

5. Calculul structurilor la acțiunea seismică

5.1. Introducere

Metodele specifice de analiză a răspunsului structurilor la acțiunea seismică și comportarea structurilor în domeniul inelastic în timpul unor cutremure majore impun cerințe de proiectare specifice în cazul acțiunii seismice. Începând cu 1 ianuarie 2007, în România va intra în vigoare normativul P100-1/2006 "Cod de proiectare seismică P100 – Partea I - Prevederi de proiectare pentru clădiri". P100-1/2006 se bazează în mare parte pe norma europeană de proiectare antiseismică Eurocode 8.

Acest capitol cuprinde aspecte privind calculul structurilor inginerești la acțiunea seismică, bazate în mare măsură pe prevederile P100-1/2006.

Prevederile P100-1/2006 conțin declarativ două cerințe fundamentale (sau nivele de performanță):

- De siguranță a vieții. Nivelul acțiunii seismice asociat acestui nivel de performanță corespunde unui cutremur cu intervalul mediu de recurență (IMR) de 100 ani. Este de remarcat că în prezent majoritatea normelor antiseismice folosesc un cutremur cu IMR=475 ani pentru nivelul de performanță de siguranță a vieții. Este de așteptat ca următoarea ediție a normativului antiseismic românesc să adopte aceiași valoare a intervalului mediu de recurență.
- De limitare a degradărilor. Nivelul acțiunii seismice asociat acestui nivel de performanță corespunde unui cutremur cu IMR=30 ani. Pentru comparație, Eurocode 8 (2003) prevede un cutremur cu IMR=95 ani pentru nivelul de performanță de limitare a degradărilor.

Se remarcă faptul că obiectivul principal al acestui normativ este normativ este protejarea vieții. Cu toate că printre obiectivele normei se numără și limitarea pagubelor materiale, este de menționat faptul că prevederile acesteia nu elimină complet degradarea structurilor în cazul unor evenimente seismice majore. Construcțiile cu risc înalt pentru populație, cum sunt centralele nucleare, nu intră în domeniul de aplicare al normativului P100-1/2006.

Îndeplinirea prin calcul a celor două cerințe fundamentale (de siguranță a vieții și de limitare a degradărilor) se realizează verificând structurile la două stări limită:

- Stări limită ultime (SLU), asociate colapsului structural și a altor forme de degradare structurală care pot pune viața oamenilor în pericol. Verificarea la SLU implică asigurarea de către proiectant a unui echilibru între rezistența și ductilitatea structurii.
- Stări limită de serviciu (SLS), asociate cu apariția unor degradări, dincolo de care nu mai sunt îndeplinite cerințe specifice de exploatare. Poate fi necesar limitarea atât a degradărilor structurale, cât și a celor nestructurale. În general verificarea la SLS implică limitarea deplasărilor relative de nivel, pentru asigurarea protecției elementelor nestructurale, echipamentelor, etc.

5.2. Acțiunea seismică

5.2.1. Spectrul elastic

Teritoriul României este împărțit în zone seismice funcție de hazardul seismic local, care este considerat în mod simplificat a fi constant în fiecare zonă seismică. 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. 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.

Zonarea accelerației de vârf a terenului pentru proiectare a_g în România, pentru evenimente seismice având intervalul mediu de recurență IMR = 100 ani, este prezentată în Figura 5.1. Aceste valori ale a_g se folosesc pentru proiectarea construcțiilor la starea limită ultimă.

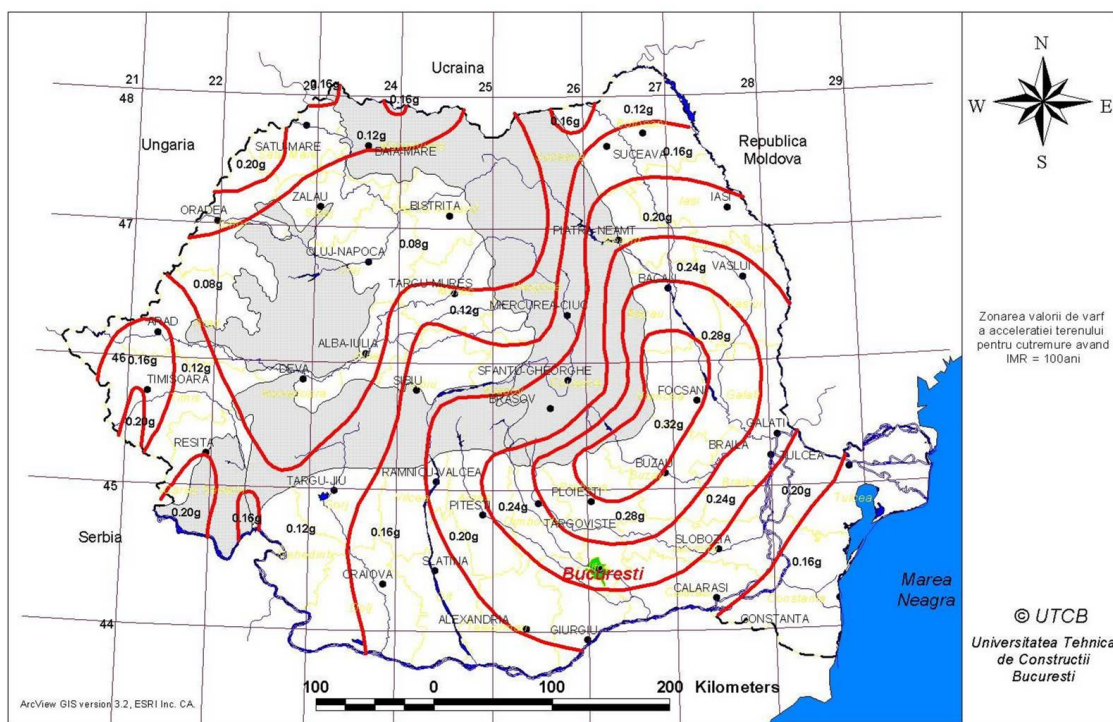


Figura 5.1. Zonarea teritoriului României în termeni de valori de vârf ale accelerației terenului pentru proiectare a_g pentru cutremure având IMR = 100 ani (P100-1/2006).

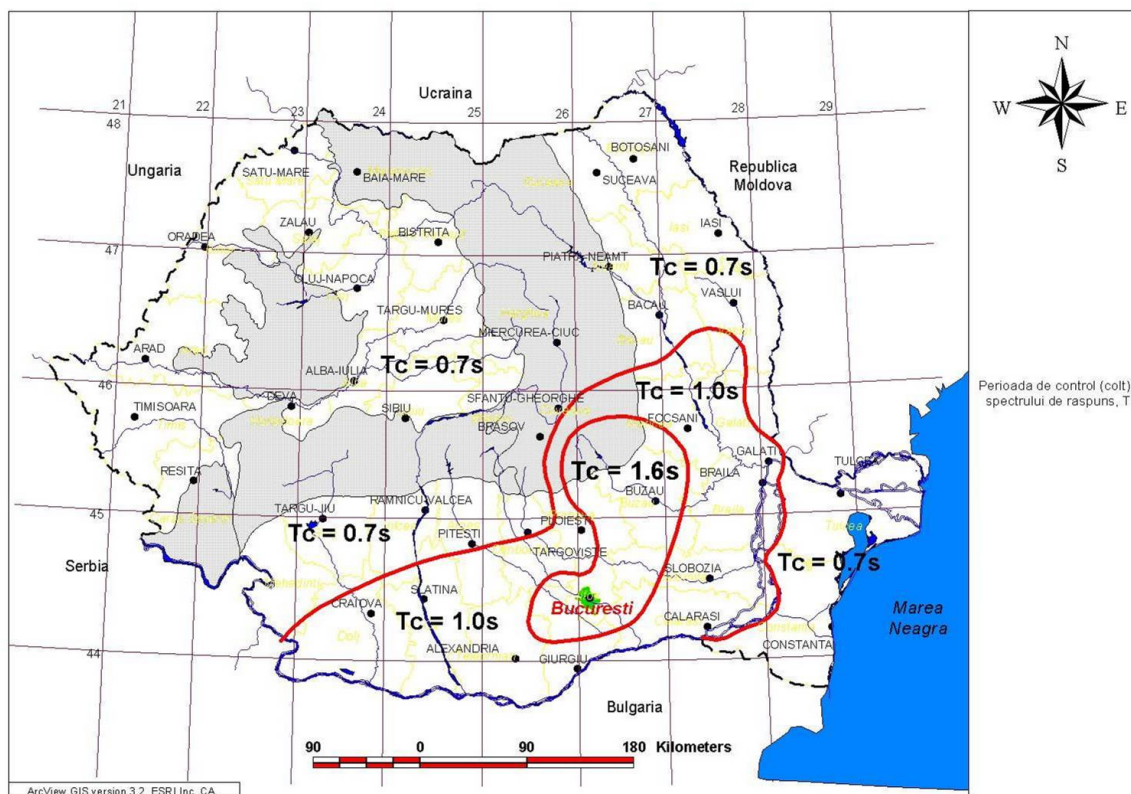


Figura 5.2. Zonarea teritoriului României în termeni de perioadă de control T_c a spectrului de răspuns (P100-1/2006).

Mișcarea seismică într-un punct pe suprafața terenului este descrisă prin spectre de răspuns elastic ale pseudo-acelerației: două componente orizontale și una verticală. Componentele orizontale ale mișcării seismice sunt considerate independente, fiind descrise de același spectru.

Condițiile locale de teren afectează forma spectrelor elastice de răspuns (vezi capitolul 3.7.3) și modifică atât amplificarea accelerației de vârf a terenului, cât și conținutul de frecvențe al mișcării seismice (prin perioadele de control T_B , T_C și T_D). Normativul P100-1/2006 reflectă doar cel de-al doilea aspect, specificând trei valori ale perioadei de control T_C pe o hartă de zonare macroseismică (vezi Figura 5.2). Unei valori ale perioadei de control T_C îi corespund o pereche de valori T_B și T_D conform cu Tabelul 5.1. Perioada de control T_C a spectrului de răspuns reprezintă limita dintre zona de pseudo-accelerație constantă și zona de pseudo-viteză constantă. În mod similar, perioada de control T_D reprezintă limita dintre zona de pseudo-viteză constantă și zona de deplasare constantă.

Tabelul 5.1. Perioadele de control T_B , T_C și T_D ale spectrului de răspuns pentru componentele orizontale ale mișcării seismice (P100-1/2006).

Interval mediu de recurență a magnitudinii cutremurului	Valori ale perioadelor de control			
$IMR = 100\text{ani}$, pentru SLU	T_B , s	0.07	0.10	0.16
	T_C , s	0.7	1.0	1.6
	T_D , s	3.0	3.0	2.0

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

$$S_e(T) = a_g \beta(T) \quad (5.1)$$

unde valoarea a_g este accelerația de vârf a terenului, exprimată în m/s^2 , iar $\beta(T)$ este spectrul de răspuns elastic normalizat la valoarea de vârf a accelerației terenului.

Forma normalizată a spectrelor de răspuns elastic pentru componentele orizontale ale accelerației terenului, $\beta(T)$, pentru fracțiunea din amortizarea critică $\zeta = 0.05$ este dată de relațiile (vezi Figura 5.3):

$$0 \leq T \leq T_B: \quad \beta(T) = 1 + \frac{(\beta_0 - 1)}{T_B} T \quad (5.2)$$

$$T_B < T \leq T_C: \quad \beta(T) = \beta_0 \quad (5.3)$$

$$T_C < T \leq T_D: \quad \beta(T) = \beta_0 \frac{T_C}{T} \quad (5.4)$$

$$T > T_D: \quad \beta(T) = \beta_0 \frac{T_C T_D}{T^2} \quad (5.5)$$

unde: β_0 - factorul de amplificare dinamică maximă a accelerației orizontale a terenului de către structură; T - perioada proprie de vibrație a unui sistem SGLD cu răspuns elastic.

Componenta verticală a mișcării seismice într-un amplasament este dată de relații similare (5.1) - (5.5). Accelerația de vârf verticală a terenului se consideră în mod aproximativ egală cu 70% din valoarea accelerației de vârf orizontale, iar perioadele de control T_B și T_C pentru componenta verticală a mișcării seismice sunt mai mici decât cele ale componentei orizontale.

Alternativ spectrului de răspuns elastic al pseudo-accelerației, mișcarea seismică poate fi definită prin variația în timp a accelerației terenului (accelerograme). Pentru modele structurale spațiale, sunt necesare trei accelerograme: două pentru componentele orizontale ale mișcării seismice și una pentru componenta verticală. Accelerogramele pot fi înregistrate în timpul unor evenimente seismice anterioare, sau pot fi accelerograme artificiale, generate pe baza spectrului elastic de răspuns. În ambele cazuri sunt necesare minim trei seturi de accelerograme. Accelerogramele trebuie să fie reprezentative pentru amplasamentul dat, din punct de vedere al caracteristicilor surselor seismice, distanței sursă-amplasament și condițiilor de teren din amplasament. Conținutul de frecvență al accelerogramelor trebuie să fie compatibil cu mișcarea seismică din amplasament, iar accelerogramele trebuie scalate astfel încât media aritmetică a accelerațiilor de vârf ale accelerogramelor să nu fie mai mică decât valoarea a_g din amplasament.

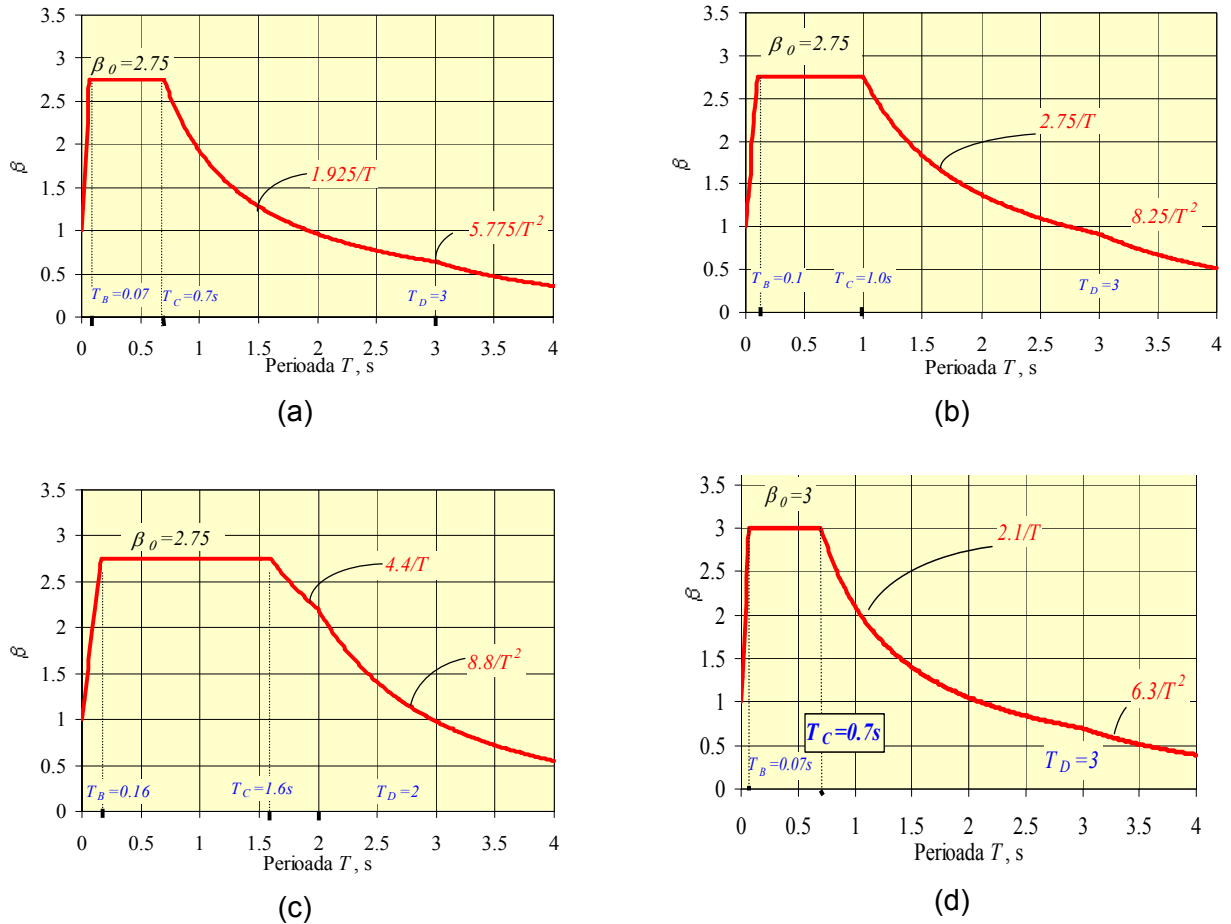


Figura 5.3. Spectre normalizate de răspuns elastic pentru componentele orizontale ale mișcării seismice, în zonele caracterizate prin perioadele de control: $T_C = 0.7$ (a), $T_C = 1.0$ (b) și $T_C = 1.6s$ (c), precum și pentru surse crustale în Banat caracterizate de $a_g = 0.20g$ și $a_g = 0.16g$ (P100-1/2006).

Tabelul 5.2. Tipuri de teren conform Eurocode 8, 2003.

tip teren	descrierea profilului stratigrafic	$v_{s,30}$, m/s
A	Rocă și alte formațiuni geologice similare, cu un strat de material mai slab la suprafață de maxim 5 m grosime	>800
B	Nisipuri sau pietrișuri foarte dense, sau argile foarte rigide, cu grosimea de cel puțin câteva zeci de metri, caracterizate de o creștere graduală a proprietăților fizice cu adâncimea	360-800
C	Nisipuri sau pietrișuri cu densitatea normală și medie, sau argile rigide, cu grosimea de la câteva zeci la sute de metri	180-360
D	Depuneri de teren cu coeziune medie și mică (cu sau fără câteva straturi de sol coeziv) sau de teren predominant coeziv moale către ferm	<180
E	Un profil format din depuneri aluvionare de suprafață cu valori $v_{s,30}$ de tipul C sau D cu grosimea între 5 și 20 de m, urmat de teren mai rigid cu $v_{s,30} > 800$ m/s	
S ₁	Depozite alcătuite din argile/aluviuni moi cu un indice plastic ridicat (PI>40) și conținut ridicat de apă	<100 (indicativ)
S ₂	Depuneri de terenuri lichifiabile, de argile susceptibile la lichifiere sau orice alt teren care nu este inclus în categoriile de mai sus	

În Eurocode 8 (2003) spectrul de răspuns elastic normalizat este definit de relații similare cu (5.1) - (5.5), însă, spre deosebire de P100-1/2006, norma europeană specifică două tipuri de spectre (tip 1 și tip 2) funcție de magnitudinea sursei seismice. În plus, în Eurocode 8 (2003) perioadele de

control T_B , T_C și T_D sunt specificate funcție condițiile locale de teren pentru amplasamentul structurii și nu la nivel macroseismic, iar factorul de amplificare dinamică maximă β_0 variază funcție de tipul terenului. Clasificarea Eurocode folosește cinci categorii de teren: A, B, C, D și E, caracterizate de profilul stratigrafic și de viteza medie a undelor de forfecare în primii 30 de metri $v_{s,30}$, precum și două categorii speciale S_1 și S_2 , care necesită studii de la caz la caz (vezi Figura 5.4 și Tabelul 5.2).

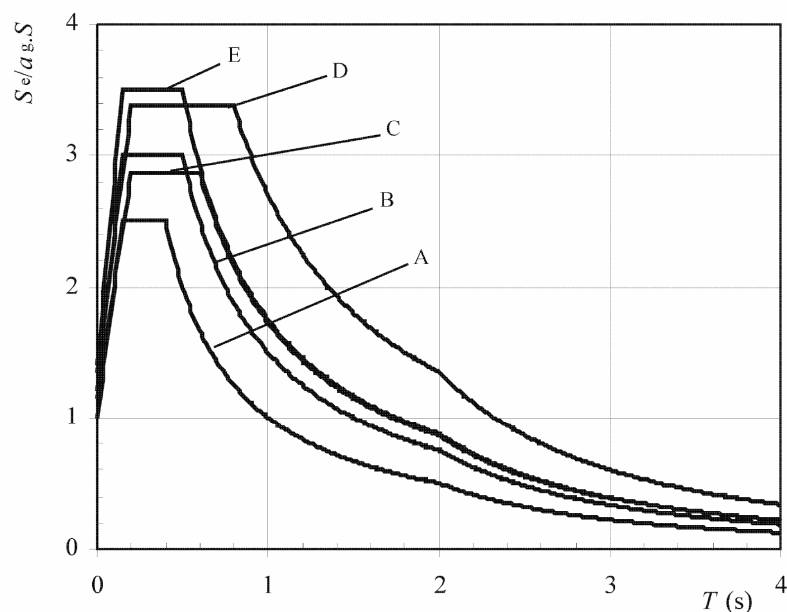


Figura 5.4. Spectre normalizate de răspuns elastic pentru componentele orizontale ale mișcării seismice conform Eurocode 8 (2003), pentru diferite tipuri de teren.

5.2.2. Spectrul de proiectare pentru analiza elastică

Factorii de reducere a forțelor seismice (factorul q în P100-1/2006 și Eurocode 8) sunt folosiți pe larg în normele de proiectare antisismică pentru reducerea forțelor seismice elastice la cele de calcul. Rațiunea pentru proiectarea structurilor la o fracțiune din forța necesară unui răspuns elastic al structurii decurge din observația că majoritatea structurilor sunt capabile să supravețuiască un seism major (fără colapsul structurii, dar cu degradări structurale importante), datorită capacității de disipare a energiei prin deformații în domeniul plastic și a suparezistenței. Acceptarea unor distrugereri în structură în cazul unui cutremur major este o problemă de natură economică. Factorii de reducere din norme sunt în mare parte empirici, bazându-se pe observații ale performanței diverselor tipuri structurale la cutremurele trecute (Fischinger și Fajfar, 1994) și sunt folosiți în cadrul metodei de analize elastice echivalente, încercând să aproximeze forțele minime care pot fi folosite la proiectare astfel ca să se asigure un răspuns satisfăcător al structurii în domeniul plastic (Eurocode 8, 2003).

Utilizarea unui singur factor de reducere a forțelor seismice, așa cum o fac majoritatea normelor este comodă pentru proiectare. Însă, diferențierea și cuantificarea factorilor responsabili de reducerea forțelor seismice este utilă pentru înțelegerea mai bună a răspunsului seismic al structurii. În Figura 5.5 este prezentată o relație tipică dintre forța tăietoare de bază și deplasarea la vârf a unei structuri. Pentru simplificarea răspunsului nelinier al structurii se adoptă adeseori o idealizare biliniară. Pe baza acesteia se poate defini ductilitatea globală a structurii:

$$\mu = \delta_u / \delta_y \quad (5.6)$$

unde δ_u este deplasarea ultimă a sistemului, iar δ_y este deplasarea corespunzătoare curgerii globale. Se mai definesc următorii termeni folosiți în continuare: V_e - forța corespunzătoare unui răspuns infinit elastic; V_y - forța de curgere a sistemului; V_1 - forța tăietoare la bază la formarea primei articulații plastice; V_d - forța tăietoare la bază de calcul.

Factorul de reducere al forțelor seismice datorat ductilității structurii a fost studiat pe larg pentru sisteme cu un singur grad de libertate dinamică, și poate fi definit ca (Bruneau și colab., 1998; Fischinger și Fajfar, 1994):

$$q_{\mu} = V_e / V_y \quad (5.7)$$

Majoritatea structurilor posedă o rezistență mai mare decât cea de calcul, aceasta fiind definită ca și suprarezistență. Un factor important care contribuie la suprarezistența structurii este capacitatea de redistribuție plastică a eforturilor în structuri ductile static nedeterminate, datorită plastificării succesive a zonelor disipative. Alte cauze ale suprarezistenței includ:

- dimensionarea structurii din alte condiții decât rezistența la cutremur (rezistență în gruparea fundamentală de încărcări sau limitarea deplasărilor relative de nivel la starea limită de serviciu seismică)
- evitarea unei variații prea mari a numărului de secțiuni pentru a uniformiza și simplifica procesele de proiectare și execuție
- o rezistență reală a materialelor mai mare decât cea nominală (caracteristică), etc.

Suprarezistența structurii poate fi exprimată ca (Fischinger și Fajfar, 1994):

$$q_s = V_y / V_d \quad (5.8)$$

Recunoscând importanța capacității de redistribuție plastică a eforturilor (sau redundanței) asupra răspunsului seismic al structurii, cât și diferența fenomenologică dintre redundanță și ceilalți factori care contribuie la suprarezistența q_s , aceasta din urmă poate fi exprimată ca și produsul a doi factori:

$$q_s = q_R \cdot q_{Sd} \quad (5.9)$$

unde q_R este redundanța, sau capacitatea de redistribuție plastică a eforturilor:

$$q_R = V_y / V_1 \quad (5.10)$$

și q_{Sd} este suprarezistența de proiectare:

$$q_{Sd} = V_1 / V_d \quad (5.11)$$

Factorul total de reducere, folosit în proiectare, este astfel dat de:

$$q = q_{\mu} \cdot q_s = q_{\mu} \cdot q_{Sd} \cdot q_R \quad (5.12)$$

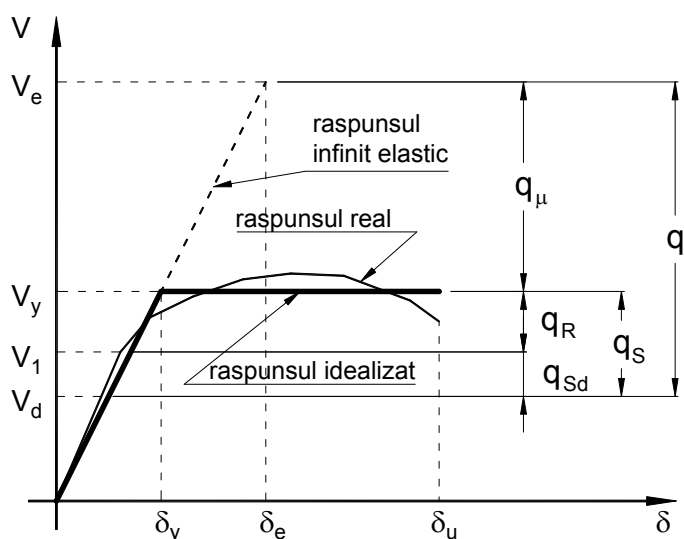


Figura 5.5. Definiția factorilor de reducere ai forțelor seismice.

Factorul de reducere datorat ductilității q_{μ} variază în funcție de perioadă și tipul mișcării seismice, și poate fi considerat aproximativ constant și egal cu ductilitatea μ în domeniul de viteze și

deplasări spectrale constante ($q_\mu = \mu$ pentru $T > T_C$). Suprarezistența q_S este mai mare la structurile cu perioada fundamentală de vibrație mică. În Figura 5.6 sunt prezentate niște relații calitative între factorilor q_μ și q_S și perioada T . Aceste relații justifică de cele mai multe ori folosirea unui singur factor de reducere a forțelor seismice în proiectare, independent de perioada structurii. Cu toate acestea, există situații, de exemplu în cazul unor mișcări seismice cu perioada de control T_C mare, pentru care trebuie folosiți factori de reducere datorat ductilității, mai mici decât cei folosiți în mod curent pentru mișcări seismice cu perioada de control mică.

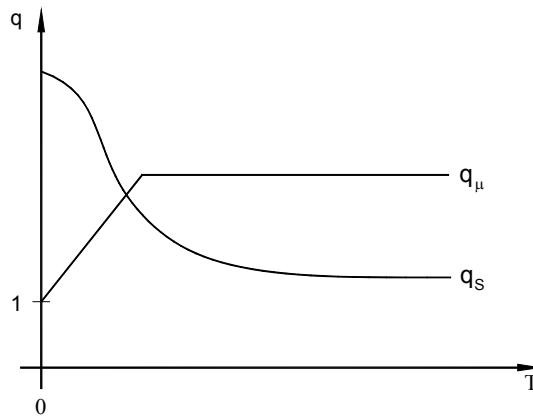


Figura 5.6. Relație calitativă tipică între factorii de reducere q_μ și q_S și perioada T , (Fischinger și Fajfar, 1994).

Spectrul de proiectare al pseudo-accelerației $S_d(T)$, exprimat în m/s^2 , este un spectru de răspuns inelastic definit de următoarele relații:

$$0 \leq T \leq T_B: \quad S_d(T) = a_g \left[1 + \frac{\beta_0 - 1}{T_B} T \right] \quad (5.13)$$

$$T > T_B: \quad S_d(T) = a_g \frac{\beta(T)}{q} \quad (5.14)$$

Conform prevederilor P100-1/2006, valorile factorul de comportare q diferă funcție de tipul materialului, sistemul structural și regularitatea structurii.

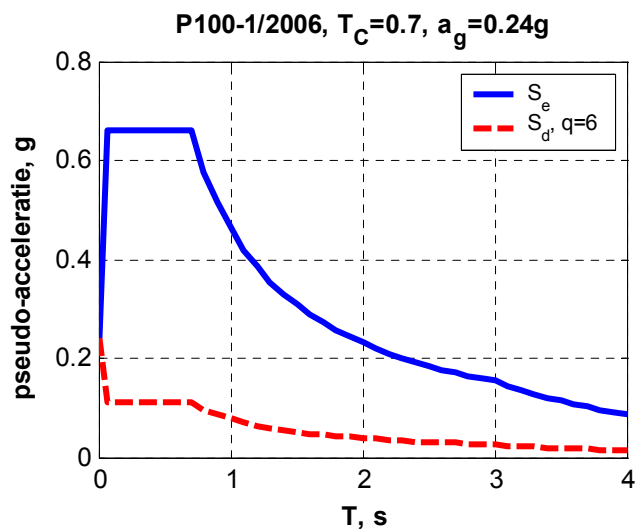


Figura 5.7. Comparație între un spectru elastic al pseudo-accelerației și un spectru de proiectare ($q=6$), P100-1/2006.

După cum se poate observa din Figura 5.7 și relațiile (5.13) și (5.14), spectrul de calcul se obține din spectrul elastic prin reducerea acestuia cu factorul de comportare q , pentru valori ale perioadei $T > T_B$. Pentru perioade $T < T_B$, spectrul de proiectare este determinat pe baza unui factor de comportare redus față de valoarea de bază q , acesta atingând valoarea $q=1$ pentru $T=0$. Acest model recunoaște faptul că structurile foarte rigide au cerințe foarte ridicate de ductilitate, acestea necesitând o proiectare în domeniul elastic (vezi și capitolul 3.6.3).

5.3. Metode de calcul elastic

În proiectarea structurilor la acțiunea seismică se pot folosi mai multe metode de analiză structurală. În general se folosește un calcul liniar elastic, fiind posibile două alternative:

- metoda de calcul cu forțe laterale (metoda forțelor statice echivalente)
- metoda de calcul modal cu spectre de răspuns (calcul spectral)

5.3.1. Metoda de calcul cu forțe laterale

"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." Aceste cerințe pot fi considerate satisfăcute de structurile care au perioada proprie de vibrație fundamentală $T \leq 1.5$ sec și sunt regulate pe verticală.

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

$$F_b = S_d(T_1) m \lambda \quad (5.15)$$

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

λ factor de corecție care ține seama de contribuția modului propriu fundamental prin masa modală efectivă asociată acestuia, ale cărui valori sunt:

$\lambda = 0.85$ dacă $T_1 \leq T_C$ și clădirea are mai mult de două niveluri și

$\lambda = 1.0$ în celelalte situații.

"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":

$$F_i = F_b \frac{m_i s_i}{\sum_{i=1}^n m_i s_i} \quad (5.16)$$

unde

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

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

$$F_i = F_b \frac{m_i z_i}{\sum_{i=1}^n m_i z_i} \quad (5.17)$$

unde

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

"Forțele seismice horizontale se aplică sistemelor structurale ca forțe laterale la nivelul fiecărui planșeu considerat indeformabil în planul său." În Figura 5.8 sunt prezentate schematic forțele horizontale de nivel din metoda forțelor laterale. De menționat că distribuția "invers triunghiulară" a forțelor laterale (proporționale cu înălțimea) se aplică modului propriu de vibrație. Forțele laterale fiind proporționale cu masa de la nivelul i , forțele laterale vor avea această distribuție doar în cazul în care masele de nivel sunt egale între ele.

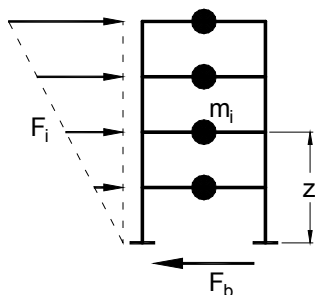


Figura 5.8. Reprezentare schematică a forțelor horizontale de nivel folosite în metoda de calcul cu forțe laterale.

"Pentru proiectarea preliminară a clădirilor cu înălțimi până la 40 m, se poate utiliza următoarea formulă simplificată pentru estimarea perioadei fundamentale de translație":

$$T_1 = C_t H^{3/4} \quad (5.18)$$

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.

5.3.2. Metoda de calcul modal cu spectre de răspuns

Metoda de calcul modal cu spectre de răspuns definită în P100-1/2006 este aceeași cu analiza spectrală descrisă în capitolul 4.3.3. "Această metodă de calcul se aplică clădirilor care nu îndeplinesc condițiile specificate pentru utilizarea metodei simplificate cu forțe laterale static echivalente."

În calcul se vor considera modurile proprii cu o contribuție semnificativă la răspunsul seismic total. Această condiție 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.

"În cazul modelelor spațiale, condiția de mai sus se va verifica pentru fiecare direcție de calcul."

"În cazul în care condițiile anterioare 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:

$$r \geq 3\sqrt{n} \quad \text{și} \quad T_r \leq 0,05T_c \quad (5.19)$$

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

Metodele de combinare a răspunsurilor modale sunt cele amintite în capitolul 4.3.3. "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:"

$$T_{k+1} \leq 0.9T_k \quad (5.20)$$

Pentru două moduri proprii de vibrație independente se poate folosi metoda de combinare radical din suma pătratelor. În caz contrar se vor folosi metoda de combinare folosind suma valorilor absolute sau combinarea pătratică completă (vezi capitolul 4.3.3).