanice de rezistență și deformabilitate, fasonarea, înmădarea și ancorarea armăturilor se vor utiliza prevederile din SR EN 1992-1-1<sup>1</sup> ca document normativ de referință, cu excepția cazurilor în care, în acest capitol, sunt date alte prevederi. Limita de curgere a oțelurilor pentru armarea pereților din zidărie va fi  $\leq 400$  MPa.

#### 8.2.6. Alte materiale pentru armarea zidăriei

Zidăria poate fi armată și cu grile polimerice de înaltă densitate și rezistență în condițiile precizate în CR6-2006, 3.5.

### 8.3. Construcții cu pereți structurali din zidărie

#### 8.3.1. Tipuri din zidărie

(1) Prezentul capitol se referă la tipurile din zidărie menționate la 8.1.1.(3).

(2) Pentru pereții din zidărie armată (ZC, ZC+AR și ZIA) conlucrarea zidăriei și betonului armat se obține prin turnarea elementelor de beton după executarea zidăriei.

(3) Pentru structurile în cadre din beton armat sau din oțel, pereții de umplutură din zidărie, executați după turnarea/montarea cadrelor, pot fi considerați pereți structurali dacă sunt panouri pline sau cu un gol de ușă / fereastră pentru care se poate identifica un sistem de diagonale comprimate care transmit eforturile la cadru.

#### 8.3.2. Condiții de utilizare

(1) Numărul maxim de niveluri peste secțiunea de încastrare ( $n_{niv}$ ) al clădirilor din zidărie, pentru care se aplică prevederile prezentului Cod, se limitează în funcție de:

- accelerația seismică de proiectare la amplasament ( $a_g$ );

- clasa de regularitate/neregularitate structurală definită la 4.4.3;
- clasa de importanță și de expunere la cutremur a clădirii, stabilită conform 4.4.5;
- tipul/alcătuirea zidăriei (ZNA, ZC, ZC+AR, ZIA);
- grupa elementelor pentru zidărie (1, 2, 2S), definită conform CR6-2006, 3.1.2.2.

Notă. Secțiunea de încastrare a ansamblului pereților structurali este definită în CR6-2006, 6.3.1.(2).

(2) Prevederea în proiect a densității minime constructive a pereților structurali ( $p\%$ ), conform tabelelor 8.3÷8.4 și 8.3.2.2.(5), nu asigură, în toate cazurile, satisfacerea cerinței de siguranță și, din acest motiv, nu elimină obligația proiectantului de a verifica, prin calcul, îndeplinirea acestora conform prevederilor de la 8.6 și din Codul CR6-2006.

### 8.3.2.1. Condiții de utilizare pentru zidăria nearmată

(1) Din cauza capacității scăzute de a disipa energia seismică, datorită rezistenței mici la întindere și a ductilității reduse, se recomandă ca utilizarea structurilor din zidărie nearmată să fie evitată.

(2) Structurile din zidărie nearmată pot fi folosite numai dacă îndeplinesc toate condițiile din CR6-2006, 5.2.2.1.

(3) Numărul maxim de niveluri peste secțiunea de încastrare ( $n_{niv}$ ) pentru clădiri cu pereți structurali din zidărie nearmată (ZNA), cu elemente din argilă arsă din grupele 1 și 2, și valoarea minimă constructivă asociată a densității pereților structurali - interiori+exteriori – ( $p\%$ ), pe fiecare din direcțiile principale, în funcție de accelerația seismică de proiectare ( $a_g$ ), sunt date în tabelul 8.1.

Tabelul 8.1

$n_{niv}$	Accelerația seismică de proiectare $a_g$			
	0.08g	0.12g, 0.16g	0.20g	0.24g, 0.28g, 0.32g
1	$\geq 4\%$	$\geq 4\%$	$\geq 5\%$	$\geq 6\%$ (*)
2	$\geq 4\%$	$\geq 6\%$ (**)	NA	NA
3	$\geq 5\%$	NA	NA	NA

(\*) Numai cu mortar M10 și C10 (\*\*) Numai cu mortar M10 și C10 pentru  $a_g = 0.16g$

Notă. În cazul clădirilor din ZNA mansarda se consideră "nivel" care se include în numărul total admis conform tabelului 8.1. chiar dacă îndeplinește condițiile de la 8.3.2.2.(4).

NA - nu se acceptă

(4) Structurile din zidărie nearmată (ZNA), cu elemente din argilă arsă din grupa 2S, și din elemente din BCA (GBN50) pot fi folosite numai pentru clădiri de locuit cu un singur nivel peste secțiunea de încastrare ( $n_{niv} = 1$ ), în zona cu accelerația seismică de proiectare  $a_g = 0.08g$ , cu respectarea condițiilor de la (2).

(5) Structurile din zidărie nearmată (ZNA) cu elemente din argilă arsă din grupele 1, 2 și 2S și cu elemente din BCA (GBN50 și GBN35) pot fi folosite, indiferent de zona seismică, pentru:

- construcții cu un singur nivel peste secțiunea de încastrare, cu funcțiunea de anexe gospodărești care adăpostesc bunuri de valoare redusă și în care accesul oamenilor este întâmplător;
- construcții provizorii, cu durata de utilizare prevăzută mai mică de trei ani (construcții pentru organizare de șantier, de exemplu).



**8.3.2.2. Condiții de utilizare pentru zidăria armată**

(1) Clădirile cu structuri din zidărie confinată (ZC sau ZC+AR), și cele din zidărie cu inimă armată (ZIA), pot fi utilizate, în condițiile de calcul, de dimensionare și de alcătuire constructivă precizate în CR6-2006, cu condiția limitării numărului de niveluri peste secțiunea de încastrare ( $n_{niv}$ ) și a prevederii densității minime constructive a pereților structurali - interiori + exteriori ( $p\%$ ), în funcție de accelerația seismică de proiectare ( $a_g$ ), conform aliniatelor următoare.

(2) Numărul maxim de niveluri peste secțiunea de încastrare ( $n_{niv}$ ) pentru clădiri cu pereți structurali din zidărie confinată (ZC), zidărie confinată și armată în rosturi (ZC+AR) și zidărie cu inimă armată (ZIA), cu elemente din argilă arsă din grupele 1 și 2, și valoarea minimă constructivă asociată a densității pereților structurali - interiori+exteriori - ( $p\%$ ) pe fiecare direcție principală, în funcție de accelerația seismică de proiectare ( $a_g$ ) sunt date în tabelul 8.2.

Tabelul 8.2.

$n_{niv}$	Accelerația seismică de proiectare $a_g$			
	0.08g, 0.12g	0.16g, 0.20g	0.24g	0.28g, 0.32g
1	$\geq 3\%$	$\geq 4\%$	$\geq 4\%$	$\geq 4\%$
2	$\geq 3\%$	$\geq 4\%$	$\geq 5\%$	$\geq 6\%$
3	$\geq 4\%$	$\geq 5\%$	$\geq 6\%$	NA
4	$\geq 4\%$	$\geq 6\%$	NA	NA
5	$\geq 5\%$	NA	NA	NA

NA - nu se acceptă

(3) Numărul maxim de niveluri peste secțiunea de încastrare ( $n_{niv}$ ) pentru clădiri cu pereți structurali din zidărie confinată (ZC), zidărie confinată și armată în rosturi (ZC+AR) și zidărie cu inimă armată (ZIA), cu elemente din argilă arsă din grupa 2S, și valoarea minimă constructivă asociată a densității pereților structurali - interiori+exteriori - ( $p\%$ ), în funcție de accelerația seismică de proiectare ( $a_g$ ) sunt date în tabelul 8.3.

Tabelul 8.3

Accelerația seismică $a_g$	0.08g	0.12g, 0.16g	0.20g, 0.24g	0.28g, 0.32g
Densitatea pereților $p\%$	$\geq 4\%$	$\geq 5\%$	$\geq 6\%$	$\geq 7\%$
Număr maxim de niveluri peste secțiunea de încastrare $n_{niv}$	4 (P+3E)	3 (P+2E)	2 (P+1E)	1 (P)

(4) În cazul clădirilor din zidărie armată (ZC, ZC+AR și ZIA) cu mansardă peste ultimul nivel curent, aceasta nu se include în numărul de niveluri peste secțiunea de încastrare maxim admis conform tabelului 8.3. dacă sunt îndeplinite următoarele condiții:

- densitatea minimă constructivă a pereților dată la (2) și (3) se majorează cu 1.0% ;
- pereții perimetrali din zidărie nu depășesc o înălțime medie de 1.25 m;
- pereții de compartimentare sunt de tip ușor (gips-carton);
- șarpanta din lemn nu dă împingeri în pereții perimetrali;

- zidăria pereților structurali de la mansardă este confinată cu stâlpișori de beton armat în continuarea celor de la nivelul inferior;
- la partea superioară a pereților mansardei există o centură de beton armat.

Dacă cel puțin una din aceste condiții nu este îndeplinită, mansarda va fi considerată “nivel” iar înălțimea clădirii se va încadra în limitele date în tabelele 8.2 și 8.3.

(5) Numărul maxim de niveluri peste secțiunea de încastrare ( $n_{niv}$ ) pentru clădiri cu pereți structurali din zidărie confinată (ZC) sau confinată și armată în rosturile orizontale (ZC+AR), executată cu elemente din BCA/GBN50 este:

- $n_{niv} = 2$  (P+1E) în zonele cu  $a_g \leq 0.16g$  cu densitatea minimă constructivă a pereților  $p = 5\%$ ;
- $n_{niv} = 1$  (P) în zonele cu  $a_g \geq 0.20g$ , cu densitatea minimă constructivă a pereților  $p = 6\%$ .

(6) În cazul în care pe planșeul peste ultimul nivel curent al clădirii sunt prevăzute construcții anexe (uscătorii, spălătorii, etc) care ocupă mai puțin de 20% din suprafața etajului curent și a căror înălțime nu este mai mare decât înălțimea acestuia, încăperile respective vor fi considerate ca o proeminență a clădirii principale și vor fi tratate conform prevederilor din CR6-2006, 6.3.2.1.(2) (nu vor fi considerate ca “nivel” în limitele indicate în tabelele 8.2 și 8.3).

(7) Numărul maxim de niveluri peste secțiunea de încastrare ( $n_{niv}$ ) dat în tabelele 8.3 și 8.4 poate fi depășit cu un nivel dacă sunt îndeplinite următoarele două condiții:

- se folosesc elemente pentru zidărie cu  $f_b > 10\text{N/mm}^2$  și mortar  $\geq M10$ ;
- siguranța structurii este justificată prin calcul cu un procedeu static neliniar (biografic) conform 4.5.3.5.2. (a se vedea și CR6-2006, 6.3.2.(3)).

### 8.3.3. Regularitate și neregularitate geometrică și structurală

Criteriile pentru evaluarea regularității clădirii sunt date la 4.4.3.

### 8.3.4. Factori de comportare

(1) Factorii de comportare “ $q$ ” pentru structurile din zidărie, stabiliți în funcție de tipul zidăriei, de *clasa de regularitate* a construcției și de *factorul de suprarezistență* al structurii ( $\alpha_u/\alpha_1$ ) se vor lua din tabelul 8.4.

(2) Factorul de suprarezistență este definit prin expresia  $\alpha_u/\alpha_1$  în care:

- $\alpha_u$  reprezintă 90% din forța seismică orizontală pentru care, dacă efectele celorlalte acțiuni rămân constante, structura atinge valoarea maximă a forței laterale capabile;
- $\alpha_1$  reprezintă forța seismică orizontală pentru care, dacă efectele celorlalte acțiuni rămân constante, primul element structural atinge rezistența ultimă (la încovoiere cu forța axială sau la forfecare).

(3) Pentru clădirile cu  $n_{niv} \geq 2$ , valorile  $\alpha_u/\alpha_1$  se vor lua după cum urmează:

- zidărie cu elemente din grupele 1 și 2:

- clădiri cu structura din zidărie nearmată:  $\alpha_u/\alpha_1 = 1.10$
- clădiri cu structura din zidărie armată :  $\alpha_u/\alpha_1=1.25$
- zidărie cu elemente din grupa 2S:
- clădiri cu structura din zidărie nearmată și armată :  $\alpha_u/\alpha_1 = 1.00$

Tabelul 8.4

Regularitate		Factorul de comportare q pentru tipul zidăriei			
Plan	Elevație	ZNA	ZC	ZC + AR	ZIA
Da	Da	$2.00 \alpha_u/\alpha_1$	$2.50 \alpha_u/\alpha_1$	$3.00 \alpha_u/\alpha_1$	$3.50 \alpha_u/\alpha_1$
Nu	Da	$2.00 \alpha_u/\alpha_1$	$2.50 \alpha_u/\alpha_1$	$3.00 \alpha_u/\alpha_1$	$3.50 \alpha_u/\alpha_1$
Da	Nu	$1.75 \alpha_u/\alpha_1$	$2.00 \alpha_u/\alpha_1$	$2.50 \alpha_u/\alpha_1$	$3.00 \alpha_u/\alpha_1$
Nu	Nu	$1.50 \alpha_u/\alpha_1$	$1.75 \alpha_u/\alpha_1$	$2.00 \alpha_u/\alpha_1$	$2.50 \alpha_u/\alpha_1$

Note .

1° În cazul structurilor cu un singur nivel valorile "q" din tabel se reduc cu 15%

2° Factorul de comportare "q" pentru zidăria confinată și armată în rosturile orizontale se folosește numai dacă armăturile din rosturi respectă cerințele minime din CR6-2006, 7.1.2.3.

#### 8.4. Calculul seismic al construcțiilor cu pereți structurali din zidărie

(1) Calculul seismic al construcțiilor cu pereți din zidărie se va face conform principiilor și regulilor din CR6-2006 cu precizările din acest subcapitol.

(2) Modelele și metodele de calcul date în acest subcapitol au în vedere realizarea unei comportări postelastice favorabile a structurii, în condițiile în care:

- structura este alcătuită și dimensionată astfel încât să fie realizat mecanismul favorabil de disipare a energiei seismice din CR6-2006;
- alcătuirea constructivă permite redistribuirea eforturilor între pereții structurali;
- sunt respectate condițiile de siguranță, regulile și detaliile constructive din acest subcapitol și din CR6-2006.

(3) Pentru construcțiile cu pereți din zidărie spectrul de răspuns elastic va fi calculat cu relația (A.7.1.). Factorul de corecție dat de relația (A.7.2) se va lua  $\eta=0,88$  corespunzător fracțiunii din amortizarea critică  $\xi=8\%$ .

##### 8.4.1. Condiții generale

(1) Modelul de calcul structural trebuie să reprezinte în mod adecvat proprietățile de rigiditate ale întregului sistem structural.

(2) Rigiditatea elementelor structurale va fi luată în considerare conform prevederilor din CR6-2006, 6.3.1.

(3) Pentru modelul de calcul, planșeele pot fi considerate, fără verificări suplimentare, diafragme rigide în plan orizontal dacă:

- satisfac condițiile din CR6-2006, 5.3.1(2);
- golurile nu afectează semnificativ rigiditatea în plan orizontal a planșeului.



(4) Plinurile din zidărie (sub/peste nivelul planșeului-buiandrug și/sau parapet) pot fi considerate, în modelul de calcul, ca grinzi de cuplare între două elemente de perete dacă sunt țesute efectiv cu pereții alăturați și dacă sunt legate atât cu centura planșeului cât și cu buiandrugul de beton armat de sub zidărie. Soluția cu rigle de cuplare mixte (zidărie+beton armat) nu va fi folosită în cazul clădirilor etajate cu înălțime de etaj  $\leq 3.00$  m și, pentru orice înălțime de nivel în zonele cu  $a_g \geq 0.12g$ .

(5) Dacă sunt îndeplinite condițiile de la (4) sau dacă riglele de cuplare sunt integral din beton armat și modelul de calcul ia în considerare grinzile de cuplare, se poate folosi un calcul de cadru pentru determinarea efectelor acțiunilor verticale și seismice în montanți și în grinzile de cuplare.

(6) Forțele tăietoare de bază pentru pereții structurali determinate prin calculul liniar elastic, conform 4.4.3., pot fi redistribuite între pereții de pe aceeași direcție, cu condiția ca echilibrul global să fie satisfăcut și ca forța tăietoare în oricare perete să nu fie redusă/sporită cu mai mult de 20%.

(7) Pentru determinarea eforturilor secționale (N,M,V) în elementele structurii și pentru determinarea deplasărilor laterale ale acestora poate fi folosit orice program de calcul bazat pe principiile recunoscute ale mecanicii structurilor.

(8) Pentru structurile alcătuite din cadre din beton armat sau din oțel, în modelul de calcul se va ține seama de pereții din zidărie de umplutură care îndeplinesc condițiile de la 8.3.1.(3).

(9) Calculul eforturilor secționale pentru pereții de umplutură se va face conform 8.6.1.1.(5) și 8.6.1.1.(6) iar rezistența de proiectare a acestora va fi calculată conform 8.7.4. și CR6-2006, 6.6.5.

#### **8.4.2. Modele și metode de calcul pentru stabilirea forțelor seismice**

(1) Pentru stabilirea forțelor seismice de proiectare care acționează în planul peretelui, modelul și metoda de calcul vor fi cele date în tabelul 4.1., în funcție de clasa de regularitate a construcției, cu precizările și detalierile date în CR6-2006, 6.3.

(2) Forțele seismice de proiectare care acționează perpendicular pe planul peretelui se vor determina în conformitate cu prevederile Capitolului 10 din prezentul Cod.

#### **8.4.3. Determinarea forțelor seismice de proiectare pentru pereții structurali**

(1) Distribuția forței totale între pereții structurali rezultă din modelul de calcul.

(2) Pentru construcțiile cu planșee rigide în plan orizontal, forța seismică de proiectare pentru ansamblul construcției se distribuie pereților structurali proporțional cu rigiditatea laterală a fiecăruia determinată conform principiilor de la 8.4.1.

(3) Pentru construcțiile cu planșee cu rigiditate nesemnificativă în plan orizontal, forța seismică de proiectare pentru ansamblul construcției se distribuie pereților structurali proporțional cu masa aferentă fiecăruia.

## 8.5. Principii și reguli generale de alcătuire specifice construcțiilor cu pereți structurali din zidărie

### 8.5.1. Condiții generale

- (1) Construcțiile cu structura din zidărie vor satisface condițiile generale de alcătuire de ansamblu date la 4.4. și prevederile următoarelor aliniate.
- (2) Construcțiile cu pereți structurali din zidărie vor fi alcătuite astfel încât să se realizeze o structură spațială alcătuită din:
  - pereți structurali dispuși, cel puțin, pe două direcții ortogonale;
  - planșee care, de regulă, formează diafragmă rigidă în plan orizontal.
- (3) Comportarea spațială a structurilor din zidărie se asigură prin realizarea legăturilor dintre pereții structurali de pe cele două direcții principale și a legăturilor dintre pereți și planșee conform prevederilor din CR6-2006, 5.1.2(4).
- (4) Pentru realizarea cerinței de la (2), legăturile dintre pereții structurali și planșeele de beton armat se vor dimensiona conform prevederilor de la 4.4.4.3. și 4.4.4.4.

### 8.5.2. Alcătuirea suprastructurii

#### 8.5.2.1. Pereți structurali

##### 8.5.2.1.1. Condiții generale

- (1) Toți pereții din zidărie care îndeplinesc condițiile din CR6-2006, 5.2.1(4) vor fi considerați “*pereți structurali*” și vor fi proiectați conform acestui capitol.
- (2) Pereții din zidărie care nu îndeplinesc condițiile de la (1) vor fi considerați “*pereți nestructurali*” și vor fi calculați și alcătuiți conform prevederilor din Cap.10.
- (3) Conform CR6-2006, 5.2.1.(6), pereții structurali care alcătuiesc o structură din zidărie sunt de două categorii:
  - pereți izolați;
  - pereți cuplați.
- (4) Structurile construcțiilor etajate curente din zidărie, se clasifică în două categorii conform criteriilor date în CR6-2006, 5.2.1.1. și 5.2.1.2.:
  - structuri cu pereți deși (*sistem fagure*);
  - structuri cu pereți rari (*sistem celular*).
- (5) Structurile construcțiilor tip “*sală/hală*” cu deschideri mici, la care se referă prevederile prezentului Cod, au, de regulă, următorii parametri geometrici de ansamblu:
  - distanțele maxime între pereți  $\leq 18,0$  m;
  - înălțimea de nivel  $\leq 9,00$  m.
- (6) Planșeele intermediare parțiale ale clădirilor tip “*sală/hală*” vor avea structură verticală proprie, independentă de structura care susține acoperișul clădirii principale.

În cazul în care această condiție nu poate fi realizată, zona cu planșee intermediare va fi separată prin rost vertical de restul clădirii.

#### 8.5.2.1.2. Arii de zidărie și cerințe privind geometria pereților

(1) Valorile necesare ale ariilor nete ale pereților structurali, pe ambele direcții principale ale construcției, se vor stabili prin calcul. Aceste valori nu vor fi mai mici decât cele din tabelele 8.2÷8.4. și de la 8.3.2.2.(5).

(2) Lungimea minimă a spaleților adiacenți golurilor de uși și ferestre, grosimea minimă a pereților structurali din zidărie și valoarea raportului între înălțimea etajului și grosimea peretelui vor respecta prevederile CR6-2006, 5.2.5 (6) și respectiv 5.26.(2) și 5.2.6.(3), indiferent de zona seismică și de numărul de niveluri supraterane al clădirii ( $n_{niv}$ ).

(3) Raportul  $\rho$  între ariile în plan ale golurilor de uși și ferestre și ariile plinurilor de zidărie, se vor limita, conform tabelului 8.5 în funcție de:

- accelerația seismică de proiectare la amplasament ( $a_g$ );
- numărul de niveluri peste secțiunea de încastrare ( $n_{niv}$ );
- poziția peretelui în clădire.

Tabelul 8.5

Accelerația $a_g$	0.08g	0.12g, 0.16g	0.20g, 0.24g	0.28g, 0.32g
Perete exterior	$n_{niv} \leq 3$ $\rho \leq 1.5$	$n_{niv} \leq 3$ $\rho \leq 1.25$	$\rho \leq 1.00$	$\rho \leq 0.80$
	$n_{niv} = 4,5$ $\rho \leq 1.25$	$n_{niv} = 4$ $\rho \leq 1.00$		
Perete interior	$n_{niv} \leq 3$ $\rho \leq 0.55$	$n_{niv} \leq 3$ $\rho \leq 0.45$	$\rho \leq 0.35$	$\rho \leq 0.25$
	$n_{niv} = 4,5$ $\rho \leq 0.45$	$n_{niv} = 4$ $\rho \leq 0.35$		

#### 8.5.2.1.3. Secțiuni de zidărie slăbite prin goluri și șlițuri.

Se aplică prevederile din CR6-2006, 5.2.5. și 7.1.1.2.

#### 8.5.2.2. Planșee

(1) Pentru proiectarea planșeelor se va ține seama de condițiile generale date la 4.4.4. și de prevederile specifice date în continuare.

(2) Planșeele clădirilor din zidărie se clasifică din punct de vedere al rigidității în plan orizontal conform CR6-2006, 5.3.1.(2) și 5.3.1.(3) în:

- planșee rigide în plan orizontal;
- planșee cu rigiditate nesemnificativă în plan orizontal.

(3) Planșeele cu rigiditate nesemnificativă în plan orizontal nu sunt acceptate pentru zonele cu  $a_g \geq 0,12g$ , cu excepția menționată la (4), aliniatul 2.



(4) Planșeele cu rigiditate nesemnificativă în plan orizontal pot fi folosite, numai pentru:

- toate planșeele construcțiilor cu  $n_{niv} \leq 3$ , din clasele de importanță III și IV, în zona seismică cu  $a_g=0,08g$  (cu excepția planșeului peste subsol);
- planșeul peste ultimul nivel al construcțiilor cu  $n_{niv} \leq 2$ , din clasa de importanță IV, situate în zonele seismice cu  $0,12g \leq a_g \leq 0,16g$ .

(5) În cazul planșeelor cu goluri de dimensiuni mari se vor respecta condițiile generale date la 4.4.4.5.

### 8.5.3. Proiectarea infrastructurii

(1) Alcătuirea infrastructurii construcțiilor din zidărie va respecta principiile generale date la 4.4.1.7 și prevederile specifice date în continuare.

(2) Dimensionarea fundațiilor, soclurilor și pereților de subsol se va face prin calcul pentru satisfacerea condițiilor de rezistență sub efectul încărcărilor verticale, al încărcărilor provenite din acțiunea seismică și al împingerii pământului, în cazul pereților de contur ai subsolurilor.

(3) Pentru dimensionarea fundațiilor, soclurilor și pereților de subsol acțiunea seismică se va lua în calcul cu valorile care corespund rezistențelor de proiectare la încovoiere cu forță axială ale pereților din elevație determinate considerând suprazistența armăturilor; în cazul pereților cuplați se va ține seama și de modificarea forței axiale corespunzător rezistențelor de proiectare la forță tăietoare ale grinzilor de cuplare.

#### 8.5.3.1. Fundațiile pereților structurali

(1) Fundațiile pereților structurali vor fi de tip “talpă continuă” și vor fi alcătuite conform prevederilor din CR6-2006, 5.4.1.

(2) Prin excepție de la (1), în zonele cu accelerația seismică de proiectare  $a_g \leq 0,12g$ , în cazul unor încărcări verticale reduse ( $clădiri \leq P+1E+M$ ), pe terenuri normale de fundare cu presiunea convențională pe teren  $p_{conv} \geq 250$  kPa, se pot prevedea și fundații izolate, din beton simplu, legate cu grinzi din beton armat pe ambele direcții.

#### 8.5.3.2. Socluri

(1) În cazul construcțiilor fără subsol, soclul și fundațiile vor fi executate, de regulă, din beton armat, conform prevederilor din CR6-2006, 5.4.2. și 7.2.2.

(2) În cazul amplasamentelor cu teren normal de fundare, pentru construcții din clasa de importanță III, cu  $n_{niv} \leq 3$ , în zonele seismice cu  $a_g \leq 0,16g$ , precum și pentru construcții din clasa de importanță IV, în toate zonele seismice, soclul poate fi executat din beton simplu dacă rezultatele calculului de dimensionare cu încărcările menționate la 8.5.3.(2) și 8.5.3.(3) permit această soluție.

(3) În situațiile de la (2), se vor lua următoarele măsuri constructive:

- a. În socluri, la nivelul pardoselii parterului, se va prevedea un sistem de centuri care formează contururi închise. Aria armăturilor longitudinale din centuri va fi cu cel puțin 20% mai mare decât aria armăturilor centurilor de la nivelurile supraterane de pe același perete. În cazurile în care înălțimea soclului, peste nivelul tălpii de fundare, este  $\geq 1,50$  m se va prevedea și o centură la baza soclului cu aceeași armătură ca și centura de la nivelul pardoselii.
- b. Mustățile pentru elementele de beton armat din suprastructură (stâlpișori și stratul median al pereților din zidărie cu inimă armată) vor fi ancorate în soclu pe o lungime de minimum  $60d \geq 1,0$  m. În cazul în care, conform (i), în soclul de beton simplu se prevede și o centură la baza soclului, mustățile vor fi ancorate în aceasta.

### 8.5.3.3. Pereți de subsol

(1) Pereții de subsol se vor realiza, de regulă, din beton armat conform prevederilor din CR6-2006, 5.4.3. și 7.2.3.

(2) În cazul amplasamentelor cu teren normal de fundare, pentru construcții din clasa de importanță III, cu  $n_{niv} \leq 3$ , în zonele seismice cu  $a_g \leq 0.16g$ , precum și pentru construcții din clasa de importanță IV, în toate zonele seismice, pereții de subsol pot fi executați și din beton simplu dacă rezultatele calculelor de dimensionare cu încărcările menționate la 8.5.3.(2) și 8.5.3.(3) permit această soluție.

(3) În cazurile în care, conform (2), pereții de subsol se execută din beton simplu se vor respecta și măsurile constructive din CR6-2006, 7.2.3 (1) ÷ 7.2.3.(3).

(4) În zonele seismice cu  $a_g \geq 0.16g$  se va evita slăbirea semnificativă a pereților de subsol prin adoptarea următoarelor măsuri:

- amplasarea golurilor de uși din pereții interiori de subsol va fi făcută astfel încât să existe un decalaj de cel puțin 1,0 m față de poziția golurilor cele mai apropiate de la parter.
- golurile de uși și ferestre din pereții exteriori pot fi amplasate în axul golurilor din suprastructură dar vor avea dimensiuni mai mici cu cel puțin 25%.

Dacă aceste condiții nu pot fi respectate rezistența zonelor slăbite va fi verificată prin calcul.

(5) Pentru clădirile cu pereți dispuși în sistem celular, în zonele cu  $a_g \geq 0.24g$ , în afara măsurilor de la (4) se recomandă sporirea rigidității subsolului prin introducerea unor pereți suplimentari conform prevederilor din CR6-2006, 5.4.3. (4).

### 8.5.3.4. Planșee la infrastructură

Se aplică prevederile din CR6-2006, 5.4.4 și 7.1.4..

### 8.5.4. Reguli de proiectare specifice pentru construcții cu pereți structurali din zidărie

Pentru proiectarea pereților structurali și a planșeelor se vor respecta regulile generale din paragraful 8.5.2. și regulile specifice date în continuare.

#### **8.5.4.1. Reguli de proiectare specifice pentru construcții cu pereți structurali din zidărie nearmată (ZNA)**

Se aplică prevederile din CR6-2006, 7.1.2.1.

#### **8.5.4.2. Reguli de proiectare specifice pentru construcții cu pereți structurali din zidărie confinată (ZC)**

Dimensiunile secțiunii transversale și armarea longitudinală și transversală ale stâlpișorilor și centurilor se stabilesc, prin calcul, ținând seama de efectele încărcărilor verticale și ale forțelor seismice de proiectare, cu respectarea condițiilor minime precizate în continuare. În cazul zidăriilor cu înălțimea rândului  $\geq 200$  mm se vor respecta și prevederile din CR6-2006, 5.2.2.5.(9).

##### **8.5.4.2.1. Prevederi referitoare la stâlpișori**

- (1) Dispunerea în plan a stâlpișorilor se va face conform prevederilor din CR6-2006, 5.2.4.(1) și 5.2.4.(2).
- (2) Secțiunea transversală a stâlpișorilor se va stabili conform prevederilor din CR6-2006, 7.1.2.2.1.
- (3) Armarea stâlpișorilor va satisface cerințele din CR6-2006, 7.1.2.2.1.(2). Procentul minim de armare longitudinală al stâlpișorilor va fi:
  - 1% pentru zonele seismice cu  $a_g \geq 0,20g$ ;
  - 0.8% pentru zonele seismice cu  $0,16g \geq a_g \geq 0,08g$ ;

##### **8.5.4.2.2. Prevederi referitoare la centuri**

- (1) Centurile vor fi amplasate, conform prevederilor din CR6-2006, 5.2.4.(3), cu următoarele precizări suplimentare:
  - la nivelul fiecărui planșeu al construcției, inclusiv în cazul în care ultimul planșeu este realizat din grinzi și podină din lemn conform 8.5.2.2.(4).;
  - în poziție intermediară, la construcțiile etajate cu pereți rari (*sistem celular*) și la construcțiile tip “sală/hală” ai căror pereți structurali au înălțimea  $> 3,20$  m, în zonele seismice cu  $a_g \geq 0,20g$ , sau  $> 4,00$  m - în zonele seismice cu  $a_g \leq 0,16g$ .
- (2) Dimensiunile și detalierea constructivă a centurilor vor respecta prevederile din CR6-2006, 7.1.2.2.2.
- (3) Centurile de la nivelul planșeele curente și de acoperiș nu vor fi întrerupte de golurile din zidărie. Se recomandă ca întreruperea centurilor de la casa scării, cu aplicarea măsurilor constructive stabilite în CR6-2006, 7.1.2.2.2.(3), să fie prevăzută numai pentru clădirile din zonele cu  $a_g \leq 0.20g$ .
- (4) Armarea centurilor va satisface cerințele din CR6-2006, 7.1.2.2.2.(5). Procentul minim de armare longitudinală al centurilor va fi :
  - 1% pentru zonele seismice cu  $a_g \geq 0,20g$ ;



- 0.8% pentru zonele seismice cu  $a_g \leq 0,16g$ .

#### 8.5.4.3. Reguli de proiectare specifice pentru construcții cu pereți din zidărie confinată și armată în rosturile orizontale (ZC+AR)

Se aplică prevederile din CR6-2006, 7.1.2.3.

#### 8.5.4.4 Reguli de proiectare specifice pentru construcții cu pereți din zidărie cu inimă armată (ZIA).

- (1) Se aplică prevederile din CR6-2006, 7.1.2.4 și cele din aliniatele următoare.
- (2) Pentru primul nivel al clădirilor cu  $n_{niv} \geq 3$ , procente de armare minime, raportate la secțiunea de beton a stratului median, vor respecta condițiile din tabelul 8.6. Diametrul minim al barelor va fi  $\geq 8$  mm iar distanța între bare va fi  $\leq 150$  mm.

Tabelul 8.6

Accelerația seismică de proiectare	Barele orizontale		Barele verticale	
	OB37	PC52	OB37	PC52
$a_g \geq 0,16g$	0,30%	0,25%	0,25%	0,20%
$a_g \leq 0,12g$	0,25%	0,20%	0,20%	0,15%

- (3) Pentru construcțiile cu  $n_{niv} < 3$ , și pentru nivelurile de peste parter ale construcțiilor cu  $n_{niv} \geq 3$ , procente minime de armare se vor lua egale cu 80% din valorile din tabelul de mai sus. Diametrul minim al barelor va fi  $\geq 6$  mm iar distanța între bare va fi  $\leq 1,5 t_m$  unde  $t_m$  este grosimea stratului median.
- (4) Armarea cu plase STNB se poate face numai dacă, prin calcul, se demonstrează că, în toate ipotezele de calcul relevante, armăturile rămân în domeniul elastic de comportare. Armarea cu plase STNB nu se va folosi la pereții parterului, indiferent de numărul nivelurilor peste secțiunea de încastrare.

### 8.6. Verificarea siguranței

- (1) Verificarea siguranței structurilor din zidărie se va face prin calcul indiferent de tipul zidăriei, de numărul de niveluri ( $n_{niv}$ ) și de accelerația seismică la amplasament ( $a_g$ ).
- (2) Verificarea siguranței structurilor din zidărie se face în raport cu:
  - stările limită ultime de rezistență și de stabilitate (ULS);
  - starea limită de serviciu (SLS).
- (3) Combinarea efectelor încărcărilor verticale și seismice se face conform Cap.3.

### 8.6.1. Cerința de rezistență

#### 8.6.1.1. Cerința de rezistență în raport cu solicitările în planul peretelui

(1) Elementele structurale și nestructurale din zidărie vor fi proiectate pentru a avea, în toate secțiunile, rezistențele de proiectare la eforturi secționale ( $N_{Rd}$ ,  $M_{Rd}$ ,  $V_{Rd}$ ) mai mari decât eforturile secționale de proiectare ( $N_{Ed}$ ,  $M_{Ed}$ ,  $V_{Ed}$ ) rezultate din încărcările gravitaționale și efectele acțiunii seismice de proiectare stabilite conform 8.4.3.

(2) Rezistențele de proiectare ale pereților la eforturi secționale ( $N_{Rd}$ ,  $M_{Rd}$ ,  $V_{Rd}$ ) structurali se determină conform CR6-2006, 6.6.

(3) În starea limită ultimă, valoarea rezistenței de proiectare la forță tăietoare  $V_{Rd}$  a fiecărui perete structural, trebuie să satisfacă relațiile:

$$V_{Rd} \geq 1.25V_{Ed} \quad (8.1)$$

$$V_{Rd} \leq qV_{Ed} \quad (8.2)$$

unde,

$V_{Ed}$  - valoarea forței tăietoare asociată rezistenței la încovoiere a secțiunii din zidărie simplă, confinată sau cu inimă armată, determinată ținând seama de suprazistența armăturilor;

$V_{Ed}$  - valoarea forței tăietoare determinată prin calculul structurii în domeniul elastic liniar;

$q$  - factorul de comportare utilizat pentru calculul structurii.

(4) În cazul pereților structurali a căror rezistență de proiectare la încovoiere  $M_{Rd}$  îndeplinește condiția

$$M_{Rd} \geq qM_{Ed} \quad (8.3)$$

unde  $M_{Ed}$  este momentul încovoiitor determinat prin calculul structurii în domeniul elastic liniar, rezistența de proiectare la forță tăietoare  $V_{Rd}$  va fi limitată la

$$V_{Rd} = qV_{Ed} \quad (8.4)$$

(5) Pereții din zidărie de umplutură din structurile din cadre se vor verifica la starea limită ultimă, separat, pentru:

- efectele rezultate din interacțiunea cu structura;
- efectele acțiunii seismice perpendiculară pe planul peretelui conform 8.6.1.2.

(6) Evaluarea eforturilor rezultate din interacțiunea cu structura, în lipsa unei metode de calcul mai exactă, se va face considerând ansamblul format din cadru și panourile din zidărie modelat ca un sistem triangulat, cu diagonale articulate la capete (diagonalele comprimate ale panoului din zidărie). Lățimea diagonalei active va fi luată egală cu  $0,10D$ , unde  $D$  este lungimea diagonalei panoului din zidărie.

(7) Cerința de siguranță pentru efectele rezultate din interacțiunea cu structura este îndeplinită dacă este satisfăcută relația:

$$F_{Ed}(zu) \leq F_{Rd}(zu) \quad (8.5)$$

unde

$F_{Ed} (zu)$  forța axială de proiectare din diagonală comprimată corespunzătoare acțiunii seismice de proiectare;

$F_{Rd} (zu)$  rezistența de proiectare a panoului de umplutură determinată conform CR6-2006, 6.6.5.

(8) Pentru verificarea stâlpilor și grinzilor cadrului la forțele și deformațiile suplimentare rezultate din interacțiunea cu panoul din zidărie se vor utiliza prevederile din Cap.5.6 și cele din SR EN 1992-1-1<sup>1</sup> ca document normativ de referință.

#### **8.6.1.2. Cerința de rezistență în raport cu solicitările perpendiculare pe planul peretelui**

(1) Pentru panourile din zidărie fără goluri de uși sau ferestre, momentele încovoietoare de proiectare produse de forțele seismice perpendiculare pe planul peretelui ( $M_{Ed1}$  și  $M_{Ed2}$ ) vor calculate conform prevederilor din CR6-2006, 6.4.2, prin analogie cu o placă elastică, ținând seama de condițiile efective de fixare de la extremitățile panourilor.

(2) În cazul panourilor cu goluri, se vor aplica prevederile din CR6-2006, 6.4.2.(2)

(3) Cerința de rezistență la acțiunea forțelor seismice perpendiculare pe plan, este îndeplinită dacă sunt satisfăcute relațiile:

$$M_{Rxd1} \geq M_{Ed1} \quad (8.6)$$

$$M_{Rxd2} \geq M_{Ed2} \quad (8.7)$$

unde  $M_{Rxd1}$  și  $M_{Rxd2}$  sunt rezistențele pe proiectare la încovoiere perpendicular pe planul peretelui din zidărie determinate conform CR6-2006, 6.6.6.

(4) Pentru panourile din zidărie care nu îndeplinesc condiția de la (3) se vor aplica prevederile din CR6-2006, 6.8.1.2. și 7.3.1.3.

#### **8.6.2. Cerința de rigiditate**

(1) Structurile din zidărie trebuie să fie proiectate astfel ca valoarea deplasării relative de nivel  $d_r$  determinată conform 8.8 să nu depășească deplasarea relativă de nivel admisibilă stabilită conform 4.6.3.2, cu excepția menționată la (2). Cerința de rigiditate nu trebuie să fie verificată prin calcul pentru clădirile cu pereți deși.

(2) În cazul pereților structurali și al panourilor de umplutură executate cu elemente pentru zidărie din grupa 2S, valoarea deplasării relative de nivel admisibilă pentru ULS și SLS va fi comunicată de producător.

#### **8.6.3. Cerința de stabilitate**

Cerința de stabilitate laterală a pereților din zidărie este satisfăcută dacă sunt respectate cerințele de alcătuire pentru ansamblul construcției și cerințele geometrice și de alcătuire constructivă pentru fiecare perete în parte.



#### 8.6.4. Cerința de ductilitate

Cerința de ductilitate este satisfăcută dacă sunt respectate prevederile de calcul, de dimensionare și de alcătuire constructivă date în prezentul Capitol și în CR6-2006.

### 8.7. Calculul rezistenței de proiectare pentru pereții din zidărie

#### 8.7.1. Prevederi generale de calcul.

(1) Calculul rezistenței de proiectare a pereților din zidărie se va face conform ipotezelor, modelelor și metodelor din Codul CR6-2006 și ținând seama de prevederile suplimentare din acest capitol.

(2) Rezistența de proiectare a pereților structurali se determină pentru:

- solicitările secționale care acționează în planul peretelui: forța axială ( $N_{Rd}$ ), încovoiere ( $M_{Rd}$ ) și forță tăietoare ( $V_{Rd}$ );
- solicitările secționale care acționează perpendicular pe planul peretelui: încovoiere în plan paralel cu rosturile orizontale ( $M_{Rxd1}$ ), încovoiere în plan perpendicular pe rosturile orizontale ( $M_{Rxd2}$ ).

(3) Pentru calculul rezistenței de proiectare a pereților structurali se vor folosi:

- caracteristicile geometrice ale secțiunii orizontale a peretelui stabilite conform CR6-2006, 5.2.5., 5.2.6 și 6.3.1;
- rezistențele de proiectare ale zidăriei stabilite conform CR6-2006, 4.1.1.;
- rezistențele de proiectare ale betonului și armăturilor stabilite conform
- CR6-2006, 3.3 și 3.4.

(4) Rezistențele de proiectare pentru calculul la SLS se vor calcula cu coeficientul parțial  $\gamma_M = 1,0$  pentru toate elementele structurale și nestructurale din zidărie, indiferent de clasa de importanță a construcției, cu excepția pereților structurali și nestructurali ai construcțiilor din clasa de importanță I pentru care  $\gamma_M = 1,50$ .

#### 8.7.2. Rezistența de proiectare a pereților la forță axială și încovoiere în planul peretelui

##### 8.7.2.1. Condiții generale de calcul

(1) Ipotezele de calcul pentru determinarea rezistenței de proiectare la forță axială și moment încovoiător în planul peretelui sunt date în CR6-2006, 6.6.1.

(2) În cazul pereților cu formă complexă a secțiunii transversale (L,I,T) rezistența de proiectare la forță axială și moment încovoiător în planul peretelui se va determina pe baza secțiunii de calcul cu lungimile tălpilor determinate conform CR6-2006 6.3.1.(3); se va verifica, conform CR6-2006, dacă este asigurată stabilitatea tălpilor.

(3) În cazul pereților cu formă complexă (L,I,T), legătura dintre inimă și talpă va fi verificată pentru eforturile de forfecare verticale corespunzătoare forței tăietoare de proiectare stabilită la 8.6.1.(5). Valoarea forței verticale de lunecare se va calcula

conform CR6-2006, 6.3.2.2.(5). Rezistența de proiectare la forță tăietoare în această secțiune se va calcula conform CR6-2006, 6.6.4.6.

(4) Verificarea de la (3) nu este necesară dacă legătura între talpa și inima peretelui satisface condițiile din CR6-2006, 6.6.3.1.(4) și dacă, pentru construcțiile situate în zonele seismice cu  $a_g \geq 0,20g$ , la colțuri, intersecții și ramificații sunt prevăzute în rosturile orizontale minimum două bare cu  $d = 8 \text{ mm}$  la interval  $\leq 400 \text{ mm}$  care continuă în perete pe o lungime de  $40d \geq 600 \text{ mm}$ .

(5) Dacă la legătura între inimă și talpă sau pe lungimea tălpii active se află șlițuri cu adâncime mai mare decât valoarea limită dată în CR6-2006, 7.1.1.1., secțiunea respectivă se va considera margine liberă.

(6) Valorile rezistenței de proiectare a pereților din zidărie la forță axială și încovoiere în planul peretelui, se vor calcula după cum urmează:

- pentru pereți din zidărie nearmată (ZNA), conform CR6-2006, 6.6.3.2;
- pentru pereți din zidărie confinată, cu sau fără armături în rosturile orizontale, (ZC) sau (ZC+AR), conform CR6-2006, 6.6.3.3;
- pentru pereți din zidărie cu inimă armată (ZIA) conform CR6-2006, 6.6.3.4.

### **8.7.3. Rezistența de proiectare a pereților structurali la forță tăietoare**

(1) Valorile rezistenței de proiectare a pereților din zidărie la forță tăietoare, se vor calcula după cum urmează:

- pentru pereți din zidărie nearmată (ZNA), conform CR6-2006, 6.6.4.2;
- pentru pereți din zidărie confinată, cu sau fără armături în rosturile orizontale, (ZC) sau (ZC+AR), conform CR6-2006, 6.6.4.3;
- pentru pereți din zidărie cu inimă armată (ZIA) conform CR6-2006, 6.6.4.4.

(2) Pentru parter, rezistența de proiectare a panoului din zidărie se va lua egală cu 30% din valoarea dată de relația (6.31) din CR6-2006.

### **8.7.4. Rezistența de proiectare a panourilor din zidărie de umplură**

Se aplică prevederile din CR6-2006, 6.6.5.

### **8.7.5. Rezistența de proiectare a pereților cuplați**

(1) Grinzile de cuplare între montanții pereților cu goluri de uși/ferestre vor fi proiectate astfel încât :

1. Cedarea riglei din încovoiere să preceadă:
  - a. cedarea montantului prin compresiune excentrică;
  - b. cedarea riglei prin forță tăietoare.
2. Cedarea riglei din forță tăietoare să preceadă cedarea reazemului riglei (montantului) prin zdrobirea locală a zidăriei.

(2) Rezistența de proiectare la forță tăietoare a grinzilor de cuplare  $V_{rc}$  se va determina cu relația

$$V_{rc} \geq \frac{1.25(M_{cap}^{sus} + M_{cap}^{jos})}{L_{gc}} + V_g \quad (8.8)$$

unde

$M_{cap}(sus)$  și  $M_{cap}(jos)$  valorile rezistențelor de proiectare la încovoiere la extremitățile grinzii de cuplare, sus și jos, calculate folosind rezistența de proiectare a armăturii;

$L_{gc}$  lungimea de calcul a grinzii de cuplare (între fețele montanților);

$V_g$  forța tăietoare maximă din încărcările verticale

(3) Pentru calculul rezistențelor de proiectare la încovoiere din relația (8.22) se va ține seama de armăturile dispuse în planșeul de beton armat legat de grinda de cuplare respectivă, pe o bandă cu lățimea de șase ori grosimea plăcii de fiecare parte; pentru stabilirea lungimilor de înădare și ancorare ale acestor bare se va utiliza SR EN 1992-1-1<sup>1</sup> ca document normativ de referință.

#### **8.7.6. Rezistența de proiectare a pereților supuși la încovoiere perpendicular pe planul median**

Se aplică prevederile din CR6-2006, 6.6.6.

#### **8.7.7. Rezistența de proiectare a planșeelor**

Se aplică prevederile din CR6-2006, 6.7.

### **8.8. Calculul deformațiilor și deplasărilor laterale în planul peretelui**

#### **8.8.1. Condiții generale**

Pentru calculul deformațiilor și deplasărilor laterale în planul peretelui se vor folosi relația "efort unitar - deformație specifică  $\sigma$ - $\epsilon$ " și valorile modulilor de elasticitate longitudinal și transversal date în CR6-2006, 4.1.2.1. și 4.1.2.2.

#### **8.8.2. Deformațiile laterale ale pereților din zidărie**

Pentru toate tipurile din zidărie (ZNA, ZC, ZC+AR, ZIA) se aplică prevederile din CR6-2006, 6.3.2.3.



## 8.9. Cerințe de calitate

### 8.9.1. Generalități

- (1) Realizarea performanțelor seismice ale clădirilor din zidărie, în concordanță cu prevederile prezentului capitol, este condiționată în mod deosebit de asigurarea și controlul calității lucrărilor în fazele proiectare și de execuție.
- (2) Pentru construcțiile din zidărie, sistemul calității se va aplica cu componentele stabilite, în funcție de categoria de importanță a construcției, conform Hotărârii Guvernului României nr.766/1997 - anexa 3.

### 8.9.2. Controlul calității la proiectare

- (1) Controlul calității la proiectare se realizează prin verificatori atestați conform legii, pentru cerința A în domeniul A1.
- (2) Verificarea cerinței de rezistență și stabilitate se va face pentru toate elementele structurilor din zidărie (inclusiv pentru panourile de umplură care conlucrează cu cadrele din beton armat sau din oțel) precum și pentru elementele nestructurale din zidărie (inclusiv panourile de umplură care nu conlucrează cu cadrele) care prin prăbușire totală sau parțială pot pune în pericol viețile oamenilor sau construcțiile alăturate sau pot conduce la interacțiuni necontrolate cu structura.

### 8.9.3. Asigurarea și controlul calității la execuție

- (1) Condițiile de execuție pe baza cărora se face alegerea coeficientului de siguranță pentru material  $\gamma_M$  sunt definite în CR6-2006, 2.4.2.3.1.
- (2) Pentru toate construcțiile din zidărie care fac obiectul prezentului Cod, proiectantul, executantul și beneficiarul vor asigura toate condițiile pentru realizarea controlului normal conform CR6-2006, 2.4.2.3.1.(3).
- (3) Controlul redus, definit în CR6-2006, 2.4.2.3.1.(5), poate fi acceptat, la cererea specială a beneficiarului, prin tema de proiectare, prin excepție de la prevederile aliniatului (2), pentru clădirile din clasa de importanță III, cu  $n_{niv} \leq 3$ , în zona seismică cu  $a_g = 0,08g$ , precum și pentru clădirile din clasa de importanță IV, dacă  $a_g \leq 0,16g$ .

## 9. PREVEDERI SPECIFICE CONSTRUCȚIILOR DIN LEMN

### 9.1. Generalități

#### 9.1.1. Domeniul de aplicare

- (1) Acest capitol se aplică proiectării și calculului structurilor din lemn, utilizând lemn brut, lemn ecarisat, lemn lamelat încheiat și panouri pe bază de lemn, îmbinate cu adezivi sau cu elemente de îmbinare metalice.
- (2) La proiectarea elementelor, subansamblelor și structurilor din lemn se aplică prevederile codului NP 005/2003.
- (3) Documentele normative de referință complementare prezentului capitol sunt:

STAS 1040/85	Lemn rotund de rășinoase pentru construcții. Manele și prăjini.
STAS 256-79	Lemn pentru mină.
STAS 3416-75	Lemn rotund pentru piloți.
STAS 4342-85	Lemn rotund de foioase pentru construcții.
SR EN 1313-1+A1:2001	Lemn rotund și cherestea. Abateri admisibile și dimensiuni preferențiale. Partea I: Cherestea de rășinoase.
STAS 1928-90	Cherestea de stejar. Clase de calitate.
SR EN 1611-1:2001	Cherestea. Clasificare după aspect a lemnului de rășinoase. Partea 1: Molid, brad, pin și Douglas European.
STAS 3363-86	Cherestea de cireș, frasin, paltin, păr și ulm. Clase de calitate.
STAS 6709-86	Cherestea de arțar, carpen, jugastru, mesteacăn și salcâm. Clase de calitate.

#### 9.1.2. Definiții

În acest capitol sunt folosiți următorii termeni:

- **Îmbinări semi-rigide:** Îmbinări cu o flexibilitate importantă, a căror influență trebuie considerată în calcul structural (ex. îmbinări cu dornuri).
- **Îmbinări rigide:** Îmbinări cu flexibilitate neglijabilă (ex. îmbinări încheiate).
- **Îmbinări cu tije:** Îmbinări cu organe de îmbinare de tip dorn (ex. cuie, șuruburi, dornuri, etc.) încărcate perpendicular pe axa lor.
- **Îmbinări prin chertare:** Îmbinările la care eforturile se transmit prin arie de presiune și fără organe de îmbinare.

#### 9.1.3. Concepția de proiectare

- (1) Construcțiile din lemn trebuie proiectate ținând cont de unul din următoarele concepte (tabelul 9.1):
  - a. comportare structurală disipativă;
  - b. comportare structurală puțin disipativă.

(2) Comportarea structurală disipativă este considerată capacitatea unei părți structurale (zone disipative) de a rezista acțiunii seismice prin incursiuni dincolo de limita elastică. Când se folosește spectrul de proiectare (3.3), factorul de comportare  $q$  este luat mai mare ca 1. Valoarea lui  $q$  depinde de tipul structurii de rezistență din lemn și de clasa de ductilitate.

(3) Structurile proiectate după conceptul a) trebuie să fie incluse în clasa M sau H de ductilitate.

(4) Zonele disipative vor fi localizate în îmbinări și conectori metalici, luând în considerare și eventualele influențe locale datorate tijelor care se deformează, iar elementele din lemn rămân în domeniul de comportare elastică.

(5) În conceptul b), efectele acțiunii sunt calculate pe baza unei analize globale elastice, fără a lua în considerare comportarea neliniară a materialului. Când se folosesc condițiile de proiectare definite în paragraful 3.3, factorul de comportare  $q$  se ia egal cu 1. Acest concept este corespunzător clasei de ductilitate L.

**Tabelul 9.1.** Tipuri de structuri și factori de comportare  $q$  pentru clasa de ductilitate cerută

Concept de proiectare	Factor de comportare $q$	Clasa de ductilitate cerută
Structuri slab disipative	$1 < q < 1,25$	L (redușă)
Structuri disipative	$1,25 \leq q < 3$	M (medie)
	$q = 3$	H (mare)

## 9.2. Condiții privind comportarea structurală disipativă

(1) Când se folosește conceptul de comportare structurală disipativă, sunt considerate următoarele cerințe:

- Sunt considerate ca zone disipative în noduri numai acele materiale și îmbinări mecanice care au o comportare corespunzătoare la solicitarea de oboseală.
- Îmbinările încheiate sunt considerate zone non-disipative
- Îmbinările prin chertare nu pot fi folosite atunci când eforturile de forfecare sau de întindere perpendiculară pe fibre sunt predominante.

(2) Pentru fețele panourilor realizate din placaj utilizate la pereți și planșee, cerințele menționate mai sus sunt satisfăcute dacă sunt îndeplinite următoarele condiții:

- Plăcile aglomerate derivate au densitatea specifică de cel puțin  $650 \text{ kg/m}^3$ .
- Placajele au cel puțin 9 mm grosime.
- Plăcile fibrolemnoase (PFL) și cele din așchii din lemn (PAL) au cel puțin 13 mm grosime.

## 9.3. Tipuri de structuri și factori de comportare

(1) Valorile coeficientului de comportare  $q$  sunt asociate spectrelor de proiectare și țin cont de influența coeficientului de amortizare propriu fiecărei construcții. În concordanță cu comportarea lor ductilă și capacitatea de disipare de energie sub acțiuni seismice,



structurile din lemn se vor încadra în una dintre cele trei clase de ductilitate. Coeficientul de comportare  $q$  poate fi luat din tabelul 9.2 cu condiția satisfacerii cerințelor de regularitate a structurii (4.4.3).

**Tabelul 9.2.** Coeficienți de comportare  $q$  pentru structuri

Tip de structură	Clasa de ductilitate	Coeficient de comportare $q$
Console Grinzi cu zăbrele având îmbinările realizate prin chertare	Structuri non-disipative	1
Grinzi cu zăbrele având îmbinările realizate cu inele Pereți din panouri din lemn cu fețe încleiate	Capacitate scăzută de disipare de energie (L)	1,25
Arce cu 2 sau 3 articulații Grinzi		1,5
Grinzi cu zăbrele având îmbinările realizate cu dornuri sau buloane Structuri mixte (cadre și elemente de închidere care nu participă la preluarea forțelor orizontale)	Capacitate medie de disipare de energie (M)	2
Structuri în cadre având îmbinările realizate cu dornuri sau buloane		2,5
Grinzi cu zăbrele având îmbinările realizate cu cuie Structuri din panouri din lemn cu fețe îmbinate cu cuie pe scheletul din lemn	Capacitate înaltă de disipare de energie (H)	3

(2) Pentru structuri neregulate pe înălțime, coeficientul  $q$  se reduce cu 20% față de valorile prezentate în tabelul 9.2 (cu condiția  $q \geq 1$ ).

(3) Elementul structural cel mai puțin ductil din ansamblul structurii de rezistență determină valoarea coeficientului de comportare  $q$ .

## 9.4. Criterii de proiectare pentru structuri disipative

### 9.4.1. Reguli pentru elementele de îmbinare

(1) Îmbinările mecanice au o ductilitate bună, nu sunt sensibile la sarcini repetate și au capacitate de disipare de energie.

(2) Pentru a se evita ruperea prin fisurare prematură, trebuie respectate reguli privind distanțele dintre tije și dintre tije și capătul elementului din lemn care sunt stabilite astfel încât să se asigure o comportare ductilă (cf. NP 005/03 – “Cod pentru proiectarea construcțiilor din lemn”). Majorarea spațiilor dintre piesele de îmbinare și cele față de limitele elementului din lemn contribuie la creșterea rezistenței la fisurare și, în consecință, la ductilitatea îmbinării.

(3) Fisurarea poate fi prevenită prin adăugarea în zona de îmbinare a unor piese de rigidizare, cu o bună rezistență la întindere transversală, cum sunt contraplăcile. Capacitatea de disipare de energie poate fi îmbunătățită prin alegerea de tije zvelte, care permit formarea de articulații plastice. Fisurarea este limitată atunci când grosimea elementului din lemn crește în raport cu diametrul tijelor.

(4) **Elemente de îmbinare de tip tije (cuie, agrafe și șuruburi)** - Cu excepția elementelor din oțel dur, cuiele, agrafele și șuruburile au o comportare plastică. Creșterea lungimii de pătrundere a tijei în elementul de lemn previne riscul de smulgere. Pentru majorarea rezistenței la smulgere se recomandă utilizarea tijelor profilate (cu caneluri în spirală, cu dinți, etc.). Un coeficient de zveltețe al tijei mai mare ca 8 garantează o bună ductilitate.

(5) Pentru îmbinările între panourile de placaj pe structură de lemn, comportarea ductilă se manifestă atunci când coeficientul de zveltețe al tijei este mai mare ca 4. Încercări pe panouri cu structura din lemn îmbinate cu cuie demonstrează o ductilitate sporită și o capacitate mare de disipare de energie.

(6) **Broșe (dornuri)** - Îmbinările cu tije metalice zvelte au capacitatea de a plastifica în același timp oțelul și lemnul din îmbinare, ceea ce permite o disipare bună de energie. Coeficientul de zveltețe al dornului trebuie să fie mai mare ca 8, ca să se obțină o ductilitate bună. Pentru tije masive și distanțe normale între tije, capacitatea de disipare de energie a structurii depinde numai de capacitatea portantă a lemnului.

(7) **Buloane** - Pentru îmbinările cu buloane, toleranțele rezultate în urma practicării golurilor (pregăurire) provoacă neregularități în distribuția eforturilor. Suprasarcinile care afectează, în consecință, anumite buloane pot provoca fisuri în piesele din lemn, modificând distribuția eforturilor în îmbinare. În zone seismice se recomandă realizarea cu precizie deosebită a acestor îmbinări și utilizarea de preferință a buloanelor zvelte. Buloanele cu diametru mai mare de 16 mm se deformează puțin și, prin urmare, disiparea de energie este redusă. Este recomandată utilizarea buloanelor împreună cu crampoanele cu dinți.

(8) **Inele** - Din cauza capacității reduse de deformare plastică, utilizarea acestor mijloace de îmbinare nu este indicată pentru îmbinări disipative.

(9) **Crampoane (inele cu dinți)** - Dacă sunt bine concepute, acestea sunt capabile de o bună comportare plastică. Pentru prevenirea fisurării lemnului, trebuie respectate distanțele dintre dinți, prevăzute în prescripțiile tehnice în domeniu (NP 005/03).

(10) **Conectori cu dinți ambutisați** - în cazul utilizării conectorilor cu dinți, există eventualitatea unei rupturi fragile a plăcii și a smulgerii dinților. În consecință, nu sunt recomandați pentru utilizarea lor în îmbinări disipative.

#### 9.4.2. Reguli pentru îmbinări

(1) Elementele comprimate și îmbinările care pot ceda din deformații datorate încărcărilor alternante vor fi proiectate astfel încât să se prevină distanțarea pieselor componente.

(2) Buloanele și dornurile vor fi montate în goluri practicate în prealabil prin pregăurire. Buloanele și dornurile mari ( $d > 16$  mm) nu vor fi folosite în îmbinările lemn pe lemn și metal pe lemn, exceptând combinațiile cu alți conectori.

(3) Dornurile, cuiele netede și scoabele nu vor fi folosite fără rezerve adiționale - piese suplimentare de strângere (buloane) care se dispun în noduri sau pe lungimea elementului compus pentru a strânge pachetul de bare împotriva retragerilor.

(4) În cazul încărcării perpendiculare pe fibre, rezervele adiționale vor fi folosite pentru evitarea despicării lemnului.

(5) Panourile cu elementele structurale din lemn, îmbinate cu cuie, prezintă o comportare ductilă, superioară. Trebuie ca panourile să fie realizate din lemn sau din produse pe bază de lemn cu fețe având grosimea  $t_f > 4d$  ( $d$  - diametrul cuiului). Pentru îmbinarea față –

ramă, se recomandă ca diametrul cuielor să fie  $\leq 3,1$  mm și acestea să se dispună la o distanță de maximum 150 mm la elementele perimetrice (montanți marginali, rigla superioară și inferioară) și la maximum 300 mm la montanții și riglele intermediare.

(6) Îmbinările cu cuie și dornuri, lemn pe lemn sau metal pe lemn sunt suficient de ductile atunci când grosimea minimă a lemnului îmbinat este de  $8d$  și diametrul tije  $d < 12$  mm.

(7) Toate reazemele trebuie să aibe o legătură mecanică. Elementele de fixare trebuie concepute astfel încât să se evite deplasarea elementelor de lemn din îmbinare.

(8) Zonele disipative trebuie să îndeplinească următoarele cerințe:

- a. În îmbinările cu cuie, buloane și dornuri de tip lemn pe lemn și lemn pe metal, grosimea elementelor îmbinate este de  $8d$ , iar diametrul minim al elementului de îmbinare  $d$  nu trebuie să depășească 12 mm.
- b. În pereții structurali și diafragme orizontale, se recomandă ca grosimea elementelor să fie  $\geq 3d$  iar diametrul cuielor  $d$  să nu depășească 3,1 mm.

### 9.4.3. Reguli pentru diafragmele orizontale

(1) Distribuția forțelor tăietoare în diafragme se face luând în considerare poziția în plan a elementelor de rezistență verticale care preiau încărcările laterale.

(2) Continuitatea grinzilor trebuie asigurată în special în zonele de discontinuitate ale diaframelor de planșeu.

(3) În cazul în care nu se dispun rigidizări pe întreaga înălțime a grinzilor de planșeu, raportul între înălțimea și grosimea grinzilor ( $h/b$ ) trebuie să fie mai mic ca 4.

(4) Când planșeele sunt rigide în plan nu trebuie să existe nici o discontinuitate a grinzilor în reazemele unde forțele orizontale sunt transferate elementelor verticale (ex. pereților structurali).

(5) În cazul construcțiilor de dimensiuni reduse în plan (exemplu: case individuale) se consideră că planșeul asigură contravântuirea în plan orizontal dacă:

- dimensiunile în plan ale clădirii sunt mai mici de 12 m;
- grinzile planșeelor din lemn sunt continue;
- elementele de fixare (tije) sunt dispuse la maximum 15 cm pe conturul exterior al panourilor de planșeu și la 30 cm pe riglele intermediare.

### 9.5. Verificări de siguranță

(1) Pentru verificarea la starea limită ultimă a structurilor proiectate conform conceptului de comportare structurală non-disipativă (Clasa L), caracteristicile materialului vor fi considerate corespunzătoare combinației fundamentale de încărcări.

(2) Pentru verificarea la starea limită ultimă a structurilor proiectate conform conceptului de comportare structurală disipativă (clasa M sau H), caracteristicile materialului vor fi considerate corespunzătoare combinației excepționale de încărcări.

(3) Pentru a se asigura incursiunea în domeniul post-elastic a zonelor disipative, toate celelalte elemente structurale și îmbinări trebuie să fie proiectate cu suficientă suprarezistență. Cerințe speciale de suprarezistență sunt cerute în special pentru:

- ancorări (tiranți) sau orice alte îmbinări la elemente masive;
- îmbinări între diafragme orizontale și elemente verticale care preiau încărcări laterale.

(4) Îmbinările prin chertare nu prezintă riscul de cedare casantă dacă verificarea la forța tăietoare este făcută cu considerarea unui coeficient de siguranță suplimentar cu valoarea 1.3.



## 10. PREVEDERI SPECIFICE PENTRU COMPONENTELE NESTRUCTURALE ALE CONSTRUCȚIILOR

### 10.1. Generalități

#### 10.1.1. Obiectul prevederilor

(1) Presentul capitol stabilește condițiile minime de siguranță la acțiunea seismică și regulile de proiectare (de alcătuire generală, de calcul și de detaliere constructivă) pentru subsistemul Componentelor NeStructurale (CNS) ale construcțiilor.

(2) Prevederile din acest capitol se referă la:

- componentele nestructurale (CNS);
- piesele de prindere ale CNS de structura principală sau de alte CNS;
- elementele/subansamblurile structurii principale de care sunt prinse CNS .

(3) Condițiile de siguranță și regulile de proiectare stabilite în cele ce urmează sunt diferențiate în funcție de următorii parametri:

- clasa de importanță a construcției;
- accelerația seismică a terenului  $a_g$  la amplasament;
- categoria (funcțiunea) CNS;
- caracteristicile constructive ale CNS și ale prinderilor acestora;
- interacțiunile componentelor nestructurale cu elementele structurii principale.

(4) Măsurile prevăzute în acest capitol se referă la protecția CNS față de cele două efecte ale cutremurului:

1. Efectul direct al forțelor de inerție corespunzătoare produsului dintre masa CNS și accelerația pe care aceasta o capătă în timpul cutremurului.
2. Efectul indirect rezultat din deformațiile impuse CNS prin deplasările laterale relative ale punctelor de prindere/de contact cu structura principală.

#### 10.1.2. Subsistemul componentelor nestructurale

(1) Subsistemul *componentelor nestructurale* (CNS) include toate părțile și elementele construcției, cu excepția celor care aparțin subsistemului *elementelor structurale*, precum și mobilierul fix de uz profesional.

(2) Subsistemul *componentelor nestructurale* este constituit din următoarele categorii de componente:

A. Componente arhitecturale (elemente de construcție):

A.1. Elemente atașate anvelopei construcției:

- finisaje, elemente de protecție termică sau decorații din cărămidă, beton, piatră, materiale ceramice, sticlă sau similare care au ca suport elementele de închidere, structurale sau nestructurale;
- copertine, balustrade, atice, marchize, profile ornamentale, statui;

- firme, reclame, antene de televiziune.

#### A.2. Elemente ale anvelopei:

- elementele structurii proprii a anvelopei - panouri de perete pline sau vitrate, montanți, rigle, buiandrugi, centuri și alte elemente care nu fac parte din structura principală a construcției;
- tâmplăriile înglobate, inclusiv sticla.

#### A.3. Elemente de compartimentare interioară fixe sau amovibile (inclusiv finisajele și tâmplăriile înglobate).

#### A.4. Tavane suspendate.

#### A.5. Alte elemente de construcție: garduri de incintă (împrejmuiri).

### B. Instalații:

#### B.1 Instalații sanitare.

#### B.2 Instalații electrice/iluminat.

#### B.3 Instalații de încălzire, de condiționare și de ventilație.

#### B.4 Instalații speciale cu utilaje care operează cu abur sau cu apă la temperaturi ridicate (bucătării, spălătorii, etc).

### C. Echipamente electromecanice:

#### C.1 Ascensoare.

#### C.2 Scări rulante.

### D. Mobilier și alte dotări:

#### D.1 Mobilier profesional: de birou (rafturi, dulapuri), din unități medicale, de cercetare, inclusiv sistemele de computere, din muzee de interes național.

#### D.2 Mobilier și dotări speciale din construcții din clasa de importanță I: panouri de control și comandă ale dispeceratelor din servicii de urgență, din unități de pompieri, poliție, centrale telefonice, echipamente din stații de radiodifuziune/televiziune și similare.

#### D.3 Rafturi din magazine și din depozite accesibile publicului.

## 10.2. Cerințe generale de performanță seismică specifice CNS

### (1) Cerințele utilizatorilor privitoare la comportarea la cutremur a CNS se referă la:

- evitarea pierderilor de vieți omenești sau a rănirii persoanelor din exteriorul sau din interiorul construcțiilor prin desprinderea și căderea CNS ;
- evitarea întreruperii activităților și serviciilor esențiale în timpul și după cutremur prin avariarea/ieșirea din funcțiune a CNS;
- evitarea degradării unor bunuri culturale sau artistice valoroase;
- limitarea pagubelor materiale ca amploare și gravitate;
- asigurarea căilor de evacuare a persoanelor din construcție și a căilor de acces pentru echipele de intervenție;

- evitarea/limitarea avarierii unor elemente structurale ca urmare a interacțiunii acestora cu elementele nestructurale;
- limitarea impactului psihologic datorat disconfortului ocupanților.

(2) În funcție de clasa de importanță a construcției și de rolul componentei în sistemele respective, CNS trebuie să satisfacă următoarele cerințe:

- pentru construcțiile din clasa de importanță I, trebuie să asigure funcționarea continuă în timpul cutremurului și imediat după acesta, cu eventuale întreruperi în limitele timpului necesar pentru intrarea în funcțiune a echipamentelor și instalațiilor de rezervă; efectele avariilor locale (ruperea unei conducte de apă, de exemplu) vor fi limitate și nu vor împiedica funcționarea normală a restului construcției;
- pentru instalațiile cu echipamente speciale, care lucrează cu apă fierbinte sau cu abur sub presiune, precum și pentru instalațiile de gaz și instalațiile și echipamentele electrice, trebuie să se evite pericolul de producere a exploziilor și scurt-circuitelor care ar putea genera incendii sau degajări de apă și abur la temperaturi ridicate;
- pentru construcțiile din clasele de importanță II-IV, trebuie să fie asigurată stabilitatea tuturor componentelor iar remedierea eventualelor avarii și repunerea în funcțiune a instalației trebuie să fie posibile într-un interval de timp acceptabil pentru utilizatori.

(3) Pentru satisfacerea cerințelor de la (1), toate categoriile de componente nestructurale ale construcțiilor trebuie să fie proiectate și executate astfel încât să rămână stabile și să-și păstreze integritatea fizică sub acțiunea forțelor și deplasărilor datorate celor două efecte ale acțiunii seismice precizate la 10.1.1.(4).

(4) Prevederile prezentului capitol nu se aplică următoarele categorii de componente care prezintă un nivel de risc redus din punct de vedere al parametrilor enunțați la 10.1.1.(3) :

- toate CNS, cu excepția celor din categoria A1 situate pe fațadele către spații publice sau cu aglomerări de persoane și a celor din categoria B4, pentru:
  - construcțiile din clasa de importanță IV, din zonele seismice cu  $a_g \leq 0,12g$ ,
  - construcțiile din clasa de importanță III, pentru zona seismică cu  $a_g = 0,08g$ ;
- toate componentele din categoriile B (cu excepția B4), C și D, pentru:
  - construcțiile din clasa de importanță III din zona seismică cu  $a_g = 0,12g$ ,
  - construcțiile din clasa de importanță II din zona seismică cu  $a_g = 0,08g$ ;
- componentele din categoriile B (cu excepția B4), C,D, cu  $\gamma_{CNS} \leq 1$ , indiferent de zona seismică și de clasa de importanță a construcției, dacă îndeplinesc următoarele două condiții:
  - sunt montate la înălțime mai mică de 1,50 m peste nivelul planșeului;
  - au greutate totală maximă în exploatare mai mică de 0,20 kN.



### 10.3. Calculul seismic al componentelor nestructurale

#### 10.3.1. Principii și metode de evaluare a forței seismice de proiectare pentru CNS

- (1) Forța seismică de proiectare pentru CNS depinde de următorii factori:
- importanța CNS;
  - valoarea accelerației de proiectare a terenului și caracteristicile spectrale ale acțiunii seismice la amplasament;
  - amplificarea accelerației terenului la nivelul de prindere al CNS;
  - amplificarea dinamică proprie a CNS;
  - modificarea (reducerea) efectului forței seismice datorită capacității de absorbție a energiei a CNS și a prinderilor acesteia de structura principală;
  - greutatea în exploatare a CNS.
- (2) Forța seismică rezultată din acțiunea directă a cutremurului asupra unei CNS poate fi calculată, în funcție de importanța și de rolul în construcție ale componentei respective, folosind unul dintre următoarele procedee:
- metoda spectrelor de etaj;
  - metoda forțelor static echivalente.
- (3) Forța seismică determinată conform prezentului paragraf se folosește numai pentru proiectarea CNS, a prinderilor acesteia și pentru verificarea locală a elementelor de reazem și nu se adună cu efectele forței seismice pentru structura principală.

##### 10.3.1.1. Metoda spectrelor de etaj

- (1) Pentru CNS de mare importanță sau care conțin surse de risc deosebit (recipienți sau instalații pentru substanțe toxice, explozibile, etc), calculul forței seismice rezultate din acțiunea directă a cutremurului asupra CNS se va face pe baza unui model de calcul complet, folosind spectrul de accelerație obținut din răspunsul seismic al structurii principale la nivelul de prindere al CNS (spectrul de etaj).
- (2) Modelul de calcul utilizat va ține seama de proprietățile mecanice relevante ale structurii principale, ale CNS și ale prinderilor acestora de structura principală.
- (3) Acțiunea seismică pentru care se calculează spectrele de etaj va fi modelată conform prevederilor de la Cap.3 din prezentul Cod.

##### 10.3.1.2. Metoda forțelor static echivalente

- (1) Pentru construcțiile la care se aplică prevederile prezentului Cod (vezi secțiunea 1.1.), efectul acțiunii directe a cutremurului asupra CNS poate fi considerat echivalent cu efectul unei forțe statice  $F_{CNS}$ .
- (2) Forța seismică orizontală static echivalentă  $F_{CNS}$ , care modelează acțiunea directă a cutremurului asupra unei CNS aflată la cota "z" în raport cu baza construcției, se calculează cu formula:

$$F_{CNS}(z) = \frac{\gamma_{CNS} a_g \beta_{CNS} K_z}{q_{CNS}} m_{CNS} \quad (10.1)$$

unde:

$\gamma_{CNS}$  coeficient de importanță al CNS (vezi 10.3.1.3.1);

$a_g$  accelerația seismică de calcul a terenului stabilită conform hărții de zonare seismică;

$\beta_{CNS}$  coeficient de amplificare dinamică al CNS (vezi 10.3.1.3.2.);

$K_z = 1 + 2 \frac{z}{H}$  coeficient care reprezintă amplificarea accelerației seismice a terenului pe înălțimea construcției, în care:

$z$  cota punctului de prindere de structură a CNS;

$H$  înălțimea medie a acoperișului în raport cu baza construcției;

Notă: Produsul  $a_g K_z$  reprezintă accelerația seismică la punctul de prindere de structură al CNS (la cota  $z$ ) iar produsul  $a_g K_z \beta_{CNS}$  reprezintă accelerația seismică la nivelul centrului de greutate al CNS.

$q_{CNS}$  factor de comportare al CNS (vezi 10.3.1.3.3.);

$m_{CNS}$  masa maximă a CNS în exploatare (pentru rafturile de depozitare vezi alin. 5)

(3) Valoarea forței seismice  $F_{CNS}$ , stabilită cu relația (10.1), se limitează după cum urmează:

$$F_{CNS} \leq 4 \gamma_{CNS} a_g m_{CNS} \quad (10.2)$$

$$F_{CNS} \geq 0,75 \gamma_{CNS} a_g m_{CNS} \quad (10.3)$$

(4) Forța seismică verticală static echivalentă  $F_{CNS,V}$  se calculează tot cu relația (10.1) utilizând valoarea de proiectare a accelerației componentei verticale,  $a_{vg}$ , determinată cu relația (3.16).

(5) Forța seismică static echivalentă  $F_{CNS}$  poate fi considerată în calcul ca:

- încărcare uniform distribuită, perpendiculară pe axa CNS, orizontal și vertical (în cazul elementelor liniare care pot oscila simultan pe cele două direcții- țevi, conducte, canale de ventilație și similare);
- încărcare uniform distribuită, perpendiculară pe planul CNS (în cazul elementelor plane - pereți interiori, fațade cortină și similare);
- forță concentrată aplicată în centrul de greutate al CNS, pe direcția cea mai defavorabilă (în cazul elementelor care au trei dimensiuni comparabile -utilaje, echipamente, rezervoare, coșuri de fum și de ventilație și similare);

(6) Pentru rafturile din oțel din magazine sau depozite accesibile publicului, care sunt montate la cota  $\pm 0,00$  sau mai jos, calculul se poate face folosind ipotezele generale de calcul pentru structuri, cu următoarele precizări:

- masa supusă acțiunii seismice se va lua egală cu cea mai defavorabilă din următoarele :
  - greutatea proprie a raftului + câte  $\frac{2}{3}$  din încărcarea capabilă la fiecare nivel de depozitare;

- greutatea proprie a raftului + încărcarea capabilă la cel mai înalt nivel de depozitare;
- factorul de comportare se va lua  $q_{CNS} = 4,0$
- coeficientul de importanță se va lua  $\gamma_{CNS} = 1,5$
- pentru rafturile rigide, cu  $T_0 \leq 0,06s$ , forța seismică de proiectare se va determina cu relația

$$F_{CNS} = 1,25 a_g m_{CNS} \quad (10.1a)$$

unde  $m_{CNS}$  se stabilește ca mai sus.

### 10.3.1.3. Coeficienți de calcul pentru componentele nestructurale

#### 10.3.1.3.1. Coeficientul de importanță pentru CNS ( $\gamma_{CNS}$ )

(1) Coeficientul de importanță pentru CNS se va lua  $\gamma_{CNS} \geq 1,5$ , la aprecierea proiectantului și/sau beneficiarului, pentru următoarele categorii de componente:

- elemente de construcție, instalații, utilaje și echipamente curente și de rezervă, esențiale pentru continuarea în siguranță a funcționării construcțiilor din clasa de importanță I, sau pentru evacuarea în siguranță a acestora, inclusiv prinderile acestora ;
- CNS amplasate pe căile de evacuare și sistemele de iluminat de rezervă, pentru evacuare, ale construcțiilor din clasa de importanță II, care adăpostesc aglomerații de persoane;
- recipiente și rezervoare care conțin substanțe toxice sau explozibile considerate a fi periculoase pentru siguranța publică;
- rafturi din marile spații comerciale și din depozite accesibile publicului.

(2) Pentru toate celelalte categorii de CNS, coeficientul de importanță se va lua  $\gamma_{CNS} \equiv \gamma$  unde  $\gamma$  este coeficientul de importanță al construcției.

#### 10.3.1.3.2. Coeficientul de amplificare dinamică al CNS ( $\beta_{CNS}$ )

Coeficientul de amplificare dinamică al CNS se stabilește în funcție de rigiditatea componentei și a prinderilor respective:

- componente *rigide* (cu perioada proprie de oscilație  $T_{CNS} \leq 0,06 s$ ):  $\beta_{CNS} = 1,0$
- componente *flexibile* (cu perioada proprie de oscilație  $T_{CNS} > 0,06 s$ ):  $\beta_{CNS} = 2,5$

#### 10.3.1.3.3. Factorul de comportare al CNS ( $q_{CNS}$ )

(1) Factorul de comportare al CNS, depinde de capacitatea de deformare și de absorbție de energie a CNS și a prinderilor acesteia de structură și este independent de flexibilitatea acestora.

(2) Pentru CNS enumerate la art.10.1.2, valorile  $\beta_{CNS}$  și  $q_{CNS}$  sunt date în tabelele 10.1 și 10.2



Tabel 10.1

Categoria și tipul componentelor nestructurale	$\beta_{CNS}$	$q_{CNS}$
A.1. Elemente atașate anvelopei construcției:		
- dacă lucrează în consolă sau dacă sunt ancorate de structura principală sub nivelul centrului de greutate	2,5	2,5
- dacă sunt ancorate peste nivelul centrului de greutate	1,0	2,5
- ornamente, firme, reclame, antene de televiziune și similare, indiferent de modul de prindere de structura principală	2,5	2,5
A.2. Elemente ale anvelopei		
- elemente propriu zise	1,0	2,5
- placaje și finisaje cu elemente și prinderi ductile	1,0	2,5
- placaje și finisaje cu elemente și prinderi fragile	1,0	1,5
- prinderi și rigidizări ale elementelor anvelopei	1,25	1,0
A.3. Elemente de compartimentare, fixe sau amovibile, inclusiv finisaje și tâmplării înglobate		
- pereți nestructurali interiori din zidărie simplă care nu sunt fixați de structura principală la partea superioară,	2,5	1,5
- parapete interiori din zidărie simplă care lucrează în consolă sau care sunt fixați sub nivelul centrului de greutate	2,5	1,5
- restul elementelor de compartimentare interioară, indiferent de materialele din care sunt executate	1,0	2,5
A.4 Tavane false	1,0	2,5
A.5 Garduri de incintă	2,5	2,5

Tabelul 10.2

Categoria și tipul componentelor nestructurale	$\beta_{CNS}$	$q_{CNS}$
B. Instalații		
B.1 Instalații sanitare (alimentare cu apă, evacuarea apelor uzate)		
- sisteme de conducte cu prinderi ductile	1,0	2,5
- sisteme de conducte cu prinderi fragile	1,0	1,5
B.2 Instalații electrice/iluminat		
- sisteme de cabluri principale	2,5	3,5
- echipamente electrice	1,0	2,5
- corpuri de iluminat	1,0	1,5
B.3 Instalații de condiționare/încălzire & ventilație		
- echipamente izolate împotriva vibrațiilor	2,5	2,5
- echipamente neizolate împotriva vibrațiilor	1,0	2,5
- echipamente montate pe conducte	1,0	2,5
- alte echipamente	1,0	2,5
B.4 Instalații speciale cu utilaje care operează cu abur sau apă la temperaturi ridicate		
- boilere, cazane	1,0	2,5
- vase de presiune rezemate pe manta sau așezate liber	2,5	2,5
C. Echipamente electromecanice		
- ascensoare și scări rulante	1,0	2,5
D. Mobilier		
- mobilier din unități medicale, de cercetare, inclusiv sistemele de computere; mobilier de birou (rafturi, clasoare, dulapuri)	1,0	1,5
- mobilier din muzee de interes național	1,0	1,0
- mobilier și dotări speciale din construcții din clasa de importanță I: (panouri de comandă ale dispeceratelor din servicii de urgență, din unități de pompieri, poliție, centrale telefonice, echipamente din stații de radiodifuziune/televiziune)	1,0	1,0
- rafturi din oțel din magazine și din depozite accesibile publicului ( $T_0 \leq 0.06$ s)	1,0 (*)	4,0
- rafturi din oțel din magazine și din depozite accesibile publicului ( $T_0 \geq 0.06$ s)	2,5 (*)	4,0

(\*) rafturi montate peste cota  $\pm 0,00$ . Pentru rafturile montate la cota  $\pm 0,00$  sau mai jos vezi 10.3.1.2.

### 10.3.2. Determinarea deplasărilor laterale pentru calculul CNS

(1) CNS care sunt prinse la două cote de nivel diferite, pe aceeași structură/același tronson (A), vor fi proiectate pentru a prelua deplasarea relativă  $d_{r,CNS}$  dată de relația:

$$d_{r,CNS} = d_{sxA} - d_{syA} \leq (X - Y) \frac{d_{aA}}{h_{etA}} \quad (10.4)$$

(2) CNS care sunt prinse la două cote de nivel diferite pe două structuri/două tronsoane diferite (A și B) vor fi proiectate pentru a prelua deplasarea relativă  $d_{r,CNS}$  dată de relația

$$d_{r,CNS} = |d_{sxA}| + |d_{syB}| \leq \frac{Xd_{aA}}{h_{etA}} + \frac{Yd_{aB}}{h_{etB}} \quad (10.5)$$

(3) În formulele (10.4) și (10.5) s-a notat:

$d_{sxA}$  deplasarea construcției A, la nivelul "x";

$d_{syA}$  deplasarea construcției A, la nivelul "y";

$d_{syB}$  deplasarea construcției B, la nivelul "y";

$X$  cota punctului superior de prindere de la nivelul "x", măsurată de la baza structurii (secțiunea teoretică de încastrare);

$Y$  cota punctului inferior de prindere de la nivelul "y", măsurată de la baza structurii;

$d_{aA}$ ,  $d_{aB}$  deplasările relative de nivel admisibile pentru construcția A și respectiv, construcția B, definite conform art.4.6.3.2;

$h_{etA}$ ,  $h_{etB}$  înălțimile de etaj folosite pentru calculul deplasărilor relative de nivel la construcția A și, respectiv, la construcția B.

Deplasările  $d_s$  se calculează cu relația (4.19).

(4) Factorul  $\nu$ , din relația (4.19), definit conform 4.6.3.2., se va lua după cum urmează:

- $\nu = 0,7$  pentru :
  - elementele anvelopei și elementele atașate anvelopei amplasate pe fațadele către spațiile publice (strada) sau către alte spații în care este posibilă prezența unui număr mare de persoane (curțile interioare ale școlilor, atriumuri, și similare);
  - sistemele de conducte care sunt fixate pe două tronsoane adiacente în cazul construcțiilor din clasele de importanță I și II;
- $\nu = 0,35$  pentru toate celelalte categorii de CNS.

## 10.4. Proiectarea seismică a componentelor nestructurale

### 10.4.1. Prinderi și legături

#### 10.4.1.1. Principii generale de proiectare

(1) CNS proiectate pentru a rezista acțiunii seismice, vor fi prinse de elementele și/sau subsistemele structurale, sau, după caz, de alte CNS, astfel încât forțele de

calcul, determinate conform 10.5.2., să fie transmise, în totalitate, structurii principale a construcției.

(2) Prinderile CNS vor fi proiectate, de regulă, astfel încât să poată prelua deplasările relative ale structurii determinate conform 10.5.3; dacă această condiție nu este satisfăcută, la proiectarea CNS se va ține seama și de eforturile asociate deformațiilor și/sau deplasărilor împiedicate.

(3) Prinderile vor avea suficientă rezistență și rigiditate și vor fi alcătuite astfel încât să asigure transferul direct al forțelor seismice și gravitaționale aferente de la CNS la structura principală sau la o altă CNS, care, la rândul său, trebuie să fie legată direct de structura principală.

(4) Prinderile CNS de elementele structurii principale, sau de alte CNS, vor avea suficientă ductilitate pentru a asigura capacitatea de rotire necesară pentru preluarea deplasărilor relative ale etajelor determinate conform art.10.5.3.

(5) Prinderile CNS de elementele structurii principale, sau de alte CNS, pot fi realizate prin orice procedeu tehnic, verificat în practică, care asigură blocarea și/sau limitarea deplasărilor, în ambele sensuri, pe direcțiile tuturor gradelor de libertate ale CNS (monolitizarea armăturilor, sudură, buloane, etc).

(6) Efectul frecării datorat greutatei proprii a CNS nu va fi luat în considerare pentru transmiterea forțelor seismice corespunzătoare CNS la structura principală, sau la altă CNS.

(7) Rezistența, stabilitatea și rigiditatea elementelor de construcție pe care sunt fixate/rezimate CNS (elementele structurii principale sau o altă CNS) vor fi verificate pentru efectul local și de ansamblu al forțelor de legătură.

#### **10.4.1.2. Calculul și alcătuirea legăturilor între CNS și elementele de rezemare**

(1) Forțele de proiectare pentru ancore, vor fi determinate cu încărcările de calcul ale CNS conform 10.5.2. pentru care efectele acțiunii seismice vor fi majorate cu 30%.

(2) Pentru calculul solicitărilor în ancore se va ține seama și de condițiile probabile de instalare, inclusiv de excentricitățile de montare.

(3) Pentru prinderile cu ancore înglobate în beton sau în zidărie, eforturile capabile ale prinderii vor fi mai mari cu 30% decât eforturile capabile ale CNS care se fixează.

(4) În cazul în care prinderile se realizează cu elemente cu lungime de ancoraj mică ( $L_a \leq 8d$ ) forțele seismice care acționează asupra CNS vor fi calculate folosind factorul de comportare  $q_{CNS} = 1,5$  chiar dacă valoarea dată în tabelele 10.1 sau 10.2 este mai mare.

(5) Bolțurile montate prin împușcare nu vor fi folosite ca ancore solicitate la întindere pentru CNS în construcțiile situate în zonele seismice cu  $a_g \geq 0,16g$ .



## **10.4.2. Interacțiuni posibile ale CNS**

### **10.4.2.1. Interacțiunile CNS cu elementele/subsistemele structurale**

- (1) Interacțiunile CNS cu elementele și/sau subsistemele structurale vor fi controlate astfel încât efectele lor reciproce să nu provoace distrugerea prematură a elementelor structurale ca urmare a modificării schemei statice (de exemplu, prin formarea stâlpilor scurți) sau prin introducerea unor solicitări suplimentare în elementele structurii (de exemplu, în cazul panourilor din zidărie de umplutură).
- (2) Efectele de ansamblu și locale datorate interacțiunii structurii cu pereții de umplutură vor fi luate în considerare pentru proiectarea structurii conform prevederilor de la secțiunile 4.4 și 5.6.

### **10.4.2.2. Interacțiuni cu alte CNS**

Interacțiunile diferitelor CNS și efectele lor reciproce trebuie controlate astfel încât distrugerea/avarierea unei CNS să nu provoace avarierea, distrugerea sau ieșirea din funcțiune a unui ansamblu de CNS sau a unei CNS de nivel superior (pe care îl susțin/îl deservesc).

## **10.4.3. Proiectarea seismică a componentelor arhitecturale**

### **10.4.3.1. Principii generale de proiectare**

- (1) Componentele arhitecturale enumerate la art.10.1.2.(2)., pct.A și prinderile acestora trebuie să reziste încărcărilor determinate conform paragrafului 10.5.2 și să preia deplasările determinate conform 10.5.3.
- (2) Pentru CNS care sunt susținute pe elemente structurale în consolă sau pe grinzi cu deschideri mari se va ține seama de deformațiile verticale ale consolei/grinzii (inclusiv de deformațiile datorite rotirii nodului din secțiunea de reazem).

### **10.4.3.2. Reguli de proiectare specifice pentru componentele arhitecturale**

#### **10.4.3.2.1. Reguli de proiectare specifice pentru elementele componente ale anvelopei**

- (1) Pereții exteriori nestructurali, care nu constituie panouri de umplutură la cadre (de exemplu, pereți rezemați pe console, pereți cu goluri mari) executați din zidărie de cărămidă/blocuri sau din panouri prefabricate vor fi proiectați pentru a rezista efectelor acțiunii seismice perpendiculară pe plan și deplasărilor determinate conform 10.5.3.
- (2) Pereții exteriori nestructurali executați din zidărie menționați la (1) vor fi prevăzuți, după caz, cu stâlpișori ancorați în structura principală și cu centuri. În cazul pereților rezemați pe console se va ține seama și de prevederile de la 10.4.3.1.(2).
- (3) Pereții exteriori nestructurali din zidărie care constituie panouri de umplutură în cadrele din beton armat sau din oțel vor fi proiectați conform prevederilor Cap.8 din prezentul Cod și Codului CR6-2006 .

(4) Pereții exteriori nestructurali executați din panouri prefabricate din beton vor fi rezemați direct pe elementele structurii principale sau vor fi prinși de aceasta cu ancore sau cu alte dispozitive de prindere și vor respecta următoarele reguli:

- prinderile și rosturile între panouri trebuie să permită deplasări relative de nivel cel puțin egale cu deplasarea de nivel calculată sau cel puțin 15 mm;
- prinderile care asigură mișcarea liberă în planul panoului, în limitele deplasării relative de nivel calculată, pot fi realizate folosind găuri ovalizate, fante, prinderi care permit deplasări prin încovoierea unor piese de oțel, sau orice alt sistem care asigură capacitate de deplasare necesară și ductilitatea corespunzătoare;
- corpul ancorelor/conectorilor trebuie să aibă suficientă deformabilitate și capacitate de rotire pentru a preveni ruperea betonului/zidăriei la deformații mici sau în zona prinderilor sudate;
- toate piesele sistemelor de prindere vor fi dimensionate conform art.10.4.1.;
- mărimea deformației perpendiculare pe plan a pereților exteriori nestructurali, produse de forțele seismice de calcul, nu va depăși deformația admisibilă a panoului stabilită în funcție de geometria, proprietățile mecanice ale materialelor constitutive, de schema statică a sistemului de prindere de structura principală și de tipul finisajului;
- sticla înglobată în ferestrele obișnuite, în fațadele cortină și sticla vitrinelor se va proiecta și monta în conformitate cu prevederile art.10.4.3.2.4.

#### **10.4.3.2.2. Reguli de proiectare specifice pentru tavanele suspendate**

(1) Masa tavanului suspendat pentru care se calculează forța seismică trebuie să includă:

- rețeaua proprie de rezistență (grătarul);
- panourile de tavan;
- corpurile de iluminat, dacă sunt agățate, prinse cu cleme sau sprijinite lateral de tavan;
- orice altă CNS care este sprijinită lateral de tavan.

(2) Forța seismică aferentă masei totale a tavanului calculată conform (1) va fi transmisă, împreună cu încărcările verticale corespunzătoare, prin prinderile tavanului, la elementele structurii principale sau la elementele de margine ale structurii tavanului. Prinderile vor fi dimensionate conform 10.4.1.

(3) Tavanele suspendate ale construcțiilor din clasele de importanță I și II situate în amplasamente cu  $a_g \geq 0,20g$  trebuie să respecte și următoarele reguli suplimentare:

- rețeaua de susținere a panourilor va fi alcătuită din profile laminate T din oțel;
- aripa cornierului marginal de închidere va fi de cel puțin 50 mm;
- în fiecare din cele două direcții orizontale ortogonale, un capăt la rețelei de susținere a tavanului va fi fixat de cornierul de margine iar celălalt capăt va avea posibilitatea de deplasare liberă pe cel puțin 20 mm;
- tavanele suspendate cu suprafața mai mare de  $100 \text{ m}^2$  vor fi prevăzute cu prinderi laterale de structura principală;



- tavanele suspendate cu suprafața mai mare de 250 m<sup>2</sup> vor fi divizate în zone cu suprafața ≤ 250m<sup>2</sup> prin rosturi de separare sau prin pereți dezvoltati pe toată înălțimea etajului; se poate renunța la această măsură dacă se demonstrează prin calcul că sistemul de prindere poate prelua integral deplasările laterale ale tavanului;
- se vor prevedea măsuri pentru a permite deplasarea liberă a tavanului în vecinătatea capetelor de sprinklere sau a altor piese care traversează tavanul;
- în cazul în care tavanul are cote de nivel diferite, stabilitatea laterală a fiecărei zone va fi asigurată printr-un sistem propriu de blocare a deplasărilor laterale (contravântuire);
- conductele, canalele de ventilație, cablurile electrice și alte elemente de instalații nu vor fi fixate de tavanul suspendat.

#### **10.4.3.2.3. Reguli de proiectare specifice pentru elementele de compartimentare**

- (1) Pereții despărțitori din zidărie de cărămidă sau blocuri vor fi dimensionați pentru a rezista forței seismice perpendiculară pe planul peretelui calculată cu relația (10.1) în care masa peretelui va include și masa în exploatare a mobilierului sau altor echipamente sau instalații suspendate de perete (de exemplu, rafturi de bibliotecă inclusiv cărțile, boilere și sisteme de conducte inclusiv apa conținută, etc). Momentele încovoietoare în panoul de perete vor fi calculate conform prevederilor din "*Cod de proiectare a structurilor din zidărie, CR6-2006*", cap.6 având în vedere condițiile concrete de fixare la extremitățile peretelui nestructural.
- (2) Pereții despărțitori, care sunt fixați la nivelul tavanului suspendat precum și orice alți pereți despărțitori mai înalți de 2,00 m, indiferent de materialul din care sunt realizați, vor fi fixați lateral de structura principală. Sistemul de fixare va fi independent de sistemul de fixare al tavanului suspendat.
- (3) Dispunerea în plan a elementelor de fixare laterală și dimensionarea acestora se va face în așa fel încât deplasările laterale ale capetelor superioare ale pereților să fie compatibile cu deplasările laterale ale tavanului din încăperea respectivă.
- (4) Proiectarea și executarea pereților despărțitori din sticlă se va face în conformitate cu prevederile reglementărilor specifice.
- (5) Pereții despărțitori din BCA, scheletul metalic sau din lemn al pereților ușori (de tip "gips carton") și prinderile acestuia de structura principală vor fi dimensionate pentru a prelua încărcările de calcul date la 10.5.2. Greutatea acestor pereți va include și greutatea în exploatare a mobilierului, a echipamentelor și a instalațiilor suspendate de perete.

#### **10.4.3.2.4. Reguli de proiectare specifice pentru fațadele vitrate**

- (1) Scheletul metalic al fațadelor cortină, ramele vitrinelor și ferestrelor și prinderile acestora de structura principală vor fi proiectate pentru a prelua deplasările relative de nivel calculate, fără deformații permanente și fără deteriorarea sticlei și a pieselor de etanșare.



(2) Sticla părților vitrate ale fațadelor (pereți cortina vitrați, vitrine de mari dimensiuni) trebuie să satisfacă cerința referitoare la limitarea deplasării relative de nivel dată de relația:

$$d_{ra}(sticla) \geq 1,25\gamma_I d_{r,CNS} \geq 15 \text{ mm} \quad (10.6)$$

unde

$d_{ra}$  (sticlă) deplasarea relativă de nivel care produce spargerea/căderea sticlei din peretele cortină sau din vitrină, stabilită conform prevederilor alin (5);

$\gamma_I$  coeficientul de importanță al construcției;

$d_{r,CNS}$  deplasarea relativă de nivel pentru calculul CNS stabilită conform 10.3.2.

(3) Verificarea condiției (10.6) nu este necesară dacă spațiul dintre sticlă și cadrul metalic  $c_{liber}$  este suficient de mare pentru ca să nu se producă contactul între acestea când este atinsă deplasarea maximă:

$$c_{liber} \geq 1,25\gamma_I d_{r,CNS} \geq 15 \text{ mm} \quad (10.7)$$

(4) Valoarea  $c_{liber}$  se calculează cu relația

$$c_{liber} = 2c_I \left( 1 + \frac{h_{st}c_2}{b_{st}c_1} \right) \quad (10.8)$$

unde

$h_{st}$  - înălțimea panoului de sticlă;

$b_{st}$  - lățimea panoului de sticlă;

$c_1$  - spațiul liber între marginile verticale ale sticlei și cadru;

$c_2$  - spațiul liber între marginile orizontale ale sticlei și cadru.

(5) Valoarea  $d_{ra}(sticlă)$ , depinde de tipul sticlei respective; această valoare se comunică de către producător sau poate fi determinată prin calcul conform precizărilor din norma de producție.

(6) Sticla ferestrelor cu suprafață mai mare de 2,00 m<sup>2</sup>, situate la înălțime mai mare de 2,00 m peste nivelul trotuarului, va fi de tip "securizat" .

#### 10.4.3.2.5. Reguli de proiectare specifice pentru gardurile de incintă.

(1) Gardurile de incintă din zidărie de cărămidă sau din blocuri de beton, cu înălțime mai mare de 1,50 m, vor fi proiectate pentru a rezista forțelor seismice stabilite conform 10.5.2.

(2) Pentru proiectarea gardurilor de incintă se vor folosi reglementările specifice materialelor de construcție respective.

#### 10.4.3.2.6. Reguli de proiectare specifice pentru asigurarea căilor de evacuare din construcție

Pentru evacuarea în siguranță a construcției în cazul unui cutremur sever, se vor avea în vedere următoarele măsuri privind elementele de construcție și finisaje aflate pe căile de evacuare:

- pentru ampalsamentele cu  $a_g \geq 0,20g$ , ușile cu comandă mecanică ale garajelor stațiilor de salvare, ale unităților de pompieri și similare precum și cele ale construcțiilor care adăpostesc aglomerații mari de persoane (orientativ, peste 250 de persoane) vor fi proiectate astfel încât să se evite pericolul de blocare pentru deplasări relative de nivel  $\geq 1,50 d_{r,CNS}$ ;
- ușile obișnuite ale unităților funcționale ale construcțiilor din clasele de importanță I și II situate în amplasamente cu  $a_g \geq 0,20g$  (săli de clasă, cabinete, săli de operații și similare) precum și ușile exterioare, de evacuare, ale construcțiilor din clasele de importanță I÷III situate în amplasamente  $a_g \geq 0,20g$  vor fi proiectate astfel încât să se evite pericolul de blocare pentru deplasări relative de nivel  $\geq 1,25 d_{r,CNS}$ ;
- copertinele situate deasupra ușilor de evacuare din clădire vor fi verificate pentru o forță seismică verticală mai mare cu 50% decât cea dată de relația (10.1) pentru construcțiile din clasele de importanță I și II și cu 25% pentru construcțiile din clasa de importanță III;
- pardoselile, tavanele suspendate și celelalte finisaje de pe căile de evacuare din construcție vor fi proiectate astfel încât căderea/avarierea lor să nu împiedice circulația persoanelor;
- toate piesele de mobilier din construcțiile din clasele de importanță I și II aflate pe căile de evacuare vor fi fixate de structură sau de pereții nestructurali conform prevederilor de la art.10.4.1.

#### 10.4.4. Proiectarea seismică a instalațiilor

##### 10.4.4.1. Gruparea instalațiilor în categorii seismice

Pentru diferențierea măsurilor de proiectare la acțiunea seismică, instalațiile din construcții se clasifică în trei categorii pe baza rolului funcțional și a consecințelor produse de avarierea/ieșirea din funcțiune ale acestora:

- I. Instalații "esențiale" necesare funcționării neîntrerupte a construcțiilor din clasa de importanță I, inclusiv instalațiile care asigură funcționarea acestora.
- II. Instalații a căror avariere poate avea consecințe grave privind siguranța persoanelor din construcție sau din exterior, pentru construcțiile din clasele de importanță II și III.
- III. Instalații curente (care nu fac parte din cele două categorii de mai sus).

#### 10.4.4.2. Condiții generale de proiectare pentru sistemele de instalații

(1) Obiectivul principal al prevederilor date în această secțiune este proiectarea rezemărilor și prinderilor pentru CNS din categoria instalații identificate la art. 10.1.2.2. pct. B.

(2) Prinderile și reazemele (suporturile) tuturor categoriilor/tipurilor de instalații vor fi proiectate pentru încărcările de proiectare stabilite conform 10.5.2. și pentru deplasările relative determinate conform 10.5.3.

(3) Capacitatea de rezistență la cutremur a utilajelor și echipamentelor care fac parte din sistemele de instalații se stabilește conform cataloagelor furnizorului. În cazul în care dispozitivul sau sistemele de prindere sunt livrate împreună cu echipamentele/utilajele, producătorul va comunica valorile eforturilor capabile și categoria de deformabilitate ale acestora.

(4) La interfața cu terenul sau cu structurile adiacente care se pot deplasa independent, conductele de alimentare/evacuare trebuie să aibă flexibilitatea necesară pentru a prelua în siguranță deplasările diferențiale probabile.

(5) Pentru construcțiile din clasele de importanță I și II situate în amplasamente cu  $a_g \geq 0.20g$ , așezate pe terenuri cu consistență redusă, se va ține seama de sensibilitatea la acțiunea seismică a rețelelor exterioare îngropate și a zonelor de legătură cu instalațiile interioare.

(6) Pentru utilajele și echipamentele incluse în sistemele de instalații care au coeficientul de importanță  $\gamma_{CNS} > 1,0$  vor fi luate și alte măsuri suplimentare:

- eliminarea impactului pentru elementele vulnerabile la impact, pentru elementele executate din materiale neductile sau din materiale a căror ductilitate poate fi redusă datorită condițiilor de exploatare (temperaturi joase, de exemplu);
- la proiectare se va ține seama de deplasările impuse utilajelor/echipamentelor de rețele interioare și exterioare datorită mișcărilor relative între punctele de prindere pe structuri separate.

(7) Utilajele/echipamentele care conțin importante cantități de substanțe care sunt considerate periculoase pentru siguranța persoanelor, vor fi proiectate pentru forțele seismice și cele gravitaționale în condițiile degradării proprietăților materialelor ca urmare a condițiilor de mediu nefavorabile (care favorizează coroziunea, de exemplu). Pentru aceste cazuri dimensionarea se va face cu rezistențe de proiectare ale materialului reduse în raport cu cele folosite în condiții normale de exploatare. Reducerile rezistențelor vor fi mai mari în cazul utilajelor /echipamentelor executate din materiale neductile.

(8) Prinderile și reazemele utilajelor/echipamentelor din instalațiile sanitare, de condiționare, de încălzire și de ventilație trebuie să satisfacă condițiile generale de la 10.4.1. și următoarele reguli suplimentare:

- prinderile și reazemele care transmit forțele seismice la structura principală vor fi alcătuite, dimensionate și executate în conformitate cu documentația furnizorului, adecvată zonei seismice respective;
- folosirea ancorelor mecanice cu expansiune nu este acceptată pentru utilaje și/sau echipamente cu putere mai mare de 8 kW;
- reazemele executate piese din oțel prelucrat la rece vor fi dimensionate pentru a rămâne în domeniul elastic de comportare.



(9) Utilajele/echipamentele montate pe izolatori de vibrații vor fi prevăzute cu dispozitive de limitare a deplasărilor orizontale (pe ambele direcții principale) și a deplasărilor verticale. Toate piesele acestor dispozitive vor fi executate din materiale ductile.

#### **10.4.4.3. Reguli de proiectare specifice pentru diferite categorii de elemente și/sau subansambluri de instalații**

##### **10.4.4.3.1. Reguli de proiectare specifice pentru instalații sanitare**

(1) Proiectarea sistemelor de sprinklere se va face conform reglementărilor specifice și a prevederilor din prezentul Cod referitoare la mărimea forțelor și deplasărilor seismice.

(2) Sistemele de conducte cu  $\gamma_{CNS} > 1,0$  vor satisface și următoarele reguli:

- spațiile libere între conducte sau între conducte și alte elemente de construcție vor fi stabilite astfel încât, sub efectul forțelor și deplasărilor de calcul, să nu se producă ciocnirea acestora;
- conductele trebuie să poată prelua efectele deplasărilor relative care se produc între punctele lor de rezemare pe structură, pe teren, pe echipamente și utilaje sau pe alte conducte.

(3) Nu este necesar să se prevadă legături pentru limitarea deplasărilor laterale din cutremur ale sistemelor de conducte dacă sunt îndeplinite următoarele condiții:

- conducta este suspendată, pe toată lungimea, cu bare rotunde care au lungime  $\leq 300$  mm de la partea superioară a conductei până la elementul structural de care sunt prinse, conducta poate suporta deplasările relative între punctele de reazem și sistemul de suspendare este alcătuit astfel încât barele să nu fie solicitate la încovoiere;
- pentru conductele cu deformabilitate mare, cu diametrul  $\leq 25$  mm, care au  $\gamma_{CNS} > 1,0$ , în amplasamentele cu  $a_g \geq 0,16g$ , dacă s-au luat măsuri pentru evitarea impactului între ele, cu o conductă de dimensiuni mai mari, sau cu alt utilaj;
- pentru conductele cu deformabilitate mare, cu diametrul  $\leq 50$  mm, care au  $\gamma_{CNS} > 1,0$ , în amplasamentele cu  $a_g \leq 0,12g$ , dacă s-au luat măsuri pentru evitarea impactului între ele, cu o conductă de dimensiuni mai mari, sau cu alt utilaj/echipament;
- pentru conductele cu deformabilitate mare, cu diametrul  $\leq 75$  mm, care au  $\gamma_{CNS} = 1,0$ , din amplasamentele cu  $a_g \geq 0,16g$ .

##### **10.4.4.3.2. Reguli de proiectare specifice pentru instalații electrice și de iluminat**

(1) Prinderile și reazemele prin care se transferă forțele seismice aferente utilajelor și/sau echipamentelor electrice vor fi realizate din materiale ductile.

(2) Pentru sistemele de cabluri care traversează rosturile între construcții/tronsoane adiacente precum și pentru sistemele de cabluri legate de echipamente izolate împotriva vibrațiilor se vor lua măsuri pentru a se asigura preluarea deplasărilor

relative calculate conform 10.5.3. Pentru construcțiile din clasele de importanță I și II aceste deplasări vor fi majorate cu 30%.

(3) Se vor lua măsuri pentru eliminarea riscului de impact între utilajele electrice și elementele structurii sau alte CNS.

(4) Tablourile și dulapurile electrice precum și stelajele pentru baterii vor fi fixate pentru asigurarea stabilității, prin ancorare, conform 10.4.1., de elemente de construcție suficient de rezistente pentru a prelua încărcările seismice corespunzătoare maselor respective.

#### **10.4.4.3.3. Reguli de proiectare specifice pentru instalații de condiționare, de încălzire și de ventilație**

(1) Pentru sistemele de conducte și canale care traversează rosturile între construcții și/sau tronsoane adiacente precum și pentru sistemele de conducte legate de echipamente izolate împotriva vibrațiilor se vor lua măsuri pentru a se asigura preluarea deplasărilor relative calculate conform 10.5.3. Pentru construcțiile din clasele de importanță I și II aceste deplasări vor fi majorate cu 30%.

(2) Nu este necesar să se prevadă legături pentru limitarea deplasărilor laterale pentru sistemele de conducte/canale la care  $\gamma_{CNS} \leq 1,0$  dacă una din condițiile următoare este îndeplinită pe toată lungimea fiecărei conducte :

- conducta/canalul este suspendată cu elemente de prindere care au lungime  $\leq 300$  mm de la partea superioară a conductei/canalului până la elementul structural de care sunt prinse și sunt alcătuite astfel încât nu rezultă o încovoiere semnificativă a elementului de suspendare și a elementelor sale de legătură

sau

- conducta/canalul are secțiunea transversală  $\leq 0,5 \text{ m}^2$ .

(3) Utilajele legate direct cu sistemele de conducte/canale (cum sunt ventilatoare, exhaustoare, schimbătoare de căldură, umidificatoare) a căror greutate în exploatare este mai mare de 0,35 kN trebuie să fie rezemate și legate lateral, independent de sistemul de conducte/canale.

(4) Accesoriiile folosite la sistemele de conducte/canale (de exemplu, amortizoarele) vor fi prinse cu elemente de fixare capabile să preia deplasările laterale în ambele sensuri.

(5) Pentru conductele/canalele legate direct de echipamente fixarea laterală nu este obligatorie dacă acestea au flexibilitatea necesară pentru a suporta deplasările relative între punctele de prindere.

#### **10.4.4.3.4. Reguli de proiectare specifice pentru instalații speciale cu utilaje care operează cu abur sau apă la temperaturi ridicate (bucătării, spălătorii, etc)**

- (1) Prezentul articol se referă la boilerele și la vasele de presiune din construcțiile social-culturale și similare. Articolul nu se referă la instalațiile speciale din unități de producție, cu utilaje care operează cu abur sau cu apă la temperaturi ridicate.
- (2) Proiectarea boilerelor și vaselor de presiune care au  $\gamma_{CNS} \leq 1,0$  se va face conform reglementărilor specifice cu precizările de la 10.4.4.2.
- (3) În cazul boilerelor și vaselor de presiune care au  $\gamma_{CNS} > 1,0$  se vor lua și următoarele măsuri suplimentare:
  - rezistențele de proiectare în oțel se vor reduce cu 15% pentru corpul recipientului și cu 25% pentru prinderile acestuia;
  - se vor evita interacțiunile necontrolate între recipiente, conductele aferente și alte elemente de construcție (structurale/nestructurale).

#### **10.4.5. Proiectarea seismică a echipamentelor electromecanice**

##### **10.4.5.1. Reguli generale de proiectare**

- (1) Căjele ascensoarele care nu fac parte din structura principală, cabinele, dispozitivele de acționare și sistemele de ghidare ale acestora precum și structura de rezistență a scărilor rulante, împreună cu prinderile respective, vor fi dimensionate, conform reglementărilor specifice, pentru forțele de proiectare stabilite conform 10.5.2. și pentru deplasările laterale stabilite conform 10.5.3.
- (2) Pentru ascensoarele cu viteză de deplasare ridicată (orientativ peste 45 m/minut) se vor prevedea dispozitive de decuplare calibrate pentru o valoare a accelerației terenului de 50% din accelerația seismică de proiectare.
- (3) Scările rulante din spațiile aglomerate (centre comerciale, săli de expoziție, aeroporturi și similare) vor fi proiectate pentru a prelua deplasări între punctele de reazem cu 25% mai mari decât cele stabilite conform 10.5.3.
- (4) Contragreutățile ascensoarelor vor fi prevăzute cu dispozitive speciale pentru a evita ieșirea de pe șinele de ghidaj și impactul lor cu cabina.
- (5) Se vor prevedea dispozitive de blocare la partea inferioară și superioară a cabinei și la contragreutate.

#### **10.4.6. Măsuri specifice pentru protecția la acțiunea seismică a mobilierului din construcții**

##### **10.4.6.1. Categoriile de construcții și de mobilier/aparatură care necesită protecția la acțiunea seismică**

Se vor lua măsuri pentru asigurarea stabilității la răsturnare/deplasare pentru următoarele categorii de mobilier/aparatură:

- mobilierul profesional și aparatura construcțiilor din clasa de importanță I care asigură funcționarea neîntreruptă în timpul cutremurului și imediat după aceasta (în particular pentru unitățile medicale, de comunicare în masă, pentru sistemele informatice care conțin baze de date de importanță națională și similare);



- mobilierul profesional (dulapuri, rafturi, etc) în care sunt depozitate substanțe a căror degajare/împrăștiere poate conduce la incendii/explozii sau poate constitui pericol pentru viața oamenilor (de exemplu dulapurile care conțin recipienți cu bacterii, viruși, etc);
- mobilierul și obiectele din muzee de interes național;
- rafturile de depozitare din marile spații comerciale accesibile publicului.

#### **10.4.6.2. Reguli generale de proiectare**

- (1) Stabilitatea mobilierului enumerat la 10.4.6.1. va fi asigurată prin dispozitive de prindere calculate pentru forțele stabilite la 10.5.2., cu majorarea cu 25% a efectelor forțelor seismice.
- (2) Dispozitivele de prindere vor fi ancorate în elemente de structură sau nestructurale capabile să preia în totalitate forțele de legătură.

### **10.5. Verificarea siguranței CNS la acțiunea seismică**

#### **10.5.1. Generalități**

- (1) Componentele nestructurale vor fi proiectate pentru a avea, în toate secțiunile, eforturi secționale capabile ( $N_{Rd,CNS}$ ,  $M_{Rd,CNS}$ ,  $V_{Rd,CNS}$ ) cel puțin egale cu eforturile secționale de proiectare rezultate din încărcările de calcul determinate conform 10.5.2.
- (2) Eforturile secționale capabile ale CNS și ale prinderilor respective se calculează în conformitate cu reglementările tehnice specifice materialelor din care acestea sunt executate (beton armat, metal, zidărie, lemn, sticlă, etc).
- (3) Nivelurile de siguranță la cutremur ale CNS sunt diferențiate prin coeficientul de importanță  $\gamma_{CNS}$ , în funcție de rolul acestora în funcționarea construcției și, implicit, în funcție de consecințele avarierii sau ieșirii din funcțiune a componentei respective.

#### **10.5.2. Încărcări de proiectare**

- (1) Eforturile secționale de proiectare ( $N_{Ed,CNS}$ ,  $M_{Ed,CNS}$ ,  $V_{Ed,CNS}$ ) pentru dimensionarea CNS vor fi calculate prin însumarea eforturilor secționale provenite din:
  - forțele seismice orizontale și verticale, determinate conform 10.3.1.1. sau 10.3.1.2.; combinarea efectelor forțelor seismice orizontale și verticale (în situațiile în care ambele valori sunt semnificative) se va face cu relațiile de la 4.5.3.6.2.;
  - încărcările verticale de proiectare cu valorile accelerației stabilite la Cap.3;
  - forțele care rezultă din interacțiunea CNS cu structura principală, determinate conform 10.4.2.1.
- (2) Pentru determinarea forțelor de proiectare conform (1), forțele seismice orizontale vor fi considerate ca acționând separat, în ambele sensuri, pe direcția de calcul.

(3) La determinarea încărcărilor de proiectare pentru sistemele de instalații și echipamente se va ține seama, după caz, și de efectele dinamice ale sistemului de conducte, utilajelor și echipamentelor și ale prinderilor respective.

(4) În cazul construcțiilor pentru care, conform tabelului 4.1., pentru determinarea forțelor și deformațiilor seismice se acceptă utilizarea modelului de calcul plan, calculul eforturilor secționale pentru dimensionarea/verificarea CNS se poate face în mod simplificat, considerând acțiunea seismică aplicată separat pe direcțiile principale ale construcției.

(5) Pentru verificarea condiției de stabilitate efectul favorabil al încărcărilor verticale va fi redus cu 15%.

(6) Dimensionarea/verificarea elementelor anvelopei și a celor atașate anvelopei se va face pentru eforturile cele mai mari care rezultă din acțiunea cutremurului și din acțiunea vântului.

### 10.5.3. Deplasări de calcul

CNS și prinderile acestora de structura principală vor fi proiectate pentru a prelua deplasările rezultate din însumarea următoarelor categorii de deplasări :

- deplasări relative ale punctelor de prindere de structura principală, determinate conform 10.3.2.;
- deplasări relative între CNS care pot avea mișcări diferite în timpul cutremurului;
- deplasări datorate variațiilor de temperatură climatice (pentru elementele anvelopei) sau ale temperaturii de exploatare (pentru instalații), dacă acestea sunt semnificative;
- deplasări relative între tronsoanele adiacente, datorate tasării terenului de fundare, în cazul în care CNS este fixată de ambele tronsoane (de exemplu, în cazul sistemelor de conducte care traversează rostul de tasare).

### 10.5.4. Reguli generale pentru verificarea siguranței CNS la acțiunea seismică

(1) Verificarea siguranței CNS, pentru toate categoriile de construcții și pentru toate tipurile de CNS, în afara celor exceptate de la această cerință conform art.10.2.(4), se va face prin calcul, în raport cu stările limită ultime (ULS) relevante:

- starea limită ultimă de stabilitate, la răsturnare și la deplasare;
- starea limită ultimă de rezistență.

(2) Verificarea de siguranță se referă la:

- componenta propriu-zisă;
- prinderile componente;
- elementele structurale sau nestructurale de care este prinsă componenta respectivă sau cu care aceasta se poate afla în interacțiune.

(3) Pentru CNS care au coeficientul de importanță  $\gamma_{CNS} > 1,0$  se va face și verificarea siguranței în raport cu starea limită de serviciu (SLS).

### 10.5.5. Modele de calcul

Modelele de calcul utilizate pentru determinarea stabilității, rezistenței și rigidității CNS vor ține seama de:

- dimensiunile geometrice ale componentei;
- schema statică de fixare a componentei de elementele de reazem;
- caracteristicile mecanice de rezistență și de deformabilitate ale materialelor din care sunt alcătuite componenta și prinderile sale;
- direcțiile pe care acționează forța seismică;
- deplasările relative ale punctelor de prindere determinate conform 10.5.3.;
- încărcările de calcul determinate conform 10.5.2.

#### 10.5.5.1. Verificarea condițiilor de stabilitate, de rezistență și de rigiditate

(1) Stabilitatea generală a componentelor nestructurale sub acțiunea forțelor de proiectare va fi asigurată numai cu dispozitive mecanice proiectate conform 10.4.1.2.

(2) Condiția de rezistență a CNS este asigurată dacă este satisfăcută relația:

$$E_{d,CNS} \leq R_{d,CNS} \quad (10.6)$$

unde

$E_{d,CNS}$  valoarea de proiectare a eforturilor secționale ( $N_{Ed,CNS}$ ,  $M_{Ed,CNS}$ ,  $V_{Ed,CNS}$ ) în CNS datorite efectelor încărcărilor verticale aferente și acțiunii seismice;

$R_{d,CNS}$  valoarea eforturilor secționale capabile ale CNS ( $N_{Rd,CNS}$ ,  $M_{Rd,CNS}$ ,  $V_{Rd,CNS}$ ).

(3) Pentru elementele de prindere care asigură stabilitatea la răsturnare a CNS atașate anvelopei precum și a boilerelor și vaselor de presiune, condiția de rezistență este:

$$1,25 \gamma_{CNS} E_{anc} \leq R_{anc} \quad (10.7)$$

unde

$E_{anc}$  - valoarea eforturilor secționale în elementele de prindere rezultată din încărcările de proiectare date la 10.5.2.

$R_{anc}$  - valoarea eforturilor secționale capabile respective.

(4) Condiția de la 10.5.4.(3) referitoare la verificarea siguranței în raport cu SLS pentru CNS care au  $\gamma_{CNS} > 1,0$  se consideră satisfăcută dacă sub efectul cutremurului cu  $IMR = 30$  ani (vezi cap.3):

- fisurarea elementelor din beton armat și din zidărie (deschiderea fisurilor, distanțele între fisuri) este limitată și nu împiedică funcționarea construcției;
- deformațiile efective ale tavanelor suspendate și fațadelor vitrate sunt mai mici, cel mult egale, cu valorile garantate de furnizor;
- deformațiile/deplasările efective ale instalațiilor, utilajelor și echipamentelor nu depășesc valorile de ieșire din funcțiune/avarie garantate de furnizor.



## 10.6. Asigurarea calității la proiectare și în execuție

(1) Documentația de execuție trebuie să conțină toate informațiile necesare (note de calcul, desene la scară convenabilă) pentru a se putea verifica dacă dimensionarea și detaliile constructive sunt conforme cu prevederile prezentului capitol în ceea ce privește:

- nivelul forțelor seismice luate în considerare;
- stabilitatea și rezistența elementului;
- proiectarea prinderilor.

(2) Elementele din documentația de execuție menționate la (1) vor fi supuse verificării de către un verficator atestat pentru cerința de "rezistență și stabilitate" conform Legii nr.10/1995

(3) Pentru utilajele/echipamentele al căror coeficient de importanță este  $\gamma_{CNS} > 1,0$ , furnizorul va prezenta certificate de conformitate cu rezistența la forțele seismice cerută prin documentația de execuție sau prin Caietul de sarcini.

(4) Pentru construcțiile situate în amplasamente cu  $a_g \geq 0,20g$ , proiectantul va stabili, prin caietul de sarcini, un program de verificare a rezistenței ancorelor montate pentru prinderea CNS care au coeficientul de importanță  $\gamma_{CNS} > 1,0$  precum și pentru elementele atașate anvelopei situate către spații publice sau cu aglomerări de persoane.

## 11. IZOLAREA BAZEI

### 11.1 Domeniu

- (1) Capitolul acoperă proiectarea structurilor izolate seismic la care sistemul de izolare, dispus sub masa principală a suprastructurii, are drept scop reducerea răspunsului seismic al sistemului de rezistență la forțe laterale.
- (2) Reducerea răspunsului seismic a sistemului de rezistență la forțe laterale poate fi obținută prin creșterea perioadei fundamentale a structurii, prin modificarea formei modului fundamental de vibrație, prin creșterea amortizării sau prin combinarea acestor efecte. Sistemul de izolare poate fi realizat din resorturi și/sau amortizori liniari sau neliniari.
- (3) Regulile specifice referitoare la izolarea bazei sunt date în prezentul capitol.
- (4) Capitolul nu se referă la sistemele pasive de disipare a energiei care nu sunt dispuse la o singură interfață, ci sunt distribuite la mai multe niveluri ale structurii.

### 11.2 Definiții

Termenii utilizați în prezentul capitol au următoarele semnificații:

**Sistemul de izolare:** totalitatea componentelor folosite pentru izolarea seismică, de regulă dispuse sub masa principală a construcției de deasupra interfeței de izolare;

**Interfața de izolare:** suprafața care separă infrastructura de suprastructura, unde se poziționează sistemul de izolare;

**Dispozitive izolatoare:** elementele care alcătuiesc sistemul de izolare. Dispozitivele considerate în acest capitol sunt: reazeme laminate din elastomeri, dispozitive elasto-plastice, cu amortizare vâscoasă sau cu frecare, penduli și alte dispozitive a căror comportare este conformă cu prevederile 11.1(2). Fiecare dispozitiv îndeplinește una sau mai multe din următoarele funcțiuni:

- transmiterea încărcării verticale, în condițiile unei flexibilități laterale sporite și a unei rigidități verticale înalte;
- disiparea energiei, prin amortizare vâscoasă sau histeretică;
- capacitatea de revenire la poziția inițială;
- suficienta rigiditate elastică la deplasările laterale produse de încărcările laterale de serviciu neseismice.

**Infrastructura:** partea structurii situată sub interfața de izolare, incluzând fundațiile. Flexibilitatea laterală a infrastructurii este practic neglijabilă în raport cu cea a sistemului de izolare;

**Suprastructura:** partea structurii care se izolează și este situată deasupra interfeței de izolare;

**Izolarea completă:** izolarea care asigură suprastructurii o comportare în domeniul elastic. În caz contrar se consideră că suprastructura este doar parțial izolată.

**Centrul de rigiditate efectiv:** centrul de rigiditate deasupra interfeței de izolare. La clădiri, flexibilitatea suprastructurii poate fi neglijată în determinarea poziției acestui punct, care în aceste condiții coincide cu centrul de rigiditate al dispozitivelor izolatoare.

**Deplasarea de proiectare** a sistemului într-o direcție principală este deplasarea orizontală maximă a centrului de rigiditate efectiv, înregistrată sub acțiunea seismică de proiectare, între fața superioară a substructurii și partea inferioară a suprastructurii.

**Deplasarea de proiectare totală** a unui dispozitiv de izolare într-o direcție principală, este deplasarea orizontală maximă înregistrată de dispozitivul considerat, însumând deplasarea de proiectare și cea produsă de rotirea de ansamblu în jurul axei verticale.

**Rigiditatea efectivă** a sistemului de izolare într-o direcție principală este raportul între valoarea forței orizontale totale transmise prin interfața de izolare și valoarea absolută a deplasării de proiectare (rigiditate secantă). Rigiditatea efectivă se obține în general prin calcul iterativ.

**Perioada efectivă** este perioada fundamentală în direcția considerată a unui sistem cu un singur grad de libertate având masa suprastructurii și rigiditatea egală cu rigiditatea efectivă a sistemului de izolare.

**Amortizarea efectivă** a sistemului de izolare este valoarea amortizării vâscoase echivalente care corespunde energiei disipate prin sistemul de izolare pentru un răspuns ciclic având amplitudinea deplasării de proiectare.

### 11.3 Cerințe fundamentale

(1) Cerințele fundamentale stabilite la 2.1 și în capitolele corespunzătoare ale prezentului cod, conform tipului de structură considerat trebuie satisfăcute.

(2) Dispozitivele de izolare trebuie realizate cu un grad de siguranță superior celui utilizat la proiectarea structurii. Practic aceasta se realizează amplificând acțiunea seismică aplicată fiecărui dispozitiv cu un factor  $\gamma_x$ . Valoarea recomandată pentru clădiri este  $\gamma_x = 1.2$ .

### 11.4 Criterii de îndeplinire a cerințelor

(1) În scopul satisfacerii cerințelor fundamentale, se vor verifica stările limită definite la 2.2.1(1).



- (2) Rețelele utilitare care intersectează rosturile trebuie să rămână solificate în domeniul elastic, în cazul stării limită de serviciu (de limitare a degradărilor).
- (3) Pentru aceeași stare limită, deplasările relative de nivel ale suprastructurii și substructurii se vor limita în conformitate cu 4.4.3.2.
- (4) La starea limită ultimă, capacitatea ultimă a izolatoarelor exprimată în termeni de rezistență și de deformabilitate nu va fi depășită, considerând factori de siguranță în conformitate cu 11.10(6) P.
- (5) În cadrul capitolului se consideră numai cazul izolării totale.
- (6) Deși poate fi acceptabil în anumite cazuri ca infrastructura să aibă parțial o comportare inelastică, în prezentul capitol se presupune că aceasta rămâne solicitată în domeniul elastic.
- (7) La starea limită ultimă, dispozitivele izolatoare pot atinge capacitatea lor ultimă, în timp ce suprastructura și infrastructura rămân în domeniul elastic. Din acest motiv nu este necesară aplicarea conceptelor ierarhizării capacității de rezistență și a detaliilor de ductilizare atât în suprastructura, cât și în infrastructură.
- (8) La starea limită ultimă, rețelele de gaz și celelalte rețele care pot provoca efecte dezastruoase, care traversează suprafețele de separare ale suprastructurii de terenul înconjurător sau de alte construcții, vor fi proiectate astfel încât să suporte deplasările relative între suprastructura izolată și terenul sau construcțiile înconjurătoare, considerând un factor de siguranță  $\gamma_x$ , definit la 10.3(2).

## **11.5 Prevederi generale de proiectare**

### **11.5.1 Prevederi generale referitoare la dispozitivele de izolare**

- (1) Se va prevedea spațiu suficient între suprastructură și infrastructură precum și alte măsuri, care să permită inspectarea, întreținerea și înlocuirea dispozitivelor pe durata de exploatare a construcției.
- (2) Dacă este necesar, dispozitivele vor fi protejate față de efectele potențiale ale unor surse de hazard ca focul, atacul chimic sau biologic.
- (3) Materialele utilizate în proiectarea și execuția dispozitivelor trebuie să fie conforme cu normele relevante în vigoare.

### **11.5.2 Controlul mișcărilor nedorite**

- (1) Pentru a minimiza efectele de torsiune, centrul rigidității efective și centrul de amortizare al sistemului de izolare trebuie să fie cât mai apropiat de proiecția centrului maselor pe interfața de izolare.

- (2) Pentru a minimiza diferența de comportare a dispozitivelor de izolare, eforturile de compresiune rezultate din acțiunile permanente trebuie să fie cât mai uniforme.
- (3) Dispozitivele vor fi fixate în suprastructură și în infrastructură.
- (4) Sistemul de izolare trebuie proiectat astfel încât șocurile și mișcările de torsiune să fie controlate prin măsuri adecvate.
- (5) Cerințele de la (4) referitoare la efectele șocurilor, se consideră satisfăcute, dacă efectele potențiale ale șocurilor sunt evitate prin prevederea unor dispozitive adecvate (de exemplu, amortizori, absorbanți de șoc etc.).

### **11.5.3 Controlul mișcărilor diferențiale ale terenului**

- (1) Elementele structurale dispuse deasupra și dedesubtul interfeței de izolare trebuie să fie suficient de rigide în ambele direcții orizontale și în direcție verticală astfel încât efectele deplasărilor diferențiale ale mișcărilor terenului să fie minimizate.
- (2) În cazul clădirilor, cerințele de la (1) se consideră satisfăcute dacă sunt îndeplinite toate condițiile de mai jos:
  - (a) Deasupra și dedesubtul sistemului de izolare se prevăd diafragme rigide, constând din plăci de beton armat, proiectate ținând seama de toate modurile posibile, locale sau globale de pierdere a stabilității;
  - (b) Dispozitivele care alcătuiesc sistemul de izolare sunt fixate la ambele capete de diafragmele rigide, fie direct, fie, dacă nu este posibil, prin intermediul elementelor verticale care trebuie să prezinte deplasări orizontale relative sub acțiunea seismică de proiectare mai mici decât 1/20 din deplasarea relativă a sistemelor de izolare.

### **11.5.4 Controlul deplasărilor relative față de terenul și construcțiile înconjurătoare**

Se va prevedea un spațiu suficient între suprastructura izolată și terenul sau construcțiile înconjurătoare pentru a permite deplasările acestora în toate direcțiile.

## **11.6 Acțiunea seismică**

- (1) Se presupune că cele 3 componente ale mișcării seismice acționează simultan.
- (2) Fiecare componentă a acțiunii seismice este definită la 3.2 prin spectrul elastic pentru condițiile locale de teren și accelerația de proiectare  $a_g$ .
- (3) Pentru clădiri, combinațiile componentelor acțiunii seismice sunt cele date în 4.4.3.5.

## **11.7 Factorul de comportare**

Cu excepția dată la 11.10(5), valoarea factorului de comportare se va lua  $q = 1$ .

## 11.8 Proprietățile sistemului de izolare

(1) Valorile de calcul ale proprietăților fizice și mecanice ale sistemului de izolare trebuie să fie cele mai nefavorabile de pe întreaga durată de exploatare a structurii. Acestea vor reflecta influența:

- pasului de încărcare
- mărimii încărcărilor verticale
- mărimii încărcărilor orizontale simultane
- temperaturii
- modificării proprietăților pe durata de exploatare

(2) Accelerațiile și forțele de inerție induse de cutremur trebuie evaluate considerând valoarea maximă a rigidităților și valorile minime ale coeficienților de amortizare și frecare.

(3) Deplasările vor fi determinate pe baza valorilor minime ale rigidității și coeficienților de amortizare și frecare.

## 11.9 Calculul structural

### 11.9.1 Generalități

(1) Răspunsul dinamic al sistemului structural va fi caracterizat în termeni de accelerație, forțe de inerție și deplasări.

(2) Pentru clădiri, se va ține seama de efectele de torsiune, inclusiv de cele datorate excentricității adiționale, definite la 4.4.2.

(3) Modelarea sistemului izolator trebuie să reflecte cu suficientă acuratețe distribuția spațială a dispozitivelor izolatoare, astfel încât translația pe cele două direcții orizontale și efectele corespunzătoare de răsturnare și rotația în jurul axei verticale să fie considerate în mod adecvat. Modelul trebuie să reflecteze adecvat caracteristicile diferitelor tipuri de izolatori folosite în sistemul de izolare.

### 11.9.2 Calculul linear echivalent

(1) Dacă se respectă condițiile de la pct. (5) de mai jos, sistemul izolator poate fi caracterizat de un model cu comportare vâsco-elastică lineară echivalentă, în situația când acesta este alcătuit din reazeme elastomerice laminate, sau de un model biliniar histeretic, în situația în care sistemul este alcătuit din dispozitive de tip elasto-plastic.

(2) Dacă este folosit modelul linear echivalent, se va utiliza rigiditatea echivalentă a fiecărui dispozitiv izolator (valoarea secantă a rigidității la deplasarea totală de proiectare  $d_{db}$ ), în condițiile respectării 11.8(1). Rigiditatea efectivă  $k_{eff}$  a sistemului izolator este suma rigidităților efective a izoloatorilor luați individual.

(3) Dacă se folosește modelul linear echivalent, disiparea de energie a sistemului izolator poate fi exprimată în funcție de amortizarea vâscoasă echivalentă, amortizarea



efectivă ( $\xi_{\text{eff}}$ ). Disiparea de energie în dispozitive se exprimă pe baza energiei disipate măsurate în cicluri cu frecvență în domeniul frecvențelor naturale ale modurilor considerate. Pentru moduri superioare în afara acestui domeniu, factorul amortizării modale a structurii în ansamblu trebuie să fie cel al suprastructurii considerate fixate (încăstrată) la bază.

(4) Dacă valorile rigidității efective sau a amortizării efective ale amortizărilor depind de deplasarea  $d_{dc}$ , se va aplica un procedeu de calcul iterativ, până când diferența între valoarea selectată și cea calculată nu depășește 5% din valoarea selectată.

(5) Comportarea sistemului izolator poate fi echivalentă cu o comportare liniară dacă sunt îndeplinite următoarele condiții:

(a) Rigiditatea efectivă a sistemului izolator, definită ca la (2) de mai sus este cel puțin 50% din rigiditatea efectivă corespunzătoare unei deplasări  $0,2d_{dc}$ ;

(b) Factorul amortizării efective a sistemului izolator, definit la (3) de mai sus, nu depășește 30%;

(c) Caracteristicile forța-deplasare ale sistemului izolator nu variază cu mai mult de 10% funcție de viteza de încărcare și de mărimea încărcărilor verticale;

(d) Creșterea forței de revenire a sistemului izolator pentru deplasări între  $0,5d_{dc}$  și  $d_{dc}$  este cel puțin 2,5% din greutatea totală de deasupra sistemului izolator.

(6) În cazul în care comportarea sistemului izolator se consideră ca echivalent liniară iar acțiunea seismică este definită prin spectrul elastic conform 11.6(2) trebuie aplicată o corecție a amortizării în acord cu 3.2.2.2(5).

### 11.9.3 Calculul liniar simplificat

(1) Metoda simplificată de calcul liniar consideră două translații dinamice orizontale, iar efectele torsiunii sunt suprapuse static. Se presupune că suprastructura este un solid rigid care se translatează deasupra sistemului izolator, cu condiționările (2) și (3) de mai jos.

Perioada efectivă a translației este:

$$T_{\text{eff}} = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K_{\text{eff}}}} \quad (11.1)$$

unde:

M este masa suprastructurii

$K_{\text{eff}}$  este rigiditatea orizontală efectivă a sistemului izolator definit la 10.9.2(2).

(2) Mișcarea de torsiune în jurul axei verticale poate fi neglijată la evaluarea rigidității orizontale efective și în calculul liniar simplificat dacă, pe fiecare din cele două direcții orizontale, excentricitatea (incluzând excentricitatea accidentală) între centrul de rigiditate al sistemului izolator și proiecția pe verticală a centrului masei suprastructurii nu depășește 7,5% din lungimea suprastructurii perpendicular pe direcția orizontală considerată. Aceasta este o condiție pentru aplicarea metodei simplificate de calcul liniar.

(3) Metoda simplificată poate fi aplicată la sistemele izolatoare cu comportare lineară amortizată echivalentă, dacă sunt îndeplinite următoarele condiții:

- (a) Distanța de la amplasament la sursa seismică potențială (falie) cea mai apropiată cu o magnitudine  $M_s \geq 6.5$  este mai mare de 15 km;
- (b) Dimensiunea cea mai mare în plan a suprastructurii este 50 m;
- (c) Infrastructura este suficient de rigidă astfel încât efectele deplasărilor diferențiale ale terenului să fie minime;
- (d) Toate dispozitivele izolatoare sunt dispuse deasupra elementelor infrastructurii care preiau încărcările verticale;

(e) Perioada efectivă  $T_{eff}$  satisface următoarele condiții:

$$3T_f \leq T_{eff} \leq 3s \quad (11.2)$$

unde:

$T_f$  este perioada fundamentală a suprastructurii cu baza fixată (exprimată printr-o expresie simplificată)

(4) La clădiri, pe lângă condițiile (3) de mai sus, mai trebuie satisfăcute următoarele condiții:

(a) Sistemul de rezistență pentru încărcări laterale al suprastructurii este regulat și aranjat simetric față de cele două axe principale în plan:

(b) Rotirea în plan vertical la baza infrastructurii este neglijabilă;

(c) Raportul între rigiditățile verticale și orizontale ale sistemului izolator satisface condiția:

$$\frac{K_v}{K_{eff}} \geq 150 \quad (11.3)$$

(d) Perioada fundamentală în direcție verticală,  $T_v$ , nu este mai mare de 0,1 secunde, unde:

$$T_v = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K_v}} \quad (11.4)$$

(5) Deplasarea centrului de rigiditate sub acțiunea seismică se calculează pentru fiecare direcție orizontală, cu expresia:

$$d_{dc} = \frac{MS_e(T_{eff}, \xi_{eff})}{K_{eff, min}} \quad (11.5)$$

unde:

$S_e(T_{eff}, \xi_{eff})$  este accelerația spectrală definită la 3.2.2.2, luând în considerare valoarea potrivită a amortizării  $\xi_{eff}$  conform 11.9.2 (3).

(6) Forțele orizontale aplicate la fiecare nivel al suprastructurii se calculează pentru fiecare direcție orizontală cu expresia:

$$f_j = m_j S_e(T_{eff}, \xi_{eff}) \quad (11.6)$$

unde:

$m_j$  este masa nivelului j

(7) Sistemul de forțe obținute conform (6) induce efecte de torsiune datorate excentricităților naturale (structurale) și accidentale.

(8) În cazul în care condiția dată în (2) de mai sus privind neglijarea mișcării de torsiune în jurul axei verticale este satisfăcută, efectele de torsiune în dispozitivele individuale pot fi evaluate amplificând în fiecare direcție efectele definite la (5) și (6) cu factorul  $\delta_i$  (exemplificat pentru direcția x).

$$\delta_{xi} = 1 + \frac{l_{tot,y}}{r_y^2} y_i \quad (11.7)$$

unde:

y este direcția orizontală perpendicular pe direcția considerată x

( $x_i, y_i$ ) sunt coordonatele izolatorului i în raport cu centrul de rigiditate efectiv

$l_{tot,y}$  este excentricitatea totală în direcția y

$r_y$  este raza de torsiune a sistemului izolator, stabilit cu expresia:

$$r_y^2 = \sum (x_i^2 k_{yi} + y_i^2 k_{xi}) / \sum k_{xi} \quad (11.8)$$

$k_{xi}, k_{yi}$  sunt rigiditățile efective ale izolatorului i în direcțiile x și y

(9) Efectele de torsiune în suprastructură se pot evalua conform 4.4.3.2.4

#### 11.9.4 Calculul liniar modal simplificat

(1) Dacă dispozitivele izolatoare pot fi considerate ca având o comportare echivalent liniară, dar condițiile 11.9.3(2), (3) și dacă este cazul (4) nu sunt satisfăcute, se poate efectua un calcul modal conform 4.3.3.3.

(2) În cazul în care condițiile (2), (3) și dacă este cazul (4) sunt îndeplinite, se poate utiliza un calcul simplificat, care consideră deplasările orizontale și mișcarea de torsiune în jurul axei verticale și presupune că infrastructura și suprastructura au comportare de corp rigid. În acest caz, excentricitatea accidentală (conform 4.3.2(1)) a masei suprastructurii trebuie luată în considerare în calcul. Deplasările fiecărui punct al structurii de determină prin compunerea deplasărilor de translație și de rotație. Această procedură se aplică la evaluarea rigidității efective a fiecărui izolator. Forțele de inerție și momentele se iau în considerare apoi la verificarea izoloatorilor, a infrastructurii și suprastructurii.

#### 11.9.5 Calculul dinamic

Dacă sistemul izolator nu poate fi reprezentat de un model liniar echivalent (de exemplu, dacă condițiile de la 11.9.2(5) nu sunt îndeplinite) răspunsul trebuie evaluat printr-un calcul dinamic, utilizând legi constitutive pentru izolatori care să poată reproduce comportarea sistemului în domeniul deformațiilor și vitezelor anticipate în ipoteza de proiectare seismică.

#### 11.9.6 Elemente nestructurale

La clădiri elementele nestructurale vor fi calculate conform 4.3.5 considerând efectele dinamice ale izolării (vezi 4.2.5.1(2) și (3)).



### 11.10 Verificări la starea limită ultimă

- (1) Infrastructura va fi verificată sub forțele de inerție aplicate direct asupra acesteia și sub forțele și momentele transmise de sistemul izolator.
- (2) Elementele infrastructurii și suprastructurii vor fi verificate la starea limită ultimă folosind coeficientul  $\gamma_M$  definit în secțiunile relevante ale codului.
- (3) În cazul clădirilor, verificările de siguranță referitoare la echilibrul și rezistența în infrastructură și suprastructură vor fi efectuate conform 4.4. Nu este necesar să se satisfacă condițiile proiectării capacității de rezistență și cele de ductilitate globală sau locală.
- (4) Elementele structurale ale infrastructurii și suprastructurii pot fi proiectate ca nedisipative. Pentru construcțiile din beton, oțel și compozite se poate adopta clasa de ductilitate  $L$ , corespunzătoare construcțiilor pentru alte încărcări decât cele seismice.
- (5) Condiția de rezistență a elementelor structurale ale suprastructurii se poate considera satisfăcută pentru încărcări seismice corespunzătoare unui factor de comportare  $q = 1.5$ .
- (6) Rezistența sistemului izolator se va evalua considerând factorul  $\gamma_x$  definit la 11.3(2).
- (7) Depinzând de tipul de dispozitiv considerat, rezistența elementelor izolatoare se evaluează la starea limită ultimă fie în funcție de:
  - (a) Forțe, luând în considerare valorile maxime ale forțelor orizontale și verticale în situația de proiectare la cutremur, inclusiv efectele de răsturnare, fie în funcție de:
  - (b) Deplasarea orizontală totală între fețele superioară și inferioară a dispozitivului. Deplasarea orizontală totală include distorsiunea datorată acțiunii seismice de proiectare și efectelor contracției, curgerii lente, temperaturii și postcomprimării (la elementele de beton precomprimat).

Notă: Capitolul 11 reproduce practic nemodificat textul capitolului cu același titlu din Eurocode 8. Se dau aici numai principiile generale ale proiectării izolatoarelor seismice. Acolo unde este cazul s-au adoptat prevederile potrivit condițiilor seismice din țara noastră, în special din zona capitalei.

## ANEXA A

## ACȚIUNEA SEISMICĂ: DEFINIȚII ȘI PREVEDERI SUPLIMENTARE

### A.1 Definițiile perioadelor de control (colț) ale spectrelor de răspuns

Valorile perioadelor de control (colț) ale spectrelor de răspuns,  $T_C$  și  $T_D$ , calculate conform definițiilor din prezentul capitol pentru accelerogramele înregistrate la cutremurele moderate și puternice din România au fost utilizate pentru realizarea hărții din Figura 3.2 - Zonarea teritoriului României în termeni de perioada de control (colț),  $T_C$  a spectrului de răspuns, și pentru stabilirea valorilor din Tabelul 3.1.

Perioadele de control (colț) ale spectrelor de răspuns,  $T_C$  și  $T_D$ , se definesc după cum urmează:

$$T_C = 2\pi \frac{EPV}{EPA} \quad (A1.1)$$

$$T_D = 2\pi \frac{EPD}{EPV} \quad (A1.2)$$

unde  $EPA$  este accelerația efectivă de vârf,  $EPV$  este viteza efectivă de vârf și  $EPD$  este deplasarea efectivă de vârf ale mișcării terenului,

Perioada de control (colț)  $T_B$  se consideră  $T_B = 0,1T_C$ .

Definiția mărimilor  $EPA$ ,  $EPV$  și  $EPD$  - invariantă față de conținutul de frecvențe al mișcărilor seismice - se obține prin medierea spectrului de răspuns pentru accelerații absolute  $SA$ , a spectrului de răspuns pentru viteze relative  $SV$  și a spectrului de răspuns pentru deplasări relative  $SD$  pe un interval de perioade cu lățimea de referință de 0,4 s. Intervalul de mediere este mobil și se poziționează pe axa perioadelor acolo unde se realizează maximul mediei valorilor spectrale, respectiv:

$$EPA = \frac{(SA_{\text{mediat pe } 0,4s})_{\max}}{2,5} \quad (A1.3)$$

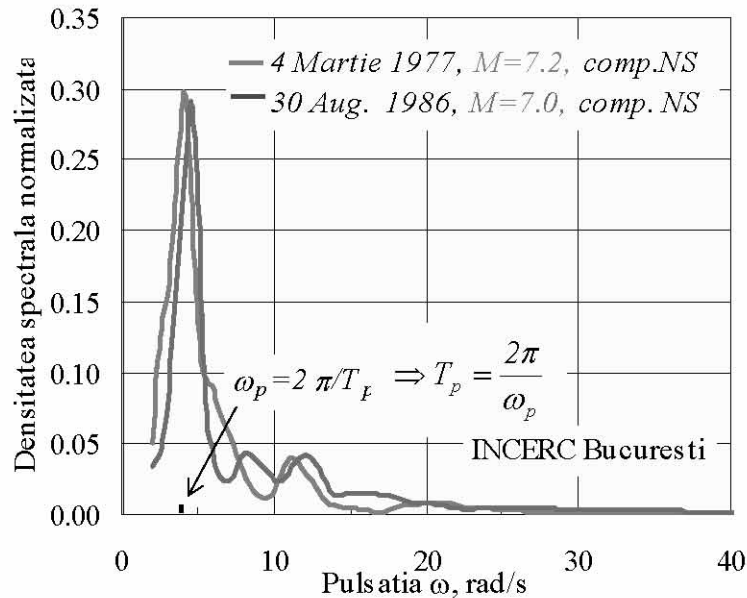
$$EPV = \frac{(SV_{\text{mediat pe } 0,4s})_{\max}}{2,5} \quad (A1.4)$$

$$EPD = \frac{(SD_{\text{mediat pe } 0,4s})_{\max}}{2,5} \quad (A1.5)$$

### A.2 Perioada (frecvența) predominantă a vibrațiilor terenului

Perioada (frecvența) predominantă a vibrațiilor terenului se definește ca fiind abscisa pe axa perioadelor (frecvențelor) ce corespunde vârfului densității spectrale de putere la accelerației terenului măsurată la cutremure de magnitudine medie și mare.

În condițiile de teren din Estul, Sudul și parțial centrul Bucureștiului, pentru cutremurele Vrancene moderate și puternice (magnitudine Gutenberg-Richter  $M \geq 7,0$ ; magnitudine moment  $M_w \geq 7,2$ ) există evidența instrumentală clară a perioadei predominante lungi,  $T_p = 1,4 \div 1,6$ s a vibrațiilor terenului, Figura A.1.



**Figura A.1** Densitatea spectrală de putere normalizată pentru componenta NS a înregistrărilor cutremurelor din 4 Martie 1977 și 30 August 1986 la stația INCERC în Estul Bucureștiului

### A.3 Caracterizarea seismică a condițiilor de teren

Pentru construcțiile din clasa 1 de importanță-expunere se recomandă realizarea de studii pentru caracterizarea seismică a condițiilor de teren în amplasament. Aceste studii trebuie să conțină:

- (i) Profilul vitezei undelor de forfecare  $V_s$  și al undelor de compresiune  $V_p$ , de la suprafața terenului până la roca de bază, dar pe minim 30 metri adâncime de la suprafața terenului atunci când roca de bază este la mare adâncime;
- (ii) Stratigrafia amplasamentului (grosimea și tipul de teren pentru fiecare strat) și profilul densităților;
- (iii) Profilul vitezelor undelor de forfecare  $V_s$  se caracterizează prin  $\overline{V_s}$  reprezentând viteza medie ponderată cu grosimea stratelor profilului, definită conform relației A.3.1:

$$\overline{V_s} = \frac{\sum_{i=1}^n h_i}{\sum_{i=1}^n \frac{h_i}{V_i}} \quad (\text{A3.1})$$

unde  $h_i$  și  $V_i$  reprezintă grosimea și respectiv viteza undelor de forfecare pentru stratul  $i$ .



Mărimea  $\overline{V_s}$  se calculează pentru cel puțin 30 m de profil de teren.

Estimarea perioadei de vibrație a pachetului de strate de grosime  $h$  considerat în amplasament,  $T_g$  se poate face simplificat cu formula:

$$T_g = \frac{4h}{\overline{V_s}} \quad (\text{A3.2})$$

unde  $h$  este grosimea totală a profilului de teren considerat.

Pe baza valorilor vitezei medii ponderate  $\overline{V_s}$ , condițiile de teren se clasifică în următoarele 4 clase:

Clasa A, teren tip roca  $\overline{V_s} \geq 760 \text{ m/s},$

Clasa B, teren tare  $360 < \overline{V_s} < 760 \text{ m/s},$

Clasa C, teren intermediar  $180 < \overline{V_s} \leq 360 \text{ m/s},$

Clasa D, teren moale  $\overline{V_s} \leq 180 \text{ m/s}.$

Pentru stabilirea spectrelor de răspuns elastic corespunzătoare clasei de teren astfel determinate se vor utiliza metodologiile din practica internațională.

#### A.4 Instrumentarea seismică a clădirilor

În zonele seismice pentru care valoarea accelerației de proiectare  $a_g \geq 0,24g$ , clădirile având înălțimea peste 50 m sau mai mult de 16 etaje sau având o suprafață desfășurată de peste  $7500\text{m}^2$ , vor fi instrumentate cu un sistem de achiziție digital și minim trei (trei) senzori triaxiali pentru accelerație.

Această instrumentare minimală va fi amplasată astfel: 1 senzor pe planșeul ultimului etaj cât mai aproape de centrul clădirii, 1 senzor care monitorizează mișcarea terenului și opțional 1 senzor amplasat în foraj de adâncime sau în altă poziție în interiorul clădirii. Instrumentele vor fi amplasate astfel încât accesul la aparate să fie posibil în orice moment.

Instrumentarea, întreținerea și exploatarea este finanțată de proprietarul clădirii. Înregistrările obținute în timpul cutremurelor puternice vor fi puse la dispoziția autoritatilor abilitate și a instituțiilor de specialitate.

#### A.5 Sursa Vrancea. Zonarea accelerației terenului pentru $IMR = 475$ ani

Harta de zonare a accelerației orizontale maxime a terenului pentru  $IMR=475$  ani va fi introdusă în ediția următoare a codului. Informativ, pentru București  $a_{g, IMR=475\text{ani}} = 0,36g$ .

**A.6 Tabel cu caracteristicile macroseismice ale principalelor localități din România (conform Fig.3.1 si Fig.3.2)**

Localitate	$T_C$ (sec)	$a_g$ pentru $IMR=100$ ani
Alba Iulia	0,7	0,08g
Alexandria	1,0	0,20g
Arad	0,7	0,16g
Bacău	0,7	0,28g
Baia Mare	0,7	0,12g
Bârlad	1,0	0,28g
Bistrița Năsăud	0,7	0,08g
Botoșani	0,7	0,16g
Brăila	1,0	0,24g
Brașov	0,7	0,20g
București	1,6	0,24g
Buzău	1,6	0,28g
Călărași	1,0	0,20g
Câmpulung Moldovenesc	0,7	0,12g
Câmpulung Muscel	0,7	0,24g
Caracal	1,0	0,16g
Caransebeș	0,7	0,12g
Carei	0,7	0,20g
Cernavodă	1,0	0,16g
Cluj Napoca	0,7	0,08g
Constanța	0,7	0,16g
Craiova	1,0	0,16g
Curtea de Argeș	0,7	0,20g
Dej	0,7	0,08g
Deva	0,7	0,08g
Dorohoi	0,7	0,12g
Drobeta Turnu Severin	0,7	0,12g
Făgăraș	0,7	0,16g
Fălticeni	0,7	0,16g
Fetești	1,0	0,20g
Focșani	1,0	0,32g
Galați	1,0	0,24g
Giurgiu	1,0	0,20g
Hunedoara	0,7	0,08g
Huși	0,7	0,20g
Iași	0,7	0,20g
Lugoj	0,7	0,12g
Mangalia	0,7	0,16g
Medgidia	0,7	0,16g
Mediaș	0,7	0,16g
Miercurea Ciuc	0,7	0,16g
Odorheiu Secuiesc	0,7	0,12g
Onești	0,7	0,28g
Oradea	0,7	0,12g
Orăștie	0,7	0,08g

Localitate	$T_C$ (sec)	$a_g$ pentru $IMR=100$ ani
Orșova	0,7	0,16g
Pașcani	0,7	0,20g
Petroșani	0,7	0,12g
Piatra Neamț	0,7	0,20g
Pitești	0,7	0,20g
Ploiești	1,0	0,28g
Rădăuți	0,7	0,16g
Reghin	0,7	0,08g
Reșita	0,7	0,12g
Rm. Sărat	1,6	0,28g
Roman	0,7	0,24g
Roșiori de Vede	1,0	0,20g
Satu Mare	0,7	0,12g
Sfântu Gheorghe	0,7	0,20g
Sibiu	0,7	0,16g
Sighetu Marmăției	0,7	0,16g
Sighișoara	0,7	0,12g
Slatina	1,0	0,16g
Slobozia	1,0	0,20g
Suceava	0,7	0,16g
Târgoviște	0,7	0,24g
Tecuci	1,0	0,28g
Tg. Jiu	0,7	0,12g
Tg. Mureș	0,7	0,12g
Timișoara	0,7	0,16g
Tulcea	0,7	0,16g
Turda	0,7	0,08g
Turnu Măgurele	1,0	0,16g
Urziceni	1,6	0,28g
Vaslui	0,7	0,24g
Zalău	0,7	0,08g

### A.7 Spectrul de răspuns elastic pentru diferite fracțiuni din amortizarea critică

Pentru situațiile de proiectare în care este necesară utilizarea unui spectru de răspuns elastic pentru o altă fracțiune din amortizarea critică decât cea convențională de 5%, se recomandă utilizarea următoarei relații de conversie a ordonatelor spectrale:

$$S_e(T)_{\xi \neq 5\%} = S_e(T)_{\xi_0=5\%} \cdot \eta \quad (\text{A.7.1})$$

unde:

$S_e(T)_{\xi_0=5\%}$  - spectrul de răspuns elastic pentru componentele accelerației terenului în amplasament corespunzător fracțiunii din amortizarea critică convențională,  $\xi_0=5\%$

$S_e(T)_{\xi \neq 5\%}$  - spectrul de răspuns elastic pentru componentele accelerației terenului în amplasament corespunzător unei alte fracțiuni din amortizarea critică,  $\xi \neq 5\%$

$\eta$  - factorul de corecție ce ține cont de amortizare, determinat cu relația (A.7.2):

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} \geq 0,55 \quad (\text{A.7.2}).$$



## METODE SIMPLIFICATE DE DETERMINARE A PERIOADELOR ȘI FORMELOR PROPRII DE VIBRAȚIE

### B.1. Metoda aproximativă Rayleigh

(1) Perioada proprie fundamentală, corespunzătoare modului fundamental de translație se poate determina utilizând următoarea relație (Rayleigh):

$$T_1 = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n W_i d_i^2}{g \sum_{i=1}^n W_i d_i}} \quad (\text{B.1})$$

unde

$W_i$  încărcarea gravitațională la nivelul "i", corespunzătoare masei de nivel  $m_i$

$d_i$  deplasarea elastică pe direcția gradului de libertate dinamică produsă de încărcările  $W_i$   $i=1, 2, \dots, n$

$g$  accelerația gravitațională.

(2) În relația de mai sus, forma proprie fundamentală este aproximată de deformata statică produsă de încărcările gravitaționale  $W_i$  ( $i=1, 2, \dots, n$ ) aplicate convențional pe direcțiile gradelor de libertate dinamică orizontale. Structura elastică cu mase concentrate la nivelul planșelor este considerată cu baza de rezemare incastată.

(3) În metoda aproximativă Rayleigh se pot considera, alternativ, sisteme compatibile de forțe laterale  $F_i$  ( $i=1, 2, \dots, n$ ) aplicate static, care produc deplasările orizontale  $d_i$  corespunzătoare. În acest caz, relația pentru determinarea aproximativă a perioadei fundamentale este:

$$T_1 = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n W_i d_i^2}{g \sum_{i=1}^n F_i d_i}} \quad (\text{B.1'})$$

(4) Perioada fundamentală se poate determina aproximativ cu expresia:

$$T_1 = 2\sqrt{d} \quad (\text{B.2})$$

unde

$d$  este deplasarea orizontală (în metri) la extremitatea superioară a clădirii (la nivelul acoperișului), produsă de încărcările gravitaționale aplicate convențional pe direcția orizontală.

## B.2. Formule simplificate pentru estimarea perioadei fundamentale

- (1) Pentru proiectarea preliminară a clădirilor cu înălțimi până la 40 m, se poate utiliza următoarea formulă simplificată pentru estimarea perioadei fundamentale de translație

$$T_1 = C_t H^{3/4} \quad (\text{B.3})$$

unde :

$T_1$  este perioada fundamentală a clădirii, în secunde.

$C_t$  este un coeficient ale cărui valori sunt funcție de tipul structurii, după cum urmează :

$C_t = 0,085$  pentru cadre spațiale din oțel,

$C_t = 0,075$  pentru cadre spațiale din beton armat sau din oțel cu contravântuiri excentrice,

$C_t = 0,05$  pentru celelalte tipuri de structuri.

$H$  înălțimea clădirii, în metri, măsurată de la nivelul fundației sau de la extremitatea superioară a infrastructurii rigide.

- (2) Alternativ, valoarea coeficientului  $C_t$  corespunzătoare clădirilor cu pereți structurali din beton armat sau din zidărie este dată de relația

$$C_t = 0,075 / \sqrt{A_c} \quad (\text{B.4})$$

în care

$$A_c = \sum_j A_j \left[ 0,2 + (l_{wj} / H)^2 \right] \quad (\text{B.5})$$

unde

$A_c$  aria totală efectivă (în  $\text{m}^2$ ) a pereților structurali de la primul nivel al clădirii,

$A_j$  aria efectivă a secțiunii transversale (în  $\text{m}^2$ ) a peretelui structural “j” situat la primul nivel al clădirii,

$l_{wj}$  lungimea peretelui structural “j” (în m) de la primul nivel, pe direcție paralelă cu forțele aplicate, cu restricția

$$l_{wj} / H < 0,9 \quad (\text{B.6})$$

- (3) Pentru structurile în cadre de beton armat și oțel care nu depășesc 12 etaje în înălțime și au o înălțime minimă de etaj de aproximativ 3 metri, perioada fundamentală de translație pe orice direcție orizontală se poate estima cu relația simplificată:

$$T_1 = 0,1 n \quad (\text{B.7})$$

unde “n” este numărul de niveluri al structurii.

## B.3. Aproximații ale formei proprii fundamentale

La proiectarea preliminară și în metoda de calcul cu forțe seismice laterale, forma proprie fundamentală se poate aproxima printr-o variație liniară pe verticală.

## CALCULUL MODAL CU CONSIDERAREA COMPORTARII SPATIALE A STRUCTURILOR

### C.1. Generalități

(1) În cazul construcțiilor cu distribuție neuniformă a maselor și rigidităților elementelor structurale, deplasările și eforturile se vor determina pe un model spațial de calcul.

Calculul răspunsului seismic structural, reprezentat de eforturi și deplasări, se poate realiza prin integrarea directă a ecuațiilor de mișcare sau prin suprapunerea răspunsurilor modale maxime.

Acțiunea seismică se schematizează prin mișcări de translație variabile în timp ale bazei de rezemare în trei direcții ortogonale determinate, descrise prin accelerograme. Aceasta produce oscilații de translație și de torsiune. Caracterul nesincron al mișcării seismice aplicate bazei structurii generează oscilații de torsiune chiar și în cazul structurilor teoretic perfect simetrice. În calculul modal cu spectre de răspuns, acțiunea seismică se înlocuiește cu spectre de răspuns de proiectare distincte asociate componentelor mișcării.

Mișcarea seismică descrisă prin spectrul de răspuns de proiectare trebuie considerată cel puțin în direcțiile principale asociate structurii, pentru care se vor alege două sensuri de acțiune. Direcțiile principale de acțiune sunt definite de direcția rezultantei forței seismice de bază din modul fundamental și de normala pe această direcție. Răspunsul structurii se obține prin combinarea răspunsurilor corespunzătoare celor două direcții de acțiune seismică considerate.

(2) Calculul dinamic spațial este necesar în cazul construcțiilor de importanță ridicată, precum și pentru construcții care prezintă discontinuități ale distribuțiilor elementelor de rezistență și maselor de nivel. Aceste situații sunt precizate în capitolul 4. Deasemenea, calculul modal spațial furnizează informații privind conformarea structurală în vederea realizării unei distribuții corecte a elementelor de rezistență verticale și orizontale, pentru evitarea dezvoltării unor eforturi și deplasări excesive provenite din torsiunea generală.

(3) Calculul spațial permite o evaluare mai realistă a efectelor acțiunii seismice în comparație cu metodele de calcul plan. Prin integrarea ecuațiilor de mișcare pentru un set adecvat de accelerograme, calculul dinamic spațial furnizează un volum mare de informații și necesită un efort substanțial pentru interpretarea și utilizarea rezultatelor. Din acest motiv, în prezenta anexă se prezintă numai metoda pentru calculul răspunsurilor modale maxime utilizând spectrul de răspuns de proiectare asociat mișcării de translație a bazei de rezemare. Metoda de calcul cu spectre de răspuns poate fi descoperitoare dacă contribuțiile răspunsurilor modale exprimate prin factori de participare a maselor modale efective au valori sub 0,7. În acest caz, eforturile și deformațiile se limitează inferior la valorile furnizate de calculul plan.

(4) Relațiile de calcul sunt stabilite în aceleași ipoteze și au o formă asemănătoare cu relațiile din secțiunea 4.5.



(5) În cazul structurilor care nu sunt simetrice în raport cu planele verticale  $xoz$  și  $yoz$ , ecuațiile de mișcare și implicit vibrațiile structurii sunt cuplate elastic.

Ca urmare, răspunsul sistemului structural la componentele mișcării terenului pe direcția  $x$  sau  $y$  va include următoarele deplasări suplimentare: translații în direcțiile  $y$  sau  $x$ , precum și rotirea planșelor în jurul axei verticale  $oz$ . Cuplarea vibrațiilor modale de translație și de torsiune se identifică prin valori nenule ale factorilor de participare a maselor modale efective corespunzătoare.

În cazul structurilor simetrice, la care centrele de rigiditate coincid cu centrele maselor, ecuațiile de mișcare se decuplează pentru cele trei direcții ortogonale principale de oscilație. În această situație, torsiunea generală nu este prezentă.

Efectele produse de rotirea bazei generată de nesincronismul undelor seismice, precum și ale eventualelor distribuții neuniforme a maselor, diferite de cele admise în modelele de calcul, se vor obține prin aplicarea forțelor seismice modale de nivel într-o poziție diferită de cea a centrului maselor de nivel și definită de o excentricitate accidentală.

(6) Deplasările și accelerațiile de nivel sunt raportate la centrul maselor de nivel.

(7) La structurile spațiale elementele verticale și orizontale de la un anumit nivel (stâlpi, pereți structurali și grinzi) sunt conectate la planșee care pot fi considerate indeformabile sau deformabile în planul lor. Din aceste considerente, anexa C prezintă procedeele generale de calcul, în scopul utilizării, cu mici intervenții, a oricărui program de calcul automat destinat calculului dinamic liniar spațial.

## C.2. Determinarea forțelor seismice, eforturilor și deplasărilor modale

(1) În cazul vibrațiilor spațiale, forțele seismice de calcul asociate fiecărui mod de vibrație se stabilesc cu relații similare relațiilor prezentate în capitolul 4 pentru calculul plan.

Forma deformată, definită de pozițiile deplasate ale centrelor maselor, este în general o curbă strâmbă în spațiu, ca urmare a cuplajelor generate de distribuția neuniformă a rigidităților și a maselor. În consecință, forțele seismice asociate gradelor de libertate dinamică considerate vor avea orientări diferite în raport cu sistemul general de axe în care este descrisă structura, indiferent de direcția acțiunii seismice. Fiecărui grad de libertate dinamică îi corespunde o componentă, forța seismică statică echivalentă, pentru fiecare mod de vibrație considerat.

La determinarea răspunsului structural la acțiuni seismice se pot distinge două situații:

- structuri cu planșee indeformabile în planul lor,
- structuri cu planșee deformabile sau fără planșee.

(2) În general, într-un punct nodal definit de intersecția a cel puțin două elemente structurale, se consideră patru grade de libertate dinamică, trei de translație pe direcțiile axelor generale ce definesc structura ( $u_x$ ,  $u_y$ ,  $u_z$ ) și o rotație în jurul axei normale la baza de rezemare ( $\theta_z$  dacă baza de rezemare se găsește în planul orizontal  $xOy$ , cu axa  $z$  verticală).

Calculul răspunsului modal spațial la acțiuni seismice în cazul prezenței planșelor indeformabile în planul lor se poate efectua în următoarele ipoteze :

- se neglijează cuplajele inerțiale,
- se neglijează influența componentei verticale a mișcării seismice a terenului,

- acțiunea seismică este reprezentată prin mișcarea terenului pe una din direcțiile axelor orizontale  $x$  sau  $y$ , sau într-o direcție oarecare în planul bazei de rezemare,
- la fiecare nivel centrele maselor și centrele de rigiditate sunt distincte și se pot afla sau nu pe aceeași verticală a structurii; prin unirea lor rezultă fie o axă verticală dreaptă, fie o linie poligonală strâmbă în spațiu,
- în centrul maselor de la fiecare planșeu se consideră trei grade de libertate dinamică, două translații  $u_x$  și  $u_y$  în direcțiile axelor  $x$  și  $y$  și o rotație  $u_\theta$  în jurul axei verticale  $z$  (fig. C1),
- masele se reduc în centrul maselor (fig. C2), rezultând :
  - mase de nivel

$$m_i = \sum_{j=1}^n m_{i,j} + \sum_{j=1}^n A_j^* \bar{m}_j \quad (C1)$$

- momente de inerție ale maselor de nivel în raport cu axa verticală  $z$  considerată

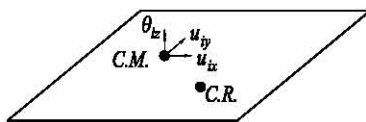
$$J_i = \sum_{j=1}^n m_{i,j} d_j^2 + \sum_{j=1}^n J_{m,j} \quad (C2)$$

în care  $n$  = numărul de mase discrete concentrate  $m_{i,j}$  sau distribuite  $\bar{m}_j$  pe suprafețele  $A_j^*$ ,

$d_j$  - distanța de la centrul maselor la poziția masei concentrate  $m_{i,j}$ ,

$i$  - indice de nivel, de la 1 la  $N$ ,

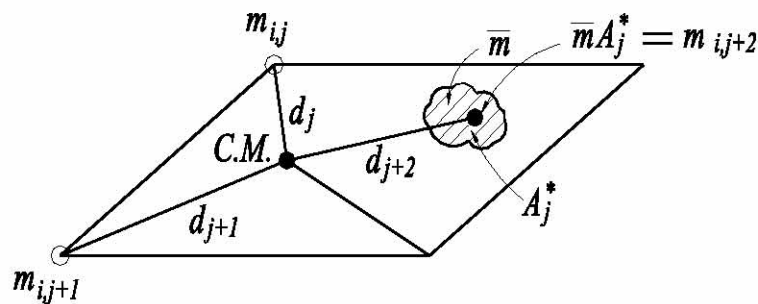
$N$  - numărul total de niveluri ale construcției.



C.M. = centrul maselor

C.R. = centrul de rigiditate

**Figura C.1** Grade de libertate dinamică la nivelul "i" în ipoteza planșeului indeformabil în planul său



**Figura C.2**

În cazul unei mase  $\bar{m}$  distribuite uniform pe o suprafață  $A_j^*$  se obține:

$m_{i,j} = A_j^* \bar{m}$  - masa la nivelul  $i$

$J_{m,j} = I_{p,m} \bar{m}$  - momentul de inerție față de axa  $z$  din centrul de greutate  
al suprafeței  $A_j^*$ , al masei  $\bar{m}$  distribuite uniform

$I_{p,m}$  - momentul de inerție polar al suprafeței  $A_j^*$  față de centrul sau de greutate.

Pentru un mod de vibrație  $k$ , se definesc următoarele mărimi:

- masa modală generalizată în modul de vibrație  $k$

$$M_k = \sum_{i=1}^N [m_i (s_{ix,k}^2 + s_{iy,k}^2) + J_i s_{i\theta,k}^2] \quad (C3)$$

în care  $s_{ix,k}$ ,  $s_{iy,k}$  și  $s_{i\theta,k}$  sunt componentele din centrul maselor ale vectorului propriu în modul de vibrație  $k$ , la nivelul  $i$ , pe direcțiile  $x$ ,  $y$  și  $z$ , respectiv.

- factorii de participare modali

$$\begin{aligned} p_{x,k} &= \sum_{i=1}^N m_i s_{ix,k} \\ p_{y,k} &= \sum_{i=1}^N m_i s_{iy,k} \\ p_{\theta,k} &= \sum_{i=1}^N J_i s_{i\theta,k} \end{aligned} \quad (C4)$$

- masele modale efective

$$m_{x,k}^* = \frac{p_{x,k}^2}{M_k} \quad m_{y,k}^* = \frac{p_{y,k}^2}{M_k} \quad J_{\theta,k}^* = \frac{p_{\theta,k}^2}{M_k} \quad (C5)$$

- factorii de participare a maselor modale efective (coeficienți de echivalența modali)

$$\varepsilon_{x,k} = \frac{m_{x,k}^*}{m} \quad \varepsilon_{y,k} = \frac{m_{y,k}^*}{m} \quad \varepsilon_{\theta,k} = \frac{J_{\theta,k}^*}{J} \quad (C6)$$

unde

$$m = \sum_{i=1}^N m_i \text{ si } J = \sum_{i=1}^N J_i \quad (C7)$$

reprezintă masa întregii construcții, respectiv suma momentelor de inerție ale maselor de nivel în raport cu axa verticală  $z$ .

(3) În cazul unei acțiuni seismice definite printr-un spectru de proiectare  $S_{dx}(T) = \gamma_I S_d(T)$  (vezi relația 3.17) asociat unei mișcări de translație a bazei într-o direcție paralelă cu axa  $x$  se dezvoltă următoarele forțe taietoare de bază modale :



$$F_{x,k} = \frac{p_{x,k}}{M_k} p_{x,k} S_{dx}(T_k) = S_{dx}(T_k) m_{x,k}^*$$

$$F_{y,k} = \frac{p_{x,k}}{M_k} p_{y,k} S_{dx}(T_k) = \frac{p_{y,k}}{p_{x,k}} F_{x,k}$$

și momentul de torsiune (C8)

$$M_{\theta,k} = \frac{p_{x,k}}{M_k} p_{\theta,k} S_{dx}(T_k) = \frac{p_{\theta,k}}{p_{x,k}} F_{x,k}$$

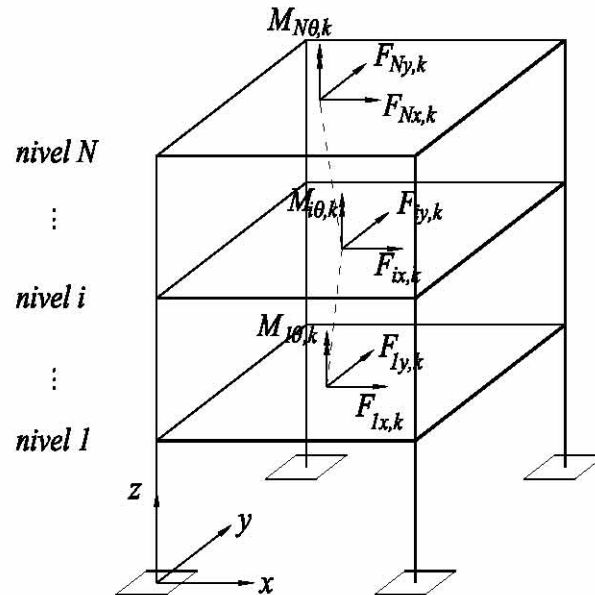
Pentru fiecare mod propriu de vibrație  $k$ , pe direcțiile gradelor de libertate dinamică  $u_x$ ,  $u_y$ ,  $u_\theta$  la fiecare nivel, în centrul maselor, se dezvoltă următoarele forțe seismice de nivel static echivalente (figura C3).

$$F_{ix,k} = F_{x,k} \frac{m_i s_{ix,k}}{p_{x,k}}$$

$$F_{iy,k} = F_{y,k} \frac{m_i s_{iy,k}}{p_{y,k}} \quad (C9)$$

și momentul de torsiune

$$M_{i\theta,k} = M_{\theta,k} \frac{J_i s_{i\theta,k}}{p_{\theta,k}}$$



**Figura C.3** Forțe seismice de nivel static echivalente în modul  $k$  de vibrație

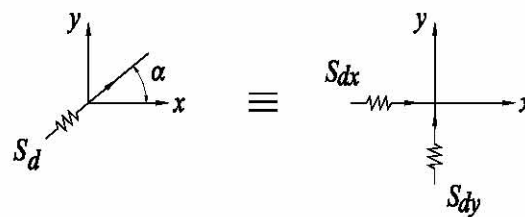
Pentru o mișcare de translație a terenului în direcția  $y$ , reprezentată prin spectrul de proiectare  $S_{dy}(T) = \gamma_I S_d(T)$ , forțele taietoare modale la baza structurii sunt:

$$\begin{aligned} F_{x,k} &= \frac{P_{x,k}}{P_{y,k}} F_{y,k} \\ F_{y,k} &= S_{dy}(T_k) m_{y,k}^* \\ M_{\theta k} &= \frac{P_{\theta k}}{P_{y,k}} F_{y,k} \end{aligned} \quad (C10)$$

În această situație, forțele seismice modale de nivel static echivalente se obțin cu relațiile (C9) de mai sus.

În cazul unei mișcări seismice descrise ca o translație a terenului într-o direcție având orientarea  $\alpha$  față de axa  $x$  (figura C4), la baza structurii în fiecare mod  $k$  de vibrație forțele taietoare de bază se obțin cu relațiile precedente în care

$$\begin{aligned} S_{dx}(T) &= \gamma_I S_d(T) \cos \alpha \\ S_{dy}(T) &= \gamma_I S_d(T) \sin \alpha \end{aligned} \quad (C11)$$



**Figura C.4**

Forțele seismice de nivel static echivalente și rezultantele acestora la baza structurii, pentru fiecare mod  $k$  de vibrație se obțin prin sumarea algebrică a forțelor rezultate pentru cele două componente  $S_{dx}$  și  $S_{dy}$  ale spectrului de proiectare  $S_d(T)$ .

(4) Pentru structurile care au numai mase discrete și grade de libertate dinamice de translație independente (fără legături indeformabile), se aplică relațiile de calcul de mai sus, în care  $J_{\theta k} = 0$  și  $s_{i\theta k} = 0$ .

### C.3. Calculul eforturilor și deplasărilor din acțiunea seismică

În cazul structurilor spațiale, eforturile și deplasările se obțin parcurgând următoarele etape:

Etapa I constă în:

- a) schematizarea structurii reale și alegerea modelului dinamic prin definirea gradelor de libertate dinamică și a maselor asociate acestora cu relațiile (C1) și (C2)
- b) calculul valorilor, vectorilor proprii și al mărimilor modale asociate – mase modale generalizate conform relației (C3), factori de participare modală conform relației (C4),

masele modale efective din relațiile (C5) și coeficienții de echivalență modală din relațiile (C6) – pentru un număr suficient de moduri proprii de vibrație,  $r$ , astfel încât suma coeficienților de echivalență modală din relația (C6) să îndeplinească condițiile

$$\sum_{k=1}^r \varepsilon_{x,k} \geq 0,9 \quad \sum_{k=1}^r \varepsilon_{y,k} \geq 0,9 \quad \text{și} \quad r \leq GLD \quad (C12)$$

în care

$r$  - numărul de moduri proprii de vibrație considerate în calcul

$GLD$  - numărul gradelor de libertate de translație și de rotație considerate în modelul dinamic (vezi și paragraful 4.5.3.3.1, aliniatele 8, 10 și 11)

Etapa a II-a se referă la determinarea răspunsului structurii pentru fiecare direcție principală de acțiune seismică considerată, pentru care se parcurg următoarele faze:

- calculul forțelor seismice static echivalente de nivel pentru fiecare mod propriu de vibrație considerat,  $1 \leq k \leq r$ , conform paragrafului C.2.3, relațiile (C8) și (C9) sau relațiile (C10) și, respectiv, (C11)
- calculul static al eforturilor și deplasărilor pentru fiecare din cele  $r$  seturi de forțe static echivalente obținute la pasul anterior, aplicate în centrele maselor de nivel
- suprapunerea răspunsurilor modale. Răspunsurile modale maxime se combină probabilistic prin una din cele două reguli cunoscute, SRSS (radical din suma pătratelor răspunsurilor modale) sau CQC (combinare pătratică completă). În anumite situații, când perioadele proprii de vibrație succesive ( $T_{k+1} < T_k$ ) se află în relația  $T_{k+1} \leq 0,9 T_k$ , răspunsurile modale se combină prin adunarea valorilor absolute (ABSSUM).

- regula de combinare SRSS:  $E_E = \sqrt{\sum_{k=1}^r E_{E,k}^2}$  (C13)

Această regulă se va aplica la structuri cu perioade naturale distincte cu contribuții semnificative la răspuns.

- regula de combinare ABSSUM:  $E_E = \sum_{k=1}^r |E_{E,k}|$  (C14)

Această regulă, care presupune obținerea răspunsurilor modale maxime în același moment de timp, se va aplica la structuri cu perioade naturale foarte apropiate  $T_{k+1} \leq 0,9 T_k$ .

- regula de combinare CQC:  $E_E = \left( \sum_{k=1}^r \sum_{l=1}^r \rho_{kl} E_{E,k} E_{E,l} \right)^{1/2}$  (C15)

în care  $E_E$  reprezintă eforturile sau deplasările totale, iar  $E_{E,k}$  și  $E_{E,l}$  reprezintă eforturile sau deplasările în modurile de vibrație  $k$  și  $l$

$\rho_{kl}$  - reprezintă coeficientul de corelație între modurile  $k$  și  $l$  și are valori pozitive ( $0 \leq \rho_{kl} \leq 1$  cu  $\rho_{kl} = 1$  pentru  $k=l$ )

Semnele eforturilor, deplasărilor și forțelor seismice static echivalente de nivel obținute prin suprapunere modală se vor considera identice cu cele obținute pentru modul fundamental de vibrație.



Etapa a III-a constă în introducerea unui caz suplimentar de încărcare statică, numai cu momente de torsiune la fiecare nivel. Aceste momente de torsiune reprezintă produsul dintre forțele seismice de nivel și mărimea excentricităților accidentale definite cu relația (4.2) din secțiunea 4.5.2.1, paragraful (1). În această etapă se parcurg următorii pași:

- combinarea forțelor seismice modale static echivalente de nivel conform relațiilor (C13-C15)
- calculul momentelor de torsiune suplimentare pentru fiecare direcție principală de acțiune seismică

$$M_{it} = (F_{ix} + F_{iy}) e_{Li} \quad (C16)$$

în care  $F_{ix}$ ,  $F_{iy}$  sunt forțele seismice static echivalente de nivel obținute în pasul anterior

- calculul eforturilor și deplasărilor asociate momentelor de torsiune obținute cu relația (C16) aplicate în centrul maselor la fiecare nivel
- suprapunerea răspunsurilor eforturi, deplasări și reacțiuni obținute în etapele II și III de mai sus. Pentru stabilirea celei mai defavorabile situații se vor considera toate combinațiile care rezultă prin schimbarea sensului celor două acțiuni:

$$E_E = \pm E_{E,II} \pm E_{E,III}$$

în care  $E_{E,II}$  - răspunsul obținut conform etapei a II-a din suprapunerea răspunsurilor modale

$E_{E,III}$  - răspunsul obținut în etapa a III-a din momente suplimentare de torsiune

Etapa a IV-a efectuează combinarea răspunsurilor structurii la acțiunea seismică pentru cele două direcții principale de mișcare a bazei de rezemare. Răspunsurile aferente celor două direcții de acțiune se combină conform regulilor din paragraful 4.5.3.6 folosind relațiile 4.14 și 4.15

$$E_{Edx} \text{ „+” } 0,30 E_{Edy} \quad 0,30 E_{Edx} \text{ „+” } E_{Edy}$$

sau regula de combinare SRSS

$$E = \sqrt{E_{Edx}^2 + E_{Edy}^2}$$

## ANEXA D

## PROCEDEU DE CALCUL STATIC NELINIAR (BIOGRAFIC) AL STRUCTURILOR

### D.1. Concepția procedei

Procedeul face parte din categoria celor care consideră deplasările structurale drept parametru esențial al răspunsului seismic al structurilor (procedeu bazat pe deplasare).

Procedeul implică construirea diagramei forței tăietoare de bază – deplasarea laterală caracteristică pentru structura analizată. În versiunea din prezenta anexă, deplasarea la vârful construcției este considerată deplasare caracteristică, deși procedeul se poate modifica pentru orice altă localizare a deplasării caracteristice pe înălțimea clădirii.

Curba forță – deplasare se obține prin calcul static neliniar (biografic) al structurii.

Pe această curbă se marchează punctele reprezentând cerințele de deplasare corespunzătoare stărilor limită asociate unor cutremure cu diferite perioade de revenire.

Aceste cerințe sunt determinate din spectrele de deplasare ale răspunsului seismic inelastic.

Condiția generală de siguranță: cerință  $\leq$  capacitate se controlează verificând dacă deplasările (de exemplu, deplasările relative de nivel), deformațiile (exemplu, rotirile în articulațiile plastice) în cazul elementelor ductile, rezistențele în cazul elementelor fragile, asociate cerințelor, sunt mai mici decât valorile admise pentru stările limită considerate. Aplicarea procedei implică următoarele operații principale:

- (i) stabilirea caracteristicilor de comportare pentru elementele structurii
- (ii) construirea curbei forță laterală – deplasare la vârful construcției
- (iii) transformarea curbei forță laterală – deplasare la vârf pentru construcția reală cu mai multe grade de libertate (MDOF) în curba corespunzătoare sistemului echivalent cu un grad de libertate (SDOF)
- (iv) selectarea spectrelor de deplasare inelastice relevante din baza de date, atunci când aceasta există sau construirea spectrelor pe baza unor seturi de accelerograme compatibile cu spectrul de proiectare (de accelerație); caracteristicile structurii cu un grad de libertate utilizate la construirea spectrelor sunt cele stabilite la treapta (iii) a calculului
- (v) stabilirea cerinței de deplasare laterală pentru stările limită considerate, determinarea valorilor corespunzătoare ale deplasărilor relative sau a deformațiilor în elementele structurale și verificarea încadrării acestora în limitele admise

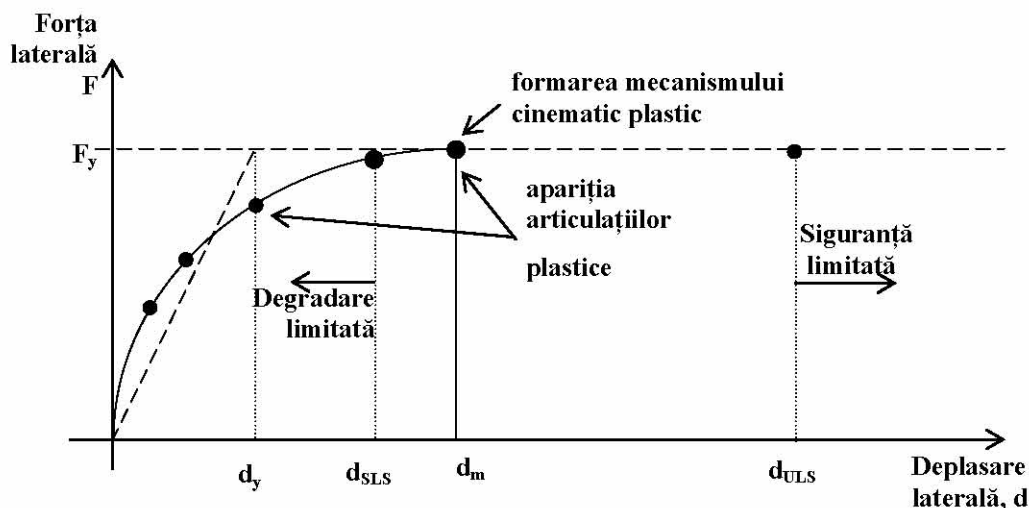


Figura D.1.

În cazul construcțiilor nou proiectate, procedeul se utilizează pentru verificarea comportării (performanțelor) seismice ale unei construcții proiectate prin metode de proiectare curente (metoda A). Procedeul furnizează o imagine a mecanismului de cedare care se poate dezvolta, precum și valoarea raportului  $\alpha_u/\alpha_1$  cu ajutorul căruia se estimează valoarea factorului de comportare  $q$ .

Procedeul se poate folosi și la verificarea structurilor existente oferind avantajul, în raport cu procedeele obișnuite de verificare bazate pe evaluarea gradului de asigurare seismică  $R$  (vezi P100-3/2007<sup>3</sup>), că nu necesită precizarea factorului de comportare  $q$ . În marea majoritate a cazurilor valoarea acestui coeficient nu poate fi determinată practic la construcțiile existente. Pe de altă parte, procedeul evaluează mult mai precis gradul de degradare și vulnerabilitatea construcției, considerând drept principal parametru al comportării seismice, deplasarea laterală a structurii.

## D.2. Evaluarea proprietăților de rezistență și de deformație a elementelor structurale

Sunt prezentate exemplificativ, procedurile specifice elementelor de beton armat. Pentru evaluarea capacității de rezistență a elementelor se folosesc valorile medii ale rezistențelor materialelor, beton și oțel. Ideal, capacitatea de deformație se poate determina experimental sau estima prin analogie cu rezultatele experimentale disponibile în literatura de specialitate.

Alternativ, capacitățile de rezistență și deformație se pot determina analitic, prin utilizarea unor relații constitutive adecvate pentru beton și oțel, după cum urmează:

(i) La calculul capacității de rotire specifică (curburii) și la evaluarea capacității de rezistență se consideră următoarele valori ale deformației ultime a betonului comprimat:

- pentru secțiuni de beton neconfinat,  $\varepsilon_{cu} = 4 \text{ ‰}$

- pentru cazul secțiunilor confinate (cu etrieri prevăzuți cu cârlige ancorate în miezul de beton la un unghi de  $135^\circ$ , dispuși la distanțe de cel mult 6 diametre ale armăturii longitudinale)



$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1,4 \rho f_{yk} \varepsilon_{su}}{f_{ck}} \leq 0.02 \quad (D.1)$$

unde:

$\rho$  coeficientul volumetric al armăturii transversale

$f_{yk}$  limita de curgere caracteristică a armăturii transversale

$\varepsilon_{su}$  deformația din armăturile transversale asociate efortului unitar maxim;  
( $\varepsilon_{su}=5\%$ )

$f_{ck}$  rezistența caracteristică a betonului confinat

(ii) Relația (D.1) se aplica numai zonei de beton confinat, exceptând stratul de acoperire.

(iii) La evaluarea capacității de rotire plastică la încovoiere, lungimea zonei plastice  $l_p$  se va determina cu relația:

$$l_p = 0,008l + 0,022 f_{ys} d_{bL} \quad (D.2)$$

$l$  distanța între secțiunea critică (de moment maxim) și punctul de schimbare a curburii (de anulare a momentului) (mm)

$f_{ys}$  limita de curgere a armăturilor longitudinale (MPa)

$d_{bL}$  diametrul armăturilor longitudinale (mm)

(iv) Pentru starea limită ultima se va considera numai 2/3 din rotirea la rupere, calculată pe baza indicațiilor de la punctele (i), (ii) și (iii)

(v) În calculul deplasărilor se vor considera valorile de rigiditate corespunzătoare secțiunilor fisurate. Pentru elementele structurale se recomandă utilizarea rigidităților corespunzătoare punctului de inițiere a curgerii. Perioada structurii determinată astfel este asociată limitei inferioare a rigidității globale.

### D.3. Construirea curbei forță laterală – deplasarea la vârful construcției

Curba se obține prin calcul static neliniar, de tip biografic, utilizând programe de calcul specializate care iau în considerare modificările structurale la fiecare pas de încărcare.

Încărcările gravitaționale corespunzătoare grupării seismice de calcul se mențin constante.

Pentru a ține seama de incertitudinile privind distribuția pe verticală a forțelor laterale se consideră două distribuții înfășurătoare diferite și anume:

- o distribuție în care forțele laterale sunt proporționale cu masele de nivel fara a depinde de poziția pe înălțimea structurii (acelerația este constantă pe înălțime)
- o distribuție rezultată din analiza modală pentru modul predominant de vibrație; se poate accepta o distribuție simplificată triunghiulară (triunghiul cu baza la vârful construcției).

Cele două distribuții se mențin pe rând constante, măbind la fiecare pas de încărcare, numai valoarea forței laterale.

Calculul permite determinarea ordinii probabile a articulațiilor plastice, respectiv determinarea mecanismului de cedare.

Ruperea structurii corespunde deplasării la care structura nu mai poate susține încărcările verticale, respectiv ruperii unui element vital pentru stabilitatea structurii (stâlp, perete).

Se recomandă ca diagrama să fie construită până la o deplasare cu cca 50% mai mare decât cerința de deplasare corespunzătoare stării limită ultime, pentru a evidenția evoluția procesului de degradare până în apropierea prăbușirii și implicit a vulnerabilității clădirii față de prăbușire.

#### D.4. Echivalarea structurii MDOF cu un sistem SDOF

Curba stabilită pentru structura reală se convertește într-o relație forță – deplasare pentru sistemul echivalent cu un grad de libertate pentru ca parametrii acesteia să poată fi puși în relație directă cu spectrele răspunsului seismic, construite pentru sisteme cu un grad de libertate.

Notății:

$\phi$  vectorul formei deplasărilor normalizate (valoarea 1 la vârf). Procedura se poate modifica foarte ușor pentru cazul în care se selectează alt nivel pentru deplasarea caracteristica, considerând valoarea 1 la nivelul deplasării caracteristice.

$m = \sum_I^n m_i$ , masa sistemului MDOF (suma maselor de nivel  $m_i$ )

$F_b$  tăietoare de bază a sistemului MDOF

$m^* = \phi^T M \phi = \sum_{i=1}^N m_i \delta_i^2$  masa generalizată a sistemului echivalent SDOF

$l^* = \phi^T M I = \sum_{i=1}^N m_i \delta_i$  factor de participare

Relațiile de echivalare între mărimile răspunsului SDOF, deplasări  $d^*$  și forțe  $F^*$ , și mărimile asociate răspunsului MDOF,  $d$  și  $F$ , rezultă astfel:

$$d^* = \frac{m^*}{l^*} d = \frac{\sum_{i=1}^N m_i \delta_i^2}{\sum_{i=1}^N m_i \delta_i} d \quad (D.3)$$

$$F_b^* = \frac{m \cdot m^*}{l^{*2}} F_b = \frac{F_b}{\varepsilon} = \frac{\sum_{i=1}^N m_i \sum_{i=1}^N m_i \delta_i^2}{\left( \sum_{i=1}^N m_i \delta_i \right)^2} F_b \quad (D.4)$$

În vederea stabilirii parametrilor structurali definitorii pentru spectrele răspunsului seismic inelastic, curba  $F_b^* - d^*$  urmează să fie idealizată sub forma unei diagrame biliniare (fig. D1).

În acest scop forța de inițiere a curgerii se ia egală cu rezistența ultimă a sistemului, corespunzătoare formării mecanismului plastic.

Rigiditatea inițială a sistemului idealizat se determină astfel încât capacitatea de absorbție de energie să nu se modifice prin schematizarea curbei (ariile celor două curbe să fie egale).

În cazul idealizării sub forma unei diagrame biliniare fără consolidare în domeniul post-elastic, deplasarea la curgere  $d_y$  rezultă:

$$d_y = 2 \left( d_m - \frac{E_m}{F_y} \right) \quad (D.5)$$

unde:

$d_m$ ,  $E_m$  sunt deplasarea, respectiv energia de deformație (aria situată sub curba) corespunzătoare formării mecanismului plastic

În cazul în care cerința de deplasare determinată conform paragrafului D.5 este mult diferită de valoarea  $d_m$ , adoptarea unei proceduri iterative este recomandabilă.

### D.5. Selectarea spectrelor de răspuns

Cerințele de deplasare pentru starea limită de serviciu (SLS) se determină direct din calculul static elastic al structurii MDOF sub încărcările seismice de calcul reduse corespunzător coeficienților  $\nu$ , care țin seama de intervalul de recurență mai scurt al acțiunii seismice asociat cu starea limită de serviciu (vezi Anexa E, paragraful E.1).

Cerințele de deplasare ale sistemului SDOF echivalent, pentru starea limită ultimă (ULS), se obțin din spectrele de deplasare ale răspunsului seismic inelastic. Se pot folosi, dacă există, spectre aproximative, specifice amplasamentului.

În caz contrar, spectrele se pot calcula folosind programe de calcul specifice, utilizând accelerograme înregistrate sau simulate compatibile cu spectrul de proiectare pe amplasament.

Pentru clădirile noi, cu structura de beton armat, dimensionate conform prevederilor capitolelor 3-6, spectrul inelastic de deplasare,  $S_D(T)$  se poate aproxima cu ajutorul relației D.6. Nu se admite utilizarea relației D.6 în cazul construcțiilor existente, dimensionate la forțe laterale mai mici decât cele prevăzute în acest cod.

$$d^* = S_D(T) = c S_{De}(T) \quad (D.6)$$

$c$  coeficient de amplificare al deplasărilor în domeniul inelastic (vezi Anexa E, paragraful E.2)

$S_{De}(T)$  spectrul de răspuns elastic (capitolul 3)

Parametrii care caracterizează valorile spectrale, respectiv cerințele de deplasare, sunt:



- perioada  $T^*$  a sistemului SDOF echivalent, determinate cu formula:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m d_y^*}{F_y^*}} \quad (D.7)$$

- coeficientul seismic  $c_y^*$

$$c_y^* = \frac{F_y^*}{mg} \quad (D.8)$$

### D.6. Controlul deplasărilor structurale

După determinarea cerințelor de deplasare ale sistemului SDOF, acestea se convertesc în cerințele de deplasare ale structurii reale MDOF, inversând relația (D.3):

$$d = \frac{l^*}{m^*} d^* = \frac{\sum_{i=1}^N m_i \delta_i}{\sum_{i=1}^N m_i \delta_i^2} d^* \quad (D.9)$$

Corespunzător acestor deplasări globale, se determină mecanismul de cedare, eforturile în elementele fragile, deplasările relative de nivel și deplasările individuale ale elementelor (rotiri dezvoltate în articulațiile plastice punctuale echivalente etc) și se verifică dacă sunt îndeplinite condițiilor pentru starea limită considerată. Valorile admisibile ale deplasării relative de nivel, corespunzătoare stării limita ultime  $d_{r,a}^{ULS}$ , pot fi majorate cu 25% fata de valorile prevăzute în cadrul Anexei E.

Pe baza verificărilor deplasărilor structurale se validează soluția de structură proiectată prin metodele obișnuite sau se corectează, dacă este cazul, soluția până la obținerea performanțelor necesare.

## PROCEDU DE VERIFICARE A DEPLASĂRII LATERALE A STRUCTURILOR

### E.1. Verificarea la starea limită de serviciu (SLS)

(1) Verificarea la starea limita de serviciu are drept scop menținerea funcțiunii principale a clădirii în urma unor cutremure, ce pot apărea de mai multe ori în viața construcției, prin limitarea degradării elementelor nestructurale și a componentelor instalațiilor construcției. Prin satisfacerea acestei condiții se limitează implicit și costurile reparațiilor necesare pentru aducerea construcției în situația premergătoare seismului.

(2) Verificarea la deplasare se face pe baza expresiei:

$$d_r^{SLS} = v q d_{re} \leq d_{r,a}^{SLS} \quad (E.1.)$$

$d_r^{SLS}$  deplasarea relativă de nivel sub acțiunea seismică asociată SLS

$v$  factor de reducere care ține seama de intervalul de recurență al acțiunii seismice asociat verificărilor pentru SLS. Valoarea factorului este:

- 0.4 pentru clădirile încadrate în clasele I și II de importanță
- 0.5 pentru clădirile încadrate în clasele III și IV de importanță.

$q$  factorul de comportare specific tipului de structură (vezi capitolele 5..9)

$d_{re}$  deplasarea relativă a aceluiasi nivel, determinată prin calcul static elastic sub încărcări seismice de proiectare (vezi capitolul 4). Se ia în considerare numai componenta deformației care produce degradarea pereților înrâmați, extrăgând partea datorată deformației axiale a elementelor verticale în cazul în care aceasta are o contribuție semnificativă la valoarea deformației totale. Rigiditatea la încovoiere a elementelor structurale din beton armat, utilizată pentru calculul valorii  $d_r$ , se va determina conform tabelului E.1.

$d_{r,a}^{SLS}$  valoarea admisibilă a deplasării relative de nivel. În lipsa unor valori specifice componentelor nestructurale utilizate, determinate experimental, deplasarea admisă poate fi selectată conform tabelului E.2.

(3) Valoarea deplasării relative de nivel  $d_r^{SLS}$  poate fi determinată alternativ prin calculul dinamic liniar al structurii sub acțiunea accelerogramelor asociate cutremurului de proiectare, reduse corespunzător prin coeficientul  $v$ . Calculul dinamic liniar se recomandă în cazul structurilor cu o distribuție neregulată a rigidității pe verticală.

**Tabelul E.1** Valori de proiectare ale modulelor de rigiditate

Tipul de structură	Natura legăturilor între componentele nestructurale și structura din beton armat	
	Componentele nestructurale contribuie la rigiditatea de ansamblu a structurii	Componentele nestructurale nu interacționează cu structura
Structuri tip cadre	$E_c I_c$	$0,5 E_c I_c$
Structuri cu pereți	$0,5 E_c I_c$	
E <sub>c</sub> - Modulul de elasticitate al betonului		
I <sub>c</sub> - Momentul de inerție al secțiunii brute (nefisurate) de beton		

**Tabelul E.2** Valori admisibile ale deplasării relative de nivel

Tipul de componente nestructurale	Materiale fragile atașate structurii	Componentele nestructurale nu interacționează cu structura
Rigiditatea secțională	$0,005 h$	$0,008 h$
$h$ – înălțimea de nivel		

(4) În situația în care componentele nestructurale nu pot suporta deplasările recomandate în tabelul E.2. valorile  $d_{r,a}^{SLs}$  se vor stabili experimental.

(5) La verificarea fațadelor cortină vitrate și a altor fațade agățate de structură, valoarea de proiectare a deplasării laterale este cu 50% mai mare decât cea obținută prin aplicarea relației E.1. Valorile admisibile ale deplasării relative de nivel sunt cele garantate de producătorul fațadei.

## E.2. Verificarea la starea limită ultimă (ULS)

(1) Verificarea la starea limită ultima are drept scop evitarea pierderilor de vieți omenști la atacul unui cutremur major, foarte rar, ce poate apărea în viața unei construcții, prin prevenirea prăbușirii totale a elementelor nestructurale. Se urmărește deopotrivă realizarea unei marje de siguranță suficiente fata de stadiul cedării elementelor structurale.

(2) Verificarea la deplasare se face pe baza expresiei:

$$d_r^{ULS} = c q d_{re} \leq d_{r,a}^{ULS} \quad (E.2.)$$

$d_r^{ULS}$  deplasarea relativă de nivel sub acțiunea seismică asociată ULS



- $q$  factorul de comportare specific tipului de structură (vezi capitolele 5..9)
- $d_{re}$  definit în cadrul paragrafului E.1. În lipsa datelor care să permită o evaluare mai precisă, rigiditatea la încovoiere a elementelor structurale de beton armat, utilizată pentru calculul valorii  $d_r$ , se consideră egală cu jumătate din valoarea corespunzătoare secțiunilor nefisurate, adică  $0,5E_cI_c$
- $c$  coeficient de amplificare al deplasărilor, care ține seama că pentru  $T < T_c$  ( $T_c$  este perioada de control a spectrului de răspuns) deplasările seismice calculate în domeniul inelastic sunt mai mari decât cele corespunzătoare răspunsului seismic elastic. Valorile  $c$  se aleg conform relației (E.3.).

$$1 \leq c = 3 - 2,5 \frac{T}{T_c} \leq 2 \quad (E.3.)$$

$d_{r,a}^{ULS}$  valoare admisibilă a deplasării relative de nivel, egală cu  $0,025h$  (unde  $h$  este înălțimea de nivel)

(3) Pentru structurile ce posedă neregularități importante ale rigidității și/sau rezistenței pe verticală se recomandă verificarea prin calcul dinamic neliniar a valorilor  $d_{r,a}^{ULS}$ , după dimensionarea prealabilă a elementelor structurale.

(4) În cazul fațadelor cortină asigurarea la deplasări laterale la ULS se face prin măsuri constructive care împiedică desprinderea și căderea elementelor fațadei la cutremurul asociat acestei stări limită.

## ANEXA F

**ASPECTE SPECIFICE ALE ALCĂTUIRII  
ELEMENTELOR DIN OȚEL****F.1. Clase de secțiuni**

Clasificarea secțiunilor transversale se face funcție de suplețea pereților secțiunii și de distribuția și semnul tensiunilor  $\sigma$ . Prin suplețe, se înțelege raportul dintre lățimea și grosimea peretelui. Această clasificare este necesară pentru a delimita secțiunile care pot avea incursiuni în domeniul elasto-plastic de celelalte secțiuni.

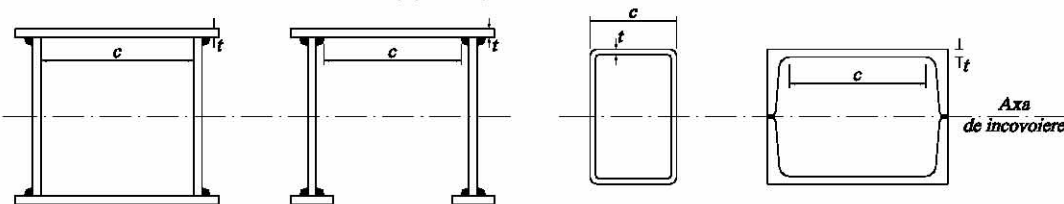
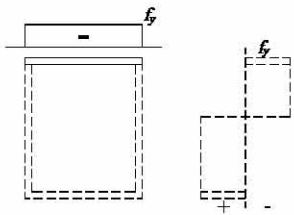
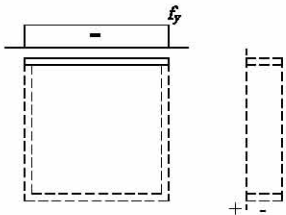
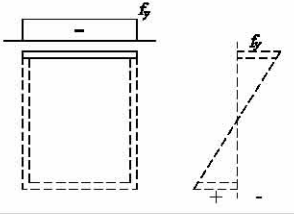
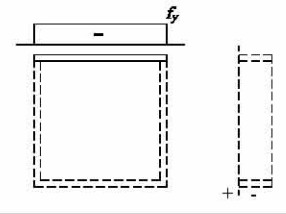
Sunt definite patru clase de secțiuni:

- **Clasa 1** – secțiuni care permit plastificarea lor și dezvoltarea articulațiilor plastice (rotire sub efort constant), fără apariția voalărilor, până la atingerea unghiurilor de rotire plastică admisibile. Este posibilă redistribuirea eforturilor în structură, iar calculul se face pe baza teoriei formării articulațiilor plastice.
- **Clasa 2** – secțiuni care permit formarea articulațiilor plastice, dar care au o capacitate de rotire plastică redusă și nu permit redistribuirea plastică a momentelor încovoietoare în structură. Calculul eforturilor în structură se face în domeniul elastic.
- **Clasa 3** – secțiuni în care se pot dezvolta compresiuni în fibrele extreme până la nivelul limitei de curgere (rezistența critică de voalare se situează la nivelul limitei de curgere), fără a se putea dezvolta însă articulații plastice. Calculul eforturilor în structură se face în domeniul elastic.
- **Clasa 4** – secțiuni cu suplețe mare la care fenomenul de voalare (caracterizat de rezistențe critice cu valori inferioare limitei de curgere) împiedică atingerea limitei de curgere în fibra extremă comprimată. Calculul eforturilor în structură se face în domeniul elastic.

## F.2. Suplețea pereților secțiunilor conform claselor de secțiuni

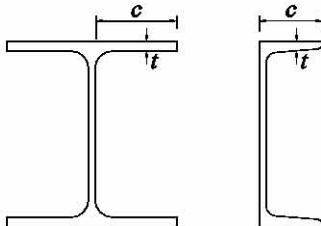
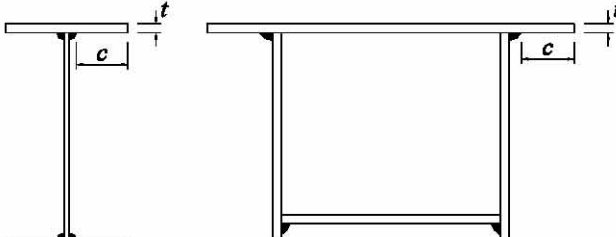
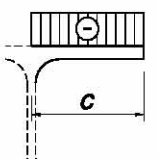
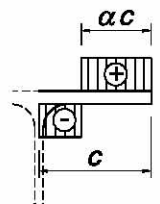
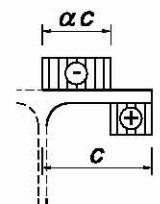
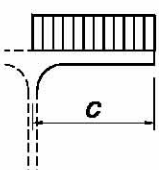
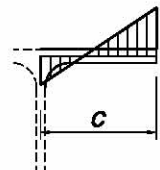
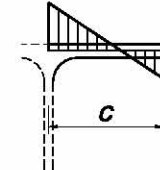
În tabelul F.1 sunt date valorile maxime ale supleților pereților barelor funcție de forma secțiunii și de distribuția tensiunilor.

Tabel F.1.

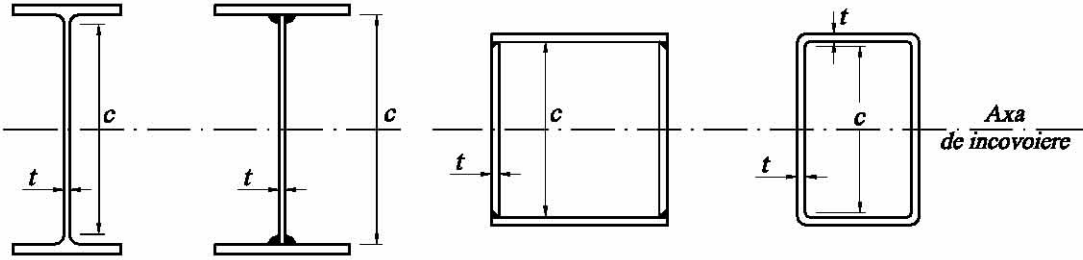
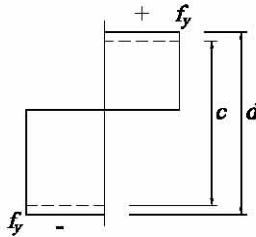
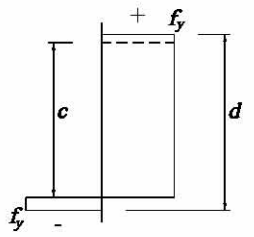
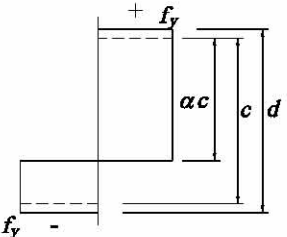
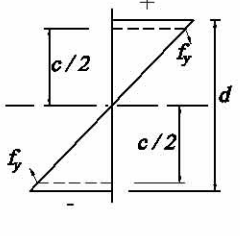
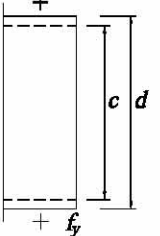
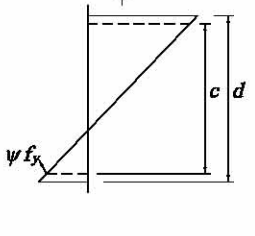
VALORI MAXIME ALE SUPLEȚII PEREȚILOR ELEMENTELOR STRUCTURALE METALICE					
(a) Tălpi încadrate de inimi					
					
Clasa secțiunii	Modul de obținere	Încovoiere		Compresiune	
Distribuția tensiunilor					
1	Țevi laminate	$(c - 3t)/t \leq 33\varepsilon$		$(c - 3t)/t \leq 42\varepsilon$	
	Alte secțiuni	$c/t \leq 33\varepsilon$		$c/t \leq 42\varepsilon$	
2	Țevi laminate	$(c - 3t)/t \leq 38\varepsilon$		$(c - 3t)/t \leq 42\varepsilon$	
	Alte secțiuni	$c/t \leq 38\varepsilon$		$c/t \leq 42\varepsilon$	
Distribuția tensiunilor					
3	Țevi laminate	$(c - 3t)/t \leq 42\varepsilon$		$(c - 3t)/t \leq 42\varepsilon$	
	Alte secțiuni	$c/t \leq 42\varepsilon$		$c/t \leq 42\varepsilon$	
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$		$f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	235	275	355
		$\varepsilon$	1	0,92	0,81



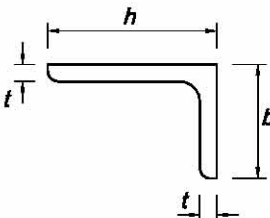
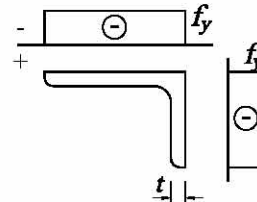
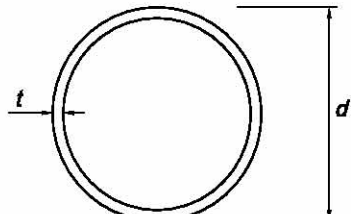
Tabel F.1 (continuare)

VALORI MAXIME ALE SUPLEȚII PEREȚILOR ELEMENTELOR STRUCTURALE METALICE					
(b) Tălpi ieșite în consolă					
					
Secțiuni laminate			Secțiuni sudate		
Clasa secțiunii	Modul de obținere	Compresiune	Compresiune + Încovoiere		
Distribuția tensiunilor					
1	Secțiuni laminate	$c/t \leq 10\varepsilon$	$c/t \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	
	Secțiuni sudate	$c/t \leq 9\varepsilon$	$c/t \leq \frac{9\varepsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{9\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	
2	Secțiuni laminate	$c/t \leq 11\varepsilon$	$c/t \leq \frac{11\varepsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{11\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	
	Secțiuni sudate	$c/t \leq 10\varepsilon$	$c/t \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	
Distribuția tensiunilor					
3	Secțiuni laminate	$c/t \leq 15\varepsilon$	$c/t \leq 23\varepsilon\sqrt{k_\sigma}$		
	Secțiuni sudate	$c/t \leq 14\varepsilon$	$c/t \leq 21\varepsilon\sqrt{k_\sigma}$		
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$		$f_y(\text{N/mm}^2)$	235	275	355
		$\varepsilon$	1	0,92	0,81

Tabel F.1.(continuare)

VALORI MAXIME ALE SUPLEȚII PEREȚILOR ELEMENTELOR					
(c) Inimi					
					
Clasa secțiunii	Încovoiere	Compresiune		Compresiune + Încovoiere	
Distribuția tensiunii					
1	$c/t \leq 72\varepsilon$	$c/t \leq 33\varepsilon$		Când $\alpha > 0,5$ : $c/t \leq 396\varepsilon/(13\alpha - 1)$ Când $\alpha < 0,5$ : $c/t \leq 36\varepsilon/\alpha$	
2	$c/t \leq 83\varepsilon$	$c/t \leq 38\varepsilon$		Când $\alpha > 0,5$ : $c/t \leq 456\varepsilon/(13\alpha - 1)$ Când $\alpha < 0,5$ : $c/t \leq 41,5\varepsilon/\alpha$	
Distribuția tensiunii					
3	$c/t \leq 124\varepsilon$	$c/t \leq 42\varepsilon$		Când $\psi > -1$ : $c/t \leq 42\varepsilon/(0,67 + 0,33\psi)$ Când $\psi \leq -1$ : $c/t \leq 62\varepsilon(1 - \psi)\sqrt{(-\psi)}$	
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$		$f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	235	275	355
		$\varepsilon$	1	0,92	0,81

Tabel F.1 (continuare)

VALORI MAXIME ALE SUPLEȚII PEREȚILOR ELEMENTELOR STRUCTURALE METALICE				
<div><div><div>(d) Corniere</div><div>A se vedea și pct. (c) “Tălpi ieșite în consolă”</div></div><div></div><div>Nu se aplică cornierelor prinse pe toată lungimea de alte elemente</div></div>				
Clasa secțiunii	Compresiune			
Distribuția tensiunilor				
3	$\frac{h}{t} \leq 15\varepsilon$		$\frac{b+h}{2t} \leq 11,5\varepsilon$	
<div><div>(e) Țevi rotunde</div><div></div></div>				
Clasa secțiunii	Compresiune Compresiune + Încovoiere			
1	$d/t \leq 50\varepsilon^2$			
2	$d/t \leq 70\varepsilon^2$			
3	$d/t \leq 90\varepsilon^2$			
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	$f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	235	275	355
	$\varepsilon$	1	0,92	0,81
	$\varepsilon^2$	1	0,85	0,66



### F.3. Rigidizările barelor disipative

F.3.1. În figurile F.1, F.2 și F.3 este prezentat modul în care se amplasează rigidizările la barele disipative scurte, lungi și intermediare.

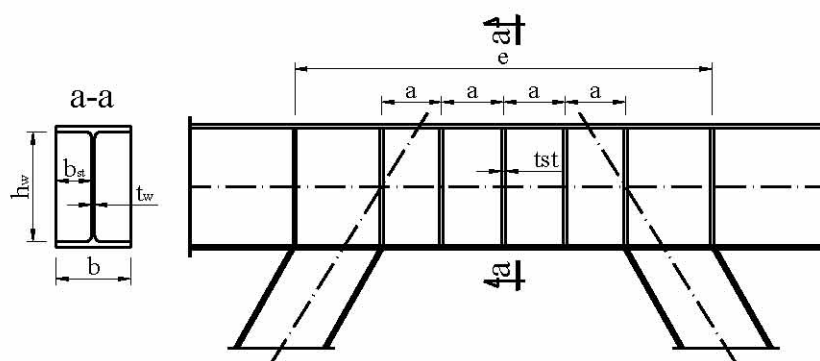


Fig.F.1. Amplasarea rigidizărilor la bara disipativă scurtă

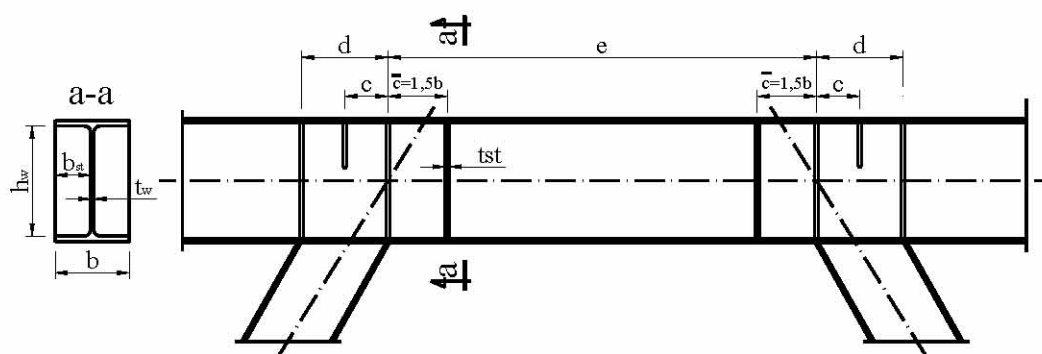
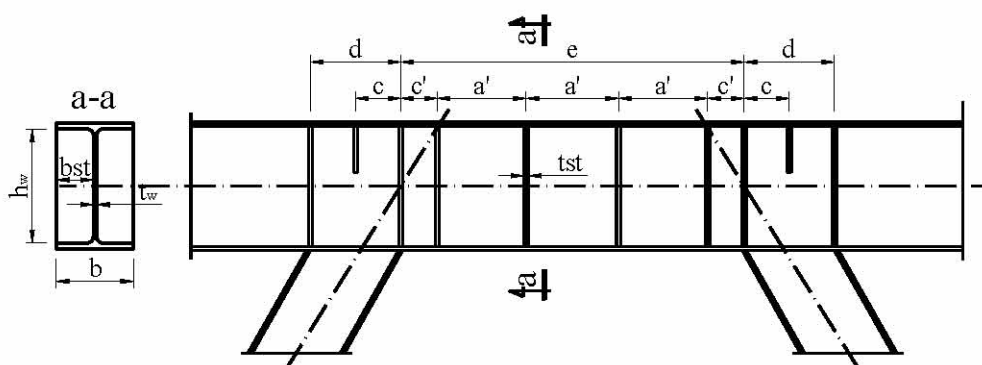


Fig.F.2. Amplasarea rigidizărilor la bara disipativă lungă



**Fig.F.3. Amplasarea rigidizărilor la bara disipativă intermediară**

F.3.2. Distanțele dintre rigidizări sunt:

- în cazul barei disipative scurte:  $e \leq 1,6 \frac{M_{pl,link}}{V_{pl,link}}$

$$a \leq \left( 30t_w - \frac{h_w}{5} \right) \quad \text{pentru } \theta_p = 0,08 \text{ rad}$$

$$a \leq \left( 52t_w - \frac{h_w}{5} \right) \quad \text{pentru } \theta_p = 0,02 \text{ rad}$$

- în cazul barei disipative lungi:  $e \geq 3 \frac{M_{pl,link}}{V_{pl,link}}$

$$\bar{c} = 1,5b$$

$$c = \min(1,5b, 0,5d)$$

- în cazul barei disipative intermediare:  $1,6 \frac{M_{pl,link}}{V_{pl,link}} < e < 3 \frac{M_{pl,link}}{V_{pl,link}}$

$a'$  se determină prin interpolare liniară între valorile:

$$a' = a \quad \text{dacă } e = 1,6 \frac{M_{pl,link}}{V_{pl,link}} \text{ și } \theta_p = 0,08 \dots 0,02 \text{ rad}$$

$$a' = 1,5 \left( \frac{M_{pl,link}}{V_{pl,link}} - b \right) \quad \text{dacă } e = 3 \frac{M_{pl,link}}{V_{pl,link}} \text{ și } \theta_p = 0,02 \text{ rad}$$

$$c' = \min(1,5b, a')$$

$$c = \min(1,5b, 0,5d)$$

În relațiile de mai sus s-au folosit notațiile:

$t_w$  - grosimea inimii barei disipative

$b$  - lățimea tălpii barei disipative

$e$  - lungimea barei disipative

$a, a', \bar{c}, c, c', d$  - distanțe între rigidizări (conform figurilor F.1, F.2, F.3)

#### F.4. Valori ale produsului $I, I \gamma_{ov} \Omega$

Pentru un calcul simplificat se pot folosi valorile  $I, I \gamma_{ov} \Omega$  date în tabelul F.2.

Tabel F.2

VALORI ALE PRODUSULUI $I, I \gamma_{ov} \Omega$	
Tipul structurii	$I, I \gamma_{ov} \Omega$
a) Cadre necontravântuite	3,0
b) Cadre contravântuite centric	2,0
c) Cadre contravântuite excentric	2,5
d) Pendul inversat	2,0
e) Cadre duale	
- cadre necontravântuite + cadre contravântuite centric	2,0
- cadre necontravântuite + cadre contravântuite excentric	2,5

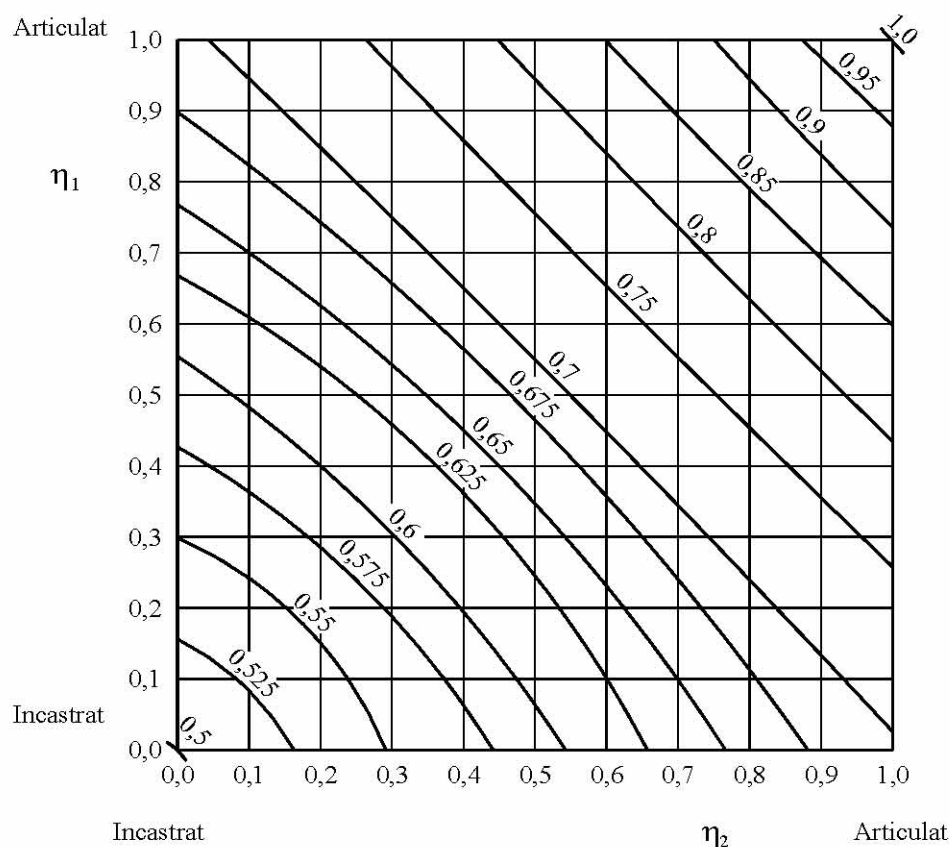
#### F.5. Lungimi de flambaj ale stâlpilor structurilor multietajate

- (1) Se vor aplica prezentele prevederi dacă în normele de proiectare ale structurilor metalice nu sunt alte specificații.
- (2) Lungimea de flambaj  $l_f$  a unui stâlp dintr-un cadru cu noduri fixe poate fi obținută din diagrama prezentată în figura F.4.
- (3) Lungimea de flambaj  $l_f$  a unui stâlp dintr-un cadru cu noduri deplasabile poate fi obținută din diagrama prezentată în figura F.5.
- (4) Factorii de distribuție a rigidității  $\eta_1$  și  $\eta_2$  (fig. F.6) sunt obținuți cu relațiile:

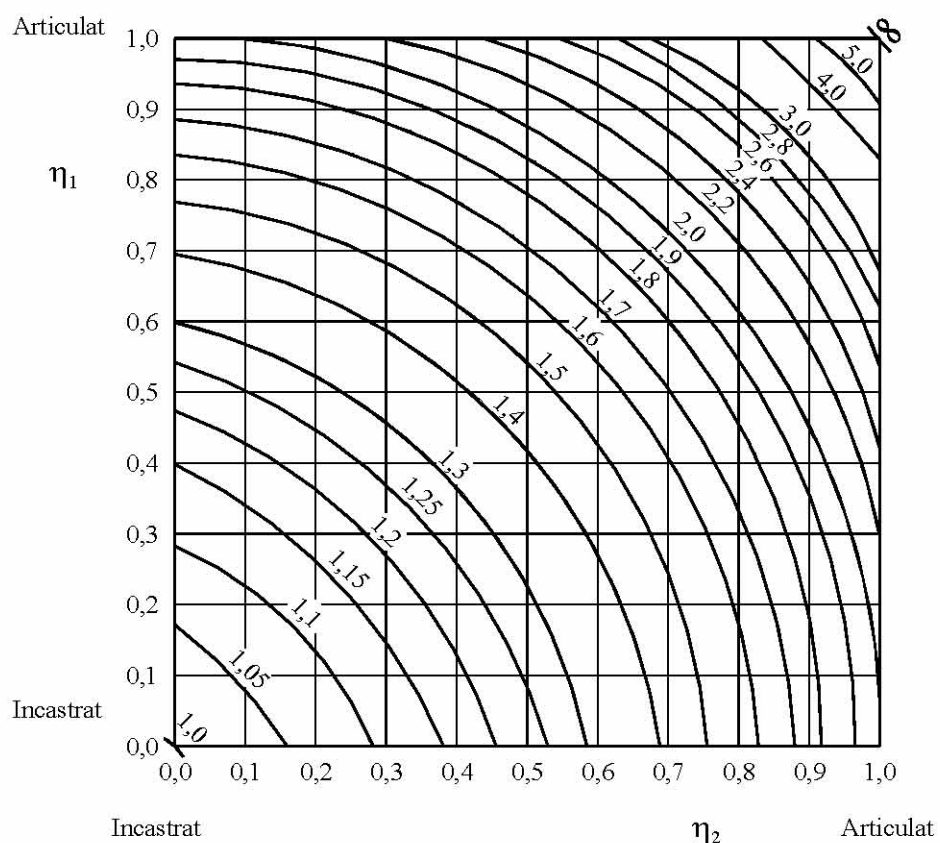
$$\eta_1 = \frac{K_C + K_1}{K_C + K_1 + K_{11} + K_{12}} \quad (F.1)$$

$$\eta_2 = \frac{K_C + K_2}{K_C + K_2 + K_{21} + K_{22}} \quad (F.2)$$





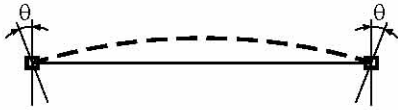
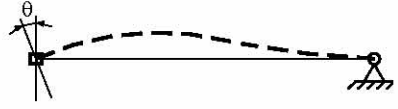

**Figura F.4** – Raportul  $l_f/L$  dintre lungimea de flambaj și lungimea teoretică a unui stâlp dintr-un cadru cu noduri fixe



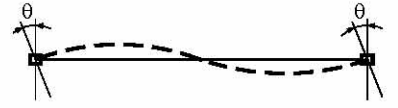
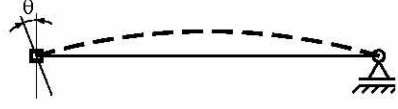
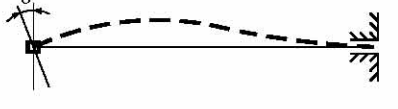
**Figura F.5** – Raportul  $l_f/L$  dintre lungimea de flambaj și lungimea teoretică a unui stâlp dintr-un cadru cu noduri deplasabile

(5) Când grinzile nu sunt supuse la eforturi axiale, rigiditatea lor poate fi determinată în conformitate cu tabelele F.3, F.4, cu condiția rămânerii în domeniul elastic a grinzilor sub acțiunea momentelor de calcul.

Tabel F.3

Caz	Rigiditatea K a grinzilor în cazul cadrelor cu noduri fixe	
1		$K = 0,5 \frac{I}{L}$
2		$K = 0,75 \frac{I}{L}$
3		$K = 1,0 \frac{I}{L}$

Tabel F.4

Caz	Rigiditatea K a grinzilor în cazul cadrelor cu noduri deplasabile	
1		$K = 1,5 \frac{I}{L}$
2		$K = 0,75 \frac{I}{L}$
3		$K = 1,0 \frac{I}{L}$

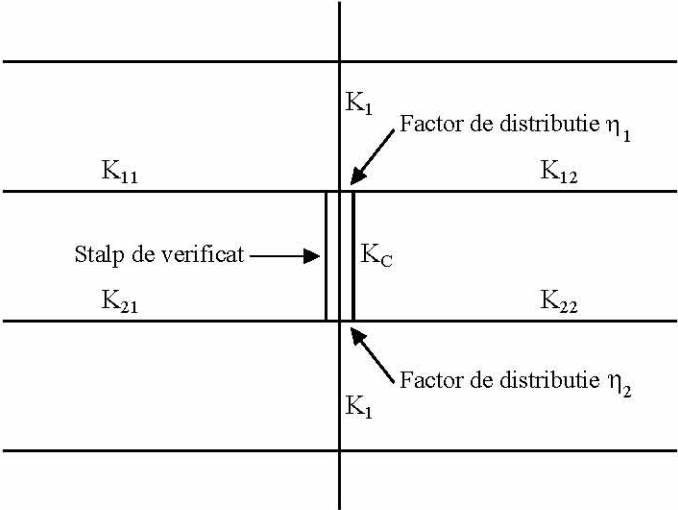


Figura F.6 – Factori de distribuție pentru stâlpii continui

(6) Pentru structurile clădirilor în cadre rectangulare cu planșee din beton, cu topologia structurii regulată și încărcare uniformă, se pot adopta, pentru grinzi, rigiditățile din tabelul F.5.

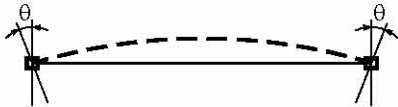


Tabel F.5

<b>Rigiditatea K a unei grinzi dintr-o structură cu planșee din beton armat</b>		
Condiții de încărcare pentru grindă	Structură cu noduri fixe	Structură cu noduri deplasabile
Grinzi care suportă direct planșeul din beton armat	$1,0 \frac{I}{L}$	$1,0 \frac{I}{L}$
Alte grinzi încărcate direct	$0,75 \frac{I}{L}$	$1,0 \frac{I}{L}$
Grinzi supuse numai la acțiunea momentelor de la extremități	$0,5 \frac{I}{L}$	$1,5 \frac{I}{L}$

(7) Dacă momentul de calcul al unei grinzi depășește momentul de rezistență elastic  $W_{el} f_{yd} / \gamma_{M0}$ , se poate considera grinda articulată în acel punct.

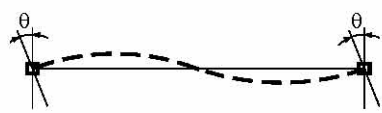
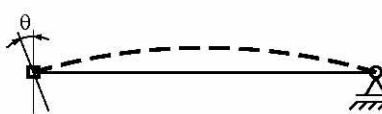
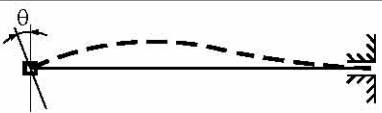
(8) Dacă grinzile sunt supuse la eforturi axiale, rigiditatea lor trebuie corectată în consecință. Pentru aceasta se pot utiliza funcțiile de stabilitate. O alternativă simplă constă în neglijarea surplusului de rigiditate datorat întinderii axiale și considerarea efectelor compresiunii axiale cu valorilor aproximative prezentate în tabelele F.6 și F.7.

Tabel F.6

Caz	<b>Rigiditatea K a grinzilor în cazul cadrelor cu noduri fixe</b>	
1.		$K = 0,5 \frac{I}{L} \left( 1 - 1,0 \frac{N}{N_E} \right)$
2.		$K = 0,75 \frac{I}{L} \left( 1 - 1,0 \frac{N}{N_E} \right)$
3.		$K = 1,0 \frac{I}{L} \left( 1 - 0,4 \frac{N}{N_E} \right)$
în care: $N_E = \pi^2 EI / L^2$		



Tabel F.7

Caz	Rigiditatea K a grinzilor în cazul cadrelor cu noduri deplasabile	
1.		$K = 1,5 \frac{I}{L} \left( 1 - 0,2 \frac{N}{N_E} \right)$
2.		$K = 0,75 \frac{I}{L} \left( 1 - 1,0 \frac{N}{N_E} \right)$
3.		$K = 1,0 \frac{I}{L} \left( 1 - 0,4 \frac{N}{N_E} \right)$
în care: $N_E = \pi^2 EI / L^2$		

(9) Următoarele relații se pot utiliza ca alternativă la valorile date în diagramele din figurile F.4 și F.5:

(a) cadre cu noduri fixe:

$$\frac{l_f}{L} = \left[ \frac{1 + 0,145(\eta_1 + \eta_2) - 0,265\eta_1\eta_2}{2 - 0,364(\eta_1 + \eta_2) - 0,247\eta_1\eta_2} \right] \quad (\text{F.3})$$

(b) cadre cu noduri deplasabile:

$$\frac{l_f}{L} = \left[ \frac{1 - 0,2(\eta_1 + \eta_2) - 0,12\eta_1\eta_2}{1 - 0,8(\eta_1 + \eta_2) + 0,60\eta_1\eta_2} \right]^{0,5} \quad (\text{F.4})$$

(10) O structură poate fi considerată cu noduri fixe în cazul în care sistemul de contravântuire reduce deplasările orizontale cu cel puțin 80%.

## ANEXA G

## PROIECTAREA PLĂCII GRINZILOR LA REZEMAREA PE STĂLPI CADRELOR COMPOZITE

### G.1. Generalități

(1) Această anexă se referă la proiectarea plăcii din zona stâlpilor din oțel sau compoziți în cazul cadrelor alcătuite din grinzi din oțel compozite cu plăci din beton armat.

(2) Pentru a se asigura ductilitatea la încovoiere a zonelor disipative ale acestor grinzi sunt necesare îndeplinirea a două condiții:

- să se evite flambajul componentei din oțel,
- să se evite zdrobirea betonului plăcii.

Prima condiție limitează superior aria de armătură longitudinală întinsă  $A_s$  din lățimea efectivă a plăcii și impune limitarea supleței pereților comprimați ai secțiunii din oțel.

A doua condiție limitează inferior aria de armătură transversală  $A_T$  care trebuie dispusă în placă în imediata vecinătate a stâlpului.

### G.2. Reguli pentru prevenirea zdrobirii premature a betonului plăcii grinzii compozite (fig 7.2)

#### G.2.1. Grinda compozită transmite un moment negativ stâlpului marginal (exterior)

G 2.1.1. Nu există grindă transversală de fațadă și nici placă în consolă față de stâlp spre exterior.

În acest caz momentul maxim ce se poate transfera de la grindă la stâlp este cel capabil al grinzii din oțel.

G.2.1.2. Nu există grindă de fațadă transversală dar există placă în consolă

În acest caz, momentul maxim ce se poate transfera stâlpului este momentul capabil al grinzii compozite. Barele din lățimea efectivă de placă se vor ancora în placa în consolă prin bucle care înconjoară stâlpul.

G.2.1.3. Există grindă transversală de fațadă dar nu există placă în consolă spre exterior

(1) Când există grindă transversală, singurul mod de transfer al momentului este preluarea de către această grindă a forțelor de întindere din armăturile din placă.

(2) Barele de armătură ale plăcii se vor ancora cu ciocuri de conectorii grinzii transversale.

(3) Aria de armătură  $A_s$  care se va dispune pe o lățime egală cu lățimea efectivă definită în tabelul 7.5 va fi determinată de relația:

$$A_s \leq F_{Rd3} / f_{sd} \quad (G.1)$$

$$F_{Rd3} = n P_{Rd} \quad (G.2)$$

unde:

$n$  este numărul de conectori din lățimea efectivă a plăcii

$P_{Rd}$  efortul capabil al conectorului

(4) Grinda transversală de fațadă solicitată la forțele orizontale aplicate conectorilor trebuie verificată la încovoiere, forță tăietoare și torsiune.

G.2.1.4. Există grindă de fațadă și placă în consolă

În acest caz se aplică G 2.1.2

### **G.2.2 Grinda compozită transmite un moment pozitiv stâlpului marginal (exterior)**

G.2.2.1. Nu există grindă de fațadă transversală și nici placă în consolă

(1) Transferul momentului este posibil prin transmiterea directă a compresiunii de la placă la talpa stâlpului.

(2) Forța maximă transmisă de placă este dată de relația:

$$F_{Rdl} = b_c d_{eff} (0,85 f_{cd}) \quad (G.3)$$

unde

$d_{eff}$  este în cazul plăcilor din beton armat înălțimea totală a plăcii iar în cazul plăcilor compozite cu tablă cutată reprezintă grosimea betonului de peste tabla cutată

$b_c$  este lățimea stâlpului

(3) Dacă sunt prevăzute dispozitive suplimentare de preluare a compresiunii, sudate de talpa stâlpului,  $b_{eff}$  poate crește dar nu mai mult decât valorile date în tabelul 7.5

(4) Betonul din vecinătatea tălpii stâlpului trebuie fretat cu armătură transversală  $A_T$ . Aria acestei armături trebuie să satisfacă relația:

$$A_T \geq 0,21 d_{eff} b_c (0,15 l - b_c) f_{cd} / (0,15 l f_{sd}) \quad (G.4)$$

(5) Această armătură se va distribui uniform pe o lungime egală cu  $b_{eff}$ . Prima bară nu va fi la o distanță mai mare de 30 mm de talpa stâlpului.

(6) Armătura transversală poate fi și armătura determinată din încovoierea plăcii.

G.2.2.2. Nu există grindă de fațadă transversală, există placă în consolă

(1) Momentul poate fi transferat în acest caz prin două mecanisme:

Mecanismul 1 : prin compresiune directă asupra stâlpului. Forța de transfer prin acest mecanism va fi dată de relația (G.3).



**Mecanismul 2** : prin diagonale comprimate din beton care acționează înclinat pe părțile laterale ale stâlpului. Înclinarea acestor diagonale este de  $45^\circ$ . Forța de transfer prin acest mecanism va fi dată de relația:

$$F_{Rd2} = 0,7 h_c d_{eff} (0,85) f_{cd} \quad (G.5)$$

unde  $h_c$  este înălțimea secțiunii stâlpului

- (2) Armătura transversală cu rol de tirant  $A_T$  trebuie să satisfacă relația :

$$A_T \geq F_{Rd2} / (2 f_{sd}) = 0,3 h_c d_{eff} f_{cd} / f_{sd,T} \quad (G.6)$$

- (3) Aria de armatură  $A_T$  se va distribui pe o lățime egală cu  $h_c$  și va fi ancorată corespunzător. Rezultă o lungime totală a barelor de armatură

$$L = b_c + 4h_c + 2 l_b \quad (G.7)$$

unde  $l_b$  este lungimea de ancoraj a barei

- (4) Forța maximă de compresiune ce poate fi transmisă de placă va fi:

$$F_{Rd1} + F_{Rd2} = b_{eff}^+ d_{eff} (0,85 f_{cd}) \text{ în care } b_{eff}^+ = 0,7 h_c + b_c \quad (G.8)$$

Momentul capabil pozitiv al grinzii compozite se va calcula considerând o lățime efectivă de placă egală cu  $b_{eff}^+$ .

#### G.2.2.3. Există grindă transversală de fațadă

- (1) În acest caz compresiunea din placă acționează asupra grinzii de fațadă, mobilizând al treilea mecanism de transfer și o forță  $F_{Rd3}$  dată de relația (G.2).

- (2) Pentru a se transmite forța de compresiune maximă a plăcii trebuie respectată condiția :

$$F_{Rd1} + F_{Rd2} + F_{Rd3} \geq b_{eff} d_{eff} (0,85 f_{cd}) \quad (G.9)$$

unde  $b_{eff}$  este lățimea efectivă dată în tabelul 7.5

La limită, pentru un moment capabil al secțiunii grinzii compozite se poate determina  $F_{Rd3}$  și numărul de conectori  $n$ .

#### G.2.3. Grinzi compozite transmit momente de ambele semne stâlpului central (interior)

##### G.2.3.1. Nu există grindă transversală

- (1) În acest caz , transferul compresiunii din placă se realizează prin două mecanisme.

**Mecanismul 1** : prin compresiune directă asupra stâlpului. Forța  $F_{Rd1}$  este dată de relația (G.3)

Mecanismul 2 : prin diagonale comprimate din beton care acționează înclinat pe părțile laterale ale stâlpului . Înclinarea acestor diagonale este de  $45^\circ$  . Relația pentru calculul forței  $F_{Rd2}$  este dată de (G.5).

- (2) Armătura transversală cu rol de tirant  $A_T$  trebuie să satisfacă relația (G.4)
- (3) Aceeași cantitate de armătură  $A_T$  trebuie dispusă în ambele părți ale stâlpului pentru a se ține cont de inversarea sensului momentelor.
- (4) In acest caz rezultanta compresiunilor din beton nu poate depăși :

$$F_{Rd1} + F_{Rd2} = (0,7h_c + b_c) d_{eff} (0,85 f_{cd}) \quad (G.10)$$

Rezultanta forțelor din placă este suma dintre forța de întindere din barele de armătură din zona de moment negativ  $F_{St}$  și forța de compresiune din beton din zona cu moment pozitiv  $F_{Sc}$

$$F_{Sc} + F_{St} = A_s f_{yd} + b^+_{eff} d_{eff} (0,85 f_{cd}) \quad (G.11)$$

unde:

$A_s$  este aria armăturii din zona de lățime efectivă  $b^+_{eff}$  definită conform tabelului 7.5

$b^+_{eff}$  este lățimea efectivă de placă definită în tabelul 7.5

- (5) Dacă prin proiectare se urmărește ca oțelul tălpii inferioare a grinzii să ajungă la curgere fără ca betonul plăcii să se zdrobească trebuie să se îndeplinească condiția:

$$1,2(F_{Sc} + F_{St}) \leq F_{Rd1} + F_{Rd2} \quad (G.12)$$

Dacă condiția nu este îndeplinită, capacitatea de transmitere a compresiunii din placă poate fi mărită fie prin introducerea unei grinzi transversale ( $F_{Rd3}$ ), fie prin mărirea forței de compresiune directă asupra stâlpului prin sudarea unor dispozitive adiționale de stâlp.

#### G.2.3.2. Există grindă transversală

- (1) In cazul existenței unei grinzi transversale se manifestă al treilea mecanism de transmitere a forței de compresiune  $F_{Rd3}$  dat de relația (G.3).
- (2) Pentru ca mecanismul 2 să funcționeze trebuie prevăzută armătură transversală cu rol de tirant  $A_T$  determinată conform G.3.2.2.(2).
- (3) Forța de compresiune maximă care poate fi transmisă în acest caz este:

$$F_{Rd1} + F_{Rd2} + F_{Rd3} = (0,7h_c + b_c) d_{eff} (0,85 f_{cd}) + n P_{Rd} \quad (G.13)$$

unde  $n$  este numărul de conectori din zona de lățime  $\max(b^-_{eff}, b^+_{eff})$

- (4) Dacă prin proiectare se urmărește curgerea tălpii inferioare a grinzii, fără zdrobirea betonului plăcii trebuie să fie îndeplinită condiția:

$$1,2(F_{Sc} + F_{St}) \leq F_{Rd1} + F_{Rd2} + F_{Rd3} \quad (G.14)$$

### Anexă Bibliografică

Nr. crt.	Indice	Titlu româna
1	SR EN 1998-1:2004	Eurocod 8: Proiectarea structurilor pentru rezistența la cutremur Partea 1: Reguli generale, acțiuni seismice și reguli pentru clădiri
2	SR ISO 1000:1995	Unități SI și recomandări pentru utilizarea multiplilor și submultiplilor lor zecimale precum și a altor unități
3	SR EN 1992-1-1:2004	Eurocod 2: Proiectarea structurilor de beton. Partea 1-1: Reguli generale și reguli pentru clădiri
4	SR EN 1992-2:2006	Eurocod 2: Proiectarea structurilor de beton. Partea 2: Poduri de beton - Proiectare și prevederi constructive
5	SR EN 1992-1-2:2006	Eurocod 2: Proiectarea structurilor de beton. Partea 1-2: Reguli generale - Calculul comportării la foc
6	SR EN 1993-1-1:2006+AC:2006	Eurocod 3: Proiectarea structurilor de oțel. Partea 1-1: Reguli generale și reguli pentru clădiri
7	SR EN 1993-1-2:2006+AC:2006	Eurocod 3: Proiectarea structurilor de oțel. Partea 1-2: Reguli generale. Calculul structurilor la foc
8	SR EN 1993-1-8:2006+AC:2006	Eurocod 3: Proiectarea structurilor de oțel. Partea 1-8: Proiectarea îmbinarilor
9	SR EN 1993-1-9:2006+AC:2006	Eurocod 3: Proiectarea structurilor de oțel. Partea 1-9: Oboseala
10	SR EN 1993-1-10:2006+AC:2006	Eurocod 3: Proiectarea structurilor de oțel. Partea 1-10: Alegerea claselor de calitate a oțelului
11	SR EN 10002-1:2002	Materiale metalice. Încercarea la tracțiune. Partea 1: Metoda de încercare la temperatura ambiantă
12	SR EN 771-1:2003+A1:2005	Specificații ale elementelor pentru zidărie. Partea 1: Elemente pentru zidărie de argilă arsă
13	SR EN 771-2:2003+A1:2005	Specificații ale elementelor pentru zidărie. Partea 2: Elemente pentru zidărie de silico calcare
14	SR EN 771-3:2004+A1:2005	Specificații ale elementelor pentru zidărie. Partea 3: Elemente pentru zidărie de beton cu agregate (agregate grele și ușoare)
15	SR EN 771-4:2004+A1:2005	Specificații ale elementelor pentru zidărie. Partea 4: Elemente pentru zidărie de beton celular autoclavizat



16	SR EN 771-5:2004+A1:2005	Specificații ale elementelor pentru zidărie. Partea 5: Elemente pentru zidărie de piatră artificială
17	SR EN 771-6:2006	Specificații ale elementelor pentru zidărie. Partea 6: Elemente pentru zidărie de piatră naturală
18	SR EN 998-2:2004	Specificație a mortarelor pentru zidărie. Partea 2: Mortare pentru zidărie
19	STAS 1040-85	Lemn rotund de rășinoase pentru construcții. Manele și prăjini
20	STAS 256-79	Lemn pentru mină
21	STAS 3416-75	Lemn rotund pentru piloți
22	STAS 4342-85	Lemn rotund de foioase pentru construcții
23	SR EN 1313+1+A1:2001	Lemn rotund și cherestea. Abateri admisibile și dimensiuni preferențiale. Partea 1: Cherestea de rășinoase
24	STAS 1928-80	Cherestea de stejar. Clase de calitate
25	SR EN 1611-1:2001+A1:2003	Cherestea. Clasificare după aspect a lemnului de rășinoase. Partea 1: Molid, brad, pin, Douglas și larice europene
26	STAS 3363-86	Cherestea de cireș, frasin, paltin, păr și ulm. Clase de calitate
27	STAS 6709-86	Cherestea de artar, carpen, jugastru, mesteacan și salcâm. Clase de calitate
28	STAS 10107/0-90	Construcții civile și industriale. Calculul și alcatuirea elementelor structurale din beton, beton armat și beton precomprimat
29	STAS 10108/0-78	Construcții civile industriale și agricole. Calculul elementelor din oțel

### NOTE EXPLICATIVE

- (1) Până la intrarea în vigoare a Anexelor Naționale ale standardelor din colecția SR EN 1992, se va utiliza STAS 10107/0-90.
- (2) Până la intrarea în vigoare a Anexelor Naționale ale standardelor din colecția SR EN 1993-1, se va utiliza STAS 10108/0-78.
- (3) Până la intrarea în vigoare a Codului de evaluare seismică P100-3/2007, la evaluarea construcțiilor existente se aplică P100/92 capitolele 11 și 12.