

Dinamica structurilor și inginerie seismică

Note de curs

Aurel Stratan

Timișoara 2021

Cuprins

1. INTRODUCERE.....	1
2. DINAMICA SISTEMELOR CU UN SINGUR GRAD DE LIBERTATE DINAMICĂ	3
2.1. ECUAȚII DE MIȘCARE, FORMULAREA PROBLEMEI, METODE DE REZOLVARE	3
2.1.1. <i>Sisteme cu un singur grad de libertate dinamică</i>	3
2.1.2. <i>Relația forță-deplasare</i>	4
2.1.3. <i>Forța de amortizare</i>	5
2.1.4. <i>Ecuția de mișcare în cazul unei forțe externe</i>	5
2.1.5. <i>Ecuția de mișcare în cazul acțiunii seismice</i>	7
2.1.6. <i>Formularea problemei și determinarea eforturilor</i>	8
2.1.7. <i>Combinarea răspunsului static cu cel dinamic</i>	9
2.1.8. <i>Metode de rezolvare a ecuației de mișcare</i>	9
2.2. VIBRAȚII LIBERE	11
2.2.1. <i>Vibrații libere neamortizate</i>	11
2.2.2. <i>Vibrații libere amortizate</i>	12
2.3. VIBRAȚII FORȚATE	16
2.3.1. <i>Răspunsul dinamic sub acțiunea unei forțe de tip treaptă și rampă</i>	16
2.3.2. <i>Vibrații forțate ale sistemelor SGLD produse de forțe armonice</i>	21
2.3.3. <i>Vibrații forțate ale sistemelor SGLD produse de forțe armonice</i>	25
2.3.4. <i>Determinarea amortizării din încercări de vibrații forțate amortizate</i>	31
2.3.5. <i>Amortizarea la structurile inginerești</i>	32
3. NOȚIUNI DE SEISMOLOGIE INGINEREASCĂ	33
3.1. INTRODUCERE	33
3.2. ACTIVITATEA SEISMICĂ LA NIVEL MONDIAL	34
3.3. CAUZELE CUTREMURELOR.....	35
3.3.1. <i>Cutremure tectonice</i>	35
3.3.2. <i>Alte cauze ale cutremurelor</i>	37
3.4. TIPURILE DE FALII	37
3.5. UNDELE SEISMICE	38
3.6. EFECTELE CUTREMURELOR	39
3.7. INTENSITATEA ȘI MAGNITUDINEA	42
3.7.1. <i>Intensitatea seismică</i>	42
3.7.2. <i>Magnitudinea</i>	44
3.8. ÎNREGISTRAREA MIȘCĂRII SEISMICE.....	45
3.9. SEISMICITATEA ROMÂNIEI	46
4. RĂSPUNSUL SEISMIC AL SISTEMELOR CU UN SINGUR GRAD DE LIBERTATE DINAMICĂ.....	49
4.1. MIȘCAREA SEISMICĂ.....	49
4.2. DETERMINAREA RĂSPUNSULUI SEISMIC	50
4.3. SPECTRE DE RĂSPUNS ELASTIC	51
4.3.1. <i>Spectrul de răspuns elastic al deplasării</i>	51
4.3.2. <i>Spectrul de răspuns elastic al pseudo-vitezei</i>	52
4.3.3. <i>Spectrul de răspuns elastic al pseudo-accelerației</i>	53
4.3.4. <i>Spectrul combinat D-V-A</i>	54
4.3.5. <i>Spectre de viteză și accelerație</i>	55
4.4. CARACTERISTICILE SPECTRELOR DE RĂSPUNS ELASTIC.....	55
4.5. SPECTRE ELASTICE DE PROIECTARE.....	57
4.6. RĂSPUNSUL INELASTIC AL SISTEMELOR SGLD	60
4.6.1. <i>Introducere</i>	60
4.6.2. <i>Efectul comportării elasto-plastice</i>	62
4.6.3. <i>Relația dintre ductilitate μ și factorul de reducere R_y</i>	63
5. SISTEME CU MAI MULTE GRADE DE LIBERTATE DINAMICĂ.....	65
5.1. ECUAȚII DE MIȘCARE, FORMULAREA PROBLEMEI, METODE DE REZOLVARE	65
5.1.1. <i>Forțele elastice</i>	65
5.1.2. <i>Forțele de amortizare</i>	66

5.1.3.	Forțele de inerție.....	67
5.1.4.	Ecuția de mișcare: forțe dinamice.....	68
5.1.5.	Ecuția de mișcare: acțiunea seismică.....	69
5.2.	VIBRAȚII LIBERE ALE SISTEMELOR MGLD	70
5.2.1.	Moduri proprii de vibrație ale sistemelor MGLD neamortizate	70
5.2.2.	Ortogonalitatea modurilor proprii.....	73
5.2.3.	Normalizarea modurilor.....	74
5.2.4.	Dezvoltarea modală a deplasărilor.....	74
5.2.5.	Soluția ecuației de mișcare	75
5.2.6.	Vibrații libere amortizate ale sistemelor MGLD.....	77
5.3.	RĂSPUNSUL DINAMIC AL SISTEMELOR MGLD.....	79
5.3.1.	Analiza modală	79
5.3.2.	Analiza răspunsului seismic în timp folosind analiza modală	80
5.3.3.	Analiza spectrală.....	85
6.	CALCULUL STRUCTURILOR LA ACȚIUNEA SEISMICĂ.....	89
6.1.	INTRODUCERE	89
6.2.	ACȚIUNEA SEISMICĂ	89
6.2.1.	Spectrul elastic	89
6.2.2.	Spectrul de proiectare pentru analiza elastică.....	93
6.3.	METODE DE CALCUL ELASTIC	97
6.3.1.	Metoda forțelor statice echivalente.....	97
6.3.2.	Metoda de calcul modal cu spectre de răspuns.....	99
6.3.3.	Combinarea efectelor componentelor acțiunii seismice	101
6.4.	CONFORMAREA SEISMICĂ A STRUCTURILOR.....	103
6.4.1.	Simplitatea structurii	103
6.4.2.	Uniformitate, simetrie și redundanță	103
6.4.3.	Rezistență și rigiditate laterală în orice direcție.....	104
6.4.4.	Rezistență și rigiditate la torsiune.....	104
6.4.5.	Realizarea ca diafragme a planșelor.....	105
6.4.6.	Fundații adecvate	105
6.5.	CRITERII DE REGULARITATE STRUCTURALĂ.....	106
6.5.1.	Criterii de regularitate în plan.....	106
6.5.2.	Criterii de regularitate pe verticală.....	106
6.5.3.	Alegerea metodei de calcul structural	107
6.6.	MODELUL STRUCTURAL.....	108
6.7.	EFECTELE DE TORSIUNE ACCIDENTALĂ	109
6.8.	CLASE DE IMPORTANTĂ ȘI DE EXPUNERE	110
6.9.	COMBINAREA ACȚIUNII SEISMICE CU ALTE TIPURI DE ACȚIUNI	111
6.10.	CONCEPTE DE PROIECTARE.....	111
6.10.1.	Conceptul de proiectare slab-disipativă a structurii	112
6.10.2.	Conceptul de proiectare disipativă a structurii	112
6.10.3.	Alegerea principiului de proiectare	115
6.11.	VERIFICAREA LA SLU	115
6.11.1.	Condiția de rezistență	116
6.11.2.	Limitarea deplasărilor laterale la SLU.....	116
6.11.3.	Verificarea ductilității locale și globale.....	117
6.11.4.	Rezistența fundațiilor.....	118
6.11.5.	Rosturi seismice	118
6.12.	VERIFICAREA LA SLS.....	119
7.	PROIECTAREA SEISMICĂ A STRUCTURILOR DIN OȚEL.....	121
7.1.	PRINCIPII DE PROIECTARE	121
7.2.	TIPURI DE STRUCTURI	121
7.3.	DUCTILITATEA STRUCTURILOR METALICE.....	124
7.3.1.	Ductilitatea de material	124
7.3.2.	Ductilitatea de secțiune	124
7.3.3.	Ductilitatea de element.....	125
7.3.4.	Îmbinările elementelor structurale	126

7.3.5.	<i>Ductilitatea structurii</i>	127
7.4.	CADRE METALICE NECONTRAVĂNTUITE.....	127
7.5.	CADRE METALICE CONTRAVĂNTUITE CENTRIC	130
7.6.	CADRE METALICE CONTRAVĂNTUITE EXCENTRIC	132
7.7.	CADRE CU CONTRAVĂNTUIRI CU FLAMBAJ ÎMPIEDICAT	133
8.	PROIECTAREA SEISMICĂ A STRUCTURILOR DIN BETON ARMAT	135
8.1.	PRINCIPII DE PROIECTARE, CLASE DE DUCTILITATE	135
8.2.	TIPURI DE STRUCTURI	135
8.3.	DUCTILITATEA STRUCTURILOR DIN B.A.....	137
8.3.1.	<i>Ductilitatea materialelor</i>	137
8.3.2.	<i>Ductilitatea de secțiune</i>	138
8.3.3.	<i>Ductilitatea de element</i>	139
8.3.4.	<i>Nodurile cadrelor</i>	144
8.3.5.	<i>Ductilitatea structurii</i>	145
9.	PROIECTAREA SEISMICĂ A PODURILOR.....	147
9.1.	CERINȚE FUNDAMENTALE ȘI PRINCIPII DE PROIECTARE	147
9.2.	CALCULUL STRUCTURAL LA ACȚIUNEA SEISMICĂ.....	148
9.3.	DUCTILITATEA ȘI CONFORMAREA SEISMICĂ A STRUCTURILOR PENTRU PODURI	148
9.4.	TIPURI DE STRUCTURI ȘI FACTORI DE COMPORTARE	150
BIBLIOGRAFIE		153

1. Introducere

Dinamica structurilor are ca obiectiv principal elaborarea unor metode de determinare a eforturilor și deformațiilor în structuri supuse unor acțiuni dinamice. O acțiune dinamică este o acțiune a cărei mărime, direcție sau punct de aplicare variază în timp. Dinamica structurilor dezvoltă metodele de calcul specifice disciplinei de statica construcțiilor, considerând variația în timp a răspunsului unei structuri ca efect al unei acțiuni dinamice.

Multe dintre acțiunile care solicită structurile ingineresti pot fi considerate statice, în principal pentru a simplifica calculul structural. Cu toate acestea, majoritatea structurilor sunt supuse și unor acțiuni dinamice pe parcursul duratei de viață. Din punct de vedere teoretic, este convenabil să se facă distincția între încărcări periodice și neperiodice. Câteva exemple tipice de acțiuni dinamice sunt reprezentate schematic în Figura 1.1. O acțiune periodică este caracterizată de faptul că înregistrează aceiași valoare la perioade determinate de timp. Acțiunile periodice pot fi armonice simple, descrise de o funcție trigonometrică sinus sau cosinus (vezi Figura 1.1a). Acest tip de forțe dinamice sunt generate de echipamente rotative cu o masă care nu este echilibrată perfect. Alte forme de acțiuni periodice sunt mai complexe (vezi Figura 1.1b). Astfel de solicitări dinamice pot fi generate de presiunea hidrodinamică generată de elicea unui vapor, sau de motoare cu piston. Acțiunile neperiodice sunt fie încărcări de tip puls, de scurtă durată (Figura 1.1c), cum ar fi cele generate de o explozie, fie acțiuni de lungă durată (Figura 1.1d), generate de cutremurele de pământ.

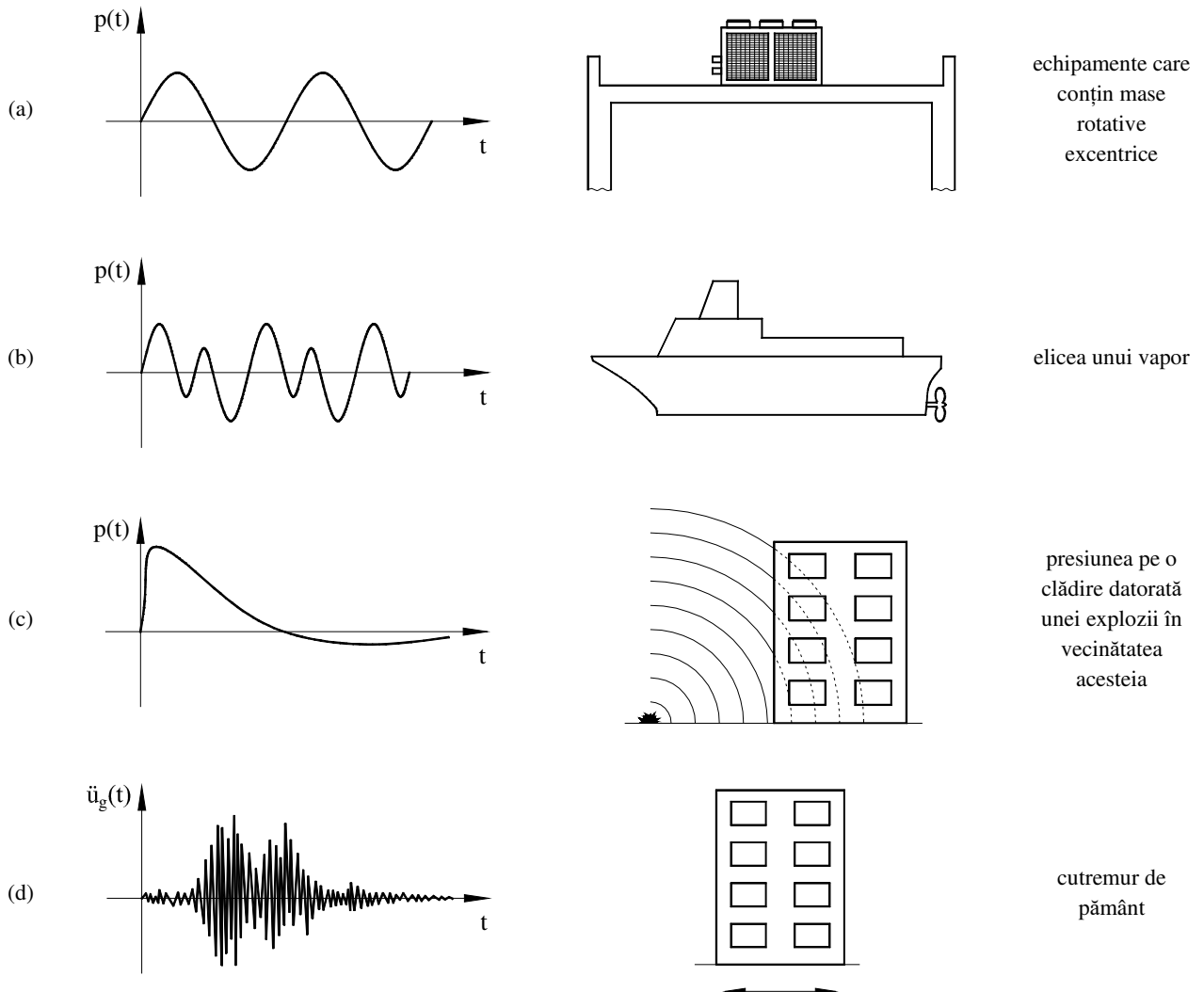


Figura 1.1. Exemple de încărcări dinamice tipice: acțiune periodică armonică (a), acțiune periodică complexă (b), acțiune de tip puls (c), acțiune de lungă durată (d) și după Clough și Penzien, 2003.

Există două diferențe esențiale între răspunsul dinamic și cel static al unei structuri. Prima dintre acestea constă în variația în timp a acțiunii dinamice și, în consecință, a răspunsului structurii în cazul unei acțiuni dinamice. În timp ce o structură acționată de o încărcare statică are un răspuns caracterizat de o stare unică a sistemului, o acțiune dinamică implică determinarea unei succesiuni de stări ale structurii la intervale succesive de timp. În consecință, o problemă de dinamică este mai complexă și mai consumatoare de timp și resurse decât o problemă de statică.

Cea de-a doua diferență între acțiunile statice și cele dinamice constă în faptul că cele din urmă generează forțe de inerție, care intervin în echilibrul de forțe ale structurii. Calculul răspunsului unei structuri ar putea fi realizat prin metodele staticii construcțiilor dacă forțele de inerție ar fi neglijabile, chiar dacă acțiunea și răspunsul structurii variază în timp. Forțele de inerție sunt considerabile atunci când masa structurii și accelerațiile acesteia sunt importante, determinarea răspunsului structurii necesitând abordări specifice dinamicii structurilor.

2. Dinamica sistemelor cu un singur grad de libertate dinamică

2.1. Ecuații de mișcare, formularea problemei, metode de rezolvare

2.1.1. Sisteme cu un singur grad de libertate dinamică

Multe tipuri de structuri ingineresti pot fi idealizate ca și structuri relativ simple, care facilitează determinarea răspunsului dinamic. Un exemplu este castelul de apă din Figura 2.1a. Această structură poate fi schematizată printr-o masă m fixată la capătul superior al unei console fără masă, dar cu rigiditatea k (vezi Figura 2.1b), numit pendul inversat. În relație cu această schematizare structurală, dinamica structurilor are ca obiectiv determinarea deformațiilor și eforturilor în pendulul inversat atunci când asupra masei acționează o forță dinamică laterală (orizontală), sau când o mișcare seismică orizontală induce oscilații ale bazei pendulului inversat. Sistemul structural din Figura 2.1b este un sistem cu un singur grad de libertate dinamică (GLD).

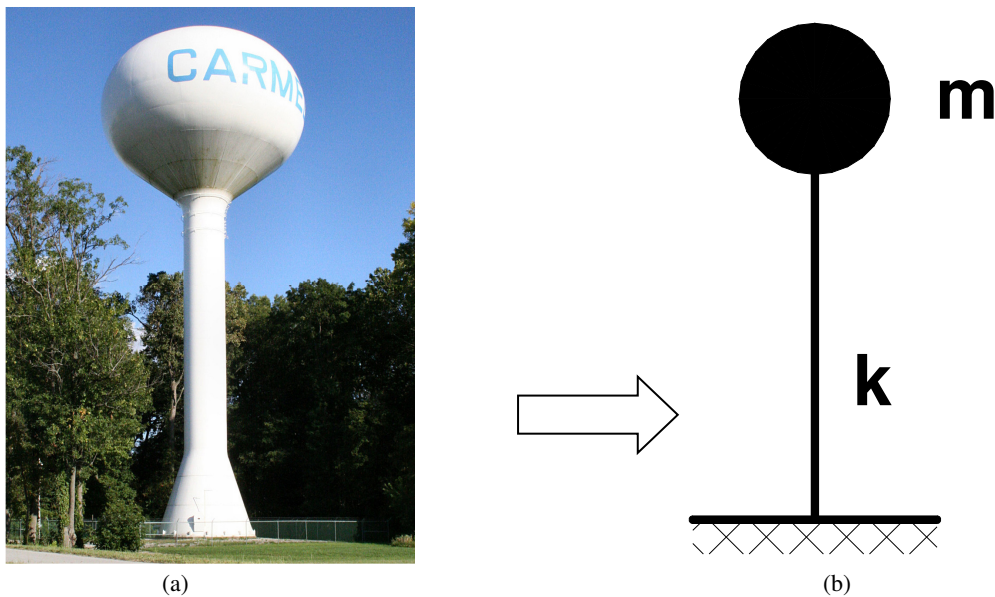


Figura 2.1. Un castel de apă (a), <http://commons.wikimedia.org/wiki/Image:Carmel-indiana-water-tower.jpg> și idealizarea acestuia sub forma unui pendul inversat (b).

Numărul de *grade de libertate dinamică (GLD)* necesare într-o analiză dinamică a unei structuri este numărul de deplasări independente necesare pentru definirea poziției deplasate a maselor față de poziția lor inițială.

Pe lângă castelul de apă din Figura 2.1a, multe alte tipuri de structuri pot fi idealizate ca și structuri cu un singur grad de libertate dinamică (SGLD). Un exemplu este cadrul parter reprezentat în Figura 2.2, care poate fi idealizat printr-un sistem format din masa m concentrată la nivelul riglei, cadrul fără masă care oferă rigiditate sistemului și amortizorul care disipează energia de vibrație a sistemului. Într-o structură reală fiecare element structural (grinda și stâlpii) contribuie la masa, rigiditatea și amortizarea structurii. În schema idealizată în schimb, fiecare dintre aceste proprietăți este concentrată într-o componentă separată: componenta de masă, componenta de rigiditate și componenta de amortizare.

Este de menționat faptul că numărul de grade de libertate dinamică este în general diferit de numărul de grade de libertate statică (gradul de nedeterminare geometrică) folosite la determinarea eforturilor în structură prin metoda deplasărilor (o problemă de statică). Astfel, cadrul din Figura 2.2 are un singur grad de libertate dinamică (deplasarea laterală a masei concentrate la nivelul acoperișului), în schimb gradul de nedeterminare statică este egal cu trei (două rotații de noduri și o deplasare laterală).

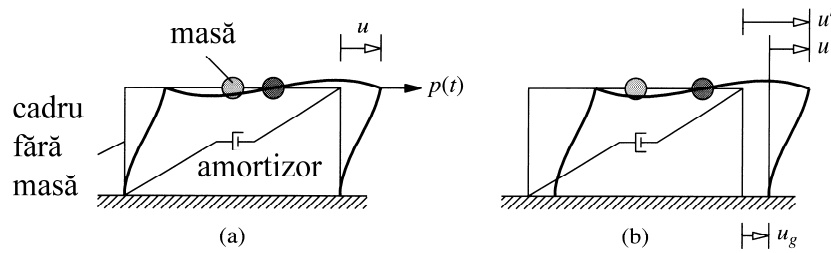


Figura 2.2. Un sistem cu un singur grad de libertate dinamică sub acțiunea unei forțe dinamice $p(t)$ (a); și a unei mișcări seismice la baza structurii (b).

Vor fi considerate două tipuri de încărcare dinamică: (1) o forță dinamică $p(t)$ după direcția orizontală (vezi Figura 2.2a) și (2) o mișcare seismică orizontală $u_g(t)$ aplicată la baza structurii (vezi Figura 2.2b). În ambele cazuri u reprezintă deplasarea laterală între masă și baza structurii.

2.1.2. Relația forță-deplasare

Să considerăm structura din Figura 2.3a asupra căreia acționează forța statică f_S pe direcția gradului de libertate u . Determinarea relației dintre forța f_S și deplasarea u este o problemă clasică de statica construcțiilor.

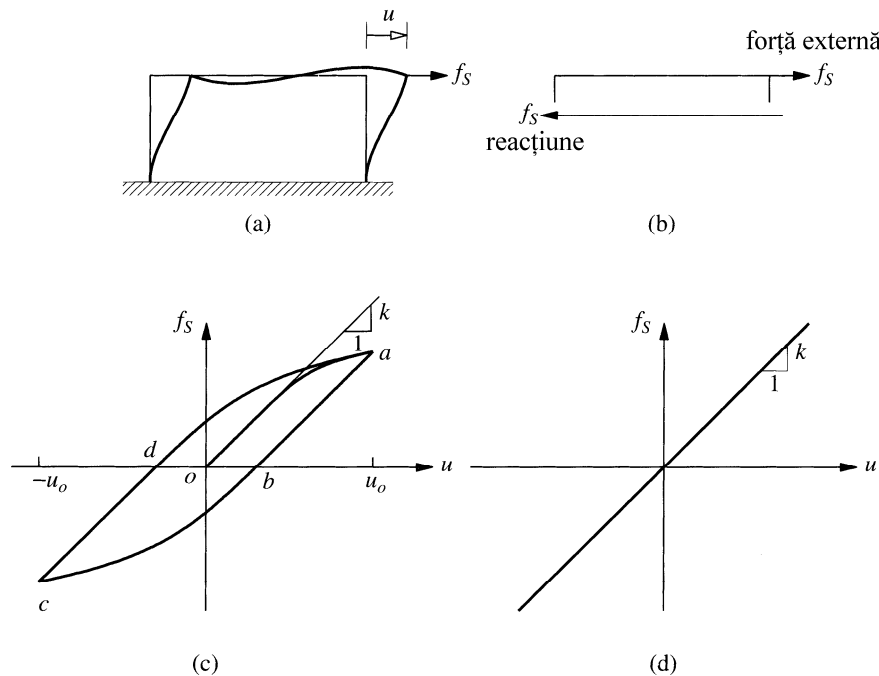


Figura 2.3. Relații forță-deplasare (Chopra, 2001).

În cazul unui sistem *liniar elastic* (vezi Figura 2.3d), materialul din care este compusă structura are o comportare elastică, iar eforturile în structură se determină pe baza ipotezei deplasărilor mici, folosind un calcul de ordinul I. Pentru un astfel de sistem relația dintre forța f_S și deplasarea u este liniară:

$$f_S = k \cdot u \quad (2.1)$$

unde k este rigiditatea laterală a sistemului, unitățile acesteia fiind (Forță/Lungime).

În cazul unor structuri reale, elementele structurale pot intra în curgere la deformații mari, curba de descărcare și reîncărcare diferind de curba de încărcare inițială. Acest efect se datorează comportării plastice a materialului, iar sistemul corespunzător se numește *inelastic* (vezi Figura 2.3c). Pentru un astfel de sistem relația dintre forța f_S și deplasarea u nu mai este liniară și depinde de istoria și direcția de încărcare:

$$f_S = f_S(u, \dot{u}) \quad (2.2)$$

unde \dot{u} reprezintă viteza sistemului (viteza pozitivă corespunde creșterii deformațiilor, iar viteza negativă – micșorării deformațiilor).

Răspunsul dinamic al sistemelor inelastice este important deoarece multe structuri au o comportare inelastică sub acțiunea unor mișcări seismice puternice din cauza curgerii, fisurării și a degradării elementelor structurale.

2.1.3. Forța de amortizare

Încercări pe sisteme simple cu un singur grad de libertate dinamică au arătat că amplitudinea vibrațiilor unui sistem care este lăsat să vibreze liber scade cu timpul (vezi Figura 2.4). Acest fenomen apare ca urmare a *amortizării* sistemului. În cazul unor structuri simple, amortizarea se datorează efectului termic al deformațiilor ciclice elastice ale materialului și frecării interioare a materialului. În cazul structurilor reale, există multe alte mecanisme care contribuie la disiparea energiei. Printre acestea se numără frecarea în îmbinările metalice, deschiderea și închiderea microfisurilor la elementele din beton armat, frecarea între elementele structurale și cele nestructurale (de exemplu pereții de compartimentare), etc. Practic, este imposibilă descrierea matematică a tuturor acestor fenomene în cazul unor construcții reale. Prin urmare, amortizarea structurilor este reprezentată într-o manieră mult simplificată, folosind o *amortizare vâscoasă echivalentă*.

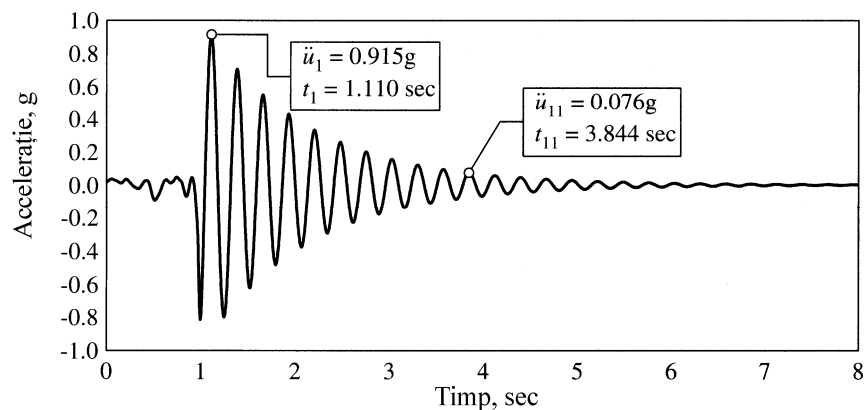


Figura 2.4. Înregistrarea vibrațiilor libere ale unui sistem cu un singur grad de libertate dinamică (Chopra, 2001).

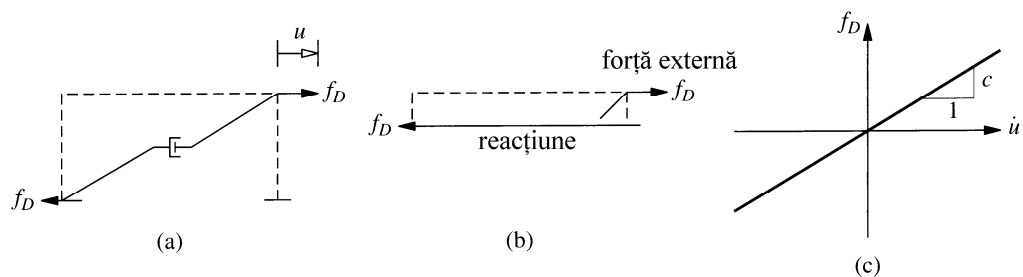


Figura 2.5. Forța de amortizare (Chopra, 2001)

În Figura 2.5 este reprezentat un amortizor vâscoș liniar supus unei forțe f_D de-a lungul gradului de libertate u . Efortul din amortizor este egal și de sens invers cu forța exterioară f_D (vezi Figura 2.5b). Relația dintre forța f_D și viteza de deformare a amortizorului \dot{u} este dată de relația (vezi Figura 2.5c):

$$f_D = c \cdot \dot{u} \quad (2.3)$$

unde constanta c reprezintă *coeficientul de amortizare vâscoasă*. Unitățile acestuia sunt (Forță×Timp/Lungime).

Coeficientul de amortizare vâscoasă pentru structuri reale poate fi determinat pe baza unor încercări de vibrații libere sau forțate ale construcțiilor. Amortizarea vâscoasă echivalentă este folosită pentru modelarea energiei disipate la deformații ale structurii în domeniul elastic. În domeniul inelastic, datorită comportării inelastice a elementelor structurale, se produce o disipare suplimentară de energie, care trebuie cuantificată în mod direct.

2.1.4. Ecuația de mișcare în cazul unei forțe externe

În Figura 2.6 este reprezentat un sistem cu un singur grad de libertate dinamică (SGLD) supus unei forțe dinamice $p(t)$ pe direcția gradului de libertate u . Atât forța $p(t)$, cât și deplasarea rezultată $u(t)$ variază cu

timpul. Ecuația diferențială care stabilește deplasarea $u(t)$ poate fi determinată prin două metode: (1) folosind legea a doua a lui Newton și (2) folosind principiul de echilibru dinamic (principiul lui D'Alambert). O alternativă celor două metode o constituie stabilirea ecuației de mișcare pe baza componentelor de rigiditate, amortizare și masă.

Legea a doua a lui Newton

Forțele care acționează asupra masei m la un moment dat sunt: forța perturbatoare $p(t)$, forța elastică (sau inelastică) f_S și forța de amortizare f_D (vezi Figura 2.6b). Forța externă $p(t)$, precum și deplasarea $u(t)$, viteza $\dot{u}(t)$ și accelerația $\ddot{u}(t)$ sunt pozitive în direcția pozitivă a axei x . Forțele f_S și f_D sunt reprezentate în figură acționând în sens invers, deoarece acestea sunt forțe interne (eforturi) care se opun deformației, respectiv vitezei. Legea a doua a lui Newton stabilește că derivata impulsului $\frac{d}{dt}(m\dot{u})$ în raport cu timpul este egală cu rezultanta tuturor forțelor aplicate sistemului. Ținând seama de faptul că în mecanica clasică masa poate fi considerată constantă, derivata impulsului devine $m\ddot{u}$. Forța rezultantă de-a lungul axei x este $p - f_S - f_D$, și folosind legea a doua a lui Newton obținem:

$$p - f_S - f_D = m\ddot{u} \quad (2.4)$$

de unde:

$$m\ddot{u} + f_S + f_D = p \quad (2.5)$$

Înlocuind în ecuația (2.5) relațiile (2.1) și (2.3), această ecuație devine:

$$m\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + ku(t) = p(t) \quad (2.6)$$

Aceasta este ecuația de mișcare ce caracterizează deplasarea $u(t)$ a sistemului idealizat din Figura 2.6a, presupus a fi liniar elastic, sub acțiunea unei forțe dinamice $p(t)$.

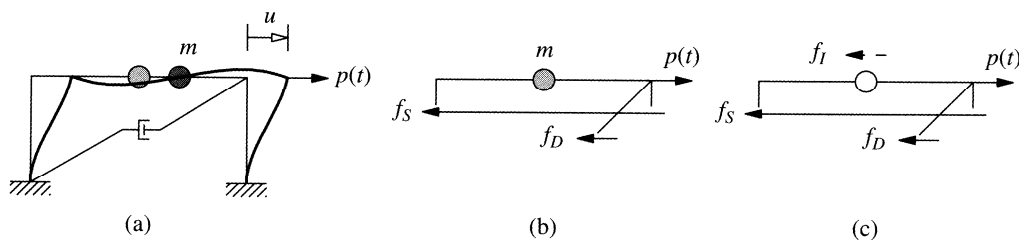


Figura 2.6. Determinarea ecuației de mișcare pentru un sistem SGLD (Chopra, 2001).

Principiul lui D'Alambert

Principiul lui D'Alambert se bazează pe noțiunea de forță de inerție, care este egală cu produsul dintre masă și accelerație și acționează în sens invers accelerației. Conform principiului lui D'Alambert, un sistem este în echilibru dinamic dacă în fiecare moment forțele care acționează asupra sistemului, inclusiv forța de inerție, sunt în echilibru static. În Figura 2.6c este prezentat sistemul de forțe care acționează asupra masei m , aceasta din urmă fiind înlocuită cu forța de inerție, reprezentată cu linie întreruptă pentru a o distinge de forțele reale. Scriind echilibrul forțelor se obține ecuația (2.5), care a fost obținută anterior folosind legea a doua a lui Newton.

Componentele de rigiditate, amortizare și masă

Ecuația de mișcare a unui sistem dinamic poate fi formulată printr-o procedură alternativă. Sub acțiunea forței exterioare $p(t)$, starea sistemului este descrisă de deplasarea $u(t)$, viteza $\dot{u}(t)$ și accelerația $\ddot{u}(t)$, (vezi Figura 2.7a). Acest sistem poate fi vizualizat ca și combinația a trei componente pure: (1) componenta de rigiditate: cadrul fără masă și fără amortizare (vezi Figura 2.7b); (2) componenta de amortizare: cadrul amortizat, dar fără masă sau rigiditate (vezi Figura 2.7c); și (3) componenta de masă: masa concentrată la nivelul acoperișului, fără rigiditatea sau amortizarea cadrului (vezi Figura 2.7d).

Relația dintre forța externă f_S și deplasarea u pentru un sistem liniar elastic este dată de ecuația (2.1), cea între forța de amortizare f_D și viteza \dot{u} de relația (2.3), iar forța de inerție f_I care acționează asupra componentei de

2. Dinamica sistemelor cu un singur grad de libertate dinamică

masă este dată de relația $f_I = m\ddot{u}$. Astfel, forța exterioară $p(t)$ poate fi considerată distribuită la cele trei componente ale structurii, iar $f_S + f_D + f_I$ trebuie să egaleze forța exterioară $p(t)$, ceea ce conduce la ecuația de mișcare formulată de relația (2.5). Această abordare pentru stabilirea ecuației de mișcare este utilă în cazul sistemelor complexe, cu mai multe grade de libertate dinamică.

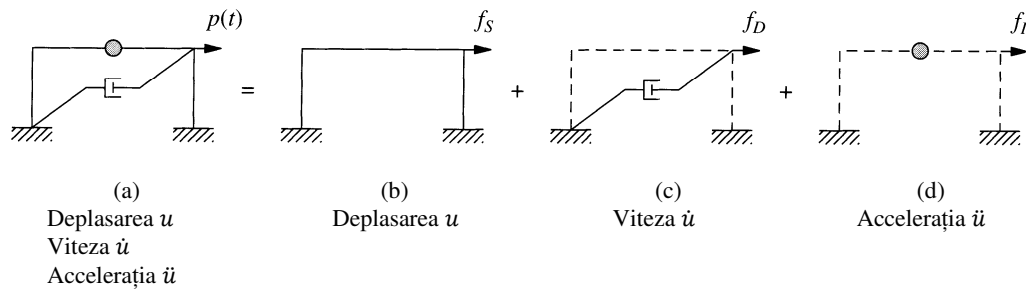


Figura 2.7. Sistemul (a), componenta de rigiditate (b), componenta de amortizare (c) și componenta de masă (d), Chopra, 2001.

Sistemul cu un singur grad de libertate dinamică idealizat prin cadrul parter din Figura 2.6 este sugestiv în contextul ingineriei civile. În tratatele clasice de mecanică și fizică, comportarea sistemelor SGLD este analizată pe baza unui sistem format dintr-o masă, un resort elastic și un amortizor (vezi Figura 2.8a). Folosind legea a doua a lui Newton (vezi Figura 2.8b) sau principiul lui D'Alambert (vezi Figura 2.8c) se obține aceeași ecuație de mișcare (2.6) care a fost determinată anterior pentru cadrul parter.

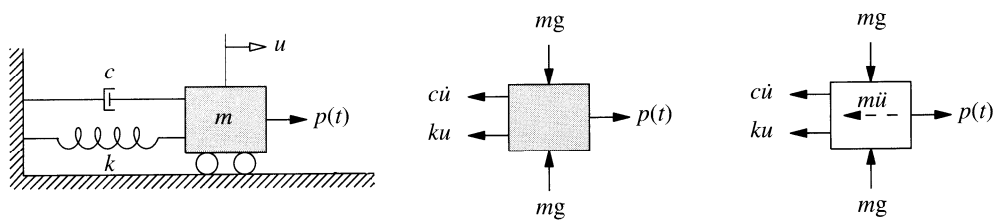


Figura 2.8. Reprezentarea clasică a unui sistem cu un singur grad de libertate dinamică, Chopra, 2001.

2.1.5. Ecuația de mișcare în cazul acțiunii seismice

În contextul ingineriei seismice, problema principală a dinamicii structurilor este determinarea răspunsului structural sub efectul mișcării seismice care acționează la baza structurii. Notând deplasarea terenului cu u_g , deplasarea totală (sau absolută) a masei cu u^t și deplasarea relativă între teren și masă cu u (vezi Figura 2.9), în orice moment se poate scrie următoarea relație:

$$u^t(t) = u(t) + u_g(t) \quad (2.7)$$

Atât u^t cât și u_g se referă la același sistem inerțial de referință, iar direcțiile lor pozitive coincid.

Ecuația de mișcare pentru sistemul SGLD din Figura 2.9a poate fi determinată prin oricare dintre metodele descrise în secțiunea 2.1.4. În continuare se va folosi principiul echilibrului dinamic al lui D'Alambert. Pe baza echilibrului forțelor care acționează asupra sistemului (vezi Figura 2.9b), inclusiv a forței de inerție f_I se poate scrie:

$$f_I + f_S + f_D = 0 \quad (2.8)$$

Doar deplasarea relativă u între masă și baza structurii produce eforturi și forțe de amortizare în structură (mișcarea de corp rigid nu produce eforturi în structură). Astfel, pentru un sistem linear elastic sunt valabile relațiile (2.1) și (2.3). Forța de inerție f_I este proporțională cu accelerația totală \ddot{u}^t a masei:

$$f_I = m\ddot{u}^t \quad (2.9)$$

Înlocuind ecuațiile (2.1), (2.3) și (2.9) în ecuația (2.8) obținem:

$$m\ddot{u}^t + c\dot{u} + ku = 0 \quad (2.10)$$

de unde, folosind relația (2.7), obținem:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = -m\ddot{u}_g \quad (2.11)$$

Comparând relațiile (2.6) și (2.11), se poate observa că ecuația de mișcare a unui sistem acționat de accelerația $\ddot{u}_g(t)$ impusă bazei este identică cu cea a unui sistem cu baza fixă acționat de o forță exterioară egală cu $-m\ddot{u}_g(t)$ aplicată masei. Astfel, mișcarea seismică la baza structurii poate fi înlocuită cu o *forță seismică efectivă* (vezi Figura 2.10):

$$p_{eff}(t) = -m\ddot{u}_g(t) \quad (2.12)$$

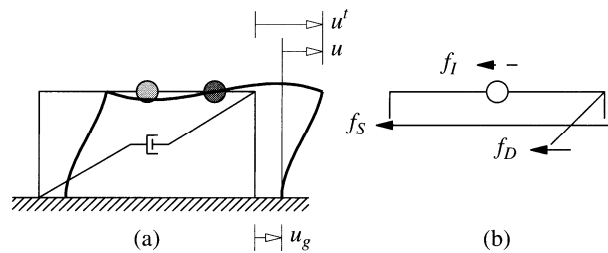


Figura 2.9. Un sistem SGLD supus mișcării seismice la bază (Chopra, 2001).

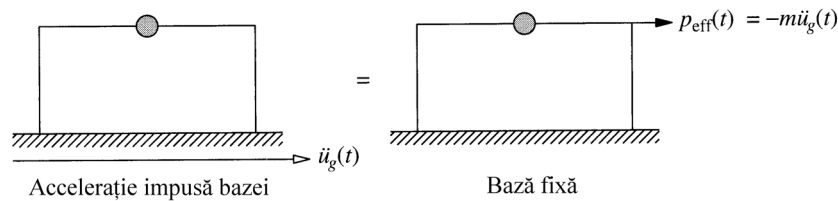


Figura 2.10. Forța seismică efectivă (Chopra, 2001).

Forța seismică efectivă este egală cu produsul dintre masă și accelerația terenului, acționând în sens invers accelerației. Este important de observat că forța seismică efectivă depinde de doi factori:

- masa structurii – construcțiile cu masa mai mare fiind supuse unor forțe efective mai mari
- accelerația terenului – construcțiile amplasate în zone seismice puternice fiind supuse unor forțe efective mai mari

2.1.6. Formularea problemei și determinarea eforturilor

Problema fundamentală în dinamica structurilor este determinarea răspunsului unui sistem sub efectul unei acțiuni dinamice, care poate fi o forță dinamică exterioară $p(t)$ sau accelerația terenului aplicată la baza structurii $\ddot{u}_g(t)$. În cazul unui sistem linear elastic cu un singur grad de libertate dinamică, acesta este definit de masa m , rigiditatea k și coeficientul de amortizare c . Termenul de răspuns se referă într-un sens larg la orice cantitate care definește comportarea structurii, cum ar fi deplasarea, viteza, accelerația masei, sau eforturi și tensiuni în elementele structurii. În cazul unei încărcări seismice, pot fi necesare atât valorile totale (sau absolute), cât și cele relative ale deplasării $u(t)$, vitezei $\dot{u}(t)$ și accelerației $\ddot{u}(t)$. Deplasările relative $u(t)$ asociate deformațiilor structurii sunt cele mai importante, deoarece eforturile în elementele structurii sunt în relație directă cu deformațiile.

Prin rezolvarea ecuației de mișcare a sistemului cu un grad de libertate dinamică (cadru parter din exemplele anterioare), se obține variația în timp a deformației $u(t)$ a structurii. Pe baza acestor valori, printr-o analiză statică a structurii, se pot determina eforturile din elementele structurale (momentele de încovoiere, eforturile axiale și cele tăietoare) în orice moment de timp dat. Această analiză statică a structurii poate fi vizualizată în două moduri:

- Structura poate fi analizată sub efectul deplasării laterale impuse $u(t)$. Folosind metoda deplasărilor se pot determina rotirile de noduri, iar ulterior eforturile în elementele structurale.
- Cel de-al doilea mod constă în folosirea unei *forțe statice echivalente*, un concept central în determinarea răspunsului seismic al structurilor. La orice moment de timp dat t , aceasta este o forță statică exterioară f_s care produce deplasarea u determinată din analiza dinamică. Astfel:

$$f_S(t) = ku(t) \quad (2.13)$$

unde k este rigiditatea laterală a structurii. Eforturile din elementele structurale (momentele de încovoiere, eforturile axiale și cele tăietoare) pot fi determinate în orice moment de timp dat, printr-o analiză statică a structurii sub efectul forțelor f_S determinate conform ecuației (2.13).

2.1.7. Combinarea răspunsului static cu cel dinamic

În aplicațiile practice este deseori necesară determinarea eforturilor totale dintr-o structură, rezultate din combinarea încărcărilor statice (de obicei gravitaționale) existente în structură înainte de aplicarea acțiunii dinamice, cu cele rezultate din acțiunea dinamică. În cazul sistemelor liniar elastice este valabil principiul suprapunerii efectelor, de aceea răspunsul total poate fi determinat prin suprapunerea rezultatelor a două analize separate: (1) analiza statică a structurii sub efectul încărcărilor permanente, utile, variației de temperatură, etc. și (2) răspunsul dinamic al structurii.

În cazul sistemelor inelastice nu mai este valabil principiul suprapunerii efectelor. Răspunsul dinamic al unor astfel de sisteme trebuie să țină cont de deformațiile și eforturile existente în structură înainte de aplicarea încărcării dinamice.

2.1.8. Metode de rezolvare a ecuației de mișcare

Ecuația de mișcare a unui sistem liniar elastic cu un singur grad de libertate dinamică este o ecuație diferențială de ordinul doi, determinată anterior:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = p(t) \quad (2.14)$$

Pentru a defini problema în mod complet, trebuie specificate deplasarea inițială $u(0)$ și viteza inițială $\dot{u}(0)$. De obicei structura este în repaus înainte de aplicarea încărcării dinamice, astfel încât cele două valori sunt egale cu zero. În cele ce urmează sunt trecute în revistă trei metode de rezolvare a ecuației de mișcare.

Soluția clasică

Soluția completă $u(t)$ a unei ecuații diferențiale liniare neomogene de ordinul doi este compusă din suma soluției complementare $u_c(t)$ și a celei particulare $u_p(t)$. Astfel, $u(t) = u_c(t) + u_p(t)$. Deoarece ecuația diferențială este de ordinul doi, există două constante de integrare în soluția complementară, care pot fi determinate cunoscând condițiile inițiale. Soluția clasică de rezolvare a ecuației de mișcare este deosebit de utilă în cazul vibrațiilor libere și a celor forțate la care forța dinamică este definită analitic.

Exemplu:

Ecuația de mișcare în cazul unui sistem SGLD neamortizat ($c = 0$), sub efectul unei forțe de tip treaptă $p(t) = p_0, t \geq 0$ este:

$$m\ddot{u} + ku = p_0 \quad (a)$$

Soluția particulară a ecuației (a) este

$$u_p(t) = \frac{p_0}{k} \quad (b)$$

iar soluția complementară este:

$$u_c(t) = A \cos \omega_n t + B \sin \omega_n t \quad (c)$$

unde A și B sunt constante de integrare și $\omega_n = \sqrt{k/m}$.

Soluția completă este dată de suma ecuațiilor (b) și (c):

$$u(t) = A \cos \omega_n t + B \sin \omega_n t + \frac{p_0}{k} \quad (d)$$

Dacă sistemul este în repaus înainte de aplicarea încărcării dinamice, pentru $t = 0$ avem $u(0) = 0$ și $\dot{u}(0) = 0$. Pentru aceste condiții inițiale se pot determina constantele A și B :

$$A = -\frac{p_0}{k} \quad B = 0 \quad (e)$$

Înlocuind ecuațiile (e) în ecuația (d) rezultă soluția ecuației de mișcare analizate:

$$u(t) = \frac{p_0}{k} (1 - \cos \omega_n t)$$

Integrala Duhamel

O altă modalitate de a determina soluția unei ecuații diferențiale liniare se bazează pe reprezentarea încărcării seismice sub forma unei secvențe de impulsuri infinitezimale. Răspunsul unui sistem sub efectul forței aplicate $p(t)$ la timpul t se obține prin însumarea răspunsului tuturor impulsurilor până în acel moment. Pentru cazul unui sistem SGLD neamortizat aflat în repaus înainte de aplicarea încărcării dinamice, rezultă următoarea relație:

$$u(t) = \frac{1}{m\omega_n} \int_0^t p(\tau) \sin[\omega_n(t - \tau)] d\tau \quad (2.15)$$

unde $\omega_n = \sqrt{k/m}$. Ecuația (2.15) este cunoscută sub denumirea de *integrală Duhamel* și reprezintă o formă specială a integralei de convoluție. Ecuația este valabilă numai pentru condiții inițiale "de repaus". Integrala Duhamel reprezintă o metodă alternativă față de metoda clasică de determinare a răspunsului dinamic, dacă forța $p(t)$ este definită analitic și este suficient de simplă pentru evaluarea analitică a integralei. Pentru încărcări dinamice definite numeric la valori de timp discrete, integrala Duhamel poate fi integrată numeric.

Exemplu:

Să se determine răspunsul unui sistem SGLD neamortizat ($c = 0$), sub efectul unei forțe de tip treaptă $p(t) = p_0, t \geq 0$.

Pentru această încărcare dinamică, ecuația (2.15) rezultă:

$$u(t) = \frac{1}{m\omega_n} \int_0^t p_0 \sin[\omega_n(t - \tau)] d\tau = \frac{p_0}{m\omega_n} \left[\frac{\cos \omega_n(t - \tau)}{\omega_n} \right]_{\tau=0}^{\tau=t} = \frac{p_0}{k} (1 - \cos \omega_n t)$$

Acest rezultat este identic cu cel obținut prin metoda clasică.

Metode numerice

Metodele de rezolvare a ecuației de mișcare descrise anterior sunt aplicabile numai sistemelor liniar elastice și încărcărilor dinamice definite analitic. Analiza răspunsului dinamic al sistemelor inelastice și a celor la care încărcarea dinamică este prea complicată pentru a fi definită analitic, poate fi efectuată prin metode numerice (calcul biografic).

2.2. Vibrații libere

Vibrațiile libere ale unei structuri au loc atunci când structura este scoasă din poziția de echilibru static și lăsată să vibreze liber fără vreo forță dinamică perturbatoare. Vibrațiile libere au loc după ce cauza care a scos structura din starea de repaus a încetat.

2.2.1. Vibrații libere neamortizate

Mișcarea unui sistem cu un singur grad de libertate dinamică (de exemplu cadrul portal discutat anterior) sub acțiunea unei forțe dinamice $p(t)$ este descrisă de ecuația (2.6): $m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = p(t)$. În cazul vibrațiilor libere neamortizate forța perturbatoare lipsește $p(t) = 0$, la fel și amortizarea ($c = 0$). Astfel, ecuația de mișcare devine:

$$m\ddot{u} + ku = 0 \quad (2.16)$$

Vibrațiile libere apar ca urmare a scoaterii sistemului din echilibru, prin aplicarea masei unei deplasări inițiale $u(0)$ sau a unei viteze inițiale $\dot{u}(0)$ la timpul zero, definit ca și timpul în care este inițiată mișcarea:

$$u = u(0) \quad \dot{u} = \dot{u}(0) \quad (2.17)$$

Folosind metoda clasică de rezolvare, soluția ecuației diferențiale omogene (2.16) folosind condițiile inițiale (2.17) este:

$$u(t) = u(0) \cos \omega_n t + \frac{\dot{u}(0)}{\omega_n} \sin \omega_n t \quad (2.18)$$

unde s-a folosit notația

$$\omega_n = \sqrt{k/m} \quad (2.19)$$

Ecuația (2.18) este reprezentată în Figura 2.11, din care se poate observa că sistemul efectuează o mișcare oscilatorie față de poziția de echilibru static și că valoarea deplasării este aceeași la fiecare $2\pi/\omega_n$ secunde. Acest tip de mișcare poartă denumirea de *mișcare armonică simplă*. Porțiunea $a-b-c-d-e$ a curbei deplasare-timp descrie un ciclu complet de mișcare armonică a sistemului. Din poziția de echilibru static la punctul a , masa se deplasează în sens pozitiv, atingând deplasarea pozitivă maximă u_0 în punctul b , moment în care viteza este egală cu zero și deplasarea începe să scadă, atingând poziția de echilibru static în punctul c , când viteza devine maximă, astfel încât masa continuă să se deplaseze în sens negativ, atingând deplasarea minimă $-u_0$ în punctul d , moment în care viteza este din nou egală cu zero iar deplasarea începe să scadă din nou, până când masa ajunge în poziția de echilibru static e .

Timpul în care un sistem cu un singur grad de libertate dinamică efectuează un ciclu complet de oscilații libere neamortizate se numește *perioadă proprie de vibrație*, se notează cu T_n și se măsoară în secunde. Relația dintre aceasta și *frecvența circulară proprie* (sau *pulsația proprie de vibrație*), care se măsoară în radiani pe secundă este:

$$T_n = \frac{2\pi}{\omega_n} \quad (2.20)$$

Frecvența proprie de vibrație f_n reprezintă numărul de oscilații complete pe care îl efectuează sistemul într-o secundă, se măsoară în Hz și este dată de următoarele relații:

$$f_n = \frac{1}{T_n} \quad (2.21)$$

$$f_n = \frac{\omega_n}{2\pi} \quad (2.22)$$

Proprietățile de vibrație proprie ω_n , T_n și f_n depind doar de masa și rigiditatea structurii, conform ecuațiilor (2.19) la (2.21). Odată cu creșterea rigidității unei structuri perioada proprie de vibrație va scădea, iar frecvența proprie de vibrație va crește. În mod similar, creșterea masei unei structuri conduce la creșterea perioadei

proprie de vibrație și scăderea frecvenței proprii de vibrație. Termenul "*propriu*" folosit în definițiile ω_n , T_n și f_n se referă la faptul că acestea sunt proprietăți ale sistemului, depinzând doar de caracteristicile acestuia.

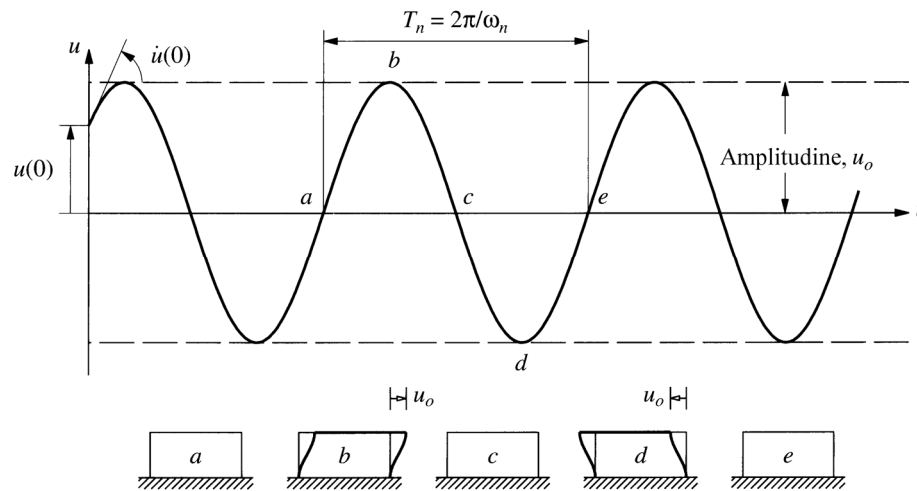


Figura 2.11. Vibrații libere neamortizate ale unui sistem liniar elastic SGLD (Chopra, 2001).

Frecvența circulară proprie ω_n , frecvența proprie de vibrație f_n și perioada proprie de vibrație T_n pot fi exprimate într-o formă alternativă prin:

$$\omega_n = \sqrt{\frac{g}{\delta_{st}}} \quad f_n = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{g}{\delta_{st}}} \quad T_n = 2\pi \sqrt{\frac{\delta_{st}}{g}} \quad (2.23)$$

unde $\delta_{st} = mg/k$, iar g este accelerația gravitațională. Valoarea δ_{st} reprezintă deformarea elastică a unui sistem SGLD atunci când asupra acestuia acționează o forță statică egală cu mg .

Deplasarea sistemului SGLD variază între valoarea maximă u_0 și cea minimă $-u_0$. Valoarea u_0 se numește *amplitudinea* mișcării oscilatorii și este dată de:

$$u_0 = \sqrt{[u(0)]^2 + \left[\frac{\dot{u}(0)}{\omega_n}\right]^2} \quad (2.24)$$

Amplitudinea oscilațiilor depinde de deplasarea inițială $u(0)$ și viteza inițială $\dot{u}(0)$, precum și de proprietățile structurii (ω_n).

2.2.2. Vibrații libere amortizate

Mișcarea unui sistem cu un singur grad de libertate dinamică (de exemplu cadrul portal discutat anterior) sub acțiunea unei forțe dinamice $p(t)$ este descrisă de ecuația (2.6): $m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = p(t)$.

În cazul vibrațiilor libere amortizate forța perturbatoare lipsește $p(t)=0$, astfel încât ecuația de mișcare (2.6) $m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = p(t)$ devine:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = 0 \quad (2.25)$$

Împărțind ecuația (2.25) cu m obținem:

$$\ddot{u} + 2\xi\omega_n\dot{u} + \omega_n^2u = 0 \quad (2.26)$$

unde $\omega_n = \sqrt{k/m}$, conform definiției anterioare și

$$\xi = \frac{c}{2m\omega_n} = \frac{c}{c_{cr}} \quad (2.27)$$

Ne vom referi la valoarea

$$c_{cr} = 2m\omega_n = 2\sqrt{km} = \frac{2k}{\omega_n} \quad (2.28)$$

prin *coeficientul de amortizare critică*, iar ξ este *fracțiunea din amortizare critică*.

Coeficientul de amortizare c este o măsură a energiei disipate de sistem într-un ciclu de oscilații libere. Pe de altă parte, fracțiunea din amortizarea critică ξ este o măsură adimensională a amortizării, proprie unui sistem și care depinde inclusiv de masa și rigiditatea acestuia.

Tipuri de mișcare

În Figura 2.12 sunt prezentate deformațiile $u(t)$ ale unor sisteme SGLD supuse unei deplasări inițiale $u(0)$ pentru trei valori ale ξ . Dacă $c = c_{cr}$ sau $\xi = 1$, sistemul revine la poziția de echilibru static fără a efectua vreo oscilație. Dacă $c > c_{cr}$ sau $\xi > 1$, sistemul revine la poziția de echilibru static fără a efectua vreo oscilație, la fel ca în cazul $\xi = 1$, dar mai lent. Dacă $c < c_{cr}$ sau $\xi < 1$, sistemul oscilează față de poziția de echilibru static cu amplitudini care scad în timp.

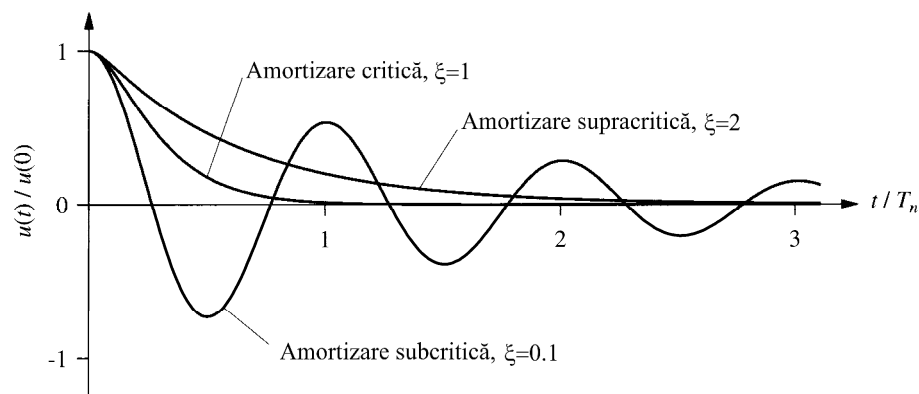


Figura 2.12. Oscilații libere ale unor sisteme cu amortizare subcritică, critică și supracritică (Chopra, 2001)

Coeficientul c_{cr} se numește *coeficient de amortizare critică* deoarece aceasta este valoarea cea mai mică a coeficientului de amortizare care preîntâmpină complet oscilațiile. Acesta delimitează zona dintre mișcarea oscilatorie și cea neoscilatorie.

Majoritatea structurilor ingineresti (clădiri, poduri, baraje, structuri marine, etc.) sunt caracterizate de o *amortizare subcritică* ($c < c_{cr}$), cu fracțiuni din amortizarea critică sub 0.1. De aceea, în continuare ne vom referi doar la acest tip de sisteme, în contextul ingineriei civile existând puține rațiuni pentru studiul dinamicii structurilor cu *amortizare critică* ($c = c_{cr}$) sau a celor cu *amortizare supracritică* ($c > c_{cr}$).

Sisteme cu amortizare subcritică

Soluția ecuației (2.25) ținând cont de condițiile inițiale (2.17) pentru sisteme cu $c < c_{cr}$ sau $\xi < 1$ este:

$$u(t) = e^{-\xi\omega_n t} \left[u(0) \cos \omega_D t + \frac{\dot{u}(0) + \xi\omega_n u(0)}{\omega_D} \sin \omega_D t \right] \quad (2.29)$$

unde s-a folosit notația:

$$\omega_D = \omega_n \sqrt{1 - \xi^2} \quad (2.30)$$

Se poate observa că înlocuind $\xi = 0$ în ecuația (2.29), aceasta se reduce la ecuația (2.18), ce caracterizează sisteme neamortizate.

Ecuația (2.29) reprezentând oscilațiile libere ale unui sistem SGLD cu o amortizare $\xi = 0.05$ sau 5% este prezentată în Figura 2.13. Pentru comparație este inclusă și reprezentarea oscilațiilor unui sistem SGLD care efectuează oscilații libere neamortizate. Oscilațiile libere sunt inițiate de aceeași deplasare inițială $u(0)$ și viteză inițială $\dot{u}(0)$. Din ecuația (2.29) și Figura 2.13 se poate observa că *frecvența circulară a oscilațiilor amortizate* este ω_D și că aceasta depinde de frecvența circulară proprie a oscilațiilor libere neamortizate ω_n

prin intermediul relației (2.30). În mod similar, *perioada vibrațiilor amortizate* $T_D = 2\pi/\omega_D$ depinde de perioada proprie a oscilațiilor neamortizate T_n prin relația:

$$T_D = \frac{T_n}{\sqrt{1 - \xi^2}} \tag{2.31}$$

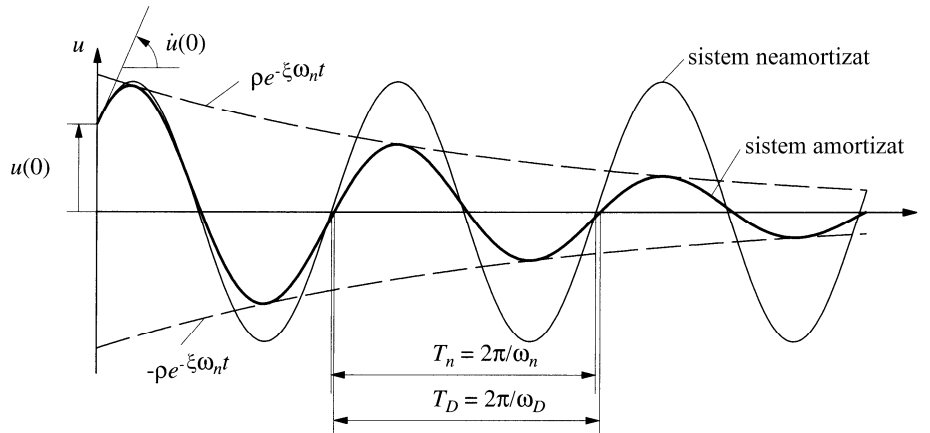


Figura 2.13. Comparație între oscilații libere amortizate și neamortizate (Chopra, 2001).

În timp ce amplitudinea oscilațiilor neamortizate este aceeași în toate ciclurile, amplitudinea mișcării amortizate scade cu fiecare ciclu de oscilație. Ecuația (2.29) indică faptul că amplitudinea mișcării amortizate scade exponențial cu timpul. Înfășurătoarea mișcării de oscilații amortizate este $\pm\rho e^{-\xi\omega_n t}$, unde:

$$\rho = \sqrt{[u(0)]^2 + \left[\frac{\dot{u}(0) + \xi\omega_n u(0)}{\omega_D}\right]^2} \tag{2.32}$$

Amortizarea are ca efect reducerea frecvenței circulare de la ω_n la ω_D și lungirea perioadei de vibrație de la T_n la T_D . Acest efect este neglijabil pentru fracțiuni din amortizarea critică sub 20% (vezi Figura 2.14), domeniu care include majoritatea structurilor ingineresti.

Efectul mai important al amortizării este cel asupra ratei de atenuare a oscilațiilor libere, efect exemplificat în Figura 2.15.

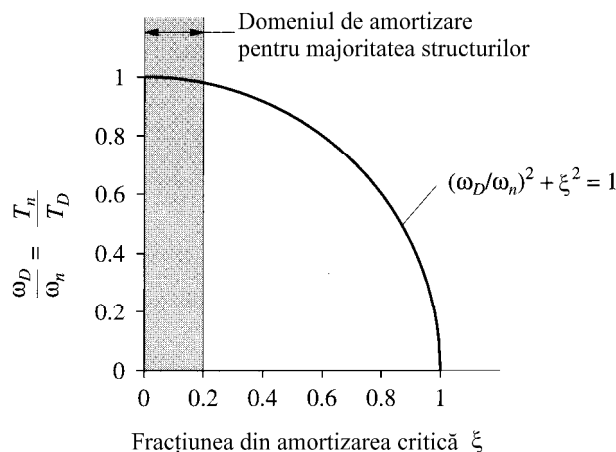


Figura 2.14. Efectul amortizării asupra perioadei proprii de vibrație (Chopra, 2001).

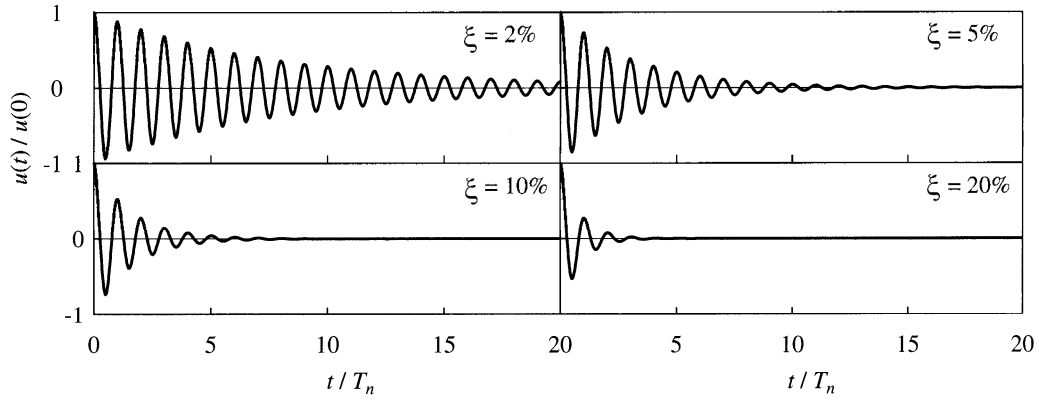


Figura 2.15. Oscilații libere pentru patru nivele ale amortizării: $\xi = 2\%$, 5% , 10% și 20%

Atenuarea mișcării

În cele ce urmează este analizată relația între raportul dintre două vârfuri succesive ale mișcării de oscilație amortizată și fracțiunea din amortizarea critică. Raportul dintre valoarea deplasării la timpul t și cea care este înregistrată după o perioadă T_D este independentă de t . Acest raport poate fi determinat din ecuația (2.29):

$$\frac{u(t)}{u(t + T_D)} = \exp(\xi \omega_n T_D) \quad (2.33)$$

Folosind ecuațiile (2.31) și (2.20) obținem:

$$\frac{u(t)}{u(t + T_D)} = \exp\left(\frac{2\pi\xi}{\sqrt{1 - \xi^2}}\right) \quad (2.34)$$

Ecuațiile (2.33) și (2.34) reprezintă în același timp și raportul dintre vârfurile succesive ale mișcării oscilatorii (vezi Figura 2.16) u_i/u_{i+1} , deoarece aceste vârfuri au loc la intervale de timp egale cu T_D :

$$\frac{u_i}{u_{i+1}} = \exp\left(\frac{2\pi\xi}{\sqrt{1 - \xi^2}}\right) \quad (2.35)$$

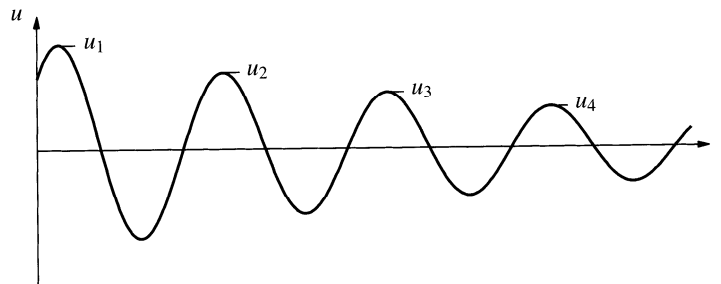


Figura 2.16. Vârfurile unei mișcări oscilatorii amortizate (Chopra, 2001).

Logaritmul natural al acestui raport se numește *decrement logarithmic* și este notat prin δ :

$$\delta = \ln \frac{u_i}{u_{i+1}} = \frac{2\pi\xi}{\sqrt{1 - \xi^2}} \quad (2.36)$$

Pentru valori mici ale fracțiunii din amortizarea critică, $\sqrt{1 - \xi^2} \approx 1$, ceea ce conduce la relația aproximativă:

$$\delta \approx 2\pi\xi \quad (2.37)$$

În Figura 2.17 sunt indicate relațiile exacte și aproximative între decrementul logarithmic δ și fracțiunea de amortizare critică ξ . Se poate concluziona că relația (2.37) este valabilă pentru $\xi < 0.2$, caz care acoperă majoritatea situațiilor practice.

În cazurile în care atenuarea mișcării se produce lent, datorită unei amortizări mici a structurii, este utilă determinarea decrementului logaritm pe baza unor vârfuri aflate la câteva perioade. Pe durata a j oscilații amplitudinea mișcării se diminuează de la u_1 la u_{1+j} . Acest raport este dat de:

$$\frac{u_1}{u_{1+j}} = \frac{u_1 u_2 u_3 \dots u_j}{u_2 u_3 u_4 \dots u_{1+j}} = e^{j\delta}$$

de unde:

$$\delta = \left(\frac{1}{j}\right) \ln \left(\frac{u_1}{u_{1+j}}\right) \approx 2\pi\xi \quad (2.38)$$

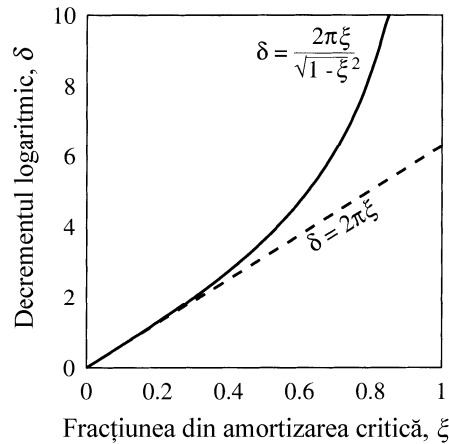


Figura 2.17. Relația exactă și cea aproximativă între decrementul logaritm și fracțiunea de amortizare critică, (Chopra, 2001).

Încercări de vibrații libere amortizate

Pentru structuri ingineresti practice, determinarea analitică a fracțiunii din amortizarea critică ξ nu este posibilă, de aceea această proprietate se determină experimental. Încercările experimentale de oscilații libere amortizate pe structuri reale reprezintă una dintre modalitățile de determinare practică a amortizării. Pentru sisteme cu o amortizare mică, fracțiunea din amortizarea critică poate fi determinată din relațiile:

$$\xi = \frac{1}{2\pi j} \ln \frac{u_i}{u_{i+j}} \quad \text{sau} \quad \xi = \frac{1}{2\pi j} \ln \frac{\ddot{u}_i}{\ddot{u}_{i+j}} \quad (2.39)$$

Prima dintre aceste relații este echivalentă cu ecuația (2.38), iar cea de-a doua este o relație similară, fiind exprimată în termeni de accelerație (mai ușor de înregistrat experimental decât deplasările), și care poate fi demonstrată a fi adevărată pentru structuri slab amortizate.

2.3. Vibrații forțate

Forțele dinamice care pot fi aplicate structurilor ingineresti au diverse forme. În acest capitol vor fi analizate două clase de acțiuni dinamice. Prima dintre acestea reprezintă forțele care variază arbitrar în timp, spre exemplu cele de tip treaptă și șoc. Cea de-a doua categorie de acțiuni dinamice sunt forțele armonice și periodice, care pot să apară, spre exemplu, ca urmare a funcționării unor dispozitive rotative amplasate.

2.3.1. Răspunsul dinamic sub acțiunea unei forțe de tip treaptă și rampă

Spre deosebire de forțele perturbatoare armonice, răspunsul dinamic sub acțiunea unor forțe de tip treaptă, rampă sau impuls este influențat într-o măsură foarte mică de amortizarea sistemului. De aceea, răspunsul dinamic în aceste din urmă cazuri va fi demonstrat în principal pe baza vibrațiilor neamortizate.

Răspunsul dinamic sub acțiunea unei forțe de tip treaptă

O forță de tip treaptă este exemplificată în Figura 2.18a și este definită de următoarea relație:

$$p(t) = p_0 \quad t \geq 0 \quad (2.40)$$

Folosind integrala Duhamel pentru rezolvarea ecuației de mișcare a unui sistem SGLD neamortizat se obține:

$$u(t) = (u_{st})_0(1 - \cos \omega_n t) = \frac{p_0}{k} \left(1 - \cos \frac{2\pi t}{T_n}\right) \quad (2.41)$$

unde $(u_{st})_0 = p_0/k$ este deformația statică sub acțiunea forței p_0 .

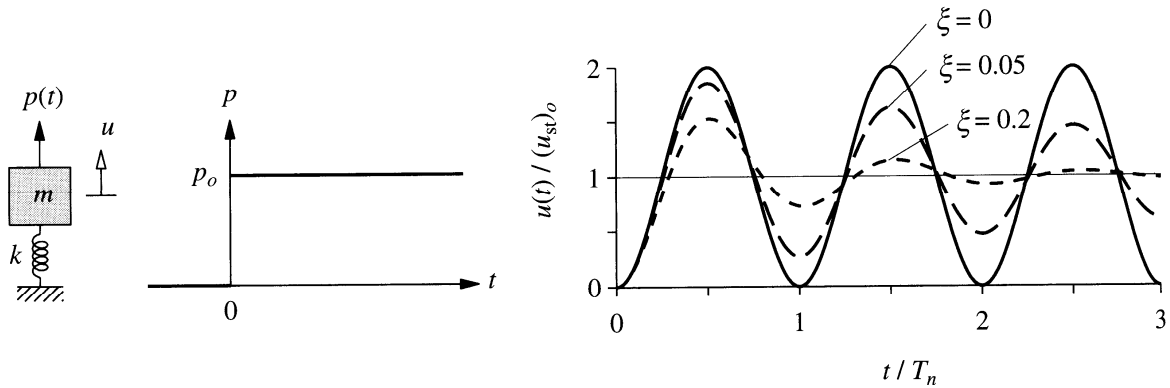


Figura 2.18. Un sistem SGLD (a), forța de tip treaptă (b), răspunsul dinamic (c), Chopra, 2001.

Deplasarea normalizată $u(t)/(u_{st})_0$ în raport cu timpul normalizat t/T_n este reprezentată în Figura 2.18c. Se poate observa că sistemul oscilează față de o nouă poziție de echilibru, deplasată cu $(u_{st})_0$ față de poziția inițială $u = 0$. Deplasarea maximă poate fi obținută egalând cu zero derivata ecuației (2.41) în raport cu timpul, ceea ce conduce la $\omega_n \sin \omega_n t = 0$. Această ecuație are soluția:

$$\omega_n t_0 = j\pi \quad \text{sau} \quad t_0 = \frac{j}{2} T_n \quad (2.42)$$

Deplasarea maximă corespunde unor valori impare ale lui j , în timp ce valorile pare conduc la deplasări minime. Amplitudinea deplasării se obține din ecuația (2.41), înlocuind în aceasta valorile t_0 din relația (2.42):

$$u_0 = 2(u_{st})_0 \quad (2.43)$$

Rezultat care indică faptul că o forță de tip treaptă aplicată dinamic produce o deplasare care este de două ori mai mare decât deplasarea datorată aceleiași forțe aplicată static.

Răspunsul unui sistem amortizat sub acțiunea forței de tip treaptă poate fi obținut evaluând integrala Duhamel pentru vibrații amortizate, ceea ce conduce la:

$$u(t) = (u_{st})_0 \left[1 - e^{-\xi \omega_n t} \left(\cos \omega_D t + \frac{\xi}{\sqrt{1-\xi^2}} \sin \omega_D t \right) \right] \quad (2.44)$$

Răspunsul dinamic al sistemului amortizat este reprezentat în Figura 2.18 cu linii întrerupte pentru două valori ale fracțiunii din amortizarea critică. Efectul amortizării este o depășire mai mică a mișcării față de poziția statică și o descreștere în timp a vibrațiilor. Valoarea amortizării controlează mărimea depășirii și rata cu care scad amplitudinile vibrațiilor. După un timp suficient de mare, vibrațiile încetează, fapt care reprezintă stadiul staționar.

Răspunsul dinamic sub acțiunea unei forțe de tip rampă

O forță de tip rampă este exemplificată în Figura 2.19a și este definită de următoarea relație:

$$p(t) = p_0 \frac{t}{t_r} \quad t \geq 0 \quad (2.45)$$

Folosind integrala Duhamel pentru rezolvarea ecuației de mișcare a unui sistem SGLD neamortizat se obține:

$$u(t) = (u_{st})_0 \left(\frac{t}{t_r} - \frac{\sin \omega_n t}{\omega_n t_r} \right) = (u_{st})_0 \left(\frac{t}{T_n} \frac{T_n}{t_r} - \frac{\sin \frac{2\pi t}{T_n}}{\frac{2\pi t_r}{T_n}} \right) \quad (2.46)$$

unde $(u_{st})_0 = p_0/k$ este deformația statică sub acțiunea forței p_0 .

Ecuația (2.46) este reprezentată grafic în Figura 2.19c pentru $t_r/T_n = 2.5$, împreună cu deformația statică în momentul t :

$$u_{st}(t) = \frac{p(t)}{k} = (u_{st})_0 \frac{t}{t_r} \quad (2.47)$$

Se poate observa că sistemul dinamic oscilează cu perioada T_n față de poziția de echilibru static.

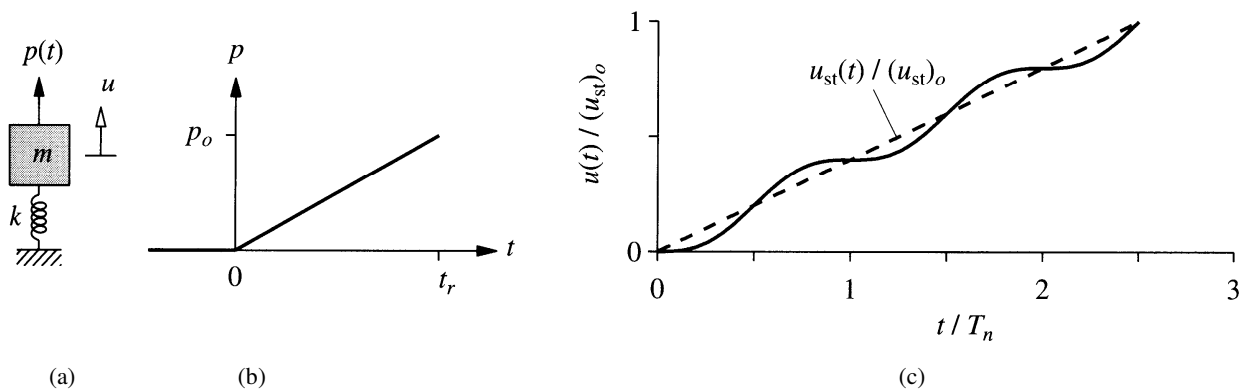


Figura 2.19. Un sistem SGLD (a), forța de tip rampă (b), răspunsul dinamic și cel static (c), Chopra, 2001.

Răspunsul dinamic sub acțiunea unei forțe de tip treaptă cu creștere finită

Deoarece în realitate o forță nu poate fi aplicată instantaneu, prezintă interes analiza răspunsului dinamic al unei forțe care are o creștere finită t_r , dar rămâne constantă după atingerea acestei valori. O astfel de forță este exemplificată în Figura 2.20a:

$$p(t) = \begin{cases} p_0 \left(\frac{t}{t_r} \right) & 0 \leq t \leq t_r \\ p_0 & t \geq t_r \end{cases} \quad (2.48)$$

Această acțiune dinamică are două faze: faza de rampă și faza constantă.

Expresia deplasării în faza de rampă este cea identică relației (2.46):

$$u(t) = (u_{st})_0 \left(\frac{t}{t_r} - \frac{\sin \omega_n t}{\omega_n t_r} \right) \quad t \leq t_r \quad (2.49)$$

iar răspunsul în faza constantă poate fi determinat înlocuind relația (2.48) în ecuația (2.15):

$$u(t) = (u_{st})_0 \left\{ 1 - \frac{1}{\omega_n t_r} [\sin \omega_n t - \sin \omega_n (t - t_r)] \right\} \quad t \geq t_r \quad (2.50)$$

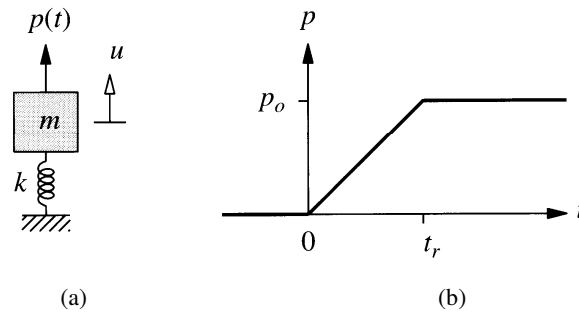


Figura 2.20. Un sistem SGLD (a), forța de tip treaptă cu creștere finită (b), Chopra, 2001.

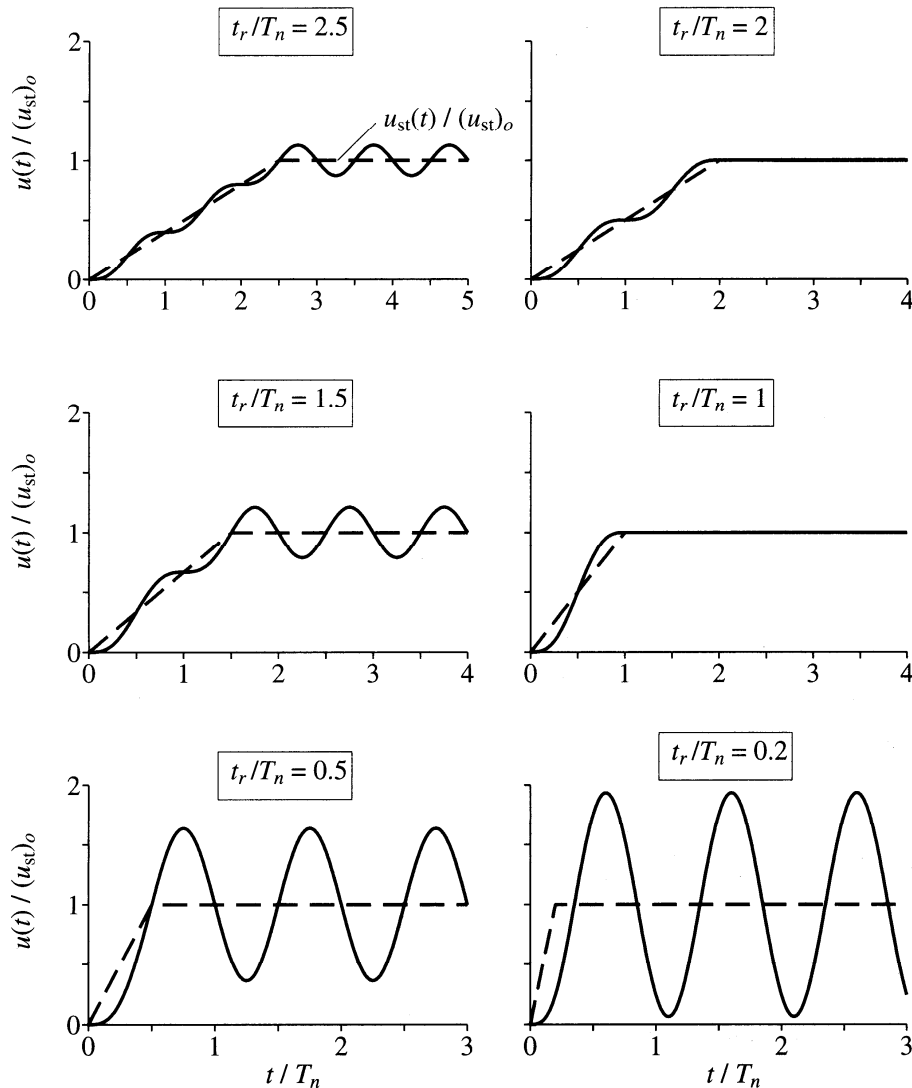


Figura 2.21. Răspunsul dinamic și cel static al unui sistem SGLD sub acțiunea unei forțe tip treaptă cu creștere finită (Chopra, 2001).

Deplasarea normalizată $u(t)/(u_{st})_o$ este o funcție de timpul normalizat t/T_n , deoarece $\omega_n t = 2\pi(t/T_n)$. Această funcție depinde doar de raportul t_r/T_n , deoarece $\omega_n t_r = 2\pi(t_r/T_n)$ și nu separat de t_r și T_n . Această ecuație este reprezentată în Figura 2.21 pentru câteva valori ale raportului t_r/T_n dintre timpul de creștere a forței și perioada proprie a sistemului, împreună cu răspunsul static $u_{st}(t) = p(t)/k$. Aceste rezultate permit următoarele observații:

- În timpul creșterii forței (faza de rampă) sistemul oscilează față de poziția de echilibru static cu perioada proprie de vibrație T_n
- Pentru zona de forță constantă (faza constantă) sistemul se comportă similar, oscilând față de poziția de echilibru static cu perioada proprie de vibrație T_n

- Dacă viteza este egală cu zero la finalul fazei de rampă $\dot{u}(t_r) = 0$, sistemul nu oscilează în timpul fazei de forță constantă
- Pentru valori mici ale raportului t_r/T_n (timpuri mici de creștere a forței) răspunsul este similar cu cel datorat unei forțe de tip treaptă (vezi Figura 2.20c)
- Pentru valori mari ale raportului t_r/T_n răspunsul dinamic este apropiat de poziția de echilibru static, ceea ce semnifică un efect dinamic scăzut.

2.3.2. *Vibrații forțate ale sistemelor SGLD produse de forțe armonice*

O forță armonică are forma $p(t) = p_0 \sin \omega t$ sau $p(t) = p_0 \cos \omega t$, unde p_0 reprezintă amplitudinea forței perturbatoare, iar ω pulsația acesteia, căreia îi corespunde perioada $T = 2\pi/\omega$ (vezi Figura 2.22a). În cele ce urmează se va prezenta răspunsul unui sistem cu un singur grad de libertate dinamică sub acțiunea unei încărcări de tip sinus, răspunsul la o încărcare dinamică de tip cosinus fiind similar cu acesta.

În cazul unor vibrații neamortizate generate de o forță perturbatoare armonică de forma $p(t) = p_0 \sin \omega t$, ecuația de mișcare (2.6) devine:

$$m\ddot{u} + ku = p_0 \sin \omega t \quad (2.51)$$

Deformația $u(t)$ a sistemului SGLD poate fi obținută rezolvând ecuația (2.51) pentru condițiile inițiale:

$$u = u(0) \quad \dot{u} = \dot{u}(0) \quad (2.52)$$

unde $u(0)$ și $\dot{u}(0)$ sunt deplasarea, respectiv viteza în momentul de timp în care este aplicată forța dinamică $p(t)$. Soluția particulară a ecuației (2.51) este:

$$u_p(t) = \frac{p_0}{k} \frac{1}{1 - \left(\frac{\omega}{\omega_n}\right)^2} \sin \omega t \quad \omega \neq \omega_n \quad (2.53)$$

Soluția complementară a ecuației (2.51) este:

$$u_c(t) = A \cos \omega_n t + B \sin \omega_n t \quad (2.54)$$

Soluția completă fiind suma soluției particulare și a celei complementare, obținem:

$$u(t) = A \cos \omega_n t + B \sin \omega_n t + \frac{p_0}{k} \frac{1}{1 - \left(\frac{\omega}{\omega_n}\right)^2} \sin \omega t \quad (2.55)$$

Folosind condițiile inițiale (2.52) se obține soluția finală:

$$u(t) = \underbrace{u(0) \cos \omega_n t + \left[\frac{\dot{u}(0)}{\omega_n} - \frac{p_0}{k} \frac{\omega/\omega_n}{1 - \left(\frac{\omega}{\omega_n}\right)^2} \right] \sin \omega_n t}_{\text{răspuns tranzitoriu}} + \underbrace{\frac{p_0}{k} \frac{1}{1 - \left(\frac{\omega}{\omega_n}\right)^2} \sin \omega t}_{\text{răspuns staționar}} \quad (2.56)$$

Ecuația (2.56) este reprezentată în Figura 2.22b pentru $\omega/\omega_n = 0.2$, $u(0) = 0$, $\dot{u}(0) = \omega_n p_0/k$ cu linie continuă. Termenul din ecuația (2.56) care include $\sin \omega t$ reprezintă soluția particulară a ecuației de mișcare (2.51), aceasta din urmă fiind reprezentată cu linie întreruptă în Figura 2.22b.

Pe baza ecuației (2.56) și folosind Figura 2.22b se poate observa că deplasarea $u(t)$ are două componente distincte de vibrație:

- o mișcare oscilatorie cu frecvența egală cu cea a forței perturbatoare, definită de termenul conținând $\sin \omega t$
- o mișcare oscilatorie la frecvența proprie de vibrație a sistemului, definită de termenii conținând $\cos \omega_n t$ și $\sin \omega_n t$

Prima dintre aceste componente se numește *răspuns staționar* sau *forțat*, deoarece acesta se datorează forței dinamice aplicate și nu este influențat de condițiile inițiale. Cea de-a doua componentă poartă denumirea de *răspuns tranzitoriu*, care depinde de deplasarea și viteza inițială, precum și de proprietățile sistemului SGLD și de forța perturbatoare. Răspunsul tranzitoriu există chiar și pentru $u(0) = \dot{u}(0) = 0$, caz în care ecuația (2.56) devine:

$$u(t) = \frac{p_0}{k} \frac{1}{1 - \left(\frac{\omega}{\omega_n}\right)^2} \left(\sin \omega t - \frac{\omega}{\omega_n} \sin \omega_n t \right) \quad (2.57)$$

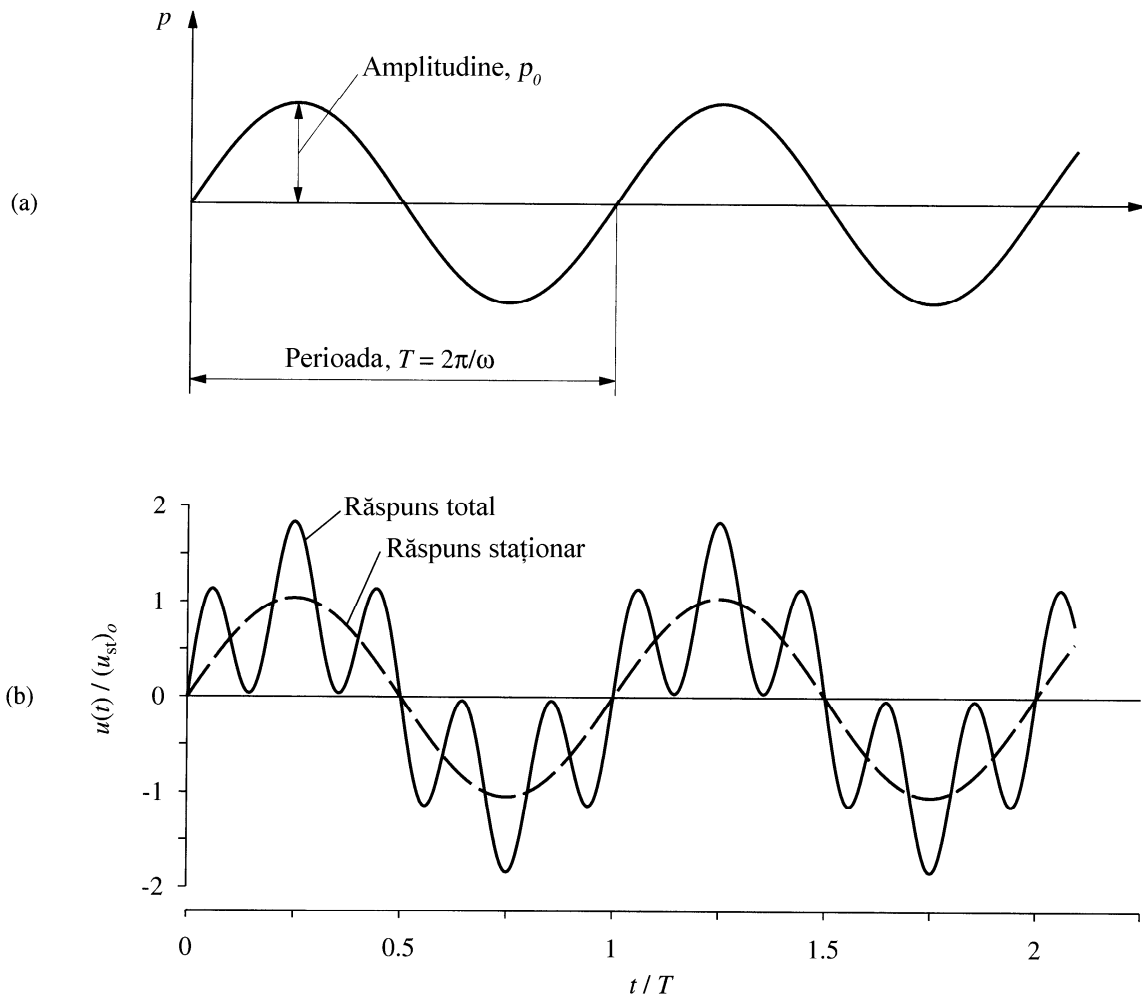


Figura 2.22. Forța armonică $p(t) = p_0 \sin \omega t$ (a); răspunsul unui sistem SGLD sub acțiunea unei forțe armonice pentru $\omega/\omega_n = 0.2$, $u(0) = 0$, $\dot{u}(0) = \omega_n p_0/k$ (b), Chopra, 2001.

Răspunsul tranzitoriu apare în Figura 2.22 ca diferența dintre răspunsul total și cel staționar. Acesta continuă la infinit doar în cazul teoretic al vibrațiilor neamortizate, amortizarea prezentă în cazul structurilor reale ducând la diminuarea amplitudinii oscilațiilor cu timpul, motiv pentru care se numește tranzitoriu.

În cazul în care se neglijează efectul dinamic al sistemului SGLD, conținut în termenul de accelerație din ecuația (2.51), se obține deplasarea statică a sistemului în orice moment de timp t dat:

$$u_{st}(t) = \frac{p_0}{k} \sin \omega t \quad (2.58)$$

Valoarea maximă a deplasării statice este:

$$(u_{st})_0 = \frac{p_0}{k} \quad (2.59)$$

care reprezintă deformația maximă a sistemului sub acțiunea unei forțe statice cu valoarea p_0 și care va fi denumită în continuare *deformație statică*. Folosind această ultimă notație, răspunsul staționar poate fi exprimat ca:

$$u(t) = (u_{st})_0 \left[\frac{1}{1 - \left(\frac{\omega}{\omega_n}\right)^2} \right] \sin \omega t \quad (2.60)$$

Factorul din paranteza pătrată a expresiei (2.60) este reprezentat în Figura 2.23 funcție de raportul dintre pulsația perturbatoare și pulsația proprie de vibrație a sistemului SGLD (ω/ω_n). Pentru $\omega/\omega_n < 1$ sau $\omega < \omega_n$ acest factor este pozitiv, indicând faptul că deplasarea $u(t)$ și forța perturbatoare $p(t)$ au același semn

algebric (sistemul se deplasează în același sens în care acționează forța). În acest caz se spune că deplasarea este *în fază* cu forța perturbatoare. Pentru $\omega/\omega_n > 1$ sau $\omega > \omega_n$ acest factor este negativ, indicând faptul că deplasarea $u(t)$ și forța perturbatoare $p(t)$ au semne algebrice opuse (sistemul se deplasează în direcție opusă sensului în care acționează forța). În acest caz deplasarea este *defazată* față de forța perturbatoare.

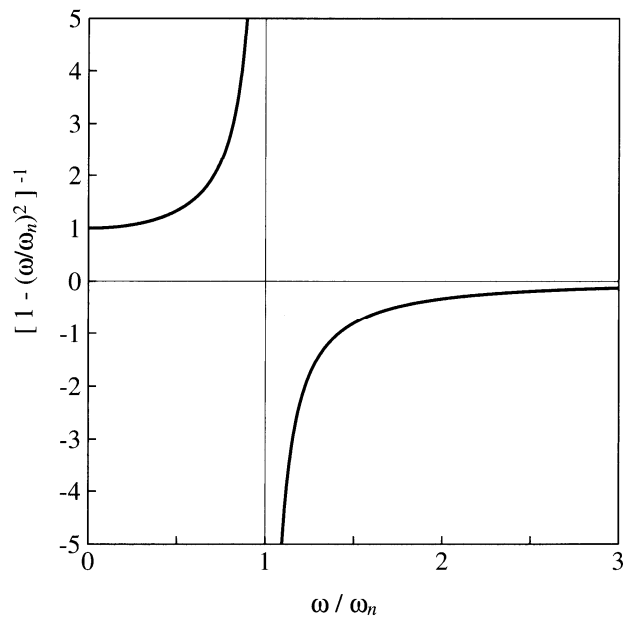


Figura 2.23. Reprezentarea factorului $\frac{1}{1-(\omega/\omega_n)^2}$ funcție de raportul ω/ω_n (Chopra, 2001).

Noțiunea de fază poate fi descrisă matematic prin exprimarea relației (2.60) în funcție de amplitudinea u_0 a deplasării $u(t)$ și a *unghiului de fază* ϕ în următoarea formă:

$$u(t) = u_0 \sin(\omega t - \phi) = (u_{st})_0 R_d \sin(\omega t - \phi) \quad (2.61)$$

unde

$$R_d = \frac{u_0}{(u_{st})_0} = \frac{1}{\left|1 - \left(\frac{\omega}{\omega_n}\right)^2\right|} \quad \text{și} \quad \phi = \begin{cases} 0 & \omega < \omega_n \\ \pi & \omega > \omega_n \end{cases} \quad (2.62)$$

Pentru $\omega < \omega_n$ unghiul de fază $\phi = 0$, indicând faptul că deplasarea $u(t)$ variază proporțional cu $\sin \omega t$, în fază cu forța perturbatoare $p(t)$. Pentru $\omega > \omega_n$ unghiul de fază $\phi = \pi$, indicând faptul că deplasarea $u(t)$ variază proporțional cu $-\sin \omega t$, defazat față de forța perturbatoare $p(t)$. Variația unghiului de fază funcție de raportul ω/ω_n este reprezentată în Figura 2.24.

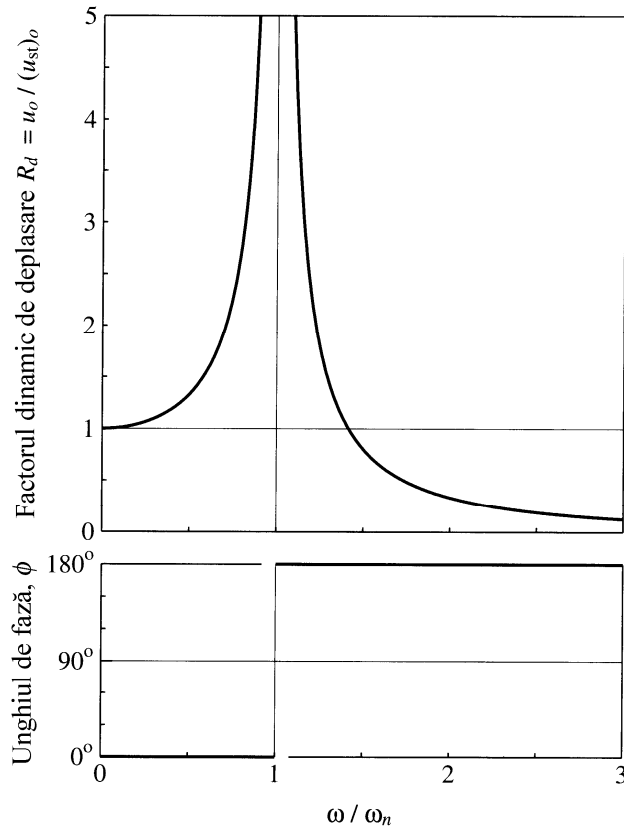


Figura 2.24. Factorul dinamic de deplasare și unghiul de fază pentru un sistem neamortizat acționat de o forță armonică (Chopra, 2001).

Factorul dinamic de deplasare R_d este egal cu raportul dintre amplitudinea mișcării oscilatorii u_o și deplasarea statică $(u_{st})_0$. Expresia factorului dinamic de deplasare din ecuația (2.62) este prezentată grafic în Figura 2.24 funcție de raportul ω/ω_n și permite următoarele observații:

- pentru valori mici ale raportului ω/ω_n (forța dinamică variază "lent"), factorul dinamic de deplasare R_d este doar cu puțin mai mare decât 1, amplitudinea mișcării dinamice fiind apropiată de deformația statică
- pentru $\omega/\omega_n > \sqrt{2}$ ($\omega > \omega_n\sqrt{2}$), factorul dinamic de deplasare $R_d < 1$, amplitudinea mișcării dinamice fiind mai mică decât deformația statică
- odată cu creșterea raportului ω/ω_n peste $\sqrt{2}$ factorul dinamic de deplasare R_d scade, ajungând la valoarea 0 pentru $\omega/\omega_n \rightarrow \infty$, ceea ce implică faptul că oscilațiile datorate unei variații foarte rapide ale forței perturbatoare în comparație cu pulsația proprie a sistemului sunt mici
- pentru $\omega/\omega_n \approx 1$ (ω apropiat de ω_n), factorul dinamic de deplasare R_d este mult mai mare decât 1, ceea ce înseamnă că amplitudinea mișcării dinamice este mult mai mare decât deformația statică

Pulsația rezonantă reprezintă pulsația forței perturbatoare pentru care factorul dinamic R_d este maxim. În cazul unui sistem neamortizat pulsația rezonantă coincide cu pulsația proprie de vibrație ω_n , iar factorul dinamic de deplasare R_d este infinit la această pulsație. Totuși, mișcarea de oscilație nu devine infinită imediat, ci gradual, după cum se va vedea din cele ce urmează.

Pentru $\omega = \omega_n$ soluția (2.57) a ecuației de mișcare nu mai este valabilă, soluția particulară (2.53) nefiind valabilă deoarece este parte a soluției complementare. În acest caz soluția particulară are forma:

$$u_p(t) = -\frac{p_0}{2k} \omega_n t \cos \omega_n t \quad \omega_n = \omega \quad (2.63)$$

iar soluția completă pentru condiții inițiale de repaus $u(0) = \dot{u}(0) = 0$ devine:

$$u(t) = -\frac{1}{2} \frac{p_0}{k} (\omega_n t \cos \omega_n t - \sin \omega_n t) \quad (2.64)$$

sau

$$\frac{u(t)}{(u_{st})_0} = -\frac{1}{2} \left(\frac{2\pi t}{T_n} \cos \frac{2\pi t}{T_n} - \sin \frac{2\pi t}{T_n} \right) \quad (2.65)$$

Această relație este reprezentată grafic în Figura 2.25, de unde se poate observa că timpul în care are loc o oscilație completă este egal cu T_n . Mișcarea oscilatorie $u(t)$ are maxime locale pentru $t = (j - 1/2)T_n$ cu valori de $\pi(j - 1/2)(u_{st})_0$, $j = 1, 2, 3, \dots$, și minime locale pentru $t = jT_n$ cu valori de $\pi j(u_{st})_0$, $j = 1, 2, 3, \dots$. În fiecare ciclu de oscilație amplitudinea deplasării crește cu valoarea:

$$|u_{j+1}| - |u_j| = (u_{st})_0 [\pi(j + 1) - \pi j] = (u_{st})_0 \pi = \frac{p_0}{k} \pi \quad (2.66)$$

Amplitudinea deplasării crește la infinit, dar aceasta devine infinită doar după un timp infinit.

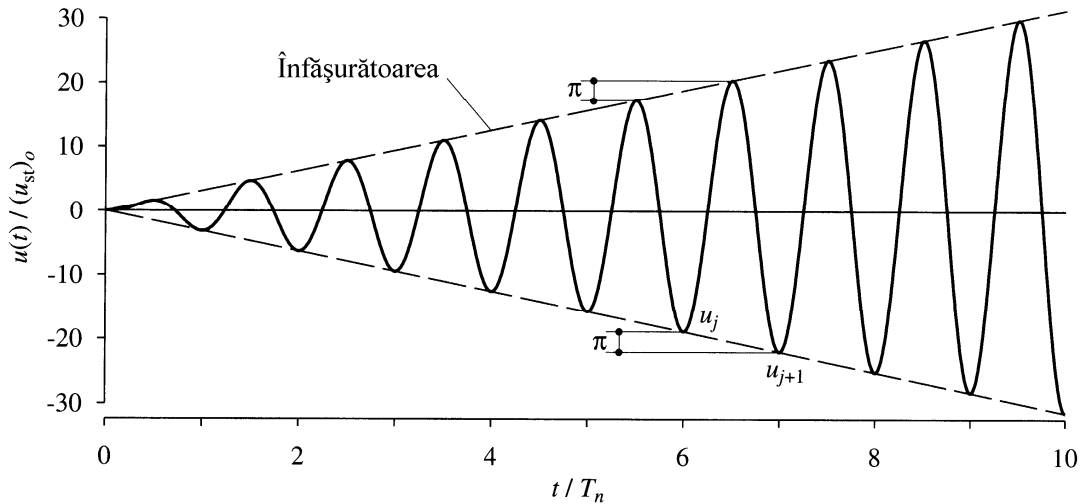


Figura 2.25. Răspunsul unui sistem neamortizat sub acțiunea unei forțe sinusoidale cu frecvența $\omega = \omega_n$, $u(0) = \dot{u}(0) = 0$ (Chopra, 2001).

Creșterea infinită a deformațiilor în cazul sistemelor neamortizate sub acțiunea unei încărcări armonice este teoretică din două motive. În primul rând, structurile reale au o amortizare intrinsecă, care va limita amplificarea la infinit a deformațiilor. În cel de-al doilea rând, structurile reale nu au un răspuns infinit elastic, astfel încât, odată cu creșterea deformațiilor peste o anumită valoare, structura fie va suferi deformații în domeniul plastic, rigiditatea va scădea și pulsația proprie nu va mai fi egală cu cea perturbatoare, fie va ceda într-un mod fragil.

2.3.3. Vibrații forțate ale sistemelor SGLD produse de forțe armonice

Răspunsul staționar și tranzitoriu

În cazul unor vibrații amortizate generate de o forță perturbatoare armonică de forma $p(t) = p_0 \sin \omega t$ ecuația de mișcare (2.6) devine:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = p_0 \sin \omega t \quad (2.67)$$

Deformația $u(t)$ a sistemului SGLD poate fi obținută rezolvând ecuația (2.67) pentru condițiile inițiale:

$$u = u(0) \quad \dot{u} = \dot{u}(0) \quad (2.68)$$

unde $u(0)$ și $\dot{u}(0)$ sunt deplasarea, respectiv viteza în momentul de timp în care este aplicată forța dinamică $p(t)$. Soluția particulară a ecuației (2.67) este:

$$u_p(t) = C \sin \omega t + D \cos \omega t \quad (2.69)$$

unde

$$C = \frac{p_0}{k} \frac{1 - \left(\frac{\omega}{\omega_n}\right)^2}{\left[1 - \left(\frac{\omega}{\omega_n}\right)^2\right]^2 + \left[2\xi \left(\frac{\omega}{\omega_n}\right)\right]^2} \quad D = \frac{p_0}{k} \frac{-2\xi \left(\frac{\omega}{\omega_n}\right)}{\left[1 - \left(\frac{\omega}{\omega_n}\right)^2\right]^2 + \left[2\xi \left(\frac{\omega}{\omega_n}\right)\right]^2} \quad (2.70)$$

Soluția complementară a ecuației (2.67) este identică cu soluția ce caracterizează oscilațiile libere amortizate:

$$u_c(t) = e^{-\xi\omega_n t} (A \cos \omega_D t + B \sin \omega_D t) \quad (2.71)$$

unde $\omega_D = \omega_n \sqrt{1 - \xi^2}$. Soluția completă a ecuației (2.67) este:

$$u(t) = \underbrace{e^{-\xi\omega_n t} (A \cos \omega_D t + B \sin \omega_D t)}_{\text{răspuns tranzitoriu}} + \underbrace{C \sin \omega t + D \cos \omega t}_{\text{răspuns staționar}} \quad (2.72)$$

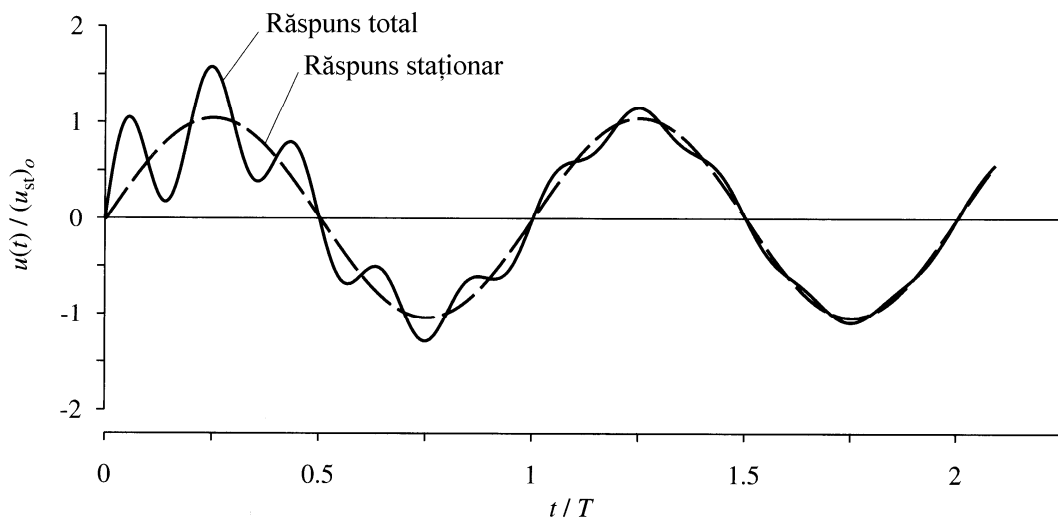


Figura 2.26. Răspunsul unui sistem SGLD amortizat sub acțiunea unei forțe armonice pentru $\omega/\omega_n = 0.2$, $\xi = 0.05$, $u(0) = 0$, $\dot{u}(0) = \omega_n p_0/k$ (Chopra, 2001).

Constantele A și B de mai sus pot fi determinate folosind condițiile inițiale $u(0)$ și $\dot{u}(0)$. Similar vibrațiilor forțate neamortizate, răspunsul dinamic în cazul unor vibrații forțate amortizate este compus din două componente: răspunsul *tranzitoriu* și cel *staționar* sau forțat.

Ecuația (2.72) este reprezentată grafic în Figura 2.26 pentru $\omega/\omega_n = 0.2$, $\xi = 0.05$, $u(0) = 0$, $\dot{u}(0) = \omega_n p_0/k$. Răspunsul total este indicat cu linie continuă, iar cel staționar cu linie întreruptă. Diferența dintre răspunsul total și cel staționar este răspunsul tranzitoriu, care scade exponențial cu timpul cu o rată care depinde de ω/ω_n și ξ . După un timp răspunsul unui sistem amortizat acționat de o forță perturbatoare armonică este guvernat de componenta staționară. În mare parte din cele ce urmează se va studia doar componenta staționară a vibrațiilor forțate. Se va avea totuși în vedere, că este posibil ca deformația maximă a sistemului să aibă loc înainte ca sistemul să atingă stadiul staționar.

Răspunsul pentru $\omega = \omega_n$

În continuare se va examina rolul amortizării în reducerea vibrațiilor tranzitorii și în limitarea vibrațiilor staționare pentru cazul în care pulsația forței perturbatoare este egală cu pulsația proprie a sistemului. Pentru $\omega = \omega_n$ constantele C și D din ecuația (2.70) devin $C = 0$ și $D = -(u_{st})_0/2\xi$. Pentru $\omega = \omega_n$ și condiții inițiale de repaus, constantele A și B din ecuația (2.72) pot fi determinate a fi $A = (u_{st})_0/2\xi$ și $B = (u_{st})_0/2\sqrt{1 - \xi^2}$. Înlocuind valorile constantelor A , B , C și D în ecuația (2.72), aceasta devine:

$$u(t) = (u_{st})_0 \frac{1}{2\xi} \left[e^{-\xi\omega_n t} \left(\cos \omega_D t + \frac{\xi}{\sqrt{1 - \xi^2}} \sin \omega_D t \right) - \cos \omega_n t \right] \quad (2.73)$$

2. Dinamica sistemelor cu un singur grad de libertate dinamică

Ecuția (2.73) este reprezentată grafic în Figura 2.27 pentru fracțiunea din amortizarea critică $\xi = 0.05$. Comparând-o pe aceasta cu vibrațiile neamortizate reprezentate în Figura 2.25, se poate observa că amortizarea atenuează mișcarea oscilatorie în fiecare ciclu, limitând răspunsul la valoarea:

$$u_0 = \frac{(u_{st})_0}{2\xi} \quad (2.74)$$

Pentru sisteme cu o amortizare mică, termenul conținând $\sin \omega_D t$ din ecuația (2.73) este neglijabil, iar $\omega_D \approx \omega_n$, astfel încât ecuația (2.73) se simplifică la:

$$u(t) \approx \underbrace{(u_{st})_0 \frac{1}{2\xi} (e^{-\xi\omega_n t} - 1)}_{\text{funcția înfășurătoare}} \cos \omega_n t \quad (2.75)$$

Variația în timp a deplasării are forma dată de funcția $\cos \omega_n t$, amplitudinea acesteia fiind indicată în Figura 2.27 cu linie întreruptă.

Amplitudinea mișcării staționare sub acțiunea unei forțe perturbatoare cu pulsația $\omega = \omega_n$ și rata la care este atinsă starea de mișcare staționară depinde foarte mult de amortizarea sistemului. Acest fapt se poate observa în Figura 2.28, în care este reprezentată ecuația (2.73) pentru trei valori ale ξ : 0.01, 0.05 și 0.1. Cu cât amortizarea este mai mică, cu atât este mai mare numărul de oscilații necesare pentru a atinge o anumită proporție din amplitudinea mișcării staționare u_0 . De exemplu, numărul de oscilații complete necesare pentru a atinge 95% din u_0 este egal cu 48 pentru $\xi = 0.01$, 24 pentru $\xi = 0.02$, 10 pentru $\xi = 0.05$, 5 pentru $\xi = 0.1$ și 2 pentru $\xi = 0.2$.

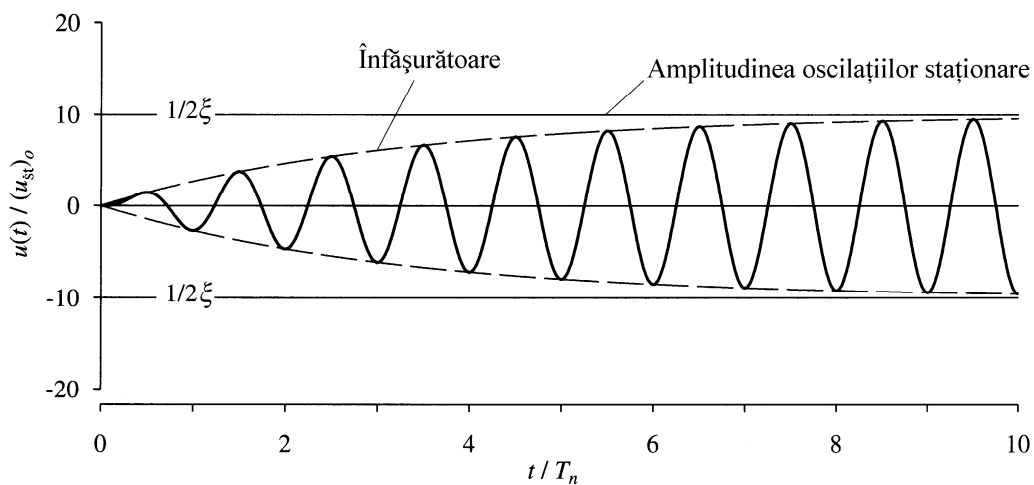


Figura 2.27. Răspunsul unui sistem amortizat cu $\xi = 0.05$ sub acțiunea unei forțe perturbatoare sinusoidale cu $\omega = \omega_n$; $u(0) = \dot{u}(0) = 0$ (Chopra, 2001).

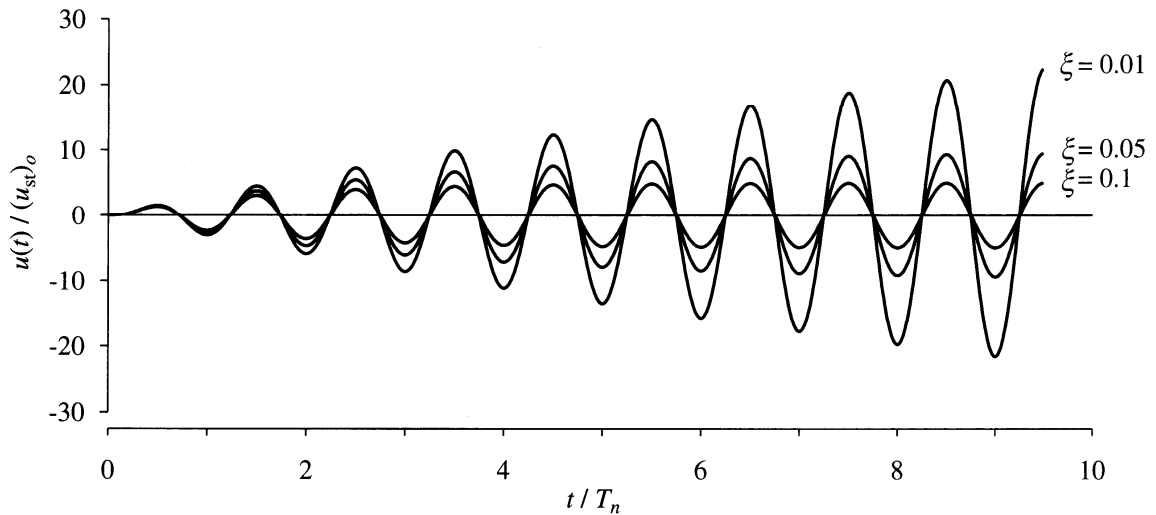


Figura 2.28. Răspunsul a trei sisteme amortizate cu $\xi = 0.01$, 0.05 și 0.1 sub acțiunea unei forțe perturbatoare sinusoidale cu $\omega = \omega_n$; $u(0) = \dot{u}(0) = 0$ (Chopra, 2001).

Deformația maximă și unghiul de fază

Deformațiile sistemului în stadiul de vibrații staționare sunt definite de ecuațiile (2.69) și (2.70), și pot fi rescrise sub următoare formă:

$$u(t) = u_0 \sin(\omega t - \phi) = (u_{st})_0 R_d \sin(\omega t - \phi) \quad (2.76)$$

unde $u_0 = \sqrt{C^2 + D^2}$ și $\phi = \tan^{-1}(-D/C)$. Înlocuind valorile C și D , rezultă:

$$R_d = \frac{u_0}{(u_{st})_0} = \frac{1}{\sqrt{[1 - (\omega/\omega_n)^2]^2 + [2\xi(\omega/\omega_n)]^2}} \quad (2.77)$$

$$\phi = \tan^{-1} \frac{2\xi(\omega/\omega_n)}{1 - (\omega/\omega_n)^2} \quad (2.78)$$

Factorul dinamic de deplasare R_d este egal cu raportul dintre amplitudinea deplasării oscilatorii u_0 și deplasarea statică $(u_{st})_0$. Ecuația (2.76) este reprezentată grafic în Figura 2.29 pentru trei valori ale raportului ω/ω_n și o valoare fixă a amortizării ($\xi = 0.2$). În această figură sunt indicate valorile R_d și ϕ , precum și variația în timp a deformației statice, care este proporțională cu forța perturbatoare $p(t)$. Mișcarea staționară are aceeași perioadă ca și forța perturbatoare ($T = 2\pi/\omega$), dar cu un defazaj de $\phi/2\pi$.

În Figura 2.30 este prezentat factorul dinamic de deplasare funcție de ω/ω_n pentru câteva valori ale fracțiunii din amortizarea critică ξ . Comparând o reprezentare similară a factorului dinamic pentru cazul vibrațiilor neamortizate din Figura 2.24, se poate observa că amortizarea reduce factorul R_d , și, în consecință, amplitudinea mișcării pentru toate pulsațiile forței perturbatoare. Această reducere este într-o strânsă legătură cu pulsația forței perturbatoare, fiind examinată mai jos pentru trei regiuni ale scării de pulsație:

- Pentru valori ale raportului $\omega/\omega_n \ll 1$ ($T \gg T_n$, atunci când forța dinamică variază "lent"), factorul dinamic de deplasare R_d este doar cu puțin mai mare decât 1, amplitudinea mișcării dinamice fiind apropiată de deformația statică și fiind cvasi-independentă de valoarea amortizării. Astfel,

$$u_0 \cong (u_{st})_0 = \frac{p_0}{k} \quad (2.79)$$

Acest rezultat implică faptul că răspunsul dinamic este foarte apropiat de cel static și este guvernat de rigiditatea sistemului.

2. Dinamica sistemelor cu un singur grad de libertate dinamică

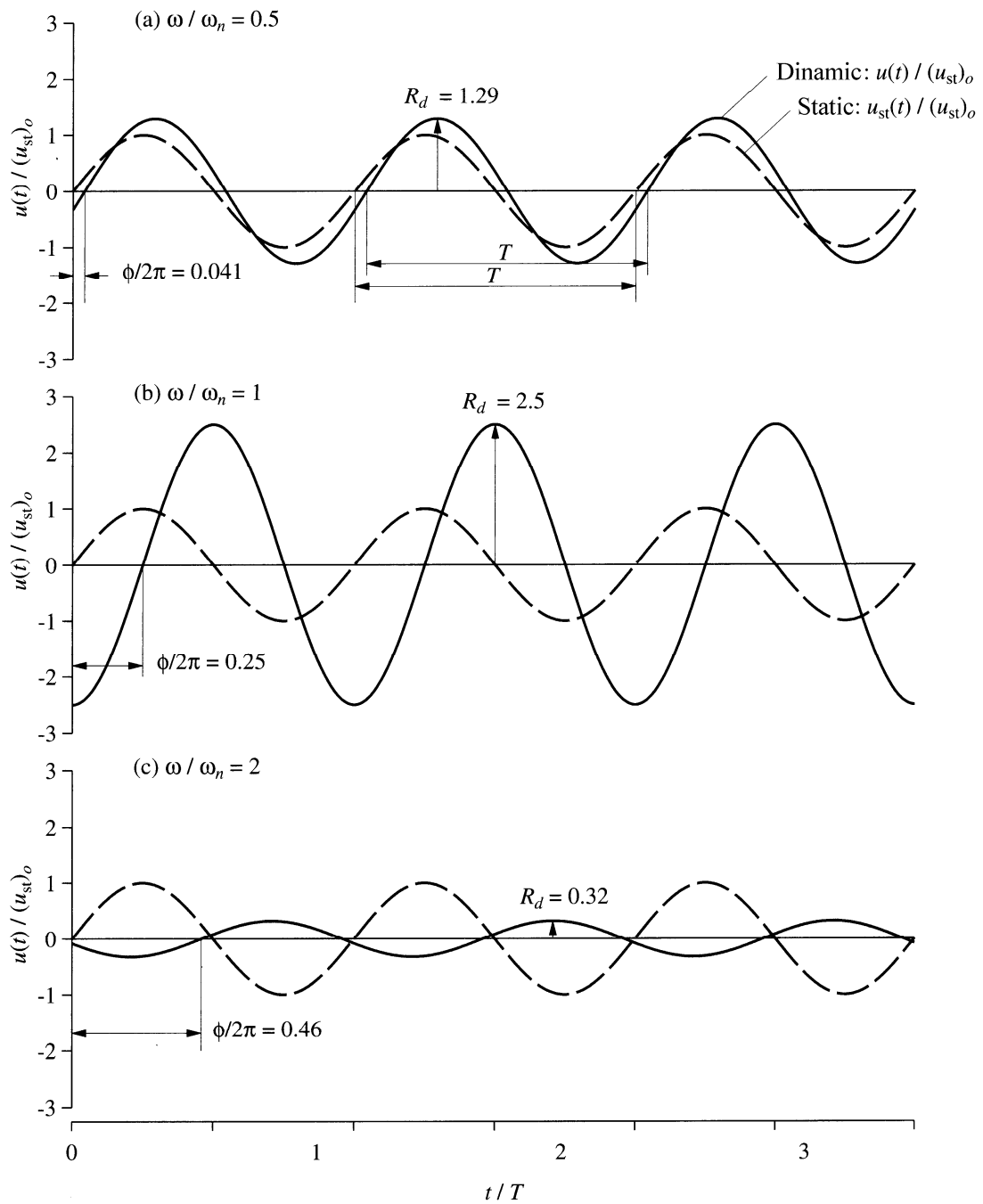


Figura 2.29. Răspunsul staționar al unor sisteme amortizate ($\xi = 0.2$) sub acțiunea unei forțe perturbatoare sinusoidale cu pulsația: $\omega/\omega_n = 0.5$ (a), $\omega/\omega_n = 1$ (b), $\omega/\omega_n = 2$ (c), Chopra, 2001.

- Pentru $\omega/\omega_n \gg 1$ ($T \ll T_n$, adică forța dinamică variază "repede"), factorul dinamic de deplasare R_d tinde către zero odată cu creșterea raportului ω/ω_n și este puțin afectat de valoarea amortizării. Pentru valori ridicate ale raportului ω/ω_n , termenul $(\omega/\omega_n)^4$ domină ecuația (2.77), care poate fi aproximată cu:

$$u_0 \cong (u_{st})_0 \frac{\omega_n^2}{\omega^2} = \frac{p_0}{m\omega^2} \quad (2.80)$$

ceea ce implică faptul că răspunsul este controlat de masa sistemului.

- Pentru $\omega/\omega_n \approx 1$ (pulsația forței perturbatoare este apropiată de pulsația proprie de vibrație a sistemului), factorul dinamic de deplasare R_d este sensibil la valoarea amortizării, și pentru valori mici ale amortizării poate fi mult mai mare decât 1, ceea ce înseamnă că amplitudinea mișcării dinamice poate fi mult mai mare decât deformația statică. Pentru $\omega/\omega_n = 1$ ecuația (2.77) devine:

$$u_0 = \frac{(u_{st})_0}{2\xi} = \frac{p_0}{c\omega_n} \quad (2.81)$$

ceea ce implică faptul că amplitudinea mișcării este controlată de amortizarea sistemului.

Unghiul de fază ϕ , care indică defazajul în timp dintre răspunsul dinamic al sistemului și forța perturbatoare, variază cu raportul ω/ω_n și este reprezentat grafic în Figura 2.30. Valoarea acestuia este examinată mai jos pentru aceleași trei regiuni ale domeniului de valori ω/ω_n :

- Pentru valori ale raportului $\omega/\omega_n \ll 1$ (forța dinamică variază "lent"), unghiul de fază ϕ este apropiat de 0, deplasarea sistemului fiind aproximativ în fază cu forța perturbatoare, ca în Figura 2.29a. Deplasarea sistemului și forța perturbatoare au același sens.
- Pentru $\omega/\omega_n \gg 1$ (forța dinamică variază "repede"), unghiul de fază ϕ este apropiat de 2π , deplasarea sistemului fiind în esență defazată de forța perturbatoare, ca în Figura 2.29c. Deplasarea sistemului și forța perturbatoare au sensuri opuse.
- Pentru $\omega/\omega_n \approx 1$ (pulsăția forței perturbatoare este apropiată de pulsația proprie a sistemului), unghiul de fază ϕ este egal cu $\pi/2$ pentru orice valoare a fracțiunii din amortizarea critică ξ , deplasarea sistemului înregistrând un vârf la trecerea forței prin valoarea 0, situație exemplificată în Figura 2.29b.

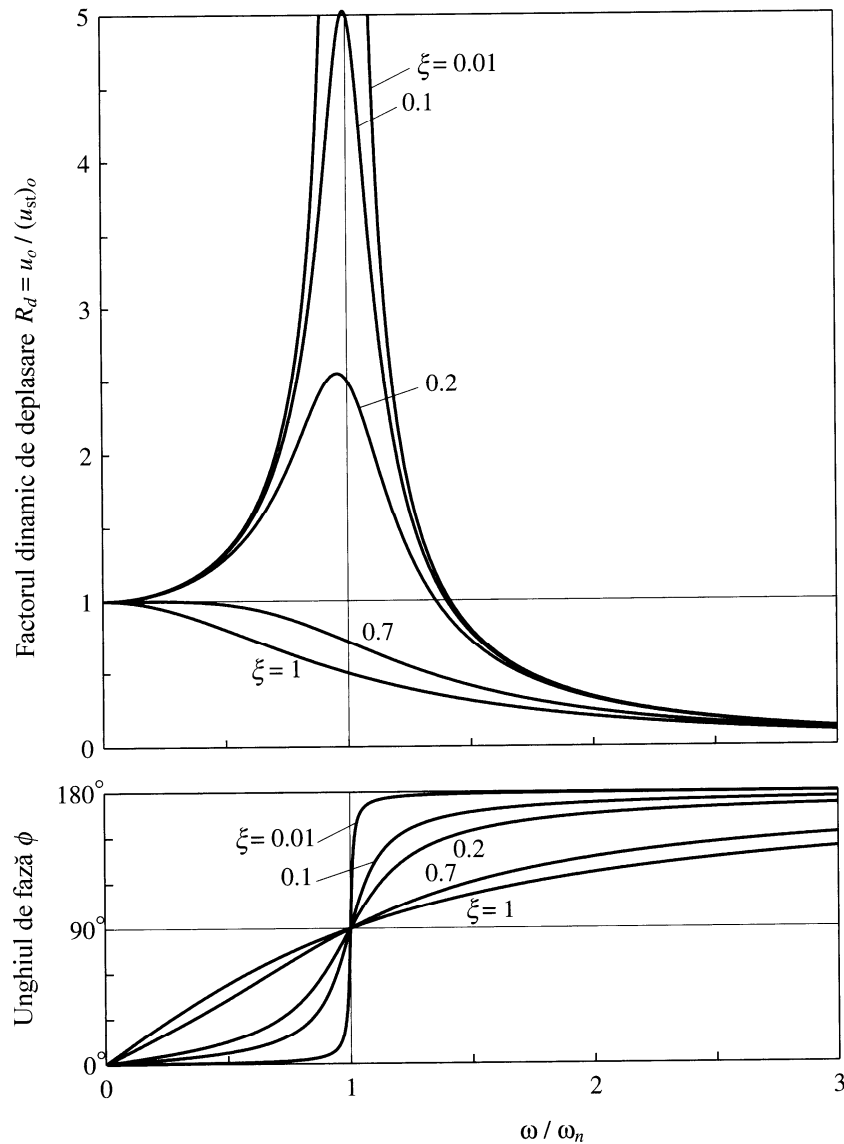


Figura 2.30. Factorul dinamic de deplasare și unghiul de fază pentru un sistem amortizat acționat de o forță perturbatoare armonică (Chopra, 2001).

Răspunsul la rezonanță

Frecvența rezonantă este definită ca frecvența la care se înregistrează amplitudinea maximă a răspunsului în termeni de deplasare, viteză sau accelerație. După cum se poate observa din Figura 2.30, valorile maxime ale deplasării se înregistrează la valori ale pulsației puțin diferite de pulsația proprie a sistemului. Frecvența (sau pulsația) de rezonanță poate fi determinată derivând expresia R_d în raport cu ω/ω_n și egalând-o cu zero. Pentru $\xi < 1/\sqrt{2}$ pulsația rezonantă pentru deplasare este egală cu $\omega_n\sqrt{1 - 2\xi^2}$.

Pentru un sistem neamortizat pulsația rezonantă este egală cu pulsația proprie de vibrație a sistemului ω_n . De notat faptul că pulsația rezonantă pentru un sistem amortizat este diferită de pulsația vibrațiilor amortizate ω_D . Totuși, pentru valori mici ale amortizării ($\xi < 20\%$), diferențele între pulsația rezonantă, cea proprie și cea amortizată sunt minore. Valoarea factorului dinamic de deplasare corespunzător pulsației rezonante este:

$$R_d = \frac{1}{2\xi\sqrt{1 - \xi^2}} \quad (2.82)$$

2.3.4. Determinarea amortizării din încercări de vibrații forțate amortizate

Determinarea pe cale analitică a coeficientului de amortizare vâscoasă c sau a fracțiunii din amortizarea critică ξ nu este posibilă. Una dintre soluțiile acestei probleme o constituie efectuarea de încercări de vibrații libere și interpretarea datelor obținute, folosind noțiunea decrementului logaritm, așa cum s-a descris în secțiunea 2.2.2. Această procedură este simplă și relativ ușor de aplicat în condiții de laborator, pe modele simple de structuri. Totuși, aplicarea metodei decrementului logaritm în cazul structurilor reale este dificilă dacă nu imposibilă, deoarece aplicarea unei deplasări inițiale sau a unei viteze inițiale structurilor reale implică forțe foarte mari și structuri de reacțiune de dimensiuni comparabile cu structurile încercate. Există însă posibilitatea determinării fracțiunii din amortizarea critică pe baza unor încercări de vibrații forțate armonice, care pot fi realizate mult mai ușor în cazul structurilor ingineresti. Vibrațiile pot fi produse cu ajutorul unor dispozitive rotative cu masă excentrică, fixate de structură. Prin modificarea masei excentrice sau a vitezei de rotație, se poate modifica foarte ușor amplitudinea, respectiv pulsația forței armonice perturbatoare. Efectuând încercări de vibrații forțate la diferite valori ale pulsației forței armonice perturbatoare și înregistrând deplasarea de vârf a structurii, se pot obține curbe $R_d - \omega/\omega_n$ ca în Figura 2.31.

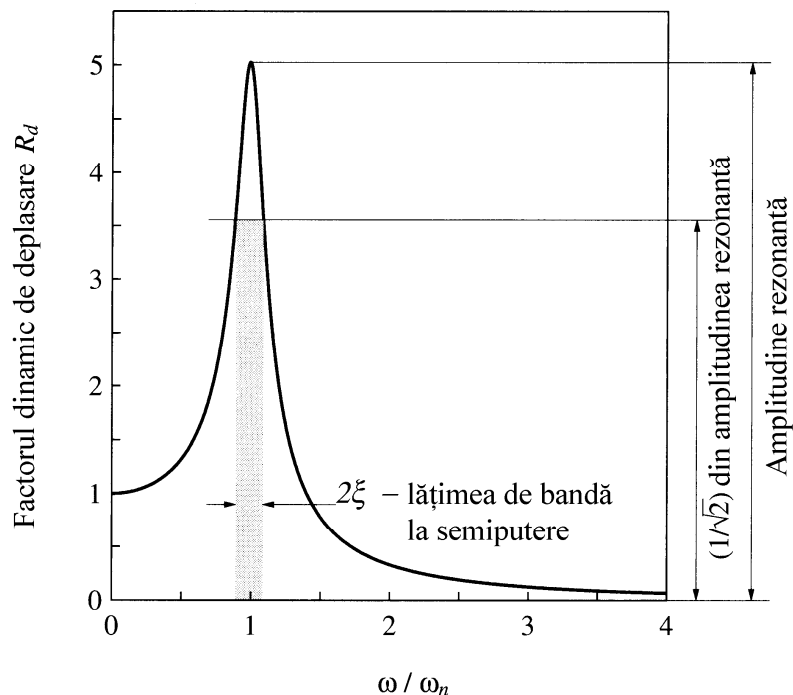


Figura 2.31. Definiția lățimii de bandă la semiputere (Chopra, 2001).

Forma curbei $R_d - \omega/\omega_n$ depinde de amortizarea sistemului. Una dintre modalitățile de obținere a fracțiunii din amortizarea critică constă în folosirea principiului de *lățime de bandă la semiputere*, definit ca și diferența

dintre valorile pulsațiilor de cele două părți ale pulsației rezonante ($\omega_b - \omega_a$) pentru care factorul dinamic de deplasare este de $1/\sqrt{2}$ ori mai mic decât valoarea acestuia la rezonanță. Acest concept este exemplificat în Figura 2.31.

Pentru valori mici ale lui ξ este adevărată următoarea relație:

$$\frac{\omega_b - \omega_a}{\omega_n} = 2\xi \quad (2.83)$$

relație care poate fi reformulată ca și:

$$\xi = \frac{\omega_b - \omega_a}{2\omega_n} \quad \text{sau} \quad \xi = \frac{f_b - f_a}{2f_n} \quad (2.84)$$

unde $f = \omega/2\pi$ este frecvența de vibrație. Acest rezultat permite evaluarea amortizării unei structuri pe baza unor încercări de vibrații forțate.

2.3.5. Amortizarea la structurile inginerești

Determinarea analitică a amortizării structurilor inginerești nu este fiabilă, din rațiunile expuse în secțiunea 2.1.3. Frațiunea din amortizarea critică pentru diferite tipuri de structuri și două nivele de solicitare sunt prezentate în Tabelul 2.1. Este de remarcat faptul că majoritatea normelor de proiectare seismică nu recunosc variația amortizării funcție de tipul de material și nivelul eforturilor în structură, specificând în toate cazurile o fracțiune din amortizarea critică de 5%.

Tabelul 2.1: Valori recomandate ale fracțiunii din amortizarea critică pentru diferite tipuri de structuri și niveluri de solicitare (Newmark și Hall, 1982; Chopra, 2001).

nivelul eforturilor în structură	tipul de structură	ξ (%)
eforturi de maxim 0.5 din limita de curgere	structuri metalice sudate, structuri din beton precomprimat, structuri din beton armat puternic (fisuri limitate)	2-3
	structuri din beton armat cu fisuri semnificative	3-5
	structuri metalice îmbinate cu șuruburi sau nituite, structuri din lemn îmbinate cu șuruburi sau cuie	5-7
eforturi apropiate de limita de curgere	structuri metalice sudate, structuri din beton precomprimat (fără pierderea totală a precomprimării)	5-7
	structuri din beton precomprimat cu pierderea totală a precomprimării	7-10
	structuri din beton armat	7-10
	structuri metalice îmbinate cu șuruburi sau nituite, structuri din lemn îmbinate cu șuruburi	10-15
	structuri din lemn îmbinate cu cuie	15-20

3. Noțiuni de seismologie inginerescă

3.1. Introducere

În medie peste 10000 de persoane au decedat anual din cauza cutremurelor de pământ în secolul XX (Bolt, 2001, vezi Figura 3.1). Chiar dacă structurile proiectate și construite conform standardelor moderne de proiectare seismică sunt în general mult mai sigure, eliminând la maxim pierderile de vieți omenești, pierderile economice cauzate de cutremurele de pământ sunt în creștere la nivel mondial. Două exemple notorii în acest sens sunt cutremurele din 1994 de la Northridge (SUA), cu pierderi estimate la 40 miliarde dolari americani, și din 1995 de la Kobe (Japonia), soldat cu pierderi de aproximativ 100 miliarde dolari americani (Scawthorn, 2003).

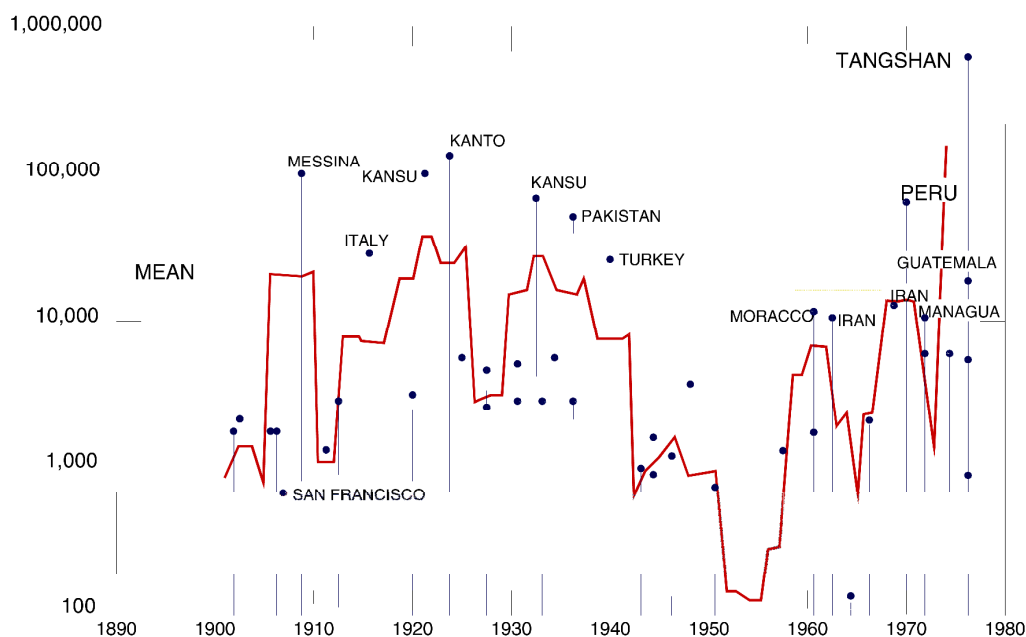


Figura 3.1. Pierderi de vieți omenești datorate cutremurelor majore în secolul XX (Bolt, 2001).

Ingineria seismică este un domeniu al ingineriei care are ca scop reducerea efectelor cutremurelor de pământ asupra construcțiilor ingineresti. Aceasta se ocupă cu: (1) studierea acelor aspecte ale seismologiei și geologiei care sunt importante pentru problemă, (2) analiza răspunsului dinamic al structurilor sub acțiunea mișcării seismice și (3) dezvoltarea și aplicarea unor metode de planificare, proiectare și execuție a construcțiilor rezistente la efectul cutremurelor de pământ. Ingineria seismică se întrepătrunde cu geologia pe de o parte, și cu științele sociale, arhitectura și acțiunile autorităților pe de altă parte.

Seismologia este o ramură a geologiei care studiază vibrațiile create atât de surse naturale - cutremure de pământ și erupții vulcanice, cât și de surse artificiale - explozii subterane. *Seismologia inginerescă* are ca obiectiv explicarea și prezicerea mișcărilor seismice puternice dintr-un amplasament și studiul caracteristicilor mișcării seismice care sunt importante pentru răspunsul structurilor ingineresti.

Pionierul cercetărilor moderne de seismologie a fost inginerul irlandez Robert Mallet, care a întreprins studii de teren temeinice după cutremurul din Napoli din 1857 (Italia). Acesta a explicat "masele dislocate de piatră și mortar" folosind termeni și principii ale mecanicii, și a creat astfel un vocabular de bază, conținând termeni precum: seismologie, hypocentru, isoseismic.

Inginerii constructori sunt interesați de mișcările seismice puternice, care pot produce distrugerii semnificative asupra construcțiilor. Cu toate acestea, primii 60 de ani ai secolului XX au fost marcați de cercetări seismologice ale undelor seismice de la cutremure îndepărtate folosind seismografe foarte sensibile. Aceste aparate nu erau potrivite pentru cutremure mai rare și mai puternice, relevante pentru practica inginerescă.

Ulterior, situația s-a schimbat. După cutremurul San Fernando din 1971 au fost obținute sute de înregistrări seismice puternice pentru acest seism de magnitudine 6.5 din SUA. Cercetările privind mișcările seismice

puternice au început să avanseze rapid odată cu instalarea în zonele seismice de pe glob a unor rețele extinse de accelerometre digitale și obținerea de înregistrări seismice în urma unor cutremure majore.

3.2. Activitatea seismică la nivel mondial

Analiza înregistrărilor seismice de la diferite observatoare seismografice permite determinarea poziției cutremurelor de pământ. În acest mod, s-a obținut o imagine de ansamblu a distribuției seismelor pe pământ (vezi Figura 3.2). Zonele cu o activitate seismică importantă sunt concentrate de-a lungul unor centuri, care delimitează zone continentale și oceanice întinse. În centura Circumpacifică, de exemplu, au loc aproximativ 81% din cutremurele majore de pe Terra. Alte 17% din cutremurele majore sunt localizate de-a lungul centurii Alpide (care se întinde de la oceanul Atlantic până la insulele Sumatra din oceanul Pacific și include munții Alpi, Carpații, munții din Anatolia și Iran, Hindu Kush, Himalaia, și munții din Asia de sud-est). În interiorul zonelor continentale și oceanice cutremurele de pământ sunt mult mai rare, dar nu lipsesc în totalitate. Alte concentrări de activități seismice pot fi observate în zonele oceanice, cum ar fi cele din mijlocul oceanului Atlantic și al oceanului Indian. În aceste zone se află lanțuri de munți submarini, iar erupțiile vulcanice sunt frecvente. Concentrări masive de cutremure de mare adâncime, de până la 680 km, pot fi observate în lanțurile de insule din oceanul Pacific și Caraibe de est.

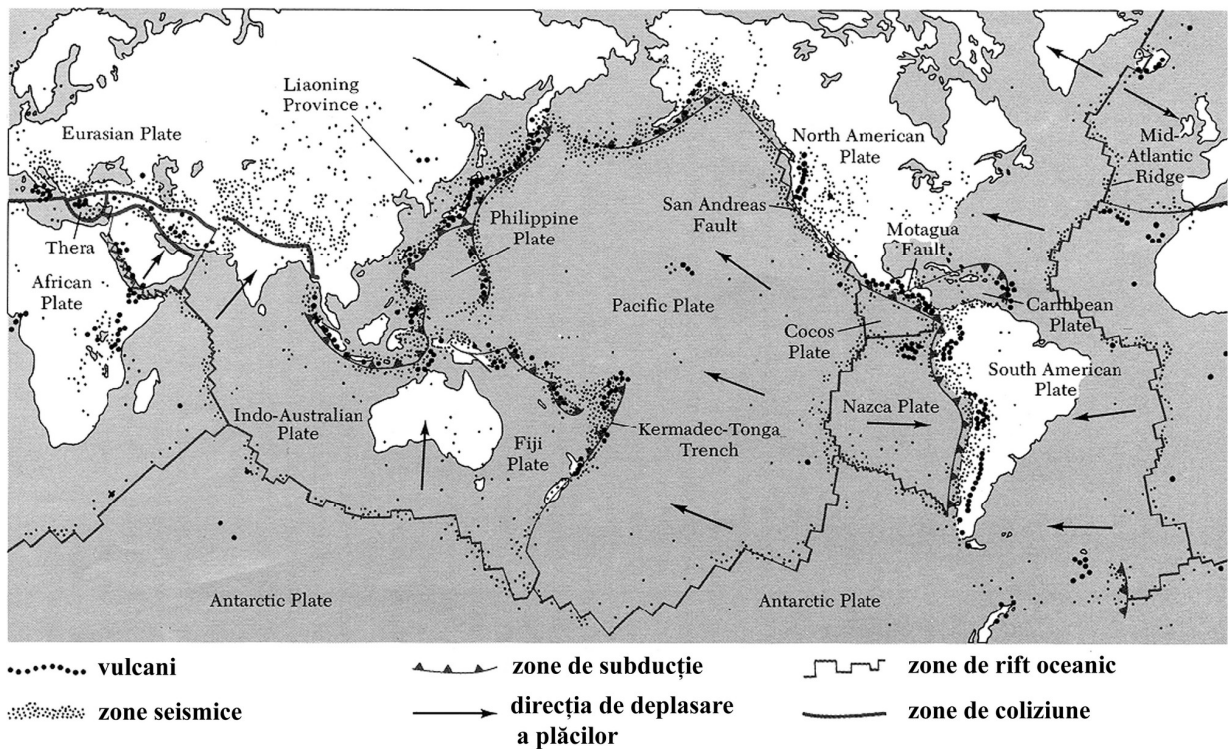


Figura 3.2. Distribuția mondială a cutremurelor (Bolt, 2001).

Undele seismice generate de un cutremur de pământ iau naștere undeva sub suprafața terenului, prin alunecarea bruscă a marginilor unei falii, prin care se eliberează energia de deformare acumulată în masivul de rocă. Cu toate că în cazul cutremurelor naturale sursa seismică este distribuită într-un volum de rocă, este convenabilă considerarea simplificată a sursei seismice ca fiind un punct în care iau naștere undele seismice. Acest punct poartă denumirea de *focar* sau *hipocentru*. Proiecția hipocentrului pe suprafața terenului se numește *epicentru* (vezi Figura 3.3). Cu toate că multe focare se află la adâncimi mici, în unele regiuni acestea se situează la sute de kilometri adâncime. Într-un mod relativ arbitrar, cutremurele de pământ pot fi clasificate funcție de adâncimea hipocentrului în:

- Cutremure de suprafață, cu adâncimea hipocentrului mai mică de 70 km
- Cutremure intermediare, cu adâncimea hipocentrului cuprinsă între 70 și 300 km
- Cutremure de adâncime, cu adâncimea hipocentrului mai mare de 300 km

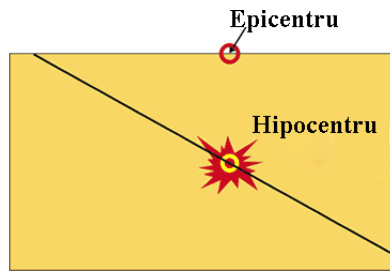


Figura 3.3. Definiția hipocentrelui și a epicentrelui unui cutremur de pământ, (după USGS, n.d.)

Cutremurele de suprafață au consecințele cele mai devastatoare, acestea contribuind la aproximativ 75% din energia seismică totală eliberată de cutremure la nivel mondial. Exemple de zone afectate de cutremure de suprafață sunt California (SUA), Turcia, Banat (România), etc. S-a arătat că majoritatea cutremurelor produse în partea centrală a Californiei au hipocentru în primii 5 km de la suprafață și că doar unele cutremure au focarele mai adânci, de maximum 15 kilometri.

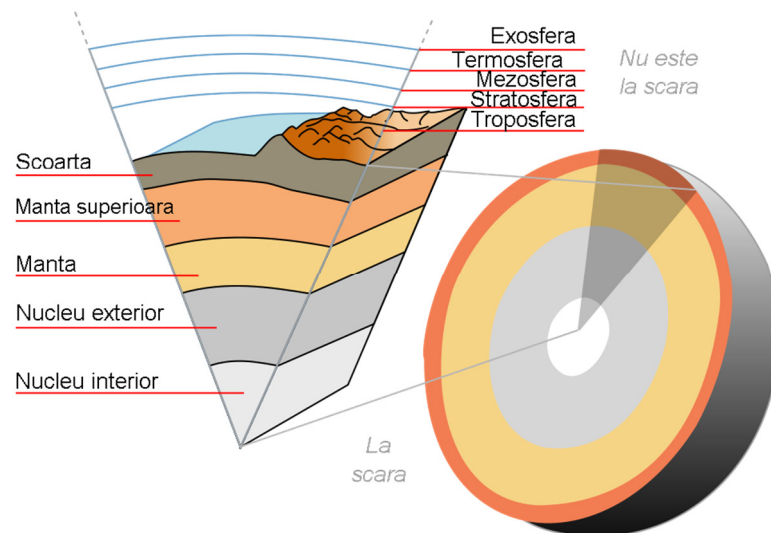
Majoritatea cutremurelor medii și puternice de suprafață sunt urmate de *post-șocuri*, care se pot produce la perioade cuprinse între câteva ore și câteva luni după șocul principal. Câteodată, post-șocurile sunt suficient de puternice pentru a crea distrugereri construcțiilor slăbite de cutremurul principal. Doar puține dintre cutremure sunt precedate de *ante-șocuri* provenind din zona hipocentrală, sugerându-se folosirea acestora pentru prezicerea șocurilor principale.

Regiunile afectate de cutremurele de pământ cu focare intermediare și de adâncime includ România (sursa subcrustală Vrancea), Marea Egee, Spania, Anzii din America de Sud, insulele Tonga, Samoa, Noile Hebride, Marea Japoniei, Indonezia și insulele Caraibe.

3.3. Cauzele cutremurelor

3.3.1. Cutremure tectonice

Majoritatea cutremurelor de pământ pot fi explicate coerent de teoria plăcilor tectonice. Conform acestei teorii, învelișul exterior al Pământului (denumit litosferă, vezi Figura 3.4) este format din câteva masive imense de rocă relativ stabile, denumite plăci tectonice. Principalele plăci tectonice sunt reprezentate în Figura 3.2 și Figura 3.5. Acestea au în medie o grosime de aproximativ 80 kilometri și sunt deplasate de mișcarea de convecție din manta, care la rândul său este creată de căldura generată în nucleu.



scoarță + manta superioară = litosferă

Figura 3.4. Structura internă a planetei Pământ (<http://en.wikipedia.org/>).

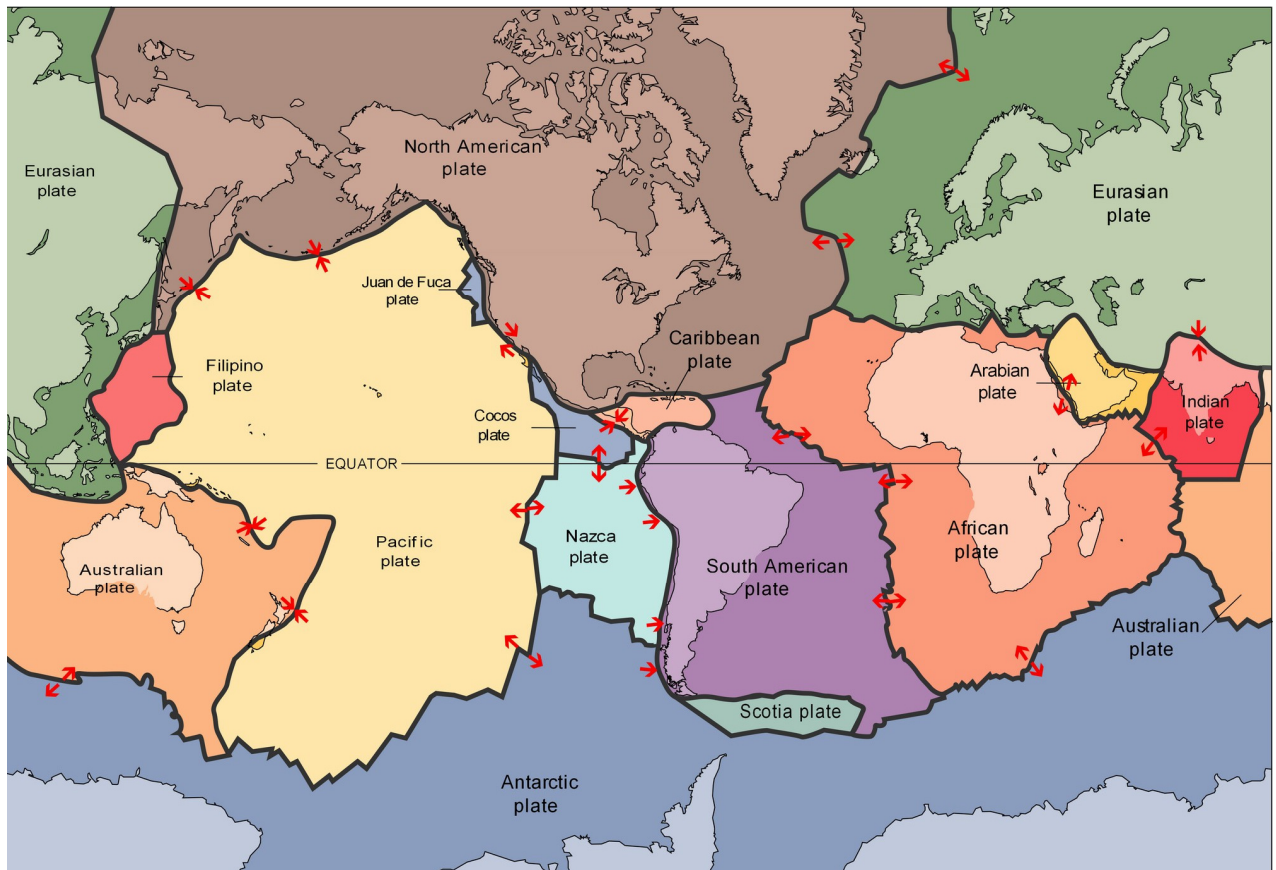


Figura 3.5. Principalele plăci tectonice, (<http://en.wikipedia.org/>)

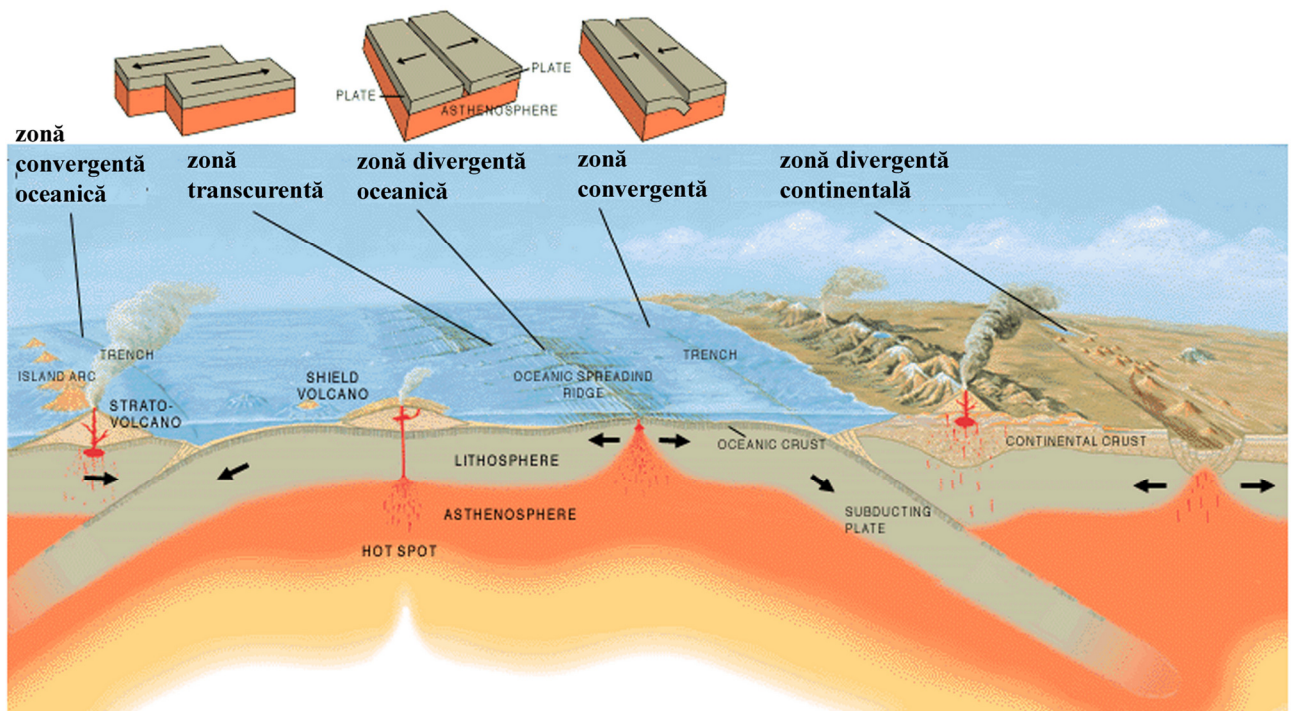


Figura 3.6. Schiță reprezentând zonele convergente, divergente și transcurrente ale plăcilor tectonice (USGS, n.d.)

Mișcarea relativă a plăcilor tectonice este responsabilă pentru o parte importantă a activității seismice mondiale. Coliziunea dintre plăcile litosferice, distrugerea marginilor plăcilor tectonice în zonele de *subducție* (zone convergente) la alunecarea unei plăci sub o altă placă, sau expansiunea în zona *rifurilor* oceanice (zone divergente) sunt toate mecanisme care produc tensiuni și fracturi semnificative în scoarța terestră. Multe cutremure majore se datorează alunecării de-a lungul faliilor *transcurrente* (vezi Figura 3.6).

Cutremurele generate la marginile active ale plăcilor tectonice poartă denumirea de *cutremure inter-placă*. Cele mai puternice cutremure de suprafață din Chile, Peru, Caraibele de Est, America Centrală, sudul Mexicului, California, Alaska de Sud, insulele Aleute și Kurile, Japonia, Taiwan, Filipine, Indonezia, Noua Zeelandă, centura Alpi - Caucaz - Himalaia sunt de tipul cutremurelor intra-placă. Viteza medie de deplasare a plăcilor tectonice este de 2-5 cm/an.

Pe lângă cutremurele generate la marginile active ale plăcilor tectonice, câteodată se produc cutremure devastatoare în interiorul plăcilor tectonice. Acestea din urmă poartă denumirea de *cutremure intra-placă*. Astfel de cutremure de pământ indică faptul că plăcile litosferice nu sunt indeformabile și că în interiorul acestora se pot produce fracturi. Exemple ale unor astfel de cutremure sunt cele din nord-estul Iranului, New Madrid (Missouri, SUA), Charleston (Carolina de Sud, SUA), nordul Chinei.

3.3.2. Alte cauze ale cutremurelor

Cu toate că activitatea tectonică este responsabilă pentru marea majoritate a cutremurelor de pământ, acestea pot fi generate și de terțe cauze. Printre acestea se numără:

- *Cutremurele de natură vulcanică*. Cei mai mulți vulcani sunt amplasați pe marginile active ale plăcilor tectonice. Există și vulcani intra-placă, cum sunt de exemplu vulcanii din insulele Hawaii. Cu toate acestea, majoritatea cutremurelor în zone vulcanice sunt de natură tectonică. Cutremurele de pământ de natură vulcanică sunt relativ rare și de mică intensitate, și pot fi produse de exploziile vulcanice, de mișcarea magmei, sau de prăbușirea magmei solidificate de pe coșul vulcanului pe vatra acestuia.
- *Exploziile*. Cutremurele de pământ pot fi produse de detonări subterane a unor dispozitive chimice sau nucleare. Exploziile nucleare subterane care au avut loc în trecut au generat cutremure de pământ cu magnitudini ajungând până la 6.
- *Cutremurele de prăbușire*. Această categorie de cutremure de pământ are intensități mici și se datorează prăbușirii tavanului unor mine și caverne. O altă modalitate de producere a acestor cutremure constă în desprindere explozivă a unor volume mari de rocă de pe pereții minelor din cauza tensiunilor acumulate. Astfel de cutremure au fost observate în Canada și Africa de Sud. Alunecările de teren masive pot cauza și ele cutremure minore.
- *Cutremurele induse de rezervoare de apă masive*. Au fost observate creșteri ale activității seismice în zone în care au fost construite baraje mari de apă. Calculele au demonstrat că tensiunile generate de încărcarea din apă sunt prea mici pentru a conduce la fractura rocii de bază. Cea mai plauzibilă explicație constă în faptul că roca din vecinătatea barajelor de apă se află deja într-o stare de tensiune, gata să alunece. Umplerea rezervorului cu apă fie duce la creșterea stării de tensiune și generează alunecarea, fie presiunea apei din fisuri micșorează rezistența faliei, fie au loc ambele fenomene.
- *Impactul cu corpuri extraterestre*. Unii meteoriți mai mari, care din cauza dimensiunilor nu se dezintegrează în atmosferă, ajungând să lovească suprafața terestră, pot genera cutremure locale.

3.4. Tipurile de falii

Observațiile în teren indică faptul că există schimbări bruște în structura rocilor. Aceste schimbări au loc la contactul (de-a lungul fisurii) dintre două blocuri tectonice diferite și poartă denumirea de *falii*. Acestea pot avea lungimi cuprinse între câțiva metri și sute de kilometri. Prezența faliilor arată că la un moment dat în trecut au avut loc deplasări relative ale structurilor geologice de-a lungul acestora. Aceste deplasări pot fi fie *lunecări lente*, care nu produc mișcări seismice, fie *ruperi bruște*, care produc cutremure de pământ. În majoritatea cazurilor lunecările produse de-a lungul faliilor nu ajung până la suprafața terenului și în consecință nu sunt vizibile. Alteori faliile se extind până la suprafața terenului, un exemplu în acest sens fiind reprezentat în Figura 3.7.

Faliile sunt clasificate în funcție de geometria acestora și de direcția de lunecare relativă. Principalele tipuri de falii sunt reprezentate în Figura 3.8. *Panta* unei falii este unghiul pe care îl creează suprafața faliei cu orizontala, iar *direcția* unei falii este direcția proiecției faliei pe suprafața terenului față de Nord. O *falie transcurrentă* implică deplasarea blocurilor de rocă paralel cu falia. Lunecarea la o *falie normală* are loc în plan vertical (paralel cu panta), placa superioară a faliei înclinată deplasându-se în jos față de placa inferioară (falierea produce o întindere a crustei). Lunecarea la o *falie inversă* are loc în plan vertical (paralel cu panta), placa superioară a faliei înclinată deplasându-se în sus față de placa inferioară (falierea produce scurtarea crustei). Faliile cel mai des întâlnite în natură sunt *faliile oblice*, care reprezintă o combinație de lunecări în plan orizontal și vertical.



Figura 3.7. Efectul unei falii transcurrente la suprafața terenului (USGS, n.d.)

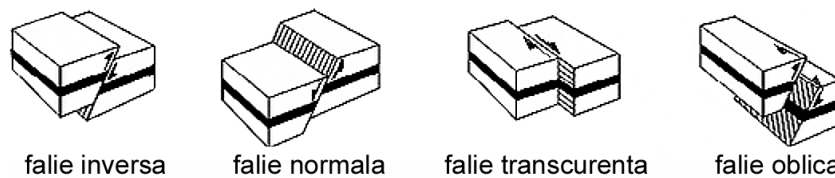


Figura 3.8. Tipuri de falii (Oros, 2002)

3.5. Undele seismice

Mișcarea seismică dintr-un amplasament dat se datorează diverselor tipuri de unde generate de lunecarea bruscă a plăcilor tectonice de-a lungul unei falii. Există două tipuri principale de unde seismice: unde de volum și unde de suprafață. Undele de volum se propagă prin interiorul pământului și pot fi de două tipuri: P și S. Undele de suprafață se propagă doar în apropierea suprafeței terenului, și pot fi de tip Rayleigh și Love. Undele de suprafață rezultă din interacțiunea undelor de volum cu suprafața terenului.

Cele patru tipuri de unde seismice sunt discutate pe scurt în cele ce urmează (vezi Figura 3.9):

- Undele P (de volum). Undele P sunt cunoscute și ca unde primare, de compresiune sau longitudinale. Sunt unde seismice care generează o serie de comprimări și dilatări ale materialului prin care se propagă. Undele P au viteza cea mai mare și sunt primele care ajung într-un amplasament dat. Acest tip de unde se poate propaga atât prin solide, cât și prin lichide. Deoarece terenul și rocile rezistă relativ bine la ciclurile de compresiune-întindere, de obicei impactul undelor P asupra mișcării seismice dintr-un amplasament este cel mai mic.
- Undele S (de volum). Undele S sunt cunoscute ca și unde secundare, de forfecare, sau transversale. Undele S generează deformații de forfecare în materialul prin care se propagă. Aceste unde se pot propaga doar prin materiale solide. Viteza de propagare a undelor S este mai mică decât a undelor P, în schimb efectul undelor asupra mișcării seismice dintr-un amplasament este cel mai mare.
- Undele Rayleigh (de suprafață). Acest tip de unde este similar undelor create de o piatră aruncată într-un vas cu apă. Mișcarea particulelor are loc într-un plan vertical.
- Undele Love (de suprafață). Acest tip de unde sunt similare undelor S, fiind unde transversale care se propagă la suprafața terenului, mișcarea particulelor terenului având loc în plan orizontal.

3. Noțiuni de seismologie ingierească

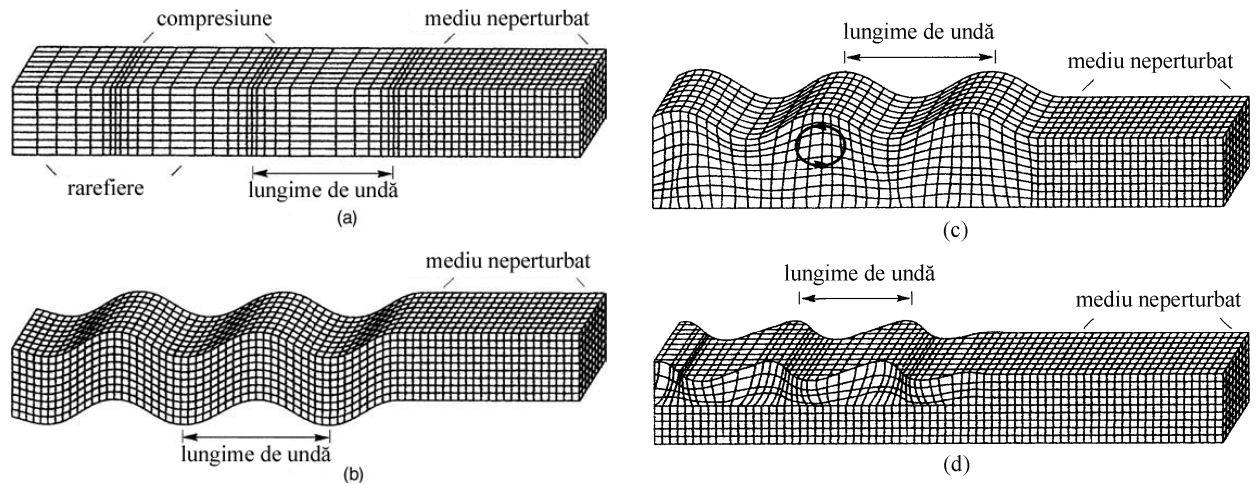


Figura 3.9. Reprezentarea schematică a undelor seismice de volum – P (a) și S (b), și a celor de suprafață – Rayleigh (c) și Love (d), Bolt, (2004).

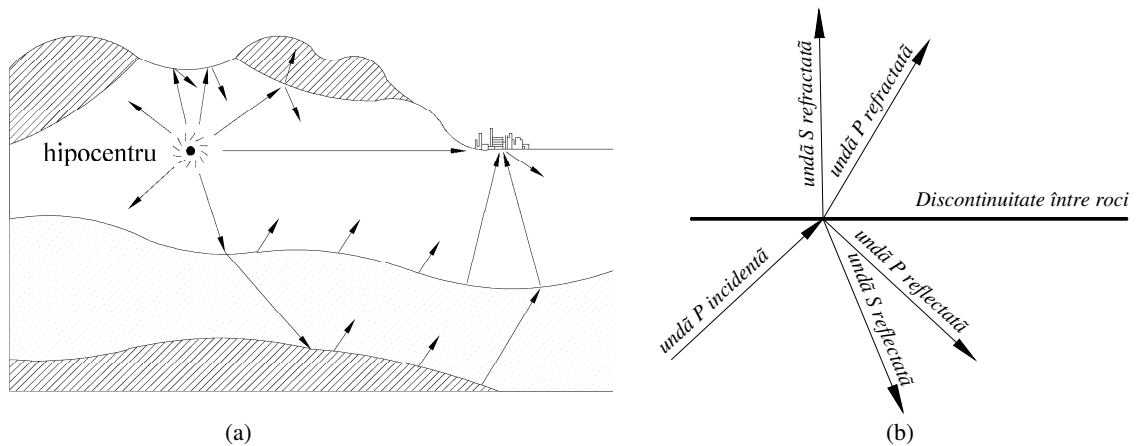


Figura 3.10. Reflectarea, refracția și transformarea undelor seismice (Bolt, 2001).

Propagarea undelor P și S prin scoarța terestră este însoțită de reflexii și refracții multiple la interfața dintre roci de diferite tipuri (vezi Figura 3.10a). În plus, la fiecare interfață, are loc o transformare a undelor dintr-un tip în altul (vezi Figura 3.10b). Din punctul de vedere al unui inginer constructor, nu este foarte importantă distincția între cele patru tipuri de unde, ci efectul global al acestora, în termeni de intensitate a mișcării seismice într-un amplasament. Cu toate acestea, trebuie să se recunoască faptul că mișcarea seismică într-un amplasament este afectată în cea mai mare măsură de undele S, iar în unele cazuri și de undele de suprafață.

3.6. Efectele cutremurelor

Avariile și distrugerile care pot fi cauzate de cutremure construcțiilor ingierești se datorează câtorva efecte ale seismelor, dintre care amintim:

- forțele de inerție induse în structură datorită mișcării seismice;
- incendiile cauzate de cutremurele de pământ;
- modificarea proprietăților fizice ale terenului de fundare (consolidări, tasări, lichefierii);
- deplasarea directă a faliei la nivelul terenului;
- alunecări de teren;
- schimbarea topografiei terenului;
- valuri induse de cutremure, cum ar fi cele oceanice (tsunami) sau cele din bazine și lacuri ("seîșe").

(a) sursa: <http://nisee.berkeley.edu/>(b) sursa: <http://www.ngdc.noaa.gov/>

Figura 3.11. Prăbușirea parțială a unei structuri din b.a. în București, cutremurul vrâncean din 4 martie 1977 (a); Distrugerea parțială a parterului unei clădiri de birouri în timpul cutremurului din 16 ianuarie 1995 de la Kobe, Japonia (b).

Dintre efectele cutremurelor de pământ amintite mai sus, distrugerile cele mai semnificative și cele mai răspândite se datorează vibrațiilor induse în construcțiile ingineresti de mișcarea seismică (vezi Figura 3.11). Reducerea acestui hazard seismic face obiectul cursului de inginerie seismică.

Incendiile care se pot declanșa ca urmare a unui cutremur reprezintă un pericol major. Astfel, în timpul cutremurului din 1906 de la San Francisco, doar 20% din pierderile totale s-au datorat distrugerilor directe din cauza mișcării seismice, restul de 80% fiind cauzate de incendiile care au devastat orașul timp de trei zile și care au mistuit o suprafață de 12 km² și 521 de blocuri din centrul orașului.



(a)

(b) <http://www.rekihaku.ac.jp/>

Figura 3.12. Incendii care au urmat cutremurului din 1906 din San Francisco (a) și marelui cutremur Kanto din 1923 (b).

Distrugerile datorate comportării terenului de fundare au creat mari probleme în timpul cutremurelor din trecut. Un exemplu clasic este cazul cutremurului din Niigata din 1964 (vezi Figura 3.13a), nivelul pierderilor suferite în timpul acestuia fiind disproporționat în raport cu intensitatea mișcării seismice (o accelerație maximă a terenului de 0.16 g). Dezvoltarea orașului a impus folosirea unor terenuri proaste din fosta albie a râului Shinano. Ca urmare a mișcării seismice, multe clădiri s-au înclinat sau răsturnat ca urmare a lichefierii terenului de fundare. Un număr de 3018 clădiri au fost distruse și 9750 au suferit degradări medii până la severe în prefectura Niigata, majoritatea datorându-se tasărilor inegale și fisurilor apărute în terenul de fundare.

3. Noțiuni de seismologie inginerască

Deplasările directe ale faliei la nivelul terenului sunt, probabil, cele mai cutremurătoare la nivel social. Deși în trecut au fost observate distrugereri datorită deplasărilor directe ale faliei la nivelul terenului (vezi Figura 3.13b), acest fenomen este întâlnit relativ rar, iar distrugerile și suprafața afectată sunt minore în comparație cu cele datorate vibrațiilor induse în construcții de mișcarea seismică.

Alunecările de teren induse de cutremure (vezi Figura 3.14a), cu toate că reprezintă un pericol major, nu se produc foarte frecvent.



(a) sursa: <http://nisee.berkeley.edu/>



(b) sursa: <http://www.eas.slu.edu/>

Figura 3.13. Răsturnarea unor blocuri de locuit la Kawagishi-Cho, Niigata, ca urmare a lichefierii terenului în timpul cutremurului din 1964 (a); șine de tramvai îndoite ca urmare a deplasărilor terenului produse în timpul cutremurului din 1906 de la San Francisco (b).



(a) sursa: USGS



(b) <http://www.ngdc.noaa.gov/>

Figura 3.14. Alunecări de teren în La Conchita, California, 1995 (a); Partea de sud-est a golfului Izmit, inundat ca urmare a subsidenței în timpul cutremurului din 17 august 1999 din Izmit, Turcia.

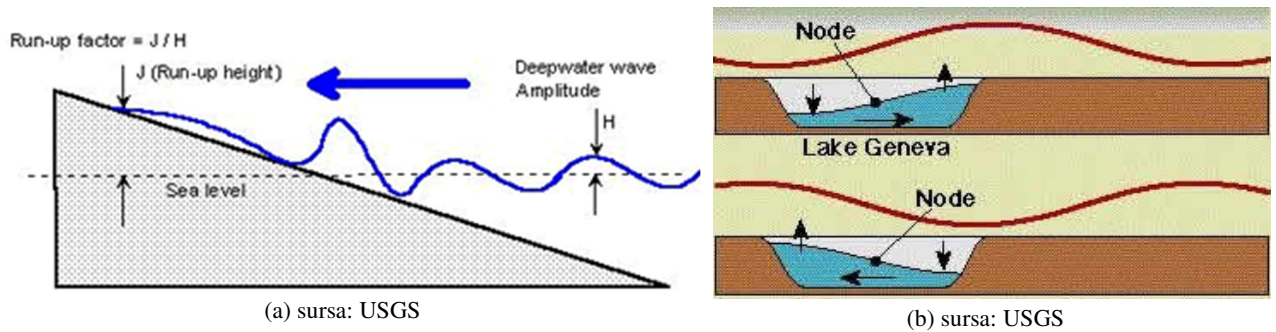


Figura 3.15. Reprezentarea schematică a efectului unui tsunami (a) și seișe (b).

Schimbările topografice datorate cutremurelor nu duc în mod direct la pierderi de vieți omenești. Cea mai importantă consecință a unor asemenea modificări o reprezintă distrugerile pe care le pot suferi structuri cum sunt podurile și barajele. În anumite cazuri pot avea loc inundații ale terenului, ca urmare a subsidenței unor terenuri aflate pe malul unor ape (vezi Figura 3.14b).

Tsunami sunt valuri oceanice generate de cutremurele de pământ subacvatice și care pot crea distrugerii însemnate în localitățile de coastă (vezi Figura 3.15a). Oceanul Pacific este deseori scena unor astfel de evenimente. Pentru ca un cutremur să genereze un tsunami, acesta trebuie să fie asociat unei falii inverse sau normale, în timp ce faliile transcurrente nu produc fenomene de acest gen. La 15 iunie 1896 regiunea Honshu din Japonia a fost devastată de un tsunami cu o înălțime vizuală a valului de 20 metri și care a înecat în jur de 26000 oameni. Timpul de propagare a unui tsunami de la coastele Chile până la insulele Hawaii este de 10 ore, iar din Chile până în Japonia de 20 ore. Astfel, schema de prevenire a pierderilor omenești în Pacific din cauza tsunami o reprezintă un sistem de monitorizare și alertare compus din câteva zeci de stații amplasate în oceanul Pacific. Pe lângă acest sistem, hazardul valurilor uriașe poate fi redus prin construcții costiere specifice și evitarea amplasării construcțiilor în zonele joase de pe coastă.

Fenomenul "seișe" (vezi Figura 3.15b) reprezintă revărsarea apei peste marginile unui bazin sau malurile unui lac în urma mișcării produse de un cutremur de pământ.

3.7. Intensitatea și magnitudinea

Analiza științifică a cutremurelor necesită o cuantificare a acestora. Înainte de apariția aparatelor seismice moderne, efectele cutremurelor de pământ erau estimate calitativ prin intermediul *intensității* distrugerilor cauzate de acestea, care diferă de la un amplasament la altul. Cu apariția și utilizarea seismometrelor a devenit posibilă definirea *magnitudinii*, un parametru unic pentru un eveniment seismic, care măsoară cantitatea de energie eliberată de un cutremur. Cele două modalități de măsurare a cutremurelor rămân cele mai utilizate în ziua de astăzi, fiecare având câteva scări alternative.

3.7.1. Intensitatea seismică

Intensitatea seismică reprezintă cea mai veche măsură a cutremurelor. Aceasta se bazează pe observații calitative ale efectelor unui cutremur într-un amplasament dat, cum ar fi degradările construcțiilor și reacția oamenilor la cutremur. Deoarece scările de intensitate seismică nu depind de instrumente, aceasta poate fi determinată chiar și pentru cutremure istorice.

Prima scară a intensității seismice a fost dezvoltată de Rossi (Italia) și Forel (Elveția) în 1880, cu valori ale intensității seismice între I și X. O scară mai exactă a fost inventată de vulcanologul și seismologul italian Mercalli în 1902, având valori ale intensității cuprinse între I și XII. Scările de intensitate seismică cele mai utilizate astăzi sunt Mercalli modificată (MMI), Rossi-Forel (R-F), Medvedev-Sponheur-Karnik (MSK-64), Scara Macro seismică Europeană (EMS-98) și scara agenției meteorologice japoneze (JMA). În România se utilizează scara EMS-98 (descrisă în Tabelul 3.1), iar zonarea intensității seismice a României conform SR 11100/1 din 1993 este prezentată în Figura 3.16. Pe lângă exprimarea calitativă a intensității seismice în grade, aceasta se poate exprima și prin măsuri ingineresti cantitative, cum ar fi accelerația de vârf a terenului.

Tabelul 3.1. Scara intensității seismice EMS-98

Grad	Definiție	Descrierea efectelor tipice
I.	Imperceptibil	Nu este resimțit de persoane.
II.	Abia simțit	Vibrațiile sunt simțite doar de unele persoane care se află în stare de repaos în case, în special la etajele superioare.
III.	Slab	Vibrațiile sunt slabe și sunt simțite de puține persoane care se află în case. Persoanele în stare de repaos simt o clătinare sau un tremur ușor. Vibrații notabile ale mai multor obiecte.
IV.	Observat în mare măsură	Cutremurul este simțite de multe persoane care se află în case și de puține aflate la exterior. Puține persoane care dorm se trezesc. Nivelul vibrațiilor este posibil înfricoșător. Geamurile, ușile, farfuriile zornăie. Obiectele atârinate se leagănă. Clădirile nu sunt avariate. Vasele și paharele se ciocnesc.
V.	Puternic	Cutremurul este simțite de majoritatea persoanelor care se află în case și de multe aflate la exterior. Multe persoane care dorm se trezesc. Unii fug afară. Clădirile vibrează. Majoritatea obiectelor se leagănă puternic. Vibrația este puternică. Obiectele mai grele în partea superioară se răstoarnă. Ușile și geamurile se închid și se deschid.
VI.	Avarii ușoare	Cutremurul este simțite de toți cei aflați în case și de majoritatea celor aflați afară din casă. Multe persoane aflate la interior sunt speriate și fug afară. Obiectele de pe pereți cad. Avarierea superficială a clădirilor; de exemplu fisuri fine în tencuială și desprinderea unor bucăți de tencuiala.
VII.	Avarii	Majoritatea persoanelor sunt speriate și fug afară din casă. Mobila se deplasează și multe obiecte cad de pe rafturi. Pereții fisurează, Clădirile suferă avarii minore și moderate. Pereții fisurează, iar coșurile de fum se dărâmă parțial.
VIII.	Avarii puternice	Mobila se răstoarnă. Multe către majoritatea clădirilor suferă avarii: coșurile de fum se dărâmă; în pereți apar fisuri mari, iar câteva clădiri se pot dărâma parțial. Se simte de către persoanele din vehicule aflate în mișcare.
IX.	Distructiv	Monumentele și coloanele cad sau se răsucesc pe soclu. Multe clădiri obișnuite se dărâmă parțial, iar câteva se dărâmă complet. Geamurile se sparg.
X.	Puternic distructiv	Multe clădiri se dărâmă. Apar crăpături în sol și se produc alunecări de teren.
XI.	Devastator	Majoritatea clădirilor se dărâmă.
XII.	Catastrofal	Toate construcțiile sunt distruse. Apar modificări ale terenului.

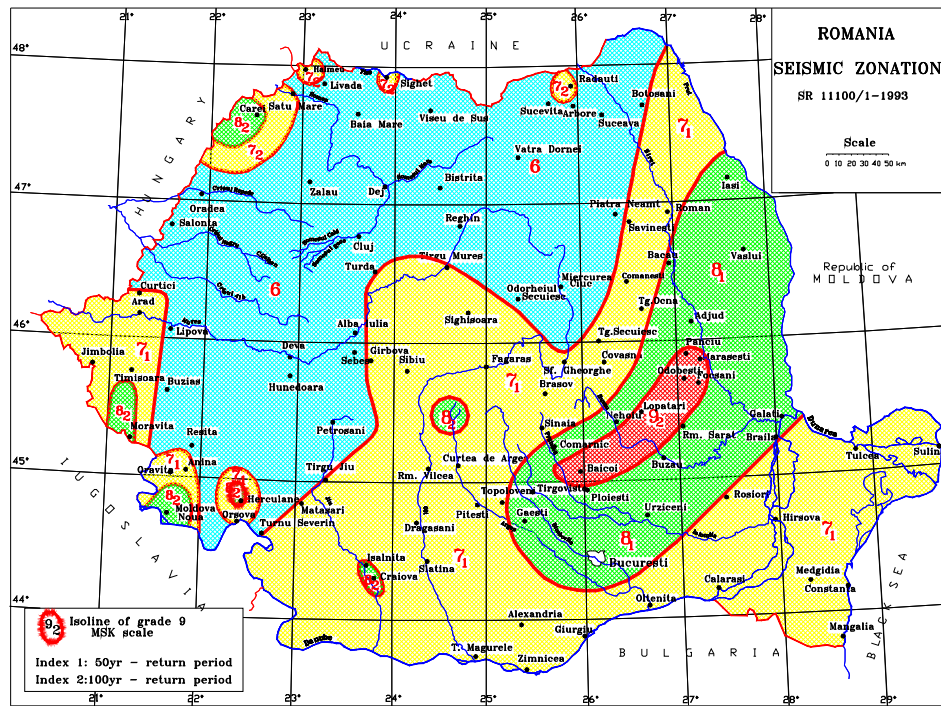


Figura 3.16. Zonarea seismică a României conform SR 11100/1 din 1993 (Lungu et al., 2001).

3.7.2. Magnitudinea

Magnitudinea este o măsură a energiei eliberate de un cutremur, fiind o valoare unică pentru un eveniment seismic, spre deosebire de intensitate, care are valori diferite funcție de distanța față de epicentru și condițiile locale de amplasament. Magnitudinea se bazează pe măsurători instrumentate și astfel nu prezintă gradul de subiectivism pe care îl are intensitatea seismică.

O măsură strict cantitativă a cutremurelor a fost introdusă de Wadati în 1931 în Japonia și dezvoltată în 1935 de Charles Richter în California, SUA. Richter a definit *magnitudinea locală* M_L a unui cutremur ca fiind logaritmul cu baza zece a amplitudinii în microni (10^{-3} mm) A înregistrată cu un seismograf Wood-Anderson amplasat la o distanță de 100 km de epicentru:

$$M_L = \log A - \log A_0 \quad (3.1)$$

$\log A_0$ este o valoare standard funcție de distanță, pentru instrumente aflate la alte distanțe decât 100 km, dar nu mai departe de 600 km de epicentru. Relația (3.1) implică creșterea de zece ori a amplitudinii deplasărilor înregistrate de seismograf la creșterea magnitudinii cu o unitate. Pentru aceeași creștere a magnitudinii cu o unitate, cantitatea de energie seismică eliberată de un cutremur crește de aproximativ 30 de ori.

Scara de magnitudini locale (M_L) a fost definită pentru cutremurele de suprafață din California de sud, fiind valabilă pentru distanțe epicentrale mai mici de 600 km. Ulterior au fost dezvoltate alte scări de magnitudini, descrise pe scurt în continuare.

Magnitudinea undelor de suprafață (M_S). Undele de suprafață cu o perioadă de aproximativ 20 secunde domină adeseori înregistrările seismografice ale cutremurelor îndepărtate (distanțe epicentrale mai mari de 2000 km). Pentru cuantificarea acestor cutremure, Gutenberg a definit scara de magnitudini a undelor de suprafață, care măsoară amplitudinea undelor de suprafață cu perioada de 20 secunde.

Magnitudinea undelor de volum (m_b). Cutremurele de adâncime sunt caracterizate de unde de suprafață nesemnificative. De aceea, pentru acest tip de cutremure, magnitudinea m_b se determină pe baza amplitudinii undelor P, care nu sunt afectate de adâncimea hipocentrului.

Magnitudinea moment (M_W). Magnitudinile M_L , (m_b și, într-o măsură mai mică, M_S întâmpină dificultăți în distingerea între cutremurele foarte puternice. Ca urmare a acestui fapt, a fost dezvoltată magnitudinea moment M_W , care depinde de momentul seismic M_0 , aflat în relație directă cu dimensiunea sursei seismice:

$$M_W = (\log M_0)/1.5 - 10.7 \quad (3.2)$$

unde M_0 este momentul seismic în dyn-cm.

Fenomenul de saturație se referă la subestimarea energiei cutremurelor puternice și este caracteristic magnitudinilor M_L , m_b și într-o măsură mai mică M_S . Magnitudinea moment M_W nu suferă de acest dezavantaj și de aceea este preferată în prezent de seismologi.

3.8. Înregistrarea mișcării seismice

Un *seismograf* este un instrument care măsoară mișcarea suprafeței terenului din cauza undelor generate de un cutremur de pământ, funcție de timp. În Figura 3.17a este prezentat schematic principiul de funcționare a unui seismograf. *Seismograma*, reprezentând înregistrarea efectuată cu ajutorul seismografului oferă informații despre natura cutremurului de pământ.

Conceptual, un seismograf este alcătuit dintr-un pendul sau o masă atașată unui resort elastic. În timpul unui cutremur, rola de hârtie fixată de baza seismografului se mișcă odată cu terenul în timp ce pendulul împreună cu stiloul atașat acestuia rămân mai mult sau mai puțin în repaus, datorită forțelor de inerție, înregistrând mișcarea seismică. După încetarea mișcării seismice pendulul va tinde să ajungă în echilibru, efectuând înregistrări false ale mișcării. De aceea este necesar un mecanism de amortizare.

Instrumentele moderne de înregistrare a mișcării seismice se numesc generic *seismometre*. Cele mai uzuale instrumente sunt *accelerometrele* (Figura 3.17b), care înregistrează digital accelerația terenului, cea mai utilă în ingineria seismică. Un astfel de instrument are de obicei trei senzori: doi pentru înregistrarea componentelor orizontale (nord-sud și est-vest), și un al treilea pentru componenta verticală a mișcării seismice. Accelerația este uzual exprimată în cm/s^2 , fie este raportată la accelerația gravitațională $g = 981 cm/s^2$. Valorile vitezei și cele ale deplasării terenului în urma unei mișcări seismice se pot obține ulterior prin integrarea accelerației. Cu titlu de exemplu, Figura 3.18 prezintă înregistrări pentru componentele nord-sud ale accelerației, vitezei și deplasării efectuate la stația INCERC-București în timpul cutremurului din 04 martie 1977 din Vrancea. Valoarea maximă a accelerației înregistrate este uzual denumită *valoarea de vârf a accelerației terenului*. Pentru componenta nord-sud a mișcării seismice menționate anterior aceasta are o valoare absolută de $1.95 m/s^2$.

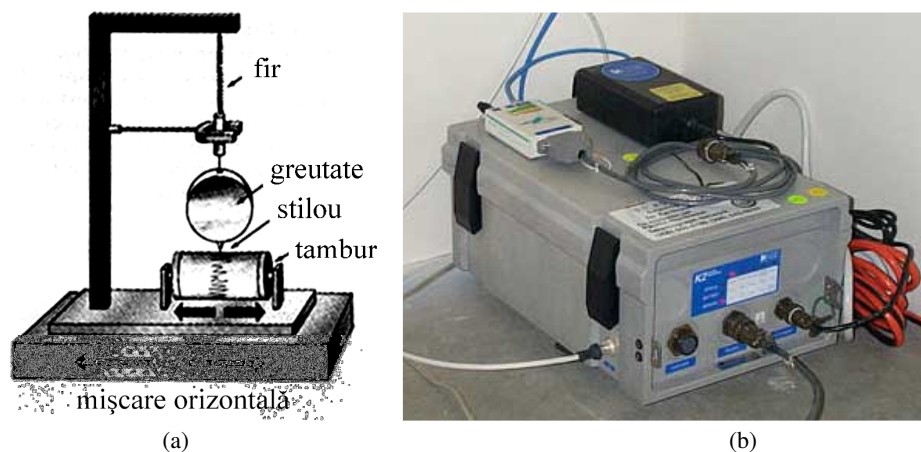


Figura 3.17. Conceptul unui seismograf (a) și un accelerometru modern (b).

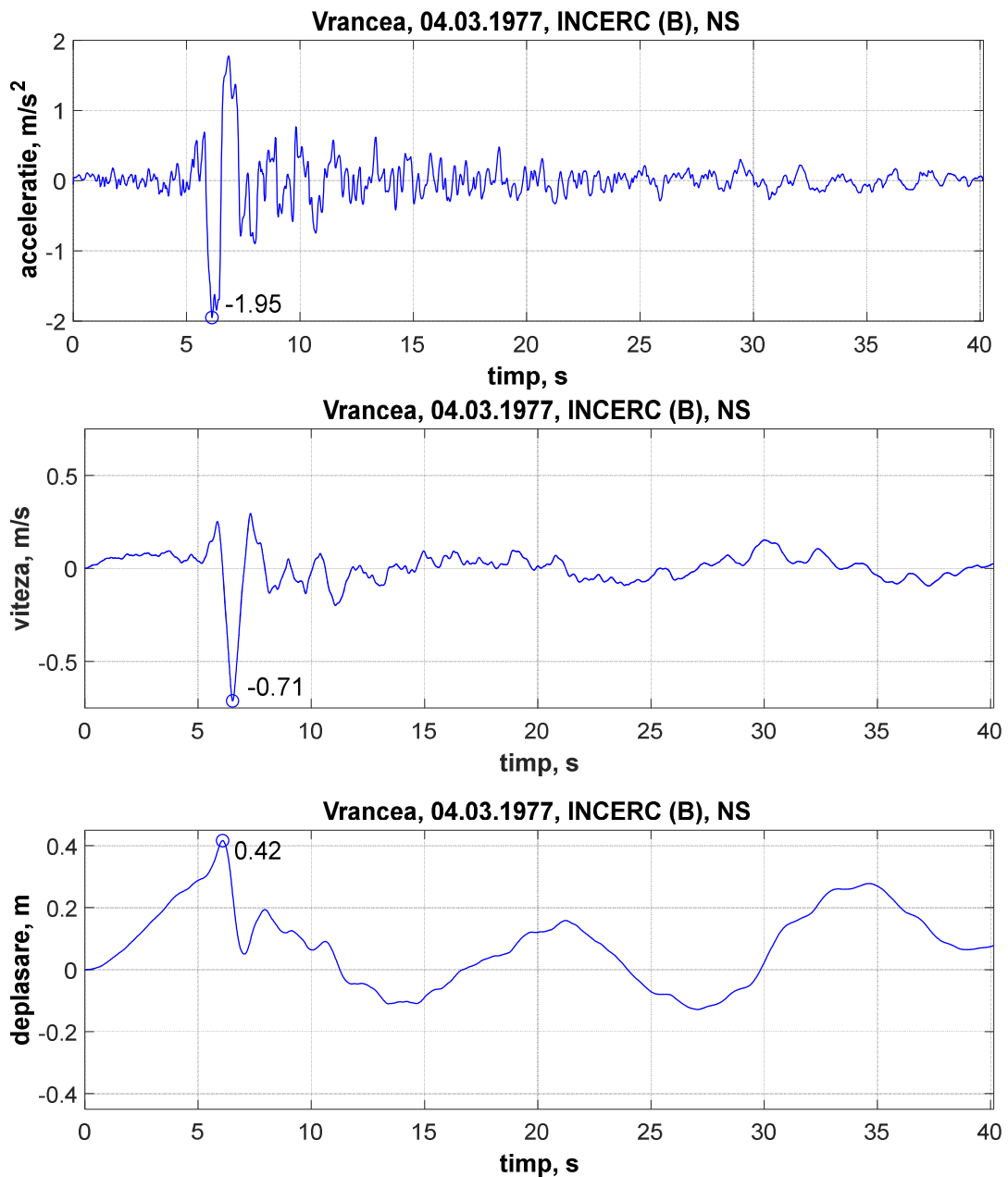


Figura 3.18. Înregistrări pentru componentele nord-sud ale accelerației, vitezei și deplasării efectuate la stația INCERC-București în timpul cutremurului din 04 martie 1977 din Vrancea.

3.9. Seismicitatea României

Hazardul seismic din România este datorat contribuției a doi factori: (i) contribuția majoră a zonei seismice subcrustale Vrancea și (ii) alte contribuții provenind din zone seismogene de suprafață, distribuite pe întreg teritoriul țării, vezi Figura 3.19 (Lungu et al, 2003).

Zona seismogenă Vrancea este situată la curbura Carpaților, având, conform datelor din acest secol, un volum relativ redus: adâncimea focarelor între 60 și 170 km și suprafața epicentrală de cca. 40x80 km². Sursa Vrancea este capabilă să producă mari distrugerii în peste 2/3 din teritoriul României și în primul rând în București. Astfel, în urma cutremurului din 4 martie 1977 s-au înregistrat pagube de 1.4 Miliarde USD numai în capitală, din totalul de peste 2 miliarde USD în România. Cutremurul vrâncean cel mai puternic este considerat a fi cel din 26 octombrie 1802, magnitudinea Gutenberg-Richter apreciată de diferiți autori pentru acest cutremur situându-se între 7.5 și 7.7. Cutremurul vrâncean cu cea mai mare magnitudine din acest secol a fost cel din 10 Noiembrie 1940 având magnitudinea Gutenberg-Richter $M=7.4$ și adâncimea de 140-150 km. Cutremurul vrâncean cu cele mai distrugătoare efecte asupra construcțiilor și primul cutremur puternic pentru care s-a

3. Noțiuni de seismologie inginerască

obținut o accelerogramă înregistrată în România a fost cel din 4 Martie 1977: magnitudinea Gutenberg-Richter $M=7.2$, adâncimea focarului $h=109$ km, distanța epicentrală față de București 105 km. În București acest cutremur a cauzat peste 1400 pierderi de vieți omenești și prăbușirea a 23 construcții înalte din beton armat și a 6 clădiri multietajate din zidărie, realizate înainte de cel de al doilea război mondial, precum și a 3 clădiri înalte din beton armat construite în anii '60 - '70.

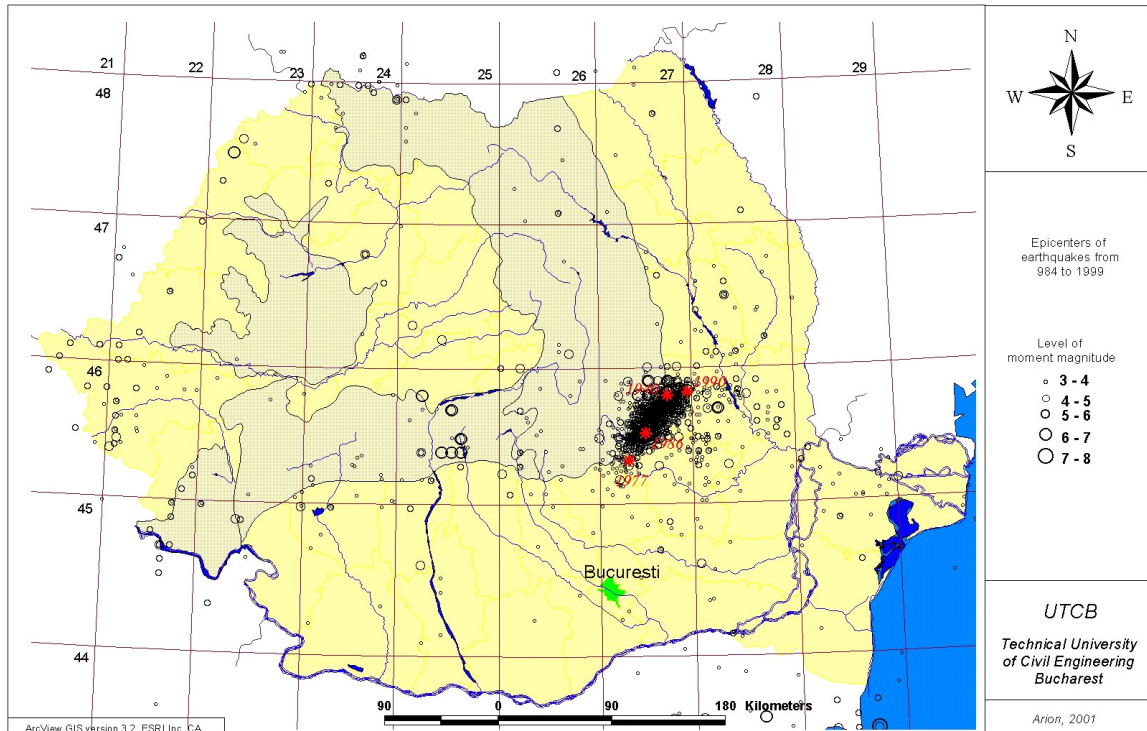


Figura 3.19. Epicentrele cutremurelor ce au avut loc în România în perioada 1984 – 1999 (Lungu et al., 2003).

Banatul este o regiune caracterizată de cutremure locale, de mică adâncime (în jur de 10 km), ale căror focare se grupează în două regiuni distincte. O regiune o constituie partea de SE a Banatului (Moldova Nouă), iar o alta – împrejurimile orașului Timișoara (I. Atanasiu, "Cutremurele de pământ din România", 1959). Magnitudinea cutremurelor bănățene din ultimii 200 de ani nu a depășit valori de 5.6-5.8. Cu toate că aceasta este relativ redusă, datorită adâncimii mici a focarului, cutremurele bănățene au fost deseori caracterizate de intensități epicentrale ridicate, provocând pagube însemnate în zone restrânse din apropierea epicentrului. Deseori cutremurele locale din Banat se produc în serii, pe durata a câteva luni. Cel mai puternic cutremur bănățean din sursa Moldova Nouă în secolul XX a fost cutremurul din 18 Iulie 1991, $M=5.6$, $h = 12$ km, iar din sursa Timișoara a fost cutremurul din 12 Iulie 1991, $M=5.7$, $h = 11$ km.

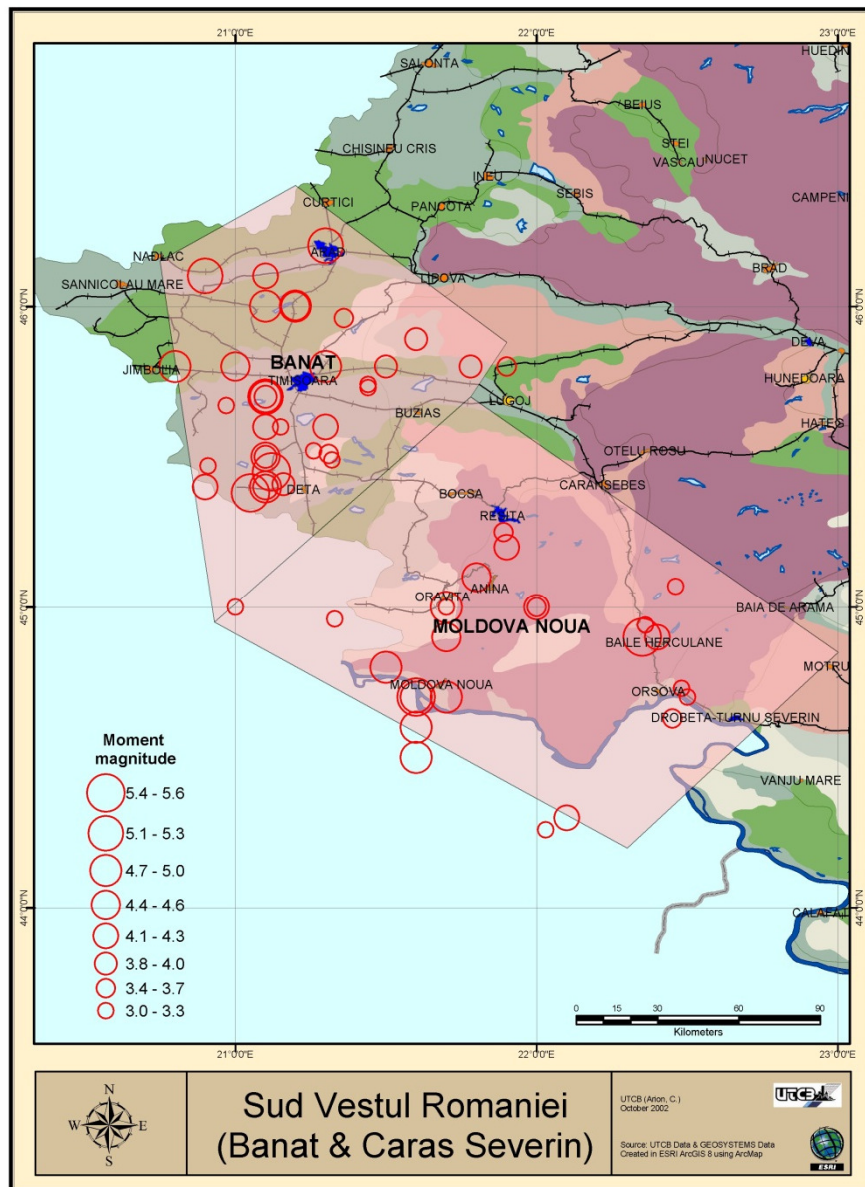


Figura 3.20. Poziționarea geografică a epicentrelor cutremurelor bănățene în perioada 1794-2001 (Lungu et al, 2003).

4. Răspunsul seismic al sistemelor cu un singur grad de libertate dinamică

4.1. Mișcarea seismică

Reprezentarea cea mai uzuală a mișcării seismice în aplicațiile inginerești folosește variația în timp a accelerației terenului $\ddot{u}_g(t)$ și se numește accelerogramă. Dacă se cunosc proprietățile unui sistem SGLD (masa m , rigiditatea k și coeficientul de amortizare c), precum și cele ale mișcării seismice (înregistrarea accelerației terenului $\ddot{u}_g(t)$), se poate determina deplasarea relativă $u(t)$, viteza relativă $\dot{u}(t)$ și accelerația relativă $\ddot{u}(t)$ a sistemului SGLD, rezolvând ecuația de mișcare:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = -m\ddot{u}_g \quad (4.1)$$

Înregistrarea mișcării seismice se face cu ajutorul accelerometrelor, fiecare înregistrare conținând trei componente (două orizontale și una verticală). În cele mai multe cazuri mișcarea seismică înregistrată cu ajutorul accelerometrelor se presupune a fi independentă de răspunsul structurii. Această ipoteză este valabilă numai pentru terenuri rigide. În cazul unor terenuri flexibile, mișcarea seismică poate fi afectată de interacțiunea teren-structură. Din același motiv (eliminarea influenței structurii asupra mișcării seismice), accelerometrele folosite pentru înregistrarea și caracterizarea mișcării seismice trebuie să fie amplasate în câmp liber, la o distanță rezonabilă de construcțiile existente.

În Figura 4.1 sunt prezentate câteva accelerograme ale unor evenimente seismice, la aceeași scară a timpului și accelerației. Se pot observa diferențe semnificative ale amplitudinii, duratei și aspectului general al accelerogramelor.

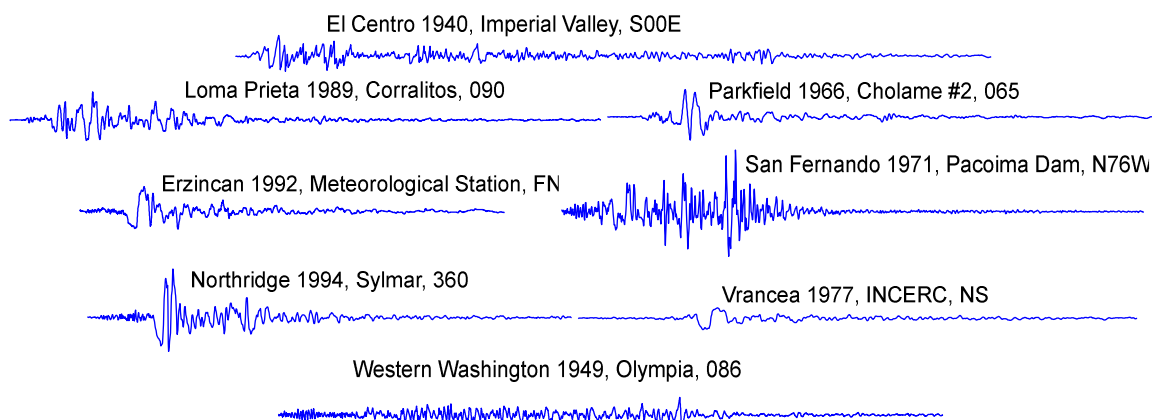


Figura 4.1. Câteva accelerograme ale unor cutremure (după Chopra, 2001).

Accelerogramele sunt definite de valori numerice înregistrate la intervale de timp discrete. În cele mai multe cazuri acest interval este de 0.02 sau 0.01 secunde.

În Figura 4.2 este prezentată accelerograma componentei nord-sud a înregistrării seismice de la El Centro, California, obținută în timpul cutremurului Imperial Valley din 18 mai 1940. Variațiile în timp a vitezei și deplasării terenului au fost obținute prin integrarea accelerației.

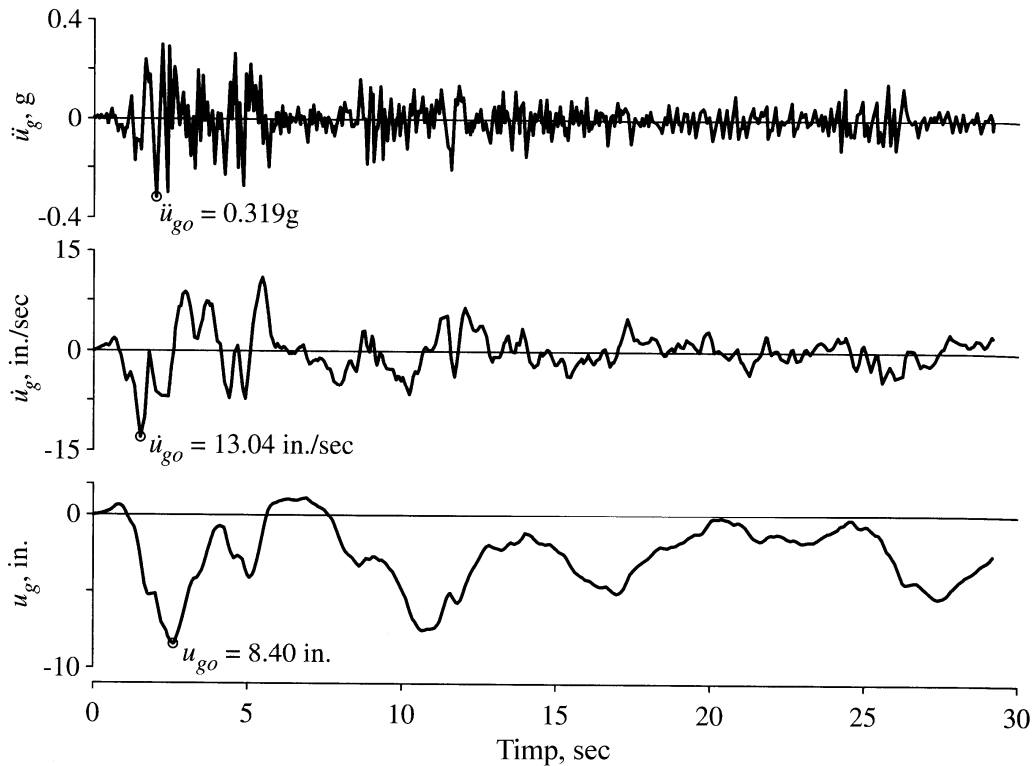


Figura 4.2. Componenta nord-sud a înregistrării seismice de la El Centro, California, obținută în timpul cutremurului Imperial Valley din 18 mai 1940 (Chopra, 2001).

4.2. Determinarea răspunsului seismic

Împărțind ecuația (4.1) cu m se obține:

$$\ddot{u} + 2\xi\omega_n\dot{u} + \omega_n^2u = -\ddot{u}_g \quad (4.2)$$

De aici reiese că deplasarea unui sistem SGLD sub acțiunea mișcării seismice depinde doar de pulsația proprie de vibrație ω_n (sau de perioada proprie de vibrație T_n) și de fracțiunea din amortizarea critică ξ , și se poate scrie $u \equiv u(t, T_n, \xi)$. Astfel, oricare două sisteme SGLD cu aceleași valori T_n și ξ vor avea același răspuns în deplasare, chiar dacă acestea au mase și rigidități diferite.

Deoarece înregistrările seismice sunt definite la intervale de timp discrete și sunt foarte neregulate, acestea nu pot fi exprimate analitic. De aceea, rezolvarea ecuației de mișcare se face prin metode numerice (metoda diferențelor centrale, metoda Newmark, etc.).

În Figura 4.3a este prezentat răspunsul în deplasare a trei sisteme SGLD având aceeași amortizare dar perioade proprii de vibrație diferite, sub acțiunea mișcării El Centro. Se poate observa că timpul necesar efectuării unei oscilații complete este apropiat de perioada proprie de vibrație T_n . Acest fenomen este adevărat doar în cazul mișcărilor seismice cu o bandă largă de frecvențe. Din aceeași figură se poate observa creșterea deplasării de vârf odată cu creșterea perioadei proprii de vibrație.

În Figura 4.3b este prezentat răspunsul în deplasare a trei sisteme SGLD având aceeași perioadă proprie de vibrație, dar amortizări diferite, sub acțiunea aceleiași înregistrări seismice. Deoarece cele trei sisteme au aceeași perioadă proprie de vibrație, alura deformațiilor este similară de la un sistem la altul, valorile de vârf înregistrându-se la aproximativ aceleași perioade de timp. Pe de altă parte, valorile mai mari ale amortizării conduc la deformații mai mici.

4. Răspunsul seismic al sistemelor cu un singur grad de libertate dinamică

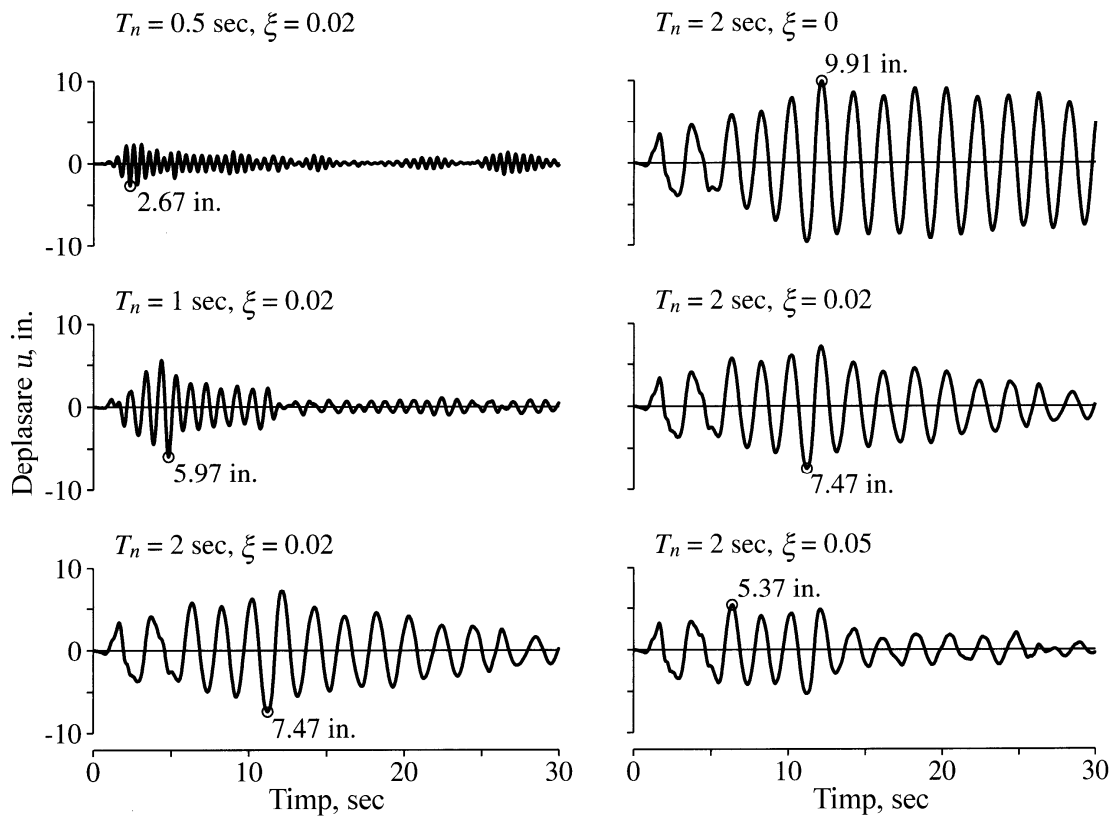


Figura 4.3. Răspunsul în deplasare al unor sisteme SGLD sub acțiunea mișcării El Centro.

4.3. Spectre de răspuns elastic

Noțiunea de spectru de răspuns a fost introdusă în 1932 de către M. A. Biot, aceasta fiind în zilele noastre un concept central în ingineria seismică. Spectrele de răspuns reprezintă o metodă convenabilă de sintetizare a răspunsului seismic al unor sisteme SGLD sub acțiunea unei înregistrări seismice date.

Un *spectru de răspuns* este reprezentarea valorilor de vârf ale răspunsului seismic (în termeni de deplasare, viteză, accelerație, etc.) al unui sistem SGLD funcție de perioada proprie de vibrație T_n (fie pulsația sau frecvența de vibrație proprie), pentru o valoare fixă a fracțiunii din amortizare critică ξ . În domeniul ingineriei civile spectrele sunt construite în general folosind perioada proprie de vibrație ca și abscisă, aceasta având o semnificație intuitivă.

Spectrele de răspuns elastic caracterizează sistemele SGLD elastice. Matematic, spectrele de răspuns elastic ale deplasării, vitezei relative și accelerației totale se pot exprima, respectiv, prin:

$$u_0(T_n, \xi) = \max_t |u(t, T_n, \xi)| \quad (4.3)$$

$$\dot{u}_0(T_n, \xi) = \max_t |\dot{u}(t, T_n, \xi)| \quad (4.4)$$

$$\ddot{u}_0^t(T_n, \xi) = \max_t |\ddot{u}^t(t, T_n, \xi)| \quad (4.5)$$

4.3.1. Spectrul de răspuns elastic al deplasării

În Figura 4.4 este ilustrat modul de construire a unui spectru de răspuns elastic al deplasării pentru înregistrarea seismică El Centro (Figura 4.4a). Deplasarea unor sisteme SGLD elastice sub acțiunea acestei mișcări seismice este prezentată în Figura 4.4b. Pentru fiecare sistem, se determină răspunsul de vârf al deplasării $D \equiv u_0$, care este reprezentat funcție de perioada proprie de vibrație corespunzătoare în Figura 4.4c pentru a obține spectrul de răspuns al deplasării.

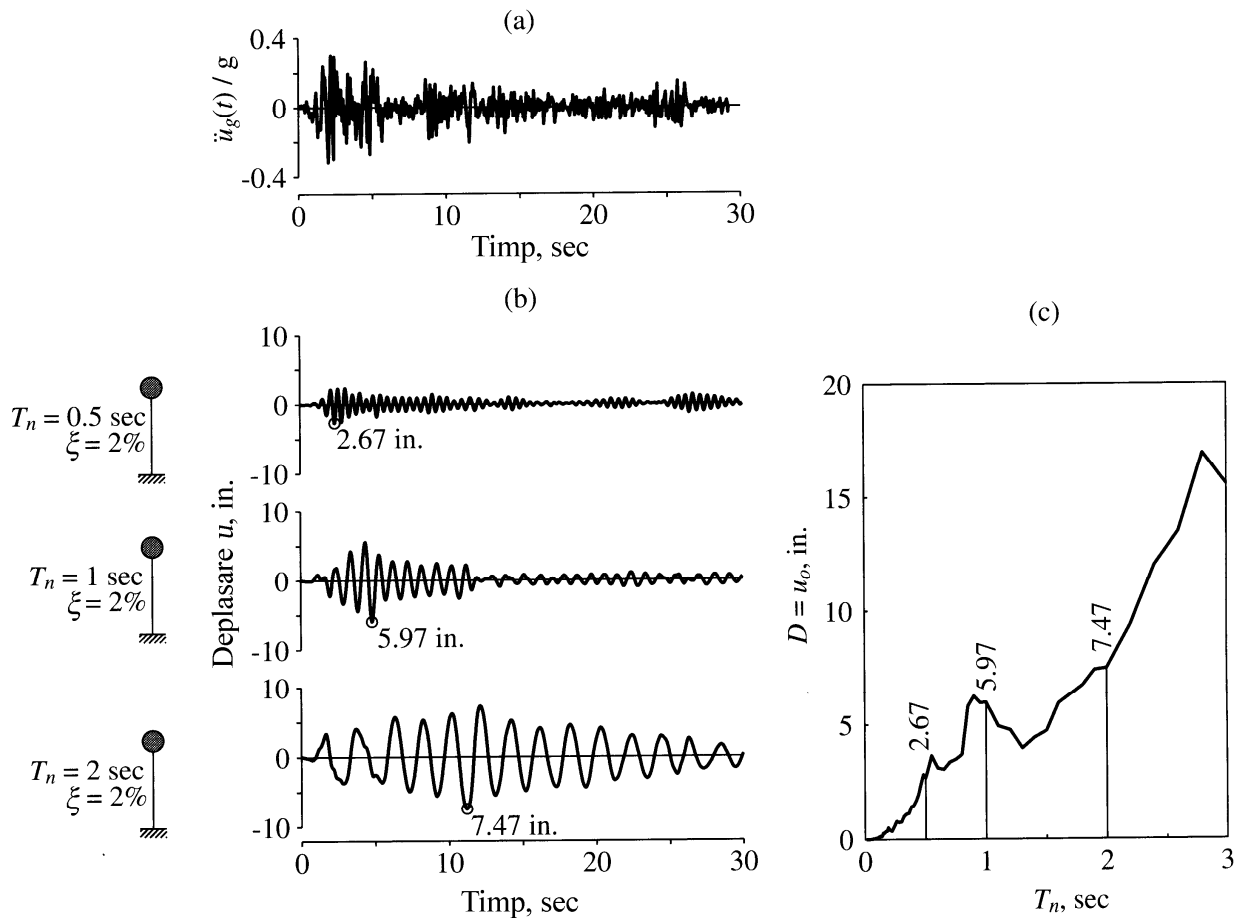


Figura 4.4. Ilustrarea construirii unui spectru de răspuns al deplasării: înregistrarea seismică (a), deplasarea unor sisteme SGLD cu T_n diferite (b) și spectrul de răspuns al deplasării (c), Chopra, 2001.

Spectrul de deplasare este foarte important, deoarece pe baza deformațiilor unui sistem SGLD se pot determina eforturile induse în structură (vezi secțiunea 2.1.6).

4.3.2. *Spectrul de răspuns elastic al pseudo-vitezei*

Pseudo-viteza relativă spectrală, sau, mai simplu, *pseudo-viteza spectrală* este notată cu V și este dată de expresia:

$$V = \omega_n D = \frac{2\pi}{T_n} D \tag{4.6}$$

unde T_n reprezintă perioada proprie de vibrație a unui sistem SGLD, iar D este deplasarea spectrală a acestuia. Pseudo-viteza V are unități de viteză, dar are prefixul "pseudo" pentru că nu este egală cu viteza relativă maximă \dot{u}_0 a sistemului SGLD. Pseudo-viteza V este în relație directă cu valoarea de vârf a energiei de deformație E_{S0} , prin relația:

$$E_{S0} = \frac{mV^2}{2} \tag{4.7}$$

Această relație se poate obține pe baza definiției energiei de deformație și a relației (4.6):

$$E_{S0} = \frac{ku_0^2}{2} = \frac{kD^2}{2} = \frac{k(V/\omega_n)^2}{2} = \frac{mV^2}{2}$$

Spectrul de pseudo-viteză se poate obține direct din spectrul de deplasare folosind relația (4.6). În Figura 4.5b este prezentat spectrul de pseudo-viteză pentru înregistrarea El Centro.

4. Răspunsul seismic al sistemelor cu un singur grad de libertate dinamică

4.3.3. Spectrul de răspuns elastic al pseudo-accelerației

Cunoscând deformația de vârf a unui sistem SGLD, eforturile de vârf pot fi determinate pe baza conceptului de forță statică echivalentă, discutate în secțiunea 2.1.6:

$$f_{S0} = ku_0 \quad (4.8)$$

unde k este rigiditatea sistemului SGLD. Pornind de la definiția pulsației ($\omega_n = \sqrt{k/m}$) și înlocuind k cu expresia $m\omega_n^2$ obținem:

$$f_{S0} = m\omega_n^2 u_0 = mA \quad (4.9)$$

unde

$$A = \omega_n^2 u_0 = \omega_n^2 D = \left(\frac{2\pi}{T_n}\right)^2 D \quad (4.10)$$

Mărimea A se numește *pseudo-accelerație spectrală*, are unități de accelerație, dar este diferită de accelerația de vârf \ddot{u}_0^t a sistemului SGLD. Spectrul de pseudo-accelerație se poate obține direct din spectrul de deplasare folosind relația (4.10). În Figura 4.5c este prezentat spectrul de pseudo-accelerație pentru înregistrarea El Centro.

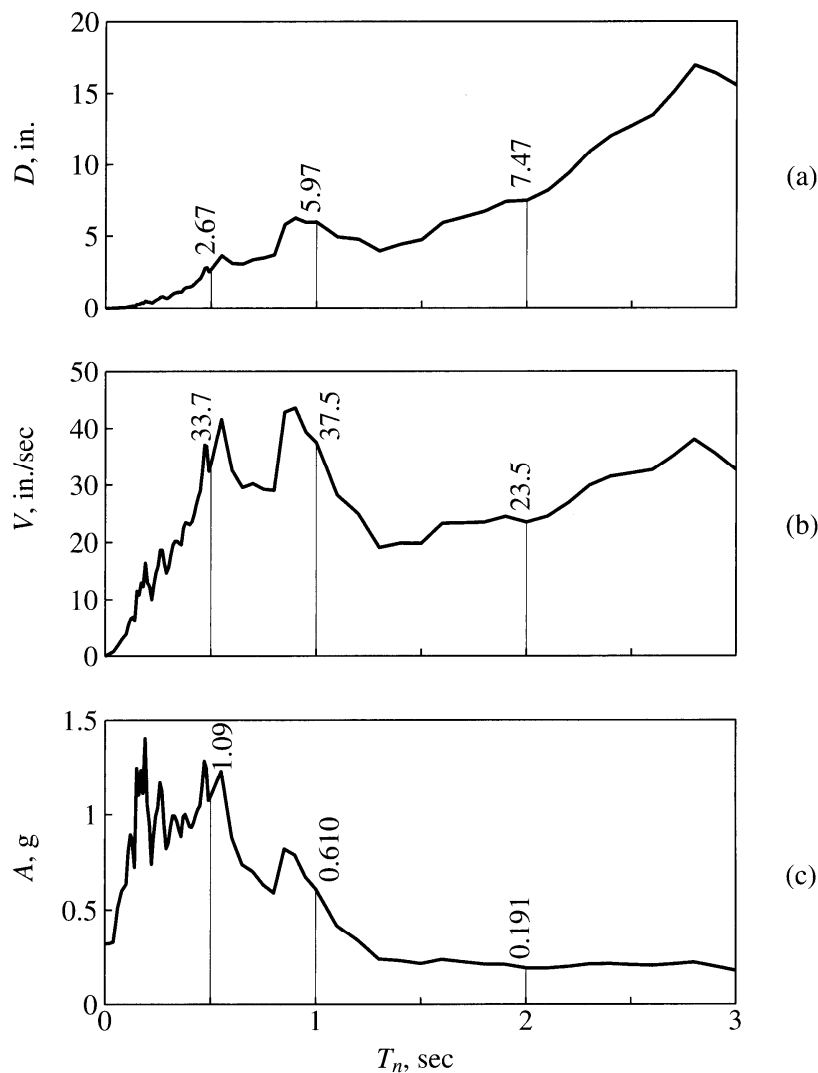


Figura 4.5. Spectre de răspuns pentru înregistrarea El Centro: spectrul de deplasare (a), spectrul de pseudo-viteză (b) și spectrul de pseudo-accelerație (c), Chopra, 2001.

4.3.4. Spectrul combinat D-V-A

Spectrele de deplasare, pseudo-viteză și pseudo-acelerație reprezintă trei modalități diferite de prezentare a aceleiași informații. Cunoscând unul din aceste spectre, celelalte două se pot determina direct pe baza ecuațiilor (4.6) și (4.10).

Cele trei spectre sunt utile însă, pentru că fiecare are o semnificație fizică distinctă. Astfel, spectrul de deplasare indică deformația de vârf a sistemului SGLD, spectrul de pseudo-viteză este în relație directă cu valoarea de vârf a energiei de deformație a sistemului SGLD, iar pe baza spectrului de pseudo-acelerație se poate obține forța statică echivalentă care acționează asupra unui sistem SGLD supus acțiunii seismice.

Ecuațiile (4.6) și (4.10) pot fi scrise sub următoarea formă:

$$\frac{A}{\omega_n} = V = \omega_n D \quad \text{sau} \quad \frac{T_n}{2\pi} A = V = \frac{2\pi}{T_n} D \quad (4.11)$$

Aplicând logaritmul zecimal relației $(T_n/2\pi)A = V$, aceasta poate fi scrisă sub forma $lg T_n + lg A - lg 2\pi = lg V$. Reprezentată la scară logaritmică (cu $lg T_n$ pe abscisă și $lg V$ pe ordonată), ecuația precedentă reprezintă o dreaptă înclinată la $+45^\circ$ pentru o valoare constantă $lg A - lg 2\pi$. În mod similar, ecuația $V = (T_n/2\pi)D$ reprezentată pe o scară logaritmică reprezintă o dreaptă înclinată la -45° pentru o valoare constantă $lg D + lg 2\pi$.

În Figura 4.6 este prezentat spectrul de răspuns D-V-A combinat pentru înregistrarea El Centro și o fracțiune din amortizarea critică $\xi = 2\%$. Această reprezentare mai este cunoscută sub denumirea de grafic tripartit logaritmic și a fost dezvoltată în 1960 de către Veletsos și Newmark.

Dintr-un spectru de răspuns combinat D-V-A se pot determina pentru orice perioadă proprie de vibrație T_n a unui sistem SGLD: pseudo-viteza spectrală V (de pe axa verticală), deplasarea de vârf D (de pe axa înclinată la $+45^\circ$) și pseudo-acelerația spectrală A (axa înclinată la -45°). Spectrele de răspuns pot fi calculate și reprezentate pentru câteva valori ale fracțiunii din amortizarea critică, pentru a acoperi o gamă largă de structuri ingineresti.

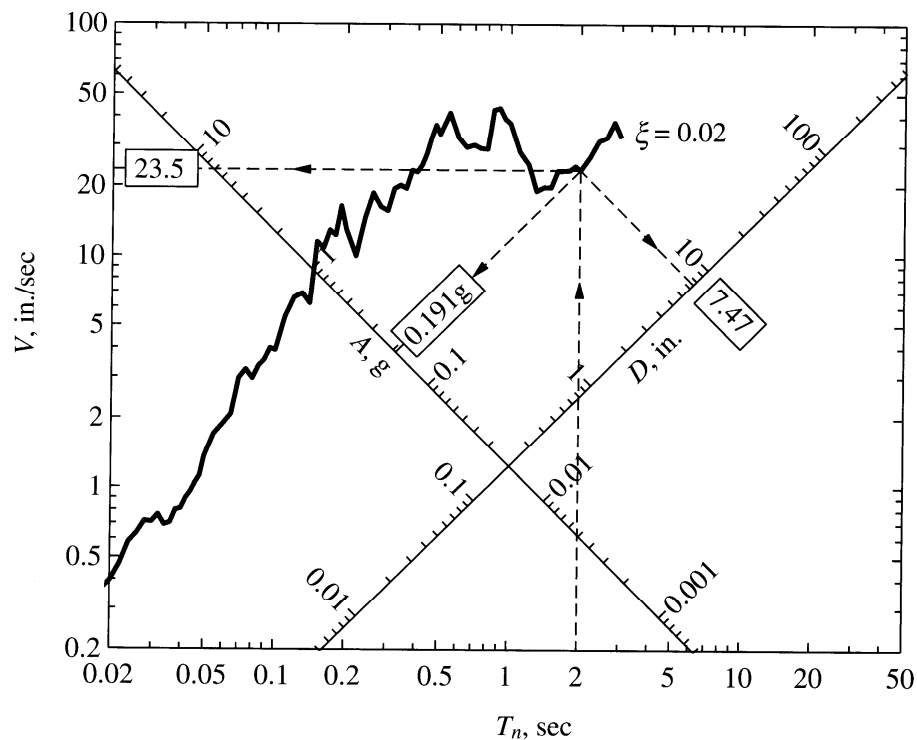


Figura 4.6. Spectrul de răspuns D-V-A combinat pentru înregistrarea El Centro, $\xi = 2\%$ (Chopra, 2001).

4.3.5. Spectre de viteză și accelerație

Spectrele de răspuns elastic al vitezei și accelerației se pot obține conform relațiilor (4.4) și (4.5). Studiarea acestor spectre nu prezintă un interes practic, deoarece deplasările și eforturile maxime din structură pot fi determinate fără acestea.

În general spectrele de viteză și de pseudo-viteză sunt apropiate ca formă și alură, valorile celor două spectre fiind foarte apropiate pentru amortizări mici în domeniul de perioade medii.

Spectrele de accelerație și de pseudo-accelerație sunt identice în lipsa amortizării ($\xi = 0$), dar diferă pentru valori ale amortizării diferite de zero. Diferența dintre cele două spectre crește cu amortizarea și este maximă în domeniul perioadelor lungi. Pseudo-accelerația este întotdeauna mai mică decât accelerația spectrală. Acest fapt se poate demonstra pe baza observației că produsul mA reprezintă forța elastică maximă dezvoltată în sistem sub efectul acțiunii seismice. Spre deosebire de aceasta, $m\ddot{u}_0^t$ reprezintă suma forței elastice și a celei de amortizare.

4.4. Caracteristicile spectrelor de răspuns elastic

În Figura 4.7 sunt prezentate spectre de răspuns pentru înregistrarea El Centro, normalizate la valorile de vârf ale deplasării terenului u_{g0} , vitezei terenului \dot{u}_{g0} și accelerației terenului \ddot{u}_{g0} . În Figura 4.8 este prezentat spectrul de răspuns normalizat pentru o fracțiune din amortizarea critică $\xi = 5\%$, împreună cu o idealizare a acestuia (reprezentată cu linie întreruptă). Vom discuta proprietățile spectrului de răspuns pentru diferite domenii ale perioadei proprii de vibrație, separate de valorile $T_a = 0.035 \text{ sec}$, $T_b = 0.125 \text{ sec}$, $T_c = 0.5 \text{ sec}$, $T_d = 3.0 \text{ sec}$, $T_e = 10 \text{ sec}$, $T_f = 15 \text{ sec}$.

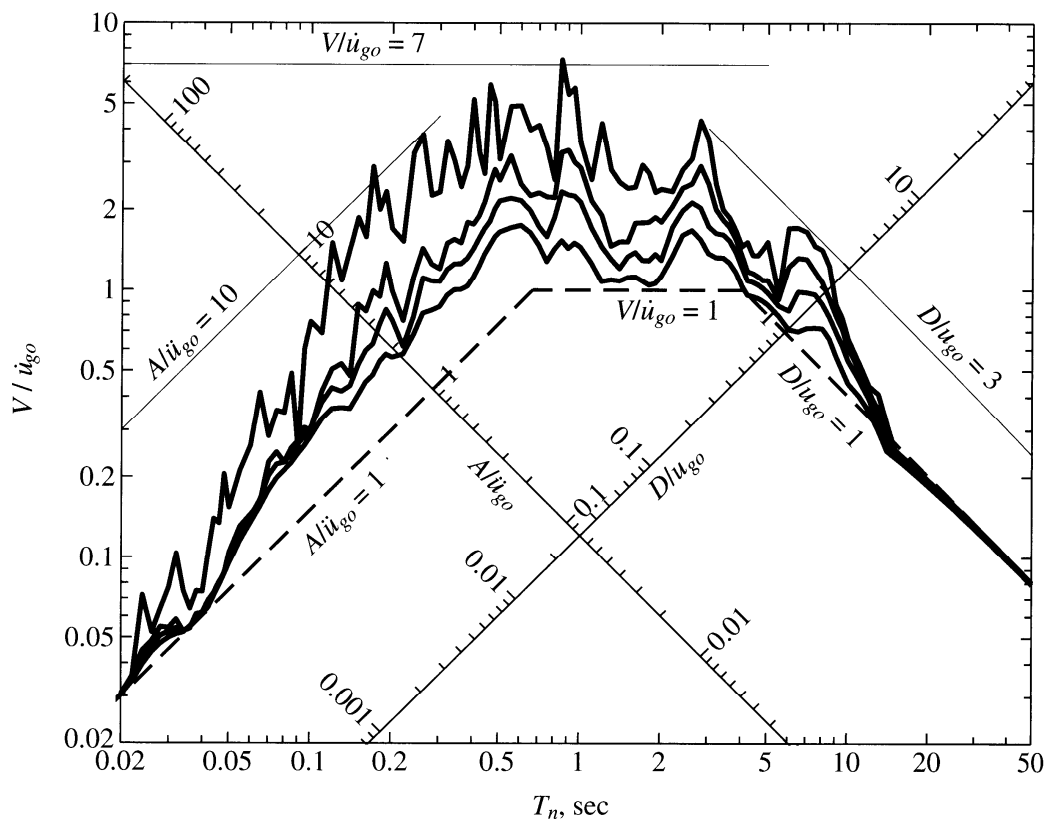


Figura 4.7. Spectre de răspuns normalizate pentru înregistrarea El Centro, pentru trei valori ale fracțiunii din amortizarea critică: $\xi = 0, 2, 5$ și 10% (Chopra, 2001).

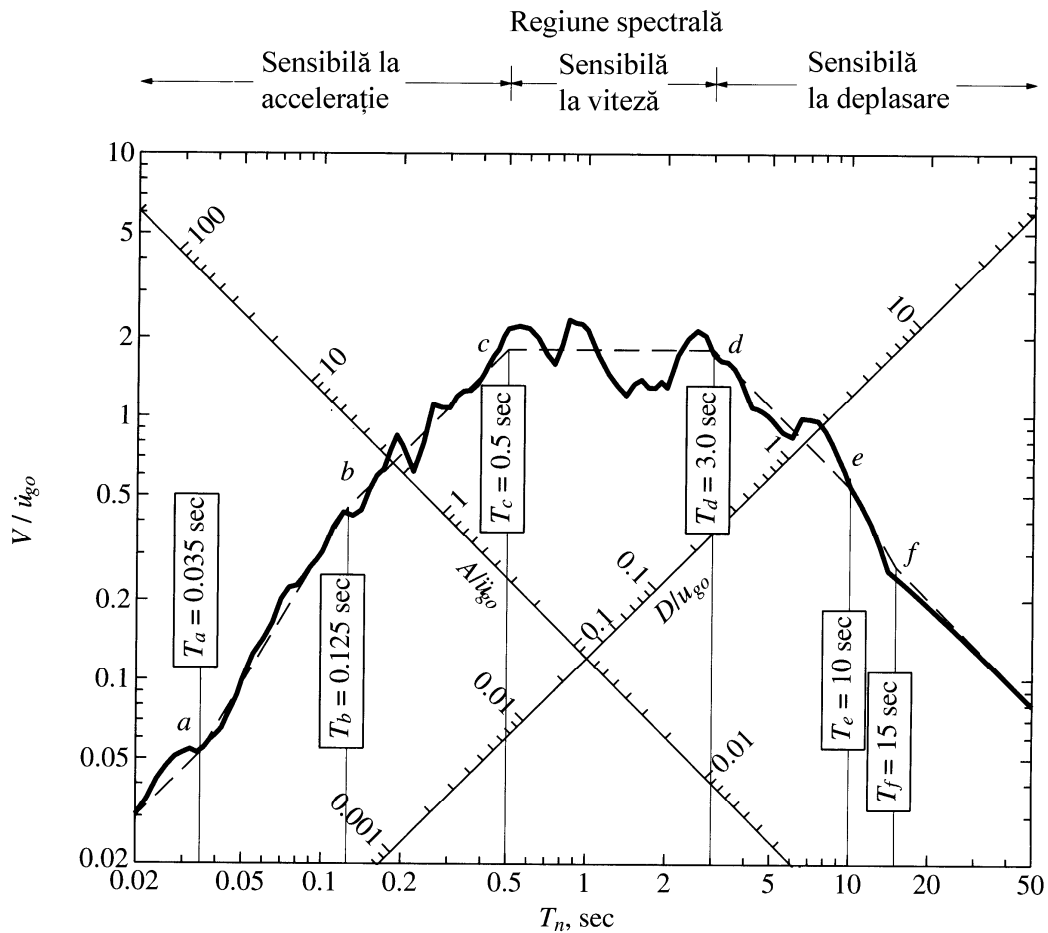


Figura 4.8. Spectru de răspuns normalizat pentru înregistrarea El Centro $\xi = 5\%$ (linie continuă) și reprezentarea idealizată (linie întreruptă), Chopra, 2001.

Pentru structuri cu perioada proprie de vibrație mică ($T_n < T_a$), valoarea de vârf a pseudo-accelerației A este apropiată de accelerația de vârf a terenului \ddot{u}_{g0} , iar deplasarea spectrală D este mică. Interpretarea fizică a acestui fenomen constă în faptul că un sistem cu perioada proprie de vibrație mică este foarte rigid, sistemul deformându-se foarte puțin, mișcarea acestuia fiind în esență identică cu mișcarea terenului (vezi Figura 4.9a). Astfel, accelerația de vârf totală a acestui sistem este apropiată de accelerația de vârf a terenului.

Pentru structuri cu perioada proprie de vibrație mare ($T_n > T_f$), valoarea de vârf a deplasării D este apropiată de deplasarea de vârf a terenului u_{g0} , iar pseudo-accelerația spectrală A este mică. Interpretarea fizică a acestui fenomen constă în faptul că un sistem cu perioada proprie de vibrație mare este foarte flexibil, terenul deplasându-se sub masa care rămâne fixă (vezi Figura 4.9b). Astfel, deformația de vârf a acestui sistem este apropiată de deplasarea de vârf a terenului.

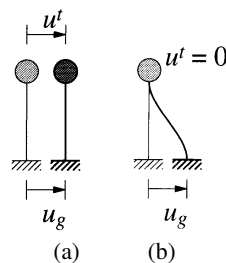


Figura 4.9. Deformația unui sistem foarte rigid (a) și a unui sistem foarte flexibil (b).

Pentru structuri cu perioada proprie de vibrație mică, cuprinsă între T_a și T_c , pseudo-accelerația spectrală A depășește accelerația de vârf a terenului \ddot{u}_{g0} cu valori care depind de T_n și ξ . Pe porțiunea dintre T_b și T_c pseudo-accelerația spectrală A poate fi considerată constantă.

Pentru structuri cu perioada proprie de vibrație mare, cuprinsă între T_d și T_f , deplasarea spectrală D depășește deplasarea de vârf a terenului u_{g0} cu valori care depind de T_n și ξ . Pe porțiunea dintre T_d și T_e deplasarea spectrală D poate fi considerată constantă.

Pentru structuri cu perioada proprie de vibrație intermediară, cuprinsă între T_b și T_c , pseudo-viteza spectrală V depășește viteza de vârf a terenului \dot{u}_{g0} cu valori care depind de T_n și ξ și poate fi considerată constantă.

Pe baza observațiilor anterioare, spectrul de răspuns poate fi împărțit în trei domenii. Domeniul de perioade lungi ($T_n > T_d$) se numește *domeniu de răspuns sensibil la deplasare*, răspunsul structurii în acest domeniu de perioade fiind în strânsă legătură cu deplasarea terenului. Domeniul de perioade scurte ($T_n < T_c$) se numește *domeniu de răspuns sensibil la accelerație*, răspunsul structurii în acest domeniu fiind corelat cu accelerația terenului. Domeniul de perioade intermediare, ($T_c < T_n < T_d$) se numește *domeniu de răspuns sensibil la viteză*, răspunsul structurii în acest domeniu fiind cel mai bine corelat cu viteza terenului. Aceste observații sunt evidente în cazul reprezentării tripartite a spectrelor de răspuns, dar ar fi fost mai greu de evidențiat din reprezentarea individuală a celor trei spectre de răspuns (D, V, A).

Există mai multe metode de determinare a perioadelor $T_a, T_b, T_c, T_d, T_e, T_f$. De notat faptul că valorile acestor perioade care stabilesc domeniile de deplasare constantă, viteză constantă și accelerație constantă nu sunt unice, și pot varia considerabil de la o înregistrare seismică la alta. Același lucru este valabil și pentru factorii de amplificare a mișcării seismice $D/u_{g0}, V/\dot{u}_{g0}, A/\ddot{u}_{g0}$.

Amortizarea are ca efect reducerea deplasării, pseudo-vitezei și pseudo-acelerației spectrale (vezi Figura 4.7). Pentru o amortizare egală cu zero spectrul de răspuns este marcat de variații bruște pentru variații mici ale perioadei proprii de vibrație a structurii. Odată cu creșterea amortizării, răspunsul structurii este mult mai puțin sensibil la variația perioadei proprii de vibrație a structurii. Efectul amortizării este minim pentru $T_n \rightarrow 0$ și $T_n \rightarrow \infty$, dar este important pentru $T_b < T_n < T_d$, efectul maxim fiind observat în domeniul de viteză spectrală constantă.

4.5. Spectre elastice de proiectare

Spectrele de răspuns determinate pentru mișcări seismice care au avut loc în trecut nu sunt, în general, folosite pentru proiectarea construcțiilor. Acest fapt are la bază câteva considerente. În primul rând, spectrul de răspuns al unei înregistrări individuale este extrem de accidentat, o variație mică a perioadei proprii de vibrație a structurii rezultând în valori foarte diferite ale pseudo-acelerației și, în consecință, a forțelor seismice de calcul. În cel de-al doilea rând, spectrele de răspuns înregistrate într-un amplasament dat variază considerabil de la un cutremur de pământ la altul, după cum se poate observa din Figura 4.10. Nu în ultimul rând, există multe teritorii pentru care nu sunt disponibile înregistrări seismice. De aceea, spectrele elastice de proiectare, pe baza cărora se determină forțele seismice care acționează asupra unei structuri, sunt alcătuite din linii drepte sau din curbe netede.

Spectrele elastice de proiectare trebuie să fie reprezentative pentru mișcările seismice înregistrate în amplasament în timpul unor evenimente seismice anterioare. În cazul în care nu există înregistrări seismice anterioare, se pot folosi înregistrări existente pentru alte amplasamente cu condiții similare. Factorii care trebuie considerați pentru a obține "condiții similare" includ magnitudinea cutremurului, distanța de la falie la amplasament, structura geologică traversată de undele seismice și condițiile locale ale terenului din amplasament.

Spectrul elastic de proiectare se bazează pe analiza statistică a unui set de n înregistrări seismice reprezentative pentru un amplasament dat. Înregistrarea i este notată cu $\ddot{u}_g^i(t)$, căreia îi corespund valorile de vârf ale deplasării, vitezei și accelerației terenului $u_{g0}^i, \dot{u}_{g0}^i, \ddot{u}_{g0}^i$. Fiecare accelerogramă este apoi normalizată la valoarea de vârf a accelerației terenului, pentru a avea aceeași valoare de vârf a accelerației terenului (pot fi folosite și alte criterii de normalizare). După ce se calculează spectrele de răspuns pentru fiecare înregistrare seismică, pentru fiecare valoare a perioadei proprii de vibrație T_n vor exista n valori ale deplasării D^i , pseudo-vitezei V^i și pseudo-acelerației spectrale A^i ($i = 1 \dots n$). O astfel de interpretare a datelor pentru $n = 10$ accelerograme este prezentată în Figura 4.11. Analiza statistică oferă valoarea medie și media plus o abatere standard pentru fiecare valoare a perioadei T_n . Spectrul obținut din valorile medii ale ordonatelor spectrale este mult mai neted decât spectrele individuale. Aceeași concluzie este valabilă și în cazul spectrului mediu plus o

abatere standard. În consecință, idealizarea acestor spectre prin linii drepte este mult mai ușoară decât cea a unui singur spectru.

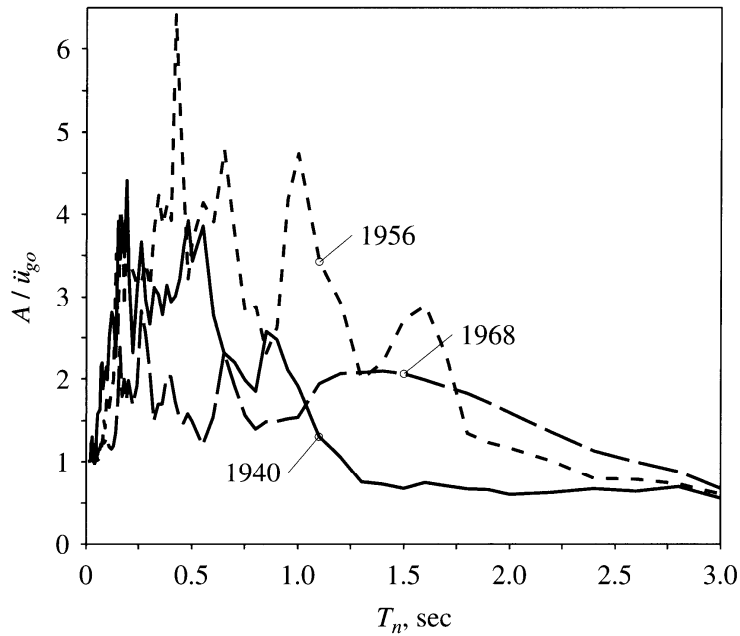


Figura 4.10. Spectre de răspuns normalizate ale pseudo-accelerației pentru evenimente seismice (18 mai 1940, 9 februarie 1956 și 8 aprilie 1968) înregistrate în același amplasament (El Centro); $\xi = 2\%$, Chopra, 2001.

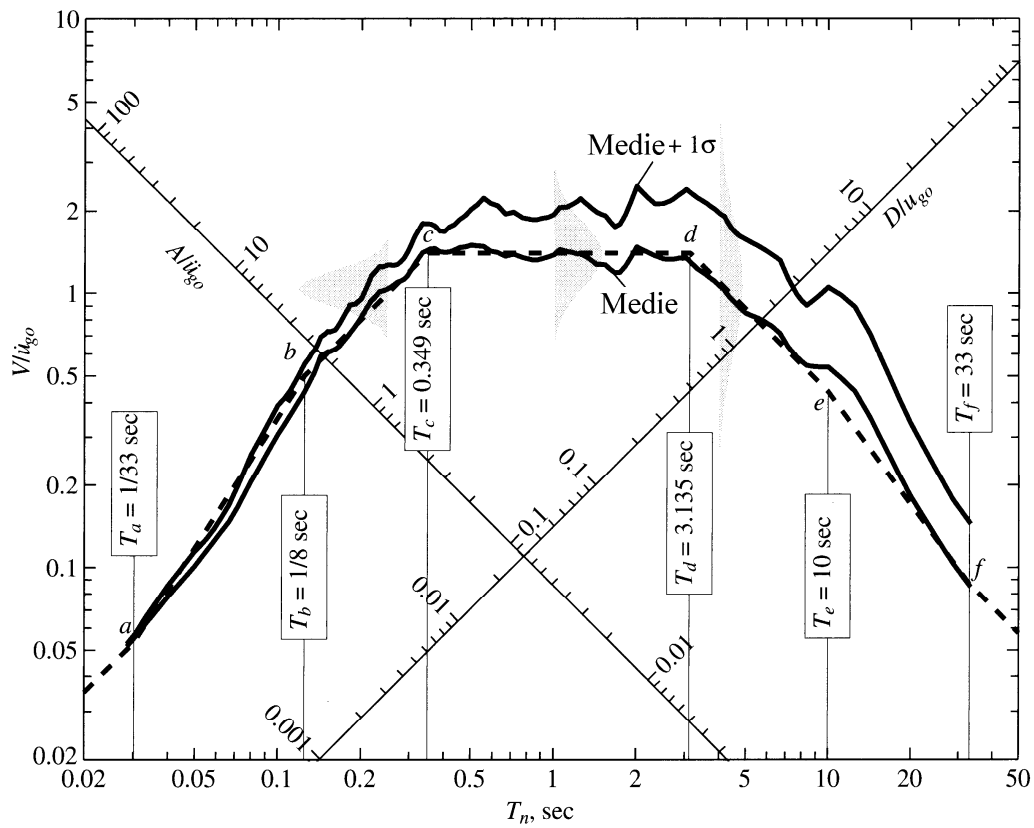


Figura 4.11. Media și media plus o abatere standard a spectrelor de răspuns, cu distribuțiile probabilistice pentru V la valori ale $T_n = 0.25, 1.0, 4$ sec.; $\xi = 5\%$ (Chopra, 2001, pe baza Newmark și Hall, 1982).

4. Răspunsul seismic al sistemelor cu un singur grad de libertate dinamică

Există proceduri prin care se pot determina valorile perioadelor caracteristice T_a , T_b , T_e și T_f , precum și a factorilor de amplificare dinamică pentru pseudo-accelerație $\alpha_A = A/\ddot{u}_{g0}$, pseudo-viteză $\alpha_V = V/\dot{u}_{g0}$ și deplasare $\alpha_D = D/u_{g0}$. Pentru setul de accelerograme înregistrate în California pe amplasamente cu teren rigid, Newmark și Hall au propus următoarele valori constante ale perioadelor caracteristice: $T_a = 1/33$ sec, $T_b = 1/8$ sec, $T_e = 10$ sec, și $T_f = 33$ sec. Perioadele T_c și T_d se pot determina din intersecția dreptelor de deplasare, pseudo-viteză și pseudo-accelerație constantă. Valorile factorilor de amplificare dinamică pentru spectrul mediu al aceluiași set de înregistrări au fost: $\alpha_A = 2.12$, $\alpha_V = 1.65$, $\alpha_D = 1.39$ (vezi Tabelul 4.1).

Tabelul 4.1. Factori de amplificare dinamică pentru spectre elastice de proiectare (Chopra, 2001, pe baza Newmark și Hall, 1982).

amortizarea, ξ (%)	valori medii			valori medii plus o abatere standard		
	α_A	α_V	α_D	α_A	α_V	α_D
1	3.21	2.31	1.82	4.38	3.38	2.73
2	2.74	2.03	1.63	3.66	2.92	2.42
5	2.12	1.65	1.39	2.71	2.30	2.01
10	1.64	1.37	1.20	1.99	1.84	1.69
20	1.17	1.08	1.01	1.26	1.37	1.38

Procedura de construire a unui spectru de proiectare tripartit este exemplificată în Figura 4.12 și constă din următoarele etape:

- se reprezintă grafic cele trei linii punctate corespunzătoare valorilor de vârf ale accelerației terenului \ddot{u}_{g0} , vitezei terenului \dot{u}_{g0} și deplasării terenului u_{g0} .
- se obțin valorile factorilor de amplificare dinamică α_A , α_V , α_D din Tabelul 4.1 pentru amortizarea dată ξ
- se multiplică accelerația de vârf a terenului \ddot{u}_{g0} cu factorul de amplificare α_A pentru a obține linia $b - c$ reprezentând domeniul de pseudo-accelerație spectrală constantă
- se multiplică viteza de vârf a terenului \dot{u}_{g0} cu factorul de amplificare α_V pentru a obține linia $c - d$ reprezentând domeniul de pseudo-viteză spectrală constantă
- se multiplică deplasarea de vârf a terenului u_{g0} cu factorul de amplificare α_D pentru a obține linia $d - e$ reprezentând domeniul de deplasare spectrală constantă
- se trasează liniile $A = \ddot{u}_{g0}$ pentru perioade mai mici de T_a și $D = u_{g0}$ pentru perioade mai mari de T_f
- se completează graficul cu liniile de tranziție $a - b$ și $e - f$

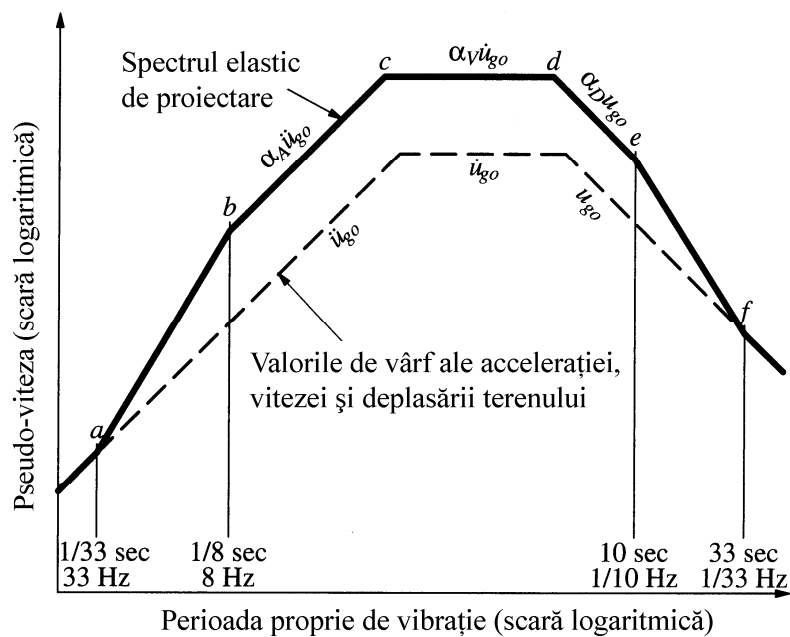


Figura 4.12. Construirea spectrului elastic de proiectare (Chopra, 2001).

4.6. Răspunsul inelastic al sistemelor SGLD

4.6.1. Introducere

Conform normelor moderne de proiectare seismică a construcțiilor, majoritatea structurilor sunt proiectate pentru forțe seismice inferioare celor care ar asigura un răspuns elastic în timpul unui cutremur major. Această abordare are la bază două rațiuni:

- structurile proiectate să răspundă în domeniul elastic sub efectul acțiunii seismice de proiectare sunt în general neeconomice
- în trecut, structurile proiectate pentru forțe mai mici decât cele care ar fi asigurat un răspuns elastic, au supraviețuit unor cutremure majore

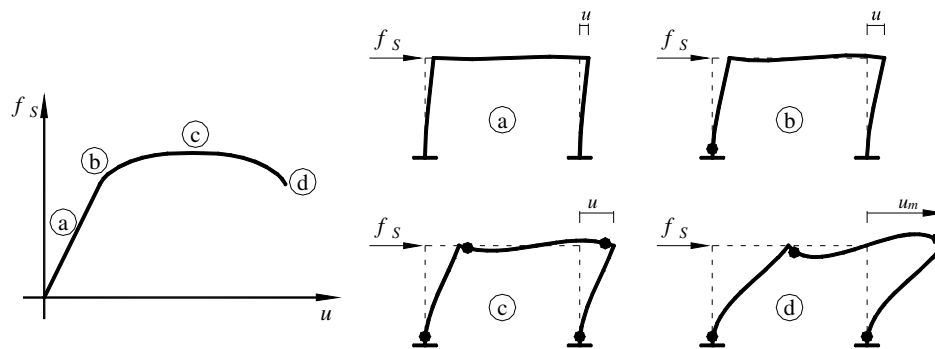


Figura 4.13. Relație tipică forță-deplasare a unei structuri și comportarea acesteia la diverse valori ale deplasării laterale.

Astfel, majoritatea structurilor vor suferi deformații inelastice sub acțiunea unui cutremur major. De aceea, este importantă înțelegerea comportării seismice a sistemelor inelastice. În general, o structură va avea o comportare liniar-elastică la deplasări mici (Figura 4.13-a). Odată cu creșterea deplasărilor, structura va intra în curgere (Figura 4.13-b), iar relația forță-deplasare va devia de la comportarea liniar-elastică, suferind o degradare progresivă a rigidității. Această comportare continuă până la atingerea forței maxime capabile a sistemului (Figura 4.13-c), după care forța începe să scadă odată cu creșterea ulterioară a deplasărilor. Atunci când forța înregistrează o reducere importantă față de forța maximă (Figura 4.13-d), se poate considera că structura și-a epuizat capacitatea de deformare în domeniul inelastic, ajungând la cedare. Deplasarea corespunzătoare cedării structurii se numește *deplasarea maximă* u_m .

În Figura 4.14a este reprezentată cu linie plină o relație forță-deplasare tipică a unei structuri. Pentru a simplifica relația forță-deplasare reală, se adoptă adeseori o idealizare elasto-plastică a acesteia, reprezentată cu linie întreruptă în Figura 4.14a. Un sistem elasto-plastic are o comportare liniar-elastică cu rigiditatea k până la atingerea forței de curgere f_y la deplasarea de curgere u_y , după care structura se deformează la o forță constantă f_y (rigiditatea egală cu zero). Există mai multe metode de obținere a curbei idealizate pornind de la cea reală. Una dintre aceste modalități se bazează pe egalarea ariilor sub curba reală și cea idealizată. Un sistem elasto-plastic acționat de o mișcare seismică va avea o comportare ciclică, reprezentată schematic în Figura 4.14b.

Pentru a înțelege răspunsul seismic al unui sistem SGLD elasto-plastic, este utilă comparația acestuia cu răspunsul unui sistem corespunzător elastic. Acest sistem are aceeași rigiditate inițială cu cea a sistemului elasto-plastic, precum și aceeași amortizare și masă (vezi Figura 4.15). În consecință, cele două sisteme vor avea aceeași perioadă proprie de vibrație (doar pentru deformații mici, perioada proprie de vibrație a sistemului inelastic nefiind definită după curgere).

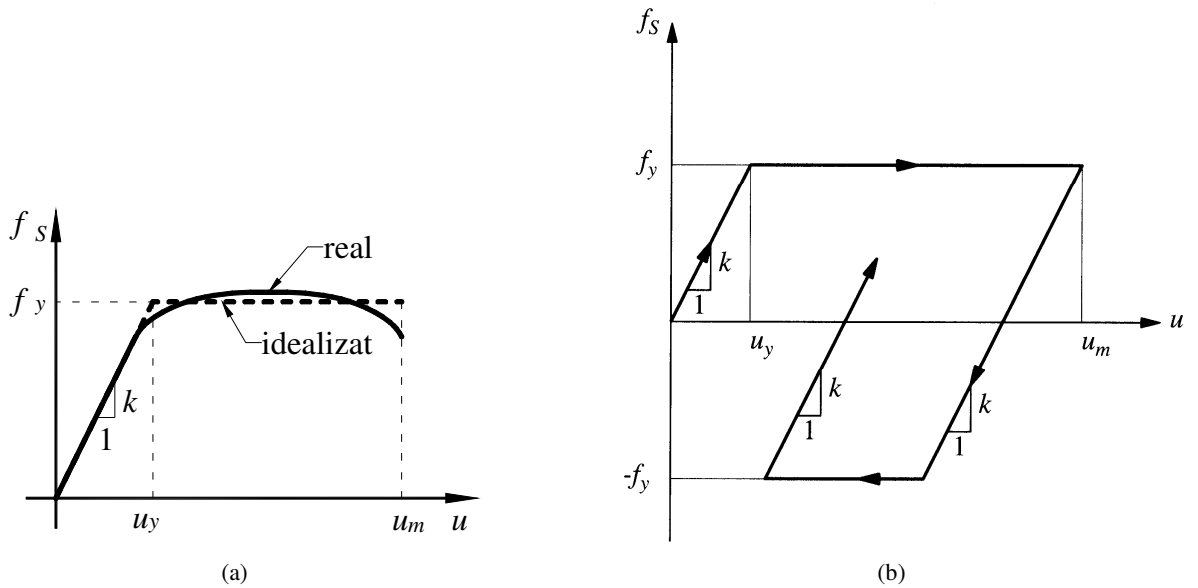


Figura 4.14. Relația forță-deplasare pentru un sistem inelastic: comportarea reală și idealizarea acesteia (a); relația forță-deplasare ciclică pentru un sistem elasto-plastic (b), Chopra, 2001.

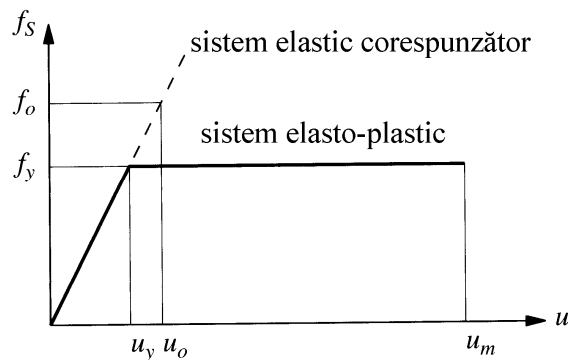


Figura 4.15. Un sistem elasto-plastic și sistemul elastic corespunzător (Chopra, 2001).

Pentru a caracteriza răspunsul inelastic pot fi introduse două noțiuni noi: *factorul de reducere al forței de curgere* R_y , și *factorul de ductilitate* μ :

$$R_y = \frac{f_0}{f_y} = \frac{u_0}{u_y} \quad (4.12)$$

$$\mu = \frac{u_m}{u_y} \quad (4.13)$$

unde f_0 și u_0 sunt valorile de vârf ale forței și deplasării sistemului elastic corespunzător. Mărimea f_0 poate fi interpretată ca fiind valoarea minimă a forței de curgere f_y necesară pentru a asigura un răspuns elastic al unui sistem SGLD. O valoare supraunitară a factorului de reducere al forței de curgere ($R_y > 1$) implică producerea unor deformații plastice în sistemul SGLD. Factorul de ductilitate μ este supraunitar pentru sisteme care au depășit deplasarea de curgere și reprezintă o măsură adimensională a gradului de deformare inelastică a sistemului.

Ecuția de mișcare pentru un sistem SGLD inelastic sub efectul mișcării seismice este:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + f_s(u, \dot{u}) = -m\ddot{u}_g \quad (4.14)$$

Împărțind ecuația (4.14) cu m obținem:

$$\ddot{u} + 2\xi\omega_n\dot{u} + \omega_n^2 u_y \tilde{f}_s(u, \dot{u}) = -\ddot{u}_g \quad (4.15)$$

unde $\tilde{f}_S(u, \dot{u}) = f_S(u, \dot{u})/f_y$. Ecuația (4.15) demonstrează că, pentru o mișcare seismică $\ddot{u}_g(t)$ dată, răspunsul seismic al unui sistem SGLD inelastic depinde de pulsația proprie de vibrație ω_n , fracțiunea din amortizarea critică ξ , deplasarea de curgere u_y și forma relației forță-deplasare $\tilde{f}_S(u, \dot{u})$.

4.6.2. Efectul comportării elasto-plastice

În Figura 4.16 sunt prezentate patru sisteme SGLD cu aceeași perioadă proprie de vibrație ($T_n = 0.5$ sec), amortizare ($\xi = 5\%$), dar cu forțe de curgere diferite ($R_y = 1, 2, 4, 8$), supuse accelerogramei El Centro. Primul dintre acestea ($R_y = 1.0$) reprezintă un sistem linear elastic, celelalte trei reprezentând sisteme elasto-plastice cu forțe de curgere descrescătoare ($R_y = 2, 4, 8$).

Sistemul linear elastic oscilează față de poziția inițială de echilibru, având o deplasare de vârf de 2.25 țoli. Datorită amortizării, după încetarea mișcării seismice oscilațiile se amortizează, deformația permanentă fiind $u_p = 0$.

Sistemele inelastice intră în curgere ca urmare a oscilațiilor induse de mișcarea seismică. Cu cât forța de curgere este mai mică, cu atât sistemele intră în curgere mai des și pentru perioade mai lungi de timp. Datorită curgerii, sistemele inelastice sunt deplasate față de poziția de echilibru inițială, sistemul oscilând față de o nouă poziție de echilibru. Datorită acestui fenomen, sistemele inelastice nu revin la poziția inițială după încetarea oscilațiilor, ci au o deformație permanentă $u_p \neq 0$. În general, această deformație permanentă este cu atât mai mare, cu cât forța de curgere a sistemului este mai mică. Astfel, o structură care a suferit deformații plastice în urma unui cutremur de pământ ar putea avea o poziție deviată de la verticală după încetarea mișcării seismice. Pentru acest exemplu concret (accelerograma El Centro și un sistem cu $T_n = 0.5$ sec) deplasarea de vârf a sistemelor inelastice este mai mică decât deplasarea de vârf a sistemului elastic. Acest aspect nu are un caracter general, deplasarea de vârf a sistemelor inelastice fiind afectată într-o mare măsură de perioada proprie de vibrație T_n și caracteristicile mișcării seismice, și într-o mai mică măsură de amortizare.

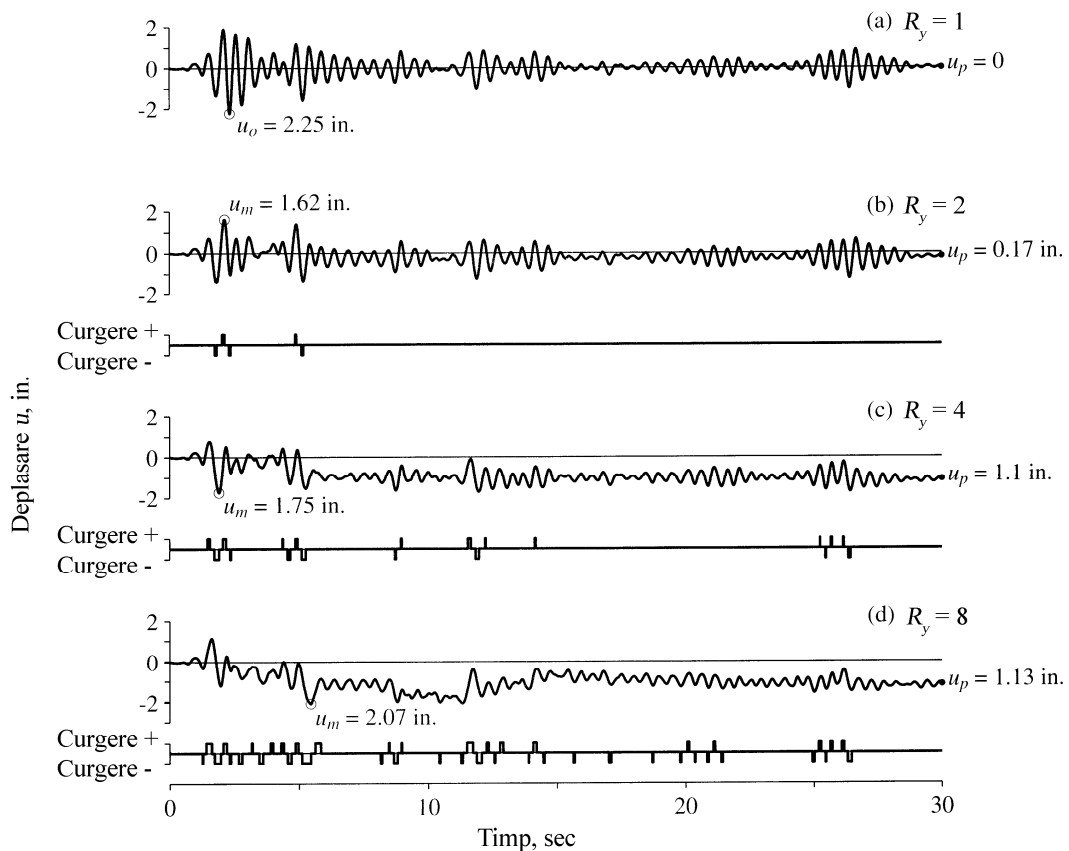


Figura 4.16. Răspunsul seismic a patru sisteme SGLD cu $T_n = 0.5$ sec, $\xi = 5\%$ și $R_y = 1, 2, 4, 8$ sub acțiunea înregistrării El Centro (Chopra, 2001).

Factorul de ductilitate poate fi determinat folosind ecuația (4.13). Pentru sistemul cu $R_y = 4$, factorul de ductilitate este egal cu 3.11 și reprezintă *cerința de ductilitate* impusă sistemului. Pentru ca un sistem inelastic să nu cedeze, cerința de ductilitate impusă de o mișcare seismică trebuie să fie mai mică decât *ductilitatea capabilă* (care reprezintă capacitatea unui sistem de a se deforma în domeniul inelastic fără o reducere semnificativă a forței). Această modalitate de verificare este fundamental diferită de cea folosită în cazul unui sistem elastic, în cazul căruia verificarea constă în îndeplinirea condiției ca cerința de forță impusă de mișcarea seismică să fie mai mică de forța capabilă a sistemului.

4.6.3. Relația dintre ductilitate μ și factorul de reducere R_y

Raportul dintre deplasarea de vârf a sistemului inelastic și cea a sistemului elastic corespunzător u_m/u_0 este exemplificat în Figura 4.17 pentru patru sisteme SGLD cu $T_n = 0.5$ sec, $\xi = 5\%$ și $R_y = 1, 2, 4, 8$ sub acțiunea înregistrării El Centro.

Pot fi evidențiate următoarele observații pentru diverse perioade proprii de vibrație:

- Pentru sisteme foarte flexibile ($T_n > T_f$) deplasarea de vârf a sistemului inelastic u_m este independentă de R_y și este apropiată de deplasarea de vârf a sistemului elastic corespunzător u_0 .
- Pentru sisteme cu perioade proprii de vibrație în domeniile de sensibilitate la viteză și deplasare ($T_n > T_c$) deplasarea de vârf a sistemului inelastic u_m variază funcție de R_y și poate fi mai mică sau mai mare decât deplasarea de vârf a sistemului elastic corespunzător u_0 .
- Pentru sisteme cu perioade proprii de vibrație în domeniul de sensibilitate la accelerație ($T_n < T_c$) deplasarea de vârf a sistemului inelastic u_m este apreciabil mai mare decât deplasarea de vârf a sistemului elastic corespunzător u_0 , raportul u_m/u_0 fiind mai mare pentru valori mai mici ale R_y .

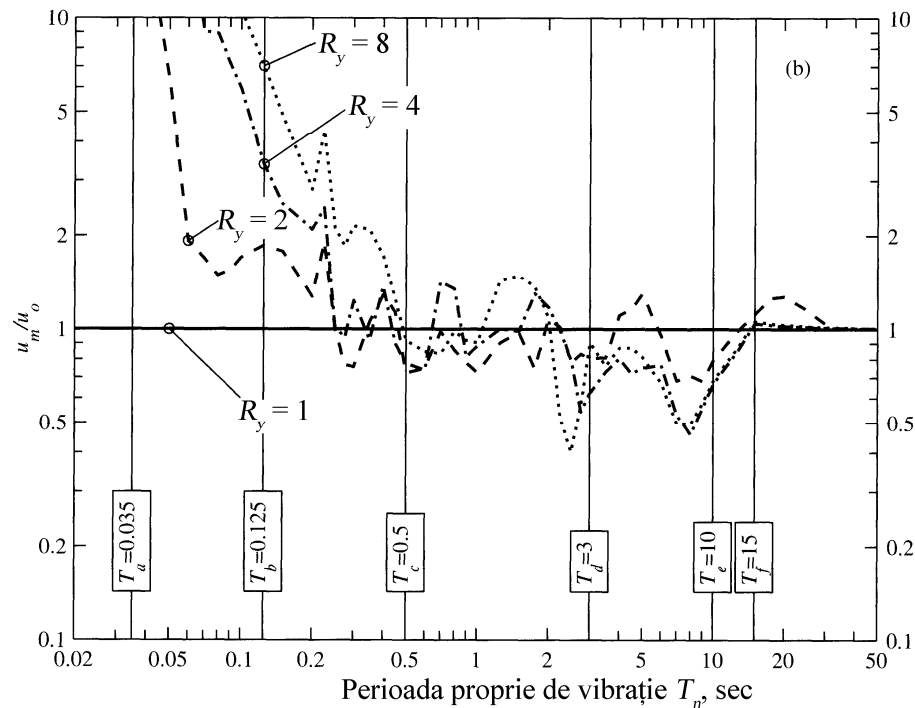


Figura 4.17. Raportul u_m/u_0 pentru patru sisteme SGLD cu $T_n = 0.5$ sec, $\xi = 5\%$ și $R_y = 1, 2, 4, 8$ sub acțiunea înregistrării El Centro (Chopra, 2001).

Pe baza observațiilor anterioare, au fost propuse diverse idealizări care să poată fi aplicate în practica curentă de proiectare. Astfel, pentru sisteme SGLD inelastice având perioada proprie de vibrație în domeniul sensibil la viteză și deplasare, se poate considera că deplasarea de vârf a sistemului inelastic este egală cu deplasarea de vârf a sistemului elastic corespunzător ($u_m/u_0 = 1$), principiu cunoscut sub denumirea de "deplasări egale", vezi (Figura 4.18a). Pentru acest caz se poate arăta că $R_y = \mu$. Pentru sisteme cu perioada proprie de vibrație în domeniul de sensibilitate la accelerație, este acceptat principiul "energiilor egale", ceea ce implică egalitatea dintre aria de sub curba forță – deplasare a sistemului elastic cu aria de sub curba forță-deplasare a sistemului inelastic (Figura 4.18b), raportul u_m/u_0 rezultând supraunitar. În acest caz se poate arăta că $R_y =$

$\sqrt{2\mu - 1}$. Pentru sisteme cu perioada proprie de vibrație foarte mică ($T_n < T_a$) deformațiile sunt foarte mici, sistemul având o comportare în esență elastică, rezultând $R_y = 1$. Relația dintre factorul de reducere R_y , perioada proprie de vibrație T_n și ductilitatea μ este exprimată sintetic în următoarea relație:

$$R_y = \begin{cases} 1 & T_n < T_a \\ \sqrt{2\mu - 1} & T_b < T_n < T_{c'} \\ \mu & T_n > T_c \end{cases} \quad (4.16)$$

Pentru determinarea factorului de reducere R_y între T_a și T_b , respectiv $T_{c'}$ și T_c se folosește interpolarea liniară. Relația (4.16) este reprezentată grafic în Figura 4.19 și exprimă valoarea factorului de reducere R_y care poate fi folosit la proiectarea unei structuri cu perioada proprie de vibrație T_n și care posedă o capacitate de ductilitate μ dată. Aceeași relație poate fi interpretată și ca cerința de ductilitate μ a unui sistem cu perioada proprie de vibrație T_n caracterizată de un factor de reducere R_y dat.

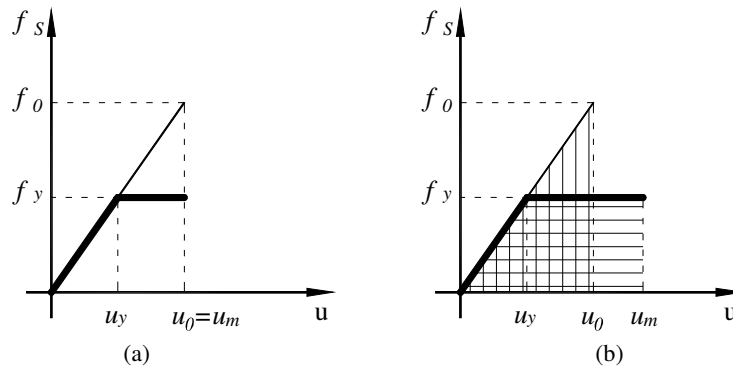


Figura 4.18. Principiul "deplasărilor egale" (a) și cel al "energiilor egale" (b) în relația dintre deplasarea de vârf a unui sistem inelastic și a sistemului elastic corespunzător.

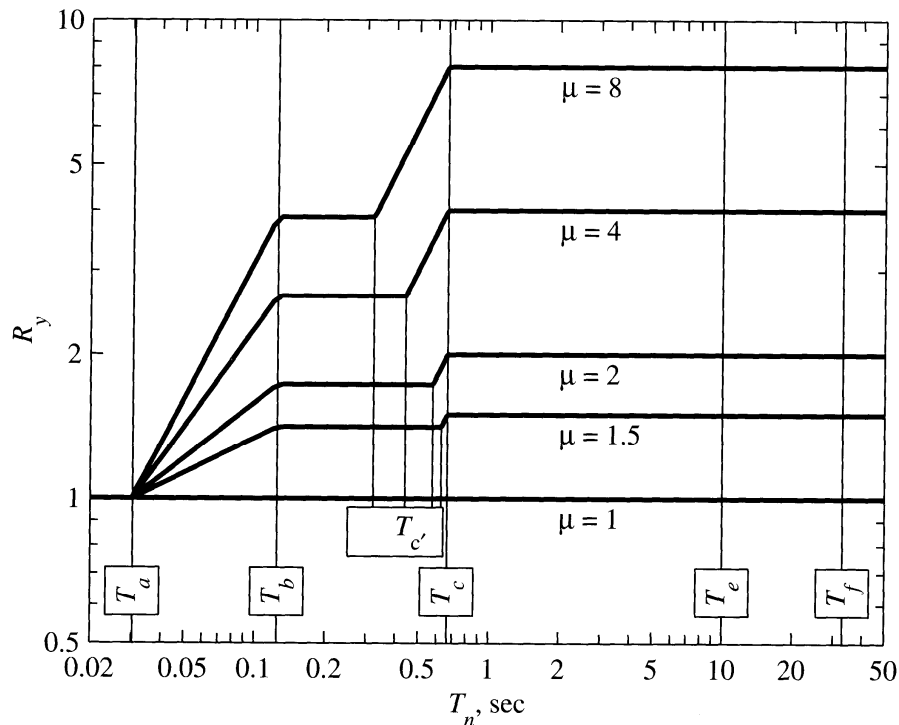


Figura 4.19. Relația idealizată între factorul de reducere R_y și ductilitate μ (Chopra, 2001).

5. Sisteme cu mai multe grade de libertate dinamică

5.1. Ecuatii de mișcare, formularea problemei, metode de rezolvare

O structură poate fi idealizată ca și un ansamblu de elemente (rigle, stâlpi, pereți, etc.) interconectate în noduri (vezi Figura 5.1a). Deplasările nodurilor reprezintă gradele de libertate. În general, într-o problemă plană un nod are 3 grade de libertate: două deplasări de nod și o rotire. Într-o problemă spațială, un nod are în general 6 grade de libertate: trei deplasări de nod și trei rotiri de nod.

Un cadru plan cu două deschideri și două nivele are 18 grade de libertate (vezi Figura 5.1a). Ținând cont de faptul că deformațiile axiale ale elementelor pot fi neglijate de cele mai multe ori pentru cadre cu un număr mic de nivele, numărul gradelor de libertate pentru acest cadru poate fi redus la doar 8 (vezi Figura 5.1b). Forțele dinamice (momente și forțe) sunt aplicate în noduri (vezi Figura 5.2), iar momentele $p_3(t)$ la $p_8(t)$ sunt egale cu zero în cele mai multe cazuri practice.

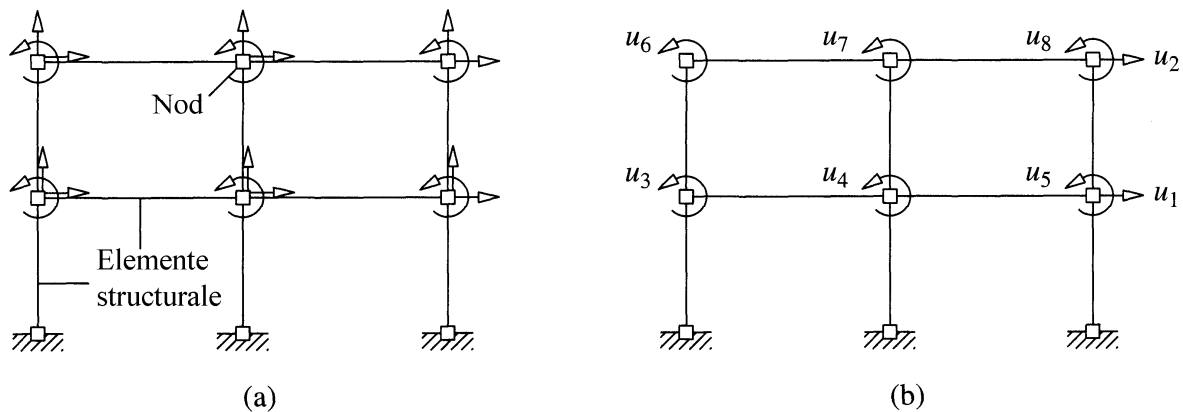


Figura 5.1. Grade de libertate considerând inclusiv deformațiile axiale: 18 (a), grade de libertate cu deformațiile axiale neglijate: 8 (b), Chopra, 2001.

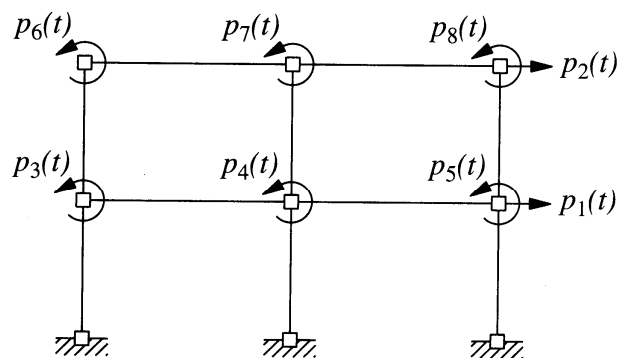


Figura 5.2. Forțe dinamice $p(t)$ aplicate în noduri.

5.1.1. Forțele elastice

Deplasările nodurilor u_j sunt în relație cu forțele nodale f_{Sj} (vezi Figura 5.3a). Pentru sistemele liniare forțele nodale pot fi determinate pe baza principiului suprapunerii efectelor și a coeficienților de rigiditate. Blocând toate gradele de libertate și impunând o deplasare unitară pe direcția gradului de libertate j , în blocaje vor apărea reacțiuni pe direcția gradelor de libertate considerate. *Coefficientul de rigiditate* k_{ij} este forța pe direcția gradului de libertate i datorată unei deplasări unitare de-a lungul gradului de libertate j . Spre exemplu, în Figura 5.3b sunt prezentate forțele k_{i1} ($i = 1, 2, \dots, 8$) necesare păstrării echilibrului în cazul impunerii unei deplasări unitare $u_1 = 1$. Cu toate că toate forțele k_{ij} din Figura 5.3 sunt reprezentate cu semnele lor pozitive, unele dintre acestea vor fi negative pentru a fi compatibile cu deplasările impuse.

Cunoscând coeficienții de rigiditate k_{ij} , forțele nodale f_{Si} pe direcția gradului de libertate i , asociate deplasării u_j , $j = 1, 2, \dots, N$ se obțin folosind principiul suprapunerii efectelor (vezi Figura 5.3a):

$$f_{Si} = k_{i1}u_1 + k_{i2}u_2 + \dots + k_{ij}u_j + \dots + k_{iN}u_N \quad (5.1)$$

Ecuțiile corespunzătoare $i = 1, 2, \dots, N$ pot fi scrise în formă matriceală:

$$\begin{bmatrix} f_{S1} \\ f_{S2} \\ \vdots \\ f_{SN} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} & \dots & k_{1j} & \dots & k_{1N} \\ k_{21} & k_{22} & \dots & k_{2j} & \dots & k_{2N} \\ \vdots & \vdots & & \vdots & & \vdots \\ k_{N1} & k_{N2} & \dots & k_{Nj} & \dots & k_{NN} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_1 \\ u_2 \\ \vdots \\ u_N \end{Bmatrix} \quad (5.2)$$

sau, în formă compactă:

$$[f_S] = [k]\{u\} \quad (5.3)$$

unde $[k]$ este matricea de rigiditate a structurii, care este o matrice simetrică ($k_{ij} = k_{ji}$).

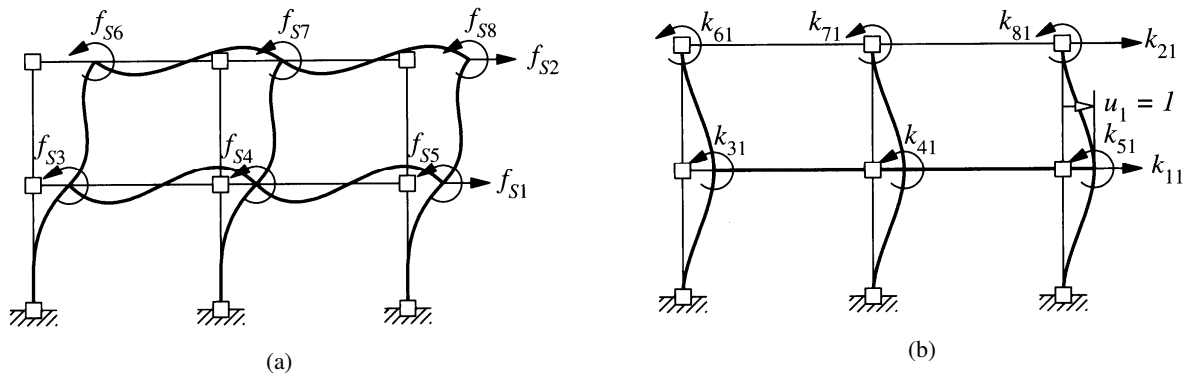


Figura 5.3. Componenta de rigiditate pentru un cadru plan (a), coeficienții de rigiditate pentru $u_j = 1$ (b), Chopra, 2001.

5.1.2. Forțele de amortizare

În mod similar cu matricea de rigiditate poate fi determinată și matricea de amortizare. Astfel, dacă se blochează toate gradele de libertate și se impune o viteză unitară pe direcția gradului de libertate j , vor fi generate forțe pe direcția gradelor de libertate considerate. Coeficientul de amortizare c_{ij} este forța pe direcția gradului de libertate i datorată unei viteze unitare de-a lungul gradului de libertate j .

Cunoscând coeficienții de amortizare c_{ij} , forțele nodale f_{Di} pe direcția gradului de libertate i , asociate vitezei $\dot{u}_j, j = 1, 2, \dots, N$ se obțin folosind principiul suprapunerii efectelor (vezi Figura 5.4):

$$f_{Di} = c_{i1}\dot{u}_1 + c_{i2}\dot{u}_2 + \dots + c_{ij}\dot{u}_j + \dots + c_{iN}\dot{u}_N \quad (5.4)$$

Ecuțiile corespunzătoare $i = 1, 2, \dots, N$ pot fi scrise în formă matriceală:

$$\begin{bmatrix} f_{D1} \\ f_{D2} \\ \vdots \\ f_{DN} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} c_{11} & c_{12} & \dots & c_{1j} & \dots & c_{1N} \\ c_{21} & c_{22} & \dots & c_{2j} & \dots & c_{2N} \\ \vdots & \vdots & & \vdots & & \vdots \\ c_{N1} & c_{N2} & \dots & c_{Nj} & \dots & c_{NN} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{u}_1 \\ \dot{u}_2 \\ \vdots \\ \dot{u}_N \end{Bmatrix} \quad (5.5)$$

sau, în formă compactă:

$$[f_D] = [c]\{\dot{u}\} \quad (5.6)$$

unde $[c]$ este matricea de amortizare a structurii.

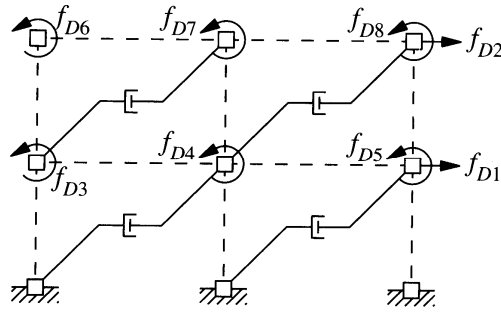


Figura 5.4. Componenta de amortizare pentru un cadru plan (Chopra, 2001).

5.1.3. Forțele de inerție

Dacă se blochează toate gradele de libertate și se impune o accelerație unitară pe direcția gradului de libertate j , conform principiului lui D’Alambert vor fi generate forțe de inerție pe direcția gradelor de libertate considerate. Coeficientul masei m_{ij} este forța pe direcția gradului de libertate i datorată unei accelerații unitare de-a lungul gradului de libertate j . Spre exemplu, în Figura 5.5b sunt prezentate forțele m_{i1} ($i = 1, 2, \dots, 8$) necesare păstrării echilibrului în cazul impunerii unei accelerații unitare $\ddot{u}_1 = 1$.

Cunoscând coeficienții maselor m_{ij} , forțele nodale f_{i1} pe direcția gradului de libertate i , asociate accelerației $\ddot{u}_j, j = 1, 2, \dots, N$ sunt obținute folosind principiul suprapunerii efectelor (vezi Figura 5.5a):

$$f_{i1} = m_{i1}\ddot{u}_1 + m_{i2}\ddot{u}_2 + \dots + m_{ij}\ddot{u}_j + \dots + m_{iN}\ddot{u}_N \tag{5.7}$$

Ecuțiile corespunzătoare $i = 1, 2, \dots, N$ pot fi scrise în formă matriceală:

$$\begin{bmatrix} f_{I1} \\ f_{I2} \\ \vdots \\ f_{IN} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} m_{11} & m_{12} & \dots & m_{1j} & \dots & m_{1N} \\ m_{21} & m_{22} & \dots & m_{2j} & \dots & m_{2N} \\ \vdots & \vdots & & \vdots & & \vdots \\ m_{N1} & m_{N2} & \dots & m_{Nj} & \dots & m_{NN} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u}_1 \\ \ddot{u}_2 \\ \vdots \\ \ddot{u}_N \end{Bmatrix} \tag{5.8}$$

sau, în formă compactă:

$$[f_I] = [m]\{\ddot{u}\} \tag{5.9}$$

unde $[m]$ este matricea masei structurii, care este o matrice simetrică ($m_{ij} = m_{ji}$).

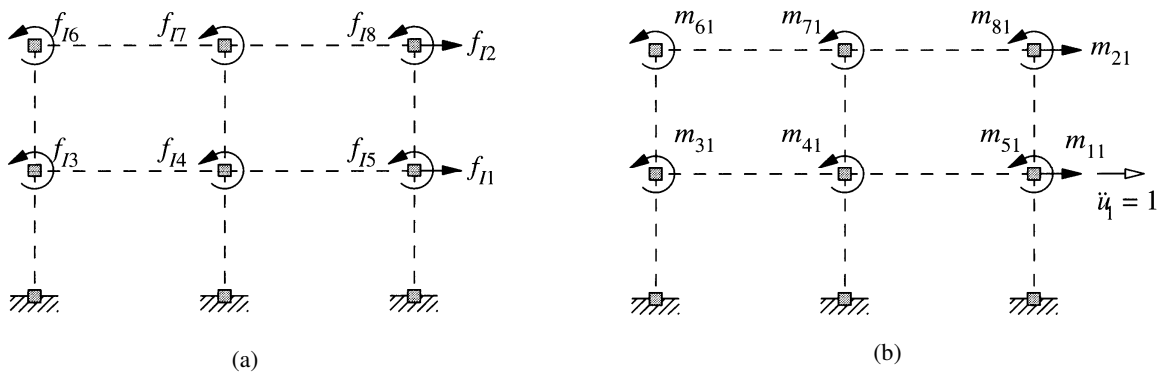


Figura 5.5. Componenta de masă pentru un cadru plan (a), coeficienții de masă pentru $\ddot{u}_1 = 1$ (b), Chopra, 2001.

Masa unei structuri este distribuită în întreaga structură (vezi Figura 5.6a). Totuși, în cele mai multe cazuri, masa poate fi considerată concentrată în nodurile structurii. Procedura constă în concentrarea masei elementelor la fiecare capăt al acestuia pe baza principiilor staticii, urmată de însumarea masei elementelor care concură în nodurile corespunzătoare (vezi Figura 5.6b și c). În general, componentele de rotație ale maselor au o influență minoră asupra răspunsului dinamic al structurilor și sunt neglijate. În cazul unui cadru plan, masele obținute în acest mod vor avea componente pe cele două direcții de translație (x, y). Considerând barele

structurii infinit rigide axial (ipoteză folosită și la stabilirea matricei de rigiditate), masele structurii pot fi considerate concentrate la nivelul planșeelor structurii, acționând doar pe direcția x (Figura 5.6d). Astfel, pentru exemplul din Figura 5.5, masa asociată unei accelerații unitare $\ddot{u}_1 = 1$ este $m_{11} = m_1$ (unde $m_1 = m_a + m_b + m_c$, vezi Figura 5.6c), iar $m_{i1} = 0$ pentru $i = 2, 3, \dots, 8$.

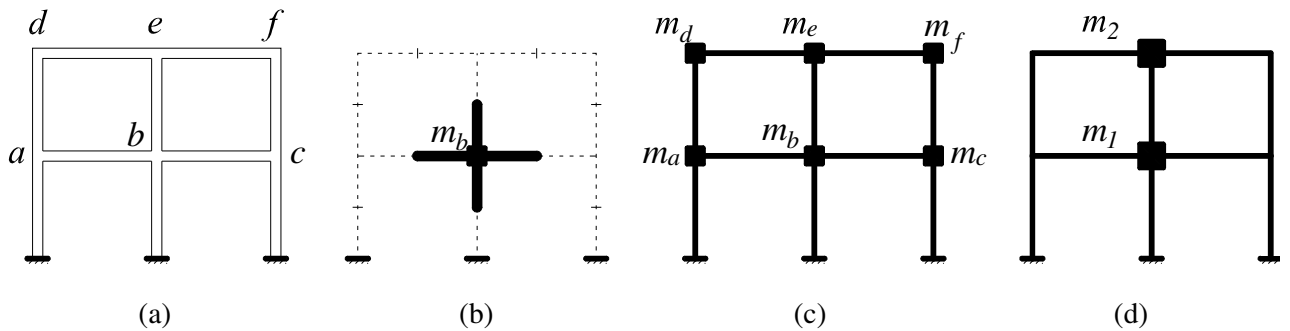


Figura 5.6. Concentrarea maselor în noduri (a - c) și la nivelul planșeelor (d) pentru un cadru plan.

În general, pentru mase concentrate în noduri, matricea maselor este diagonală:

$$m_{ij} = 0 \text{ pentru } i \neq j \quad \text{și} \quad m_{jj} = m_j \text{ sau } 0 \quad (5.10)$$

unde m_j este masa asociată gradului de libertate j atunci când acesta reprezintă o translație, și $m_j = 0$ pentru un grad de libertate care reprezintă o rotire de nod.

La structurile multietajate spațiale, numărul elementelor din matricea maselor poate fi redus considerând efectul de șaibă rigidă a planșeelor. Astfel, planșeele care posedă o rigiditate foarte mare în planul lor (cum ar fi planșeele de beton armat) sunt considerate de o rigiditate infinită în planul lor dar flexibile în afara planului. Datorită mișcării de corp rigid, deplasările orizontale (după x și y) ale nodurilor de la nivelul unui planșeu nu sunt independente, și pot fi reduse la doar trei grade de libertate definite în centrul de greutate al fiecărui planșeu: două deplasări orizontale și o rotire față de axa verticală (vezi Figura 5.7a). Atunci când planșeul nu poate fi considerat rigid (de exemplu în cazul planșeelor din lemn), masele trebuie atribuite fiecărui nod în parte, proporțional cu aria aferentă nodului respectiv (vezi Figura 5.7b).

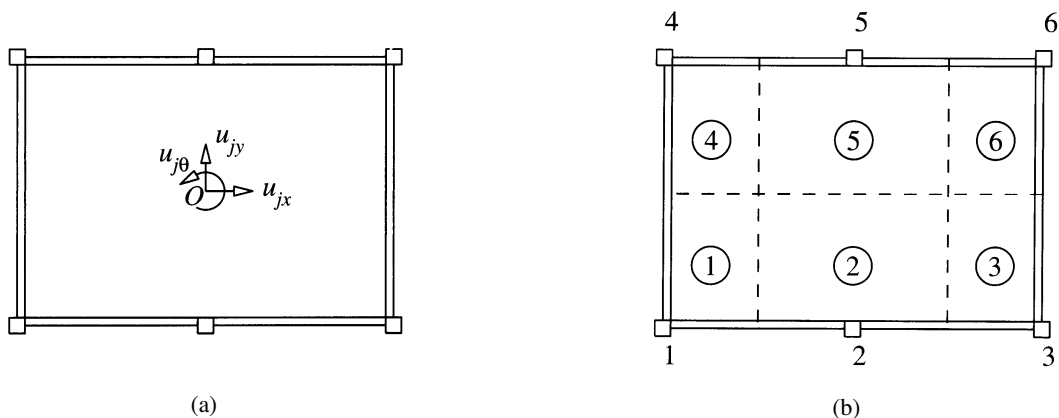


Figura 5.7. Grade de libertate pentru cadre spațiale: planșee rigide în planul lor (a); aria aferentă pentru distribuirea masei în noduri la planșee flexibile în planul lor (b), Chopra, 2001.

5.1.4. Ecuația de mișcare: forțe dinamice

Răspunsul dinamic al unui sistem cu mai multe grade de libertate dinamică (MGLD) acționat de forțe dinamice este alcătuit din deplasările $u_j(t)$, vitezele $\dot{u}_j(t)$ și accelerațiile $\ddot{u}_j(t)$, $j = 1 \dots N$. Forțele dinamice $\{p(t)\}$ pot fi considerate distribuite la componenta de rigiditate $\{f_S(t)\}$, componenta de amortizare $\{f_D(t)\}$ și componenta de masă $\{f_I(t)\}$ (vezi Figura 5.8):

$$\{f_I(t)\} + \{f_D(t)\} + \{f_S(t)\} = \{p(t)\} \quad (5.11)$$

Înlocuind ecuațiile (5.3), (5.6) și (5.9) în ecuația (5.11) obținem:

$$[m]\{\ddot{u}\} + [c]\{\dot{u}\} + [k]\{u\} = \{p(t)\} \quad (5.12)$$

cea ce reprezintă un sistem de N ecuații diferențiale, a cărui rezolvare duce la determinarea deplasărilor $\{u(t)\}$ generate de acțiunea dinamică $\{p(t)\}$. Ecuația (5.12) reprezintă echivalentul MGLD al ecuației (2.6) determinată pentru un sistem SGLD.

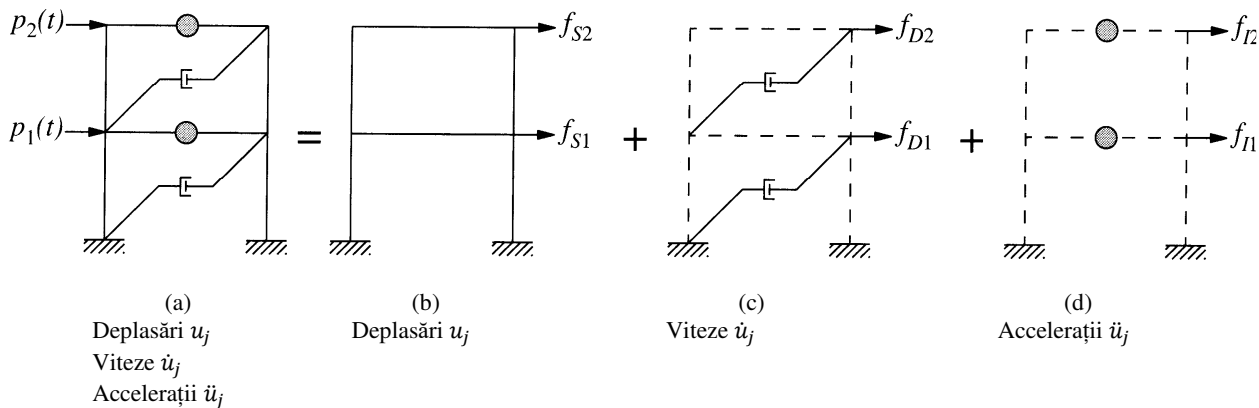


Figura 5.8. Sistemul MGLD complet (a), componenta de rigiditate (b), cea de amortizare (c) și de masă (d), Chopra, 2001.

5.1.5. Ecuația de mișcare: acțiunea seismică

Pentru un număr mare de structuri ingineresti toate gradele de libertate dinamică sunt deplasări în aceeași direcție cu mișcarea seismică. Două astfel de structuri, un cadru multietajat și un turn, sunt prezentate în Figura 5.9. Deplasarea terenului este notată cu u_g , deplasarea totală a masei m_j cu u_j^t , iar deplasarea relativă între această masă și teren cu u_j . Relația dintre aceste deplasări este dată de expresia:

$$u_j^t(t) = u_j(t) + u_g(t) \quad (5.13)$$

Toate cele N astfel de ecuații formulate pentru fiecare masă pot fi combinate în formă vectorială:

$$\{u^t(t)\} = \{u(t)\} + u_g(t)\{1\} \quad (5.14)$$

unde $\{1\}$ este un vector unitate.

Ecuația (5.11) derivată pentru cazul unor forțe dinamice este valabilă în continuare, dar în cazul mișcării terenului forțele dinamice $\{p(t)\} = 0$, deoarece nu există forțe dinamice aplicate maselor structurii:

$$\{f_I(t)\} + \{f_D(t)\} + \{f_S(t)\} = \{0\} \quad (5.15)$$

Ținând cont de faptul că doar deformațiile relative u_j^t produc forțe elastice $\{f_S(t)\}$ și de amortizare $\{f_D(t)\}$, iar forțele de inerție $\{f_I(t)\}$ sunt generate de accelerația totală a maselor, ecuația (5.15) devine:

$$[m]\{\ddot{u}^t\} + [c]\{\dot{u}\} + [k]\{u\} = \{0\} \quad (5.16)$$

care, ținând cont de relația (5.13) devine:

$$[m]\{\ddot{u}\} + [c]\{\dot{u}\} + [k]\{u\} = -[m]\{1\}\ddot{u}_g(t) \quad (5.17)$$

Relația (5.17) reprezintă N ecuații diferențiale. Rezolvând acest sistem de ecuații se pot determina deplasările relative $u_j(t)$ ale sistemului MGLD sub acțiunea accelerației terenului $u_g(t)$. Matricea de rigiditate $[k]$ se referă doar la deplasările orizontale u_j și se poate obține prin condensare statică (Chopra, 2001), pentru a elimina gradele de libertate corespunzătoare deplasărilor verticale și rotirilor de noduri. Din această cauză, matricea $[k]$ este cunoscută sub denumirea de matrice de rigiditate laterală. Cu toate acestea, în analiza statică a structurii se va folosi matricea de rigiditate completă a structurii.

Comparația ecuațiilor (5.12) și (5.17) indică faptul că ecuația de mișcare a unui sistem MGLD supus unei mișcări seismice (acceleerația terenului $\ddot{u}_g(t)$) este echivalentă ecuației de mișcare a sistemului MGLD acționat de forțe dinamice egale cu $-m_j\ddot{u}_g(t)$ aplicate maselor (vezi Figura 5.10). Astfel, mișcarea terenului poate fi înlocuită cu forțe seismice efective:

$$\{p_{eff}(t)\} = -[m]\{1\}\ddot{u}_g(t) \tag{5.18}$$

Ecuația de mișcare (5.17) este valabilă numai pentru cazul în care toate gradele de libertate dinamică ale structurii sunt deplasări orizontale în aceeași direcție cu mișcarea seismică. Valabilitatea acestei ecuații mai este limitată și de ipoteza că toate reazemele structurii se deplasează în fază, adică nu există deplasări relative între reazemele structurii. Această ultimă ipoteză este rezonabilă pentru majoritatea structurilor ingineresti. Mișcarea diferențiată a reazemelor structurii poate fi necesară pentru structurile cu deschideri foarte mari.

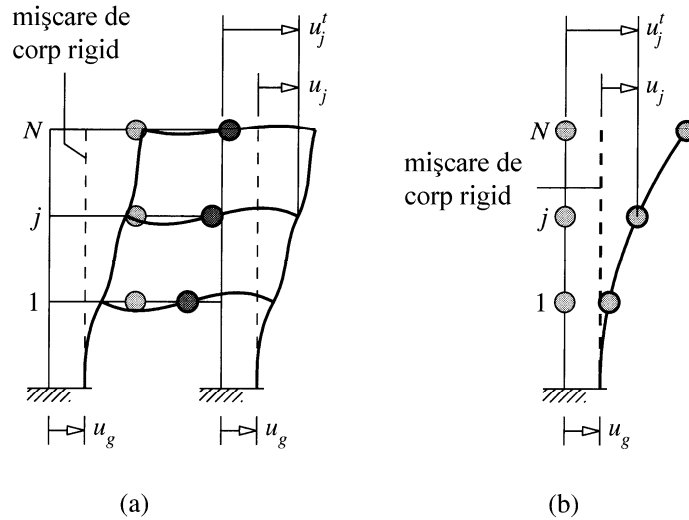


Figura 5.9. Schematizarea a două sisteme MGLD: un cadru multietajat (a) și un turn (b), Chopra, 2001.

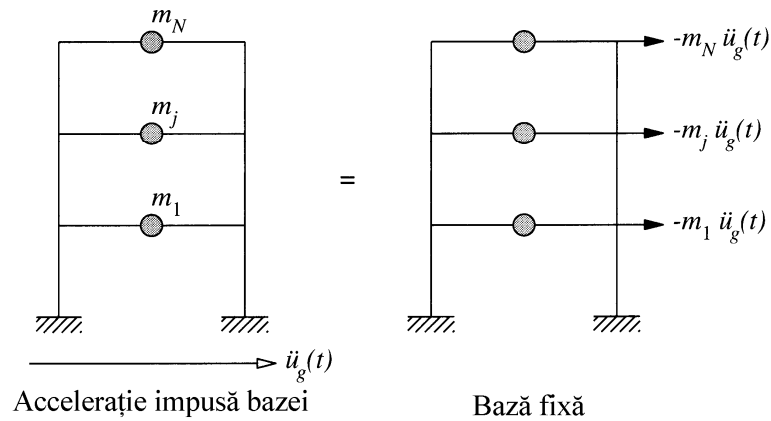


Figura 5.10. Forțe seismice efective (Chopra, 2001).

5.2. Vibrații libere ale sistemelor MGLD

5.2.1. Moduri proprii de vibrație ale sistemelor MGLD neamortizate

În cazul vibrațiilor libere neamortizate ecuația de mișcare (5.12) pentru sisteme MGLD devine:

$$[m]\{\ddot{u}\} + [k]\{u\} = \{0\} \tag{5.19}$$

Ecuația (5.19) reprezintă un sistem de N ecuații diferențiale omogene, unde N este numărul de GLD. Cunoscând condițiile inițiale:

$$\{u\} = \{u(0)\} \quad \{\dot{u}\} = \{\dot{u}(0)\} \quad (5.20)$$

la timpul $t = 0$ se poate determina soluția $\{u(t)\}$ a ecuației (5.19).

Figura 5.11 prezintă grafic vibrațiile libere neamortizate ale unui cadru cu două nivele. Vibrațiile sunt inițiate de deplasările inițiale reprezentate prin curba a din Figura 5.11b, viteza inițială fiind zero. Răspunsul în timp al deplasărilor u_j celor două mase este reprezentat în Figura 5.11d, iar deformata structurii la timpul a , b și c în Figura 5.11b. Cu toate că răspunsul în timp al celor două mase reprezintă o mișcare periodică, spre deosebire de oscilațiile libere neamortizate ale sistemelor SGLD, răspunsul în timp al deplasării celor două mase ale sistemului MGLD nu este o mișcare armonică. În plus, deformata structurii (raportul u_1/u_2) variază în timp, aspect care este evident din observația deformatelor structurii la timpul a , b și c .

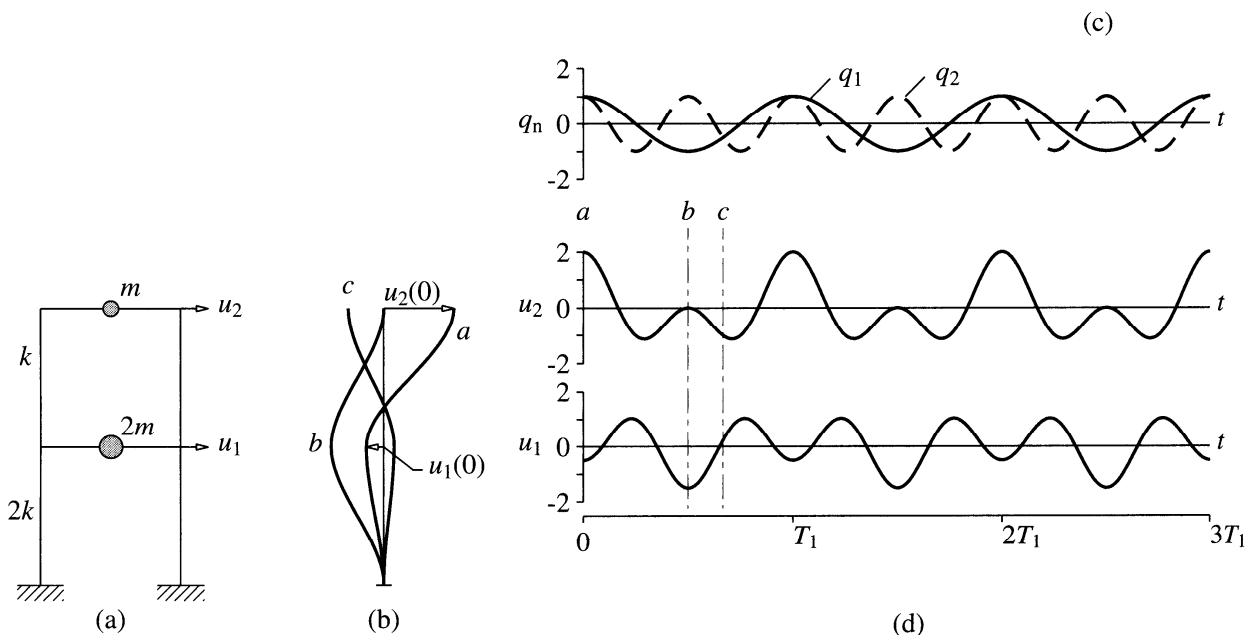


Figura 5.11. Vibrații libere ale unui sistem neamortizat cu două GLD (a); deformata structurii la timpul a , b și c (b); coordonatele modale $q_n(t)$ (c); răspunsul în timp al deplasării (d), Chopra, 2001.

Cu toate acestea, pot fi găsite anumite forme ale deformatelor inițiale pentru care structura va efectua oscilații armonice, iar forma deformată a structurii (raportul u_1/u_2) va rămâne nemodificată. După cum se poate observa din Figura 5.12 și Figura 5.13, pentru sistemul cu două grade de libertate există două astfel de distribuții ale deplasărilor inițiale. Ambele deplasări ating valoarea maximă la același timp și trec prin poziția de echilibru în același timp. Fiecare dintre cele două forme deformată poartă numele de *moduri proprii de vibrație* ale unui sistem MGLD și se notează prin $\{\phi_n\}$. Se poate observa că deplasările celor două mase sunt în același sens în primul mod propriu de vibrație (sau modul fundamental de vibrație - Figura 5.12), dar au sensuri opuse în ce de-al doilea mod propriu de vibrație (Figura 5.13). Punctul de inflexiune se numește nod, iar numărul de noduri crește odată cu creșterea numărului modului propriu de vibrație.

Perioada proprie de vibrație T_n a unui sistem MGLD reprezintă timpul necesar efectuării unei oscilații complete în unul din modurile proprii de vibrație. Fiecărei perioade proprii T_n de vibrație îi vor corespunde o pulsație proprie de vibrație ω_n și o frecvență proprie de vibrație f_n , vezi relațiile (2.20) și (2.21). Fiecărei perioade proprii de vibrație T_n îi corespunde un mod propriu de vibrație $\phi_n = \{\phi_{1n} \ \phi_{2n}\}^T$, $n = 1, 2$. Modul propriu de vibrație căruia îi corespunde perioada mai mare, respectiv pulsația mai mică are indicele 1 și se numește *modul fundamental de vibrație*.

Reprezentarea grafică a deplasărilor înregistrate de un sistem MGLD care efectuează niște oscilații libere neamortizate în modul propriu de vibrație n (vezi Figura 5.12 și Figura 5.13) poate fi exprimată matematic prin:

$$\{u(t)\}_n = q_n(t)\{\phi\}_n \quad (5.21)$$

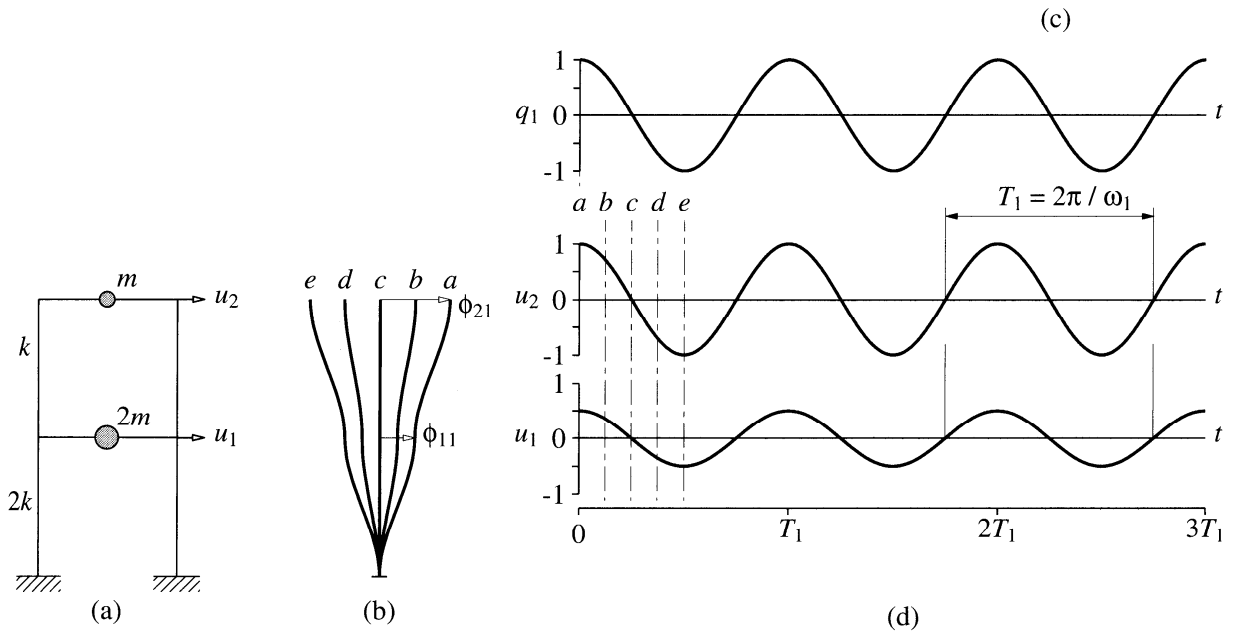


Figura 5.12. Vibrații libere ale unui sistem neamortizat cu două GLD în modul fundamental (a); deformata structurii la timpul a, b, c, d și e (b); coordonata modală $q_1(t)$ (c); răspunsul în timp al deplasării (d), Chopra, 2001.

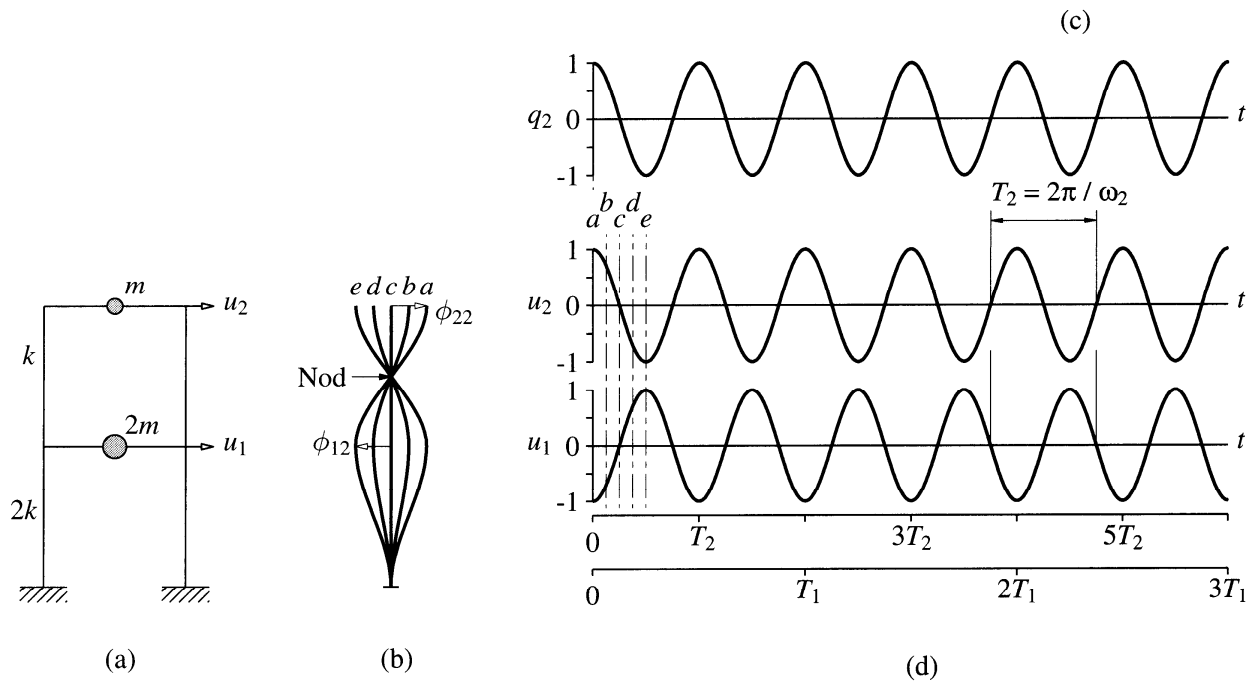


Figura 5.13. Vibrații libere ale unui sistem neamortizat cu două GLD în modul doi (a); deformata structurii la timpul a, b, c, d și e (b); coordonata modală $q_2(t)$ (c); răspunsul în timp al deplasării (d), Chopra, 2001.

Deformata $\{\phi_n\}$ nu variază în timp, iar variația în timp a deplasărilor este dată de o funcție armonică:

$$q_n(t) = A_n \cos \omega_n t + B_n \sin \omega_n t \tag{5.22}$$

unde A_n și B_n sunt constante de integrare care pot fi determinate cunoscând condițiile inițiale.

Combinând ecuațiile (5.21) și (5.22) obținem:

$$\{u(t)\}_n = \{\phi\}_n (A_n \cos \omega_n t + B_n \sin \omega_n t) \tag{5.23}$$

unde ω_n și $\{\phi_n\}$ sunt necunoscute. Înlocuind relația (5.23) în ecuația de mișcare (5.19) obținem:

$$[-\omega_n^2[m]\{\phi\}_n + [k]\{\phi\}_n]q_n(t) = \{0\} \quad (5.24)$$

Această ecuație are două soluții. Prima soluție corespunde $q_n(t) = 0$ ceea ce implică $\{u(t)\}_n = \{0\}$, adică sistemul nu oscilează (soluția banală). Cea de-a doua soluție se obține pentru:

$$[k]\{\phi\}_n = \omega_n^2[m]\{\phi\}_n \quad (5.25)$$

sau

$$([k] - \omega_n^2[m])\{\phi\}_n = \{0\} \quad (5.26)$$

care se numește *problemă de valori proprii* și conduce la determinarea scalarilor ω_n și a vectorilor $\{\phi_n\}$. Ecuația (5.26) are soluții nenule pentru:

$$\det([k] - \omega_n^2[m]) = 0 \quad (5.27)$$

Prin dezvoltarea determinantului se obține un polinom de ordinul N funcție de ω_n^2 cunoscut sub numele de *ecuație caracteristică*. Această ecuație are N rădăcini reale și pozitive ale ω_n^2 , care se numesc *valori proprii*. Odată cunoscute valorile proprii ω_n^2 , se pot determina cei N vectori proprii corespunzători $\{\phi_n\}$, cunoscuți sub denumirea de *moduri proprii*. Rezolvând problema de valori proprii nu se obțin amplitudinile absolute ale vectorilor $\{\phi_n\}$, ci doar valori relative ale celor N deplasări ϕ_{jn} ($j = 1 \dots N$), adică doar forma deformată modală.

Cele N valori proprii și cele N moduri proprii pot fi reprezentate compact în formă vectorială. Astfel, modul propriu $\{\phi_n\}$ corespunzător pulsației ω_n are elementele ϕ_{jn} ($j = 1 \dots N$), unde j reprezintă gradele de libertate. Cele N moduri proprii pot fi reprezentate matriceal sub forma:

$$[\Phi] = \{\{\phi\}_1 \quad \dots \quad \{\phi\}_n\} = \begin{bmatrix} \phi_{11} & \dots & \phi_{1N} \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ \phi_{N1} & \dots & \phi_{NN} \end{bmatrix} \quad (5.28)$$

Matricea $[\Phi]$ se numește *matricea modală* a problemei de valori proprii. Cele N valori proprii ω_n^2 pot fi asamblate într-o matrice diagonală $[\Omega^2]$, care se numește *matricea spectrală* a problemei de valori proprii:

$$[\Omega^2] = \begin{bmatrix} \omega_1^2 & & \\ & \ddots & \\ & & \omega_N^2 \end{bmatrix} \quad (5.29)$$

Folosind notațiile (5.28) și (5.29), ecuația (5.25) se poate scrie în formă compactă sub forma:

$$[k][\Phi] = [m][\Phi][\Omega^2] \quad (5.30)$$

5.2.2. Ortogonalitatea modurilor proprii

Modul propriu n satisface ecuația (5.25). Înmulțind această relație la stânga cu $\{\phi\}_r^T$ (pentru $r \neq n$) obținem:

$$\{\phi\}_r^T [k]\{\phi\}_n = \omega_n^2 \{\phi\}_r^T [m]\{\phi\}_n \quad (5.31)$$

Similar, modul propriu r satisface ecuația (5.25). Înmulțind relația corespunzătoare modului r la stânga cu $\{\phi\}_n^T$ obținem:

$$\{\phi\}_n^T [k]\{\phi\}_r = \omega_r^2 \{\phi\}_n^T [m]\{\phi\}_r \quad (5.32)$$

Transpusa unei matrice simetrice este egală cu ea însăși, iar transpusa produsului a două matrice este egală cu produsul în ordine inversă a matricelor transpuse. Aplicând această proprietate matricelor simetrice de masă și rigiditate, și calculând transpusa relației (5.31) obținem:

$$\{\phi\}_n^T [k]\{\phi\}_r = \omega_n^2 \{\phi\}_n^T [m]\{\phi\}_r \quad (5.33)$$

Făcând diferența dintre ecuațiile (5.33) și (5.32), obținem:

$$(\omega_n^2 - \omega_r^2)\{\phi\}_n^T[m]\{\phi\}_r = 0 \quad (5.34)$$

Astfel, pentru $\omega_n^2 \neq \omega_r^2$, care pentru sisteme cu pulsații pozitive implică $\omega_n \neq \omega_r$ conduce la expresia:

$$\{\phi\}_n^T[m]\{\phi\}_r = 0 \quad \omega_n \neq \omega_r \quad (5.35)$$

Înlocuind ecuația (5.35) în relația (5.32) rezultă:

$$\{\phi\}_n^T[k]\{\phi\}_r = 0 \quad \omega_n \neq \omega_r \quad (5.36)$$

Relațiile (5.35) și (5.36) demonstrează proprietatea de ortogonalitate a modurilor proprii de vibrație.

Ortogonalitatea modurilor proprii de vibrație implică faptul că următoarele matrice sunt diagonale:

$$[K] \equiv [\Phi]^T[k][\Phi] \quad [M] \equiv [\Phi]^T[m][\Phi] \quad (5.37)$$

unde elementele diagonale sunt:

$$K_n = \{\phi\}_n^T[k]\{\phi\}_n \quad M_n = \{\phi\}_n^T[m]\{\phi\}_n \quad (5.38)$$

Deoarece matricele $[m]$ și $[k]$ sunt pozitive, elementele de pe diagonalele matricelor $[M]$ și $[K]$ sunt de asemenea pozitive. Elementele celor două matrice se raportează prin:

$$K_n = \omega_n^2 M_n \quad (5.39)$$

Această relație poate fi demonstrată înlocuind expresia (5.25) în definiția (5.38)a.

5.2.3. Normalizarea modurilor

Rezolvarea problemei de valori proprii (5.25) duce la determinarea vectorilor proprii, rezultatul reprezentând însă doar valorile relative ale elementelor acestor vectori. Orice alt vector proporțional cu $\{\phi\}_n$ va satisface ecuația (5.25). Pentru a standardiza modurile proprii de vibrație, acestea se normalizează. Uneori normalizarea poate consta în egalarea valorii maxime a unui mod propriu cu unitatea. Alteori poate fi avantajoasă egalarea valorii corespunzătoare unui anumit GLD (de exemplu deplasarea laterală la ultimul nivel al unei structuri multietajate) cu unitatea. În aplicațiile teoretice și aplicațiile în programe de calcul este uzuală normalizarea modurilor proprii astfel ca M_n să aibă valori unitare:

$$M_n = \{\phi\}_n^T[m]\{\phi\}_n = 1 \quad [\Phi]^T[m][\Phi] = [I] \quad (5.40)$$

unde $[I]$ este matricea unitate. Ecuația (5.40) indică faptul că modurile proprii obținute în acest mod sunt nu doar ortogonale, ci și normalizate față de matricea $[m]$. Astfel de moduri proprii se numesc *ortonormale*. În acest caz relațiile (5.38)a și (5.37)a devin:

$$K_n = \{\phi\}_n^T[k]\{\phi\}_n = \omega_n^2 M_n = \omega_n^2 \quad [K] = [\Phi]^T[k][\Phi] = [\Omega^2] \quad (5.41)$$

5.2.4. Dezvoltarea modală a deplasărilor

Orice set de N vectori independenți poate fi folosit pentru reprezentarea unui alt vector de ordinul N . Modurile proprii pot fi folosite pe postul unor astfel de vectori independenți. Dezvoltarea modală a unui vector arbitrar $\{u\}$ este de forma:

$$\{u\} = \sum_{r=1}^N \{\phi\}_r q_r = [\Phi]\{q\} \quad (5.42)$$

unde q_r sunt valori scalare denumite coordonate modale, iar $\{q\} = \{q_1 \ q_2 \ \dots \ q_n\}^T$. Atunci când se cunosc modurile proprii $\{\phi\}_r$, pentru un vector $\{u\}$ dat, se pot determina coordonatele modale q_r multiplicând ambele părți ale ecuației (5.42) cu $\{\phi\}_n^T[m]$:

$$\{\phi\}_n^T[m]\{u\} = \sum_{r=1}^N \{\phi\}_n^T[m]\{\phi\}_r q_r \quad (5.43)$$

Ca urmare a proprietății de ortogonalitate (5.35), toți termenii sumei sunt egali cu zero, cu excepția celor corespunzători $r = n$. Astfel:

$$\{\phi\}_n^T[m]\{u\} = \{\phi\}_n^T[m]\{\phi\}_n q_n \quad (5.44)$$

Ambele produse fiind valori scalare, se poate scrie:

$$q_n = \frac{\{\phi\}_n^T[m]\{u\}}{\{\phi\}_n^T[m]\{\phi\}_n} = \frac{\{\phi\}_n^T[m]\{u\}}{M_n} \quad (5.45)$$

5.2.5. Soluția ecuației de mișcare

Răspunsul dinamic al unui sistem neamortizat care efectuează oscilații libere se obține rezolvând ecuația de mișcare (5.19) cunoscând condițiile inițiale (5.20). S-a arătat că rezolvarea ecuației de mișcare a condus la problema de valori proprii (5.25). Presupunând această problemă rezolvată și cunoscând pulsațiile și vectorii proprii, soluția generală a ecuației de mișcare (5.19) se poate determina prin suprapunerea răspunsului individual în fiecare mod propriu dat de ecuația (5.23):

$$\{u(t)\} = \sum_{n=1}^N \{\phi\}_n (A_n \cos \omega_n t + B_n \sin \omega_n t) \quad (5.46)$$

unde A_n și B_n sunt $2N$ constante de integrare. Pentru determinarea acestora este nevoie de expresia vectorului vitezelor:

$$\{\dot{u}(t)\} = \sum_{n=1}^N \{\phi\}_n \omega_n (-A_n \sin \omega_n t + B_n \cos \omega_n t) \quad (5.47)$$

Pentru $t = 0$ ecuațiile (5.46) și (5.47) devin:

$$\{u(0)\} = \sum_{n=1}^N \{\phi\}_n A_n \quad \{\dot{u}(0)\} = \sum_{n=1}^N \{\phi\}_n \omega_n B_n \quad (5.48)$$

Cunoscând deplasările și vitezele inițiale $\{u(0)\}$ și $\{\dot{u}(0)\}$, fiecare din ecuațiile (5.48) reprezintă un sistem de N ecuații algebrice liniare cu necunoscutele A_n , respectiv B_n . Însă rezolvarea simultană a acestor ecuații nu este necesară, deoarece acestea pot fi interpretate ca și o dezvoltare modală a vectorilor $\{u(0)\}$ și $\{\dot{u}(0)\}$. Folosind ecuația (5.42), se poate scrie:

$$\{u(0)\} = \sum_{n=1}^N \{\phi\}_n q_n(0) \quad \{\dot{u}(0)\} = \sum_{n=1}^N \{\phi\}_n \dot{q}_n(0) \quad (5.49)$$

unde, prin analogie cu relația (5.45), coordonatele modale $q_n(0)$ și $\dot{q}_n(0)$ sunt date de:

$$q_n(0) = \frac{\{\phi\}_n^T[m]\{u(0)\}}{M_n} \quad \dot{q}_n(0) = \frac{\{\phi\}_n^T[m]\{\dot{u}(0)\}}{M_n} \quad (5.50)$$

Ecuațiile (5.48) și (5.49) sunt echivalente, ceea ce implică $A_n = q_n(0)$ și $B_n = \dot{q}_n(0)/\omega_n$. Înlocuind aceste expresii în relația (5.46) obținem:

$$\{u(t)\} = \sum_{n=1}^N \{\phi\}_n \left(q_n(0) \cos \omega_n t + \frac{\dot{q}_n(0)}{\omega_n} \sin \omega_n t \right) \quad (5.51)$$

sau, alternativ:

$$\{u(t)\} = \sum_{n=1}^N \{\phi\}_n q_n(t) \quad (5.52)$$

unde

$$q_n(t) = q_n(0) \cos \omega_n t + \frac{\dot{q}_n(0)}{\omega_n} \sin \omega_n t \quad (5.53)$$

reprezintă variația în timp a coordonatelor modale, care sunt similare expresiei oscilațiilor libere neamortizate ale unui sistem SGLD. Ecuația (5.51) reprezintă soluția ecuației de mișcare în cazul oscilațiilor libere neamortizate ale unui sistem MGLD. Aceasta constă din vectorul deplasărilor $\{u\}$ care variază în timp și se datorează deplasărilor inițiale $u(0)$ și vitezelor inițiale $\dot{u}(0)$. Dacă se cunosc pulsațiile proprii ω_n și vectorii proprii $\{\phi\}$, partea dreaptă a relației (5.51) este cunoscută, cu expresiile $q_n(0)$ și $\dot{q}_n(0)$ date de (5.50).

5.2.6. *Vibrații libere amortizate ale sistemelor MGLD*

În cazul vibrațiilor libere amortizate ecuația de mișcare (5.12) pentru sisteme MGLD devine:

$$[m]\{\ddot{u}\} + [c]\{\dot{u}\} + [k]\{u\} = \{0\} \quad (5.54)$$

Cunoscând condițiile inițiale:

$$\{u\} = \{u(0)\} \quad \{\dot{u}\} = \{\dot{u}(0)\} \quad (5.55)$$

la timpul $t = 0$ se poate determina soluția $u(t)$ a ecuației (5.54).

Folosind ecuația (5.42) pentru a dezvolta deplasările $\{u\}$ prin modurile proprii ale sistemului neamortizat și înlocuind expresia acestor deplasări în ecuația (5.54) obținem:

$$[m][\Phi]\{\ddot{q}\} + [c][\Phi]\{\dot{q}\} + [k][\Phi]\{q\} = \{0\} \quad (5.56)$$

Înmulțind la stânga cu $[\Phi]^T$ obținem:

$$[M]\{\ddot{q}\} + [C]\{\dot{q}\} + [K]\{q\} = \{0\} \quad (5.57)$$

unde matricele $[M]$ și $[K]$ sunt definite de relațiile (5.37), iar matricea $[C]$ este definită în mod similar:

$$[C] = [\Phi]^T [c] [\Phi] \quad (5.58)$$

În general, matricea $[C]$ poate fi sau poate să nu fie o matrice diagonală. În primul caz modurile proprii ale sistemului amortizat sunt identice cu modurile proprii ale sistemului neamortizat, iar ecuația de mișcare poate fi rezolvată folosind metode clasice de analiză modală. De aceea, aceste sisteme sunt denumite cu *amortizare clasică*. Majoritatea structurilor ingineresti pot fi încadrate în această categorie. Astfel, în cele ce urmează vor fi tratate doar sisteme MGLD cu amortizare clasică.

În Figura 5.14 este prezentat un sistem cu două grade de libertate dinamică care efectuează oscilații libere amortizate generate de deplasările inițiale $\{u(0)\}$ proporționale cu primul mod propriu al sistemului neamortizat corespunzător. În Figura 5.15 sunt prezentate rezultate similare pentru același sistem, oscilațiile fiind generate de impunerea unor deplasări inițiale $\{u(0)\}$ proporționale cu cel de-al doilea mod propriu al sistemului neamortizat corespunzător. Rezultatele permit următoarele observații:

- deformata nu se modifică în timpul vibrațiilor libere amortizate, la fel ca și în cazul vibrațiilor libere neamortizate (vezi Figura 5.12 și Figura 5.13). Astfel, modurile proprii $\{\phi\}_n$ ale sistemului amortizat sunt moduri proprii de vibrație și pentru sistemul amortizat
- deplasările celor două mase sunt similare cu cele ale sistemului neamortizat, dar amplitudinea oscilațiilor scade cu fiecare ciclu din cauza amortizării
- răspunsul fiecărei mase este o mișcare armonică simplă, similară cu cea a unui sistem SGLD amortizat.

Pentru fiecare mod propriu de vibrație n , ecuația de mișcare în coordonate modale este:

$$M_n \ddot{q}_n + C_n \dot{q}_n + K_n q_n = 0 \quad (5.59)$$

unde scalarii M_n și K_n sunt definiți de (5.38), iar

$$C_n = \{\phi\}_n^T [c] \{\phi\}_n \quad (5.60)$$

Împărțind ecuația (5.59) la M_n obținem:

$$\ddot{q}_n + 2\xi_n \omega_n \dot{q}_n + \omega_n^2 q_n = 0 \quad (5.61)$$

unde s-a notat:

$$\xi_n = \frac{C_n}{2M_n \omega_n} \quad (5.62)$$

Ecuația (5.61) are aceeași formă ca și ecuația de mișcare (2.26) a unui sistem SGLD amortizat, a cărei soluție este dată de expresia (2.29). Adaptând acest rezultat, soluția ecuației (5.61) este dată de:

$$q_n(t) = e^{-\xi_n \omega_n t} \left[q_n(0) \cos \omega_{nD} t + \frac{\dot{q}(0) + \xi_n \omega_n q_n(0)}{\omega_{nD}} \sin \omega_{nD} t \right] \quad (5.63)$$

unde pulsația amortizată a modului propriu n este:

$$\omega_{nD} = \omega_n \sqrt{1 - \xi_n^2} \quad (5.64)$$

Răspunsul în deplasare al sistemului se obține înlocuind expresia (5.63) în relația (5.52):

$$\{u(t)\} = \sum_{n=1}^N \{\phi\}_n e^{-\xi_n \omega_n t} \left[q_n(0) \cos \omega_{nD} t + \frac{\dot{q}(0) + \xi_n \omega_n q_n(0)}{\omega_{nD}} \sin \omega_{nD} t \right] \quad (5.65)$$

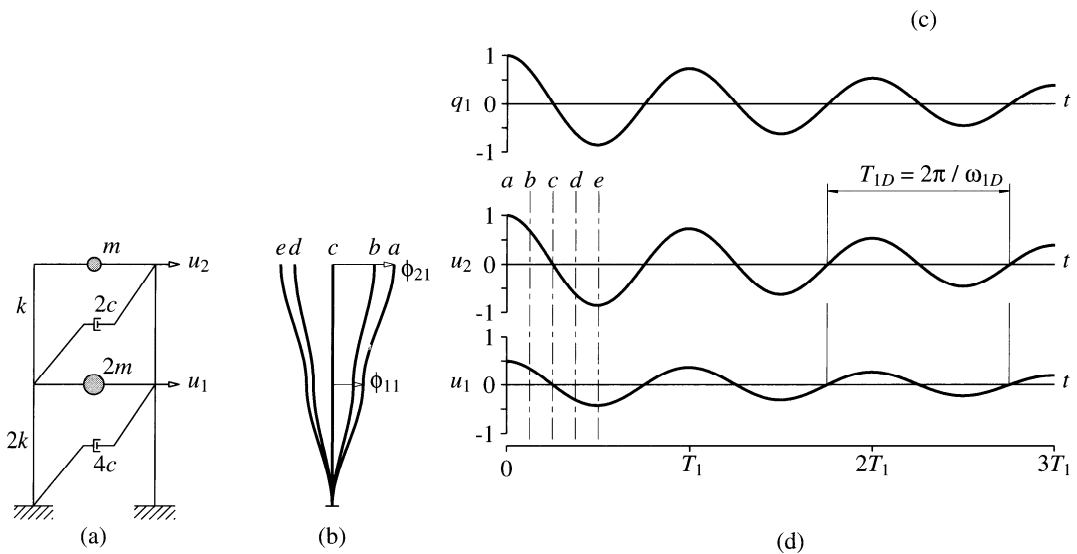


Figura 5.14. Vibrații libere amortizate ale unui sistem cu două GLD în primul mod propriu de vibrație (modul fundamental) (a); deformata structurii la timpul a, b, c, d și e (b); coordonata modală $q_1(t)$ (c); răspunsul în timp al deplasării (d), Chopra, 2001.

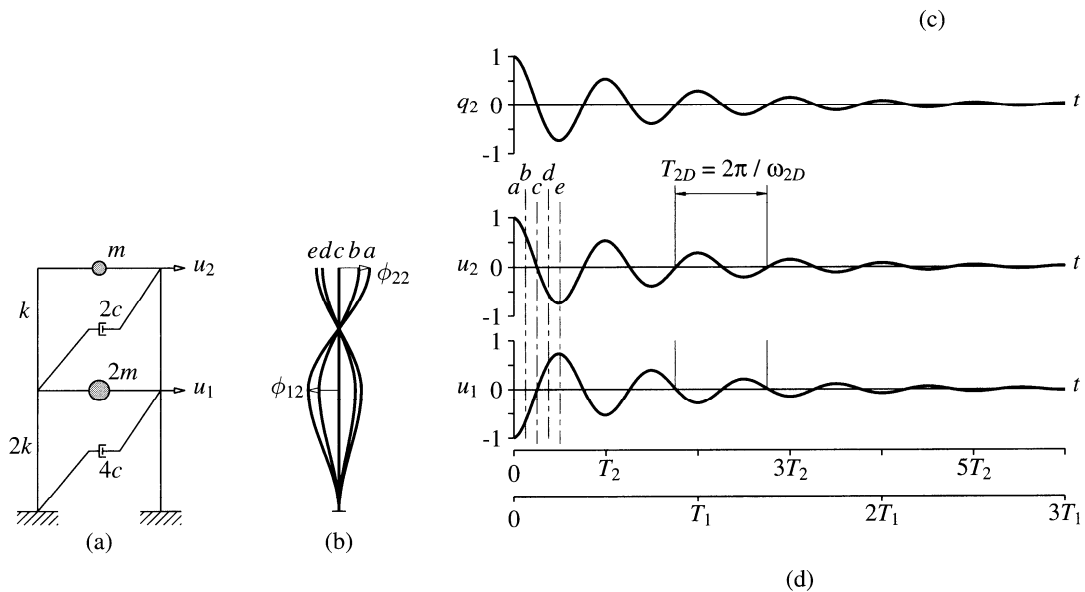


Figura 5.15. Vibrații libere amortizate ale unui sistem cu două GLD în modul doi de vibrație (a); deformata structurii la timpul a, b, c, d și e (b); coordonata modală $q_2(t)$ (c); răspunsul în timp al deplasării (d), Chopra, 2001.

Această expresie reprezintă soluția ecuației de mișcare pentru un sistem MGLD amortizat. Pentru a rezolva ecuația de mișcare a unui sistem MGLD amortizat sunt necesare cunoașterea pulsațiilor ω_n și a modurilor proprii $\{\phi\}_n$ ale sistemului neamortizat, precum și a fracțiunilor din amortizarea critică ξ_n , iar expresiile $q_n(0)$ și $\dot{q}_n(0)$ fiind date de (5.50).

Amortizarea afectează pulsațiile și perioadele proprii de vibrație a unui sistem MGLD conform ecuației (5.64), similar unui sistem SGLD. De aceea, efectul amortizării asupra valorii pulsațiilor și perioadelor proprii unui sistem MGLD este neglijabil pentru fracțiuni ale amortizării critice $\xi_n < 20\%$.

5.3. Răspunsul dinamic al sistemelor MGLD

5.3.1. Analiza modală

Ecuația de mișcare a unui sistem MGLD amortizat acționat de forțe dinamice este:

$$[m]\{\ddot{u}\} + [c]\{\dot{u}\} + [k]\{u\} = \{p(t)\} \quad (5.66)$$

După cum s-a menționat în secțiunea 5.2.4, vectorul $\{u\}$ al deplasărilor unui sistem MGLD poate fi dezvoltat prin contribuțiile modurilor proprii de vibrație:

$$\{u\} = \sum_{r=1}^N \{\phi\}_r q_r = [\Phi]\{q\} \quad (5.67)$$

Înlocuind ecuația (5.67) în (5.66) obținem:

$$\sum_{r=1}^N [m]\{\phi\}_r \ddot{q}_r(t) + \sum_{r=1}^N [c]\{\phi\}_r \dot{q}_r(t) + \sum_{r=1}^N [k]\{\phi\}_r q_r(t) = \{p(t)\} \quad (5.68)$$

Înmulțind fiecare termen al ecuației (5.68) la stânga cu $\{\phi\}_n^T$, obținem:

$$\sum_{r=1}^N \{\phi\}_n^T [m]\{\phi\}_r \ddot{q}_r(t) + \sum_{r=1}^N \{\phi\}_n^T [c]\{\phi\}_r \dot{q}_r(t) + \sum_{r=1}^N \{\phi\}_n^T [k]\{\phi\}_r q_r(t) = \{\phi\}_n^T \{p(t)\} \quad (5.69)$$

Folosind proprietatea de ortogonalitate a modurilor proprii de vibrație (vezi secțiunea 5.2.2), în cazul amortizării clasice (matricea de amortizare $[c]$ simetrică), această ecuație se reduce la:

$$M_n \ddot{q}_n(t) + C_n \dot{q}_n(t) + K_n q_n(t) = P_n(t) \quad (5.70)$$

unde M_n , C_n și K_n sunt date de relațiile (5.38) și (5.60). Ecuația (5.70) este valabilă pentru fiecare mod propriu $n = 1, 2, \dots, N$, iar setul de N ecuații poate fi scrisă în formă matriceală:

$$[M][\ddot{q}] + [C][\dot{q}] + [K][q] = \{P(t)\} \quad (5.71)$$

Împărțind ecuația (5.70) la M_n obținem:

$$\ddot{q}_n + 2\xi_n \omega_n \dot{q}_n + \omega_n^2 q_n = \frac{P_n(t)}{M_n} \quad (5.72)$$

unde ξ_n este fracțiunea din amortizarea critică în modul propriu n , iar ω_n este pulsația proprie de vibrație în modul n . În ecuațiile (5.70) și (5.72) mărimile M_n , C_n , K_n și $P_n(t)$ depind doar de modul propriu n . Astfel, rezolvarea sistemului de N ecuații diferențiale neomogene (5.66) a fost redusă la rezolvarea a N ecuații diferențiale neomogene (5.72) independente. În plus, folosind ecuația (5.72), nu este necesară estimarea directă a matricei de amortizare $[c]$ și nici a elementelor matricei de amortizare modală $[C]$. În schimb, amortizarea se specifică direct prin fracțiunea de amortizare critică ξ_n pentru fiecare mod propriu de vibrație.

Ecuația de mișcare (5.72) are aceeași formă ca și ecuația de mișcare a unui sistem SGLD, astfel încât pot fi folosite oricare dintre metodele de rezolvare amintite în secțiunea 2.3 (rezolvarea directă a ecuației diferențiale,

integrala Duhamel, metode numerice). Soluția ecuației de mișcare în modul n este coordonata modală $q_n(t)$. După cum se poate observa din ecuația (5.67), contribuția modului propriu n la deplasările totale $\{u(t)\}$ este:

$$\{u(t)\}_n = \{\phi\}_n q_n(t) \quad (5.73)$$

După ce au fost determinate coordonatele modale $q_n(t)$ pentru toate modurile proprii de vibrație, deplasările totale se pot determina însumând contribuțiile individuale. Astfel, vectorul deplasărilor totale este dat de relația:

$$\{u(t)\} = \sum_{n=1}^N \{u(t)\}_n = \sum_{n=1}^N \{\phi\}_n q_n(t) \quad (5.74)$$

Această metodă de analiză este cunoscută sub denumirea de *analiză modală* și este valabilă numai pentru sisteme liniar elastice și amortizare clasică.

Eforturile interne $r(t)$ în elementele structurii la momentul t pot fi determinate folosind deplasările $\{u(t)\}$ prin două metode. În prima dintre acestea se determină contribuțiile $r_n(t)$ din modul propriu de vibrație n , folosind deplasările impuse $\{u(t)\}_n$, după care eforturile totale se obțin prin însumarea contribuțiilor tuturor modurilor proprii:

$$r(t) = \sum_{n=1}^N r_n(t) \quad (5.75)$$

În cea de-a doua metodă se determină forțele statice echivalente din modul propriu de vibrație n : $\{f(t)\}_n = [k]\{u(t)\}_n$. Înlocuind în această expresie ecuația (5.73) și folosind expresia (5.25) obținem:

$$\{f(t)\}_n = \omega_n^2 [m] \{\phi\}_n q_n(t) \quad (5.76)$$

Analiza statică a structurii sub efectul acestor forțe permite calculul contribuțiilor $r_n(t)$ din modul propriu de vibrație n . Eforturile totale $r(t)$ se determină folosind ecuația (5.75).

În concluzie, analiza modală a unui sistem MGLD acționat de forțele dinamice $\{p(t)\}$ poate fi efectuată în următoarea ordine:

1. Se definesc proprietățile structurale
 - matricele masei $[m]$ și ale rigidității $[k]$
 - fracțiunea din amortizarea critică ξ_n
2. Se determină pulsațiile proprii de vibrație ω_n și modurile proprii de vibrație $\{\phi\}_n$
3. Se calculează răspunsul în fiecare mod propriu urmărind secvența:
 - se formulează ecuația de mișcare (5.72)
 - se calculează deplasările $\{u(t)\}_n$ folosind ecuația (5.73)
 - se calculează eforturile $r_n(t)$ din modul propriu de vibrație n ale eforturilor, folosind una dintre metodele descrise mai sus
4. Se combină răspunsurile modale pentru a obține răspunsul total. Deplasările totale se obțin din ecuația (5.74), iar eforturile totale din ecuația (5.75)

În general, doar primele câteva moduri proprii de vibrație contribuie semnificativ la răspunsul total al structurii. De aceea, pașii de la punctul (3) se efectuează în mod curent doar pentru primele câteva moduri proprii de vibrație.

5.3.2. Analiza răspunsului seismic în timp folosind analiza modală

Ecuația de mișcare a unui sistem MGLD amortizat acționat de mișcarea seismică este dată de:

$$[m]\{\ddot{u}\} + [c]\{\dot{u}\} + [k]\{u\} = \{p_{eff}(t)\} \quad (5.77)$$

unde

$$\{p_{eff}(t)\} = -[m]\{1\}\ddot{u}_g(t) \quad (5.78)$$

Ținând cont de faptul că răspunsul unui sistem MGLD supus mișcării seismice la baza structurii este identic cu răspunsul dinamic al aceluiași sistem MGLD acționat de forțele efective date de ecuația (5.78), metoda de analiză modală descrisă în secțiunea 5.3.1 pentru forțe dinamice este aplicabilă și în cazul acțiunii seismice.

Un exemplu de sistem MGLD este prezentat în Figura 5.16. Gradele de libertate dinamică sunt deplasările laterale relative u_j , $j = 1, 2, \dots, N$, unde N reprezintă numărul de nivele, respectiv numărul gradelor de libertate. Matricea maselor $[m]$ este o matrice diagonală cu elementele $m_{jj} = m_j$.

Distribuția în spațiu a forțelor efective $\{p_{eff}(t)\}$ este dată de expresia $\{s\} = [m]\{1\}$, care este independentă de timp. Vectorul $\{s\}$ poate fi dezvoltat folosind următoarea expresie:

$$\{s\} = [m]\{1\} = \sum_{r=1}^N \{s\}_r = \sum_{r=1}^N \Gamma_r [m]\{\phi\}_r \quad (5.79)$$

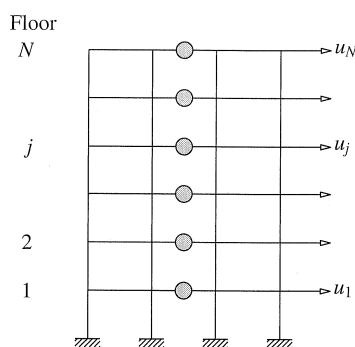


Figura 5.16. Gradele de libertate dinamică ale unui cadru multietajat: deplasările laterale (Chopra, 2001).

Înmulțind ambele părți ale ecuației (5.79) cu $\{\phi\}_n^T$ și folosind proprietatea de ortogonalitate a modurilor proprii de vibrație, obținem:

$$\{\phi\}_n^T [m]\{1\} = \Gamma_n \{\phi\}_n^T [m]\{\phi\}_n \quad (5.80)$$

de unde:

$$\Gamma_n = \frac{\{\phi\}_n^T [m]\{1\}}{\{\phi\}_n^T [m]\{\phi\}_n} = \frac{\{\phi\}_n^T [m]\{1\}}{M_n} = \frac{\sum_{j=1}^N m_j \phi_{jn}}{\sum_{j=1}^N m_j \phi_{jn}^2} \quad (5.81)$$

Astfel, se pot scrie următoarele expresii:

$$\Gamma_n = \frac{L_n}{M_n} \quad L_n = \{\phi\}_n^T [m]\{1\} = \sum_{j=1}^N m_j \phi_{jn} \quad M_n = \{\phi\}_n^T [m]\{\phi\}_n = \sum_{j=1}^N m_j \phi_{jn}^2 \quad (5.82)$$

unde ϕ_{jn} reprezintă deplasarea modală pe direcția gradului de libertate j (deplasarea laterală la nivelul j) în modul propriu de vibrație n .

Pe baza relației (5.79), contribuția modului propriu de vibrație n la $[m]\{1\}$ este dată de:

$$\{s\}_n = \Gamma_n [m]\{\phi\}_n \quad s_{jn} = \Gamma_n m_j \phi_{jn} \quad (5.83)$$

distribuție care este independentă de modul în care sunt normalizate modurile proprii de vibrație.

În cazul unui sistem MGLD supus unei mișcări seismice, ecuația (5.72) devine:

$$\ddot{q}_n + 2\xi_n \omega_n \dot{q}_n + \omega_n^2 q_n = -\Gamma_n \ddot{u}_g(t) \quad (5.84)$$

Ecuația de mișcare (4.2) pentru un sistem SGLD supus acțiunii seismice poate fi exprimată în următoarea formă:

$$\ddot{D}_n + 2\xi_n \omega_n \dot{D}_n + \omega_n^2 D_n = -\ddot{u}_g(t) \quad (5.85)$$

unde s-a înlocuit deplasarea u a sistemului SGLD cu notația D_n pentru a evidenția relația acesteia cu modul propriu de vibrație n . În mod similar, ξ a fost înlocuită cu ξ_n . Ecuația de mișcare (5.85) poate fi rezolvată folosind metodele numerice amintite în capitolul 2. Soluția $q_n(t)$ a ecuației de mișcare a sistemului MGLD în modul propriu n poate fi obținută observând asemănarea dintre ecuația (5.84) și ecuația de mișcare (5.85) a unui sistem SGLD. Comparând cele două ecuații:

$$q_n(t) = \Gamma_n D_n(t) \quad (5.86)$$

Coefficientul Γ_n se numește factor de participare modală. Totuși, acesta nu reprezintă contribuția modului n la răspunsul total al unei mărimi de răspuns. În plus, valoarea factorului de participare modală nu este independentă de metoda de normalizare a modurilor proprii de vibrație.

Contribuția modului propriu n la deplasarea totală $\{u(t)\}$ este:

$$\{u(t)\}_n = \{\phi\}_n q_n(t) = \Gamma_n \{\phi\}_n D_n(t) \quad \text{sau} \quad u_{jn}(t) = \Gamma_n \phi_{jn} D_n(t) \quad (5.87)$$

Dintre cele două metode de determinare a eforturilor în elementele structurale descrise în secțiunea 5.3.1, de obicei se preferă metoda forțelor statice echivalente, fiind mai intuitivă. Forțele statice echivalente din modul propriu n sunt $\{f(t)\}_n = [k]\{u(t)\}_n$, unde $\{u(t)\}_n$ sunt determinate din relația (5.87). Folosind expresiile (5.25) și (5.83), forțele statice echivalente pot fi exprimate prin:

$$\{f(t)\}_n = \{s\}_n A_n(t) = \Gamma_n [m]\{\phi\}_n A_n(t) \quad \text{sau} \quad f_{jn}(t) = s_{jn} A_n(t) = \Gamma_n m_j \phi_{jn} A_n(t) \quad (5.88)$$

unde, similar expresiei (4.9),

$$A_n(t) = \omega_n^2 D_n(t) \quad (5.89)$$

Relația (5.88) indică faptul că forțele statice echivalente sunt produsul a doi factori: (1) contribuția $\{s\}_n$ a modului propriu n la distribuția $[m]\{1\}$ a forțelor efective $\{p_{eff}(t)\}$ și (2) pseudo-accelerația înregistrată de un sistem SGLD corespunzător modului propriu n sub acțiunea mișcării seismice $\ddot{u}_g(t)$.

Contribuția $r_n(t)$ din modul propriu n al oricărui răspuns $r(t)$ se determină prin analiza statică a structurii la forțele $f_n(t)$. Folosind ecuația (5.88), mărimea $r_n(t)$ se poate exprima prin relația:

$$r_n(t) = r_n^{st} A_n(t) \quad (5.90)$$

unde s-a notat prin r_n^{st} răspunsul static modal, generat de "forțele" $\{s\}_n$. Se poate observa că r_n^{st} poate lua atât valori pozitive, cât și negative, și nu depinde de metoda de normalizare a modurilor proprii.

Răspunsul total se obține însumând contribuțiile răspunsului în toate modurile proprii. Astfel, folosind expresia (5.87), deplasările nodale vor fi:

$$\{u(t)\} = \sum_{n=1}^N \{u(t)\}_n = \sum_{n=1}^N \Gamma_n \{\phi\}_n D_n(t) \quad (5.91)$$

Folosind ecuația (5.90), răspunsul total al oricărei mărimi este dat de relația:

$$r(t) = \sum_{n=1}^N r_n(t) = \sum_{n=1}^N r_n^{st} A_n(t) \quad (5.92)$$

Interpretarea analizei modale

Analiza răspunsului seismic în timp folosind metoda de calcul modal începe prin a determina pulsațiile proprii și modurile proprii de vibrație. Odată acestea cunoscute, pentru fiecare mod propriu se determină componentele modale $\{s\}_n$ ale distribuției vectorului forțelor $[m]\{1\}$, folosind relația (5.83). Restul procedurii unei analize modale este prezentată conceptual în Figura 5.17. Contribuția din modul propriu n a răspunsului dinamic se obține înmulțind rezultatele a două analize: (1) o analiză statică a structurii din forțele $\{s\}_n$ și (2) o

5. Sisteme cu mai multe grade de libertate dinamică

analiză dinamică a unui sistem SGLD corespunzător modului propriu n acționat de mișcarea seismică $\ddot{u}_g(t)$. Astfel, analiza modală necesită efectuarea a N analize statice din forțele $\{s\}_n$, $n = 1, 2, \dots, N$ și analize dinamice a N sisteme SGLD. Răspunsul total se obține combinând răspunsul în fiecare mod propriu.

Modul de vibr.	Analiza statică a structurii	Analiza dinamică a sistemului SGLD	Contribuția modală la răspunsul seismic
1			$r_1(t) = r_1^{st} A_1(t)$
2			$r_2(t) = r_2^{st} A_2(t)$
• • •	• • •	• • •	• • •
N			$r_N(t) = r_N^{st} A_N(t)$
Răspunsul total			$r(t) = \sum_{n=1}^N r_n(t)$

Figura 5.17. Explicarea conceptuală a analizei modale (Chopra, 2001).

Analiza răspunsului seismic în timp al unui sistem MGLD folosind metoda de calcul modal se realizează în următoarea ordine:

1. Se definește numeric accelerația terenului $\ddot{u}_g(t)$ la intervalul de digitizare Δt
2. Se definesc proprietățile structurale
 - matricele masei $[m]$ și ale rigidității $[k]$
 - fracțiunea din amortizarea critică ξ_n
3. Se determină pulsațiile proprii de vibrație ω_n și modurile proprii de vibrație $\{\phi\}_n$
4. Se determină componentele modale $\{s\}_n$ ale distribuției forțelor seismice efective
5. Se calculează răspunsul în fiecare mod propriu urmărind secvența de mai jos:
 - se calculează răspunsul static r_n^{st} al structurii din forțele $\{s\}_n$, pentru fiecare mărime de răspuns dorită
 - se calculează pseudo-accelerația $A_n(t)$ a sistemului SGLD corespunzătoare modului propriu n sub acțiunea mișcării seismice $\ddot{u}_g(t)$ folosind metode numerice
 - se calculează eforturile $r_n(t)$ din modul propriu de vibrație n , folosind relația (5.90)
6. Se combină contribuțiile modale $r_n(t)$ pentru a obține răspunsul total folosind relația (5.92).

Masa modală efectivă

Pentru analiza răspunsului dinamic al structurilor multietajate, este utilă introducerea noțiunii de forță tăietoare de bază V_b . Răspunsul static modal pentru această mărime este dat de relația (vezi Figura 5.18):

$$V_{bn}^{st} = \sum_{j=1}^N s_{jn} = \Gamma_n L_n \equiv M_n^* \quad (5.93)$$

unde s-au folosit notațiile:

$$M_n^* = \Gamma_n L_n = \frac{(L_n)^2}{M_n} = \frac{(\sum_{j=1}^n m_j \phi_{jn})^2}{\sum_{j=1}^n m_j \phi_{jn}^2} \quad (5.94)$$

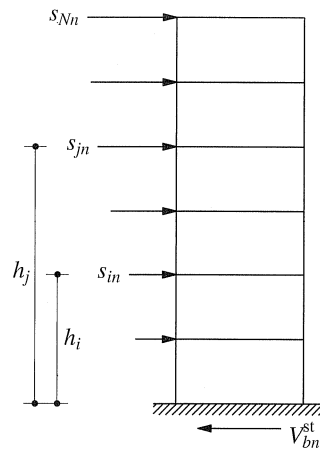


Figura 5.18. Răspunsul static modal pentru forța tăietoare de bază (Chopra, 2001).

Pe baza ecuației (5.90), forța tăietoare de bază din modul propriu n poate fi exprimată prin:

$$V_{bn}(t) = V_{bn}^{st} A_n(t) \quad (5.95)$$

Înlocuind în această expresie relația (5.93)

$$V_{bn}(t) = M_n^* A_n(t) \quad (5.96)$$

Pentru un sistem SGLD cu masa m , pulsația proprie de vibrație ω_n și fracțiunea din amortizarea critică ξ_n , valoarea de vârf a forței tăietoare de bază este $V_b = kD = mA$, care pentru timpul t devine:

$$V_b(t) = mA_n(t) \quad (5.97)$$

Comparația ecuațiilor (5.96) și (5.97) indică faptul că, dacă masa sistemului SGLD ar fi M_n^* , forța tăietoare de bază V_b a sistemului SGLD ar fi identică cu forța tăietoare de bază V_{bn} a sistemului MGLD în modul propriu n , care are masa distribuită la cele N nivele. Din acest motiv, M_n^* se numește *masa modală efectivă*. În cazul unui sistem SGLD întreaga sa masă m este efectivă în producerea forței tăietoare de bază, după cum se poate vedea din relația (5.97). În cazul unui sistem MGLD în schimb, doar fracțiunea M_n^* a masei totale a structurii este efectivă în producerea forței tăietoare de bază, deoarece masa este distribuită la cele N nivele ale structurii. Suma maselor modale efective din cele N moduri proprii este egală cu masa totală a structurii:

$$\sum_{n=1}^N M_n^* = \sum_{j=1}^N m_j \quad (5.98)$$

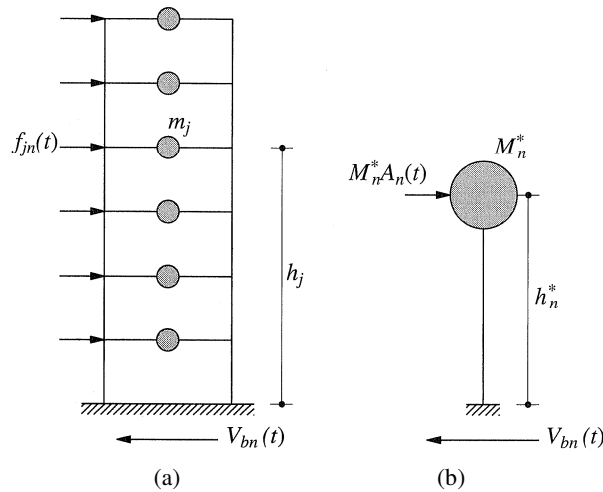


Figura 5.19. Forțele statice echivalente și forța tăietoare de bază în modul n (a); un sistem SGLD corespunzător cu masa modală efectivă și înălțimea modală efectivă (b), Chopra, 2001.

5.3.3. Analiza spectrală

Răspunsul seismic în timp al unui sistem MGLD poate fi determinat folosind analiza modală descrisă în secțiunea 5.3.2. În practica curentă de proiectare, dimensionarea structurilor se bazează însă pe valorile de vârf ale forțelor și deplasărilor seismice. În cele ce urmează se va prezenta o metodă de determinare directă a valorilor de vârf ale răspunsului seismic al sistemelor MGLD. Această metodă de calcul se numește analiză spectrală.

Răspunsul de vârf r_{n0} al contribuției $r_n(t)$ din modul propriu de vibrație n al răspunsului $r(t)$ se poate obține dintr-un spectru de răspuns. Acest fapt este evident din ecuația (5.90), valoarea de vârf A_n a pseudo-acelerației $A_n(t)$ reprezentând ordonata spectrală din spectrul de pseudo-acelerație corespunzătoare perioadei T_n și fracțiunii din amortizarea critică ξ_n . Astfel:

$$r_{n0} = r_n^{st} A_n \quad (5.99)$$

Semnul algebric al r_{n0} este același cu semnul r_n^{st} , deoarece A_n este pozitivă prin definiție.

În Figura 5.20 sunt prezentate contribuțiile modale și valorile totale ale forței tăietoare de bază și forței tăietoare la nivelul 5 al unui cadru cu 5 nivele, determinate printr-o analiză modală. Răspunsul de vârf al contribuțiilor modale $V_{bn}(t)$ se înregistrează în general la momente diferite de timp, la fel și valoarea de vârf a răspunsului total $V_b(t)$. Din această cauză este dificilă obținerea răspunsului de vârf total $r_0 = \max_t |r(t)|$ pe baza răspunsului de vârf din modurile proprii $n = 1, 2, \dots, N$: $r_{n0} = \max_t |r_n(t)|$. În consecință, se folosesc diverse aproximări prin care se determină răspunsul de vârf total r_0 pe baza răspunsurilor modale de vârf r_{n0} .

Una dintre posibilități este considerarea că toate valorile de vârf ale răspunsurilor modale au loc la același timp și au același semn algebric. Această ipoteză conduce la expresia:

$$r_0 = \sum_{n=1}^N |r_{n0}| \quad (5.100)$$

Această metodă de combinare se numește *suma valorilor absolute (ABS)* și oferă o aproximare corespunzătoare a răspunsului total doar pentru structurile care au perioade proprii de vibrație apropiate.

O altă metodă de combinare a răspunsurilor modale este *radical din suma pătratelor (RSP)*:

$$r_0 = \sqrt{\sum_{n=1}^N r_{n0}^2} \quad (5.101)$$

Această metodă de combinare a răspunsurilor modale oferă o aproximare corespunzătoare a răspunsului total doar pentru structurile care au perioade proprii de vibrație distincte și suficient de diferite ca valoare.

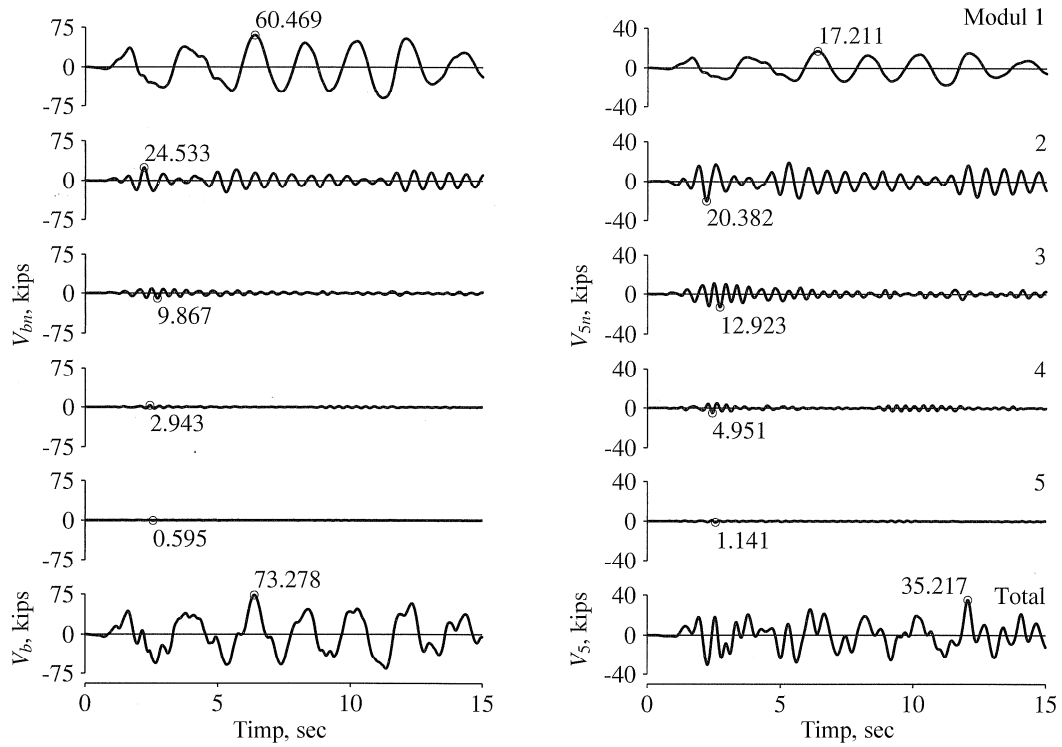


Figura 5.20. Contribuțiile modale și valorile totale ale forței tăietoare de bază și forței tăietoare la nivelul 5 al unui cadru cu 5 nivele, (Chopra, 2001).

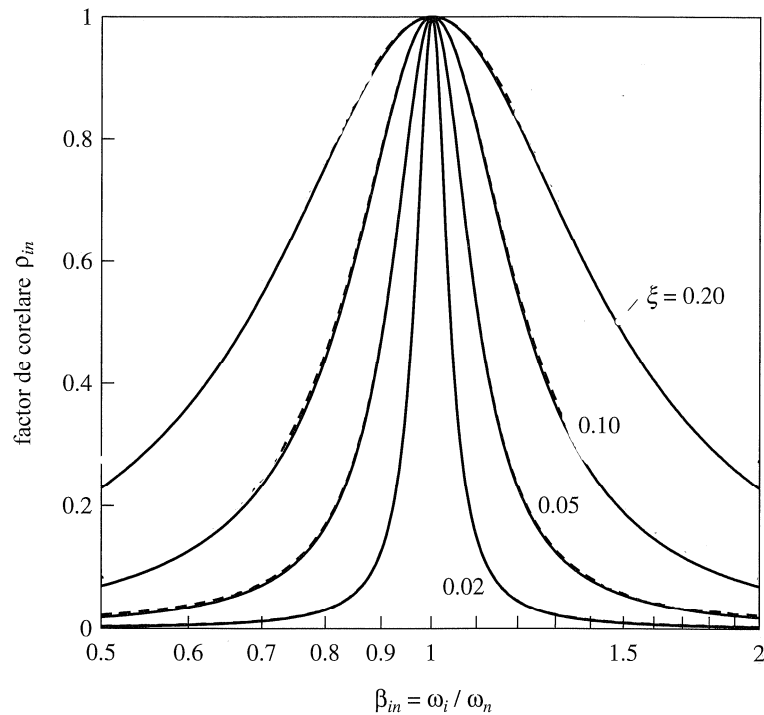


Figura 5.21. Variația factorului de corelare ρ_{in} funcție de raportul pulsațiilor modale $\beta_{in} = \omega_i / \omega_n$ (Chopra, 2001).

O metodă mai flexibilă de combinare a răspunsurilor modale este metoda de *combinare pătratică completă (CPC)*, aceasta fiind aplicabilă atât structurilor cu moduri proprii apropiate cât și celor cu moduri proprii distincte. Expresia răspunsului de vârf în această metodă este:

$$r_0 = \sqrt{\sum_{i=1}^N \sum_{n=1}^N \rho_{in} r_{i0} r_{n0}} \quad (5.102)$$

Fiecare termen de sub radicalul acestei relații reprezintă produsul dintre coeficientul de corelare ρ_{in} și valorile de vârf ale răspunsurilor modale r_{i0} și r_{n0} . Coeficientul de corelare variază între 0 și 1, având valoarea unitară pentru $i = n$: $\rho_{in} = 1$. Astfel, ecuația (5.102) poate fi rescrisă sub forma:

$$r_0 = \sqrt{\sum_{n=1}^N r_{n0}^2 + \underbrace{\sum_{i=1}^N \sum_{n=1}^N \rho_{in} r_{i0} r_{n0}}_{i \neq n}} \quad (5.103)$$

Primul termen de sub radical este identic cu metoda RSP, iar cel de-al doilea termen include toți factorii ($i \neq n$), reprezentând "corecția" aplicată metodei RSP pentru modurile proprii care nu sunt distincte.

Variația factorului de corelare ρ_{in} funcție de raportul pulsațiilor modale $\beta_{in} = \omega_i / \omega_n$ este prezentată în Figura 5.21. Se poate observa că pentru moduri proprii distincte (cu valori $\omega_i \neq \omega_n$) factorul de corelare scade rapid odată cu creșterea raportului dintre pulsații, astfel încât metoda CPC se reduce la metoda RSP. În cazul în care structura are moduri proprii apropiate ($\omega_i \cong \omega_n$), factorul de corelare este apropiat de valoarea unitară, răspunsul total fiind mai mare decât cel determinat cu metoda RSP.

Metodele RSP și CPC au la bază teoria vibrațiilor stocastice (aleatorii). De aceea, aceste metode de combinare a răspunsurilor modale, cât și metoda spectrală de determinare a răspunsului seismic al structurilor MGLD se potrivesc mișcărilor seismice cu o bandă largă de frecvențe și o durată lungă. Metoda spectrală nu este potrivită cutremurelor de tip puls sau celor care au o mișcare apropiată de cea armonică. Metoda spectrală de determinare a răspunsului seismic este deosebit de utilă în proiectare, aceasta fiind metoda standard de determinare a răspunsului seismic în normele seismice moderne.

Avantajul metodei spectrale este acela că aceasta oferă răspunsul seismic de vârf al unui sistem MGLD, prin efectuarea unei serii de analize statice. Astfel, pentru fiecare mod propriu n , se efectuează o analiză statică din forțele $\{s\}_n$, care oferă răspunsul modal static r_n^{st} . Înmulțind această mărime cu ordonata spectrală A_n , se obține răspunsul modal de vârf r_{n0} . Astfel, analiza dinamică a sistemului SGLD nu mai este necesară, deoarece informația corespunzătoare este conținută în spectrul de răspuns.

În analiza spectrală este utilă determinarea răspunsului modal de vârf r_{n0} direct din forțele statice echivalente:

$$\{f\}_n = \{s\}_n A_n \quad f_{jn} = \Gamma_n m_j \phi_{jn} A_n \quad (5.104)$$

unde $\{f\}_n$ este vectorul forțelor statice echivalente f_{jn} pe direcția gradelor de libertate $j = 1, 2, \dots, N$ (deplasările orizontale la nivelele j).

Analiza spectrală a unui sistem MGLD poate fi efectuată în următoarea ordine:

1. Se definesc proprietățile structurale
 - matricele masei $[m]$ și rigidității $[k]$
 - fracțiunea din amortizarea critică ξ_n
2. Se determină pulsațiile proprii de vibrație ω_n (cu perioada proprie corespunzătoare $T_n = 2\pi/\omega_n$) și modurile proprii de vibrație $\{\phi\}_n$
3. Se calculează răspunsul în fiecare mod propriu urmărind secvența de mai jos:
 - pentru perioada proprie T_n și fracțiunea din amortizarea critică ξ_n se determină din spectrul de pseudo-accelerație ordonata spectrală A_n
 - se calculează forțele statice echivalente $\{f\}_n$ folosind relația (5.104)
 - se calculează răspunsul r_n din forțele $\{f\}_n$, pentru fiecare cantitate de răspuns dorită (eforturi, deplasări, etc.)
4. Se combină contribuțiile modale r_n pentru a obține răspunsul total folosind metoda RSP sau CPC.

În general, doar primele câteva moduri proprii de vibrație contribuie semnificativ la răspunsul total al structurii. De aceea, de obicei, etapele de la punctul (3) se parcurg doar pentru primele câteva moduri proprii de vibrație.

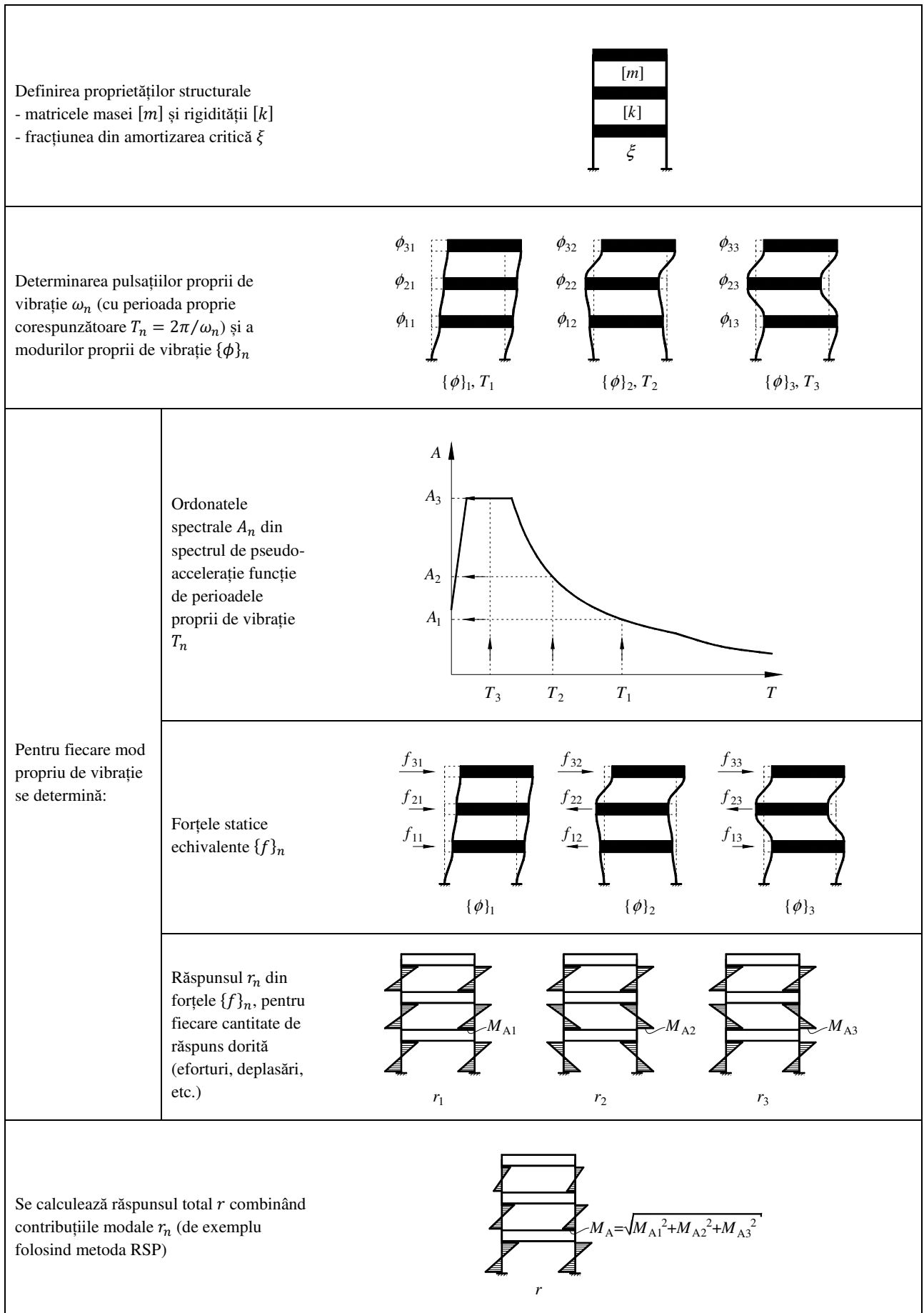


Figura 5.22. Reprezentarea principală a procedurii de efectuare a analizei spectrale a unui sistem cu trei GLD.

6. Calculul structurilor la acțiunea seismică

6.1. Introducere

Metodele curente de proiectare a structurilor sub acțiunea încărcărilor permanente, utile și climatice (vânt, zăpadă) presupun o comportare a structurii preponderent în domeniul elastic și o acțiune statică a încărcărilor. Aspectul dinamic al acțiunii seismice și comportarea inelastică a structurilor afectate de cutremure majore impun metode de proiectare specifice, reglementate în norme de proiectare seismică. În România aceste reglementări sunt conținute în codul P100-1 (2013): "Cod de proiectare seismică P100 – Partea I - Prevederi de proiectare pentru clădiri". Acest este aliniat în mare parte la norma europeană de proiectare seismică EN 1998-1 (2004). Acest capitol tratează principalele aspecte ale calculului structurilor inginerești la acțiunea seismică, bazate în mare măsură pe prevederile P100-1 (2013).

Prevederile P100-1 (2013) conțin declarativ două cerințe fundamentale (sau obiective de performanță) pe care trebuie să le îndeplinească structurile amplasate în zone seismice:

- De siguranță a vieții. Construcțiile trebuie să fie proiectate astfel încât, sub efectul acțiunii seismice de proiectare, să posede o marjă suficientă de siguranță față de prăbușirea locală sau globală a structurii, astfel încât viețile oamenilor să fie protejate. Nivelul acțiunii seismice asociat acestui nivel de performanță corespunde unui cutremur cu intervalul mediu de recurență (IMR) de 225 ani. Este de remarcat că în prezent majoritatea normelor de proiectare seismică folosesc un cutremur cu IMR=475 ani pentru nivelul de performanță de siguranță a vieții. Este de așteptat ca următoarea ediție a codului românesc de proiectare seismică să adopte aceeași valoare a intervalului mediu de recurență.
- De limitare a degradărilor. Construcțiile trebuie să fie proiectată astfel încât pentru cutremure de pământ cu o probabilitate de apariție mai mare decât acțiunea seismică de proiectare (corespunzătoare nivelului de performanță de siguranță a vieții), structura să nu sufere degradări sau scoateri din uz ale căror costuri să fie exagerate în comparație cu costul construcției. Nivelul acțiunii seismice asociat acestui nivel de performanță corespunde unui cutremur cu IMR=40 ani. Pentru comparație, EN 1998-1 (2004) prevede un cutremur cu IMR=95 ani pentru nivelul de performanță de limitare a degradărilor.

Este de remarcat faptul că sub acțiunea seismică de proiectare corespondentă nivelului de performanță de siguranță a vieții, construcția poate suferi importante degradări structurale și nestructurale. Din această cauză, construcțiile cu risc înalt pentru populație, cum sunt centralele nucleare, nu intră în domeniul de aplicare al normativului P100-1 (2013).

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 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 apariției unor degradări, dincolo de care nu mai sunt îndeplinite cerințe specifice de exploatare. Poate fi necesară 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.

6.2. Acțiunea seismică

6.2.1. Spectrul elastic

Teritoriul României este împărțit în zone seismice funcție de hazardul seismic local, care, în mod simplificat, este considerat constant în fiecare zonă seismică. Hazardul seismic pentru proiectare se exprimă prin valoarea de vârf a accelerației orizontale a terenului a_g determinată pentru intervalul mediu de recurență (IMR) de referință corespondent 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.

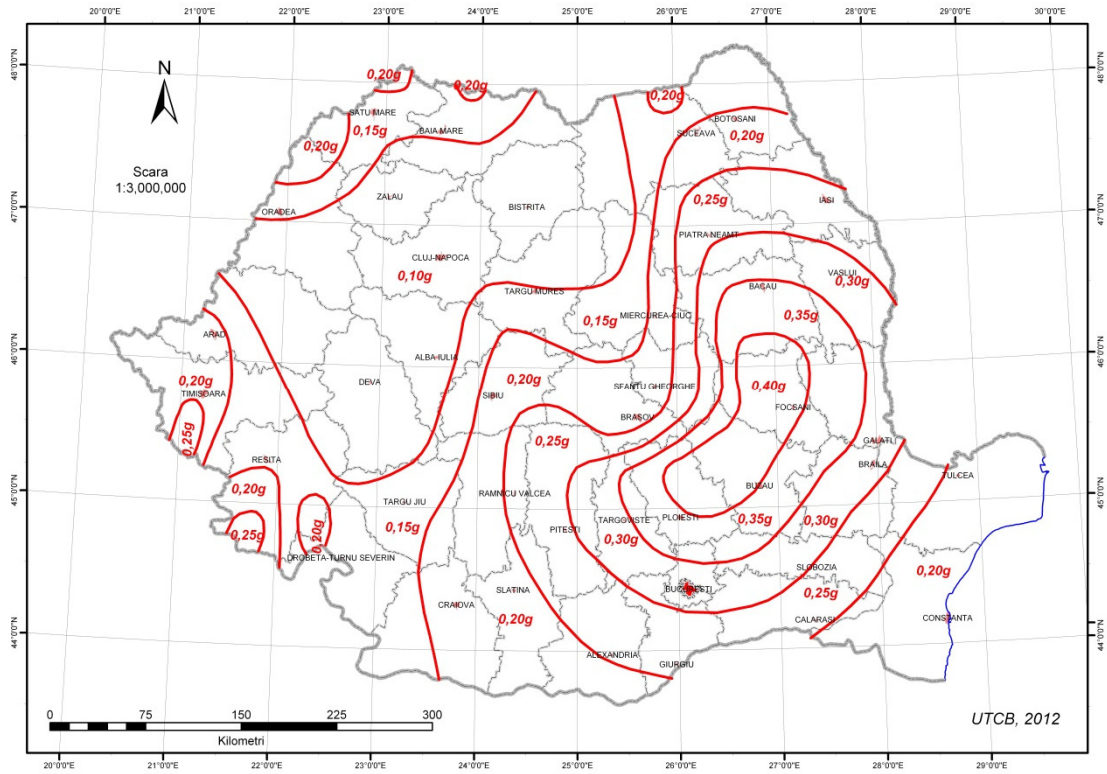


Figura 6.1. Zonarea teritoriului României în termeni de valori de vârf ale accelerației terenului pentru proiectare a_g pentru cutremure având IMR = 225 ani (P100-1, 2013).

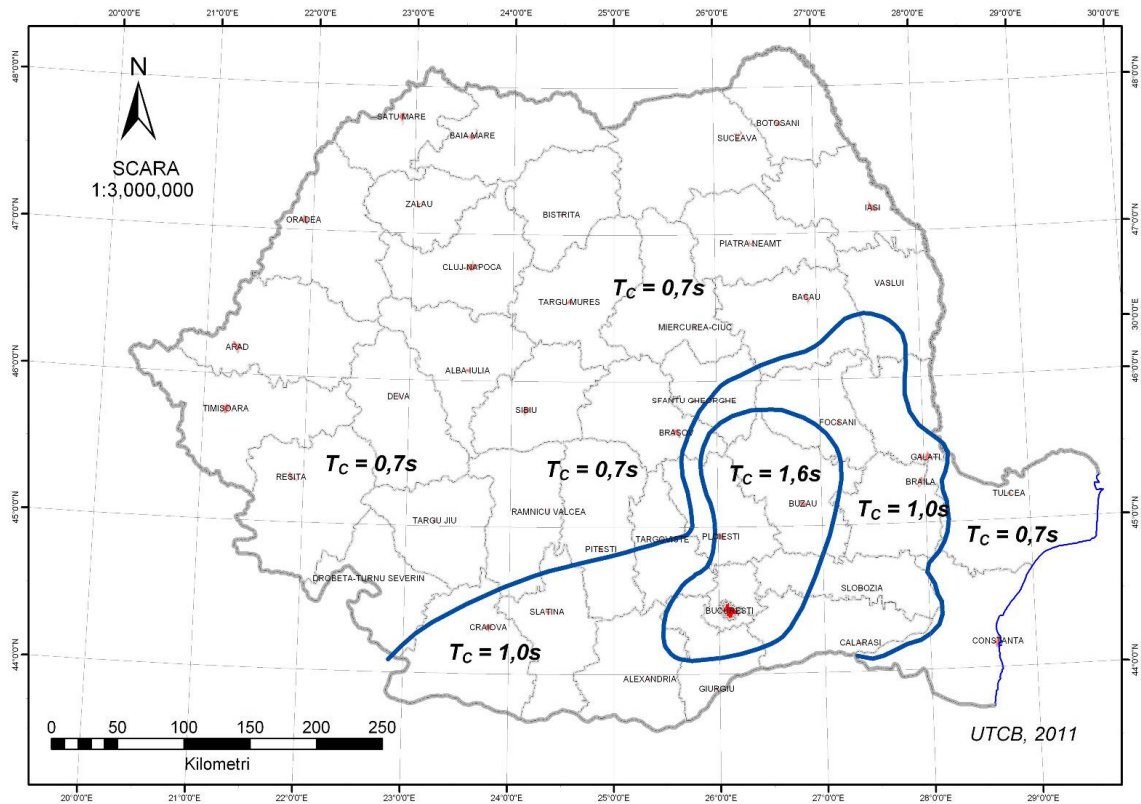


Figura 6.2. Zonarea teritoriului României în termeni de perioadă de control T_c a spectrului de răspuns (P100-1, 2013).

Zonarea accelerației de vârf a terenului pentru proiectare a_g în România, pentru evenimente seismice având intervalul mediu de recurență IMR = 225 ani, este prezentată în Figura 6.1. Aceste valori ale a_g se folosesc pentru proiectarea construcțiilor la starea limită ultimă.

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

Condițiile locale de teren afectează forma spectrelor de răspuns elastic și modifică atât amplificarea accelerației de vârf a terenului, cât și conținutul de frecvențe al mișcării seismice (exprimat prin valorile perioadelor de control T_B , T_C și T_D). Codul P100-1 (2013) reflectă doar cel de-al doilea aspect, specificând trei valori ale perioadei de control T_C pe o hartă de zonare macroseismică (vezi Figura 6.2). Unei valori a perioadei de control T_C îi corespund o pereche de valori T_B și T_D , în conformitate cu Tabelul 6.1. 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 6.1. Perioadele de control T_B , T_C și T_D ale spectrului de răspuns pentru componentele orizontale ale mișcării seismice (P100-1, 2013).

Interval mediu de recurență a magnitudinii cutremurului	Valori ale perioadelor de control			
$IMR = 225$ ani, pentru SLU	T_B , s	0.14	0.20	0.32
	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:

$$S_e(T) = \gamma_{I,e} a_g \beta(T) \quad (6.1)$$

unde $\gamma_{I,e}$ este factorul de importanță-expunere a construcției; 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 $\xi = 0.05$ este dată de relațiile (vezi Figura 6.3):

$$0 \leq T \leq T_B: \quad \beta(T) = 1 + \frac{(\beta_0 - 1)T}{T_B} \quad (6.2)$$

$$T_B < T \leq T_C: \quad \beta(T) = \beta_0 \quad (6.3)$$

$$T_C < T \leq T_D: \quad \beta(T) = \beta_0 \frac{T_C}{T} \quad (6.4)$$

$$T_D < T \leq 5s: \quad \beta(T) = \beta_0 \frac{T_C T_D}{T^2} \quad (6.5)$$

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 (6.1) – (6.5). 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 de răspuns elastic. În ambele cazuri, la proiectarea unei structuri trebuie luate în calcul minim trei seturi de accelerograme, pentru a ține cont de incertitudinile asociate unei singure accelerograme. Accelerogramele trebuie să fie reprezentative pentru amplasamentul dat, din punctul 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.

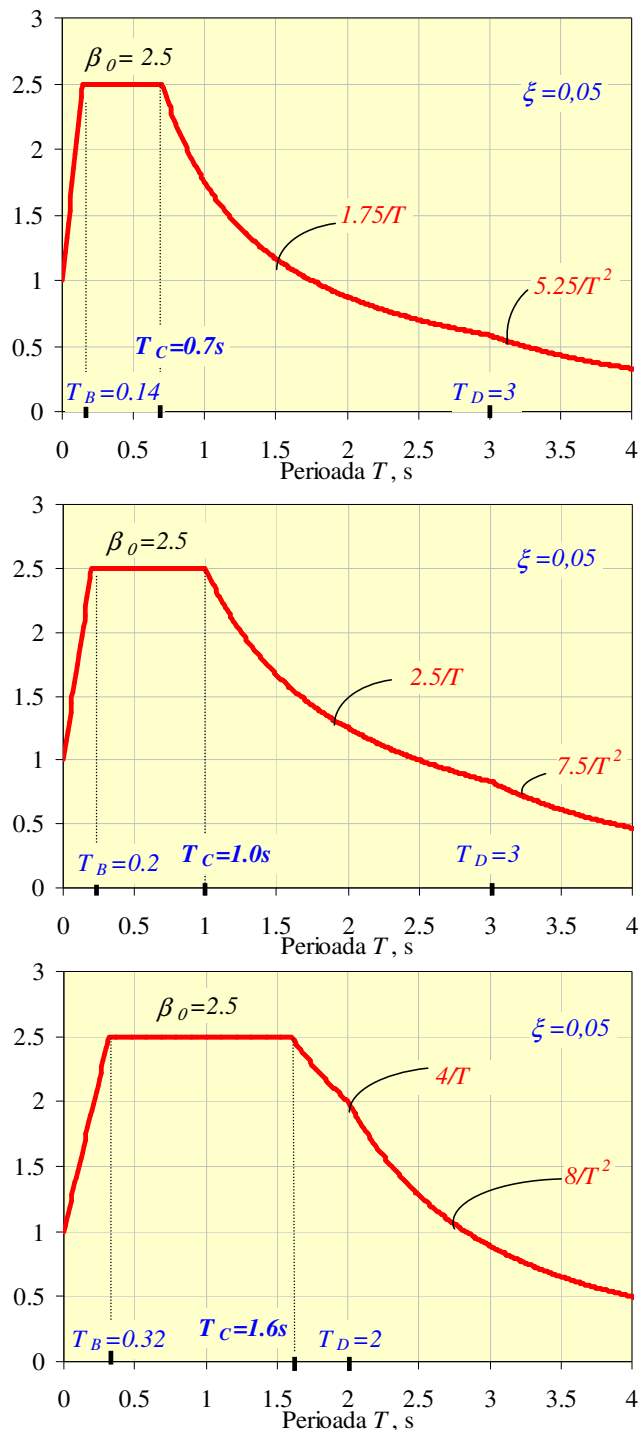


Figura 6.3. Spectre normalizate de răspuns elastic pentru componentele orizontale ale mișcării seismice, în zonele caracterizate prin perioadele de control: $T_C = 0.7s$, $T_C = 1.0s$ și $T_C = 1.6s$, conform P100-1, 2013.

În EN 1998-1 (2004) spectrul de răspuns elastic normalizat este definit de relații similare cu (6.1) – (6.5), însă, spre deosebire de P100-1 (2013), norma europeană specifică două tipuri de spectre (tip 1 și tip 2) funcție de magnitudinea sursei seismice. În plus, în EN 1998-1 (2004) 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 specifice (vezi Figura 6.4 și Tabelul 6.2).

Tabelul 6.2. Tipuri de teren conform EN 1998-1, 2004.

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 grosimi de cel puțin câteva zeci de metri, caracterizate de o creștere progresivă a proprietăților fizice odată cu adâncimea	360-800
C	Nisipuri sau pietrișuri cu densitatea normală și medie, sau argile rigide, cu grosimea de la câteva zeci la câteva sute de metri	180-360
D	Depozite cu coeziune medie și mică (cu sau fără câteva straturi de sol coeziv) sau de sol predominant coeziv moale spre ferm	<180
E	Un profil format din depuneri aluvionare de suprafață cu grosimea între 5 și 20 m cu valori $v_{s,30}$ caracteristice terenurilor de tip C sau D, situat peste straturi de teren mai rigid cu $v_{s,30} > 800$ m/s	
S ₁	Depozite alcătuite din argile/aluviuni moi cu o grosime de cel puțin 10 m, un indice plastic ridicat ($PI > 40$) și un conținut ridicat de apă	<100 (indicativ)
S ₂	Depozite lichefiabile, de argile sensibile sau orice alt teren care nu este inclus în categoriile de mai sus	

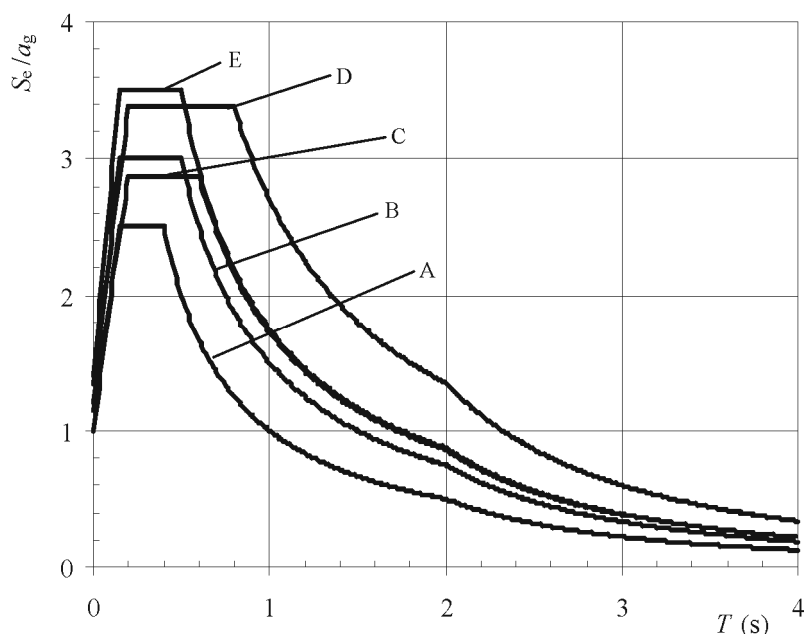


Figura 6.4. Spectre de răspuns elastic normalizate pentru componentele orizontale ale mișcării seismice conform EN 1998-1 (2004), pentru diferite tipuri de teren.

6.2.2. Spectrul de proiectare pentru analiza elastică

În general, este neeconomic să se proiecteze astfel ca o structură să aibă o comportare elastică sub acțiunea mișcării seismice de proiectare la SLU. Structurile care sunt proiectate la forțe seismice substanțial mai mici decât cele care le-ar asigura o comportare elastică, sunt capabile să supraviețuiască unui seism major (fără colapsul structurii, dar cu degradări structurale importante), datorită răspunsului structurii în domeniul inelastic și suprazistenței. Pentru ca structurile proiectate la forțe seismice reduse față de cerința elastică să poată dezvolta deformații plastice la nivel de structură, se impun o serie de măsuri care vizează materialul, elementele structurale, îmbinările și conformarea structurii. Detalii asupra acestor prevederi specifice diferitelor tipuri de structuri și materiale de construcție sunt prezentate în capitolele 7, 8 și 9.

Natura dinamică a acțiunii seismice și răspunsul inelastic al structurii implică folosirea unor metode de analiză dinamică neliniară la proiectarea structurilor amplasate în zone seismice. Totuși, aceste metode de calcul sunt considerate prea complexe și laborioase pentru practica curentă de proiectare. Pe de altă parte, incertitudinea

în ceea ce privește caracteristicile cutremurelor de pământ viitoare ridică semne de întrebare asupra necesității unui calcul exagerat de sofisticat. De aceea, proiectarea curentă a structurilor amplasate în zone seismice conform normelor moderne de calcul seismic se bazează pe un calcul elastic. Pentru a ține cont de comportarea inelastică a unei structuri supusă acțiunii seismice de calcul, forțele seismice de proiectare sunt reduse față de cerința elastică. Normele P100-1 (2013) și EN 1998-1 folosesc în acest scop factorul de comportare q , care se mai numește și factor de reducere a forțelor seismice. În secțiunea 4.6, cu referință la sisteme SGLD, s-a folosit notația R_y pentru factorul de reducere al forței seismice.

Factorii de reducere din norme sunt în mare parte empirici, bazându-se pe observații ale performanței diverselor tipuri de structuri în timpul cutremurelor din trecut (Fischinger și Fajfar, 1994) și sunt folosiți în cadrul metodei de analiză cu forțe statice echivalente (metoda forțelor laterale), în încercarea de aproxima forțele minime care pot fi folosite la proiectare astfel ca să se asigure un răspuns satisfăcător al structurii în domeniul inelastic (EN 1998-1, 2004).

Procedura de obținere a factorului de reducere a forței seismice pentru un sistem SGLD este prezentată în Figura 6.5. S-a presupus că perioada proprie de vibrație T_n a sistemului este mai mare decât perioada de control T_C a mișcării seismice, fiind valabilă regula "deplasărilor egale" (vezi secțiunea 4.6.3). Dacă la proiectarea sistemului SGLD s-ar folosi un calcul inelastic, relația de verificare ar fi:

$$\mu \leq \mu_{cap} \quad (6.6)$$

unde μ este cerința de ductilitate impusă sistemului de mișcarea seismică, iar μ_{cap} este ductilitatea capabilă a sistemului.

Alternativ, se poate determina valoarea forței de curgere a sistemului F_y pentru care este satisfăcută relația (6.6). Pentru aceasta, se normalizează forța la valoarea forței de curgere ($F_e/F_y = R_y$) iar cerința de deplasare la valoarea deplasării de curgere ($D_m/D_y = \mu$). În urma acestei operațiuni, relația $F-D$ se transformă în relația $R_y - \mu$ (factorul de reducere al forței seismice - ductilitate). Impunând la limită $\mu = \mu_{cap}$, se poate obține valoarea factorului de reducere a forței seismice R_y , care va depinde de perioada proprie de vibrație a sistemului SGLD și caracteristicile mișcării seismice (prin perioada de control T_C). În acest scop se pot folosi relațiile (4.16), exemplificate în Figura 4.19. Cunoscând factorul de reducere R_y , se poate determina valoarea minimă a forței de curgere $F_y = F_e/R_y$ care trebuie asigurată sistemului pentru ca cerința de ductilitate să nu depășească ductilitatea capabilă.

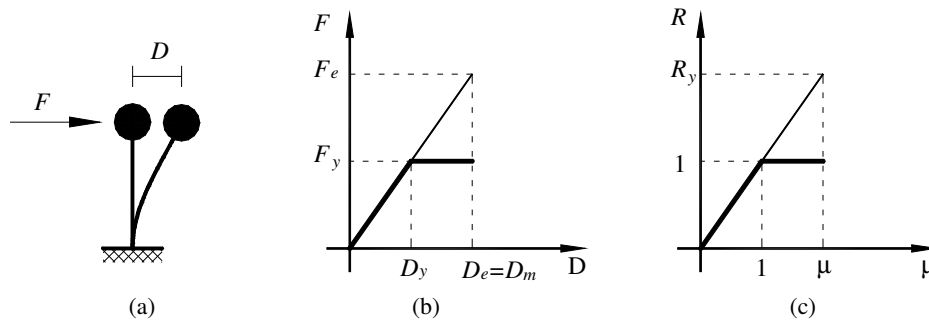


Figura 6.5. Forța seismică aplicată unui sistem SGLD (a); relația forță-deplasare pentru sistemul inelastic și pentru sistemul elastic corespunzător (b) și relația echivalentă între factorul de reducere și ductilitate (c).

În cazul teoretic al sistemelor SGLD cu o comportare inelastică idealizată, factorul de reducere a forței seismice se datorează în exclusivitate ductilității structurii. Cu toate că ductilitatea rămâne factorul cel mai important care permite reducerea forței seismice de proiectare în cazul sistemelor MGLD, există și alte aspecte care contribuie la reducerea forței seismice de proiectare. Din considerente de simplitate, majoritatea normelor seismice utilizează un singur factor de reducere a forțelor seismice. Totuși, diferențierea și cuantificarea factorilor responsabili de reducerea forțelor seismice este utilă pentru o mai bună înțelegere a răspunsului seismic al structurilor amplasate în zone seismice. În Figura 6.6 este prezentată o relație tipică dintre forța tăietoare de bază și deplasarea la vârf a unei structuri. Pentru simplificarea răspunsului neliniar al structurii se adoptă adeseori o idealizare biliniară. Pe baza acesteia se poate defini ductilitatea globală a structurii:

$$\mu = \delta_u / \delta_y \quad (6.7)$$

6. Calculul structurilor la acțiunea seismică

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

Factorul de reducere a 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):

$$q_\mu = V_e/V_y \quad (6.8)$$

Majoritatea structurilor posedă o rezistență mai mare decât cea de proiectare, aceasta fiind numită suparezistență. Un factor important care contribuie la suparezistența structurii este capacitatea de redistribuție plastică a eforturilor în structuri ductile static nedeterminate, datorată plasticizării succesive a zonelor disipative. Alte cauze ale suparezistenței sunt:

- 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, etc.

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

$$q_S = V_y/V_d \quad (6.9)$$

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 suparezistența q_S , aceasta din urmă poate fi exprimată ca și produsul a doi factori:

$$q_S = q_R \cdot q_{Sd} \quad (6.10)$$

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

$$q_R = V_y/V_1 \quad (6.11)$$

și q_{Sd} este suparezistența de proiectare:

$$q_{Sd} = V_1/V_d \quad (6.12)$$

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

$$q = q_\mu \cdot q_S = q_\mu \cdot q_{Sd} \cdot q_R \quad (6.13)$$

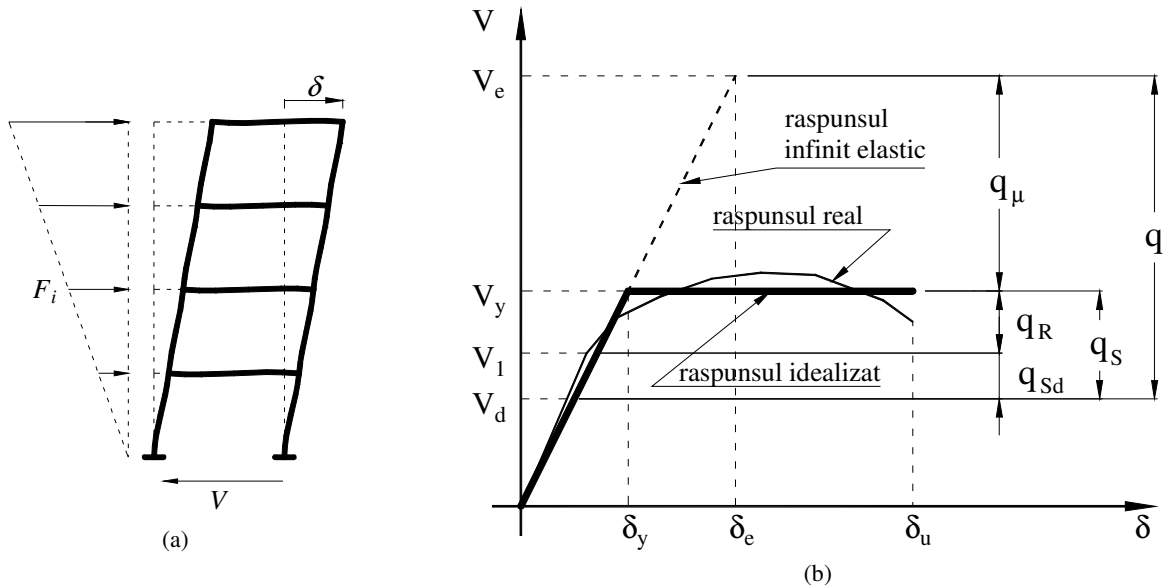


Figura 6.6. Definiția factorilor de reducere a forțelor seismice.

Factorul de reducere datorat ductilității q_μ variază în funcție de perioadă și de 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 6.7 sunt prezentate relațiile calitative între factorul q_μ și perioada T , respectiv q_S și perioada. 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 factorii de reducere datorati ductilității mai mici decât cei folosiți în mod curent pentru mișcări seismice cu perioada de control mică.

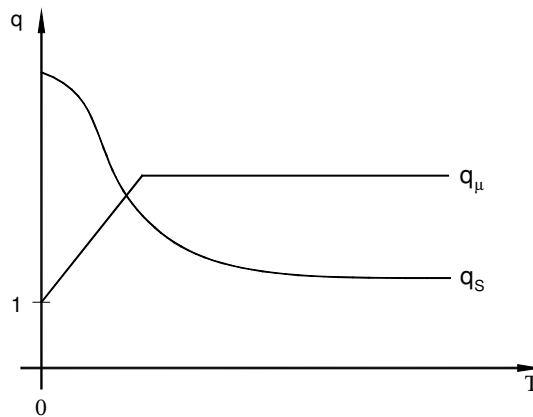


Figura 6.7. Relație calitativă tipică între factorii de reducere q_μ și q_S și perioada T , (Fischinger și Fajfar, 1994).

Forțele seismice de proiectare se determină pe baza spectrului de proiectare al pseudo-acelerației $S_d(T)$. Acesta este exprimat în m/s^2 și este definit în P100-1 (2013) de următoarele relații:

$$0 \leq T \leq T_B: S_d(T) = a_g \left[1 + \frac{\beta_0 - 1}{T_B} T \right] \tag{6.14}$$

$$T > T_B \quad S_d(T) = a_g \frac{\beta(T)}{q} \geq 0.2 \cdot a_g \tag{6.15}$$

Conform prevederilor P100-1 (2013), valorile factorului de comportare q diferă funcție de tipul materialului, sistemul structural și regularitatea structurii.

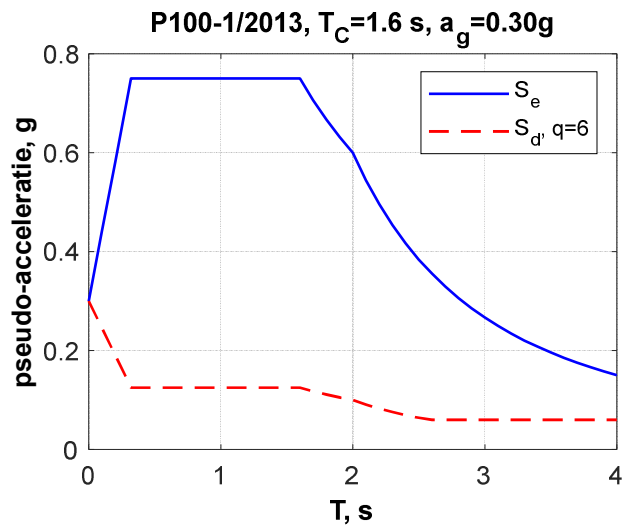


Figura 6.8. Comparație între un spectru elastic (S_e) și un spectru de proiectare ($S_d, q = 6$), P100-1 (2013).

După cum se poate observa din Figura 6.8 și relațiile (6.14) și (6.15), spectrul de proiectare 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 secțiunea 4.6.3).

6.3. Metode de calcul elastic

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

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

6.3.1. Metoda forțelor statice echivalente

Această metodă se poate aplica construcțiilor care pot fi calculate prin considerarea a două modele plane, câte unul pentru fiecare direcție principală a clădirii, și al căror răspuns seismic total nu este influențat semnificativ de modurile proprii superioare de vibrație. În acest caz, modul propriu fundamental de vibrație are o contribuție predominantă asupra răspunsului seismic total. Aceste cerințe pot fi considerate satisfăcute de structurile care au perioada fundamentală de vibrație $T_1 \leq 1.5$ sec, o înălțime de până la 30 m și sunt regulate în plan și pe verticală.

Metoda de calcul cu forțe laterale reprezintă un calcul spectral simplificat, care ia în considerare doar aportul modului fundamental de vibrație la răspunsul structurii. Pe baza acestei simplificări, calculul spectral se reduce la un calcul static al structurii sub efectul unor forțe laterale aplicate la nivelul maselor concentrate (la nivelul planșeelor). Forțele laterale reprezintă forțele statice echivalente descrise în secțiunea 5.3.3. Determinarea forțelor laterale se efectuează în două etape. În prima etapă se determină forța tăietoare de bază, iar în cea de-a doua etapă aceasta se distribuie pe înălțimea structurii conform modului fundamental. Rezultatele unui calcul cu forțe laterale reprezintă valorile de vârf ale eforturilor și deplasărilor structurii.

După cum s-a arătat în secțiunea 5.3.2, forța tăietoare de bază se poate determina cu relația (5.96):

$$V_{bn} = M_n^* A_n \quad (6.16)$$

unde M_n^* este masa modală efectivă din modul propriu n , A_n este pseudo-accelerarea spectrală corespunzătoare perioadei proprii de vibrație din modul n .

Formulând expresia (6.16) pentru modul fundamental de vibrație ($n = 1$) și folosind notațiile din P100-1 (2013) ($V_{b1} \equiv F_b$; $A_1 \equiv \gamma_{1,e} S_d(T_1)$; $M_1^* \equiv m\lambda$), aceasta devine:

$$F_b = \gamma_{1,e} S_d(T_1) m \lambda \quad (6.17)$$

unde:

- F_b forța tăietoare de bază corespunzătoare modului propriu fundamental, pentru fiecare direcție orizontală principală considerată în calculul clădirii
- $S_d(T_1)$ 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.
- $\gamma_{1,e}$ factorul de importanță-expunere a construcției.

Expresiile forțelor statice echivalente f_{in} din modul propriu n , ale factorului de participare modală și ale masei modale efective sunt date de relațiile (5.104), (5.81), respectiv (5.94). Acestea sunt reproduse mai jos pentru comoditate:

$$f_{in} = \Gamma_n m_i \phi_{in} A_n \quad \Gamma_n = \frac{\sum_{i=1}^N m_i \phi_{in}}{\sum_{i=1}^N m_i \phi_{in}^2} \quad M_n^* = \frac{(\sum_{i=1}^N m_i \phi_{in})^2}{\sum_{i=1}^N m_i \phi_{in}^2} \quad (6.18)$$

unde f_{in} este forța statică echivalentă pe direcția gradului de libertate i în modul propriu n .

Folosind relația (6.16), pseudo-accelerația spectrală A_n poate fi exprimată prin:

$$A_n = \frac{V_{bn}}{M_n^*} \quad (6.19)$$

Înlocuind expresia Γ_n , A_n și M_n^* în relația forțelor statice echivalente f_{in} , obținem:

$$f_{in} = \Gamma_n m_i \phi_{in} A_n = \frac{\sum_{i=1}^N m_i \phi_{in}}{\sum_{i=1}^N m_i \phi_{in}^2} m_i \phi_{in} V_{bn} \frac{\sum_{i=1}^N m_i \phi_{in}^2}{(\sum_{i=1}^N m_i \phi_{in})^2} = V_{bn} \frac{m_i \phi_{in}}{\sum_{i=1}^N m_i \phi_{in}} \quad (6.20)$$

Folosind notațiile din P100-1 (2013) și particularizând pentru modul fundamental de vibrație, relația (6.20) devine:

$$F_i = F_b \frac{m_i s_i}{\sum_{i=1}^N m_i s_i} \quad (6.21)$$

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 la nivelul i

Forma proprie fundamentală poate fi aproximată printr-o variație liniară proporțională cu înălțimea. În acest caz forțele orizontale de nivel sunt date de relația:

$$F_i = F_b \frac{m_i z_i}{\sum_{i=1}^N m_i z_i} \quad (6.22)$$

unde

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

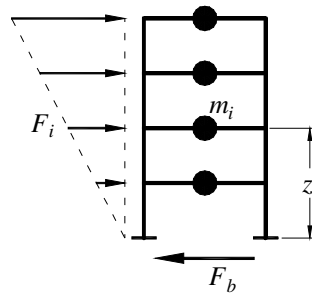


Figura 6.9. Reprezentare schematică a forțelor orizontale de nivel folosite în metoda de calcul cu forțe laterale.

Forțele seismice orizontale se aplică sistemelor structurale ca forțe laterale la nivelul fiecărui planșeu considerat indeformabil în planul său. În Figura 6.9 sunt prezentate schematic forțele orizontale de nivel din metoda forțelor statice echivalente. De menționat că distribuția "invers triunghiulară" a forțelor laterale (proporționale cu înălțimea) reprezintă în mod simplificat forma modului fundamental de vibrație. Forțele laterale fiind proporționale cu masa de la nivelul i , vor avea această distribuție doar în cazul în care masele de nivel sunt egale între ele.

O altă simplificare permisă de normativul P100-1 (2013) o reprezintă determinarea perioadei fundamentale de vibrație. Astfel, pentru proiectarea preliminară a clădirilor cu înălțimi de până la 40 m, se poate utiliza următoarea formulă simplificată pentru estimarea perioadei fundamentale de vibrație:

$$T_1 = C_t H^{3/4} \quad (6.23)$$

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 metalice (necontravântuite),

$C_t = 0.075$ pentru cadre din beton armat (necontravântuite) sau cadre metalice 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.

6.3.2. Metoda de calcul modal cu spectre de răspuns

Metoda de calcul modal cu spectre de răspuns descrisă în P100-1 (2013) este aceeași cu analiza spectrală descrisă în secțiunea 5.3.3. Această metodă de calcul se aplică clădirilor care nu îndeplinesc condițiile specificate pentru utilizarea metodei simplificate cu forțe laterale static echivalente. Metoda de calcul modal cu spectre de răspuns se folosește în cazul structurilor cu forme complexe, sau cu distribuții neuniforme ale masei și rigidității, deoarece răspunsul unor astfel de sisteme este dat de aportul mai multor moduri proprii de vibrație.

În calcul se consideră 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, sau
- au fost considerate în calcul toate modurile proprii cu masă modală efectivă mai mare de 5% din masa totală.

În cazul modelelor spațiale, condițiile de mai sus se verifică pentru fiecare direcție de calcul.

În cazul în care condițiile anterioare nu pot fi satisfăcute pentru un număr suficient de mare de moduri proprii de vibrație (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:

$$r \geq 3\sqrt{n} \quad \text{și} \quad T_r \leq 0.05T_c \quad (6.24)$$

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 secțiunea 5.3.3. 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:

$$T_{k+1} \leq 0.9T_k \quad (6.25)$$

Pentru două moduri proprii de vibrație independente se poate folosi metoda de combinare radical din suma pătratelor (RSP). În caz contrar se va folosi fie metoda de combinare suma valorilor absolute (ABS), fie combinarea pătratică completă (CPC), vezi secțiunea 5.3.3.

6.3.3. Combinarea efectelor componentelor acțiunii seismice

Acțiunea seismică este alcătuită din trei componente de translație ortogonale (două orizontale și una verticală). Efectele acțiunii seismice (deplasări laterale ale nodurilor structurii, eforturi și tensiuni în elementele structurale, etc.) se datorează de regulă celor două componente orizontale ale acțiunii seismice, efectul componentei verticale fiind neglijat în cele mai multe cazuri. În Figura 6.10 se demonstrează acest aspect pe baza forței axiale dintr-un stâlp al structurii, care se consideră acționată doar de componentele orizontale ale acțiunii seismice (F_x și F_y). Forțele seismice F_x generează efortul axial N_{1x} , iar componenta F_y a acțiunii seismice generează efortul axial N_{1y} . Efortul axial total, ca și efect al acțiunii seismice pe ambele direcții orizontale este N_1 . În cazul unui calcul cu forțe laterale sau unui calcul spectral, structura se consideră acționată pe rând de cele două componente orizontale F_{xx} și F_y , obținându-se valorile de vârf ale răspunsului (N_{1x} și N_{1y}). Efectul total al ambelor componente orizontale ale acțiunii seismice (N_1) nu este însă egal cu suma algebrică a efectelor acțiunii seismice considerate separat pe cele două direcții (N_{1x} și N_{1y}). Aceasta se datorează faptului că cele două metode de calcul estimează direct valorile de vârf ale răspunsului.

Valorile de vârf ale accelerației terenului pentru componentele orizontale ale mișcării seismice nu au loc la același moment de timp. Acest fenomen este exemplificat în Figura 6.11 pentru componentele N-S și E-W ale înregistrării seismice de la stația INCERC a cutremurului din 04.03.1997 din Vrancea. În plus, din cauza unor rigidități în general diferite pe cele două direcții orizontale, structura va avea perioade proprii de vibrație diferite pe cele două direcții. Deoarece răspunsul seismic în timp al unei structuri este determinat într-o măsură covârșitoare de perioada proprie de vibrație (vezi Figura 4.3), efectele acțiunii seismice din diferite componente ale sale vor avea loc la momente de timp diferite.

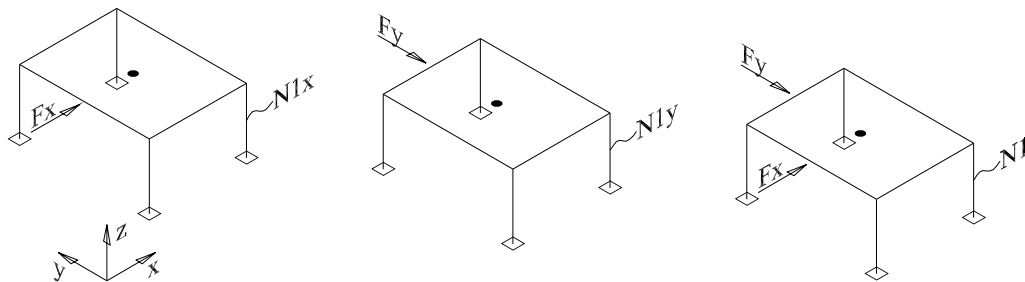


Figura 6.10. Exemplu de combinare a efectelor componentelor acțiunii seismice.

În concluzie, valorile de vârf ale efectelor din diferite componente ale acțiunii seismice nu se înregistrează la același moment de timp, fiind considerate necorelate statistic. De aceea, atunci când se utilizează metode de calcul care determină direct valorile de vârf ale efectelor acțiunii seismice, este necesară folosirea unui procedeu de combinare a efectelor acțiunii seismice care să reflecte acest fenomen. Conform normelor de proiectare seismică (ex. P100-1 (2013) și EN 1998-1), combinația efectelor componentelor orizontale ale acțiunii seismice poate fi realizată astfel:

- Se evaluează separat răspunsul structural pentru fiecare direcție de acțiune seismică
- Valoarea de vârf a efectului acțiunii seismice, reprezentată prin acțiunea simultană a două componente orizontale ortogonale, se obține cu regula de combinare radical din suma pătratelor a fiecărei componente orizontale:

$$E_{Ed} = \sqrt{E_{Edx}^2 + E_{Edy}^2} \quad (6.26)$$

unde:

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.

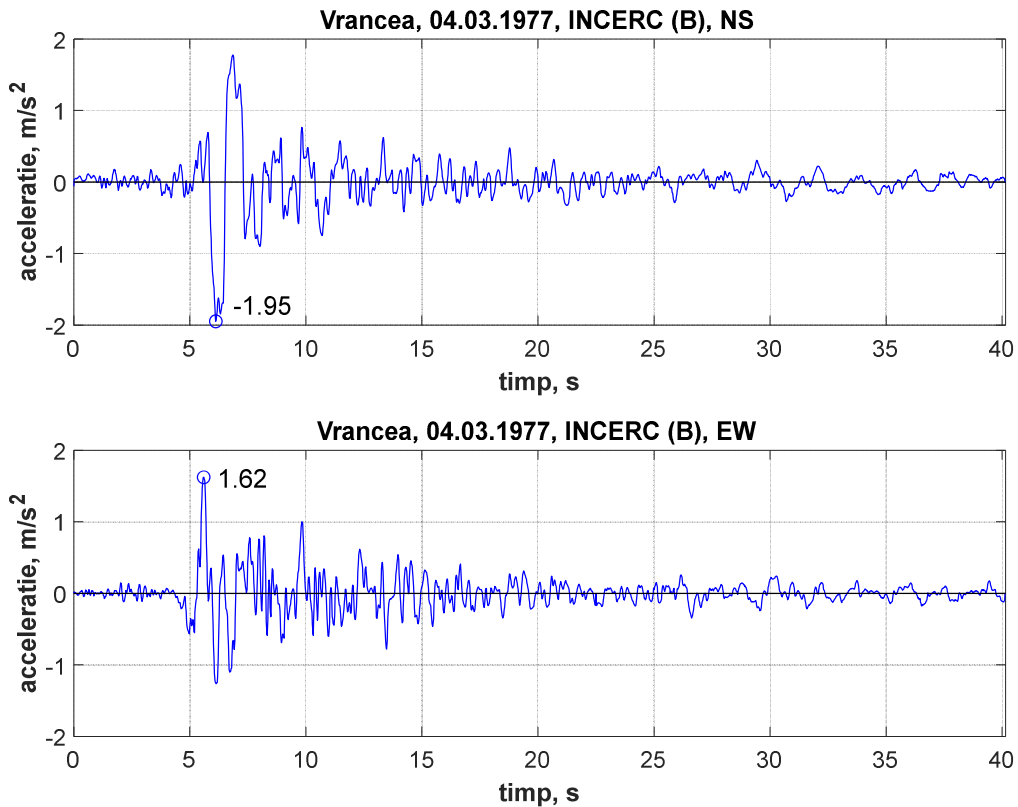


Figura 6.11. Componentele N-S și E-W ale înregistrării seismice de la stația INCERC a cutremurului din 04.03.1997 din Vrancea.

Ca o alternativă a metodei de mai sus, efectele acțiunii seismice datorate combinației celor două componente orizontale se pot calcula folosind următoarele combinații:

$$E_{Edx} + 0.3E_{Edy} \tag{6.27}$$

$$0.3E_{Edx} + E_{Edy} \tag{6.28}$$

unde "+" înseamnă "a se combina cu". Semnul fiecărei componente în combinațiile de mai sus se ia astfel încât efectul acțiunii considerate să fie defavorabil.

În cazul în care se ține cont și de componenta verticală a mișcării seismice, relațiile (6.26) - (6.28)devin:

$$E_{Ed} = \sqrt{E_{Edx}^2 + E_{Edy}^2 + E_{Edz}^2} \tag{6.29}$$

$$0.3E_{Edx} + 0.3E_{Edy} + E_{Edz} \tag{6.30}$$

$$E_{Edx} + 0.3E_{Edy} + 0.3E_{Edz} \tag{6.31}$$

$$0.3E_{Edx} + E_{Edy} + 0.3E_{Edz} \tag{6.32}$$

unde E_{Edz} reprezintă efectele acțiunii seismice datorate aplicării componentei verticale.

Componenta verticală a mișcării seismice poate fi neglijată pentru majoritatea structurilor curente. Conform EN 1998-1, 2004, componenta verticală a mișcării seismice trebuie considerată atunci când accelerația verticală de vârf a terenului depășește 0.25g, iar structura are una din următoarele caracteristici:

- conține elemente orizontale cu deschideri de peste 20 m
- conține elemente în console cu lungimea de peste 5 m
- conține elemente orizontale precomprimate
- conține stâlpi rezemați pe rigle
- este izolată la bază

6.4. Conformarea seismică a structurilor

Estimarea răspunsului seismic al structurilor la cutremure viitoare conține o doză mare de incertitudine. Aceasta se datorează în primul rând imposibilității de a cunoaște cu exactitate caracteristicile cutremurelor de pământ viitoare, iar în cel de-al doilea rând ipotezelor simplificatoare folosite la calculul răspunsului structural. Una dintre aceste simplificări constă în faptul că proiectarea curentă folosește metode de calcul elastic, în timp ce multe structuri au o comportare inelastică sub acțiunea unui cutremur de proiectare. Evaluarea răspunsului seismic folosind metode de calcul static (metoda forțelor statice echivalente) în locul unei analize dinamice reprezintă o altă simplificare majoră. Incertitudinea determinării răspunsului seismic al unei structuri este amplificată și de alte aspecte, printre care se numără imposibilitatea de a prezice cu exactitate valoarea și mai ales distribuția încărcărilor gravitaționale, aportul elementelor nestructurale la rigiditatea, rezistența și amortizarea structurii principale de rezistență. De aceea este foarte importantă o proiectare conceptuală a structurilor situate în zone seismice, care să asigure o comportare seismică corespunzătoare. Aspectele conceptuale de bază se referă la:

- simplitatea structurii
- uniformitate, simetrie și redundanță
- rezistență și rigiditate laterală în orice direcție
- rezistență și rigiditate la torsiune
- realizarea ca diafragme a planșelor
- fundații adecvate

6.4.1. Simplitatea structurii

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 unor incertitudini mult mai mici și, prin urmare, se poate asigura cu un grad înalt de încredere comportarea seismică dorită a construcției. Un exemplu de conformare structurală nerecomandată (rezemarea stâlpilor pe rigle) și unul de conformare structurală corectă sunt prezentate în Figura 6.12a, respectiv Figura 6.12b.

6.4.2. Uniformitate, simetrie și redundanță

Proiectarea seismică trebuie să urmărească realizarea unei structuri cât mai regulate, distribuite cât mai uniform în plan, astfel ca forțele de inerție aferente maselor să fie transmise direct și pe un drum cât mai scurt către fundații. Atunci când este necesară o formă în plan care nu este uniformă, structura poate fi împărțită prin intermediul unor rosturi seismice în unități independente structural (vezi Figura 6.13). Pe lângă uniformitatea în plan este necesară și o uniformitate pe verticală, aceasta diminuând concentrarea eforturilor și a cerințelor de ductilitate în zone izolate ale clădirii. Nu doar forma clădirii trebuie să fie uniformă, ci și elementele structurale care asigură rigiditatea la forțe laterale trebuie să fie dispuse cât mai uniform, pentru a permite excentricități cât mai mici și o redundanță sporită a structurii, care conduc la o capacitate sporită de disipare a energiei seismice în întreaga structură.

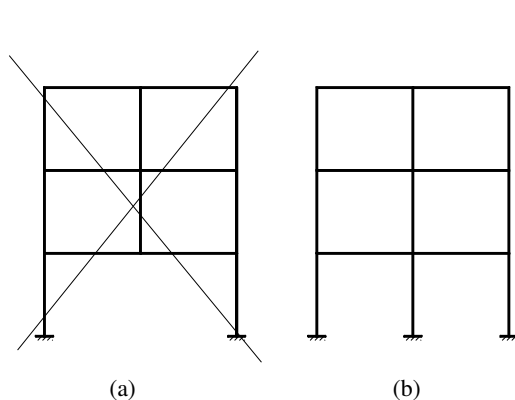


Figura 6.12. Rezemarea stâlpilor pe rigle – de evitat (a); cadru cu o conformare seismică corectă (b).

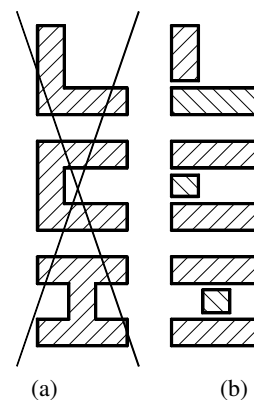


Figura 6.13. Forme ale structurilor neuniforme în plan (a) și transformarea acestora în forme uniforme prin dispunerea unor rosturi seismice (b).

Redundanța structurii asigură faptul că cedarea unui singur element structural sau a unei singure îmbinări nu conduce la cedarea întregii structurii. În plus, plasticizarea progresivă a elementelor structurii permite utilizarea rezervelor de rezistență ale structurii și asigură o ductilitate globală ridicată a structurii.

6.4.3. Rezistență și rigiditate laterală în orice direcție

Deoarece mișcarea seismică are componente pe două direcții orizontale, structura trebuie să posede rigidități și rezistențe laterale similare pe cele două direcții principale ale structurii. Sisteme tipice de preluare a forțelor laterale sunt structurile în cadre necontravântuite (cu noduri rigide), cadrele contravântuite (de regulă cu noduri articulate) și pereții structurali (vezi Figura 6.14a-c). Cu excepția cadrelor necontravântuite cu noduri rigide, celelalte sisteme de preluare a forțelor laterale impun restricții de ordin arhitectural, existând în consecință limitări în ceea ce privește dispunerea acestora în structură. În plus, sistemele de preluare a forțelor gravitaționale sunt în general mai economice decât cele de preluare doar a forțelor laterale. De aceea, o structură tipică va conține atât un sistem de preluare a forțelor gravitaționale, cât și unul de preluare a forțelor laterale (vezi Figura 6.14d).

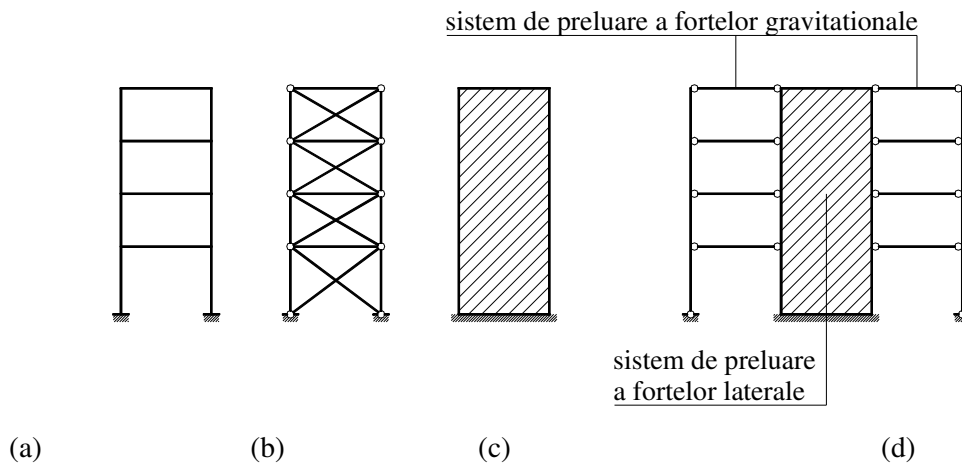


Figura 6.14. Sisteme de preluare a forțelor laterale: cadre necontravântuite cu noduri rigide (a), cadre contravântuite centric (b), pereți structurali (c); sistem combinat de preluare a forțelor laterale și gravitaționale (e).

6.4.4. Rezistență și rigiditate la torsiune

Pe lângă rezistența și rigiditatea la forțe laterale, pentru o comportare adecvată la acțiunea seismică, o structură trebuie să posede o rigiditate suficientă la torsiune. Structurile flexibile la torsiune conduc la deformații și eforturi mai mari în elementele perimetrice ale clădirii, precum și la o distribuție neuniformă a deformațiilor și eforturilor în elementele structurale. Sistemele de preluare a forțelor laterale trebuie dispuse pe cât posibil perimetral (vezi Figura 6.15), pentru a realiza structuri cu rigiditate și rezistență sporită la torsiune.

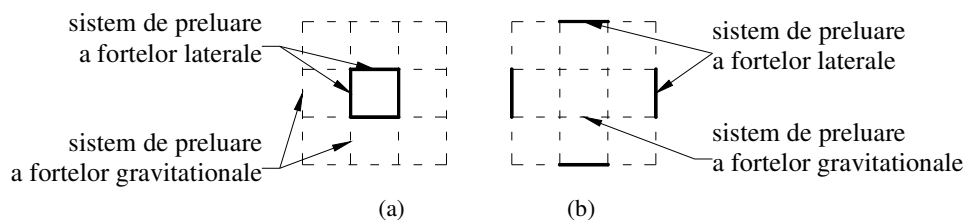


Figura 6.15. Structuri cu același număr de elemente de rezistență laterală: susceptibile la efectele de torsiune (a) și cu o rigiditate și rezistență sporite la efectele de torsiune (b).

Disponerea sistemelor de preluare a forțelor laterale trebuie să fie cât mai simetrică (vezi Figura 6.16a), pentru a asigura o diferență cât mai mică între centrul de rigiditate (CR) și centrul maselor (CM) unei structurii. Forțele seismice sunt forțe de inerție, a căror rezultantă acționează în centrul de masă. Reacțiunea structurii acționează însă în centrul de rigiditate al structurii. Atunci când centrul de rigiditate coincide cu centrul de masă (Figura 6.16a), forțele seismice laterale care acționează pe o direcție oarecare induc o mișcare de translație uniformă a unui etaj al structurii. Dacă există o excentricitate între centrul de masă și cel de rigiditate (vezi Figura 6.16b),

pe lângă componenta de translație, va exista și o componentă de rotație a planșeului. Acest efect conduce la creșteri ale deplasărilor la marginea flexibilă (Δ_{2x} în Figura 6.16b) față de cele de la marginea rigidă (Δ_{1x} în Figura 6.16b) pe direcția de aplicare a forței. În plus, vor apărea și componente de translație pe direcția perpendiculară aplicării încărcării seismice (Δ_{1y} și Δ_{2y}). Este de notat că excentricitatea dintre centrul de rigiditate și cel al masei se poate datora fie distribuției neuniforme a rigidității, fie distribuției neuniforme a masei structurii.

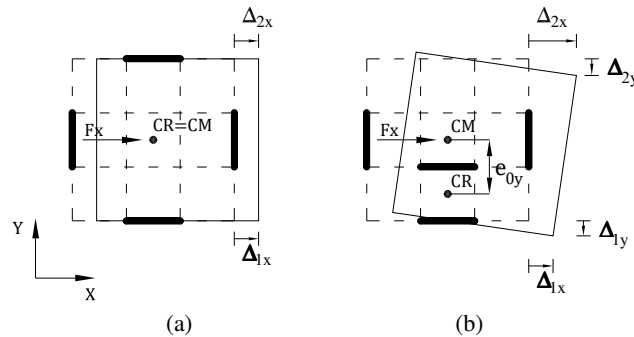


Figura 6.16. Planul unei structuri cu o dispunere simetrică a sistemelor de preluare a forțelor laterale (a) și cu o dispunere nesimetrică a acestora (b).

6.4.5. Realizarea ca diafragme a planșeelor

Planșeele structurilor multietajate joacă un rol foarte important în comportarea de ansamblu a structurii. La structurile compuse din sisteme de preluare a forțelor laterale combinate cu sisteme de preluare a forțelor gravitaționale (vezi Figura 6.15), efectul de diafragmă al planșeelor asigură transmiterea forțelor seismice către sistemele de preluare a forțelor laterale și conlucrarea spațială a structurii. Efectul de diafragmă al planșeelor este deosebit de util în cazul structurilor cu o formă neregulată în plan și atunci când sistemele de preluare a forțelor laterale dispuse pe o direcție au rigidități diferite. Pentru a asigura efectul de diafragmă, planșeele structurilor trebuie să posede o rezistență și o rigiditate adecvate.

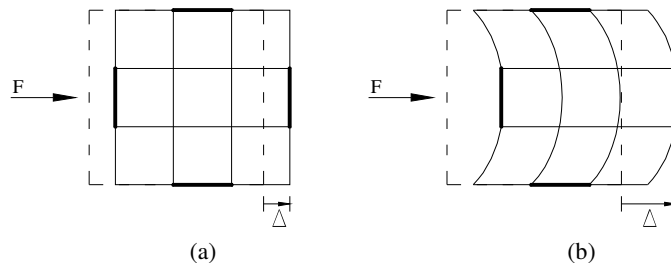


Figura 6.17. Deformațiile unei structuri cu planșee rigide (a) și cu planșee flexibile (b).

În Figura 6.17 este exemplificat efectul rigidității planșeului asupra deformațiilor laterale ale unei structuri. În cazul unui planșeu rigid (vezi Figura 6.17a), care asigură legătura între cadrele perimetrice rigide (de preluare a încărcărilor laterale) și cele interioare mai flexibile (de preluare a încărcărilor gravitaționale), forțele seismice sunt preluate proporțional cu rigiditatea cadrelor. Astfel, forțele seismice sunt preluate în principal de cadrele rigide, iar planșeuul rigid asigură deformații egale ale cadrelor rigide și ale celor flexibile. În cazul unor planșee flexibile (Figura 6.17b) cadrele rigide și cele flexibile preiau în mod independent forțele seismice, a căror valoare este proporțională cu masa aferentă fiecărui cadru. În acest caz, din cauza masei aferente mai mari și a rigidității mai mici, cadrele interioare flexibile înregistrează deformații mult mai mari decât cele rigide, ceea ce implică degradări structurale și nestructurale mai ridicate.

6.4.6. Fundații adecvate

Alcătuirea fundațiilor construcției și a legăturii acestora cu suprastructura trebuie să asigure condiția ca întreaga clădire să fie supusă unei acțiuni seismice cât mai uniforme. În cazul structurilor alcătuite dintr-un număr de pereți structurali cu rigiditate și capacități de rezistență diferite, sunt în general recomandabile infrastructurile de tip cutie rigidă sau de tip radier casetat. În cazul adoptării unor elemente de fundare individuale (directă sau la adâncime, prin piloți), este recomandabilă utilizarea unei plăci de beton armat sau a unor grinzi de legătură între aceste elemente, pe ambele direcții.

6.5. Criterii de regularitate structurală

Normele de proiectare seismică conțin criterii care clasifică structurile în regulate și neregulate. Aceste criterii se referă atât la regularitatea în plan, cât și la cea pe verticală. Clasificarea funcție de regularitatea structurilor are implicații asupra următoarelor aspecte ale calculului la acțiunea seismică:

- modelul structural, care poate fi plan sau spațial;
- metoda de calcul structural, care poate fi cea cu forțe laterale sau metoda de calcul modal cu spectre de răspuns;
- valoarea factorului de comportare q , care trebuie redusă în cazul structurilor neregulate.

6.5.1. Criterii de regularitate în plan

Conform P100-1 (2013), o structură regulată în plan trebuie să aibă o distribuție simetrică în plan a rigidității și maselor în raport cu două axe ortogonale. Configurația în plan trebuie să fie compactă, apropiată de o formă poligonală convexă. Atunci când există retrageri în plan, acestea trebuie să fie cât mai reduse (10% din aria totală conform P100-1, 2013). Pentru a permite o distribuție a forțelor seismice la sistemele de preluare a forțelor laterale, rigiditatea în plan a planșelor trebuie să fie suficient de mare pentru a permite modelarea acestora ca și diafragme rigide. O structura este considerată regulată, cu sensibilitate relativ mică la răsucirea de ansamblu, dacă deplasarea maximă înregistrată pe perimetrul construcției în combinația seismică de proiectare, în direcția forței, nu depășește cu mai mult de 35% media deplasărilor maxime și minime.

P100-1 (2013) consideră structurile care nu respectă criteriile de regularitate în plan ca fiind structuri "flexibile la torsiune", atribuindu-le factori de comportare foarte mici. Prin excepție, în cazul construcțiilor fără regularitate în plan, dar care satisfac ultimele două condiții de mai sus, valoarea factorului de comportare q se reduce cu 20% față de valoarea maximă (de referință).

EN 1998-1 (2004) conține următoarea cerință pentru regularitatea în plan. La fiecare nivel, în fiecare din direcțiile principale ale clădirii, excentricitatea va satisface condițiile:

$$e_{0x} \leq 0.3r_x \quad (6.33)$$

$$e_{0y} \leq 0.3r_y \quad (6.34)$$

unde:

e_{0x} , e_{0y} distanța între centrul de rigiditate și centrul maselor, măsurată în direcție normală pe direcția de calcul (vezi Figura 6.16),

r_x , r_y rădăcina pătrată a raportului între rigiditatea structurii la torsiune și rigiditatea laterală pe direcția de calcul. În cazul structurilor monotone pe verticală, rigiditatea laterală a componentelor structurale (cadre, pereți) se poate considera proporțională cu un sistem de forțe laterale cu o distribuție simplificată (vezi secțiunea 6.3.1) care produce acestor componente o deplasare unitară la vârful construcției.

6.5.2. Criterii de regularitate pe verticală

Pentru ca o structură să fie considerată regulată pe verticală, ea trebuie să respecte următoarele condiții (EN 1998-1, 2004; P100-1, 2013):

- Sistemele de preluare a forțelor laterale trebuie să se dezvolte fără întreruperi de la fundații până la ultimul nivel al structurii;
- Masa și rigiditatea laterală a structurii trebuie să fie constante sau să se reducă gradual cu înălțimea.

P100-1 (2013) consideră că o structură este regulată pe verticală dacă rigiditatea și rezistența laterală a unui nivel al acesteia nu au reduceri mai mari de 30%, respectiv 20% din cele ale nivelurilor adiacente (nivelul imediat superior și imediat inferior). În plus, masa trebuie să aibă o distribuție uniformă pe înălțime. Pentru ca această condiție să fie considerată îndeplinită, la nici un nivel masa aferentă nu trebuie să depășească cu mai mult de 50% masa nivelurilor adiacente.

Atunci când există retrageri, acestea trebuie să se încadreze în limitele exemplificate în Figura 6.18 (EN 1998-1, 2004).

6. Calculul structurilor la acțiunea seismică

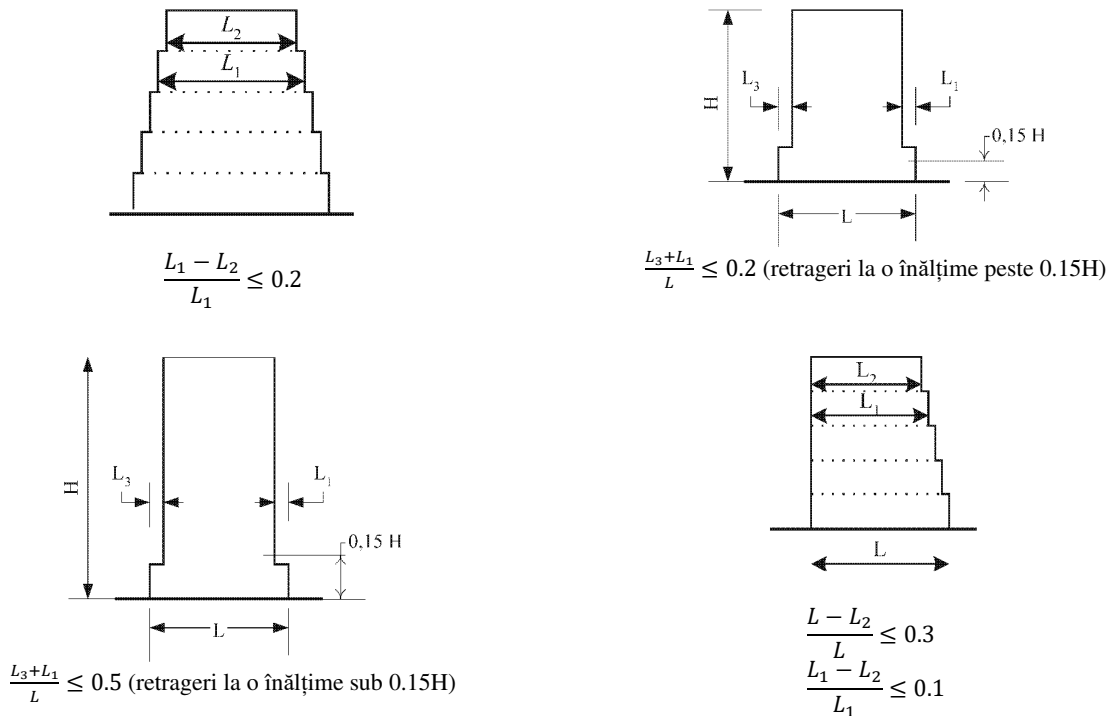


Figura 6.18. Criteriile de regularitate pentru structuri cu retrageri pe înălțime (EN 1998-1, 2004).

Pentru structurilor neregulate pe verticală P100-1 (2013) impune o reducere a factorului de comportare de 20% față de valoarea maximă (de referință).

6.5.3. Alegerea metodei de calcul structural

În Tabelul 6.3 este prezentată sintetic relația dintre regularitatea structurală (în plan și pe verticală) și simplificările admise în calculul structural, precum și necesitatea reducerii factorului de comportare q .

Regularitatea în plan a structurii implică o excentricitate mică între centrul de masă și cel de rigiditate, adică efecte de torsiune reduse. În acest caz forțele seismice care acționează pe o anumită direcție sunt preluate doar de sistemele de rezistență dispuse pe aceeași direcție, care se încarcă în mod egal (vezi Figura 6.16a). Aceasta permite analiza fiecărui sistem de preluare a forțelor laterale în parte, adică folosirea unui model plan. La rândul său, o structură reprezentată de o schemă structurală plană, care este regulată pe verticală, are perioada fundamentală $T_1 \leq 1,5$ s și o înălțime sub 30 m, răspunde preponderent în primul mod propriu de vibrație și, de aceea, poate fi analizată folosind metoda forțelor statice echivalente. Dacă o structură este regulată în plan, dar nu și pe verticală, modelul plan mai este posibil, dar răspunsul total al acestuia are contribuții semnificative din modurile superioare de vibrație. De aceea, astfel de structuri pot fi analizate folosind modele plane, dar utilizând o analiză modală cu spectre de răspuns.

Tabelul 6.3. Consecința regularității structurale asupra proiectării structurii (P100-1, 2013).

Regularitate		Simplificare de calcul admisă		Factor de comportare pentru calcul elastic liniar (q)
În plan	Pe verticală	Model	Metoda de calcul structural	
Da	Da	Plan	Metoda forțelor statice echivalente *	Valoarea maximă (de referință)
Da	Nu	Plan	Calcul modal cu spectre de răspuns	Valoare redusă
Nu	Da	Spațial		
Nu	Nu	Spațial		

* Numai dacă construcția are o înălțime de până la 30 m și o perioadă proprie $T_1 \leq 1,5$ s.

Structurile care nu sunt regulate în plan implică efecte de torsiune importante și, în consecință, sistemele structurale de preluare a forțelor laterale dispuse pe direcția considerată a forțelor seismice se încarcă în mod neuniform. În plus, componenta acțiunii seismice care acționează după o anumită direcție va solicita și sistemele de rezistență dispuse perpendicular pe aceasta (vezi Figura 6.16b). În aceste condiții, este dificilă

determinarea aportului diverselor sisteme de rezistență la preluarea încărcării seismice dacă se folosesc modele plane. Soluția cea mai simplă de determinare a răspunsului structural o constituie, în acest caz, utilizarea unui model spațial al structurii și un calcul modal cu spectre de răspuns.

Factorul de comportare q reflectă capacitatea de deformare în domeniul inelastic, precum și redundanța și suprazrezistența structurii. Valoarea de referință (maximă) a acestui factor este specificată în normele de calcul seismic funcție de tipul structurii, materialul din care este realizată aceasta și clasa de ductilitate. Structurile care nu sunt regulate pe verticală sau în plan sunt susceptibile de concentrări ale deformațiilor plastice în anumite părți ale structurii (o distribuție neuniformă a cerinței de ductilitate), ceea ce este echivalent cu o ductilitate redusă pe ansamblul structurii. Acest fapt implică necesitatea folosirii unui factor de comportare q redus față de valoarea de referință (maximă).

6.6. Modelul structural

Pentru determinarea forțelor seismice se folosesc modele structurale care trebuie să reprezinte într-un mod adecvat distribuția de rigiditate și mase în structură. Atunci când se folosește o analiză inelastică, modelul structural trebuie să conțină și modelarea rezistenței elementelor structurale. În general, structura poate fi considerată ca fiind alcătuită din sisteme de preluare a forțelor gravitaționale și sisteme de preluare a forțelor laterale, conectate la nivelul planșelor.

Atunci când planșele nu pot fi considerate infinit rigide în planul lor (de exemplu cazul planșelor din lemn, sau a celor din beton armat cu goluri de dimensiuni mari), masele distribuite în structură pot fi considerate concentrate în nodurile structurii, conform suprafeței aferente (vezi secțiunea 5.1.3 și Figura 6.19a). În astfel de cazuri se pot neglija componentele de rotire ale maselor, în calculul structural considerându-se doar componentele de translație. Astfel, pentru un model spațial, în fiecare nod al structurii se consideră concentrate componentele de translație după cele două direcții orizontale.

În cazul în care planșele pot fi considerate infinit rigide în planul lor (de exemplu în cazul planșelor din beton armat, cu o formă regulată și goluri de dimensiuni mici), masele aferente unui nivel pot fi concentrate în centrul de masă al aceluși nivel. Masele concentrate vor avea componente după direcțiile gradelor de libertate ale diafragmelor rigide (două translații în plan orizontal și o rotire față de axa verticală, vezi secțiunea 5.1.3 și Figura 6.19b). Componentele de translație ale masei se determină însumând toate masele aferente nivelului respectiv:

$$M_x = M_y = \sum m_i \quad (6.35)$$

Componenta de rotire a masei de nivel M_{zz} poartă denumirea de moment de inerție al masei și se poate determina conform relației:

$$M_{zz} = \sum m_i d_i^2 \quad (6.36)$$

unde d_i este distanța de la centrul de masă la masa discretă m_i (vezi Figura 6.19c). În cazul unei mase distribuite uniform pe o suprafață, momentul de inerție al masei se calculează ca și produsul dintre momentul de inerție polar și valoarea masei uniform distribuită pe suprafață.

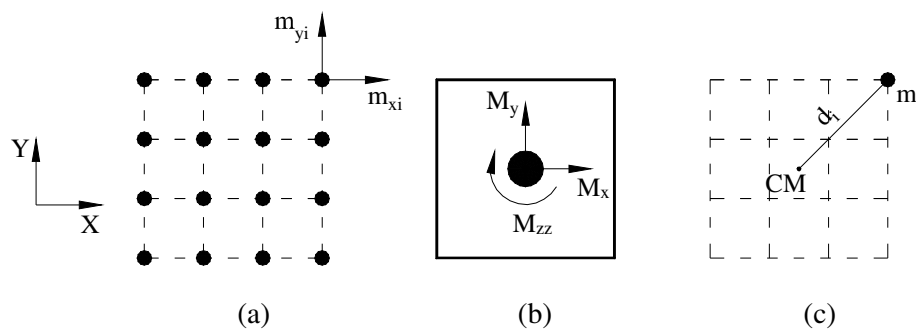


Figura 6.19. Concentrarea maselor în noduri la planșe flexibile (a); concentrarea masei în centrul de masă în cazul unor diafragme rigide (b); masa m_i și distanța d_i pentru calcul momentului de inerție al masei (c).

6. Calculul structurilor la acțiunea seismică

În cazul structurilor din beton armat, compuse oțel-beton și din zidărie, care sunt proiectate să răspundă în domeniul inelastic în timpul unui cutremur de calcul, rigiditatea elementelor structurale trebuie redusă pentru a reflecta fisurarea betonului sau zidăriei.

Deformabilitatea fundației și/sau deformabilitatea terenului trebuie luate în considerare, dacă acestea au o influență semnificativă asupra răspunsului structural.

6.7. Efectele de torsiune accidentală

În cazul construcțiilor cu planșee indeformabile în planul lor, efectele generate de incertitudinile asociate distribuției maselor de nivel și/sau variației spațiale a mișcării seismice a terenului se consideră prin introducerea unei excentricități accidentale adiționale. Aceasta trebuie luată în calcul pentru fiecare direcție principală a structurii și pentru fiecare nivel, și se raportează la centrul maselor. Excentricitatea accidentală se calculează cu expresia (vezi Figura 6.20):

$$e_{1i} = \pm 0.05L_i \quad (6.37)$$

unde:

e_{1i} 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.

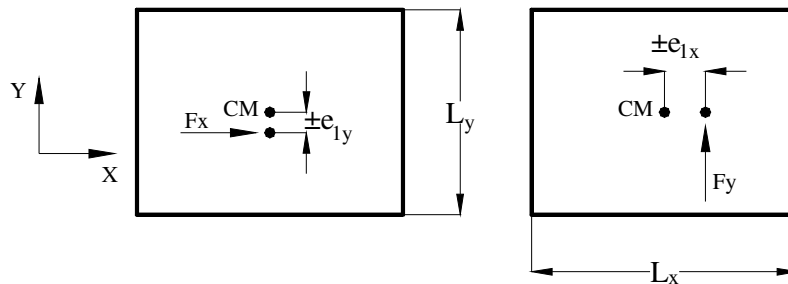


Figura 6.20. Definiția excentricității accidentale.

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:

$$M_{1i} = e_{1i}F_i \quad (6.38)$$

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

F_i forța seismică orizontală aplicată la nivelul i

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

6.8. Clase de importanță și de expunere

Funcție de destinația construcțiilor, diferite structuri necesită diferite niveluri de siguranță. Importanța construcțiilor depinde de consecințele prăbușirii asupra vieții oamenilor, de rolul lor în siguranța publică și protecția civilă în perioada imediat următoare cutremurului și de consecințele sociale și economice ale prăbușirii sau avarierii grave. P100-1 (2013) specifică nivelul necesar al siguranței prin clasificarea structurilor în diferite clase de importanță și de expunere la cutremur. Fiecărei clase de importanță i se atribuie un factor de importanță $\gamma_{I,e}$ (vezi Tabelul 6.4).

Valoarea de proiectare a acțiunii seismice A_{Ed} este egală cu valoarea caracteristică a acțiunii seismice A_{Ek} înmulțită cu factorul de importanță și expunere a construcției $\gamma_{I,e}$:

$$A_{Ed} = \gamma_{I,e} A_{Ek} \quad (6.39)$$

unde:

$\gamma_{I,e}$ coeficient de importanță-expunere (vezi Tabelul 6.4).

Multiplacarea acțiunii seismice de referință cu factorul de importanță-expunere este echivalentă cu considerarea unui hazard seismic superior (factori supraunitari) sau inferior (factor subunitari) celui de referință. Construcțiile proiectate pentru un nivel superior al hazardului seismic au un niveluri de siguranță superior.

Tabelul 6.4. Clase de importanță și de expunere la cutremur pentru clădiri (P100-1, 2013).

Clasa de importanță	Tipuri de clădiri	$\gamma_{I,e}$
I	Clădiri având funcțiuni esențiale, pentru care păstrarea integrității pe durata cutremurelor este vitală pentru protecția civilă, cum sunt: (a) Spitale și alte clădiri din sistemul de sănătate, care sunt dotate cu servicii de urgență/ambulanță și secții de chirurgie; (b) Stații de pompieri, sedii ale poliției și jandarmeriei, parcaje supraterane multietajate și garaje pentru vehicule ale serviciilor de urgență de diferite tipuri; (c) Stații de producere și distribuție a energiei și/sau care asigură servicii esențiale pentru celelalte categorii de clădiri menționate aici; (d) Clădiri care conțin gaze toxice, explozivi și/sau alte substanțe periculoase; (e) Centre de comunicații și/sau de coordonare a situațiilor de urgență; (f) Adăposturi pentru situații de urgență; (g) Clădiri cu funcțiuni esențiale pentru administrația publică; (h) Clădiri cu funcțiuni esențiale pentru ordinea publică, gestionarea situațiilor de urgență, apărarea și securitatea națională; (i) Clădiri care adăpostesc rezervoare de apă și/sau stații de pompare esențiale pentru situații de urgență și alte clădiri de aceeași natură	1.4
II	Clădiri care prezintă un pericol major pentru siguranța publică în cazul prăbușirii sau avarierii grave, cum sunt: (a) Spitale și alte clădiri din sistemul de sănătate, altele decât cele din clasa I, cu o capacitate de peste 100 persoane în aria totală expusă; (b) Școli, licee, universități sau alte clădiri din sistemul de educație, cu o capacitate de peste 250 persoane în aria totală expusă; (c) Aziluri de bătrâni, creșe, grădinițe sau alte spații similare de îngrijire a persoanelor; (d) Clădiri multietajate de locuit, de birouri și/sau cu funcțiuni comerciale, cu o capacitate de peste 300 de persoane în aria totală expusă; (e) Săli de conferințe, spectacole sau expoziții, cu o capacitate de peste 200 de persoane în aria totală expusă, tribune de stadioane sau săli de sport; (f) Clădiri din patrimoniul cultural național, muzee ș.a.; (g) Clădiri parter, inclusiv de tip mall, cu mai mult de 1000 de persoane în aria totală expusă; (h) Parcaje supraterane multietajate cu o capacitate mai mare de 500 autovehicule, altele decât cele din clasa I; (i) Penitenciare; (j) Clădiri a căror întrerupere a funcțiunii poate avea un impact major asupra populației, cum sunt: clădiri care deservește centrale electrice, stații de tratare, epurare, pompare a apei, stații de producere și distribuție a energiei, centre de telecomunicații, altele decât cele din clasa I; (k) Clădiri având înălțimea totală supraterană mai mare de 45m și alte clădiri de aceeași natură.	1.2
III	Clădiri de tip curent, care nu aparțin celorlalte clase	1.0
IV	Clădiri de mică importanță pentru siguranța publică, cu grad redus de ocupare și/sau de mică importanță economică, construcții agricole, construcții temporare etc.	0.8

6.9. Combinarea acțiunii seismice cu alte tipuri de acțiuni

Combi-națiile de încărcări pentru verificarea structurilor se întocmesc conform CR 0-2012. În cazul acțiunii seismice, combinația de încărcări pentru verificarea la starea limită ultimă se determină conform relației:

$$\sum_{j=1}^N G_{k,j} + A_{Ed} + \sum_{i=1}^N \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (6.40)$$

unde:

$G_{k,j}$ valoarea caracteristică a acțiunii permanente j

$Q_{k,i}$ valoarea caracteristică a acțiunii variabile i

A_{Ed} valoarea de proiectare a acțiunii seismice

$\psi_{2,i}$ coeficient pentru determinarea valorii cvasipermanente a acțiunii variabile $Q_{k,i}$, vezi Tabelul 6.5

În combinația de încărcări pentru verificarea la SLU, încărcările permanente sunt introduse cu valoarea lor caracteristică. Încărcările variabile sunt considerate doar cu fracțiunea cvasipermanentă din încărcarea caracteristică. Această abordare reflectă probabilitatea mai mică de producere a unui cutremur cu IMR corespunzător SLU concomitent cu atingerea valorii maxime a încărcării variabile. Acțiunile variabile care se consideră în combinația seismică sunt cele din zăpadă și cele datorate exploatării. Încărcările variabile din vânt și din variații de temperatură nu se combină cu acțiunea seismică ($\psi_{2,i} = 0$ în acest caz).

Tabelul 6.5. Coeficientul $\psi_{2,i}$ pentru determinarea valorii cvasipermanente a acțiunii variabile (CR 0-2012)

Tipul acțiunii	$\psi_{2,i}$
Acțiuni din exploatare: rezidențial și birouri	0.3
Acțiuni din zăpadă	0.4
Acțiuni din exploatare: spații de depozitare	0.8
Acțiuni din vânt și acțiuni din variații de temperatură	0

Pentru a determina valoarea caracteristică a acțiunii seismice A_{Ek} , este necesară cunoașterea maselor structurii. Aceste mase sunt cele care corespund încărcărilor gravitaționale (permanente și variabile) prezente în combinația de încărcări (6.40). Astfel, masele structurii pe baza cărora se determină A_{Ek} sunt cele corespunzătoare următoarelor încărcări:

$$\sum_{j=1}^N G_{k,j} + \sum_{i=1}^N \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (6.41)$$

6.10. Concepte de proiectare

Structurile amplasate în zone seismice pot fi proiectate urmând două concepte principal diferite:

- comportare disipativă (ductilă) a structurii;
- comportare slab-disipativă (fragilă) a structurii.

Diferența între comportarea disipativă și slab-disipativă a unei structuri este dictată de ductilitatea acesteia. Ductilitatea reprezintă capacitatea structurii de a se deforma în domeniul plastic fără o reducere substanțială a capacității portante. În Figura 6.21 sunt prezentate la nivel principal relații forță-deplasare ce caracterizează structuri cu comportare ductilă și fragilă.

În cazul unei structuri cu o comportare fragilă, după atingerea limitei elastice (care este apropiată de forța maximă), forța înregistrează o degradare bruscă. Structurile cu o comportare fragilă au o capacitate redusă de deformare în domeniul inelastic. Numele de proiectare seismică EN 1998-1 (2004) și P100-1 (2013) folosesc în loc de noțiunea de "comportare fragilă" termenul echivalent de "comportare slab-disipativă".

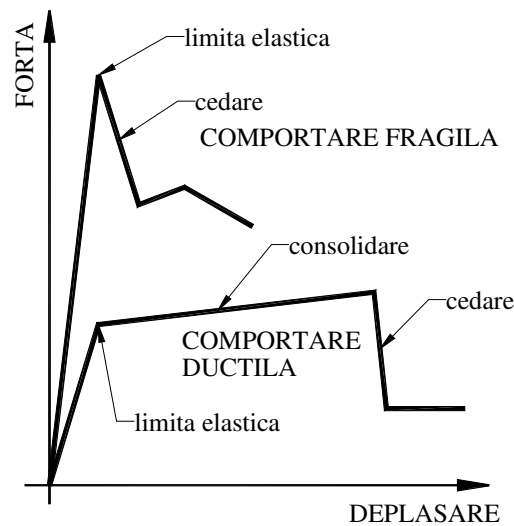


Figura 6.21. Reprezentarea principală a unei comportări ductile și fragile a structurii.

În cazul unei structuri ductile, după atingerea limitei elastice, structura se deformează în domeniul inelastic, până la atingerea forței maxime (palier de consolidare). Structura cedează (forța înregistrează o scădere substanțială) numai după consumarea unor deformații inelastice importante. Structurile ductile pot supraviețui unor forțe seismice ce depășesc forța de curgere, deoarece după atingerea limitei elastice ele se pot deforma în domeniul inelastic fără o degradare substanțială a forței. Numele de proiectare seismică EN 1998-1 (2004) și P100-1 (2013) folosesc în loc de noțiunea de "comportare ductilă" termenul echivalent de "comportare disipativă".

6.10.1. Conceptul de proiectare slab-disipativă a structurii

Structurile slab-disipative (fragile) au o ductilitate neglijabilă. Deoarece după atingerea limitei elastice forța înregistrează o degradare bruscă, aceste structuri trebuie proiectate astfel, ca sub acțiunea seismică corespunzătoare SLU structura să rămână în domeniul elastic. În acest scop, încărcarea seismică de calcul trebuie determinată pe baza spectrului de răspuns elastic (vezi ecuația (6.1)), iar efortul în elementul cel mai solicitat al structurii nu trebuie să depășească efortul capabil al aceluși element. Prima dintre aceste cerințe este echivalentă cu determinarea spectrului de proiectare (ecuațiile (6.14) și (6.15)) folosind un factor de comportare $q = 1$. Cea de-a doua condiție implică faptul că structurile proiectate conform conceptului de comportare slab-disipativă trebuie să aibă un răspuns preponderent elastic sub acțiunea încărcărilor seismice de calcul, ceea ce permite proiectarea acestora conform procedurilor de calcul folosite la proiectarea structurilor amplasate în zone neseismice. Astfel, codurile de calcul seismic (de ex. P100-1, 2013 și EN 1998-1, 2004) se folosesc doar pentru determinarea încărcării seismice, iar verificările structurii la SLU se efectuează conform normelor generale de calcul a structurilor (de exemplu SR EN 1993 în cazul structurilor metalice).

Plecând de la ipoteza că majoritatea structurilor au anumită suprezistență intrinsecă, codurile de proiectare seismică (P100-1, 2013 și EN 1998-1, 2004) permit adoptarea unor factori de comportare q supraunitari ($q = 1.5 - 2$).

6.10.2. Conceptul de proiectare disipativă a structurii

După cum s-a menționat anterior (vezi secțiunea 6.2.2), în multe cazuri proiectarea structurilor pe baza conceptului de comportare slab-disipativă este neeconomică. În aceste cazuri, încărcarea seismică de proiectare poate fi redusă substanțial față de cea corespunzătoare unui răspuns elastic. Ca urmare a acestui fapt, sub acțiunea seismică de calcul corespunzătoare Stării Limită Ultime (SLU) structura va depăși limita elastică, înregistrând deformații inelastice. În consecință, structura va fi avariata, elementele structurale suferind degradări. Totuși, pentru a preîntâmpina avariarea excesivă a structurii și a respecta cerința fundamentală de comportare la SLU – siguranța vieții (vezi secțiunea 6.1), deformația inelastică impusă de către acțiunea seismică nu trebuie să depășească capacitatea de deformare în domeniul inelastic a structurii. Astfel, rezistența minimă la forțe laterale (F_y) care trebuie asigurată structurii pentru ca aceasta să nu înregistreze avarii excesive este în relație directă cu capacitatea structurii de deformare în domeniul inelastic. Pentru un nivel dat al acțiunii

seismice corespunzătoare SLU, pot fi determinate diferite combinații rezistență/ductilitate care să asigure satisfacerea cerințelor de proiectare la SLU (siguranța vieții).

În Figura 6.22a este prezentată relația principală între rezistența structurii la forțe laterale (F_y) și cerința de deplasare inelastică (d_{in}) impusă structurii de un nivel dat al acțiunii seismice, pentru structuri cu perioada proprie de vibrație T mai mare decât perioada de control T_C a mișcării seismice. În acest caz cerința de deplasare inelastică (d_{in}) este aproximativ egală cu cea corespunzătoare unui răspuns infinit elastic (d_{el}), fiind valabil principiul "deplasărilor egale" (vezi secțiunea 4.6.3). După cum se poate observa din Figura 6.22a, cu cât rezistența structurii la forțe laterale (F_y) este mai mică, cu atât cerința de ductilitate ($\mu = d_{in}/d_y$) impusă structurii este mai mare. Astfel, structurile care posedă o ductilitate mai mare pot fi proiectate pentru forțe laterale mai mici și viceversa.

În cazul structurilor a căror perioadă proprie de vibrație T este inferioară perioadei de control T_C a mișcării seismice (vezi Figura 6.22b), deplasările inelastice d_{in} ale unei structuri sunt mai mari decât deplasările d_{el} din sistemul elastic corespunzător. Concluzia anterioară asupra relației între rezistența la forțe laterale a structurii și cerința de ductilitate se păstrează, dar din cauza cerințelor mai ridicate de deplasări inelastice, pentru o valoare dată a ductilității, va fi necesară asigurarea unei rezistențe mai ridicate a structurii decât în cazul $T \geq T_C$.

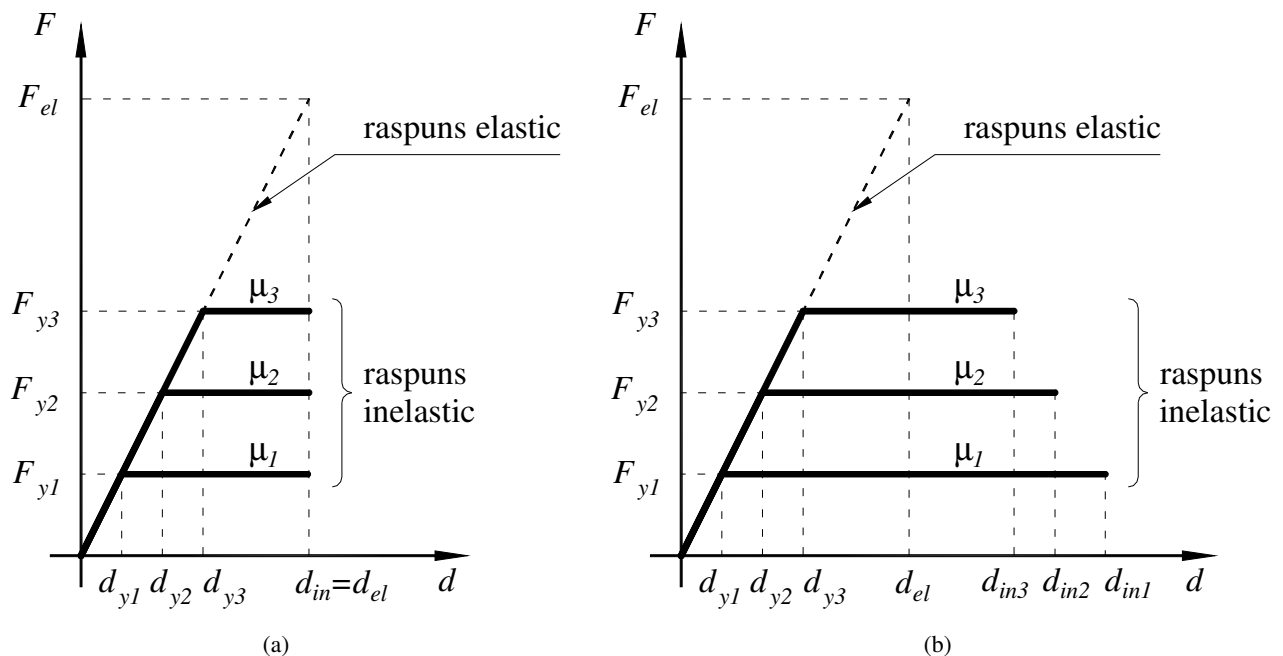


Figura 6.22. Relația principală între rezistența structurii și cerința de deplasare inelastică: $T \geq T_C$ (a) și $T < T_C$ (b).

Normele de proiectare seismică oferă posibilitatea alegerii unor niveluri diferite de ductilitate a structurilor, încadrându-le pe acestea din urmă în clase de ductilitate. Alegerea unei clase de ductilitate la proiectarea unei structuri noi are două consecințe majore în procesul de proiectare. Prima dintre acestea o reprezintă valoarea încărcării seismice de proiectare, care este determinată pe baza unui spectru de proiectare, redus față de cel elastic prin intermediul factorului de comportare q . Structurile proiectate conform unei clase de ductilitate mai ridicate (și care au o ductilitate mai mare) au asociate valori mai ridicate ale factorului de comportare q , și, în consecință, forțe seismice de proiectare mai mici. Cea de-a doua consecință a alegerii clasei de ductilitate constă în necesitatea asigurării unui anumit nivel de ductilitate la nivel de structură. În acest scop, normele de proiectare seismică conțin prevederi specifice de detaliere și proiectare pentru structurile din fiecare clasă de ductilitate, prevederi care au menirea să asigure structurii valori ale ductilității în acord cu clasa de ductilitate aleasă. Ductilitatea unei structuri se asigură pe baza unor criterii specifice diferitelor materiale de construcții (oțel, b.a., lemn, etc.) și tipuri de structuri (cadre contravântuite și necontravântuite, pereți structurali, etc.).

Verificarea directă a ductilității unei structuri ar fi posibilă doar dacă la proiectarea unei structuri s-ar folosi metode de calcul nelinier (inelastic), static sau dinamic. Totuși, calculul nelinier este considerat în prezent prea complex și laborios pentru proiectarea curentă a structurilor la acțiunea seismică, fiind utilizat doar la

proiectarea structurilor de importanță ridicată. Metoda curentă de proiectare a structurilor amplasate în zone seismice folosește metode de calcul elastic (calcul modal cu spectre de răspuns sau calcul cu forțe laterale, vezi secțiunea 6.3), în care forțele seismice de proiectare (F_{Ed}) se obțin prin reducerea forțelor seismice corespunzătoare unui răspuns elastic (F_{el}) prin intermediul factorului de comportare q . După cum se poate vedea din Figura 6.23, într-un calcul elastic, sub acțiunea forțelor seismice de proiectare, structura va avea un răspuns elastic și va înregistra o deplasare d_e . Acest model al structurii este însă principial diferit de comportarea reală a structurii, care va înregistra deformații în domeniul inelastic (d_{in}) sub efectul acțiunii seismice de calcul. De aceea, dimensionarea elementelor structurale și a îmbinărilor pe baza eforturilor obținute dintr-un calcul elastic nu este suficientă pentru proiectarea unei structuri la acțiunea seismică.

În general, nu este economică și nici posibilă realizarea tuturor elementelor unei structuri ca și elemente ductile. Inevitabil o structură disipativă (ductilă) va conține atât elemente disipative (ductile), cât și elemente nedisipative (fragile). Pentru a asigura o comportare disipativă (ductilă) la nivelul întregii structuri, trebuie preîntâmpinată cedarea elementelor fragile. Aceasta se poate realiza prin ierarhizarea rezistenței elementelor structurale, care să conducă la plasticizarea elementelor structurale ductile, preîntâmpinând cedarea elementelor structurale fragile. Acest principiu de proiectare se numește *proiectare bazată pe capacitate* și este exemplificat în Figura 6.24. Astfel, structura (lanțul) din Figura 6.24 este supusă la încărcarea seismică de proiectare F_{Ed} . În urma unui calcul elastic, toate elementele acestei structuri (ductile și fragile) vor înregistra eforturi egale cu F_{Ed} . Aceste eforturi servesc la dimensionarea elementelor structurale ductile, folosind relații de verificare de tipul următor:

$$F_{ductil,Rd} \geq F_{Ed} \quad (6.42)$$

În structura acționată de încărcarea seismică de calcul la SLU eforturile din elementele structurale vor fi însă în general mai mari decât F_{Ed} , fiind limitate de rezistența elementelor ductile ($F_{ductil,Rd}$). Prin urmare, pentru a preîntâmpina cedarea elementelor fragile, acesta trebuie dimensionate astfel încât să posede o suprarezistență față de capacitatea elementelor ductile:

$$F_{fragil,Rd} \geq \Omega \cdot F_{ductil,Rd} \quad (6.43)$$

unde Ω este un coeficient supraunitar și ține cont de diversele aspecte care pot conduce la rezistențe ale elementelor ductile mai mari decât cele de calcul (fenomene de consolidare, rezistență a materialului mai mare decât cea considerată în calcul, etc.).

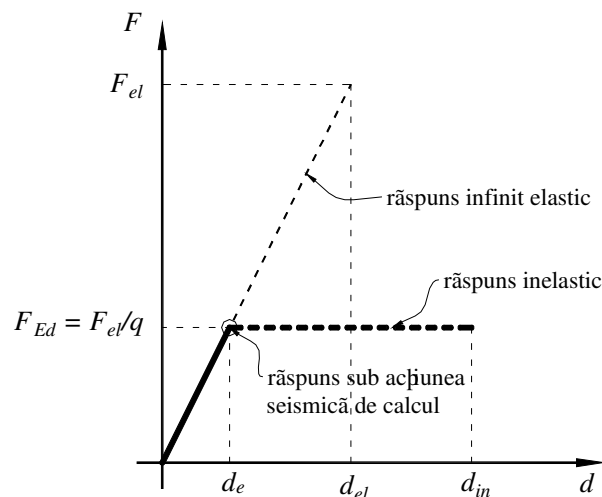


Figura 6.23. Relația principală între forțele seismice corespunzătoare unui răspuns infinit elastic (F_{el}), forțele seismice de proiectare (F_{Ed}) și răspunsul inelastic al structurii.

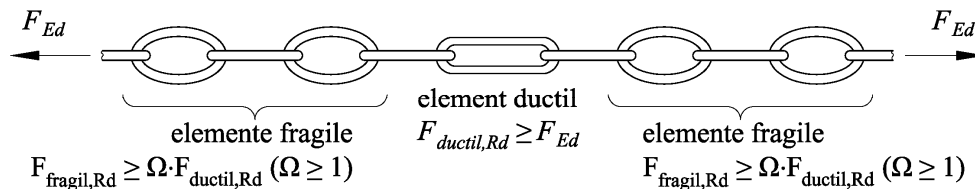


Figura 6.24. Principiul de proiectare bazată pe capacitate (adaptat după Paulay și Priestley, 1992).

În concluzie, proiectarea structurilor la acțiunea seismică conform principiului de comportare disipativă implică două faze. În prima fază se dimensionează elementele ductile (disipative) pe baza eforturilor determinate dintr-o analiză elastică a structurii supusă forțelor seismice de proiectare. Pe lângă rezistență, elementele desemnate ductile trebuie să posedă și o ductilitate corespunzătoare clasei de ductilitate alese. Ductilitatea se asigură prin folosirea unor detalii constructive și principii de proiectare specifice diferitelor materiale și tipuri de structuri, și sunt descrise în capitolele 7, 8 și 9. În cea de-a doua fază – proiectarea bazată pe capacitate – se dimensionează elementele fragile (nedisipative) pe baza unor eforturi în acestea corespunzătoare plasticizării elementelor ductile. Această procedură de proiectare are scopul să asigure o suprazistență a elementelor fragile față de cele ductile, conducând la structuri ductile per ansamblu.

6.10.3. Alegerea principiului de proiectare

Proiectarea unei structuri ca și disipativă sau slab-disipativă este la latitudinea proiectantului. Principal, orice structură poate fi proiectată conform uneia dintre cele două abordări. Alegerea principiului de proiectare este de natură economică și depinde de tipul structurii și de zona seismică. În general, detaliile constructive și cerințele de proiectare menite să asigure ductilitate elementelor disipative conduc la un consum mai ridicat de materiale în structură. De aceea, dacă forțele seismice elastice (nereduse) care acționează asupra unei structuri sunt relativ mici (structura este dimensionată preponderent din alte combinații de încărcări decât cea seismică), se poate folosi principiul de proiectare slab-disipativă a structurii, care, prin omiterea cerințelor de proiectare menite să asigure o comportare globală ductilă, va simplifica procesul de proiectare și va conduce la un consum redus de material.

Totuși, pentru multe tipuri de structuri acțiunea seismică reprezintă o solicitare foarte severă în comparație cu alte acțiuni, iar asigurarea unui răspuns elastic al structurii sub efectul acțiunii seismice de calcul la SLU ar conduce la dimensiuni exagerate ale elementelor structurale și la un consum excesiv de material. În acest caz, se poate adopta principiul de proiectare disipativă a structurii, exploatând capacitatea structurii de a se deforma în domeniul inelastic (ductilitatea) și proiectând structura pentru niște forțe seismice reduse față de cele corespunzătoare unui răspuns elastic.

În consecință, principiul de proiectare slab-disipativă se dovedește economic în cazul unor forțe seismice mici, iar cel de proiectare disipativă este mai economic în cazul unor forțe seismice ridicate. Forțele seismice fiind forțe de natură inerțială, sunt generate de accelerația care acționează asupra maselor structurii ca urmare a mișcării seismice impuse bazei structurii. De aceea, forțele seismice vor avea valori reduse în cazul unor structuri ușoare și atunci când acțiunea seismică are o intensitate redusă (zone cu seismicitate redusă). Viceversa, forțele seismice au valori importante în cazul structurilor cu mase mari și a structurilor amplasate în zone cu seismicitate ridicată.

Un exemplu de structură ușoară, la care se pretează principiul de proiectare slab-disipativă, este reprezentat de halele metalice parter. Acestea sunt caracterizate pe de o parte de greutatea propriei relativ mici și pe de altă parte de încărcări mici din exploatare. Exemple tipice de structuri care atrag asupra lor forțe seismice ridicate sunt structurile multietajate (metalice, din b.a., sau compuse oțel-beton).

Toate criteriile de proiectare care sunt prezentate în cele ce urmează se referă la proiectarea structurilor conform principiului de comportare disipativă.

6.11. Verificarea la SLU

Conform EN 1998-1 (2004) verificarea unei structuri la SLU necesită îndeplinirea următoarelor cerințe principale: rezistență, ductilitate, rezistența fundațiilor și rosturi seismice. P100-1 (2013) impune suplimentar limitarea deplasărilor laterale de nivel la SLU.

6.11.1. Condiția de rezistență

Condiția de rezistență implică verificarea elementelor structurale (și în unele cazuri a celor nestructurale) la eforturile de calcul determinate din combinația de încărcări corespunzătoare acțiunii seismice. Relația de verificare generică are forma:

$$E_d \leq R_d \quad (6.44)$$

unde:

E_d – valoarea de proiectare a efectului acțiunii, în combinația care conține acțiunea seismică;

R_d – valoarea corespunzătoare efortului capabil.

În general, în calculul structural trebuie considerate și efectele de ordinul doi (calcul geometric neliniar). Într-un calcul geometric neliniar încărcările sunt aplicate pe forma deformată a structurii, ceea ce conduce la deplasări și eforturi mai mari decât într-un calcul liniar elastic. Efectele de ordinul doi sunt importante pentru elementele sollicitate la forțe de compresiune mari și în cazul unor deplasări laterale mari. În cazul acțiunii seismice efectele de ordinul doi pot fi importante deoarece deplasările laterale sunt considerabile. Totuși, efectele de ordinul doi pot fi neglijate dacă pentru fiecare nivel al structurii este îndeplinită următoarea condiție:

$$\theta = \frac{P_{tot} d_r}{V_{tot} h} \leq 0.10 \quad (6.45)$$

unde:

θ 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 la cea inferioară nivelului considerat, determinată pe baza deplasărilor corespunzătoare SLU - calculate conform relației (6.46);

V_{tot} forța tăietoare totală de nivel;

h înălțimea de nivel.

Conform P100-1 (2013) și EN198-1 (2004), dacă $0.1 < \theta \leq 0.2$, efectele de ordinul doi pot fi luate în considerare în mod aproximativ, multiplicând valorile de calcul ale eforturilor cu factorul $1/(1 - \theta)$. 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 doi explicit). Nu se admit valori $\theta \geq 0.3$, acestea indicând o sensibilitate exagerată a structurii la efectele de ordinul doi, care o face susceptibilă de pierderea stabilității globale.

6.11.2. Limitarea deplasărilor laterale la SLU

Calculul deplasărilor laterale pentru SLU se face cu relația:

$$d_s = c q d_e \quad (6.46)$$

unde:

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

q factorul de comportare specific tipului de structură;

d_e deplasarea aceluiași punct din sistemul structural, determinată prin calcul static elastic sub încărcări seismice de proiectare;

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 (vezi secțiunea 4.6.3 și Figura 4.18).

Pentru structurile din b.a. și compuse oțel-beton valorile coeficientului c se determină conform relației:

$$1 \leq c = 3 - 2.3 \frac{T_1}{T_C} \leq \frac{\sqrt{T_C \cdot q}}{1.7} \quad (6.47)$$

unde T_1 este perioada proprie fundamentală de vibrație a structurii.

Pentru structurile din oțel valorile coeficientului c se determină conform relației:

$$c = \begin{cases} \frac{\Omega_T}{q} + \left(1 - \frac{\Omega_T}{q}\right) \frac{T_C}{T_1} \leq 3 & \text{dacă } T_1 < T_C \\ 1 & \text{dacă } T_1 \geq T_C \end{cases} \quad (6.48)$$

unde:

q factorul de comportare specific tipului de structură;
 Ω_T valoarea suprazistenței sistemului structural (vezi capitolul 7).

Conform P100-1 (2013), verificarea deplasărilor relative de nivel la starea limită ultimă are drept scop evitarea pierderilor de vieți omenești prin prevenirea prăbușirii totale a elementelor nestructurale. Se urmărește deopotrivă realizarea unei marje de siguranță suficiente față de stadiul cedării elementelor structurale. Verificarea la deplasare se face pe baza expresiei:

$$d_r^{ULS} = cq d_{re} \leq d_{r,a}^{ULS} \quad (6.49)$$

unde:

d_r^{ULS} deplasarea relativă de nivel sub acțiunea seismică asociată SLU;
 d_{re} deplasarea relativă de nivel, determinată prin calcul static elastic din încărcări seismice de proiectare;
 $d_{r,a}^{ULS}$ valoare admisibilă a deplasării relative de nivel, egală cu $0.025h$ (unde h este înălțimea de nivel).

În Figura 6.25 este prezentată relația dintre forță tăietoare de bază și deplasarea laterală la vârful unei structuri. În urma unui calcul elastic din forțele de proiectare F_{Ed} se obține deplasarea d_e . Această deplasare este determinată pe baza spectrului de proiectare, redus prin intermediul factorului q față de spectrul elastic, și nu reprezintă deplasarea reală (inelastică) pe care o va înregistra structura sub efectul acțiunii seismice la SLU. De aceea, este necesară estimarea deplasării inelastice d_s pe care o va înregistra structura supusă acțiunii seismice de calcul.

Dacă structura ar avea o comportare infinit elastică, acțiunii seismice nereduse i-ar corespunde forța elastică $q \cdot F_{Ed}$ și deplasarea $q \cdot d_e$. Atunci când perioada fundamentală a structurii este mai mare decât perioada de control T_C a spectrului de răspuns, deplasările elastice sunt egale cu cele inelastice ($d_s = q \cdot d_e$), coeficientul c având valoarea 1. Dacă perioada proprie de vibrație a structurii este mai mică decât perioada de control T_C a spectrului de răspuns, deplasările inelastice sunt mai mari decât cele elastice ($d_s = c \cdot q \cdot d_e$), coeficientul c având valori supraunitare.

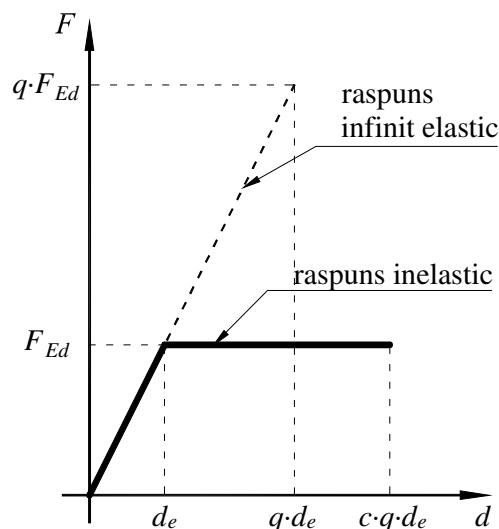


Figura 6.25. Calculul deformațiilor la SLU conform P100-1 (2013).

6.11.3. Verificarea ductilității locale și globale

Componenta principală a factorului de comportare q o constituie ductilitatea structurii. Factorii de comportare q pe care se bazează determinarea forțelor seismice de proiectare sunt specificați în normele de proiectare seismică funcție de material, clasa de ductilitate și tipul structurii, și pot fi afectați de regularitatea pe verticală

a structurii. Structura proiectată trebuie să posedă ductilitatea locală și globală pe care s-a bazat determinarea factorilor de comportare q .

Criteriile de asigurare a ductilității locale (la nivel de material, secțiune și element structural) sunt specificate de norme pentru fiecare tip de material și structură în parte. O condiție generală pentru toate tipurile de materiale și structuri o constituie asigurarea unei ductilități globale adecvate. Aceasta din urmă se poate obține prin ierarhizarea rezistenței elementelor structurale urmărind principiile de proiectare bazată pe capacitate, pentru a localiza deformațiile plastice în elementele ductile și a evita cedarea în elementele fragile. Suplimentar, în scopul obținerii unei ductilități globale corespunzătoare la structurile multietajate, este necesară asigurarea unui mecanism plastic global a structurii (vezi Figura 6.26a). Acest mecanism asigură un număr maxim de zone plastice și o solicitare uniformă a acestora. Trebuie evitate mecanismele plastice de nivel (vezi Figura 6.26b), deoarece în acest caz deformațiile inelastice sunt concentrate într-un număr redus de zone plastice, având cerințe de deformații inelastice θ_{loc} mai ridicate decât în cazul unui mecanism plastic global θ_{gl} , la aceeași deplasare globală a structurii δ .

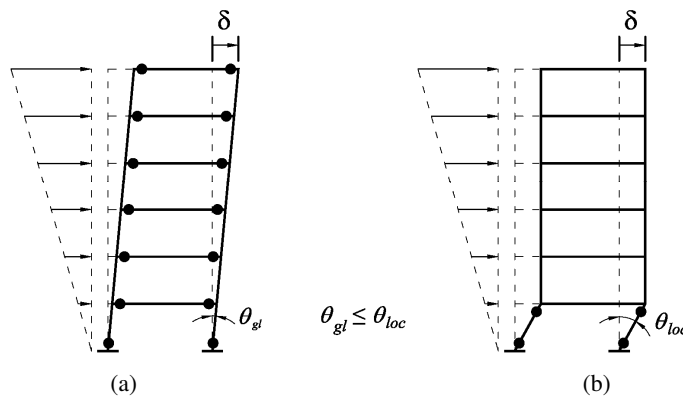


Figura 6.26. Mecanism plastic global (a) și mecanism plastic de nivel (b).

6.11.4. Rezistența fundațiilor

Reacțiunile în fundații determinate pe baza forțelor seismice de proiectare sunt mai mici decât cele care vor apărea în cazul unui cutremur corespunzător SLU, deoarece acestea au fost determinate pe baza spectrului de proiectare. În consecință, dimensionarea fundațiilor și a prinderilor elementelor structurale în fundații (ambele considerate elemente fragile) trebuie realizată pe baza unor eforturi obținute pe principiul proiectării bazate pe capacitate, în ipoteza formării unui mecanism plastic în suprastructură. Astfel, eforturile pentru care trebuie dimensionate fundațiile și prinderile structurii în fundație trebuie să corespundă plasticizării și consolidării elementelor din suprastructură care au influența cea mai mare asupra eforturilor din fundații.

6.11.5. Rosturi seismice

În general, la proiectarea unei structurii aceasta se consideră independentă de clădirile învecinate. O eventuală ciocnire a două clădiri învecinate poate determina avarierea gravă a acestora. De aceea, este necesară asigurarea unui rost seismic între clădirile învecinate sau între corpurile independente ale aceleiași clădiri. Probabilitatea ciocnirii a două structuri alăturate și efectele acestora sunt maxime atunci când structurile au caracteristici dinamice diferite (masă, rigiditate, înălțime, etc.), deoarece în acest caz oscilațiile structurilor sunt diferite și pot fi defazate.

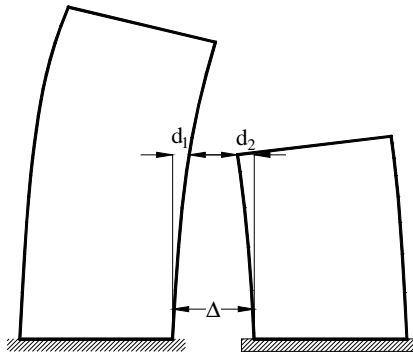


Figura 6.27. Rostul seismic necesar între două clădiri.

Conform P100-1 (2013), în cazul clădirilor cu caracteristici dinamice diferite, dimensiunea rostului dintre cele două clădiri se stabilește pe baza relației (vezi Figura 6.27):

$$\Delta \geq \sqrt{d_{1,max}^2 + d_{2,max}^2} \quad (6.50)$$

unde: Δ este lățimea necesară a rostului seismic; $d_{1,max}$, $d_{2,max}$ sunt deplasările maxime ale celor două clădiri sub acțiunea încărcărilor seismice orizontale la nivelul extremităților superioare ale corpului de clădire cu înălțimea mai mică, deplasări calculate conform relației (6.46).

În cazul structurilor alăturate cu caracteristici dinamice similare se pot adopta valori ale rostului mai mici, stabilite din condiția de dilatație – contracție.

6.12. Verificarea la SLS

Conform P100-1 (2013), verificarea la starea limită de serviciu (SLS) are drept scop menținerea funcțiunii principale a clădirii în urma cutremurelor, care 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 anterioară seismului.

Calculul deplasărilor laterale pentru SLS se face cu relația:

$$d_s = \nu q d_e \quad (6.51)$$

unde:

- d_s deplasarea unui punct din sistemul structural ca efect al acțiunii seismice la SLS;
- q factorul de comportare specific tipului de structură;
- d_e deplasarea aceluiași punct din sistemul structural, determinată prin calcul static elastic sub încărcări seismice de proiectare;
- ν factor de reducere care ține seama de intervalul de recurență al acțiunii seismice asociat verificărilor pentru SLS ($\nu = 0.5$).

În Figura 6.28 este prezentată relația dintre forță tăietoare de bază și deplasarea laterală la vârful unei structuri. În urma unui calcul elastic din forțele de proiectare F_{Ed} se obține deplasarea d_e . Această deplasare este determinată pe baza spectrului de proiectare, redus prin intermediul factorului q față de spectrul elastic, și nu reprezintă deplasarea pe care o va înregistra structura sub efectul acțiunii seismice la SLS. De aceea, este necesară estimarea deplasării d_s pe care o va înregistra structura supusă acțiunii seismice la SLS.

Dacă structura ar avea o comportare infinit elastică, acțiunii seismice nereduse i-ar corespunde forța elastică $q \cdot F_{Ed}$ și deplasarea $q \cdot d_e$. Deoarece intervalul mediu de recurență corespunzător cutremurului de calcul la SLS este mai mic decât cel corespunzător SLU, forțele seismice corespunzătoare SLS vor fi mai mici decât cele corespunzătoare SLU. Valoarea forțelor seismice corespunzătoare SLS va fi, astfel, $\nu \cdot q \cdot F_{Ed}$, iar a deplasărilor corespunzătoare: $d_s = \nu \cdot q \cdot d_e$. Acest raționament, care explică relația (6.51), se bazează pe principiul deplasărilor egale și este corect în mod riguros numai pentru structuri cu perioada proprie fundamentală mai mare decât T_C . Cu toate acestea, din motive de simplitate, atât norma românească (P100-

1/2013) cât și cea europeană (EN 1998-1/2004) nu țin cont de relația dintre caracteristicile mișcării seismice (perioada de control T_C), perioada proprie de vibrație a structurii și deplasările inelastice ale structurii.

Verificarea la SLS se realizează prin limitarea deplasărilor relative de nivel corespunzătoare unui cutremur cu intervalul mediu de recurență corespunzător SLS, conform următoarei relații:

$$d_r^{SLS} = vq d_{re} \leq d_{r,a}^{SLS} \quad (6.52)$$

unde:

d_r^{SLS} deplasarea relativă de nivel sub acțiunea seismică asociată SLS;

d_{re} deplasarea relativă a aceluiași nivel, determinată prin calcul static elastic sub încărcări seismice de proiectare;

$d_{r,a}^{SLS}$ valoarea admisă a deplasării relative de nivel.

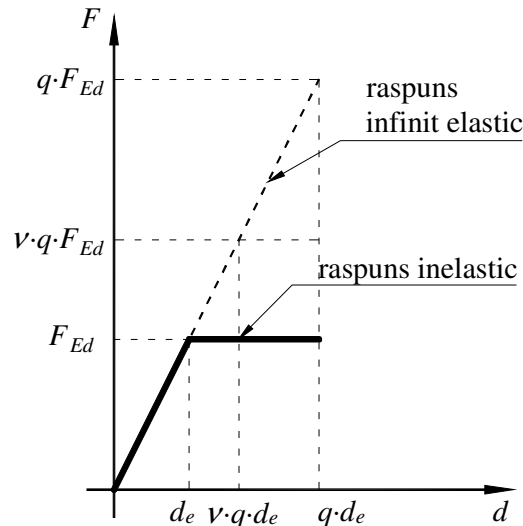


Figura 6.28. Calculul deformațiilor la SLS conform P100-1 (2013).

- a) Pentru clădiri cu componente nestructurale care pot avea degradări semnificative ca urmare a deformațiilor orizontale ale structurii (de ex. pereți de zidărie):

$$d_{r,a}^{SLS} = 0.005h \quad (6.53)$$

- b) Pentru clădiri fără pereți nestructurali de compartimentare și închidere:

$$d_{r,a}^{SLS} = 0.01h \quad (6.54)$$

- c) Clădiri care nu sunt de tipul a) sau b), de exemplu fațade cortină, agățate de structură, și alte componente nestructurale care, prin natura sistemului constructiv propriu, inclusiv a prinderilor de structură, pot urmări deformațiile orizontale ale structurii fără a suferi degradări semnificative:

$$d_{r,a}^{SLS} = 0.0075h \quad (6.55)$$

unde h este înălțimea de nivel.

7. Proiectarea seismică a structurilor din oțel

7.1. Principii de proiectare

Structurile metalice amplasate în zone seismice pot fi proiectate folosind fie principiul de comportare disipativă, fie cel de comportare slab-disipativă a structurii. Cele două principii de proiectare sunt descrise detaliat în secțiunea 6.10.

Funcție de principiul de proiectare ales și de ductilitatea globală care i se conferă construcției la proiectare, structurii i se atribuie o clasă de ductilitate: H (înalță), M (medie) sau L (joasă), vezi Tabelul 7.1. În cazul în care o structură se proiectează conform principiului de proiectare slab-disipativă (clasa de ductilitate L), codul românesc prevede folosirea unui factor de comportare q cuprins între 1.0 și 1.5. Această valoare a factorului de comportare are scopul de a asigura un răspuns quasi-elastic al structurii sub acțiunea seismică de calcul la SLU. După cum s-a menționat în secțiunea 6.2.2, factorii de comportare q folosiți pentru reducerea forțelor seismice de proiectare se datorează ductilității, redundanței și suprarezistenței. Dacă structura nu este ductilă, nu poate fi exploatată nici redundanța (capacitatea de redistribuire a eforturilor în structură ca urmare a plasticizării succesive a unor zone din structură). Totuși, structurile neductile dar care au o suprarezistență de proiectare, pot fi proiectate la forțe seismice reduse față de cele corespunzătoare unui răspuns elastic. În aceste cazuri factorul de comportare q se datorează suprarezistenței, și nu ductilității sau redundanței structurii, P100-1 (2013) adoptând valori ale factorului de comportare cuprinse între 1.0 și 1.5 pentru proiectarea structurilor slab-disipative. Deoarece structurile proiectate conform principiului slab disipativ vor avea un răspuns preponderent elastic sub acțiunea încărcărilor seismice de calcul, proiectarea acestora se face conform procedurilor de calcul folosite la proiectarea structurilor amplasate în zone neseismice. Astfel, norme de calcul seismic (de ex. P100-1, 2013) se folosesc doar pentru determinarea încărcărilor de calcul, iar verificările structurii la SLU se efectuează conform normelor de calcul al structurilor metalice (SR EN 1993, etc.).

Tabelul 7.1. Concepte de proiectare, valori de referință ale factorilor de comportare și clase de ductilitate ale structurii (P100-1, 2013).

Conceptul de proiectare	Domeniul valorilor de referință a factorului de comportare q	Clasa de ductilitate structurală
Structuri cu disipare mare	limitat de tipul structurii	H (înalță)
Structuri cu disipare medie	$q < 4.0$, limitat de tipul structurii	M (medie)
Structuri slab disipative	$q = 1.0 - 1.5$	L (joasă)

În cazul adoptării conceptului de proiectare disipativă, se poate face distincție între două nivele diferite ale ductilității structurii prin încadrarea acesteia în clasa de ductilitate H sau M. Factorul de comportare q folosit în acest caz pentru reducerea forțelor seismice are valori substanțial mai mari decât 1, componenta principală a acestuia datorându-se ductilității. Valorile de referință ale factorilor de comportare q folosiți la proiectarea structurilor disipative sunt precizate în normele de proiectare seismică funcție de material și de tipul structural folosit. Valorile maxime (de referință) ale factorilor de comportare pot fi obținuți dacă materialul, elementele structurale, îmbinările acestora și structura în ansamblu respectă criteriile specifice de proiectare care asigură o ductilitate ridicată a structurii. Aceste structuri sunt încadrate în clasa de ductilitate H (mare), vezi Tabelul 7.1. Dacă unele dintre aceste cerințe sunt mai relaxate, ductilitatea globală a structurilor va fi mai redusă, acestea fiind încadrate în clasa de ductilitate M (medie). La stabilirea încărcărilor seismice de calcul pentru structurile cu o disipare medie, factorul de comportare de referință nu poate fi mai mare decât valoarea $q = 4$. După cum s-a specificat în secțiunea 6.5.3, factorul de comportare de referință este specificat pentru structuri regulate pe verticală, și trebuie redus cu 20% (conform P100-1, 2013 și EN 1998, 2004) atunci când structura proiectată nu îndeplinește condițiile de regularitate pe verticală.

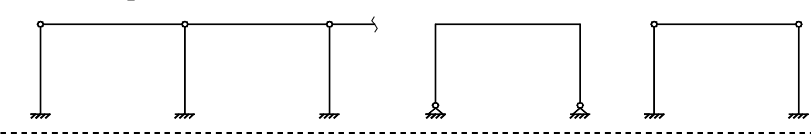
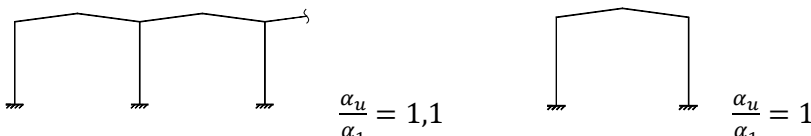
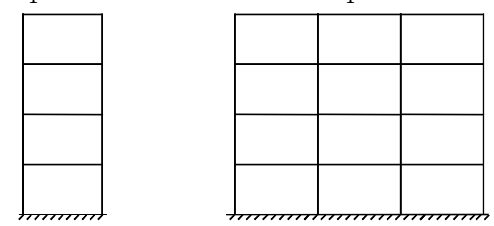
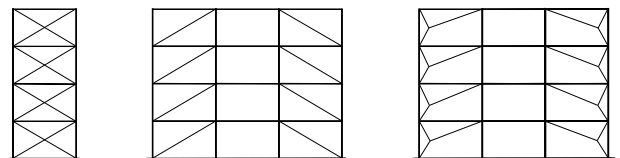
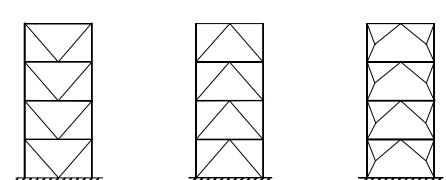
Toate criteriile de proiectare care sunt prezentate în secțiunile următoare ale acestui capitol se referă la structurile proiectate conform principiului de comportare disipativă a structurii.

7.2. Tipuri de structuri

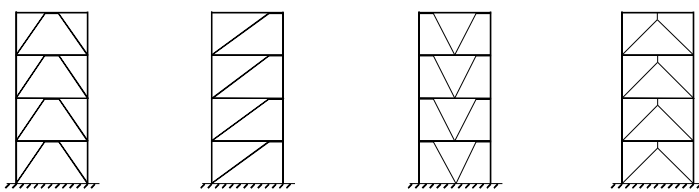
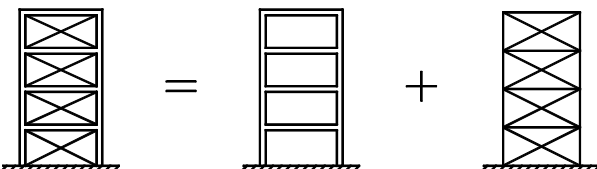
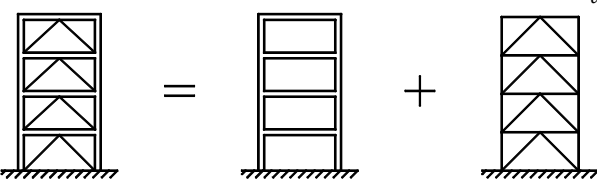
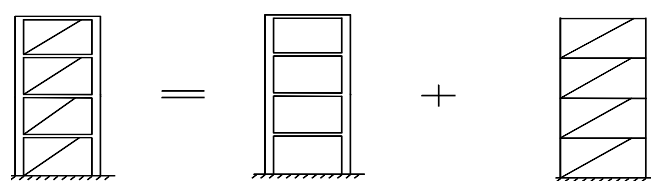
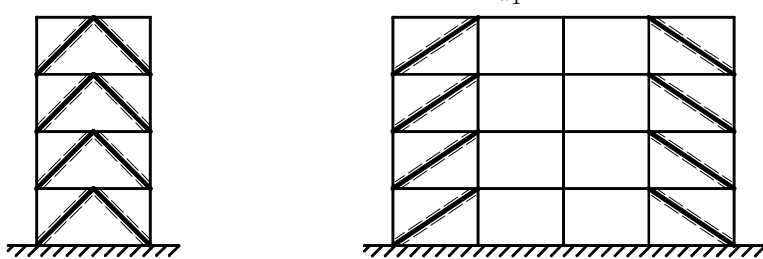
În contextul proiectării seismice a structurilor metalice, acestea pot fi încadrate în unul din următoarele tipuri principale de structuri: (1) cadre necontravântuite, (2) cadre contravântuite centric, (3) cadre contravântuite excentric, (4) structuri de tip pendul inversat, (5) structuri duale (cadre necontravântuite asociate cu cadre

contravântuite). Valorile de referință ale factorilor de comportare pentru aceste tipuri de structuri sunt date în Tabelul 7.2.

Tabelul 7.2. Factori de comportare q de referință pentru structuri metalice (P100-1, 2013)

Tipuri de structuri	Clasa de ductilitate a structurii	
	DCH	DCM
<p><u>Cadre necontravântuite</u> - Structuri parter</p> 	3,0	2,5
 <p style="text-align: center;">$\frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 1,1$ $\frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 1,0$</p>	$5 \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$	4
<p>- Structuri etajate</p> <p style="text-align: center;">$\frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 1,2$ $\frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 1,3$</p> 	$5 \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$	4
<p>- Zone disipative în grinzi și la baza stâlpilor</p> <p><u>Cadre contravântuite centric</u> Contravântuiri cu diagonale întinse</p> 	4	4
<p>Zonele disipative - numai diagonalele întinse</p> <p>Contravântuiri cu diagonale în V</p> 	2,5	2
<p>Zone disipative - diagonalele întinse și comprimate</p>		

Tabelul 7.2. (continuare)

Tipuri de structuri	Clasa de ductilitate a structurii	
	DCH	DCM
<p><u>Cadre contravântuite excentric</u> $\frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 1,2$</p>  <p>Zone disipative în barele disipative încovoiate sau forfecate</p>	$5 \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$	4
<p><u>Cadre duale (cadre necontravântuite asociate cu cadre contravântuite în X și alternante)</u> $\frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 1,2$</p>  <p>Zone disipative în cadrele necontravântuite și în diagonalele întinse</p>	$4 \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$	4
<p><u>Cadre duale (cadre necontravântuite asociate cu cadre contravântuite în V)</u> $\frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 1,2$</p>  <p>Zone disipative în cadrele necontravântuite și în diagonale</p>	$2,5 \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$	2
<p><u>Cadre duale (cadre necontravântuite asociate cu cadre contravântuite excentric)</u> $\frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 1,2$</p>  <p>Zone disipative în cadrele necontravântuite și în barele disipative încovoiate sau forfecate</p>	$5 \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$	4
<p><u>Cadre cu contravântuiri cu flambaj împiedicat</u> $\frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 1,2$</p>  <p>Zone disipative în contravântuirile cu flambaj împiedicat</p>	$5 \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$	4

În Tabelul 7.2 parametrii α_1 și α_u au următoarea semnificație:

α_1	coeficient de multiplicare al forței seismice orizontale care corespunde apariției primei articulații plastice
α_u	coeficient de multiplicare al forței seismice orizontale care corespunde formării unui mecanism plastic

Raportul α_u/α_1 corespunde redundanței q_R , definită în secțiunea 6.2.2 și reprezentată grafic în Figura 6.6. Acesta indică faptul că factorul de comportare q depinde nu doar de ductilitatea structurii, ci și de redundanța acesteia. În lipsa unor calcule specifice de determinare a raportului α_u/α_1 , valorile acestuia pot fi luate din Tabelul 7.2. Atunci când acest raport este determinat prin calcul, pot rezulta valori mai mari. Totuși, în calcul nu pot fi considerate valori mai mari decât 1.6.

Observând valorile de referință ale factorilor de comportare din Tabelul 7.2 asociați structurilor din clasa de ductilitate H, se pot remarca anumite aspecte ale ductilității construcțiilor metalice. Cadrele metalice necontravântuite sunt printre cele mai ductile sisteme structurale (factori q mari), însă prezintă dezavantajul de a fi relativ flexibile la forțe laterale. Cadrele contravântuite centric au o ductilitate mai redusă (factori q mai mici), dar au avantajul de a fi mult mai rigide la încărcări laterale. Cadrele contravântuite excentric combină avantajele celor două tipuri structurale anterioare, acestea fiind caracterizate pe de o parte de o ductilitate excelentă (comparabilă cu cea a cadrelor necontravântuite), iar pe de altă parte de o rigiditate relativ ridicată la forțe laterale (comparabilă cu cea a cadrelor contravântuite centric). Structurile duale au o ductilitate apropiată de cea a cadrelor contravântuite, substructura necontravântuită oferindu-le totuși o performanță seismică superioară. Contravântuirile cu flambaj împiedicat au o alcătuire specială care împiedică flambajul miezului de oțel, asigurând un răspuns ciclic stabil și quasi-simetric. Rezultă o comportare globală superioară cadrelor contravântuite centric clasice.

7.3. Ductilitatea structurilor metalice

Oțelul folosit în construcțiile moderne este un material cu o ductilitate excelentă în comparație cu alte materiale de construcții (betonul, zidăria, etc.). Totuși, această proprietate intrinsecă a oțelului nu asigură în mod implicit o ductilitate adecvată la nivel de structură. Există o serie de cerințe care trebuie respectate pentru a obține o ductilitate adecvată a întregii structuri. Acestea se referă la material, la secțiunile din care sunt alcătuite elementele structurale, la elementele structurale în sine, la îmbinările acestora și la cerințe legate de alcătuirea de ansamblu a structurii.

7.3.1. Ductilitatea de material

Oțelurile uzuale de construcții sunt materiale ductile. P100-1 (2013) impune totuși o serie de cerințe minime pentru oțelul folosit în zonele disipative. Acestea sunt următoarele:

- un raport între rezistența la rupere f_u și rezistența minimă de curgere f_y de cel puțin 1.20;
- o alungire la rupere de cel puțin 20%;
- un palier de curgere distinct, cu alungirea specifică la capătul palierului de curgere, de cel puțin 1.5%.

7.3.2. Ductilitatea de secțiune

Efortul capabil și ductilitatea secțiunii transversale a unui element structural întins sunt controlate de rezistența și ductilitatea oțelului din care este fabricat acesta. Un element metalic comprimat nu va avea de regulă aceeași rezistență și ductilitate ca în cazul în care este întins, deoarece elementele comprimate își pot pierde stabilitatea. La nivel de secțiune transversală a unui element structural comprimat fenomenul de pierdere a stabilității se numește voalare. Voalarea reduce nu doar efortul capabil al secțiunii, ci și ductilitatea acesteia. Fenomenul de voalare se poate produce atât la elementele structurale supuse la compresiune (întreaga secțiune transversală comprimată), cât și la cele încovoiate (când doar o parte a secțiunii transversale este comprimată). Pentru a asigura o ductilitate cât mai bună la nivel de secțiune, aceasta trebuie împiedecată să voaleze, prin asigurarea unor zvelteți cât mai mici ale pereților secțiunii.

Eurocod 3 (EN 1993, 2005) clasifică secțiunile elementelor metalice în 4 clase de secțiune, funcție de zveltețea pereților. Secțiunile cu pereții cel mai puțin zvelți sunt cele de clasă 1. Atunci când sunt supuse la încovoiere, aceste secțiuni pot dezvolta momentul plastic al secțiunii și au o capacitate ridicată de deformare în domeniul plastic (vezi Figura 7.1). Secțiunile de clasă 2 pot dezvolta momentul plastic al secțiunii, dar au o capacitate mai redusă de deformare în domeniul plastic, datorită voalării în domeniul plastic. Secțiunile de clasă 3 ating

momentul elastic al secțiunii și nu pot dezvolta momentul plastic, acestea având o ductilitate redusă. Secțiunile de clasă 4 voalează în domeniul elastic, momentul capabil fiind inferior momentului elastic al secțiunii. Ductilitatea secțiunilor de clasă 4 este cea mai redusă.

În Tabelul 7.3 sunt prezentate cerințele impuse de P100-1 (2013) claselor de secțiune funcție de clasa de ductilitate și factorul de comportare de referință. Astfel, zonele disipative ale structurilor cu o ductilitate ridicată (clasa de ductilitate DCH) trebuie să fie realizate din secțiuni de clasă 1. Pentru structurile cu o ductilitate medie (clasa de ductilitate DCM) în zonele disipative se pot utiliza atât secțiuni de clasă 1, cât și de clasă 2. Elementele structurilor proiectate pentru clasa de ductilitate joasă (DCL), proiectate pe baza unui factor de comportare q cuprins între 1 și 1.5, pot fi alcătuite din secțiuni din clasele 1, 2, sau 3. În cazul în care se adoptă un factor de comportare $q = 1.0$, se elementele structurale pot fi alcătuite din secțiuni de orice clasă, deoarece răspunsul structurii sub acțiunea încărcărilor seismice de calcul este în domeniul elastic.

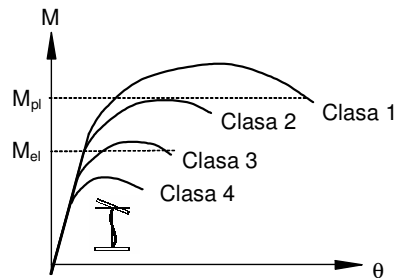


Figura 7.1. Relația moment-rotire pentru diferite clase de secțiuni.

Tabelul 7.3. Cerințe impuse clasei de secțiune funcție de clasa de ductilitate și factorul de comportare de referință (conform P100-1, 2013)

Clasa de ductilitate a structurii	Valoarea de referință a factorului de comportare q	Clasa de secțiune
DCH	Conform Tabelului 7.2.	clasa 1
DCM	Conform Tabelului 7.2.	clasa 1 sau 2
DCL	$1.0 \leq q \leq 1.5$	clasa 1, 2 sau 3
	$q = 1.0$	clasa 1, 2, 3 sau 4

7.3.3. Ductilitatea de element

Oțelul este un material cu o rezistență ridicată în comparație cu alte materiale de construcție. În consecință, elementele structurale metalice dimensionate doar din criteriile de rezistență sunt relativ zvelte. Elementele structurale zvelte au o capacitate portantă la compresiune redusă față de solicitarea la întindere, aspect care trebuie luat în considerare la dimensionarea elementelor. Fenomenul de flambaj, care afectează elementele comprimate, reduce nu doar capacitatea portantă, ci și ductilitatea acestora.

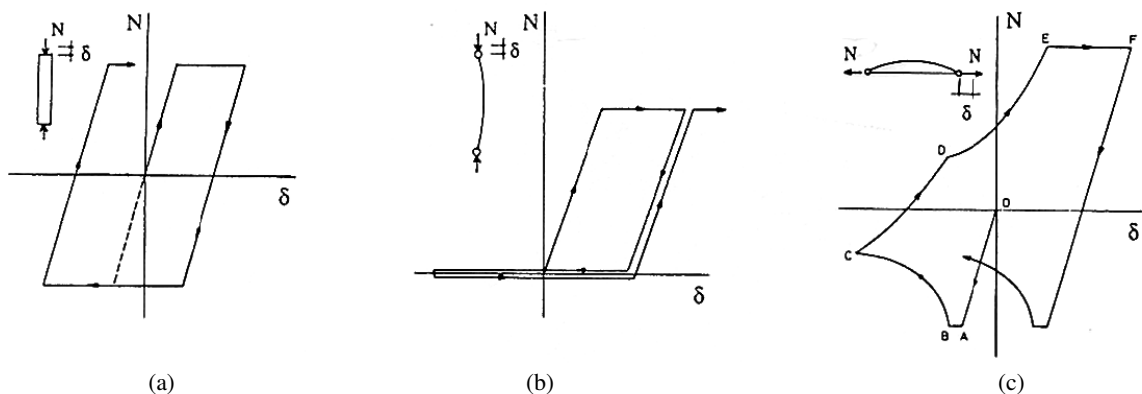


Figura 7.2. Reprezentare schematică a răspunsului ciclic al unor contravântuiri cu zveltețe mică (a), mare (b) și medie (c), Uang et al., 2001.

În Figura 7.2 este prezentată schematic comportarea ciclică (întindere-compresiune) a unor contravântuiri de diferite zvelteți. În cazul unor zvelteți mici, elementul structural dezvoltă aceeași capacitate portantă la întindere și compresiune (Figura 7.2a), având o comportare ciclică stabilă. Atunci când zveltețea este foarte mică, elementul structural are o capacitate portantă la compresiune neglijabilă (Figura 7.2b), deformațiile de compresiune dezvoltându-se la forțe apropiate de zero. Se poate observa o capacitate redusă de disipare a energiei seismice în comparație cu elementele cu o zveltețe mică. Răspunsul elementelor cu o zveltețe medie este prezentat în (Figura 7.2c). Capacitatea portantă la compresiune este mai mică decât la întindere, iar forța scade rapid după flambajul elementului (punctul B). Se poate observa că elementul are o comportare mai bună (forță capabilă și ductilitate) la deformațiile de întindere.

Ținând cont de efectele nefavorabile ale zvelteții ridicate asupra răspunsului inelastic al elementelor structurale care includ zone disipative, normele de proiectare seismică impun limitări ale zvelteții, funcție de tipul elementului și de modul de solicitare a acestuia. Este de menționat aici că fenomenul de flambaj afectează atât elementele comprimate (de exemplu contravântuiri – flambaj prin încovoiere), cât și cele supuse la încovoiere (de exemplu grinzile – flambaj prin încovoiere-răsucire).

Zveltețea $\lambda = L_f/i$ (unde L_f este lungimea de flambaj, iar i este raza de girație) unui element poate fi redusă în două moduri. Primul este folosirea unor secțiuni cu raza de girație mare. Cel de-al doilea constă în reducerea lungimii de flambaj. Modalitatea practică de realizare a acestui obiectiv este dispunerea unor legături suplimentare de-a lungul elementului structural.

7.3.4. Îmbinările elementelor structurale

Îmbinările reprezintă un punct sensibil pentru rezistența seismică de ansamblu a unei construcții. Comportarea îmbinărilor este adesea mai complexă decât cea a elementelor îmbinate. O atenție deosebită trebuie acordată îmbinărilor elementelor care cuprind zone disipative. În general, îmbinările pot fi proiectate ca și îmbinări disipative (deformațiile plastice au loc în îmbinarea propriu-zisă) sau ca îmbinări nedisipative (deformațiile plastice au loc în elementele îmbinate). Datorită complexității comportării îmbinărilor în condiții seismice (solicitări ciclice în domeniul inelastic în îmbinări sau în elementele îmbinate), detaliile constructive și modul de calcul al îmbinărilor folosite trebuie să fie validate prin încercări experimentale. În general, derularea unor încercări experimentale pentru proiectarea unor construcții curente nu este economică. De aceea, în practică, detalierea și calculul îmbinărilor structurilor disipative se bazează pe informații disponibile în literatură sau prescripții de specialitate (de exemplu GP 082/2003 sau ANSI/AISC 358-10), elaborate pe baza unor programe de încercări experimentale.

Îmbinările disipative, pe lângă criteriile de rigiditate și rezistență trebuie să îndeplinească și cerințe de ductilitate (validate experimental), impuse de normele seismice funcție de tipul structurii și clasa de ductilitate.

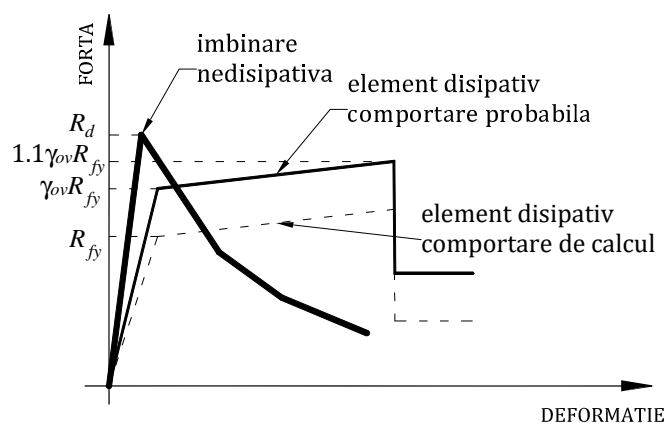


Figura 7.3. Principiul de dimensionare a îmbinărilor nedisipative.

Îmbinările nedisipative aflate în vecinătatea zonelor disipative trebuie proiectate să rămână în domeniul elastic, asigurând dezvoltarea deformațiilor inelastice în zonele disipative ale elementelor îmbinate. În acest scop, îmbinările nedisipative trebuie proiectate la eforturi corespunzătoare unor zone disipative plasticizate și consolidate, și nu pe baza eforturilor din îmbinare determinate din analiza structurală. Acest principiu de calcul are la bază proiectarea bazată pe capacitate, vezi secțiunea 6.10.2. Relația de verificare se poate exprima generic sub forma:

$$R_d \geq 1.1\gamma_{ov}R_{fy} \quad (7.1)$$

unde:

- R_d rezistența îmbinării;
 R_{fy} rezistența plastică a elementului îmbinat, determinată pe baza limitei de curgere de calcul;
 1.1 un factor care ține cont de consolidarea zonei disipative;
 γ_{ov} un factor de suprazistență care ține cont de o limită de curgere reală mai mare decât cea caracteristică a zonei disipative (valoarea normativă a suprazistenței, în lipsa unor încercări experimentale este egală cu 1.25).

Principiul de dimensionare a îmbinărilor nedisipative care îmbină elemente structurale disipative este prezentat schematic în Figura 7.3.

7.3.5. Ductilitatea structurii

Ductilitatea la nivel de structură se asigură prin ierarhizarea rezistenței elementelor structurale urmărind principiile de proiectare bazată pe capacitate, pentru a localiza deformațiile plastice în elementele ductile și a evita cedarea în elementele fragile. Suplimentar, în scopul obținerii unei ductilități globale corespunzătoare la structurile multietajate, este necesară asigurarea unui mecanism plastic global a structurii (vezi Figura 6.26a). Acest mecanism asigură un număr maxim de zone plastice și o solicitare uniformă a acestora. Trebuie evitate mecanismele plastice de nivel (vezi Figura 6.26b), deoarece în acest caz deformațiile inelastice sunt concentrate într-un număr redus de zone plastice, având cerințe de deformații inelastice mai ridicate decât în cazul unui mecanism plastic global, la aceeași deplasare globală a structurii.

7.4. Cadre metalice necontravântuite

Cadrele metalice necontravântuite (vezi Tabelul 7.2) preiau încărcările laterale prin încovoierea grinzilor și a stâlpilor. La acest tip de structuri nodurile riglă-stâlp trebuie să fie de tip rigid. Cadrele necontravântuite au o ductilitate excelentă (factorii de comportare ridicați din Tabelul 7.2), dar sunt relativ flexibile în comparație cu cadrele contravântuite centric sau excentric.

Zonele disipative la cadrele necontravântuite sunt amplasate la capetele grinzilor, iar elementele nedisipative sunt stâlpii. Aceasta se datorează faptului că stâlpii sunt în general mai puțini ductili decât riglele, fiind supuși nu doar la momente încovoietoare, ci și la forțe axiale importante. În plus, formarea articulațiilor plastice în stâlpi ar conduce la formarea unui mecanism plastic de nivel (local). Se permite formarea articulațiilor plastice și în stâlpi în următoarele situații: la baza structurii, la partea superioară a stâlpilor de la ultimul nivel al structurilor multietajate și la structurile parter cu forțe axiale mici în stâlpi. Aceste cerințe reflectă practic condiția de formare a unui mecanism plastic de tip global. Normele de proiectare seismică moderne (P100-1, 2013; EN 1998-1, 2004; AISC, 2010) acceptă folosirea îmbinărilor ca și zone disipative, cu condiția validării experimentale a capacității de deformare în domeniul inelastic al îmbinărilor.

Ductilitatea de ansamblu excelentă a cadrelor necontravântuite se datorează faptului că deformațiile plastice de încovoiere, formate la capetele grinzilor, reprezintă un mod de cedare forte ductil. Totuși, ductilitatea și momentul capabil al grinzilor pot fi reduse dacă, pe lângă încovoiere, elementul structural este supus unor eforturi de compresiune și/sau forfecare importante. Pentru a limita aceste fenomene, P100-1 (2013) folosește următoarele relații pentru verificarea grinzilor care conțin zone disipative (în care se pot forma articulații plastice):

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} \leq 1.0 \quad (7.2)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \leq 0.15 \quad (7.3)$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} \leq 0.5 \quad V_{Ed} = V_{Ed,G} + V_{Ed,M} \quad (7.4)$$

unde:

M_{Ed} și N_{Ed} - momentul încovoiător și forța axială de proiectare din combinația seismică de încărcări;

$M_{pl,Rd}$, $V_{pl,Rd}$ și $N_{pl,Rd}$ - momentul încovoietor, forța tăietoare și forța axială capabile ale secțiunii.

Relația (7.2) asigură capacitatea portantă a grinzii la moment încovoietor, în timp ce relațiile (7.3) și (7.4) limitează efectele forței axiale, respectiv a forței tăietoare asupra momentului capabil și asupra ductilității zonei disipative. Forța tăietoare V_{Ed} prezentă într-o grindă cu articulații plastice formate la capete poate fi substanțial mai mare decât cea estimată din calculul static al structurii în combinația seismică. De aceea, valoarea forței tăietoare de calcul se determină prin însumarea contribuției încărcării gravitaționale ($V_{Ed,G}$) și a celei corespunzătoare formării articulațiilor plastice la cele două capete ale grinzii ($V_{Ed,G} = (M_{pl,Rd,A} + M_{pl,Rd,B})/L$), vezi Figura 7.4.

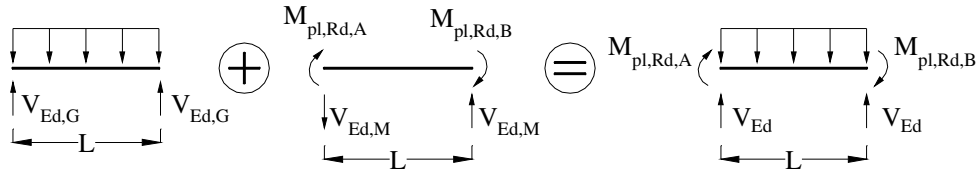


Figura 7.4. Evaluarea forței tăietoare de calcul într-o grindă cu articulații plastice.

Stâlpii sunt elemente nedisipative, dimensionarea acestora având la bază cerința de a evita formarea articulațiilor plastice. Eforturile de calcul din stâlpi obținute din combinația seismică de încărcări vor fi depășite în timpul unui cutremur, deoarece forțele seismice de calcul sunt reduse față de cele corespunzătoare unui răspuns elastic al structurii cu valoarea factorului de comportare q . Eforturile folosite la dimensionarea stâlpilor trebuie să corespundă formării unui mecanism plastic prin plasticizarea grinzilor. Pentru aceasta ar fi necesar un calcul plastic, care însă nu se justifică în practica de proiectare curentă. De aceea, normele de proiectare seismică oferă metode aproximative de estimare a eforturilor din stâlpi, care să le asigure o suprazistență față de grinzi. P100-1 (2013) folosește următoarele relații pentru determinarea eforturilor de calcul în stâlpi:

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + \Omega_T N_{Ed,E} \quad (7.5)$$

$$M_{Ed} = M_{Ed,G} + \Omega_T M_{Ed,E} \quad (7.6)$$

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + \Omega_T V_{Ed,E} \quad (7.7)$$

unde:

$N_{Ed,G}$, $M_{Ed,G}$, $V_{Ed,G}$ – 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 acțiunea seismică de proiectare;

Ω_T este valoarea suprazistenței sistemului structural. Pentru cadrele necontravântuite, $\Omega_T = 1,1\gamma_{ov}\Omega^M$

Ω^M valoarea minimă a lui $\Omega_i^M = M_{pl,Rd,i}/M_{Ed,i}$ calculată pentru toate grinzile în care sunt zone potențial plastice. Valoarea lui Ω^M se calculează pentru fiecare direcție a structurii.

Relațiile (7.5) - (7.7) estimează eforturile din stâlpi corespunzătoare formării unui mecanism plastic în structură, atunci când în elementele disipative (grinzi) se formează articulații plastice. Natura acestor relații poate fi explicată folosind Figura 7.5. Forțele seismice de proiectare F_{Ed} sunt reduse față de cele corespunzătoare unui răspuns elastic al structurii și sunt folosite pentru dimensionarea elementelor disipative ale structurii. Datorită suprazistenței de proiectare și a redundanței, la formarea mecanismului plastic forțele seismice F_{mec} vor fi mai mari decât cele de proiectare. Valoarea F_{mec} poate fi estimată amplificând forța seismică de proiectare F_{Ed} cu suprazistența totală (care este estimată de normă prin factorul Ω_T). Încărcările gravitaționale aferente combinației seismice de încărcări sunt constante pe durata acțiunii seismice. De aceea, eforturile din elementele nedisipative (stâlpi) la formarea mecanismului plastic pot fi estimate ca fiind suma contribuției încărcărilor gravitaționale ($N_{Ed,G}$, $M_{Ed,G}$, $V_{Ed,G}$) și a încărcărilor seismice de calcul ($N_{Ed,E}$, $M_{Ed,E}$, $V_{Ed,E}$) amplificate cu factorul Ω_T . Pentru un calcul simplificat, P100-1 (2013) oferă valori prescrise ale factorului Ω_T , funcție de tipul structural. În cazul cadrelor metalice necontravântuite, valoarea acestui factor este $\Omega_T = 3.0$.

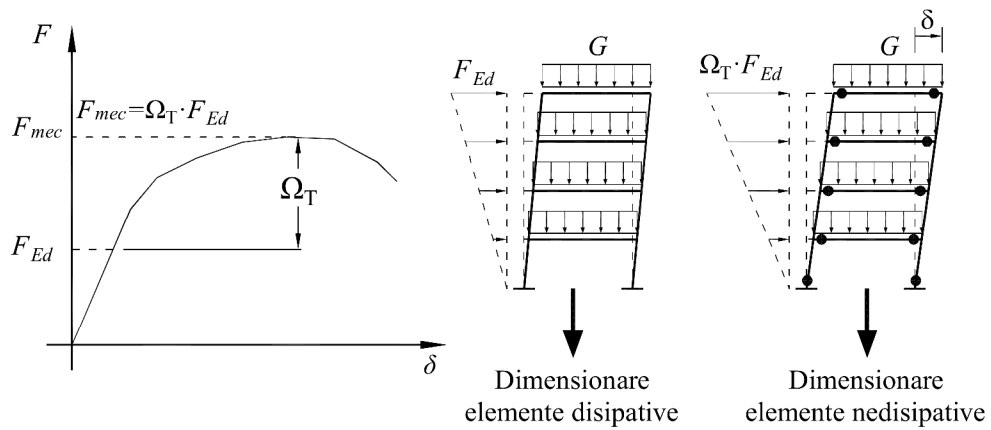


Figura 7.5. Principiul de determinare a eforturilor de calcul în elementele disipative și în cele nedisipative.

Îmbinările dintre elementele structurale sunt foarte importante pentru un răspuns seismic adecvat al întregii structuri, în special în cazul cadrelor necontravântuite. Aceasta se datorează faptului că zonele disipative se află la capetele grinzilor, în imediata apropiere a îmbinărilor riglă-stâlp. Atunci când se adoptă îmbinări riglă-stâlp nedisipative, acestea trebuie să posede o suprazistență față de grinzi. Eforturile de calcul în îmbinări se determină conform principiului proiectării bazate pe capacitate (vezi secțiunea 7.3.4 și relația (7.1)). Pe lângă o rigiditate și rezistență adecvate, îmbinările riglă-stâlp (care includ și zona de grindă în care se formează articulațiile plastice) trebuie să posede și o ductilitate adecvată. În acest sens, P100-1 (2013) impune asigurarea unei capacități de rotire plastică $\theta_p = 0.040 \text{ rad}$ pentru clasa de ductilitate DCH și $\theta_p = 0.030 \text{ rad}$ pentru clasa de ductilitate DCM. În timp ce capacitatea portantă și rigiditatea îmbinărilor riglă-stâlp pot fi determinate prin calcul (de ex. SR-EN 1993-1.8), determinarea capacității de rotire (ductilității) necesită încercări experimentale. În Figura 7.6 sunt prezentate câteva tipuri de îmbinări tipice riglă-stâlp și relația moment-rotire determinată experimental pentru o încărcare ciclică.

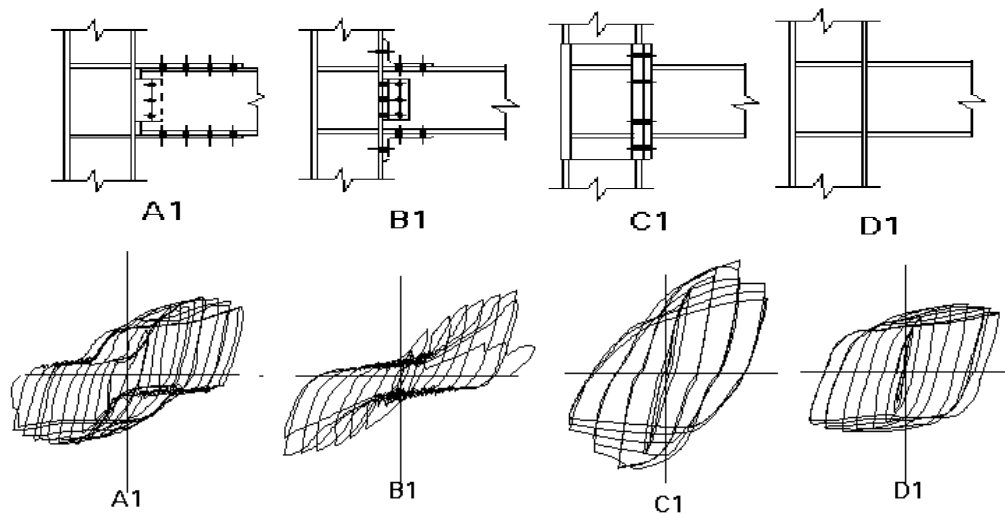


Figura 7.6. Răspunsul ciclic moment-rotire pentru diferite tipuri de noduri (ESDEP, n.d.).

Dimensionarea îmbinărilor din Figura 7.6 conform relației (7.1), astfel ca acestea să demonstreze o suprazistență față de grindă este dificilă. În cazul îmbinărilor riglă stâlp sudate direct (tipul D1 din Figura 7.6) deformațiile plastice sunt în imediata apropiere a îmbinării sudate (la fața stâlpului), ceea ce a condus frecvent la un răspuns seismic nesatisfăcător al acestor îmbinări. O îmbunătățire a răspunsului ciclic al îmbinărilor riglă-stâlp poate fi obținută prin îndepărtarea articulației plastice de la fața stâlpului. În acest scop se pot adopta două abordări. Prima constă în consolidarea îmbinării folosind rigidizări (vezi Figura 7.7a). Cea de-a doua folosește o strategie opusă – slăbirea secțiunii grinzii (vezi Figura 7.7b), astfel încât articulația plastică să se formeze în secțiunea slăbită și nu la fața stâlpului. În ambele cazuri se obține însă o suprazistență a îmbinării față de grindă.

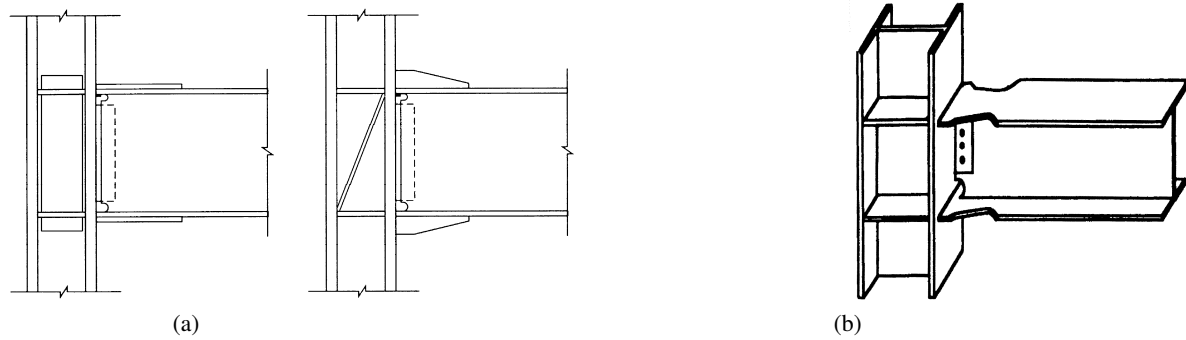


Figura 7.7. Noduri riglă stâlp întărite (a) și slăbite (b), FEMA350, 2000.

7.5. Cadre metalice contravântuite centric

Elementele cadrelor contravântuite centric sunt sollicitate preponderent la forțe axiale. Aceste sisteme de preluare a forțelor laterale reprezintă în esență grinzi cu zăbrele verticale. Elementele disipative ale cadrelor contravântuite centric sunt contravântuirile întinse. Celelalte elemente (grinzile și stâlpii) sunt elemente nedisipative. Există câteva sisteme tipice de contravântuire:

- Contravântuiri diagonale (vezi Figura 7.8a), la care forțele laterale se consideră preluate doar de contravântuirile întinse. Din cauza flambajului, contravântuirile comprimate sunt neglijate la stabilirea rigidității și rezistenței la forțe laterale.
- Contravântuiri în V (vezi Figura 7.8b), la care forțele laterale se consideră preluate atât de contravântuirile întinse, cât și de cele comprimate. Aceste contravântuiri se intersectează pe un element structural orizontal (grindă).
- Contravântuiri în K (vezi Figura 7.8c), la care contravântuirile se intersectează pe un stâlp, nu sunt permise a fi utilizate ca și sisteme disipative în zone seismice. Aceste contravântuiri conduc la eforturi concentrate pe stâlpi, care pot duce la cedarea prematură a acestora și, ulterior, a întregii structuri.

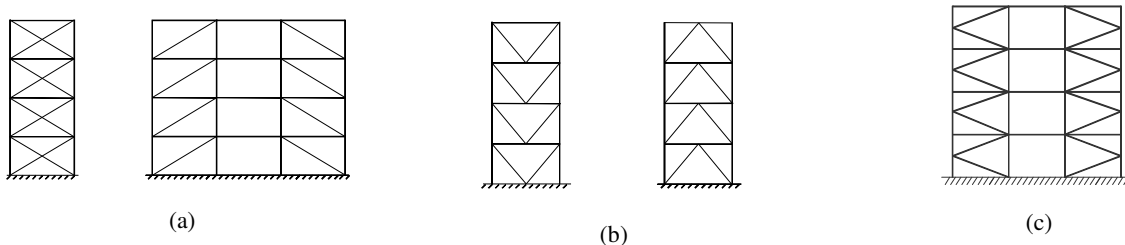


Figura 7.8. Tipuri de cadre contravântuite centric: contravântuiri diagonale (a), contravântuiri în V (b) și contravântuiri în K (c - nepermise).

Din cauza flambajului, răspunsul inelastic al contravântuirilor are un aspect nesimetric evidențiat (vezi Figura 7.9a). Rezistența la compresiune este mult mai mică decât cea la întindere. După prima incursiune în domeniul inelastic, rezistența la compresiune este și mai mică, datorită deformațiilor de încovoiere remanente. Pentru limitarea asimetriei în răspunsul unei contravântuiri, normele de proiectare seismică impun limitări ale zvelteții maxime. Cu toate acestea, reducerea zvelteții nu elimină complet asimetria răspunsului inelastic al contravântuirilor. Pe de altă parte, un ansamblu format din două contravântuiri dispuse alternativ (una ascendentă și alta descendentă) va avea un răspuns simetric (vezi Figura 7.9b), deoarece pentru orice sens al acțiunii, una dintre contravântuiri va fi întinsă, asigurând rigiditatea, rezistența și ductilitatea necesară pentru ansamblu.

La calculul cadrelor cu contravântuiri diagonale, aportul contravântuirilor comprimate este neglijat. Structura pe ansamblu trebuie însă să posede o rezistență și rigiditate similare pentru ambele sensuri ale acțiunii seismice. De aceea, structurile cu contravântuiri diagonale trebuie să aibă un număr apropiat de contravântuiri ascendente și descendente, pentru a asigura un răspuns cât mai simetric al structurii per ansamblu. Structurile din Figura 7.8a reprezintă un exemplu de dispunere corectă a contravântuirilor.

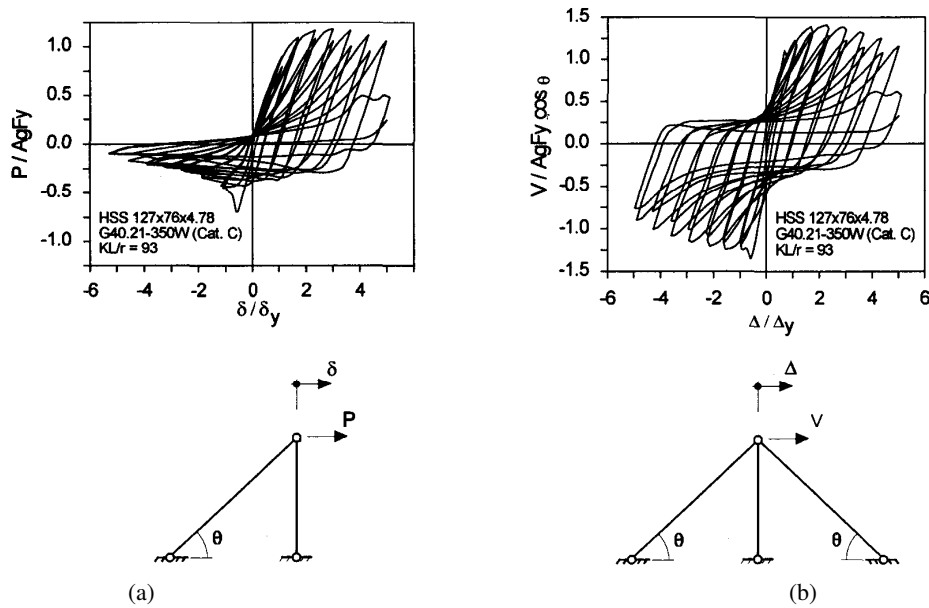


Figura 7.9. Răspunsul ciclic al unei contravântuiri izolate (a) și a unui ansamblu format din două contravântuiri dispuse alternativ (b), Tremblay, 2003.

O structură disipativă proiectată pe baza unui factor de comportare supraunitar va suferi inevitabil deformații în domeniul inelastic sub efectul acțiunii seismice de calcul la SLU. Elementele structurale care vor fi avariate în timpul unui cutremur sunt în primul rând cele disipative, care la cadrele contravântuite sunt reprezentate de contravântuiri. Acestea din urmă vor avea o rezistență la compresiune neglijabilă în urma unor incursiuni în domeniul inelastic. Astfel, contravântuirile pot fi scoase complet din uz în urma acțiunii seismice. De aceea, unul dintre criteriile de proiectare impuse acestui sistem structural de către normele de proiectare seismică (P100-1, 2013; EN 1998-1, 2004) îl constituie verificarea ca structura să poată prelua forțele gravitaționale prezente în gruparea seismică în absența contravântuirilor.

Grinzile și stâlpii fiind elemente nedisipative, trebuie dimensionate pentru a avea o suprazistență față de elementele disipative. Principiul de evaluare al eforturilor de calcul din elementele nedisipative este același cu cel descris pentru cadrele necontravântuite. Astfel, eforturile de calcul din grinzi și stâlpi se evaluează conform unor relații similare cu (7.5)-(7.6), doar că suprazistența sistemului structural se determină cu relația $\Omega_T = 1,1\gamma_{ov}\Omega^N$, unde Ω^N reprezintă rezerva de rezistență a contravântuirilor față de forța axială de calcul din gruparea seismică și, conform P100-1 (2013) reprezintă valoarea minimă a raportului $\Omega_i^N = N_{pl,Rd,i}/N_{Ed,i}$ calculat pentru fiecare contravântuire.

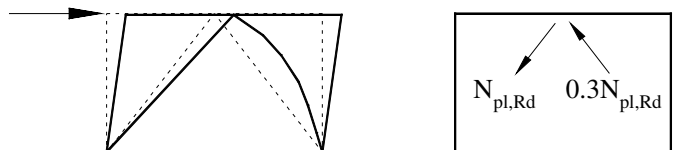


Figura 7.10. Modelarea efectului flambajului contravântuirii comprimate asupra grinzilor la cadrele contravântuite în V.

La cadrele contravântuite în V se iau în calcul atât contravântuirile întinse, cât și cele comprimate, deoarece aceste structuri se proiectează pe baza unor factori de comportare mici, ceea ce implică deformații inelastice reduse. Ductilitatea redusă a acestui tip structural se datorează solicitărilor puternice impuse grinzilor după flambajul contravântuirii comprimate, care pot duce la cedarea grinzilor și la pierderea rezistenței și rigidității globale a structurii. Pentru a limita acest fenomen, grinzi pe care se intersectează contravântuirile trebuie dimensionate astfel încât să poată prelua efortul dezechilibrat cauzat de flambajul contravântuirii comprimate. În calcul, aceste grinzi se consideră încărcate cu eforturile din contravântuiri corespunzătoare curgerii contravântuirii întinse ($N_{pl,Rd}$) și flambajului celei comprimate (estimată conform P100-1/2013 la $0.3N_{pl,Rd}$), vezi Figura 7.10.

7.6. Cadre metalice contravântuite excentric

Cadrele contravântuite excentric (vezi Figura 7.11) sunt caracterizate de o prindere excentrică a contravântuirilor, astfel încât forța axială din contravântuire se transmite la cealaltă contravântuire sau la stâlp prin forfecarea și încovoierea unei porțiuni a grinzii. Acest segment de grindă se numește link sau bară disipativă. Uneori linkul poate fi un element independent, care nu face parte din grindă (vezi Figura 7.11d). Cadrele contravântuite excentric prezintă avantajul că sunt foarte ductile (similar cadrelor necontravântuite) și, în același timp, sunt relativ rigide (similar cadrelor contravântuite centric). La cadrele contravântuite excentric elementele disipative sunt linkurile, iar elementele nedisipative sunt grinzile (porțiunile din afara linkului), stâlpii și contravântuirile.

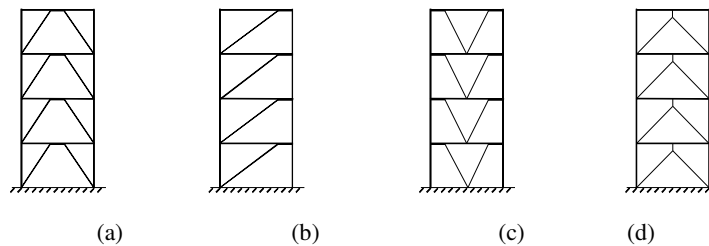


Figura 7.11. Cadre contravântuite excentric.

Funcție de lungimea lor, barele disipative se împart în trei categorii:

- Bare disipative scurte, care sunt solicitate preponderent la forfecare;
- Bare disipative lungi, care sunt solicitate preponderent la încovoiere;
- Bare disipative intermediare, care caracterizate de interacțiunea dintre moment și forță tăietoare.

Inima barelor disipative scurte poate voala atunci când acestea sunt supuse unor deformații în domeniul inelastic. Această voalare reduce capacitatea barelor disipative scurte de disipare a energiei seismice, (vezi Figura 7.12a). Pentru a limita acest fenomen, inima barelor disipative scurte trebuie rigidizată, obținând un răspuns ciclic inelastic stabil (vezi Figura 7.12b). Un alt fenomen care poate reduce performanțele barelor disipative scurte este forța axială. În acest sens, forța axială trebuie în general limitată la 15% din forța axială plastică a secțiunii.

Pentru a limita apariția unor deformații inelastice în elementele nedisipative (grinzi, stâlpi și contravântuiri), acestea se dimensionează pe baza unor eforturi corespunzătoare unor bare disipative plasticizate și consolidate. Eforturile de calcul din elementele nedisipative se evaluează conform unor relații similare cu (7.5)-(7.7). Pentru cadrele contravântuite excentric cu linkuri scurte, suprarezistența sistemului structural se determină cu relația $\Omega_T = 1,5\gamma_{ov}\Omega^V$, unde Ω^V reprezintă rezerva de rezistență a barelor disipative față de forța tăietoare de calcul din gruparea seismică și, conform P100-1 (2013) reprezintă valoarea minimă a raportului $\Omega_i^V = V_{pl,link,i}/V_{Ed,i}$ calculat pentru fiecare bară disipativă. Pentru cadrele contravântuite excentric cu linkuri intermediare și lungi, suprarezistența sistemului structural se determină cu relația $\Omega_T = 1,5\gamma_{ov}\Omega^M$, unde Ω^M reprezintă rezerva de rezistență a barelor disipative față de momentul încovoiător de calcul din gruparea seismică determinat ca și valoarea minimă a raportului $\Omega_i^M = M_{pl,link,i}/M_{Ed,i}$ calculat pentru fiecare bară disipativă.

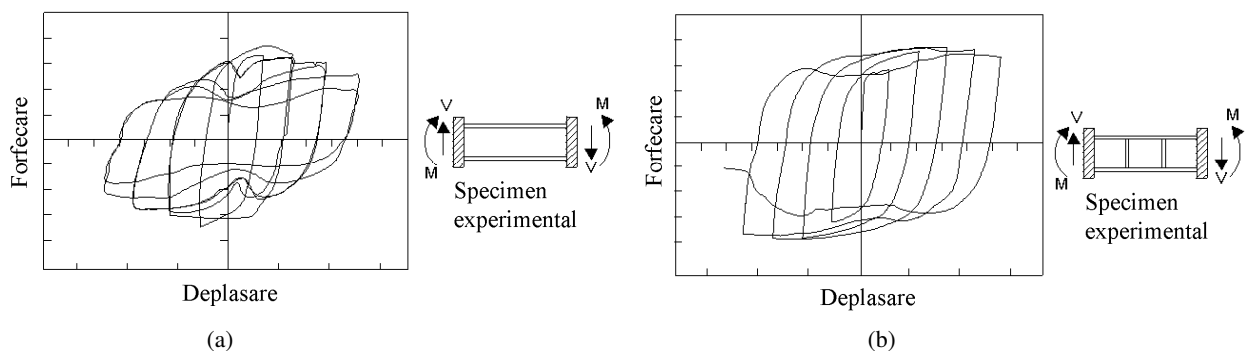


Figura 7.12. Răspunsul ciclic al unui link nerigidizat (a) și al unui link rigidizat (b), ESDEP, n.d.

7.7. Cadre cu contravântuiri cu flambaj împiedicat

Contravântuirile cu flambaj împiedicat sunt o categorie specială de contravântuiri centrice. Aceste contravântuiri se compun de regulă dintr-un miez de oțel înglobat într-o teacă metalică umplută cu mortar, care are rolul de a preveni flambajul miezului din oțel. La fel ca în cazul contravântuirilor centrice obișnuite, dispunerea contravântuirilor cu flambaj împiedicat trebuie făcută astfel încât axele barelor să se întâlnească într-un punct. Figura 7.13 prezintă câteva exemple de configurații posibile. De menționat că nu se accepta folosirea configurațiilor în K sau X. Elementele cadrelor cu contravântuiri cu flambaj împiedicat sunt sollicitate preponderent la eforturi axiale. Elementele disipative ale acestor structuri sunt contravântuirile, celelalte elemente (grinzile și stâlpii) fiind elemente nedisipative.

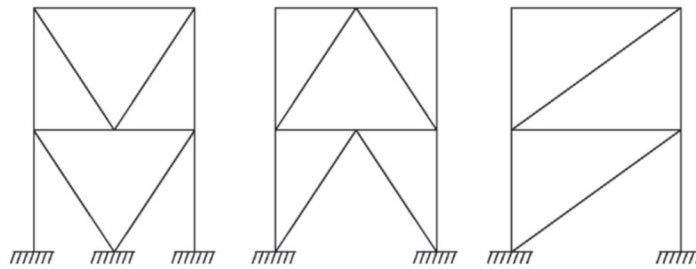


Figura 7.13. Exemple de cadre cu contravântuiri cu flambaj împiedicat (AISC 2010).

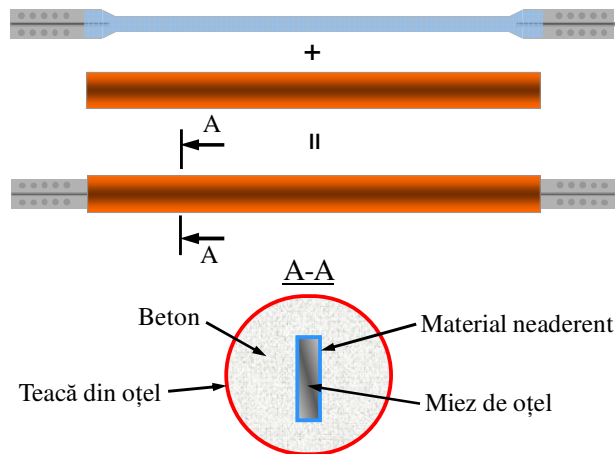


Figura 7.14. Alcătuirea de principiu a unei contravântuiri cu flambaj împiedicat.

Contravântuirile cu flambaj împiedicat sunt caracterizate prin capacitatea de a se plasticiza atât la întindere cât și la compresiune prin împiedicarea flambajului contravântuirii cel puțin până la un nivel al forțelor și deformațiilor corespunzătoare deplasării de proiectare. Această comportare asigură un răspuns ciclic cvasi-simetric fără degradare de rezistență sau rigiditate și implică o capacitate mai mare de disipare a energiei comparativ cu contravântuirile clasice (vezi Figura 7.15).

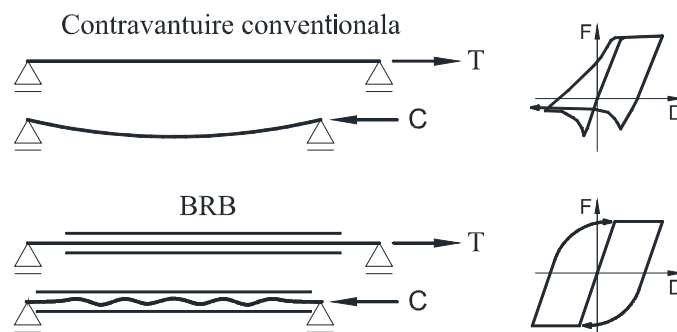


Figura 7.15. Răspunsul unei contravântuiri convenționale (sus) și a unei contravântuiri cu flambaj împiedicat (jos).

În calculul structural se consideră active atât contravântuirile întinse, cât și cele comprimate. Acestea se verifică la efort axial:

$$N_{Ed} \leq N_{Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad (7.8)$$

Contravântuirile cu flambaj împiedicat sunt niște dispozitive relativ complexe, ca urmare codul P100-1 (2013) impune efectuarea unor încercări experimentale pentru validarea unui răspuns ciclic favorabil.

Grinzile și stâlpii fiind elemente nedisipative, trebuie dimensionate pentru a avea o suprarezistență față de elementele disipative. Principiul de evaluare al eforturilor de calcul din elementele nedisipative este același cu cel descris pentru cadrele necontravântuite. Astfel, eforturile de calcul din grinzi și stâlpi se evaluează conform unor relații similare cu (7.5)-(7.7), doar că suprarezistența sistemului structural se determină cu relația $\Omega_T = \beta \omega_{ov} \Omega^N$, unde Ω^N reprezintă rezerva de rezistență a contravântuirilor față de forța axială de calcul din gruparea seismică și, conform P100-1 (2013) reprezintă valoarea minimă a raportului $\Omega_i^N = N_{pl,Rd,i} / N_{Ed,i}$ calculat pentru fiecare contravântuire. În relația de calcul a suprarezistenței sistemului structural β este factorul de corecție a capacității la compresiune, iar ω – factorul de corecție datorat consolidării.

8. Proiectarea seismică a structurilor din beton armat

8.1. Principii de proiectare, clase de ductilitate

Ca și în cazul structurilor metalice, structurile din beton armat (b.a.) amplasate în zone seismice pot fi proiectate urmărind două concepte de proiectare: comportare slab-disipativă a structurii și comportare disipativă a structurii.

Structurile proiectate conform principiului de comportare slab-disipativă a structurii au o capacitate redusă de deformare în domeniul inelastic. Conform P100-1 (2013), pentru aceste structuri încărcarea seismică se determină pe baza unui factor de comportare q de cel mult 2.0, iar proiectarea se face conform criteriilor specifice structurilor amplasate în zone neseismice (de exemplu SR-EN 1992). Răspunsul unor astfel de structuri sub efectul acțiunii seismice de calcul trebuie să fie preponderent în domeniul elastic. P100-1 (2013) atribuie structurilor proiectate conform principiului de comportare slab-disipativă clasa de ductilitate DCL și impune utilizarea acestei metodologii doar pentru structurile din beton armat amplasate în zone cu seismicitate redusă ($a_g \leq 0.1g$). Totuși, în cazul în care acțiunea seismică de calcul se determină folosind un factor de comportare $q = 1.0$, se acceptă adoptarea clasei de ductilitate DCL indiferent de zona seismică.

Structurile proiectate conform criteriului de comportare disipativă a structurii sunt dimensionate și detaliate pe baza unor principii seismice, pentru a permite formarea unor mecanisme stabile de deformării ciclice în domeniul inelastic, fără a suferi cedări fragile. Încărcarea seismică pentru acest principiu de proiectare este redusă față de cea corespunzătoare unui răspuns elastic al structurii, folosind factori de comportare q . Funcție de capacitatea de deformare în domeniul inelastic, structurile disipative se încadrează în două clase de ductilitate: DCH (ductilitate înaltă) și DCM (ductilitate medie). Pentru fiecare clasă de ductilitate normele de proiectare seismică (P100-1, 2013; EN 1998-1, 2004) prevăd cerințe specifice de alcătuire și dimensionare a elementelor structurale.

8.2. Tipuri de structuri

Structurile din beton armat pot fi clasificate în câteva tipuri structurale de bază. Cele mai importante dintre acestea sunt prezentate în cele ce urmează (P100-1, 2013):

- *Cadrelle* reprezintă un sistem structural în care atât încărcările verticale, cât și cele laterale sunt preluate de cadre spațiale (vezi Figura 8.1a). Aportul cadrelor la preluarea forțelor laterale trebuie să fie de minim 65% din forța tăietoare de bază.
- *Pereții* (cuplați sau necuplați) reprezintă un sistem structural în care atât încărcările verticale, cât și cele laterale sunt preluate în principal de pereți structurali verticali, cu o rezistență la forța tăietoare de bază de cel puțin 65% din rezistența sistemului la forța tăietoare de bază (vezi Figura 8.1b și c).
- *Sistemele duale* (cu cadre sau pereți predominanți) sunt acele structuri la care încărcările verticale sunt preluate în principal de cadre spațiale, iar cele laterale sunt preluate în parte de cadre și în parte de pereții structurali (vezi Figura 8.1d).
- *Sisteme flexibile la torsiune* – structuri duale sau pereți care nu au o rigiditate minimă la torsiune. Un exemplu de structuri flexibile la torsiune sunt clădirile cu nucleu central (vezi Figura 8.2a), la care elementele de preluare a forțelor laterale (pereții) sunt dispuse în partea centrală a structurii.
- *Sisteme tip pendul inversat* sunt acele sisteme la care peste 50% din masa structurii este concentrată în treimea superioară a clădirii, sau structuri la care deformările inelastice au loc la baza unui singur element structural (vezi Figura 8.2b).

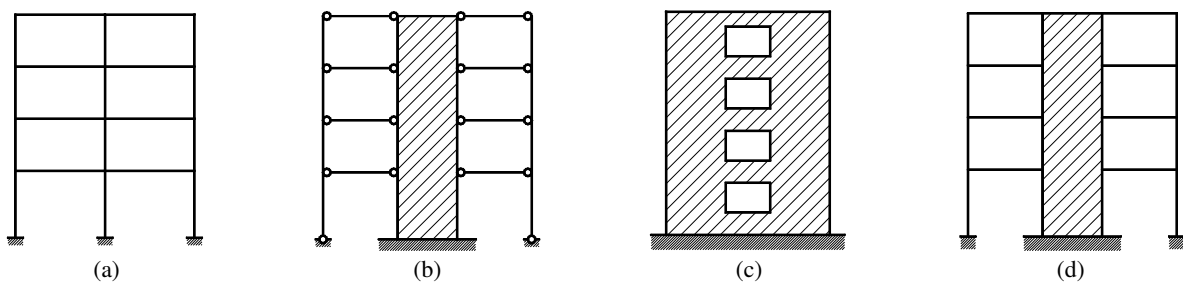


Figura 8.1. Tipuri de structuri din b.a.: cadre (a), pereți necuplați (b), pereți cuplați (c), sisteme duale (d).

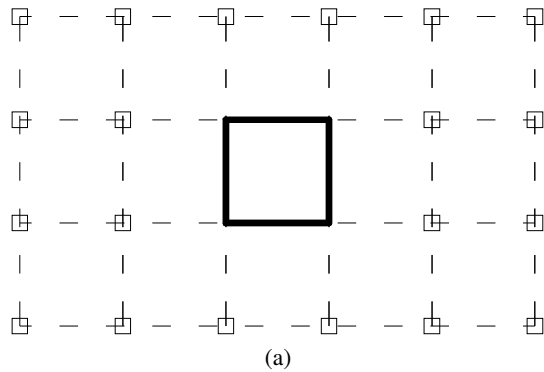


Figura 8.2. Tipuri de structuri: sisteme flexibile la torsiune (a), sisteme de tip pendul inversat (b), exemplu – un castel de apă din b.a. (http://en.wikipedia.org/wiki/Water_tower).

În Tabelul 8.1 sunt prezentate valorile de referință (pentru structuri regulate) ale factorului de comportare q pentru tipurile de structuri enumerate mai sus. În cazul în care structurile sunt neregulate pe verticală, valorile de referință ale factorului q trebuie reduse cu 20%.

Tabelul 8.1. Valori de referință ale factorul de comportare q pentru structuri din b.a. (P100-1, 2013).

Tipul de structură	Factorul de comportare q		
	DCH	DCM	DCL
Structură tip cadru, structură cu pereți zvelți cuplați sau structură duală	$5\alpha_u/\alpha_1$	$3,5\alpha_u/\alpha_1$	2,0*
Structură cu pereți (necuplați)	$4k_w\alpha_u/\alpha_1$	$3k_w\alpha_u/\alpha_1$	2,0*
Structură flexibilă la torsiune	3,0	2,0	1,5
Structură tip pendul inversat	2,5	2,0	1,5
Structură parter cu stâlpi în consolă cu $v_d \leq 0,25$, conectați prin planșee cu comportare de diafragmă orizontală	3,5	3,0	2,0*

* dacă $v_d \leq 0,75$ în toți stâlpii. În caz contrar $q = 1,5$.

În tabelul de mai sus parametri α_1 și α_u au următoarea semnificație:

α_1 – coeficient de multiplicare a forței seismice orizontale care corespunde apariției primei articulații plastice;

α_u – coeficient de multiplicare a forței seismice orizontale care corespunde formării unui mecanism plastic.

Raportul α_u/α_1 corespunde redundanței q_R , definită în secțiunea 6.2.2 și reprezentată grafic în Figura 6.6. În lipsa unor calcule specifice de determinare a raportului α_u/α_1 , valorile acestuia pot fi luate în modul următor:

- Cadre și sisteme cu cadre predominante:
 - cu un nivel: $\alpha_u/\alpha_1 = 1,15$;
 - multietajate, cu o deschidere: $\alpha_u/\alpha_1 = 1,25$;
 - multietajate, cu mai multe deschideri: $\alpha_u/\alpha_1 = 1,35$.
- Pereți și sisteme cu pereți predominanți:
 - sisteme cu maxim doi pereți necuplați pe fiecare direcție orizontală: $\alpha_u/\alpha_1 = 1,0$;

- sisteme cu mai mult de doi pereți pe fiecare direcție transversală: $\alpha_u/\alpha_1 = 1,15$;
- sisteme duale cu pereți predominanți sau pereți cuplați: $\alpha_u/\alpha_1 = 1,25$.

Atunci când acest raport este determinat prin calcul, pot rezulta valori mai mari decât cele de mai sus. Totuși, P100-1 (2013) limitează acest raport la valoarea 1.6.

Analizând valorile factorilor de comportare pentru diferite tipuri de structuri din b.a. (Tabelul 8.1), se poate concluziona că cele mai ductile structuri din b.a. sunt cadrele, sistemele duale și pereții cuplați (valorile cele mai mari ale factorilor de comportare q). Urmează pereții structurali, cu valori puțin mai mici ale factorilor de comportare de referință. Pentru toate categoriile menționate mai sus, valoarea factorului de comportare q este în strânsă legătură cu redundanța structurii (α_u/α_1). Redundanța structurii și, în consecință, și factorul de comportare cresc dacă structura are un grad de nedeterminare statică mai mare (o redundanță mai mare).

8.3. Ductilitatea structurilor din b.a.

Proiectarea structurilor din b.a. conform principiului de comportare disipativă a structurii necesită obținerea unei comportări ductile la nivelul întregii structuri. În acest scop este necesară asigurarea unei ductilități corespunzătoare la nivel de material, secțiune, element, noduri și structură.

8.3.1. Ductilitatea materialelor

Betonul simplu este un material care are o rezistență la întindere mult mai mică decât la compresiune, fiind în general neglijată în practica inginerescă. Rezistența la compresiune a betonului (f_{ck}) este determinată pe cilindri standard sau pe cuburi standard la 28 de zile de la confecționare. În Figura 8.3a sunt prezentate câteva curbe tensiune – deformație specifică pentru betoane de diferite clase. Se poate observa că odată cu creșterea clasei betonului (a rezistenței la compresiune f_{ck}) ductilitatea acestuia scade. Ductilitatea betonului ca și material este exprimată prin deformația specifică ultimă ε_{cu} . Clasele uzuale de beton au deformații specifice ultime ε_{cu} de ordinul a 0.0035.

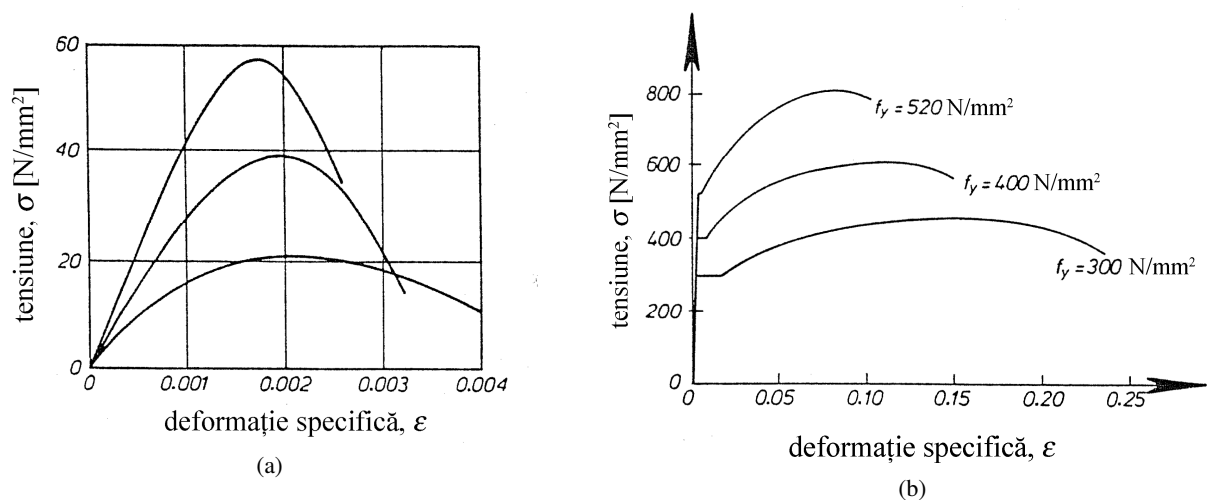


Figura 8.3. Curbe tensiune – deformație specifică pentru betoane de diferite clase (a) și oțeluri cu diferite valori ale limitei de curgere (b), Paulay și Priestley, 1992.

Relația efort tensiune – deformație specifică a oțelului din armături este caracterizată de o porțiune elastică, până la atingerea limitei de curgere, urmată de un platou de curgere, iar apoi de o porțiune de ecrusare. În Figura 8.3b sunt prezentate câteva curbe caracteristice efort tensiune – deformație specifică pentru oțeluri cu limita de curgere diferită. Se poate observa că deformația specifică la forța maximă ε_{uk} (folosită pentru a caracteriza ductilitatea oțelului din armături) scade pentru oțeluri cu limita de curgere superioară. Funcție de clasa de ductilitate a construcției, normele impun valori minime ale deformației specifice la forța maximă care trebuie să fie îndeplinite de armătură: $\varepsilon_{uk} \geq 0.075$ pentru clasa de ductilitate H și $\varepsilon_{uk} \geq 0.05$ pentru clasa de ductilitate DCM (SR EN 1992 și P100-1, 2013). Oțelul folosit în armături este sursa principală de ductilitate a betonului armat, deformația specifică ultimă a acestuia fiind de 40-50 ori mai mare decât cea a betonului.

Betonul armat este un material de construcție care combină avantajele betonului simplu (rezistență la compresiune și preț redus) cu cele ale oțelului (rezistență la întindere și ductilitate foarte bune). Totuși, pentru a asigura o bună conlucrare între cele două materiale, și în special pentru a asigura o bună ductilitate structurilor din b.a., sunt necesare respectarea unor serii de măsuri constructive.

Una dintre cerințele fundamentale necesare pentru o comportare ductilă a structurilor din b.a. este confinarea realizată de armăturile transversale (etrieri, agrafe, frete, etc.) împreună cu cea longitudinală (vezi Figura 8.4a). Armăturile transversale închise împiedică deformațiile transversale ale betonului solicitat la compresiune, ceea ce induce o stare triaxială de solicitare în beton. Efectul confinării este de creștere a rezistenței la compresiune a betonului, dar mai ales a ductilității acestuia (vezi Figura 8.4b). Orientativ, deformația specifică ultimă a betonului confinat este de ordinul a $\varepsilon_{cu} = 0.005$. Din această cauză, confinarea betonului prin intermediul armăturilor transversale este o cerință de bază în zonele disipative. Efectul de confinare poate fi sporit prin (P100-1, 2013):

- reducerea distanțelor dintre punctele de fixare a armăturilor longitudinale (reducerea distanțelor s și α_l);
- sporirea secțiunii sau a limitei de curgere din etrieri și agrafe;
- dispunerea unor armături longitudinale suficient de groase.

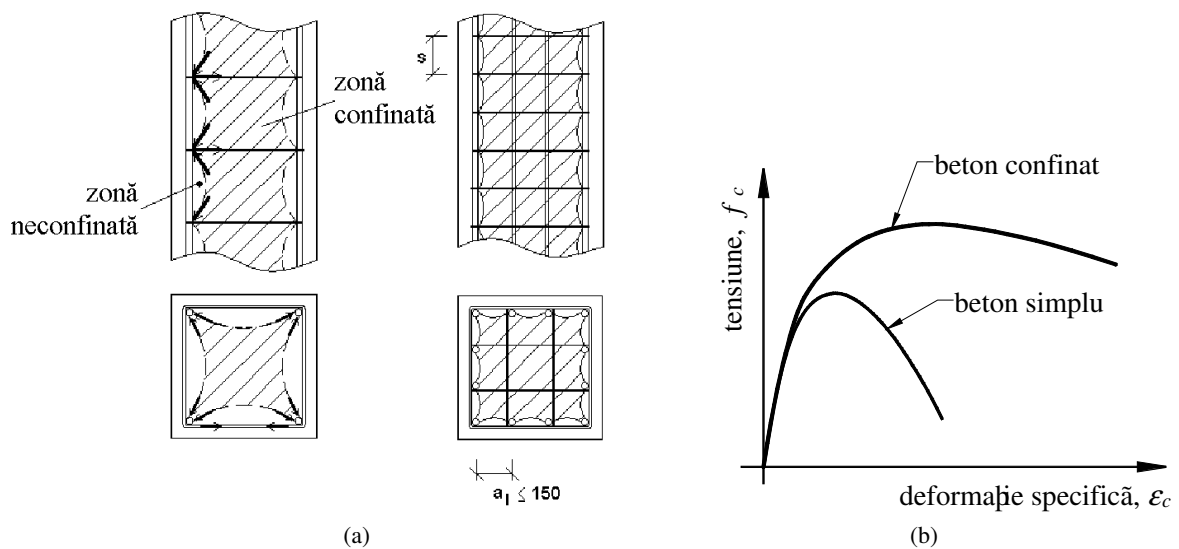


Figura 8.4 Confinarea betonului (a) și efectul confinării asupra relației tensiune – deformație specifică (b) după Paulay și Priestley, 1992.

8.3.2. Ductilitatea de secțiune

La structurile din b.a. sursa cea mai convenabilă de deformații inelastice o constituie formarea de articulații plastice în elementele solicitate la încovoiere. De aceea, este utilă analiza ductilității la nivel de secțiune, analizând relația dintre moment și curbura (rotirea pe unitate de lungime). O relație tipică moment – curbura pentru o secțiune de b.a. este prezentată în Figura 8.5a. Curbura de curgere ϕ'_y este atinsă la curgerea armăturii întinse (Paulay și Priestley, 1992; vezi Figura 8.5b):

$$\phi'_y = \frac{\varepsilon_y}{(d - c_y)} \quad (8.1)$$

unde ε_y este alungirea la curgere a armăturii; d este înălțimea secțiunii, iar c_y este înălțimea zonei comprimate.

În anumite cazuri (la secțiunile puternic armate sau la cele solicitate puternic la compresiune), se pot dezvolta deformații specifice de compresiune importante în beton înainte de curgerea armăturii întinse. În aceste cazuri, curbura de curgere trebuie determinată la atingerea unor deformații specifice de compresiune în beton de $\varepsilon_c = 0.0015$ (Paulay și Priestley, 1992):

$$\phi'_y = \frac{\varepsilon_c}{c_y} \quad (8.2)$$

În scopul simplificării relațiilor de calcul, se adoptă uzual o aproximare biliniară a relației moment – curbură. Una dintre modalitățile de determinare a relației biliniare este prin egalarea ariilor de sub relația simplificată și cea reală (vezi și secțiunea 4.6.1). Curbura de curgere din relația biliniară ϕ_y va fi mai mare decât valoarea corespunzătoare ϕ'_y , iar ductilitatea de secțiune poate fi definită prin relația:

$$\mu_\phi = \frac{\phi_m}{\phi_y} \quad (8.3)$$

unde ϕ_m este curbura ultimă (vezi Figura 8.5c), corespunzătoare unei reduceri semnificative a capacității portante (sub 85% din momentul maxim conform EN 1998-1, 2004). De obicei curbura ultimă este controlată de atingerea deformațiilor ultime în beton ϵ_{cu} (zdrobirea betonului comprimat).

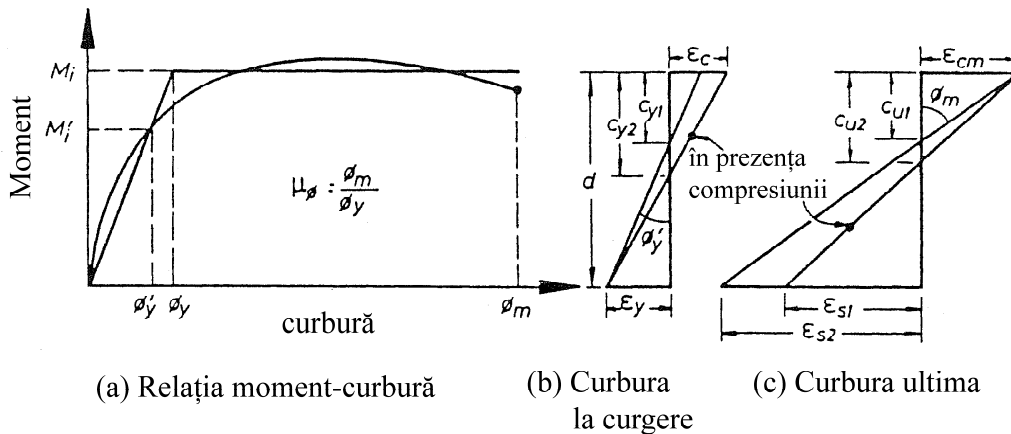


Figura 8.5 Definirea ductilității de secțiune (Paulay și Priestley, 1992).

Cei mai importanți factori care afectează ductilitatea de secțiune sunt următorii (Paulay și Priestley, 1992):

- *Deformația specifică ultimă a betonului ϵ_{cu}* : deoarece deformația specifică ultimă a betonului controlează de obicei curbura ultimă ϕ_m , valori mai ridicate ale ϵ_{cu} conduc la o ductilitate de secțiune sporită. Deformația specifică ultimă a betonului poate fi îmbunătățită prin confinarea acestuia.
- *Forța axială* crește înălțimea zonei comprimate la curgere și la atingerea deformației specifice ultime, ceea ce rezultă în creșterea curburii la curgere ϕ_y și reducerea curburii ultime ϕ_m . În consecință, ductilitatea de secțiune scade.
- *Rezistența la compresiune a betonului sporită*: o creștere a f_{ck} reduce înălțimea zonei comprimate la curgere și la deformația ultimă, de unde o curbura de curgere ϕ_y mai mică, iar cea ultimă ϕ_m mai mare. În consecință, ductilitatea de secțiune μ_ϕ crește. Este de notat aici că odată cu creșterea clasei betonului, deformația specifică ultimă scade, astfel încât pentru betoanele de clasă foarte ridicată, ductilitatea secțiunii poate să scadă.
- *Limita de curgere a armăturii* mai ridicată conduce la o deformație specifică de curgere ϵ_y mai mare și deci la o ductilitate de secțiune μ_ϕ redusă.

8.3.3. Ductilitatea de element

Cea mai convenabilă măsură a ductilității unui element de beton armat este deformația acestuia. Astfel, ductilitatea consolei din Figura 8.6 poate fi definită prin relația:

$$\mu_\Delta = \frac{\Delta}{\Delta_y} \quad (8.4)$$

unde Δ este deplasarea ultimă a vârfului consolei, iar Δ_y este deplasarea vârfului consolei la curgere.

Atât timp cât momentul la baza consolei este mai mic decât momentul de curgere M_y , diagramele de moment încovoietor și de curbură sunt triunghiulare, cu valorile maxime la baza consolei. Deplasarea corespunzătoare atingerii momentului de curgere este $\Delta_y = \phi_y L^2 / 3$ și poate fi obținută integrând diagrama de curbură $\Delta = \int \phi(x) x dx$. Dacă forța laterală continuă să crească, curbura de la baza consolei depășește curbura de curgere, deformațiile inelastice înregistrându-se pe o porțiune L_p din lungimea consolei L . Zona în care se concentrează

deformațiile inelastice se numește articulație plastică. Pentru o relație biliniară moment-curbură, după atingerea momentului plastic în articulația plastică, aceasta înregistrează rotiri la un moment constant. Rotirea din articulația plastică este egală cu $\theta_p = \phi_p L_p = (\phi_m - \phi_y) L_p$. Deplasarea de la vârful consolei care se produce după formarea articulației plastice, se datorează în totalitate rotirii din articulația plastică. În ipoteza în care articulația plastică se consideră la mijlocul lungimii L_p , deplasarea vârfului consolei din rotirea în articulația plastică este egală cu $\Delta_p = \theta_p (L - 0.5L_p)$. Folosind expresiile de mai sus, se poate stabili următoarea relație între ductilitatea consolei μ_Δ și ductilitatea la nivel de secțiune μ_ϕ :

$$\mu_\Delta = 1 + 3(\mu_\phi - 1) \frac{L_p}{L} (L - 0.5L_p) \quad (8.5)$$

Relația (8.5) indică faptul că ductilitatea de element μ_Δ nu este egală cu ductilitatea de secțiune μ_ϕ . În general valoarea ductilității la nivel de element este mai mică decât cea la nivel de secțiune.

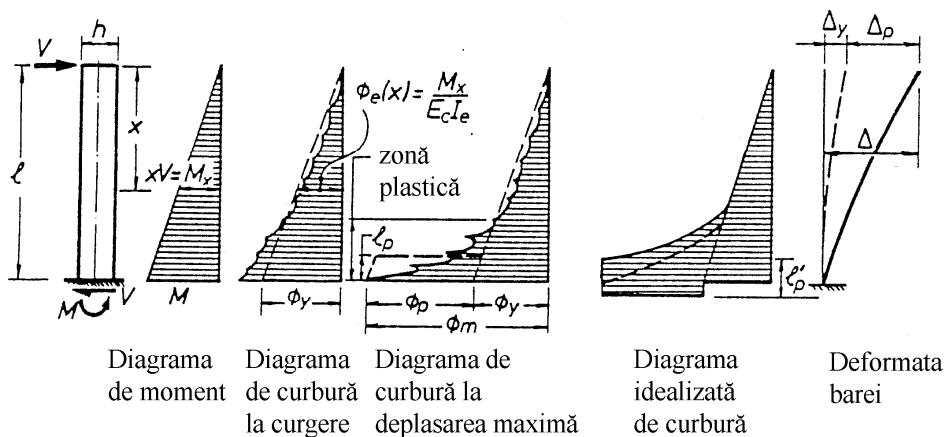


Figura 8.6. Diagramele de moment încovoietor și de curbură, precum și deformațiile unei console prismatice din beton armat (Paulay și Priestley, 1992).

Ductilitatea unui element structural încovoiat poate fi evaluată analitic folosind relația (8.5). Totuși, există mai mulți factori care pot influența capacitatea de deformare plastică a elementelor structurale. Majoritatea dintre aceștia au fost stabiliți pe baza unor încercări experimentale și a unor observații ale comportării structurilor la cutremurele din trecut. În continuare sunt prezentate pe scurt principalele aspecte care asigură ductilitatea diferitelor elemente structurale.

Grinzi

La cadrele din b.a. zonele disipative sunt amplasate în grinzi. În general momentele maxime și, în consecință, și zonele disipative sunt amplasate la capetele grinzilor (vezi Figura 8.8). Acestea sunt zonele în care se pot forma articulații plastice în timpul unui cutremur și care necesită o atenție deosebită pentru a le oferi ductilitatea necesară.

Unul dintre factorii care pot reduce capacitatea de deformare plastică a grinzilor este *forța tăietoare*. În general, la elementele de b.a. forța tăietoare reprezintă un mod de cedare fragil și trebuie evitată. Valori ridicate ale forței tăietoare reduc semnificativ momentul capabil, rigiditatea și ductilitatea grinzilor. În Figura 8.7 este prezentat modul de formare a unei articulații plastice în prezența unei forțe tăietoare ridicate și răspunsul ciclic al unei astfel de grinzi. La primul ciclu de încărcare, armătura superioară curge iar la partea superioară betonul fisurează din cauza momentului încovoietor și a forței tăietoare. Atunci când momentul își schimbă sensul, fisurile de la partea superioară nu se închid complet. După câteva cicluri alternante, se formează o fisură care traversează întreaga secțiune, betonul ajungând într-o stare avansată de degradare. În aceste condiții momentul încovoietor este preluat de cuplul de forțe din armătura întinsă și comprimată, iar forța tăietoare – de efectul de dorn al armăturii longitudinale. Rigiditatea și rezistența la forță tăietoare fiind foarte reduse, au loc alunecări de-a lungul fisurii complete de la capătul elementului. Aceste alunecări sunt reflectate prin forma specifică "ciupită" a relației forță-deplasare (comportare cunoscută și sub numele de "pinching"). Rezultă niște cicluri cu o arie redusă sub curba forță-deplasare, care înseamnă o capacitate redusă de disipare a energiei seismice. În concluzie, forța tăietoare reduce ductilitatea elementelor de b.a., iar efectul acesteia trebuie limitat. În acest

scop, valoarea forței tăietoare dintr-o grindă trebuie evaluată conform principiului proiectării bazate pe capacitate, corespunzătoare formării articulațiilor plastice la cele două capete ale grinzilor, iar zonele disipative trebuie să aibă o rezistență suficientă la forță tăietoare pentru a limita efectele acesteia.

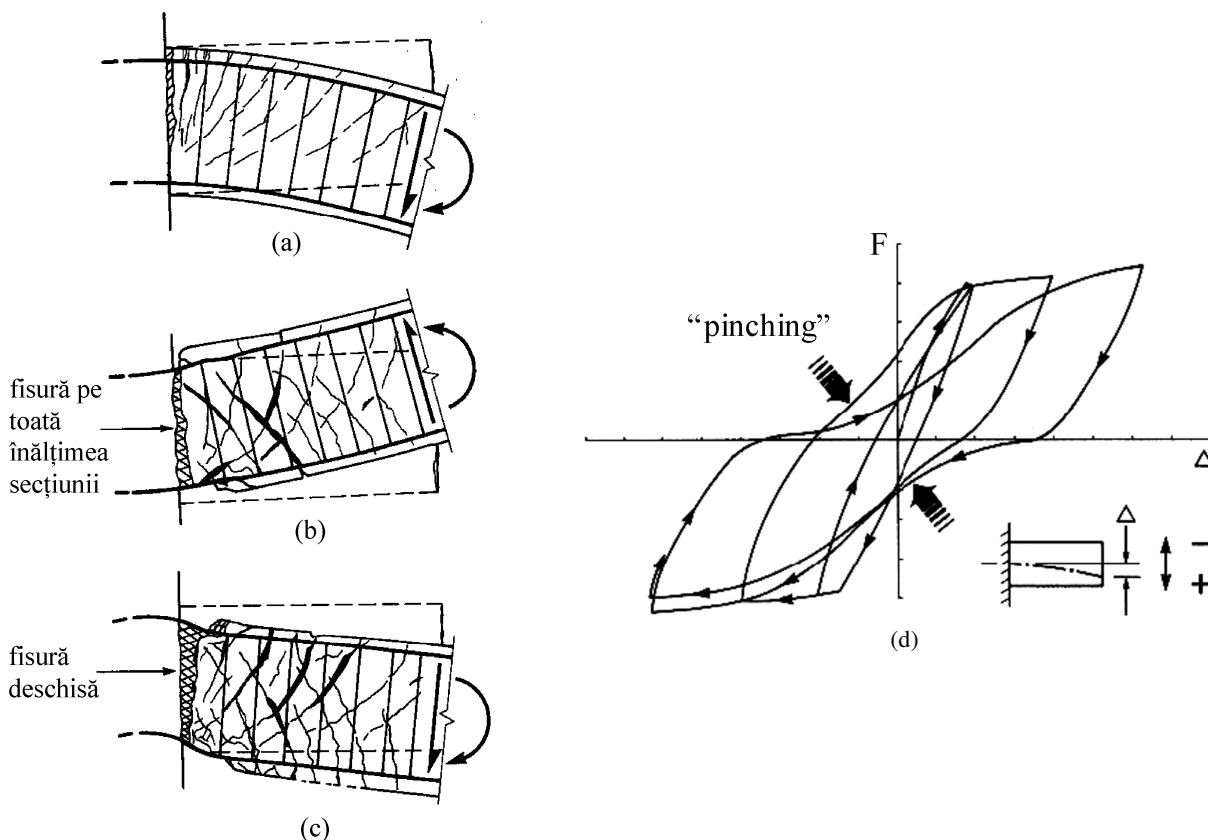


Figura 8.7. Articulație plastică în grinzi cu forță tăietoare ridicată (a, b, c) și răspunsul forță-deplasare al unei astfel de grinzi (d), Derecho și Kianoush, 2001.

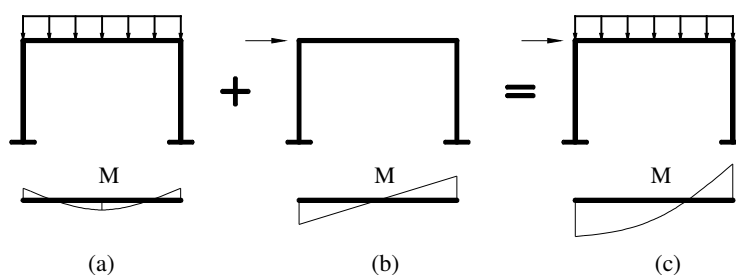


Figura 8.8. Diagrama de moment încovoietor pe riglă într-un cadru de b.a. solicitat din încărcări gravitaționale (a), seismice (b) și gravitaționale + seismice (c).

O grindă solicitată de încărcări gravitaționale are momente negative pe reazeme și pozitive în câmp (vezi Figura 8.8a). Această diagramă de eforturi conduce la dispunerea armăturilor longitudinale la partea superioară pe reazeme și la partea inferioară în câmp. O dispunere convenabilă a armăturii se obține dacă armătura din câmp este ridicată pe reazeme (vezi Figura 8.9a). Această modalitate de armare prezintă și avantajul că armătura înclinată care rezultă este foarte eficientă în preluarea forței tăietoare de pe reazeme. În aceste condiții, etrierii pot fi dispuși relativ rar, având rol constructiv de formare a carcasi de armătură. Tot din condiții constructive pot fi necesare și armături longitudinale drepte dispuse dintr-un capăt în altul al grinzii.

Modul de armare se schimbă radical în cazul unei grinzi care face parte dintr-un cadru amplasat într-o zonă seismică și care este proiectat conform principiului de comportare disipativă. Din efectul combinat al încărcărilor gravitaționale și al celor seismice, momentul încovoietor de pe reazem înregistrează și valori pozitive (vezi Figura 8.8c). Deoarece acțiunea seismică își schimbă sensul, ambele capete ale grinzilor vor fi solicitate atât la momente pozitive, cât și la momente negative în gruparea seismică de încărcări. Această

situație impune folosirea unor arii similare de armătură la partea superioară și la cea inferioară a secțiunii, adică folosirea unor armături drepte pe toată lungimea riglei (vezi Figura 8.9b). În plus, armătura înclinată nu mai este eficientă pentru preluarea forței tăietoare, deoarece la fel ca și momentul, forța tăietoare își poate schimba sensul în cazul acțiunii seismice. În consecință, preluarea forței tăietoare la grinzile solicitate seismic se realizează prin armătura transversală (etrieri). În zonele disipative, etrierii trebuie dispuși mai des decât în restul grinzii, din următoarele motive:

- armătura transversală mai puternică realizează o *confinare* mai puternică a betonului, ceea ce îi crește ductilitatea;
- distanța redusă între etrieri împiedică *flambajul barelor longitudinale* comprimate;
- etrierii sunt principalul mecanism de preluare a *forței tăietoare* în zonele disipative, fiind activi pentru orice sens al acesteia.

Pe lângă cele expuse mai sus, pentru ca zonele disipative să poată forma articulații plastice stabile, trebuie să se asigure o *aderență și un ancoraj* bun al armăturilor longitudinale pe reazeme. Aceasta conduce în cele mai multe cazuri la lungimi de ancorare mai mari decât în cazul grinzilor solicitate gravitațional, în special la armătura inferioară (vezi Figura 8.9).

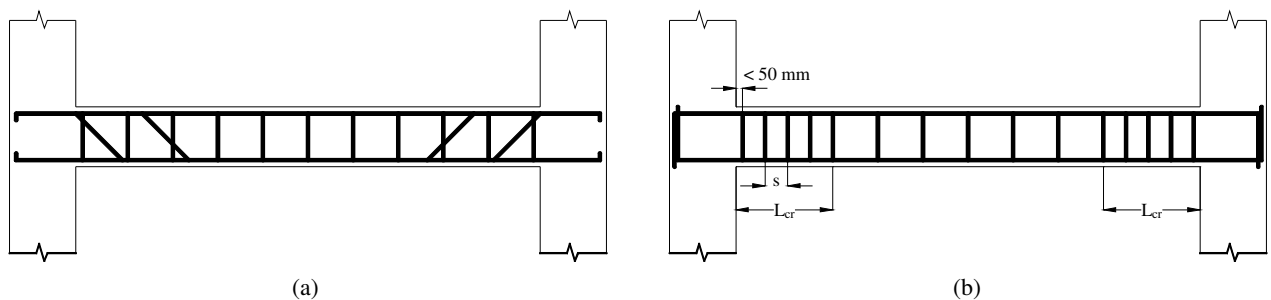


Figura 8.9. Detalii tipice de armare a unei grinzi solicitate la încărcări gravitaționale (a) și a unei grinzi parte dintr-o structură disipativă amplasată într-o zonă seismică (b).

Armarea cu bare longitudinale drepte și etrieri prezintă și avantajul unei manopere mai reduse în comparație cu armarea cu bare înclinate, fiind preferată în zilele noastre chiar și pentru cadrele amplasate în zone neseismice.

Stâlpi

Stâlpii structurilor în cadre sunt elemente nedisipative, iar normele seismice conțin prevederi al căror scop este de a preîntâmpina formarea articulațiilor plastice în aceștia (vezi 8.3.5). Excepție fac zonele de la partea inferioară a stâlpilor de la baza structurii, unde este permisă apariția articulațiilor plastice, acestea fiind necesare pentru formarea mecanismului plastic global. Pe lângă aceste zone din stâlpi, pot apărea deformații plastice și în alți stâlpi din structură. Aceasta se datorează faptului că abordarea simplificată din normative nu elimină complet formarea de articulații plastice în stâlpi. Din aceste considerente, zonele de la capetele stâlpilor sunt considerate zone critice, în care pot apărea deformații inelastice și care necesită o detaliere corespunzătoare, care să le ofere ductilitatea necesară.

Principiul de detaliere este același ca și cel descris în cazul grinzilor, cheia asigurării unei ductilități corespunzătoare fiind o dispunere a armăturilor longitudinale și a celor transversale care să ofere o *confinare* bună a betonului și să elimine cedarea din *forță tăietoare*. Confinarea este cu atât mai importantă în cazul stâlpilor, cu cât aceste elemente sunt solicitate și la forțe de compresiune ridicate, pe lângă momentele încovoietoare și forțele tăietoare. În Figura 8.10a sunt prezentate detalii tipice de armare ale unui stâlp cu secțiunea rectangulară. Astfel, pentru o bună confinare a secțiunii, în zonele plastice potențiale este necesară:

- dispunerea de armăturilor longitudinale intermediare,
- fixarea armăturilor longitudinale prin intermediul unor etrieri sau agrafe,
- ancorarea etrierilor în betonul confinat prin intermediul unor cârlige suficient de lungi, îndoite la 135° , ca să prevină desfacerea etrierilor la solicitări puternice în domeniul inelastice și
- dispunerea mai deasă a etrierilor.

Spre exemplificarea importanței armăturii transversale pentru asigurarea unui răspuns inelastice superior al elementelor din b.a., în Figura 8.10 b și c se prezintă doi stâlpi ai aceleiași clădiri (Olive View Hospital), care a fost grav avariata în timpul cutremurului San Fernando, California, SUA, din 9 februarie 1971 (Derecho și

Kianoush, 2001). Astfel, chiar dacă ambii stâlpi au suferit deformații inelastice importante, stâlpul circular fretat din Figura 8.10b și-a păstrat integritatea, în timp ce stâlpul rectangular din Figura 8.10c, cu armături transversale inadecvate a fost practic dezintegrat.

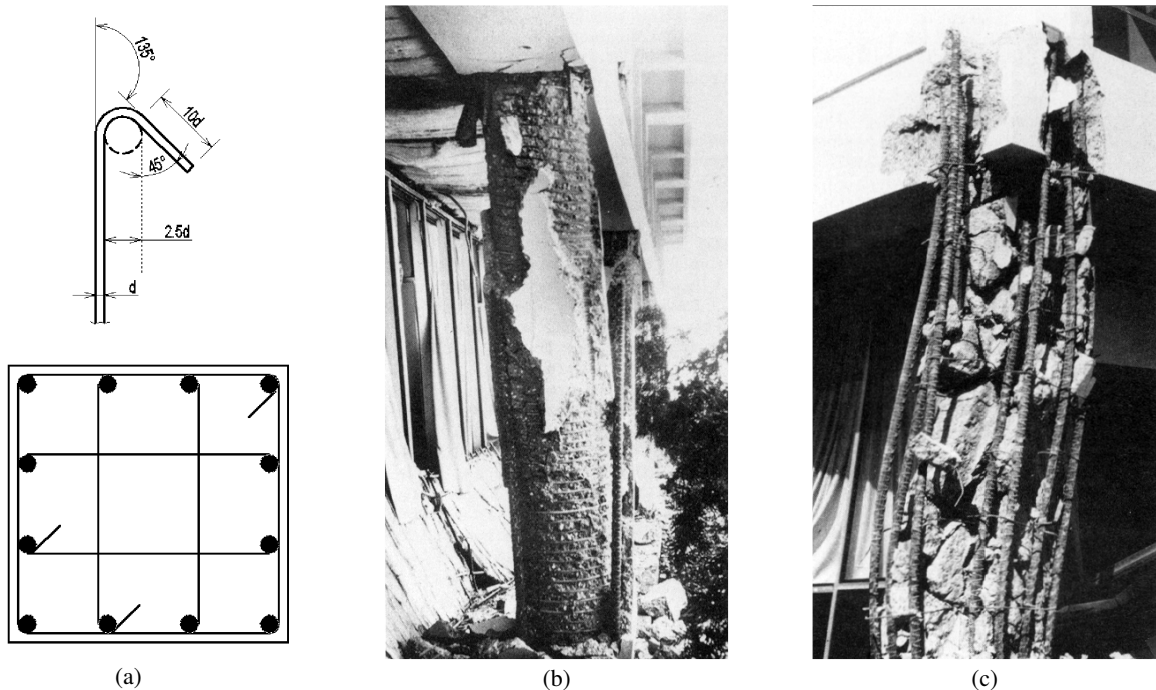


Figura 8.10. Detaliu tipic de armare a unui stâlp (a), conform P100-1; degradarea severă a unui stâlp circular fretat (b) și a unui stâlp cu secțiune rectangulară cu etrieri (c) Derecho și Kianoush, 2001.

O cerință de ductilitate specifică stâlpilor este *înnădirea* corectă a armăturilor. Condițiile tehnologice impun ca armăturile longitudinale din stâlpi să fie înnădite la partea inferioară a stâlpilor de pe înălțimea unui etaj. Însă acestea sunt zonele critice, în care se pot produce deformații inelastice în urma unui cutremur. Strivirea betonului în zona articulației plastice conduce la o degradare accentuată a condițiilor de aderență și nu mai asigură continuitatea transmiterii eforturilor între armături în zona înnădirii. De aceea, trebuie evitată înnădirea armăturilor din stâlpi în zonele plastice potențiale, în special înnădirea prin suprapunere.

Pereți

Pereții sunt elemente structurale care au o rigiditate foarte bună, limitând eficient deformațiile laterale ale structurilor supuse acțiunii seismice. Atunci când sunt proiectate și detaliate corespunzător, aceste elemente pot oferi și o ductilitate excelentă. Comportarea pereților la încărcări laterale depinde în primul rând de raportul dintre înălțimea și lățimea acestora. Pereții cu înălțimea apropiată de lățime au o comportare dominată de forfecare. Cei cu un raport între înălțime și lățime mai mare de 2 au o comportare guvernată de încovoiere și reprezintă cazul tipic la clădirile multietajate. Mecanismul plastic la astfel de pereți structurali îl reprezintă formarea unei articulații plastice la baza peretelui, iar principiile de asigurare a unui răspuns ductil sunt similare celor prezentate în cazul riglelor și al stâlpilor de beton armat:

- limitarea efectelor *forței tăietoare* (un mod de cedare fragil) prin alegerea dimensiunilor secțiunii transversale și o armare corespunzătoare
- *confinarea* zonei disipative (baza peretelui) prin dispunerea armăturilor longitudinale și a celor transversale la distanțe cât mai mici între ele
- *înnădirea* armăturilor în afara zonelor disipative

O măsură specifică pereților, care le asigură o ductilitate superioară, este prevederea unor tălpi sau a unor bulbi la extremitățile peretelui (vezi Figura 8.11), aceste zone mai dezvoltate și armate corespunzător fiind amplasate în zone de tensiuni și deformații maxime (la fibra extremă).

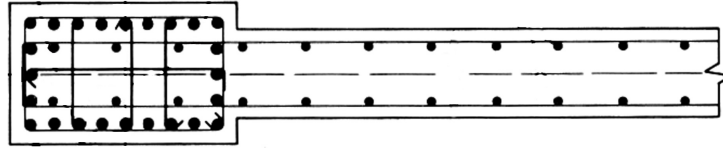


Figura 8.11. Detaliu de perete structural cu bulbi (Derecho și Kianoush, 2001).

8.3.4. Nodurile cadrelor

Nodurile reprezintă zone critice într-o structură în cadre, deoarece acestea sunt supuse unor eforturi severe (datorate momentelor încovoietoare și forțelor tăietoare din rigle și stâlpi) atunci când în zonele disipative adiacente se formează articulații plastice. Nodurile trebuie dimensionate și detaliate astfel ca rezistența acestora să fie suficientă pentru a dirija formarea articulațiilor plastice în rigle și a evita deformațiile plastice în noduri. Problema principală în dimensionarea nodurilor o reprezintă eforturile unitare de forfecare ridicate. Deteriorarea nodurilor poate duce la diminuarea drastică a rezistenței și rigidității de ansamblu a structurii.

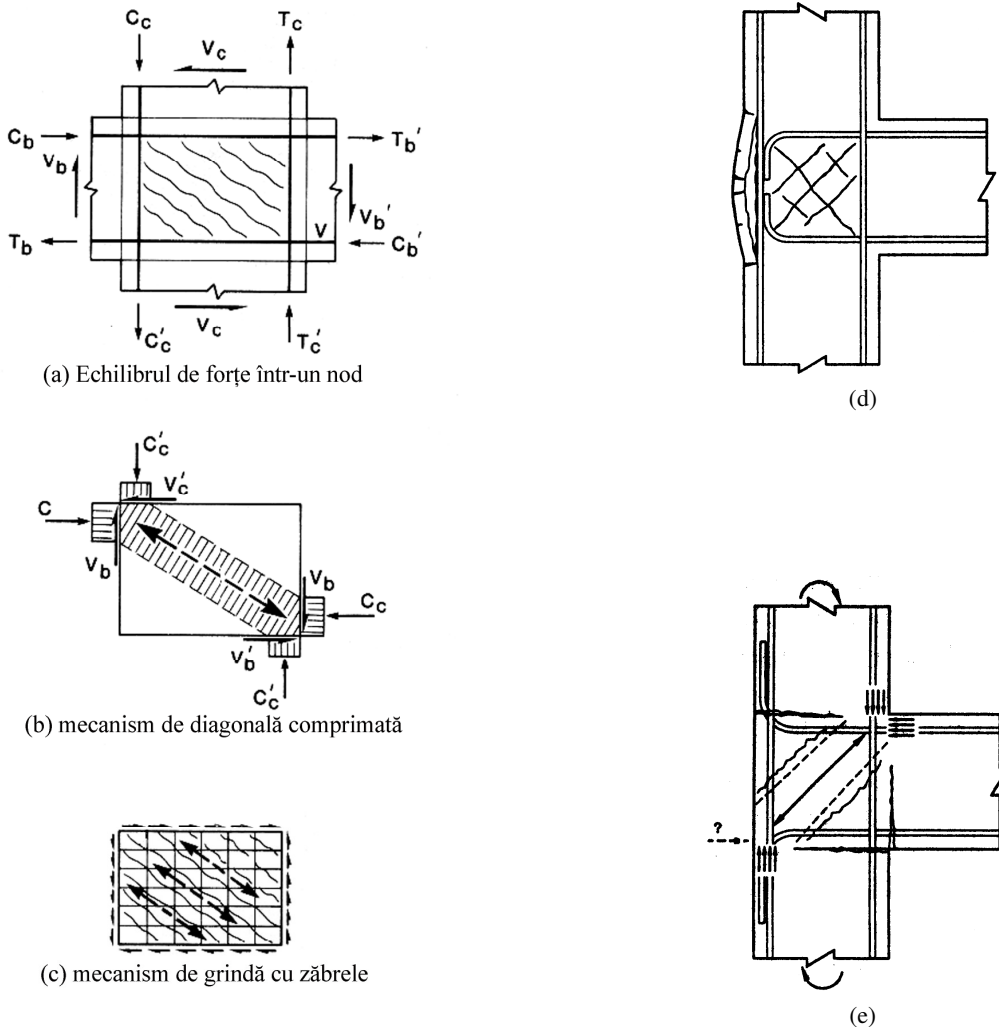


Figura 8.12. Starea de eforturi și mecanismele de preluare a forței tăietoare într-un nod (a, b, c) - Derecho și Kianoush, 2001; detalierea armăturilor longitudinale din riglă pentru asigurarea mecanismului de diagonală comprimată (d, e) - Priestley, 1997.

Forța tăietoare este preluată în noduri prin două mecanisme (vezi Figura 8.12):

- Un mecanism de diagonală comprimată (contribuția betonului). Formarea acestui mecanism impune detalii constructive specifice. În cazul nodurilor exterioare, armătura longitudinală din perete trebuie să fie îndoită către interiorul nodului, asigurând diagonalei comprimate un reazem (Figura 8.12d). Dacă armătura este îndoită în exteriorul nodului, mecanismul de diagonală comprimată nu se poate forma, iar cedarea nodurilor are loc la forțe mult mai mici (Priestley, 1997).

- Un mecanism de grindă cu zăbrele (contribuția armăturii transversale). Asigurarea unor noduri cu o rezistență suficientă necesită armături transversale (etrieri) dese în interiorul nodului.

O altă problemă care poate reduce drastic rezistența și rigiditatea nodurilor este pierderea aderenței armăturilor longitudinale din rigle și stâlpi, datorită fisurării nodului ca urmare a eforturilor de forfecare puternice existente în acesta. Pierderea aderenței armăturilor longitudinale conduce la diminuarea momentului capabil al elementelor care concură în nod și la scăderea rigidității. Pentru a asigura o aderență suficientă a armăturilor longitudinale, se recurge la două măsuri. Prima este menită să reducă fisurarea din zona nodului, prin asigurarea unor dimensiuni corespunzătoare ale nodului (stâlpului) și armarea cu etrieri. Cea de-a doua constă în asigurarea unei lungimi de ancoraj a armăturilor longitudinale mai mari decât în cazul elementelor solicitate din acțiuni neseismice.

8.3.5. Ductilitatea structurii

Chiar dacă elementele unei structuri sunt conformate astfel încât să asigure un răspuns ductil, structura per ansamblu poate avea un răspuns seismic necorespunzător dacă deformațiile inelastice se concentrează într-un număr limitat de elemente, formând un mecanism plastic parțial (vezi Figura 6.26b). Ductilitatea la nivel de structură este asigurată prin ierarhizarea rezistenței elementelor structurale pentru obținerea unui mecanism plastic global (vezi Figura 6.26a), care oferă următoarele avantaje:

- numărul maxim de zone disipative și deci o redundanță structurală ridicată
- o distribuție uniformă a cerințelor de ductilitate în structură, adică o solicitare uniformă a elementelor structurale
- evitarea formării articulațiilor plastice în stâlpi - elemente importante pentru stabilitatea globală a structurii

În cazul *structurilor în cadre*, un mecanism plastic de tip global implică formarea articulațiilor plastice în rigle și la baza stâlpilor. În cazul structurilor în cadre de b.a., promovarea unui mecanism plastic global se realizează folosind principiul de "stâlp tare – riglă slabă". Conform acestui principiu, la fiecare nod, stâlpii trebuie să poseze o suparezistență față de grinzile adiacente, astfel ca articulațiile plastice să se formeze în rigle și nu în stâlpi. O modalitate simplă de a asigura principiul de "stâlp tare – riglă slabă" este ca suma momentelor capabile ale stâlpilor care concură într-un nod să fie mai mare decât suma momentelor capabile ale riglelor care concură în același nod (vezi Figura 8.13). P100-1 (2013) transcrie această cerință prin relația:

$$\sum M_{Rc} \geq \gamma_{Rd} \sum M_{Rb} \quad (8.6)$$

unde:

$\sum M_{Rc}$ suma valorilor de proiectare ale momentelor capabile ale stâlpilor care intră în nod, în secțiunile învecinate nodului; se consideră valorile minime corespunzătoare variației posibile a forțelor axiale în combinația seismică de proiectare;

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

γ_{Rd} factorul de suparezistență datorat efectului de consolidare al oțelului, care se va considera 1,3 pentru clasa de ductilitate înaltă (DCH) și 1,2 pentru clasa de ductilitate medie (DCM).

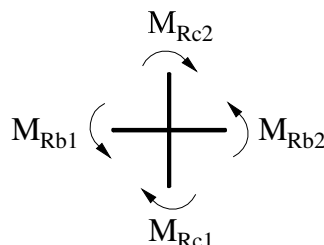


Figura 8.13. Echilibrul momentelor încovoietoare la un nod interior pentru o structură în cadre.

Este de notat faptul că principiul de "stâlp tare – riglă slabă" nu preîntâmpină în totalitate formarea de articulații plastice în stâlpi. Cele două momente din stâlpii care concură într-un nod nu sunt de obicei egale. Astfel, chiar dacă suma momentelor capabile de pe stâlpi este mai mare decât suma momentelor capabile de pe rigle, unul dintre stâlpi poate fi mai solicitat decât celălalt, acesta suferind deformații inelastice. Totuși, este de așteptat

ca principiul "stâlp tare – riglă slabă" să limiteze formarea articulațiilor plastice în stâlpi, promovând un mecanism plastic global.

Pereții structurali au în general o ductilitate bună, dar au dezavantajul unei redundanțe reduse (un perete izolat are o singură zonă disipativă – articulația plastică de la bază). Un sistem structural care pe lângă rezistența, rigiditatea și ductilitatea oferită de pereții structurali oferă un plus de redundanță este reprezentat de pereții cuplați. Aceștia sunt alcătuiți din (cel puțin) doi pereți legați prin intermediul unor grinzi de cuplare (vezi Figura 8.14a). Mecanismul plastic global al acestui tip de structură implică deformații plastice în grinzile de cuplare, urmate de formarea articulațiilor plastice la baza pereților. Din cauza lungimii reduse a grinzilor de cuplare, acestea sunt supuse unor forțe tăietoare ridicate, care în general ar implica un răspuns fragil. Totuși, dacă grinzile de cuplare se armează cu bare dispuse pe diagonală (vezi Figura 8.14b), se poate obține un răspuns inelastic foarte ductil. Folosind principiile de proiectare bazată pe capacitate, armarea grinzilor de cuplare trebuie realizată astfel încât acestea să se plasticizeze înaintea formării articulațiilor plastice la baza pereților structurali, asigurând un mecanism plastic global.

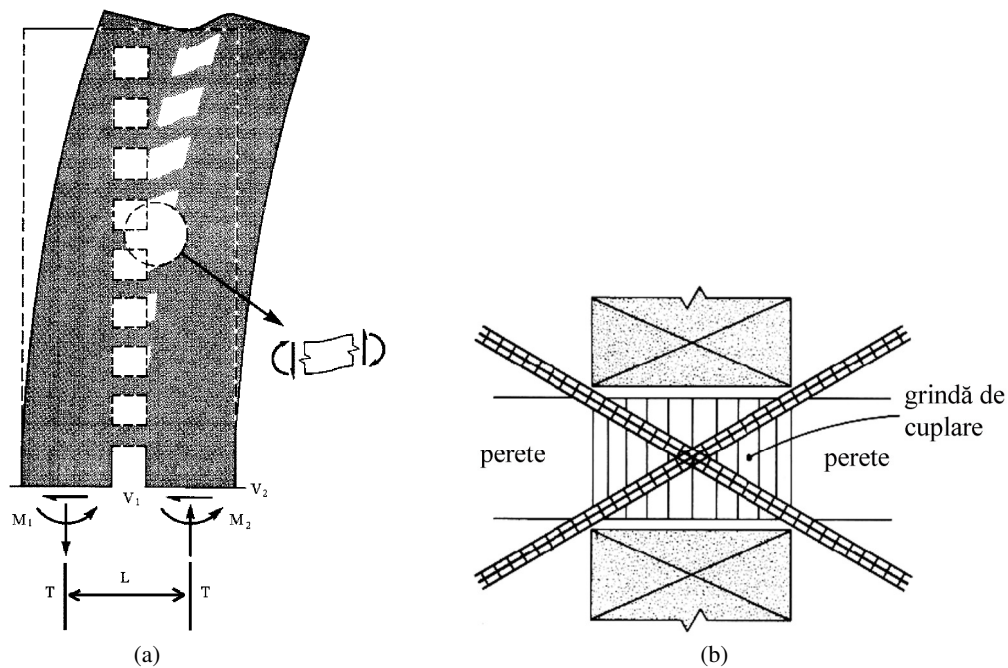


Figura 8.14. Eforturile dintr-un perete cuplat (a) și armarea diagonală a grinzii de cuplare (b), Derecho și Kianoush, 2001.

9. Proiectarea seismică a podurilor

9.1. Cerințe fundamentale și principii de proiectare

Podurile sunt structuri ingineresti destinate traversării unor obstacole de către o cale de comunicație terestră. Din punct de vedere structural, un pod se compune din suprastructură și infrastructură (vezi Figura 9.1). Suprastructura (tablierul) este partea superioară a podului care preia încărcările din trafic. Infrastructura servește la transmiterea eforturilor de la suprastructură către teren și este alcătuită din pile (reazeme intermediare) și culee (reazeme de capăt). Legătura dintre infrastructură și suprastructură poate fi de tip încastrat, articulat, sau simplu rezemat. Deseori sunt necesare reazeme simple și rosturi de dilatație pentru a limita eforturile provenite din variații de temperatură.

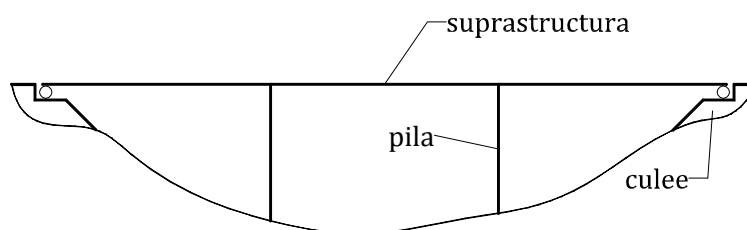


Figura 9.1. Elementele principale ale structurii unui pod.

Importanța prevenirii colapsului podurilor în urma unor cutremure de pământ are la bază câteva motive. Primul dintre acestea este același cu cerința impusă clădirilor în general: prevenirea pierderilor de vieți omenești. Cel de-al doilea constă în faptul că, în foarte multe cazuri, podurile reprezintă legături vitale în rețeaua de transport. În lipsa unor căi de comunicație alternative, distrugerea unui pod poate întrerupe traficul, făcând imposibile activitățile echipelor de intervenție în situații de urgență. În cele din urmă, întreruperea traficului pe un termen mai lung după un cutremur poate avea efecte economice nefavorabile asupra regiunii afectate de cutremur.

EN 1998-2, 2005, norma seismică europeană care reglementează aspectele specifice proiectării seismice a podurilor, conține două cerințe fundamentale (sau obiective de performanță). Prima cerință corespunde stării limită ultime (SLU) și prevede evitarea colapsului sub efectul acțiunii seismice de proiectare, în urma căreia podul trebuie să-și mențină integritatea structurală și o capacitate portantă reziduală, chiar dacă unele părți ale sale pot suferi avarii importante. Structura podului trebuie să fie tolerantă la avariere, în sensul în care, în urma acțiunii seismice de proiectare, podul să poată susține traficul de urgență și să permită o inspecție și reparație facilă a zonelor avariate.

Ce-a de-a doua cerință fundamentală corespunde stării limită de serviciu (SLS) și constă în limitarea degradărilor sub efectul unei acțiuni seismice cu o probabilitate mai mare de apariție decât acțiunea seismică de proiectare. Conform cerințelor EN 1998-2 (2005), sunt permise doar degradări minore ale elementelor secundare și ale zonelor disipative în urma unui cutremur corespunzător SLS și nu trebuie să fie necesară întreruperea traficului sau efectuarea unor reparații.

Ca și în cazul structurilor pentru clădiri, podurile pot fi proiectate conform principiilor de comportare disipativă sau comportare slab-disipativă. Podurile *slab-disipative* sunt cele care au o *ductilitate limitată* (termen folosit de EN 1998-2, 2005). În acest caz nu se asigură prin proiectare cerințe speciale care să asigure structurii o ductilitate superioară, iar încărcarea seismică se determină pe baza unor factori de comportare $q \leq 1.5$. În cazul podurilor al căror răspuns este dominat de modurile superioare de vibrație (de exemplu podurile suspendate), sau atunci când structura are un răspuns fragil (datorită unor forțe axiale sau tăietoare mari), este recomandată asigurarea unui răspuns elastic al structurii sub efectul acțiunii seismice de calcul, prin utilizarea un factor de comportare $q=1$.

Podurile *disipative* (sau *ductile* în terminologia EN 1998-2, 2005) sunt proiectate astfel încât să aibă un răspuns ductil sub efectul acțiunii seismice de proiectare, disipând energia seismică prin incursiuni în domeniul inelastic. Din această cauză, forțele seismice sunt reduse față de cele corespunzătoare unui răspuns elastic, folosind valori supraunitare ale factorului de comportare q .

Alegerea principiului de proiectare (disipativă sau slab-disipativă) este la latitudinea proiectantului, rațiunile principale fiind cele de natură economică. În general, în zonele de seismicitate medie și ridicată (cu valoarea

de calcul a accelerației de vârf a terenului $a_g > 0.1g$), proiectarea pe baza principiului de comportare disipativă este mai economică. Principiul de proiectare disipativă sau slab-disipativă a podurilor este identic cu cel aplicat și altor tipuri de structuri. Pentru detalii suplimentare vezi secțiunea 6.10.

9.2. Calculul structural la acțiunea seismică

În cele mai multe cazuri analiza structurală a podurilor poate fi realizată pe două modele plane: unul pe direcția longitudinală și altul pe direcția transversală. Metoda uzuală de calcul a structurilor pentru poduri la acțiunea seismică este analiza elastică folosind metoda de *calcul modal cu spectre de răspuns* (vezi secțiunea 6.3.2). În cazul în care răspunsul structurii este guvernat de un singur mod propriu de vibrație, se pot folosi metode simplificate de calcul, după principiul metodei forțelor statice echivalente, descrisă în secțiunea 6.3.1. EN 1998-2, 2005 folosește denumirea de *metoda modului fundamental* pentru acest tip de analiză. Răspunsul seismic al unui pod este guvernat de un singur mod de vibrație atunci când masa pilelor poate fi neglijată în comparație cu masa tablierului ($\leq 20\%$) și atunci când structura podului este regulată în plan orizontal (excentricitatea dintre centrul de masă și cel de rigiditate este mai mică de 5% din lungimea tablierului).

Pentru metoda de calcul modal cu spectre de răspuns, acțiunea seismică este definită prin spectre de răspuns (vezi secțiunea 6.2): două componente orizontale și una verticală. Componenta verticală poate fi în general neglijată, în special în zonele de seismicitate redusă. Totuși, *componenta verticală* a mișcării seismice trebuie considerată în următoarele cazuri (EN 1998-2, 2005):

- în cazul tablierelor realizate din beton precomprimat
- pentru analiza efectelor asupra reazemelor și rosturilor
- atunci când obiectivul proiectat se află în proximitatea unei falii active (componenta verticală a mișcării seismice este importantă în apropierea zonei epicentrale)

Majoritatea structurilor au dimensiuni în plan relativ mici în comparație cu lungimea de undă a mișcării seismice, astfel încât acțiunea seismică poate fi considerată aceeași pentru întreaga fundație a clădirii. La structurile cu deschideri mari, cum sunt podurile, atunci când dimensiunea în plan este comparabilă cu lungimea de undă a undelor seismice, punctele în care acționează mișcarea seismică (prinderea în fundații a pilelor și culeelor) pot înregistra mișcări diferite. La limită, elementele de rezemare ale unui pod înregistrează mișcări în contrasens, inducând deformații și eforturi suplimentare în structură. Mișcarea diferențiată a punctelor de rezemare a structurii se datorează *variabilității spațiale a acțiunii seismice*. Acest fenomen poate fi important la structurile cu deschideri mari, iar condițiile geologice și topografice accentuează manifestarea acestuia. Conform EN 1998-2 (2005), variabilitatea spațială a mișcării seismice trebuie considerată la determinarea răspunsului seismic al structurilor pentru poduri în următoarele cazuri:

- atunci când există discontinuități geologice (de exemplu un teren slab situat direct peste rocă)
- atunci când terenul are o topografie variată
- dacă lungimea podului depășește 600 metri

9.3. Ductilitatea și conformarea seismică a structurilor pentru poduri

Podurile pot fi realizate din diverse materiale de construcție, iar principiile de asigurare a ductilității la nivel de material, secțiune și element sunt aceleași cu cele descrise în capitolul 7 (pentru structurile metalice) și capitolul 8 (pentru structurile din beton armat).

Aspectele specifice podurilor sunt cele referitoare la asigurarea ductilității la nivel de structură. La structurile pentru poduri, *zonele disipative* sunt amplasate în pile, de obicei la baza acestora. Aceste zone, care sunt supuse unor deformații inelastice importante, trebuie proiectate și detaliate astfel încât să dezvolte o ductilitate cât mai bună. Cerințele specifice sunt cele discutate în capitolele 7 și 8. În cazul structurilor din beton armat este esențială armarea zonelor disipative care să asigure o confinare adecvată a betonului, prevenirea cedării din forță tăietoare și dispunerea înădirilor în afara zonelor disipative. În Figura 9.2a este prezentat un exemplu de avariere datorată armării insuficiente a zonei disipative de la baza unei pile din b.a., iar în Figura 9.2b o cedare fragilă din forță tăietoare. În cazul structurilor metalice, cerințele fundamentale de asigurare a unui răspuns ductil în zonele disipative sunt prevenirea flambajului la nivel de element și a voalării la nivel de secțiune.



Figura 9.2. Avarierea unei pile de la viaductul Hanshin în timpul cutremurului din 1995 din Kobe, Japonia (a) și cedarea din forță tăietoare la pilele unui viaduct la cutremurul San Fernando, SUA, din 1971 (b), Moehle și Eberhard, 2000.

Tablierul trebuie proiectat astfel încât să aibă un răspuns în domeniul elastic sub acțiunea seismică de proiectare. Sunt permise avarii minore la elementele secundare, cum ar fi rosturile de dilatație, parapete, etc. Astfel, suprastructura (tablierul, reazemele, rosturile de dilatație) reprezintă elemente *nedisipative*. O cerință importantă este ca tablierul să nu se deplaseze de pe reazeme în urma deformațiilor suferite în timpul acțiunii seismice. Un exemplu de cedare a unui pod din cauza incapacității aparatelor de reazem de a prelua deformațiile excesive induse de cutremur este cazul podului Showa, avariat grav în timpul cutremurului din 1964 din Niigata, Japonia (vezi Figura 9.4a).

Răspunsul elastic al *elementelor nedisipative* (tablier, reazeme) se asigură pe baza principiilor de proiectare bazată pe capacitate (vezi secțiunea 9.1). Astfel, eforturile de calcul din elementele nedisipative se determină pe baza echilibrului de forțe la formarea mecanismului plastic, corespunzătoare eforturilor din articulații plastice, ținând cont de suprarezistența acestora (din cauza consolidării și a rezistenței reale mai mari decât cea caracteristică).

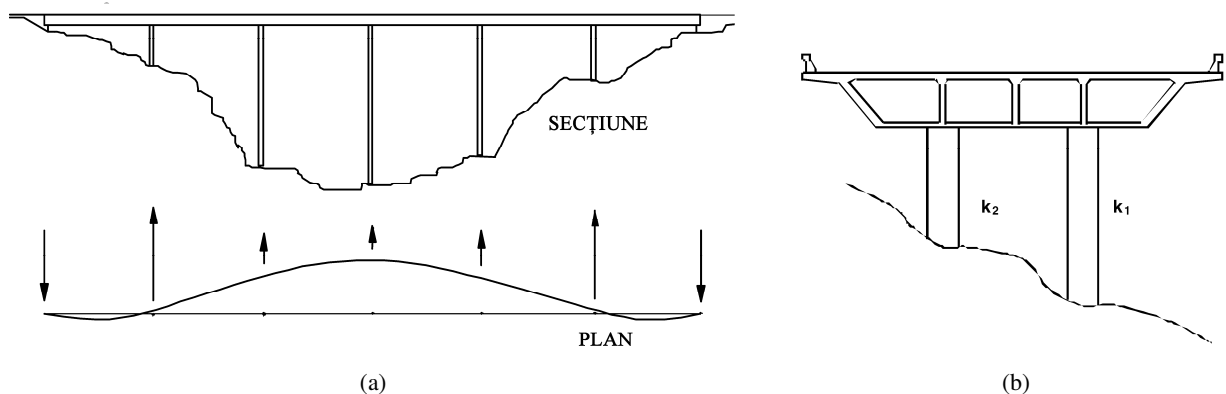


Figura 9.3. Exemple de poduri cu distribuții nefavorabile ale rigidității între pile în plan longitudinal (a) EN1998 -2, 2005, și în plan transversal (b) Duan și Chen, 2003.

În cazul structurilor disipative, o ductilitate de ansamblu superioară se obține atunci când articulațiile plastice se formează simultan în cât mai multe pile. Există multe cazuri când configurația terenului poate conduce la pile cu rigidități foarte diferite (vezi Figura 9.3). Atunci când tablierul este continuu, pilele cu rigiditatea mai mare vor atrage forțe seismice mai mari, ceea ce determină o solicitare neuniformă a acestora și cedarea lor prematură. De aceea, pilele trebuie să aibă pe cât posibil o *distribuție cât mai uniformă a rigidității și*

rezistenței. Atunci când nu este posibilă asigurarea unei rigidități uniforme, o soluție alternativă este dispunerea unor reazeme simple (de alunecare) sau din elastomeri între suprastructură și pilele cu rigiditate mare, care să elimine sau să limiteze transmiterea forțelor de inerție de la suprastructură la pile.

La *podurile oblice* axa longitudinală a tablierului nu este perpendiculară pe elementele infrastructurii (pile și culee). Tablierul acestor poduri are tendința să se rotească în plan orizontal, ceea ce conduce la deplasarea de pe reazeme a tablierului. Din acest motiv podurile oblice și cele curbe nu sunt recomandate în zone seismice. În acest sens, EN 1998-2, 2005 recomandă evitarea podurilor cu un unghi oblic mai mare de 45° în zonele de seismicitate ridicată. În Figura 9.4b este prezentat colapsul unui viaduct oblic ca urmare a deplasării tablierului la rosturile de dilatație.



(a)



(b)

Figura 9.4. Cedarea podului Showa în timpul cutremurului din 1964 din Niigata, Japonia datorită deplasării de pe reazeme (a) - <http://cee.uiuc.edu/> și cedarea viaductului Gavin Canyon la cutremurul din 1994 din Northridge, SUA (b) - <http://www.its.dot.gov/>

În general, *structurile continue* au o comportare seismică mai bună decât cele care au un număr mare de reazeme simple (de alunecare) și rosturi de dilatație. Acestea din urmă sunt însă necesare pentru a limita efectele variației de temperatură.

9.4. Tipuri de structuri și factori de comportare

Ca și în cazul structurilor pentru clădiri, metoda standard de analiză în cazul structurilor pentru poduri este metoda de calcul modal cu spectre de răspuns (un calcul elastic). În cazul proiectării pe baza principiului de comportare disipativă a structurii, capacitatea structurii de a se deforma în domeniul inelastic (cu degradarea elementelor structurale, dar fără a ajunge la colaps) este reflectată de factorii de comportare q . Valoarea de referință a factorilor de comportare q pentru diferite tipuri de structuri este prezentată în Tabelul 9.1.

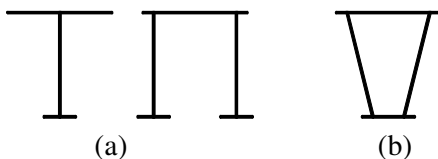
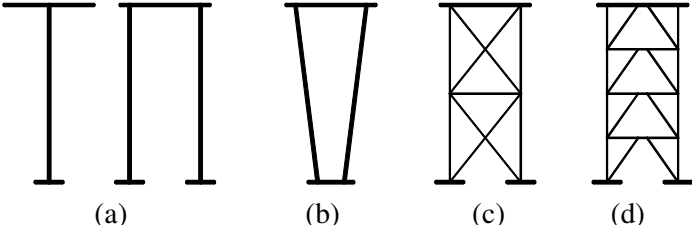

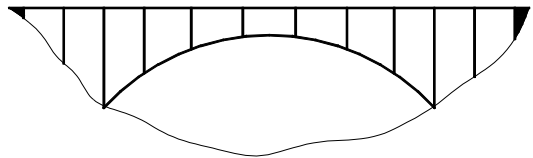
Valorile factorilor de comportare q din Tabelul 9.1 reflectă ductilitatea diferitelor tipuri de elemente disipative (a tipului de structură), a diferitelor materiale folosite și principiul de proiectare folosit la proiectare. Astfel, structurile mai ductile sunt caracterizate de factori de comportare mai ridicați. La structurile din b.a., forța tăietoare reprezintă un mod de solicitare fragil. Cu cât raportul dintre lungimea și înălțimea secțiunii ($\alpha_s = L/h$) unei pile este mai mic, cu atât forța tăietoare corespunzătoare formării articulației plastice la baza pilei va fi mai mare, favorizând o cedare fragilă. De aceea, factorul de comportare q are valori reduse în cazul pilelor cu un raport L/h redus, atunci când elementul structural este susceptibil la cedare din forță tăietoare.

În cazul structurilor metalice, se poate observa că structurile necontravântuite și cele contravântuite excentric sunt cele mai ductile, iar cele contravântuite centric – cel mai puțin ductile. Această observație reflectă faptul că la structurile metalice, deformațiile inelastice de încovoiere și de forfecare sunt foarte ductile în comparație cu cele de întindere (vezi capitolul 7).

La structurile de poduri la care suprastructura este prinsă rigid de culee, rezultă o structură cu rigiditatea foarte mare în plan orizontal. Structurile care sunt foarte rigide oscilează solidar cu terenul de fundare, rezultând

deplasări relative apropiate de zero și accelerații ale structurii apropiate de accelerația terenului. Aceste structuri nu înregistrează amplificări importante ale mișcării seismice și se proiectează pe baza unui factor de comportare $q = 1$ (în cazul structurilor foarte rigide – $T \leq 0.03$ s) sau $q = 1.5$ (în cazul structurilor mai puțin rigide – $T > 0.03$ s).

Tabelul 9.1. Valoarea de referință a factorului de comportare q (după EN 1998-2, 2005).

Tipul elementului ductil	Comportare	
	slab-disipativă	disipativă
Pile din beton armat: Pile verticale supuse la încovoiere (a) Pile înclinate supuse la încovoiere (b)	1.5 1.2	$3.5\lambda(\alpha_s)$ $2.1\lambda(\alpha_s)$
		
Pile metalice: Pile verticale necontravântuite [supuse la încovoiere] – (a) Pile înclinate necontravântuite [supuse la încovoiere] – (b) Cadre contravântuite centric – (c) Cadre contravântuite excentric – (d)	1.5 1.2 1.5 –	3.5 2.0 2.5 3.5
		
Culee prinse rigid de suprastructură: În general Structuri "fixe" (cu perioada proprie de vibrație în direcția orizontală $T \leq 0.03$ s)	1.5 1.0	1.5 1.0
		
Arce	1.2	2.0
		
$\alpha_s = L/h$, unde L este distanța de la articulația plastică până la punctul de moment zero, iar h este înălțimea secțiunii pe direcția de acțiune a momentului încovoiător din articulația plastică Pentru $\alpha_s \geq 3$ $\lambda(\alpha_s) = 1.0$ Pentru $3 > \alpha_s \geq 1$ $\lambda(\alpha_s) = \sqrt{\alpha_s/3}$		

Factorii de comportare q din Tabelul 9.1 reprezintă valori de referință, care pot fi folosite în proiectare, atunci când structura îndeplinește toate condițiile care să-i asigure un comportament ductil. Printre situațiile care pot conduce la o ductilitate scăzută și care necesită reducerea factorilor de comportare se numără următoarele (EN 1998-2, 2005):

- Structuri cu o *alcătuire neregulată*. Solicitarea neuniformă a elementelor disipative conduce la concentrarea deformațiilor inelastice în câteva elemente structurale (pile), ducând la o ductilitate redusă la nivelul întregii structuri și la o capacitate redusă de disipare a energiei seismice.
- În cazul structurilor din b.a., valori ridicate ale *forței de compresiune* pot reduce ductilitatea articulațiilor plastice de încovoiere. Valorile factorului de comportare din Tabelul 9.1 sunt valabile pentru forțe axiale din gruparea seismică de încărcări care nu depășesc 30% din rezistența secțiunii la compresiune. Pentru forțe axiale care depășesc 30% din rezistența secțiunii la compresiune, este necesară folosirea unui factor de comportare redus. În cazurile în care forța axială de calcul depășește 60% din rezistența secțiunii la compresiune, nu se poate conta pe un comportament disipativ al structurii, încărcarea seismică fiind determinată pe baza unui factor de comportare $q = 1$.

Proiectarea pe baza conceptului de comportare disipativă implică acceptarea unor degradări în elementele disipative în urma acțiunii seismice de proiectare. Eventualele degradări ale elementelor de rezistență trebuie să poată fi inspectate și remediate. De aceea, *zonele disipative trebuie să fie accesibile*. Atunci când acestea nu sunt accesibile pentru inspecție și lucrări de remediere (de exemplu baza pilelor aflate în apă de adâncime mare) este necesară utilizarea unor factori de comportare reduși față de valorile de referință. Proiectarea pe baza unor factori de comportare reduși va implica o cerință de ductilitate mai mică, adică degradări mai reduse ale elementelor disipative. EN 1998-2 (2005) recomandă multiplicarea valorilor de referință a factorului de comportare q cu 0.6 atunci când zonele disipative nu sunt accesibile.

Bibliografie

- ANSI/AISC 358-10 (2010). "Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications", American Institute of Steel Construction, One East Wacker Drive, Suite 700, Chicago, Illinois 60601-1802.
- Athanasopoulos, G.A., Pelekis, P.C. Leonidou, E.A. (1998). "Effects of surface topography and soil conditions on the seismic ground response - including liquefaction - in the Egeon (Greece) 15/6/1995 earthquake". 11th European Conference on Earthquake Engineering, Balkema, Rotterdam.
- Bolt, B.A. (2001). "The nature of earthquake ground motion", Chapter 1 in "The seismic design handbook, 2nd ed.", Farzad Naeim (ed.), Kluwer Academic Publishers, ISBN: 0-7923-7301-4.
- Bolt, B.A. (2004). "Engineering Seismology", Chapter 2 in "Earthquake Engineering: from Engineering Seismology to Performance-Based Engineering". Yousef Bozorgnia and Vitelmo V. Bertero (eds.), CRC Press, ISBN 0-8493-1439-9.
- Bruneau, M., Uang, C.-M., Whittaker, A., (1998). "Ductile Design of Steel Structures", McGraw Hill.
- Chopra, A. (2001). "Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering", Prentice-Hall, Upper Saddle River, New Jersey. ISBN 0-13-086973-2.
- Clough, R.W. și Penzien, J. (2003). "Dynamics of structures", Third edition, Computers & Structures, Inc., Berkeley, USA
- CR 0 - 2012. "Cod de proiectare. Bazele proiectării structurilor în construcții".
- Derecho, A.T., și Kianoush, M.R. (2001). "Seismic Design of Reinforced Concrete Structures". Chapter 10 in "The seismic design handbook, 2nd ed.", Farzad Naeim (ed.), Kluwer Academic Publishers, ISBN: 0-7923-7301-4.
- Duan, L., și Chen, W-F. (2003). "Bridges", Chapter 18 in "Earthquake Engineering Handbook", W.F. Chen and C. Scawthorn (eds.), CRC Press, 2003, ISBN 0-8493-0068-1.
- EN 1998-1 (2004). "Design of structures for earthquake resistance. Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings". CEN - European Committee for Standardization.
- EN 1998-2 (2005). "Design of structures for earthquake resistance. Part 2: Bridges". CEN - European Committee for Standardization.
- ESDEP (n.d.) The European Steel Design Education Programme.
- European Macroseismic Scale 1998: EMS-98 (1998). Cahiers du Centre Européen de Géodynamique et de Séismologie 15, Grünthal, G. (ed.), European Centre for Geodynamics and Seismology, Luxembourg, 99 pp., 1998
- FEMA 350, (2000). "Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings", SAC Joint Venture.
- Fischinger, M., și Fajfar., P., (1994). "Seismic force reduction factors". in Earthquake Engineering. A. Rutenberg (editor), Balkema, pp.279-296.
- Gioncu, V., și Mazzolani, F.M. (2002). "Ductility of Seismic Resistant Steel Structures". Spon Press, London and New York.
- GP 082 (2003). "Ghid privind proiectarea îmbinărilor ductile la structuri metalice in zone seismice". INCERC – Filiala Timisoara, Buletinul Constructiilor nr. 16/2004.
- Ifrim, M. (1984). "Dinamica structurilor și inginerie seismică". Ediția a II-a. Editura Didactică și Pedagogică, București.
- Lungu, D., Aldea, A., Arion, C., Cornea, T., Văcăreanu, R. (2003). "Hazard, vulnerabilitate și risc seismic", Partea I din "Construcții amplasate în zone cu mișcări seismice puternice". Coordonatori: D. Dubina și D. Lungu, Orizonturi Universitare, Timișoara.
- Moehle, J.P., Eberhard, M.O. (2000). "Earthquake Damage to Bridges". Chapter 34 in "Bridge Engineering Handbook". Ed. Wai-Fah Chen and Lian Duan, Boca Raton: CRC Press.

- Negoiță, Al., Pop, I., Ionescu, C., Olariu, I., Vulpe, A., Breabăn, V., Scharf, F., Negoiță, I. (1985). "Inginerie seismică". Editura Didactică și Pedagogică, București.
- NEHRP 2000. Building Seismic Safety Council, BSSC (2001). "NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures, Part 1 — Provisions and Part 2 — Commentary". Federal Emergency Management Agency, Washington D.C.
- Oros, E. (2002). "Cutremurele de pământ și cercetarea seismologică – concepte, tipuri de seisme, rezultate". Prezentare la seminarul cu tema: Influența tipului de cutremur și a condițiilor locale asupra răspunsului seismic al construcțiilor, Timișoara, 6 decembrie 2002.
- P100-1 (2013). "Cod de proiectare seismică - Partea I - Prevederi de proiectare pentru clădiri". Monitorul Oficial, Partea I nr. 558 bis din 03.09.2013.
- Paulay, T, Priestley M.J.N. (1992). "Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings". USA: John Wiley and Sons.
- Priestley, M.J.N., (1997) "Displacement-Based Seismic Assessment of Reinforced Concrete Buildings", Journal of Earthquake Engineering, Vol. 1, No.1, 157-192.
- Scawthorn, C. (2003). "Earthquakes: A Historical Perspective", Chapter 1 in "Earthquake Engineering Handbook", W.F. Chen and C. Scawthorn (eds.), CRC Press, ISBN 0-8493-0068-1.
- Stewart, J.P., Chiou, S-J., Bray, J.D., Graves, R.W., Somerville, P.G., Abrahamson, N.A. (2001). "Ground Motion Evaluation Procedures for Performance-Based Design". PEER Report 2001/09, Pacific Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California, Berkeley.
- Tremblay, R. (2003). "Seismic Design and Behavior of Concentrically Braced Steel Frames", AISC.
- Uang, C.-M., Bruneau, M., Whittaker, A., and Tsai, K.-C. (2001). "Seismic Design of Steel Structures". Chapter 9 in "The seismic design handbook, 2nd ed.", Farzad Naeim (ed.), Kluwer Academic Publishers, ISBN: 0-7923-7301-4.
- USGS (n.d.) <http://earthquake.usgs.gov/>
- Whittaker, A., (n.d.). "Earthquake Engineering and Structural Dynamics II". accesat în martie 2003 la: <http://overlord.eng.buffalo.edu/ClassHomePages/cie619/index.htm>