

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 EN 1998-1 (2003), pentru aceste structuri încărcarea seismică se determină pe baza unui factor de comportare q de cel mult 1.5, 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. EN 1998-1 (2003) atribuie structurilor proiectate conform principiului de comportare slab-disipativă clasa de ductilitate L și recomandă utilizarea acestei metodologii doar pentru structurile din beton armat amplasate în zone cu seismicitate redusă. Norma seismică românească (P100-1, 2006) nu permite utilizarea principiului de proiectare slab-disipativă la proiectarea structurilor din beton armat.

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 deformații 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: H (ductilitate înaltă) și M (ductilitate medie). Pentru fiecare clasă de ductilitate normele de proiectare seismică (P100-1, 2006; EN 1998-1, 2003) prevăd cerințe specifice de alcătuire și dimensionare a elementelor structurale.

Alegerea principiului de proiectare (slab-disipativă sau disipativă), și a clasei de ductilitate este la latitudinea proiectantului, iar criteriile de selecție a acestora sunt aceleași cu cele descrise în secțiunea 6.10.3.

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, 2006):

- *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 70% 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 70% 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 deformațiile inelastice au loc la baza unui singur element structural (vezi Figura 8.2b).

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%.

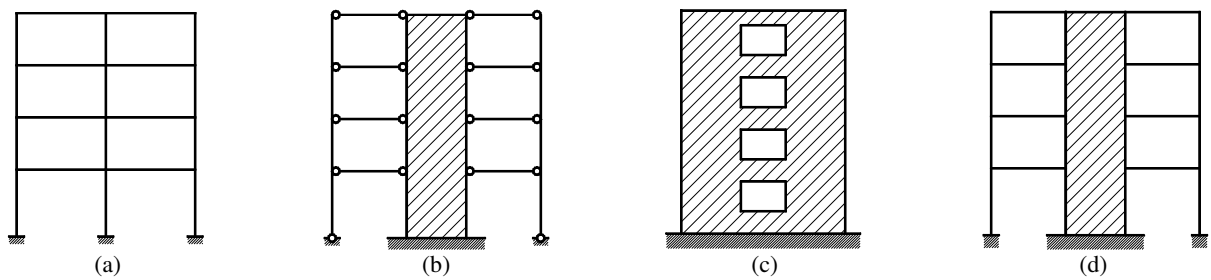


Figura 8.1. Tipuri de structuri din beton armat: cadre (a), pereți necuplați (b), pereți cuplați (c), sisteme duale (d).

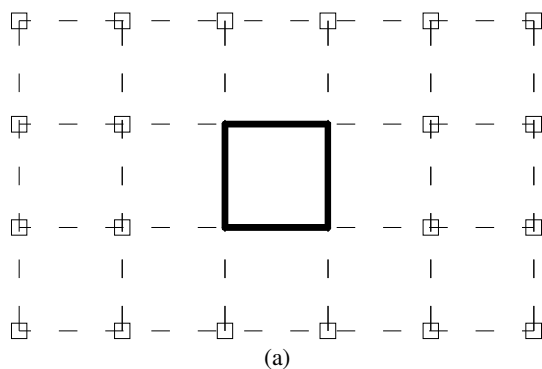


Figura 8.2. Tipuri de structuri: sisteme flexibile la torsiune (a), sisteme de tip pendul inversat (b), exemplu – un castel de apă din b.a. (http://en.wikipedia.org/wiki/Water_tower).

Tabelul 8.1. Valori de referință ale factorul de comportare q pentru structuri din b.a. (P100-1, 2006).

Tip structural	Factorul de comportare q	
	Clasa de ductilitate H	Clasa de ductilitate M
Cadre, sisteme duale, pereți cuplați	$5\alpha_u/\alpha_l$	$3.5\alpha_u/\alpha_l$
Pereți	$4\alpha_u/\alpha_l$	3.0
Sisteme flexibile la torsiune	3.0	2.0
Sisteme tip pendul inversat	3.0	2.0

În tabelul de mai sus parametrii α_l și α_u au următoarea semnificație:

α_l – 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_l 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_l , valorile acestuia pot fi luate în modul următor:

- Cadre și sisteme cu cadre predominante:
 - cu un nivel: $\alpha_u/\alpha_l = 1.15$
 - multietajate, cu o deschidere: $\alpha_u/\alpha_l = 1.25$
 - multietajate, cu mai multe deschideri: $\alpha_u/\alpha_l = 1.35$

- Pereți și sisteme cu pereți predominanți:
 - sisteme cu maxim doi pereți necuplați pe fiecare direcție orizontală: $\alpha_{td}/\alpha_l = 1.0$
 - sisteme cu mai mult de doi pereți pe fiecare direcție transversală: $\alpha_{td}/\alpha_l = 1.15$
 - sisteme duale cu pereți predominanți sau pereți cuplați: $\alpha_{td}/\alpha_l = 1.25$

Atunci când acest raport este determinat prin calcul, pot rezulta valori mai mari decât cele de mai sus. Totuși, P100-1 (2006) 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_{td}/α_l). 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.

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 ecruisare. 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 M (SR EN 1992 și P100-1, 2006). 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.

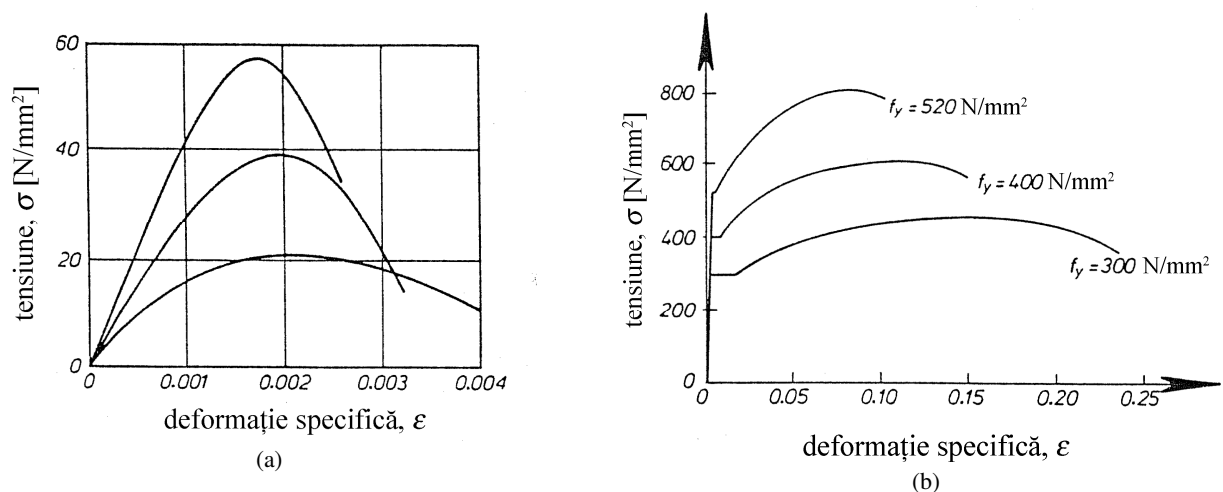


Figura 8.3. Curbe tensiune – deformație specifică pentru betoane de diferite clase (a) și oțeluri cu diferite valori ale limitei de curgere (b), Paulay și Priestley, 1992.

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, 2006):

- reducerea distanțelor dintre punctele de fixare a armăturilor longitudinale (reducerea distanțelor s și a_l);
- sporirea secțiunii sau a limitei de curgere din etrieri și agrafe;
- dispunerea unor armături longitudinale suficient de groase.

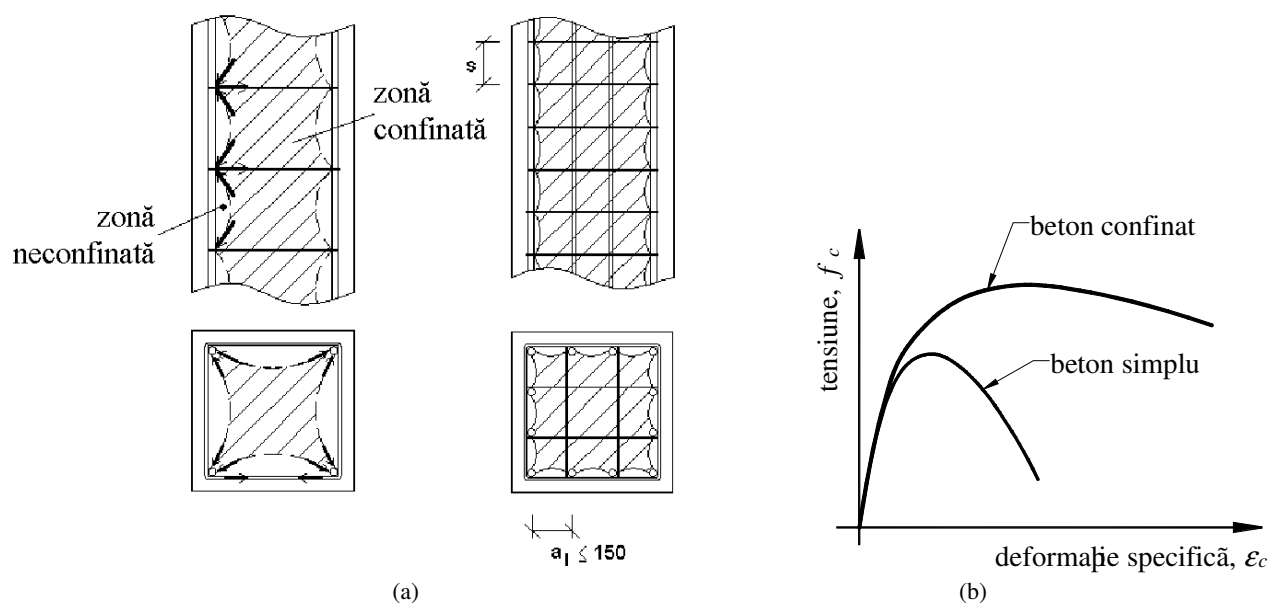


Figura 8.4 Confinarea betonului (a) și efectul confinării asupra relației tensiune – deformație specifică (b) după Paulay și Priestley, 1992.

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):

$$\phi_y' = \varepsilon_y / (d - c_y) \quad (8.1)$$

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):

$$\phi_y' = \varepsilon_c / c_y \quad (8.2)$$

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:

$$\mu_\phi = \phi_m / \phi_y \quad (8.3)$$

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, 2003). De obicei curbura ultimă este controlată de atingerea deformațiilor ultime în beton ϵ_{cu} (zdrobirea betonului comprimat).

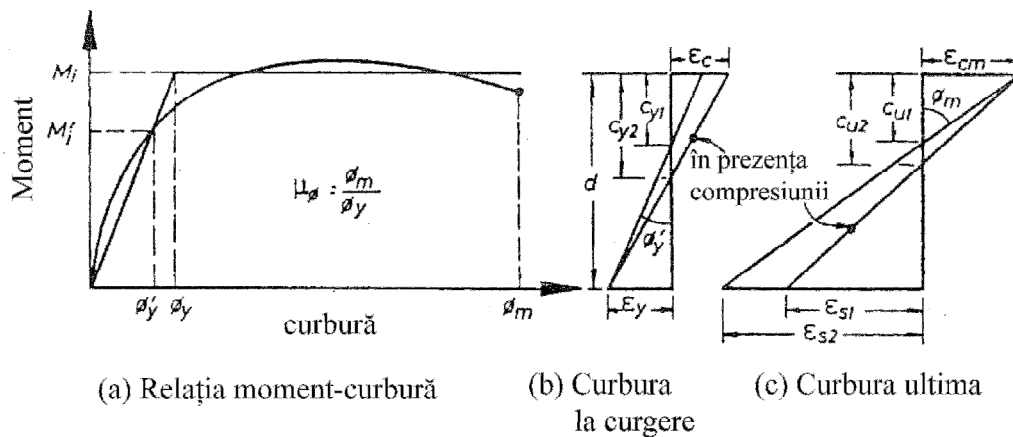


Figura 8.5 Definierea ductilității de secțiune (Paulay și Priestley, 1992).

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 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:

$$\mu_\Delta = \Delta / \Delta_y \quad (8.4)$$

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.

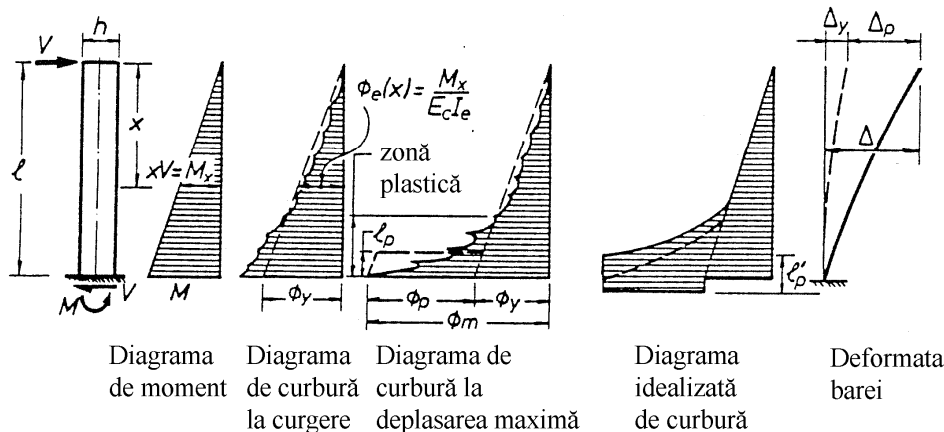


Figura 8.6. Diagramele de moment încovoietor și de curbură, precum și deformațiile unei console prismatice din beton armat (Paulay și Priestley, 1992).

Ductilitatea unui element structural încovoiat poate fi evaluată analitic folosind relația (8.5). Totuși, există mai mulți factori care pot influența capacitatea de deformație 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 forța tăietoare pentru a limita efectele acestora.

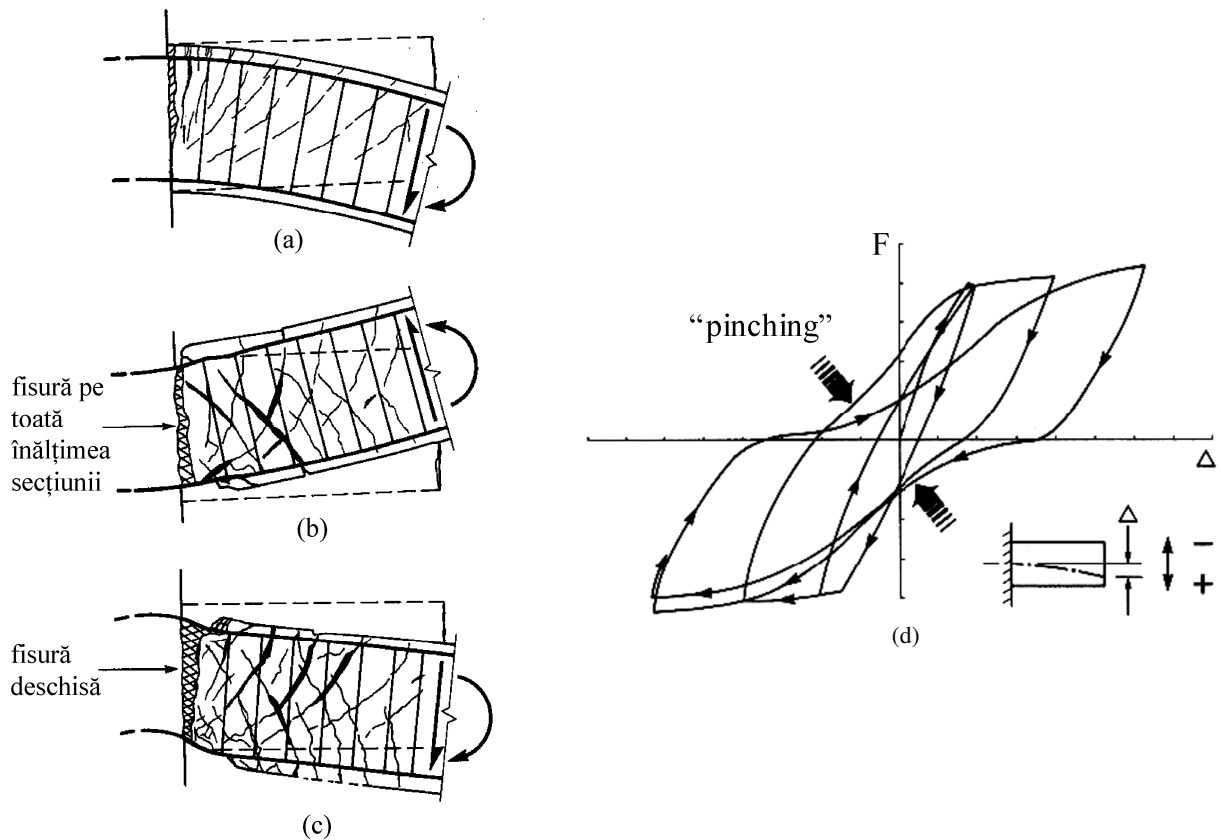


Figura 8.7. Articulație plastică în grinzi cu forță tăietoare ridicată (a, b, c) și răspunsul forță-deplasare al unei astfel de grinzi (d), Derecho și Kianoush, 2001.

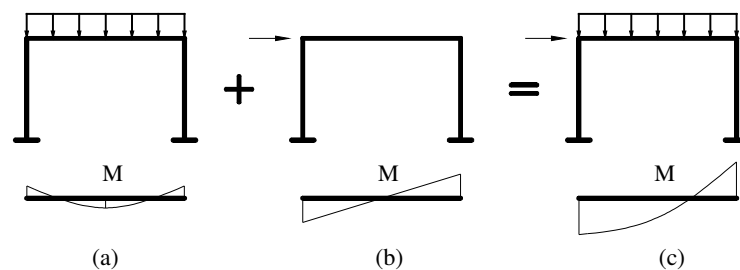


Figura 8.8. Diagrama de moment încovoiător pe riglă într-un cadru de b.a. solicitat din încărcări gravitaționale (a), seismice (b) și gravitaționale + seismice (c).

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 carcasei 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 încovoiător 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).

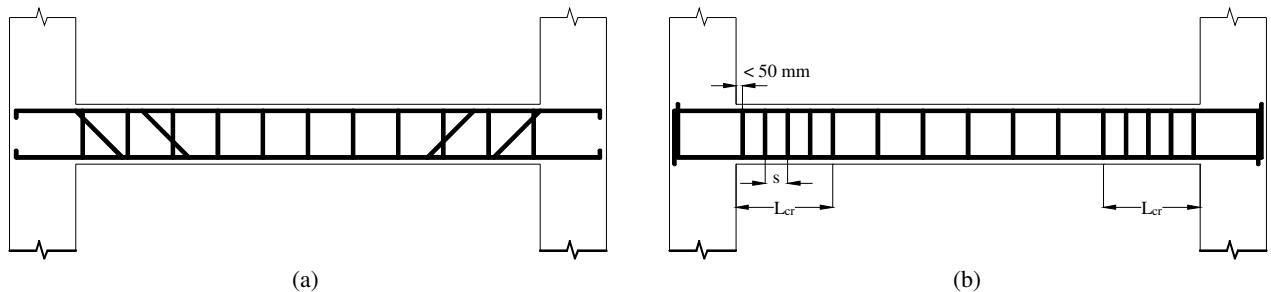


Figura 8.9. Detalii tipice de armare a unei grinzi solicitate la încărcări gravitaționale (a) și a unei grinzi parte dintr-o structură disipativă amplasată într-o zonă seismică (b).

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 inelastic și
- dispunerea mai deasă a etrierilor.

Spre exemplificarea importanței armăturii transversale pentru asigurarea unui răspuns inelastic 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.

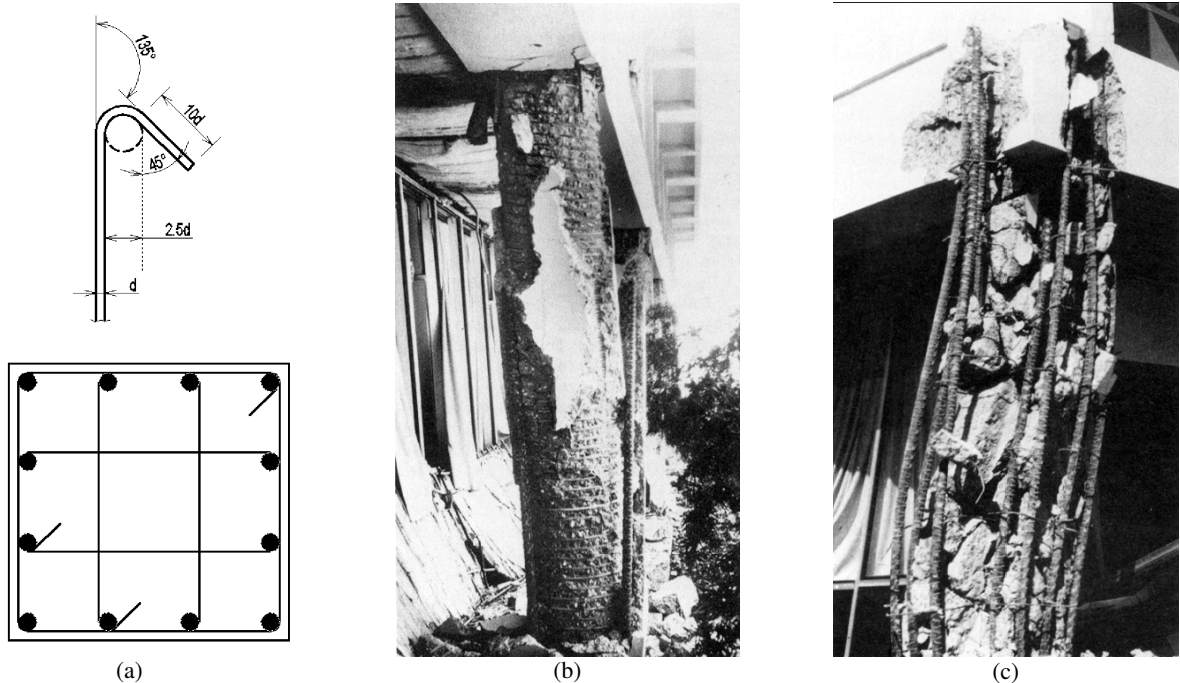


Figura 8.10. Detaliu tipic de armare a unui stâlp (a), conform P100-1; degradarea severă a unui stâlp circular fretat (b) și a unui stâlp cu secțiune rectangulară cu etrieri (c) Derecho și Kianoush, 2001.

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 încovoierie 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).

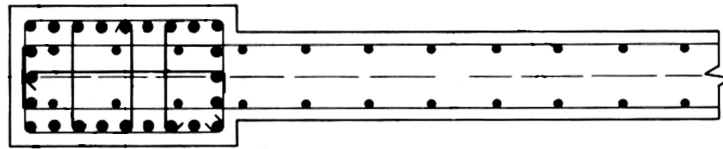


Figura 8.11. Detaliu de perete structural cu bulbi (Derecho și Kianoush, 2001).

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.

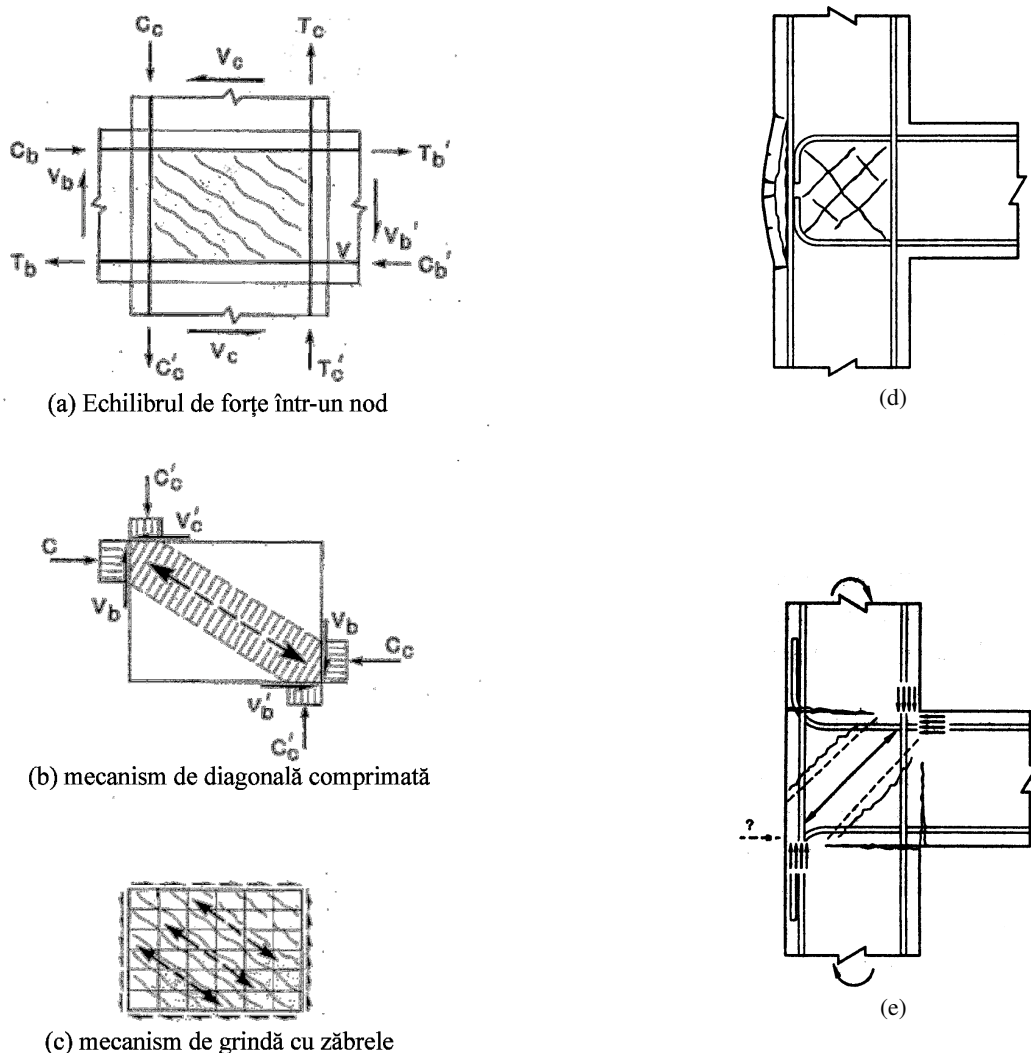


Figura 8.12. Starea de eforturi și mecanismele de preluare a forței tăietoare într-un nod (a, b, c) - Derecho și Kianoush, 2001; detalierea armăturilor longitudinale din riglă pentru asigurarea mecanismului de diagonală comprimată (d, e) - Priestley, 1997.

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 posede o suprazistență 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 (2006) transcrie această cerință prin relația:

$$\sum M_{Rc} \geq 1.3 \sum M_{Rb} \quad (8.6)$$

considerând un coeficient de 1.3 pentru a ține cont de momentul plastic probabil mai mare decât cel de calcul și consolidare. În relația (8.6) s-au folosit notațiile: $\sum M_{Rc}$ - suma momentelor capabile ale stâlpilor care concură în nod, ținând cont de efectul forței axiale din stâlpi în combinația seismică de încărcări; $\sum M_{Rb}$ - suma momentelor capabile ale grinzilor care concură în nod.

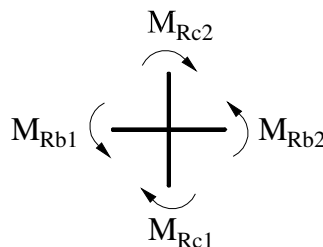


Figura 8.13. Echilibrul momentelor încovoietoare la un nod interior pentru o structură în cadre.

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.

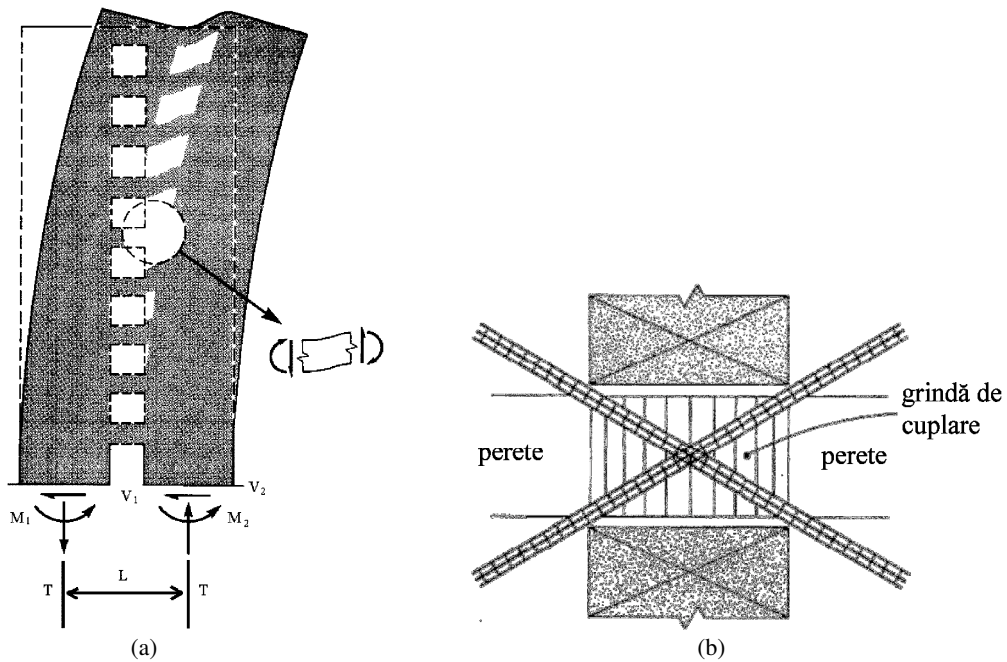


Figura 8.14. Eforturile dintr-un perete cuplat (a) și armarea diagonală a grinzii de cuplare (b), Derecho și Kianoush, 2001.