

7. Proiectarea antiseismică a structurilor din beton armat

7.1. Principii de proiectare, clase de ductilitate

Ca și în cazul structurilor metalice, structurile din beton armat amplasate în zone seismice pot fi proiectate urmărind două abordări principal diferite:

- comportare slab-disipativă a structurii
- comportare disipativă a structurii

Structurile proiectate conform principiului de comportare slab-disipativă a structurii au o capacitate redusă de disipare a energiei seismice prin incursiuni în domeniul inelastic. 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-EN1992). Răspunsul unor astfel de structuri sub efectul acțiunii seismice de calcul trebuie să fie preponderent în domeniul elastic. Eurocode 8 (EN1998, 2003) atribuie structurilor proiectate conform principiului de comportare slab-disipativă a structurii clasa de ductilitate L.

Structurile proiectate conform criteriul de comportare disipativă a structurii sunt proiectate, dimensionate și detaliate conform unor principii antiseismice, pentru a permite formarea unor mecanisme stabile de disipare a energiei seismice prin incursiuni 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 supraunitari. Funcție de capacitatea de disipare a energiei seismice, structurile disipative se încadrează în două clase de ductilitate: H (ductilitate înaltă) și M (ductilitate medie). Pentru fiecare clasă de ductilitate normele de proiectare antiseismică (P100-1/2006, Eurocode 8, 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 principiile de selectare sunt aceleași cu cele descrise în cazul structurilor metalice (vezi capitolul 6.1.3). Se menționează totuși că în cazul structurilor din beton armat, norma seismică românească (P100-1/2006) nu permite utilizarea principiului de proiectare slab-disipativă a structurii.

7.2. Tipuri de structuri

Structurile din beton armat (b.a.) pot fi clasificate în câteva tipuri structurale de bază. Cele mai importante dintre acestea se prezintă în cele ce urmează (conform P100-1/2006):

- **Cadrelle** reprezintă un sistem structural în care atât încărcările verticale, cât și cele laterale sunt preluate de cadre spațiale (vezi Figura 7.1a). 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 7.1b și c).
- **Sistemele duale** (cu cadre sau pereți predominant) 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 pereți structurali (vezi Figura 7.1d).
- **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 7.2a), 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 disiparea energiei seismice are loc la baza unui singur element structural (vezi Figura 7.2b).

În Tabelul 7.1 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%.

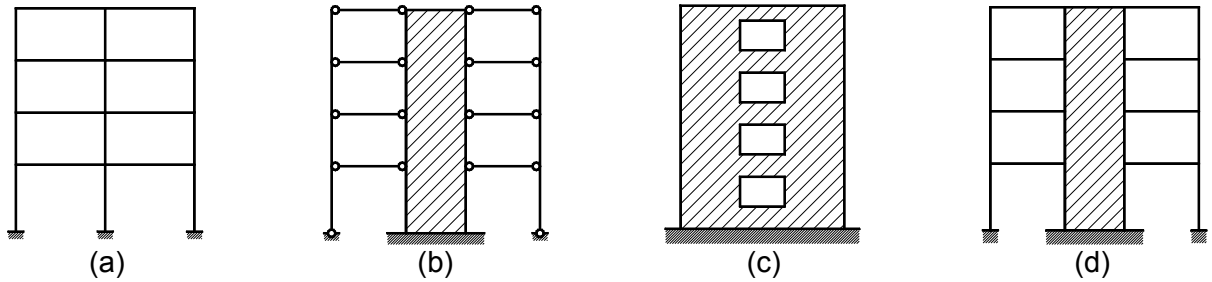


Figura 7.1. Tipuri de structuri din beton armat: cadre (a), pereți necuplați (b), pereți cuplați (c), sisteme duale (d).

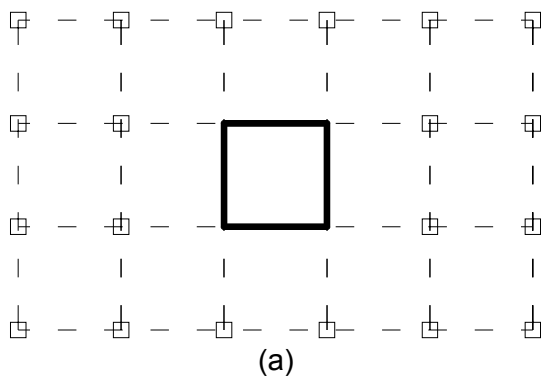


Figura 7.2. Tipuri de structuri: sisteme flexibile la torsiune (a), sisteme de tip pendul inversat (b), exemplu – un castel de apă din b.a. (http://en.wikipedia.org/wiki/Water_tower).

Tabelul 7.1. 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	$5\alpha_u/\alpha_1$	$3.5\alpha_u/\alpha_1$
Pereți	$4\alpha_u/\alpha_1$	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_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 capitolul 5.2.2 și reprezentată grafic în Figura 5.5. 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, P100-1/2006 limitează acest raport la valoarea 1.6.

Analizând valorile factorilor de comportare pentru diferite tipuri de structuri din b.a. (Tabelul 7.1) se poate concluziona că cele mai ductile structuri din b.a. sunt cadrele, sisteme duale și pereți 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).

7.3. 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, elemente, noduri și structură.

7.3.1. Ductilitatea materialelor

Betonul simplu este un material care are o rezistență la întindere mult mai mică decât la compresiune. 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 7.3a sunt prezentate câteva curbe efort unitar – alungire 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 alungirea ultimă ε_{cu} . Clasele uzuale de beton au alungiri ultime ε_{cu} de ordinul a 0.0035.

Relația efort unitar – alungire 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 7.3b sunt prezentate câteva curbe caracteristice efort unitar – alungire pentru oțeluri cu limita de curgere diferită. Se poate observa că alungirea 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 alungirii 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 EN1992 și P100-1/2006). Oțelul folosit în armături este sursa principală de ductilitate a betonului armat, alungirea ultimă a acestuia fiind de 10-20 ori mai mare decât a betonului.

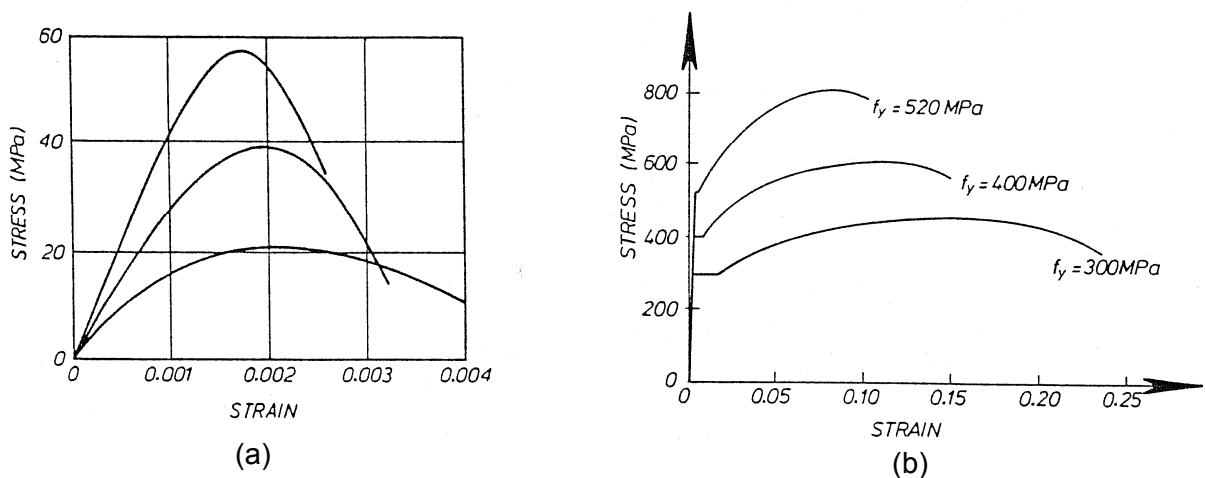


Figura 7.3. Curbe efort unitar – alungire pentru betoane de diferite clase (a) și oțeluri cu diferite valori ale limitei de curgere (b), Paulay și Priestley, 1992.

Betonul armat este un material de construcție care combină avantajele betonului simplu (rezistență la compresiune) 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 7.4a). Armăturile transversale închise împiedică deformațiile transversale ale betonului solicitat la compresiune, ceea ce induce o stare triaxială de solitare în beton. Efectul confinării este de a crește rezistența la compresiune a betonului, dar mai ales a ductilității acestuia (vezi Figura 7.4b). Orientativ, alungirea 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 comentarii):

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

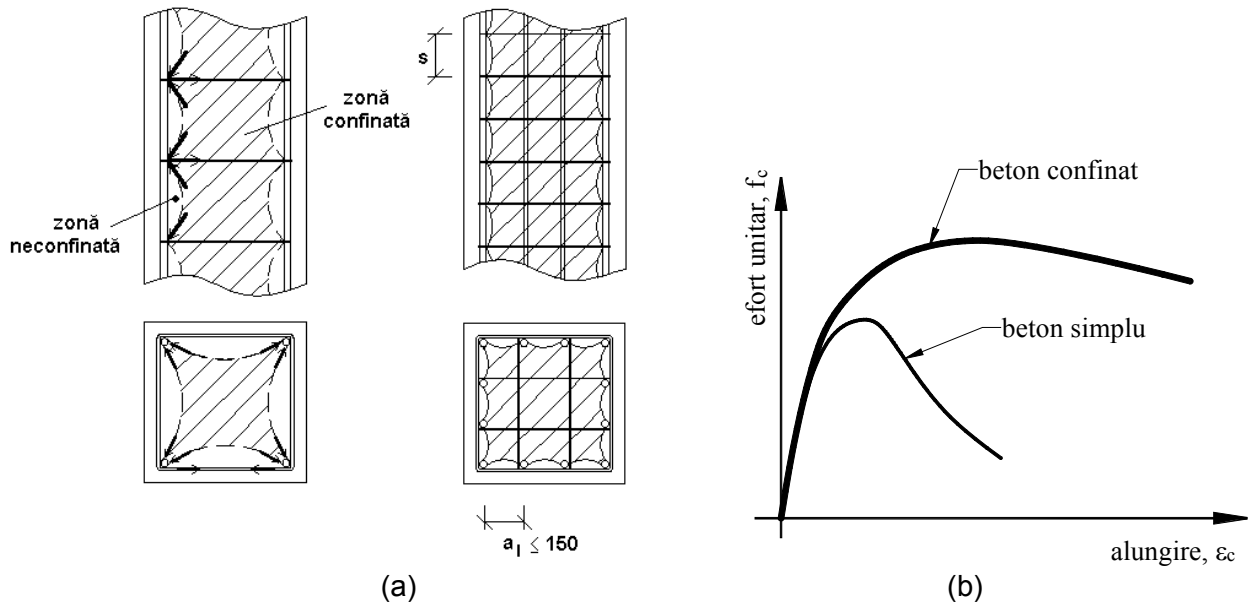


Figura 7.4 Confinarea betonului (a) și efectul confinării asupra relației efort unitar – alungire (b) după Paulay și Priestley, 1992.

7.3.2. 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 7.5a. Curbura de curgere ϕ_y' este de atinsă la curgerea armăturii întinse (Paulay și Priestley, 1992; vezi Figura 7.5b):

$$\phi_y' = \varepsilon_y / (d - c_y) \quad (6.8)$$

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 alungiri de compresiune importante în beton înainte de curgerea armăturii întinse. În aceste cazuri, curbura de curgere trebuie determinată la atingerea unor alungiri de compresiune în beton de $\varepsilon_c=0.0015$ (Paulay și Priestley, 1992):

$$\phi'_y = \varepsilon_c / c_y \quad (6.9)$$

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 capitolul 3.6.1). Curbura de curgere din relația biliniară ϕ_y va fi mai mare decât valoarea corespunzătoare ϕ'_y , iar ductilitatea de secțiune poate fi definită de:

$$\mu_\phi = \phi_m / \phi_y \quad (6.10)$$

unde ϕ_m este curbura ultimă (vezi Figura 7.5c), corespunzătoare unei reduceri semnificative a capacității portante (sub 85% din momentul maxim conform Eurocode 8, 2003). De obicei curbura ultimă este controlată de atingerea deformațiilor ultime în beton ε_{cu} (zdrobirea betonului comprimat).

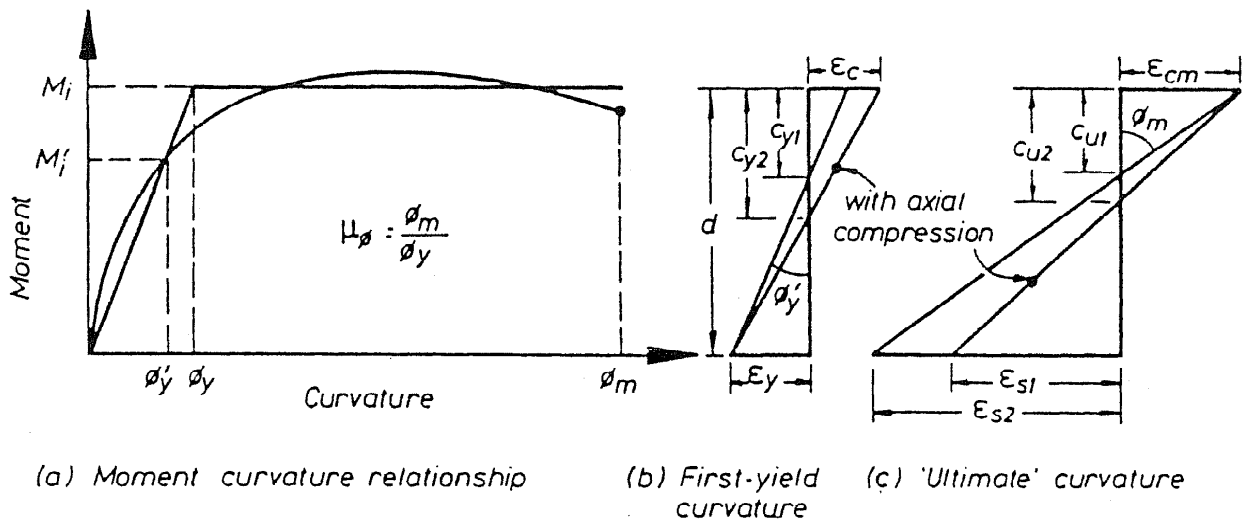


Figura 7.5 Definirea ductilității de secțiune (Paulay și Priestley, 1992).

Cei mai importanți factori care afectează ductilitatea de secțiune sunt următorii (Paulay și Priestley, 1992):

- **Alungirea ultimă a betonului ε_{cu} :** deoarece alungirea ultimă a betonului controlează de obicei curbura ultimă ϕ_m , valori mai ridicate ale ε_{cu} conduc la o ductilitate de secțiune sporită. Alungirea ultimă a betonului poate fi îmbunătățită prin confinarea acestuia.
- **Forța axială** crește înălțimea zonei comprimate la curgere și la alungirea ultimă, ceea ce rezultă în creșterea curburii la curgere ϕ_y și a reducerii celei ultime ϕ_m . În consecință, ductilitate 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, ductilitate de secțiune μ_ϕ crește. Este de notat aici că odată cu creșterea clasei betonului, alungirea ultimă scade, astfel încât pentru betoanele de clasă foarte ridicată, ductilitatea secțiunii poate să scadă.
- **Limita de curgere a armăturii** mai ridicată conduce la alungirea la curgere ε_y mai mare și deci la ductilitatea de secțiune μ_ϕ redusă.

7.3.3. Ductilitatea de element

Cea mai convenabilă măsură a ductilității unui element de beton armat este deformația acestuia. Astfel, ductilitatea consolei din Figura 7.6 poate fi definită ca și:

$$\mu_\Delta = \Delta / \Delta_y \quad (6.11)$$

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 și de curbura sunt triunghiulare, cu valorile maxime la baza consolei. Deplasarea corespunzătoare atingerii momentului plastic este $\Delta_y = \phi_y L^2 / 3$ și poate fi obținută integrând diagrama de curbura $\Delta = \int \phi(x) x dx$. 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 articulația plastică. Pentru o relație biliniară moment-curbură, după atingerea momentului plastic în articulația plastică, aceasta înregistrează rotații 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 urmează formării articulației plastice, se datorează în totalitate rotații din articulația plastică. În ipoteza în care articulația plastică se consideră la mijlocul lungimii L_p , deplasarea vârfului consolei din rotația în articulația plastică este egală cu $\Delta_p = \theta_p (L - 0.5L_p)$. Folosind relațiile de mai sus, se poate stabili următoarea relație între ductilitatea consolei μ_Δ și ductilitatea la nivel de secțiune μ_ϕ :

$$\mu_\Delta = 1 + 3(\mu_\phi - 1) \frac{L_p}{L} (L - 0.5L_p) \quad (6.12)$$

Relația (6.12) 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.

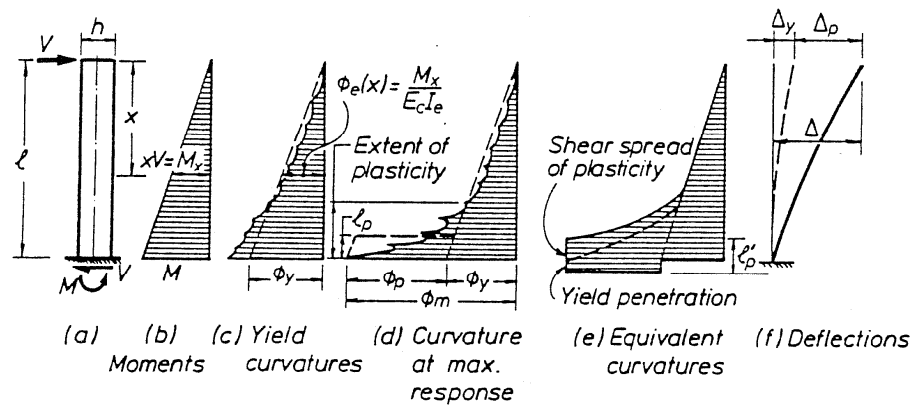


Figura 7.6. Diagramele de moment și curbura, precum și deformațiile unei console prismatice din beton armat (Paulay și Priestley, 1992).

Ductilitatea unui element structural încovoiat poate fi evaluată analitic folosind relația (6.12). 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 pe 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 7.7). Acestea sunt zonele în care se vor forma articulații plastice 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 7.8 este prezentat modul de formare al 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 încovoiator și a forței tăietoare. Atunci când momentul își schimbă semnul, 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. Rigiditate 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 capacități, corespunzătoare formării articulațiilor plastice la cele două capete ale grinzilor. În plus, în zonele disipative, secțiunea trebuie să aibă o rezistență suficientă la forță tăietoare pentru a limita efectele acesteia.

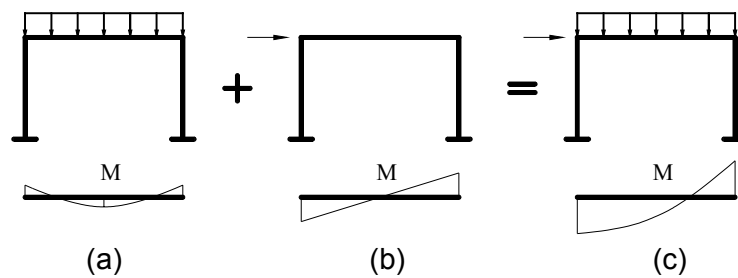


Figura 7.7. Diagrama de momente încovoietoare pe riglă într-un cadru de b.a. solicitat din încărcări gravitaționale (a), seismice (b) și gravitaționale+seismice (c).

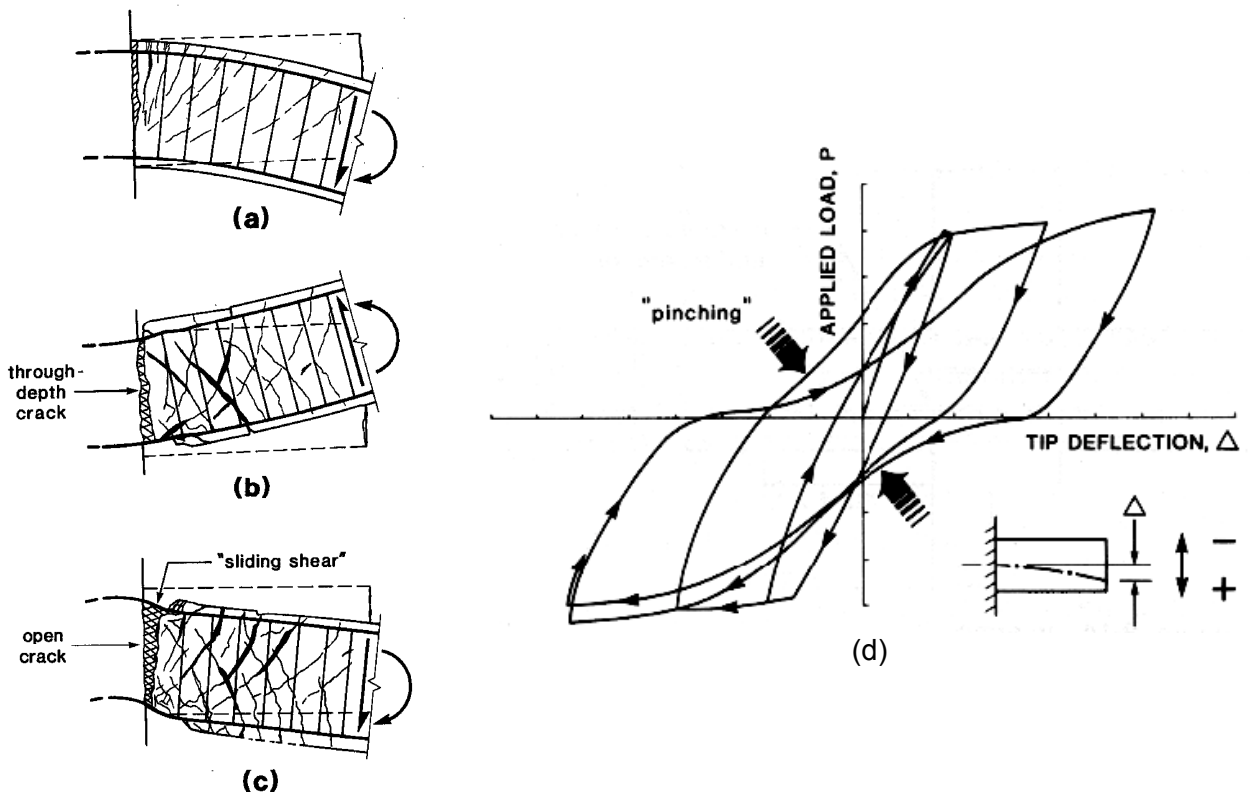


Figura 7.8. Articulație plastică în grinzi cu forță tăietoare ridicată (a, b, c) și răspunsul forță-deplasare a unei astfel de grinzi (d), Derecho și Kianoush, 2001.

O grindă solicitată de încărcări gravitaționale are momente negative pe reazeme și pozitive în câmp (vezi Figura 7.7a). Această diagramă d 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 7.9a). Pe lângă preluarea momentelor încovoietoare, armătura înclinată care rezultă din această dispunere prezintă avantajul de a prelua forța tăietoare. Etrierii sunt dispuși relativ rar, mai mult din condiții constructive. Astfel, o grindă armată pentru încărcări gravitaționale are majoritatea armăturii longitudinale la partea superioară a secțiunii în dreptul reazemelor și la partea inferioară în câmp. Este de notat faptul că din condiții constructive, o parte din armătură nu va respecta acest tipar.

Modul de armare se schimbă radical în cazul unei grinzi care face parte dintr-un cadru disipativ solicitat seismic. Din efectul combinat al încărcărilor gravitaționale și ale celor seismice, momentul încovoietor de pe reazem ia și valori pozitive (vezi Figura 7.7c). Deoarece sensul acțiunii seismice este arbitrar, ambele capete ale grinzilor vor fi sollicitate atât la momente pozitive, cât și la momente negative în gruparea seismică de încărcări. Această situație impune folosirea unor arii de armătură similare la partea superioară și la cea inferioară a secțiunii, adică folosirea unor armături drepte pe toată lungimea riglei (vezi Figura 7.9b). 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 sollicitate seismic se realizează prin armătura transversală (etrieri). În zonele disipative, etrierii sunt 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 active pentru orice sens al acesteia

Pe lângă cele expuse mai sus, pentru ca zonele disipative să poată forma articulații plastice stabile, trebuie asigurate 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 sollicitate gravitațional, în special la armătura inferioară (vezi Figura 7.9).

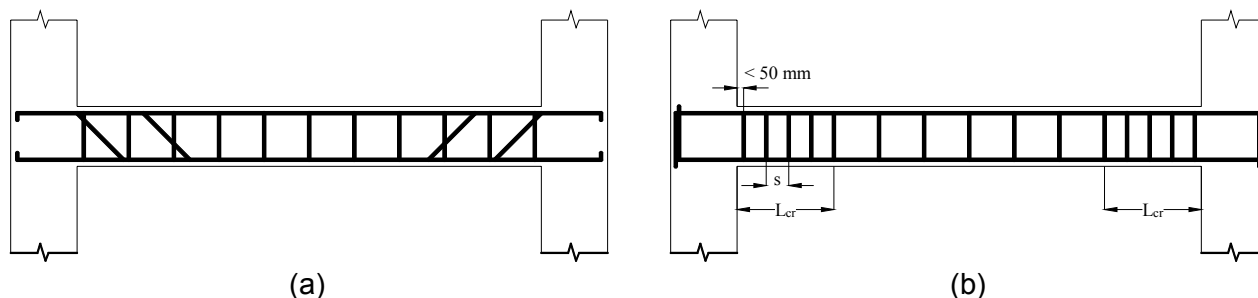


Figura 7.9. Detalii tipice de armare a unei grinzi sollicitate la încărcări gravitaționale (a) și a unei grinzi parte dintr-o structură disipativă amplasată într-o zonă seismică (b).

Stâlpi

Stâlpii structurilor în cadre sunt elemente nedisipative iar normele antiseismice conțin prevederi care au ca și scop asigurarea acestei cerințe (vezi 7.3.5). Excepție fac zonele de la partea inferioară a stâlpilor de la baza structurii, unde sunt permise 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 dispunerea armăturilor longitudinale și a celor transversale în vederea obținerii unei **confinări** bune a betonului și eliminarea cedării din **forță tăietoare**. Confinarea este cu atât mai importantă în cazul stâlpilor, cu cât aceste elemente sunt sollicitate și la forțe axiale mari, pe lângă momentele de încovoiere și forțele tăietoare. În Figura 7.10a sunt prezentate detalii

tipice de armare a unui stâlp cu secțiunea rectangulară cu etrieri. Astfel, pentru o bună confinare a secțiunii, este necesară (1) dispunerea de armăturilor longitudinale intermediare, (2) fixarea armăturilor longitudinale prin intermediul unor etrieri sau agrafe, (3) 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 (4) dispunerea mai deasă a etrierilor în zonele plastice potențiale.

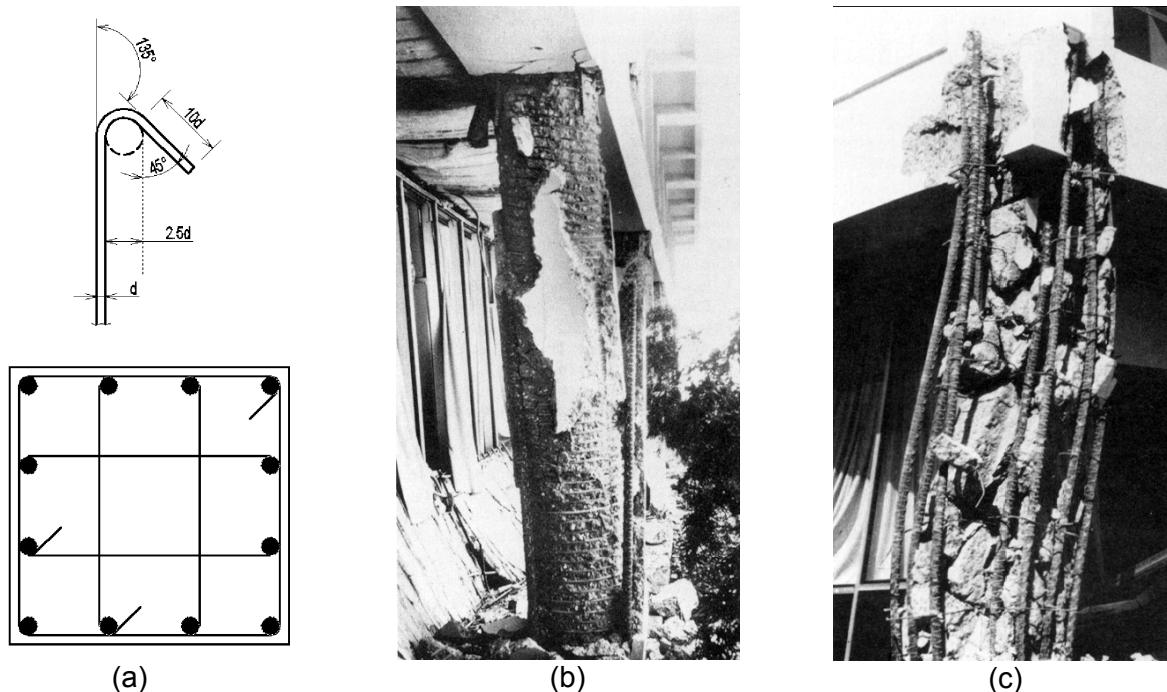


Figura 7.10. Detaliu tipic de armare a unui stâlp (a) – P100-1 comentarii; degradarea severă a unui stâlp circular fretat (b) și a unui stâlp cu secțiune rectangulară cu etrieri (c) Derecho și Kianoush, 2001.

Spre exemplificarea importanței armăturii transversale pentru asigurarea unui răspuns inelastic superior al elementelor din b.a., în Figura 7.10 b și c se prezintă doi stâlpi ale 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 7.10b și-a păstrat integritatea, în timp ce stâlpul rectangular din Figura 7.10c, cu armături transversale inadecvate a fost practic dezintegrat.

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. 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 din armături în zona înnădirii. De aceea, trebuie evitate înnădirile armăturilor din stâlpi în zonele plastice potențiale, în special a înnădirilor 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 bună. Comportarea pereților la încărcări laterale depinde în primul rând de raportul dintre înălțimea și lățimea acestuia. Pereții cu înălțimea apropiată de lățime au un comportament dominat de forfecare. Cei cu un raport între înălțime și lățime mai mare de 2 au un comportament guvernat de încovoiere și reprezintă cazul tipic la clădirile multietajate. Mecanismul plastic la astfel de pereți structural îl reprezintă formarea unei

articulații plastice la baza peretelui, iar principiile de asigurare a unui comportament ductil sunt similare cu cele prezentate în cazul riglelor și a 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 mai bună este prevederea unor tălpi sau a unor bulbi (vezi Figura 7.11).

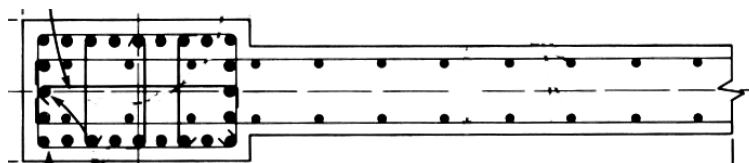


Figura 7.11. Detaliu de perete structural cu bulbi (Derecho și Kianoush, 2001).

7.3.4. Nodurile cadrelor

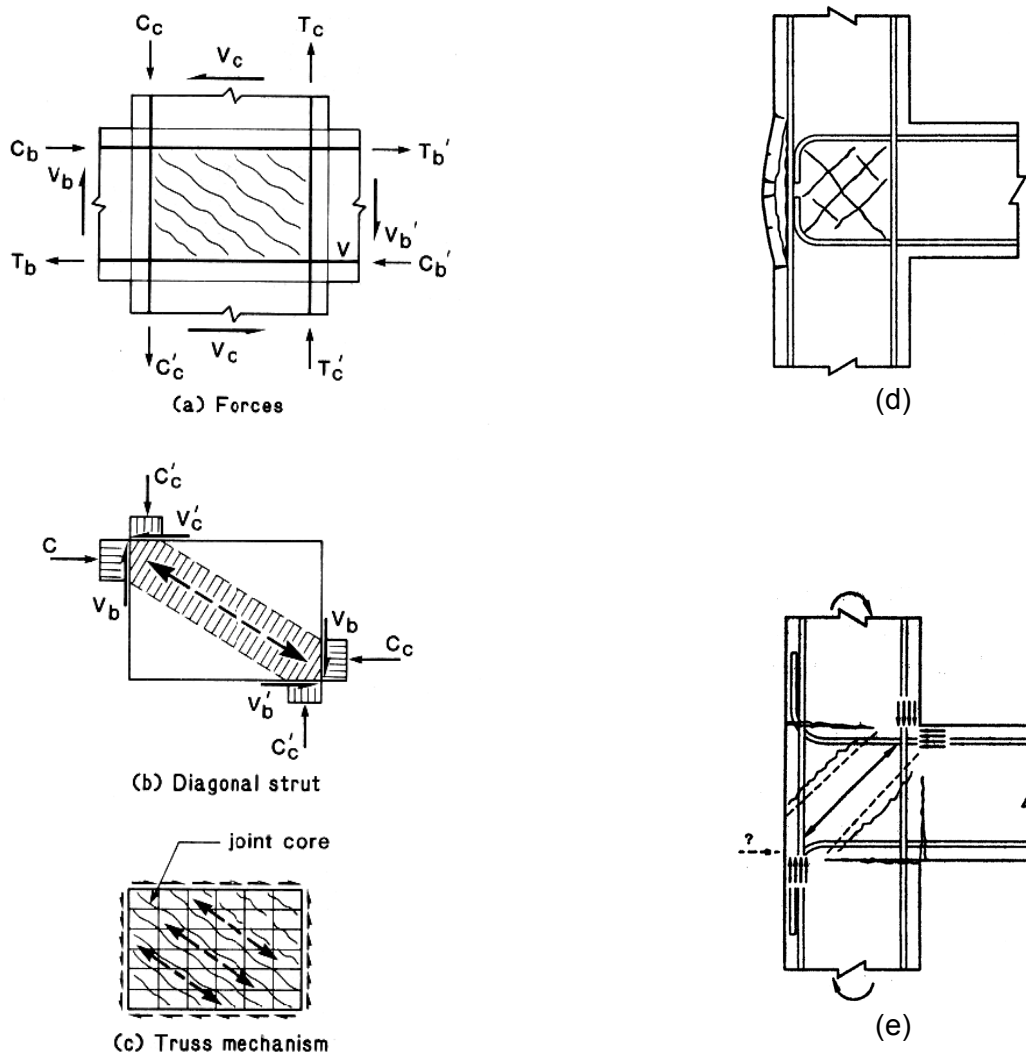


Figura 7.12. Starea de eforturi și mecanismele de preluare a forței tăietoare într-un nod (a, b, c) - Derecho și Kianoush, 2001; detalierea armăturilor longitudinale din riglă pentru asigurarea mecanismului de diagonală comprimată (d, e) - Priestley, 1997.

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 astfel dimensionate și detaliate ca rezistența acestora să fie suficientă pentru deformațiile plastice să nu se formeze în nod, ci în rigle. 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 cadrelor.

Forța tăietoare este preluată în noduri prin două mecanisme (vezi Figura 7.12):

- 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 7.12d). 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 în general dispunerea unor armături transversale (etrieri) 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 scădere a rigidității. Pentru a asigura o aderență suficientă a armăturilor longitudinale, sunt folosite două măsuri. Prima este de a reduce fisurarea din zona nodului, prin asigurarea unor dimensiuni corespunzătoare ale nodului (stâlpului) și armarea transversală (etrieri) a nodului. Cea de-a doua se realizează asigurând o lungime de ancoraj a armăturilor longitudinale mai mare decât în cazul elementelor solicitate din încărcări neseismice.

7.3.5. Ductilitatea structurii

Chiar dacă elementele unei structuri sunt conformate astfel ca să asigure un comportament ductil, structura per ansamblu poate avea un comportament seismic necorespunzător dacă deformațiile inelastice se concentrează într-un număr limitat de elemente, formând un mecanism plastic parțial (vezi Figura 5.20b). Ductilitatea la nivel de structură este asigurată prin dimensionarea elementelor structurale astfel ca să fie asigurat un mecanism plastic global (vezi Figura 5.20a). Asigurarea unui mecanism plastic global asigură:

- numărul maxim de zone disipative și deci o capacitate ridicată de disipare a energiei seismice de întreaga structură
- 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

Un mecanism plastic de tip global implică formarea articulațiilor plastice în rigle, cu excepția bazei 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 nod (vezi Figura 7.13). Pentru a ține cont de un moment capabil în rigle mai mare decât cel de calcul, cât și de efectul consolidării, P100-1/2006 transcrie această cerință prin relația:

$$\sum M_{Rc} \geq 1.3 \sum M_{Rb} \quad (6.13)$$

considerând un coeficient de 1.3 pentru a ține cont de momentul plastic probabil mai mare decât cel de calcul și consolidare. În relația (6.13) s-au folosit notațiile: $\sum M_{Rc}$ - suma momentelor capabile ale stâlpilor care concură în nod. Se va ține cont de efectul forței axiale din combinația seismică de încărcări; $\sum M_{Rb}$ - suma momentelor capabile ale riglelor care concură în nod

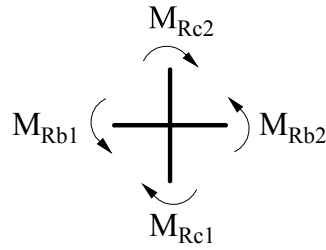


Figura 7.13. Echilibrul momentelor încovoietoare la un nod interior pentru o structură în cadre.

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, se crede că principiul de "stâlp tare – riglă slabă" va limita formarea articulațiilor plastice în stâlpi, asigurând un mecanism plastic global.

Printr-o dimensionare structurală pereților structurali li se poate asigura o ductilitate bună, dar aceștia au dezavantajul unei redundanțe reduse (un perete izolat are o singură zonă disipativă – articulația plastic de la bază). Un sistem structural care pe lângă rezistența, rigiditatea și ductilitatea pereților structurală oferă și un plus de redundanță sunt pereții cuplați. Aceștia sunt alcătuiți din (cel puțin) doi pereți legați prin intermediul unor grinzi de cuplare (vezi Figura 7.14a). Un mecanism 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, aceste sunt supuse unor forțe tăietoare ridicate, care în general ar implica un comportament fragil. Totuși, dacă grinda de cuplare folosește o armare specială diagonală (vezi Figura 7.14b), se poate obține un comportament inelastic foarte ductil. Folosind principiile de proiectare bazată pe capacități, armarea grinzilor de cuplare trebuie astfel realizată ca acestea să se plastifice înainte formării articulațiilor plastice la baza pereților structurali, asigurând un mecanism plastic global.

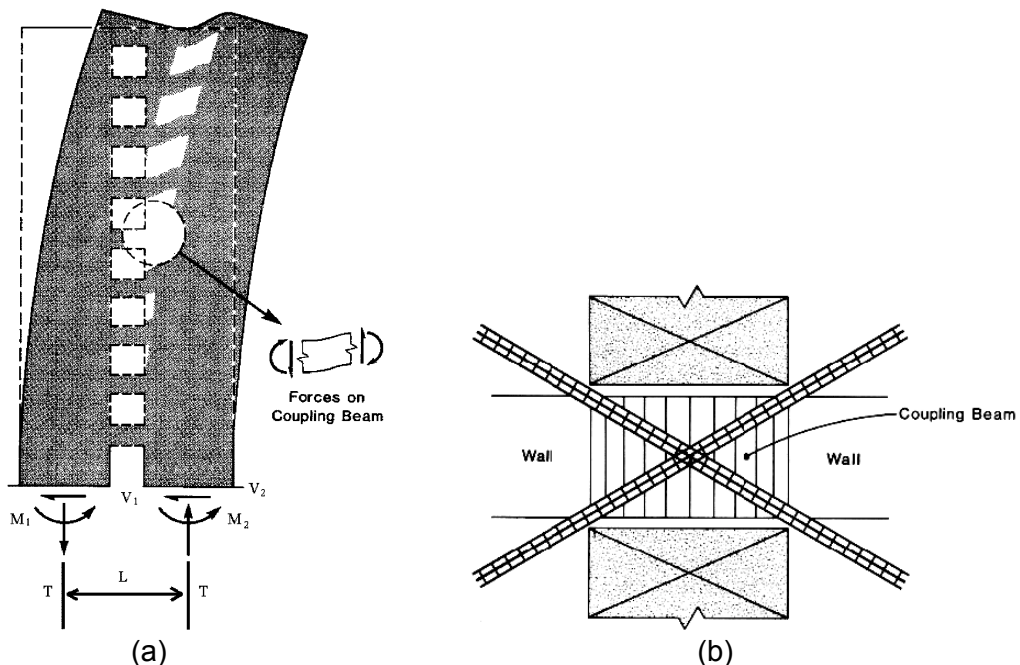


Figura 7.14. Eforturile dintr-un perete cuplat (a) și armarea diagonală a grinzii de cuplare (b), Derecho și Kianoush, 2001.