

**ANIDIS - SSN: Commentario al D.M. 16.1.1996**  
e alla Circ. n.65/AA.GG. del 10.4.1997 del Ministero LL.PP.

**CAP. 8 - EDIFICI CON STRUTTURA INTELAIATA**  
**(All. 1 alla Circ. LL.PP. n.65/AA.GG. del 10 Aprile '97)**  
(Antonello De Luca, Roberto Realfonzo)

**SOMMARIO**

8.1. Generalità	8.3
8.1.1. Le verifiche in relazione alle azioni di tipo sismico: resistenza, duttilità ed energia	8.3
8.1.2. Aspetti del comportamento sperimentale	8.6
8.2. Esame ragionato delle indicazioni costruttive per strutture in c.a., commenti e miglioramenti possibili	8.16
8.2.1. Definizioni	8.17
8.2.2. Travi	8.18
8.2.3. Pilastri	8.30
8.2.4. Nodi trave-pilastro	8.36
8.2.5. Pareti	8.39
8.3. Bibliografia	8.45
8.4. Simbologia	8.46



## **CAP. 8 - EDIFICI CON STRUTTURA INTELAIATA**

**(All. 1 alla Circ. LL.PP. n.65/AA.GG. del 10 Aprile '97)**

(Antonello De Luca, Roberto Realfonzo)

### **8.1. GENERALITA'**

L'Allegato 1 della Circolare Ministeriale relativa alle Istruzioni per l'Applicazione del D.M. 16.1.1996, fornisce le prescrizioni costruttive da adottarsi per le strutture in cemento armato, con particolare riferimento ai dettagli ed ai requisiti minimi di armatura da utilizzare rispettivamente negli elementi trave, pilastro nonché nei nodi di collegamento trave-pilastro e nelle pareti. La necessità di rispettare tali prescrizioni deriva dalle acquisizioni conseguite in campo scientifico sul comportamento delle strutture in cemento armato sottoposte ad eccitazioni di tipo sismico di forte intensità, acquisizioni confortate dalla esperienza accumulata a seguito della osservazione dei danni registrati nei terremoti degli ultimi decenni.

Le risultanze scientifiche hanno mostrato infatti, come si recita anche nell'Allegato 1 della Circolare, l'importanza di conferire sia ai singoli elementi che alle strutture nel loro complesso, una adeguata duttilità locale e globale.

Considerato che il termine duttilità è stato piuttosto abusato, e che inoltre esso viene a volte adoperato in maniera impropria (volendosi con esso sintetizzare e semplificare comportamenti anche molto diversificati), è probabilmente più giusto parlare di riserve plastiche del sistema strutturale.

È necessario quindi garantirsi, con prescrizioni normative adeguatamente supportate da analisi teoriche e sperimentali, che la fuoriuscita dal campo elastico non determini comportamenti inaspettati o di tipo fragile che sono caratterizzati da rotture locali che impediscono di utilizzare il contributo di tutta la struttura impegnata nel suo complesso al di là del campo elastico.

Questa impostazione della nuova normativa (che in maniera molto implicita era comunque presente anche nelle precedenti normative italiane), seppure non ancora del tutto allineata con i codici sismici internazionali più moderni, è piuttosto innovativa nell'esplicitare la necessità di conferimento alla struttura di un adeguato livello di duttilità, sia a livello locale (dell'elemento) che a livello globale, ovvero nel sottolineare l'importanza delle riserve plastiche della struttura.

Nel presente capitolo, prima di passare ad un esame ragionato delle prescrizioni normative contenuto nell'Allegato 1, si è ritenuto pertanto opportuno fornire alcuni elementi di base sui concetti di duttilità ed energia e sulle verifiche in relazione alle azioni di tipo sismico per consentire ai progettisti, che avessero meno confidenza, di familiarizzare con questi aspetti di base. Inoltre, un ampio spazio verrà dedicato all'esame del comportamento ciclico evidenziato dalle strutture in cemento armato in occasione di prove sperimentali anche allo scopo di evidenziare l'effetto di una corretta progettazione dei dettagli costruttivi sulle capacità dissipative degli elementi e delle strutture.

Il taglio di questa prima parte risulterà piuttosto didattico e, pertanto, ne può essere omessa la lettura da parte di chi ha già confidenza con gli aspetti suddetti.

#### **8.1.1. LE VERIFICHE IN RELAZIONE ALLE AZIONI DI TIPO SISMICO: RESISTENZA, DUTTILITA' ED ENERGIA**

Uno dei motivi del successo sempre riscontrato nella valutazione della sicurezza strutturale dal metodo delle tensioni ammissibili, basato sul considerare il comportamento in campo elastico lineare della struttura e di ogni sua parte, deriva dal vantaggio di non prevedere alcuna deformazione residua allo annullarsi delle azioni applicate sulla struttura stessa.

Il superamento della soglia elastica determina, allo scarico, ovvero in corrispondenza della eliminazione della forza agente, una deformazione plastica residua. È superfluo sottolineare come queste deformazioni residue possano essere indesiderate soprattutto nelle condizioni di servizio della struttura ma potrebbero invece accettarsi, seppure con certe limitazioni, e con la garanzia di non intaccare la sicurezza al collasso, in condizioni più eccezionali, con probabilità di occorrenza più rara, come, in caso di azioni sismiche, quelle corrispondenti a terremoti violenti caratterizzati da un elevato periodo di ritorno.

Si ricorda, a tal proposito, come si distinguano generalmente due livelli di prestazione per la sicurezza sismica: il primo, al servizio, richiede l'assenza di danni e si ritiene debba essere soddisfatto nei riguardi di una azione di intensità media ("terremoto di servizio") caratterizzato da un periodo di ritorno circa pari alla durata della "vita utile" della struttura; il secondo, allo stato ultimo, richiede che sia evitato il collasso della struttura e si ritiene debba essere soddisfatto nei riguardi di un "sisma violento" caratterizzato da un periodo di ritorno molto superiore alla vita utile (nell'EC8 il sisma violento deve avere periodo di ritorno pari a 475 anni).

Per ciò che concerne le verifiche di sicurezza in relazione alle azioni di tipo sismico è chiaro che, per quanto detto al paragrafo precedente di questo capitolo, ed anche in altri capitoli, un'analisi limitata al campo elastico non può prevedere con sufficiente approssimazione il reale comportamento della struttura sotto l'azione di terremoti violenti, in quanto sotto azioni di questo tipo la struttura è progettata ipotizzando una consistente fuoriuscita dal campo elastico.

Una valutazione della sicurezza più consapevole potrebbe pertanto derivare da un'analisi della struttura in campo plastico. In tale ipotesi è necessario controllare sia le resistenze, garantendosi che le sollecitazioni siano minori delle azioni ultime sulla struttura:

$$S < R$$

sia le deformazioni, garantendo, anche in tal caso, che quelle derivanti dalle azioni esterne (richieste  $\delta_r$ ) siano minori di quelle ultime della struttura (disponibilità  $\delta_d$ ):

$$\delta_a < \delta_d$$

Nella analisi plastica pertanto il criterio di collasso è definito non solo da una verifica di resistenza ma anche da una verifica di deformazione. A tal proposito va anzi precisato che i collassi sia dei singoli elementi che della struttura sono di solito governati dal raggiungimento delle deformazioni ultime. E' questo il motivo per cui tanto spesso si parla di progettazione basata sulla duttilità in quanto ci si riferisce alle verifiche in termini di deformazioni ultime. Queste ultime sono poi adimensionalizzate rispetto alle deformazioni al limite elastico ottenendo quindi le duttilità ultime disponibili.

Si può dire quindi che in campo plastico la classica disequaglianza:

$$S_d < R_d$$

(che esprime che le sollecitazioni di calcolo devono essere minori delle resistenze di calcolo) che serve a garantire lo stato limite ultimo, viene espressa in termini di deformazioni o duttilità. Pertanto l'azione  $S_d$  si fa corrispondere alla richiesta in termini di duttilità  $\mu_r$  e la resistenza di calcolo  $R_d$  la si fa corrispondere alla duttilità disponibile  $\mu_d$ . La verifica dunque è fornita da:

$$\mu_r < \mu_d$$

e questa disequaglianza deve essere verificata sia a livello locale (elemento) che globale (struttura nel suo complesso).

Premesso, dunque, che un calcolo in campo plastico è ovviamente più vicino al vero rispetto ad un calcolo (e ad una verifica) in campo elastico, vanno sottolineate alcune limitazioni insite in tale procedura che condizionano l'effettiva possibilità di utilizzare tale metodologia per valutare la sicurezza in relazione ad azioni di tipo sismico.

Una prima difficoltà nasce dalla verifica in termini di duttilità espressa dalla relazione suddetta (ovvero che la duttilità disponibile sia minore di quella richiesta dall'azione applicata alla struttura).

Infatti per effettuare correttamente tale verifica è necessario stabilire, con riferimento alle richieste in termini di duttilità, la relazione tra le richieste a livello globale (struttura), locale (elemento) e quelle sulla sezione ed infine

sul materiale. Lo stesso discorso vale anche per le disponibilità di duttilità ovvero è necessario stabilire relazioni tra queste disponibilità in termini locali e globali.

Queste relazioni non sono sempre di facile determinazione soprattutto per azioni cicliche quali quelle sismiche e per escursioni in campo fortemente plastico.

Un altro aspetto che non viene colto da una verifica indirizzata ad un controllo delle deformazioni plastiche e delle resistenze ultime è relativo alle capacità dissipative esistenti nella struttura sia a livello locale che a livello globale. Facendo riferimento infatti a due sistemi strutturali che abbiano le stesse riserve in termini di resistenze e di deformazioni plastiche quali quelli rappresentati in Fig. 8.1, è evidente, dalla stessa Fig. 8.1, come i due sistemi siano caratterizzati da energie dissipabili (solitamente indicate come capacità dissipative) ben diverse. È chiaro che la variabile capacità dissipativa debba giocare un ruolo importante nella definizione della migliore prestazione di una struttura soggetta ad azioni cicliche.

Per i motivi suddetti negli ultimi anni sono state formulate alcune critiche ( Bertero, 1977) all'approccio progettuale basato sulla duttilità e sono state proposte altre alternative.

L'approccio energetico, già presente in nuce nei lavori di Housner e ripreso in altri lavori (De Luca e Serino, 1989) trova inquadramento se si fa riferimento all'equazione del moto per un sistema ad un grado di libertà:

$$m \ddot{x} + c \dot{x} + F_s(x) = 0$$

che integrata tra l'istante iniziale del sisma ed un generico istante  $t$  fornisce:

$$E_k(t) + E_\xi(t) + E_A(t) = E_I(t)$$

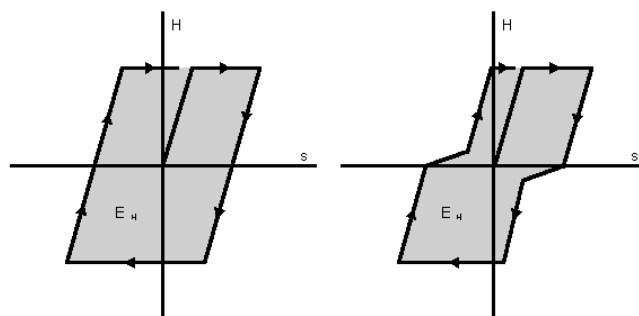
dove:

$E_k(t)$  è l'energia cinetica;

$E_\xi(t)$  è l'energia dissipata dallo smorzatore viscoso;

$E_A(t)$  è l'energia assorbita dalla forza di richiamo;

$E_I(t)$  è l'energia d'ingresso.



**Fig. 8.1** - Risposta ciclica di due oscillatori elastoplastici con eguali resistenza e duttilità: effetto del degrado sulla dissipazione energetica.

In particolare l'energia  $E_A(t)$  assorbita si può dividere nell'aliquota elastica  $E_{EI}(t)$  ed in quella di isteresi  $E_H(t)$  derivante dal comportamento plastico. Si ha pertanto:

$$E_k(t) + E_\xi(t) + E_{EI}(t) + E_H(t) = E_I(t)$$

Nell'istante  $t_q$  in cui è ripristinata la condizione di quiete, ovvero al cessare dell'evento sismico, tale relazione diviene:

$$E_\xi(t) + E_H(t) = E_I(t)$$

che esprime come l'energia globale di ingresso  $E_I(t_q)$  sia trasformata nella somma dell'energia viscosa  $E_\xi(t_q)$  e di quella isteretica  $E_H(t_q)$ .

In particolare, se il sistema rimane elastico sarà  $E_H(t_q)=0$  e quindi tutta l'energia viene dissipata mediante smorzamento viscoso:

$$E_\xi(t_q) = E_I(t_q).$$

Se, al contrario, numerose sono le escursioni in campo plastico, ed il rapporto tra il coefficiente di smorzamento viscoso e quello critico è di poche unità per cento (cosa che usualmente si verifica nelle strutture ordinarie), si avrà  $E_\xi(t_q) \ll E_I(t_q)$  e pertanto:

$$E_H(t_q) \cong E_I(t_q)$$

che esprime che l'energia del sisma si trasforma in energia dissipata istereticamente nei vari elementi della struttura. E' chiaro che affinché la struttura non collassi la capacità dissipativa della struttura (energia isteretica disponibile) deve essere maggiore dell'energia di ingresso del sisma.

Pertanto nella classica disequaglianza utilizzata nella verifica:

$$S_d < R_d$$

l'azione  $S_d$  corrisponde all'energia d'ingresso del sisma (richiesta) e la resistenza  $R_d$  all'energia dissipabile dalla struttura (disponibilità).

L'approccio energetico, pur essendo equivalente a quello basato sulla duttilità, presenta pertanto il vantaggio di affrontare il problema in termini di bilancio: da un lato vi è l'energia del sisma e dall'altro quella dissipata, solitamente nei nodi della struttura. Una struttura con elevato  $E_H$  è una struttura globalmente duttile ovvero con nodi duttili e stabili e con un elevato numero di zone dissipative. L'approccio energetico, tuttavia, è difficilmente codificabile in algoritmi di calcolo di facile utilizzo e, pertanto, non appare perseguibile nella pratica professionale; per tale motivo non è esplicitamente inserito nelle normative.

Nel seguito, al fine di fornire gli elementi di base del comportamento ciclico delle strutture in cemento armato, ci si soffermerà sugli aspetti essenziali di tale comportamento evidenziati dalle numerose campagne sperimentali effettuate in passato. In tale sede verranno inoltre sottolineati gli effetti di una accurata progettazione dei dettagli costruttivi sulle capacità dissipative degli elementi strutturali e verrà, pertanto, chiarito come attraverso una corretta progettazione di tali dettagli si possano incrementare le capacità dissipative di tutti gli elementi di una struttura intelaiata e quindi migliorare la resistenza sismica della struttura nel suo complesso (conferendo una maggiore  $E_H$  disponibile al sistema).

## 8.1.2. ASPETTI DEL COMPORTAMENTO SPERIMENTALE

### Introduzione

Al punto 2.2.3. (*“Limiti di validità dell'azione sismica convenzionale”*), è stato sottolineato come il D.M. del 16 gennaio 1996, oggetto di questo documento, preveda, nel caso di un calcolo allo stato limite ultimo, un livello delle forze sismiche di progetto eguale a quello previsto dall' Eurocode 8 (1994) per edifici classificabili ad alta duttilità (coefficiente di struttura  $q = 5$ ). Tuttavia, sempre in quella sede, si fa giustamente notare come tale livello delle forze di progetto derivi, nell' Eurocodice 8 (EC8), da un presupposto di duttilità disponibile da parte della struttura pari a 5 (si dice testualmente: *“la sopravvivenza della struttura ... è legata alla sua capacità di sostenere senza perdita di integrità uno spostamento pari a 5 volte quello di snervamento”*) e, soprattutto, come tale disponibilità alla deformazione in campo post-elastico possa essere ottenuta soltanto adoperando un'adeguata procedura progettuale (procedure di questo tipo sono oramai ben delineate all'interno di tutte le normative internazionali, Eurocodice 8 compreso).

Per la progettazione di strutture intelaiate in cemento armato, al fine di conseguire un sufficiente livello di duttilità (di cui la struttura, di natura, non dispone), è necessario porsi quale “obiettivo” la formazione, in occasione dei terremoti più violenti attesi, del cosiddetto “meccanismo globale”, ossia di un meccanismo che contempli la formazione di “cerniere plastiche” concentrate nelle sole sezioni di estremità delle travi (oltre che alle inevitabili cernierizzazioni delle basi delle pilastre).

Ad un meccanismo siffatto, infatti, si assoceranno richieste plastiche locali ragionevolmente contenute ed una buona dissipazione energetica.

Una procedura progettuale in grado di perseguire con successo l'obiettivo suddetto deve essere basata sul rispetto delle regole sinteticamente di seguito ricordate:

- favorire un comportamento prevalentemente flessionale evitando che sopravvenga una rottura, piuttosto fragile ed associata ad una scarsa dissipazione energetica, connessa a sollecitazioni di taglio;
- favorire la plasticizzazione delle travi rispetto a quella dei pilastri fornendo a questi ultimi un'adeguata sovrarresistenza;
- garantire l'integrità dei nodi trave-pilastro anche in condizioni di sisma violento;
- fornire sufficiente duttilità alle zone degli elementi strutturali in cui si prevede saranno concentrate le maggiori richieste di deformazione anelastica (duttilità locale).

In una logica energetica i punti su elencati si traducono nel progetto di una struttura che, qualora sottoposta ad azioni sismiche, evidenzia un'elevata capacità deformativa dei suoi elementi (duttilità) associata ad un comportamento ciclico stabile e, pertanto, sia in grado di dissipare una notevole quantità di energia.

I requisiti suddetti possono essere conseguiti solo abbinando ad una corretta progettazione strutturale la cura dei particolari costruttivi sia in sede di progettazione che di esecuzione; essenzialmente a tale aspetto è dedicato l'Allegato 1 alla Circolare concernente le Istruzioni per l'applicazione della normativa sismica.

Tuttavia, come riportato nella Circolare suddetta, le regole progettuali stabilite nell'Allegato 1 sono necessarie ad *"assicurare un minimo di duttilità"*, ma *"il rispetto di tale regole non esclude che qualche meccanismo di rottura fragile possa verificarsi"*.

Consentendo che, in occasione di terremoti di forte intensità, le strutture fuoriescano dal regime elastico, le normative sismiche (tra cui anche la recente norma italiana) accettano, dunque, implicitamente un certo danneggiamento degli elementi strutturali (travi, pilastri, nodi); tuttavia, non deve essere mai pregiudicata la sicurezza rispetto al collasso ("requisito di non collasso") e, pertanto, il danneggiamento, che di fatto risulta concentrato nelle zone sedi delle maggiori richieste plastiche ("zone critiche"), deve risultare contenuto entro limiti accettabili. E' necessario assicurare, inoltre, un comportamento ciclico in campo post-elastico "stabile", ossia non condizionato da rotture di tipo fragile né da fenomeni che comportano un degrado di resistenza degli elementi strutturali; sono da evitare, dunque, comportamenti che conducono:

- ad una riduzione della capacità di deformazione plastica;
- ad una ridotta dissipazione energetica;
- ad una diminuzione della resistenza.

Una buona progettazione antisismica richiede, dunque, un'approfondita conoscenza del comportamento strutturale in campo post-elastico, con una particolare attenzione al caso dei carichi ciclici; questi ultimi, infatti, introducono un'ulteriore variabile attraverso il degrado delle proprietà delle strutture in funzione del numero di cicli e dell'ampiezza delle deformazioni plastiche ad essi associate.

La letteratura scientifica su tale argomento è ricca di osservazioni sul comportamento sperimentale di elementi e strutture in c.a. sotto azione ciclica. Non mancano inoltre informazioni dedotte dall'osservazione dei danni prodotti sulle strutture dai terremoti. Si ricordano, tra gli altri, gli stati dell'arte prodotti dal Comitato Euro-international du Beton (CEB 1993, CEB 1996).

Prima di passare ad un esame approfondito delle prescrizioni normative introdotte nell'Allegato 1 si forniranno alcuni cenni sul comportamento ciclico sperimentalmente evidenziato da elementi in cemento armato.

### **I materiali**

Per quanto attiene i materiali si riportano nel seguito brevemente alcune considerazioni concernenti il comportamento ciclico di calcestruzzo ed acciaio nonché del loro legame di interazione.

Calcestruzzo - In Fig. 8.2 viene presentato un diagramma tensione-deformazione ottenuto da una prova sperimentale di compressione ciclica su un provino di calcestruzzo: sono evidenti i cicli di isteresi ottenuti al

crescere del livello deformativo imposto. Si nota come in condizioni di prova di compressione ciclica, man mano che viene incrementata la deformazione, gli elementi in calcestruzzo mostrino un sensibile degrado di rigidezza e di resistenza. Tuttavia il degrado di resistenza non è associato alla sollecitazione ciclica essendo già evidente in prove di tipo monotono: la curva  $\sigma - \epsilon$  derivante da una prova monotona coincide difatti con l'involuppo ciclico delle curve rappresentate in Fig. 8.2.

Quanto suddetto è confermato anche da prove cicliche condotte a deformazione costante: in tal caso, infatti, è stato notato un sensibile degrado di resistenza al crescere del numero di cicli, degrado tanto maggiore quanto maggiore è la deformazione attinta, tuttavia incrementando la deformazione imposta l'involuppo ciclico torna a coincidere con la curva di carico monotona.

I fenomeni di degrado del calcestruzzo compresso si traducono, ovviamente, in un degrado anche per gli elementi inflessi o presso-inflessi e pertanto vanno necessariamente limitati. La tecnica adoperabile per limitare tali fenomeni di degrado consiste essenzialmente nel confinare il calcestruzzo mediante l'introduzione di un'opportuna armatura trasversale. Il confinamento del calcestruzzo, infatti, comporta una sensibile riduzione della pendenza del ramo discendente della curva  $\sigma - \epsilon$  (riduzione del degrado di resistenza) e conduce ad un incremento della resistenza massima e della deformazione a rottura.

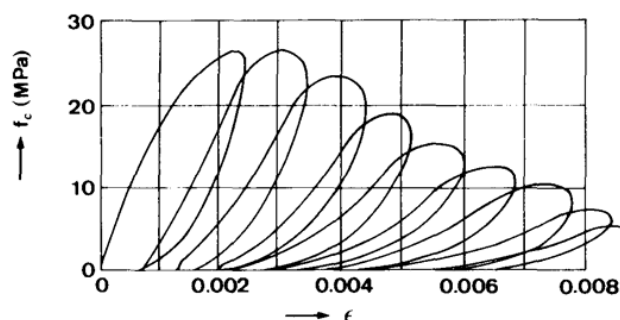


Fig. 8.2 - Test di compressione ciclica sul calcestruzzo: relazione  $\sigma - \epsilon$  (Wakabayashi, 1989).

A tal proposito in Fig. 8.3 si mostrano i diagrammi tensione-deformazione (in figura  $f_c - \epsilon_c$ ) ottenuti per via analitica al variare della percentuale  $\rho_s$  delle staffe. Le curve sono state ottenute applicando il legame costitutivo tensione-deformazione del calcestruzzo confinato proposto da Kent e Park (1971).

Si nota la sensibile diminuzione del degrado di resistenza sul tratto discendente della curva conseguente all'incremento della percentuale delle staffe.

La relazione analitica dovuta a Kent e Park, tarata sulla base di prove sperimentali, presenta un tratto ascendente costituito da una parabola di secondo grado invariante con il confinamento e caratterizzato da una tensione massima pari alla resistenza cilindrica  $f'_c$  del calcestruzzo (in Fig. 8.3  $f'_c=27.6 \text{ N/mm}^2$ ) che si raggiunge per una deformazione pari allo 0.2%.

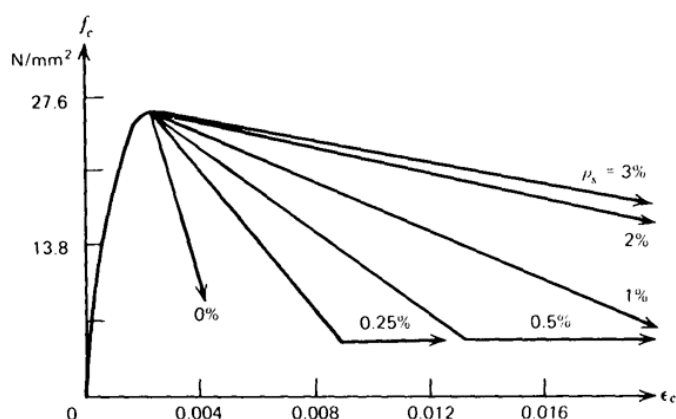


Fig. 8.3 - Influenza del confinamento sul legame  $\sigma - \epsilon$  del calcestruzzo (Kent e Park , 1971).

Tale legame non riproduce, pertanto, l'incremento, pur notato sperimentalmente, della resistenza massima connesso all'aumento del confinamento. Va detto, tuttavia, che l'aumento suddetto della tensione massima risulta in realtà piuttosto limitato e, talvolta, non è stato apprezzato nelle prove di laboratorio.

Acciaio - L'acciaio presenta un comportamento isteretico sufficientemente stabile ossia, come si può vedere in Fig. 8.4, privo di particolari fenomeni di degrado. Va ricordato, tuttavia, che pericolosi fenomeni di degrado possono essere riscontrati in presenza di instabilità delle barre nella fase di compressione.

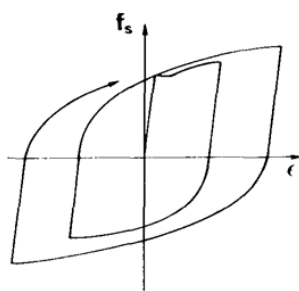
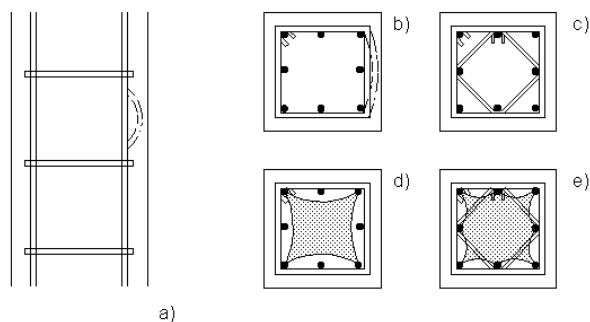


Fig. 8.4 - Comportamento isteretico dell'acciaio (Wakabayashi, 1989).

Va sottolineato, comunque, che negli elementi in cemento armato l'instabilità delle barre longitudinali compresse è impedita dalla presenza del calcestruzzo di ricoprimento. Quando però, a causa delle elevate tensioni di compressione, si riduce l'effetto di contenimento del calcestruzzo circostante la barra, può verificarsi l'instabilità laterale di quest'ultima. Ciò provoca una improvvisa ed irreversibile perdita di capacità portante dell'elemento in c.a. interessato dal fenomeno suddetto.

Al fine di limitare tale effetto è necessario limitare mediante disposizione di staffe trasversali la lunghezza libera d'inflessione delle barre (Fig. 8.5a). Va tuttavia ricordato che le staffe esercitano un efficace contenimento solo sulle barre longitudinali disposte negli angoli della staffa stessa (Fig. 8.5b) e, pertanto, diviene necessario prevedere un articolata staffatura per limitare gli effetti instabilizzanti anche di barre longitudinali eventualmente disposte in posizione intermedia lungo le facce dei pilastri (Fig. 8.5c).



**Fig. 8.5** - Instabilità dell'armatura longitudinale e contenimento offerto dalle staffe (Wakabayashi, 1989).

La disposizione di una staffatura del tipo mostrato in Fig. 8.5c, inoltre, risulta più efficace anche ai fini del confinamento del calcestruzzo. Il confronto tra la Fig. 8.5d e la Fig. 8.5e mostra, infatti, come la staffatura multipla ( Fig. 8.5e), oltre a ridurre il problema dell'instabilità delle barre longitudinali compresse, consente di incrementare la zona di calcestruzzo confinato.

Interazione acciaio-calcestruzzo - Per quanto attiene il legame di interazione tra i due materiali (noto come "aderenza"), va detto che, a causa della natura intrinseca del legame stesso, i risultati sperimentali relativi a prove di sfilamento sono fortemente influenzati dalle caratteristiche dei campioni e dalle modalità di prova. L'analisi dei risultati sperimentali ha evidenziato, già in campo monotono, come il meccanismo di aderenza sia essenzialmente connesso a tre diversi fenomeni:

- adesione chimico-fisica;
- presenza di fenomeni attritivi;
- presenza di bielle di calcestruzzo compresse conseguenti alla microfessurazione della matrice cementizia ("interlocking meccanico").

L'adesione, tuttavia, si manifesta solo inizialmente per bassi valori delle tensioni tangenziali e scompare irreversibilmente in condizioni di incipiente scorrimento. Pertanto, il comportamento del legame di aderenza risulta fortemente condizionato dall'evoluzione dei due meccanismi di attrito e di interlocking meccanico; per valori molto bassi dello scorrimento si attiva esclusivamente la resistenza connessa alla microfessurazione essendo la resistenza attritiva mobilitata solo per valori di scorrimento significativi; per valori elevati dello scorrimento la fessurazione è tale che le bielle di calcestruzzo sono oramai praticamente assenti e la resistenza complessiva è connessa pertanto alla sola presenza dei fenomeni attritivi.

Per ciò che concerne il comportamento ciclico, entrambi i meccanismi resistenti, attritivo e di interlocking meccanico, mostrano un rapido degrado al crescere del numero di cicli a parità di scorrimento imposto. Tuttavia, al crescere dello scorrimento la resistenza connessa ai fenomeni attritivi mostra un certo recupero a causa del rigenerarsi dei fenomeni fessurativi.

Il legame ciclico sperimentale dell'aderenza riportato in Fig. 8.6 mostra come i cicli di isteresi siano piuttosto affusolati ed indicativi di un comportamento scarsamente dissipativo e fortemente degradante.

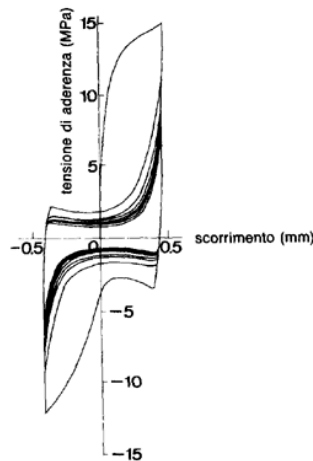


Fig. 8.6 - Relazione ciclica tensioni tangenziali di aderenza vs scorrimento (Wakabayashi, 1989).

L'andamento sperimentale mostrato in figura è coerente con quanto detto in precedenza.

Il primo ciclo, coincidente nel tratto ascendente iniziale con una classica curva tensine tangenziale  $\tau$  - scorrimento ottenuta da prove di aderenza di tipo monotono, presenta con evidenza il fenomeno dell'adesione (resistenza allo sfilamento della barra mobilitata a scorrimento nullo) fino ad un valore di  $\tau$  pari a circa 5 Mpa; successivamente con lo svilupparsi dei fenomeni fessurativi si manifesta un incremento di  $\tau$  connesso all'ingranamento meccanico (interlocking) tra i denti della bassa ed il calcestruzzo circostante (formazione di bielle compresse) con un massimo della  $\tau$  pari a circa 15 Mpa che, nel caso in esame, rappresenta il valore massimo della resistenza.

Oltre tale limite si verificano fenomeni di rottura delle bielle compresse di calcestruzzo che compromettono definitivamente il legame interattivo affidando, in pratica, alla sola componente attritiva la residua resistenza. L'irreversibilità del fenomeno spiega l'andamento dei cicli successivi al primo.

Tutte le considerazioni appena menzionate hanno ricadute importanti sulle scelte progettuali.

E' chiaro, infatti, che, per i motivi suddetti, risultano indesiderati comportamenti governati dall'aderenza e, pertanto, è bene curare, sia in fase di progetto che in fase costruttiva, tutti i dettagli che in qualche modo influenzano l'interazione acciaio-calcestruzzo. Diviene importante, ad esempio, lo studio degli ancoraggi delle barre, delle modalità con cui effettuare la sovrapposizione delle armature, nonché dei particolari costruttivi. Va, inoltre, sottolineato come l'aderenza acciaio-calcestruzzo sia positivamente condizionata dalla presenza di una pressione di compressione trasversale: tale pressione trasversale può essere fornita da un adeguata armatura trasversale di confinamento o, come accade nei nodi trave-pilastro, può derivare dalla presenza di sforzi di compressione assiale agenti ortogonalmente alle barre.

### Gli elementi inflessi

La conoscenza del comportamento ciclico dei materiali e della loro interazione, di cui si è detto nei paragrafi precedenti, risulta utile per comprendere i fenomeni che caratterizzano il comportamento sotto azioni di tipo ciclico di elementi inflessi e pressoinflessi.

Numerose sono le prove sperimentali in regime ciclico condotte su elementi in c.a. prevalentemente inflessi (travi) ovvero su elementi per i quali l'entità dello sforzo normale è tale da risultare trascurabile.

Le tipologie e le modalità di prova adottate nella grande maggioranza dei casi, sono state dei seguenti tipi:

- prove effettuate su travi a mensola soggette ad un carico trasversale sull'estremo libero;

- prove condotte su travi doppiamente appoggiate imprimendo un carico in prossimità della mezzeria;
- prove effettuate su sub-assemblaggi trave-colonna.

Le prove, condotte quasi sempre a deformazione imposta, sono state generalmente effettuate imponendo cicli di carico ad ampiezza crescente. I risultati sperimentali, tradotti in diagrammi carico-spostamento, momento-rotazione ovvero momento-curvatura, hanno evidenziato gli aspetti fondamentali del comportamento ciclico degli elementi. Va detto preliminarmente che molte esperienze riguardano elementi di sezione trasversale simmetrica, armati simmetricamente, riproducendo quindi una configurazione atipica per elementi "trave", generalmente dissimmetrici, e semmai propria di elementi "colonna" per i quali, tuttavia, l'influenza dello sforzo normale non è trascurabile.

Riassumendo brevemente le considerazioni riportate in letteratura, il comportamento sperimentale ha evidenziato le seguenti caratteristiche (Fig. 8.7):

- a) la curva ottenuta per inviluppo dei cicli di isteresi coincide, in genere, con la curva di carico ottenibile da prove monotone: non si denota, pertanto, un degrado di resistenza connesso all'azione di carichi ciclici;
- b) la curva forza-spostamento ottenuta da prove monotone (detta "curva di inviluppo monotono") presenta un comportamento elastico fino al punto di formazione delle prime fessure in corrispondenza del quale si osserva un graduale incremento di deformabilità. Il comportamento non lineare post-fessurativo è governato dalla diffusione delle fessure, dal "tension-stiffening" e dagli scorrimenti delle barre tra le fessure; un ulteriore abbattimento di rigidità si nota successivamente, in corrispondenza dello snervamento delle barre tese. Una volta raggiunto il valore ultimo della resistenza possono verificarsi fenomeni di degrado dovuti allo schiacciamento del calcestruzzo e/o a problemi di instabilità laterale delle barre compresse; i legami ciclici sperimentali evidenziano un "degrado di rigidità allo scarico" ovvero una rigidità iniziale in fase di scarico che si riduce al crescere della deformazione attinguta in fase di carico. A carico trasversale nullo si misurano, inoltre, deformazioni residue dovute principalmente alla presenza di deformazioni plastiche nelle barre di acciaio teso ovvero a scorrimenti residui tra le barre stesse ed il calcestruzzo circostante. A causa di tali scorrimenti residui può accadere che le fessure eventualmente formatesi non si richiudano perfettamente.
- c) I cicli di isteresi presentano una forma particolare: essi appaiono come pizzicati ("pinched") è ciò a causa di un complesso fenomeno che nella terminologia anglosassone viene chiamato "pinching". Il "pinching", che risulta più o meno accentuato in funzione di alcuni parametri (entità dello sforzo normale, livello delle sollecitazioni di taglio, etc.), si traduce di fatto in una riduzione dell'energia dissipabile e, pertanto, risulta indesiderabile. Il fenomeno può essere brevemente descritto in quanto segue:
  - in seguito all'applicazione del carico si verificano lesioni in corrispondenza della zona tesa della trave;
  - all'atto dell'inversione del carico, prima ancora che tutte le fessure formatesi in precedenza possano richiudersi, si manifestano ulteriori lesioni in corrispondenza delle nuove fibre tese con conseguente drastica riduzione dell'aliquota di calcestruzzo resistente. Pertanto, la sollecitazione flettente viene in pratica affidata alle sole barre d'acciaio: si spiega così l'incremento di deformabilità conseguente;
  - procedendo nella fase di ricarico le lesioni in zona compressa tendono a richiudersi ed il calcestruzzo subisce una "riattivazione" della sua funzione resistente che si traduce in un progressivo irrigidimento;
- d) dopo tale irrigidimento (che conclude il fenomeno di "pinching") si verifica generalmente uno snervamento delle barre tese e, dunque, un nuovo aumento della deformabilità dell'elemento;
- e) sotto cicli ripetuti la tendenza è circa costante (con un progressivo "degrado di rigidità al ricarico").

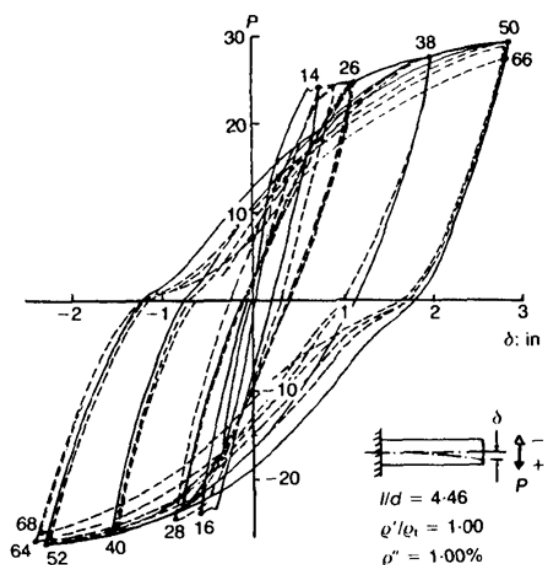


Fig. 8.7 - Relazione carico-spostamento per una trave a mensola in c.a. (Ma et al., 1976).

Va notato che la figura 8.7, reperita in letteratura, mostra i risultati di una prova sperimentale condotta effettuando per ogni livello di spostamento imposto tre cicli. Il primo ciclo per ogni livello deformativo è riportato con un tratto pieno mentre, per maggiore chiarezza i due cicli successivi sono mostrati con una linea tratteggiata.

Si è detto in precedenza come in genere non si manifestino degradi della resistenza connessi all'azione di carichi ciclici. Tuttavia, è talvolta possibile osservare un progressivo degrado di resistenza degli elementi inflessi ciclicamente.

Le cause di un simile comportamento sono dovute ai seguenti fenomeni di deterioramento:

- degrado delle proprietà meccaniche del calcestruzzo compresso, provocato dal continuo chiudersi e riaprirsi delle fessure (inoltre, per la presenza di scorrimenti tra i piani delle lesioni causate da sforzi di taglio ovvero a causa dell'accumulo di piccoli detriti, non si osserva mai una perfetta chiusura delle fessure);
- deterioramento ciclico del legame di aderenza acciaio-calcestruzzo con conseguente incremento della dimensione delle fessure;
- "dowel action", ossia trasferimento degli sforzi di taglio in corrispondenza di lesioni che interessano l'intera altezza dell'elemento, lì dove sono solo le barre di acciaio ad opporsi all'azione flettente, che causa un ulteriore degrado dell'aderenza tra i due materiali.;
- espulsione del copriferro;
- instabilità delle barre compresse.

Come già ricordato in precedenza, i fenomeni che comportano degrado della resistenza possono essere, se non evitati, almeno limitati mediante accorgimenti tecnici.

Le prove sperimentali condotte su subassemblaggi strutturali, quali ad esempio i nodi trave-pilastro, hanno evidenziato un altro importante fenomeno, noto come "rotazione dell'estremità vincolata" (nella dizione anglosassone "fixed end rotation"). Si tratta, difatti, di una rotazione, che si verifica all'interfaccia trave-pilastro, o anche in corrispondenza delle sezioni di collegamento tra le pilastrate e le fondazioni, dovuta essenzialmente allo scorrimento delle barre nel calcestruzzo circostante (problemi di ancoraggio) e/o alle deformazioni anelastiche dell'acciaio, particolarmente accentuate in fase post-snervamento. Tale rotazione modifica anche fortemente la risposta dell'elemento e, conseguentemente, delle strutture nel loro complesso, traducendosi di fatto in un sostanziale incremento di deformabilità ovvero in una risposta ciclica caratterizzata da un "pinching" molto accentuato e, conseguentemente, meno dissipativa. Anche in tal caso, tuttavia, una progettazione attenta allo

studio dei dettagli costruttivi (ad es. studi degli ancoraggi delle barre nelle zone nodali) può consentire di contenere gli effetti connessi a questo comportamento indesiderato.

Per quanto riguarda gli elementi in c.a. con armatura asimmetrica, che riproducono più fedelmente l'effettiva tipologia dell'elemento trave, le prove sperimentali hanno confermato la tendenza generale appena descritta, anche se la risposta evidenzia chiaramente cicli dissimmetrici che confermano l'esistenza di due direzioni resistenti ben distinte, dette comunemente direzione debole e direzione forte. Un esempio di risposta ciclica di elementi dissimmetrici è riportato in Fig. 8.8.

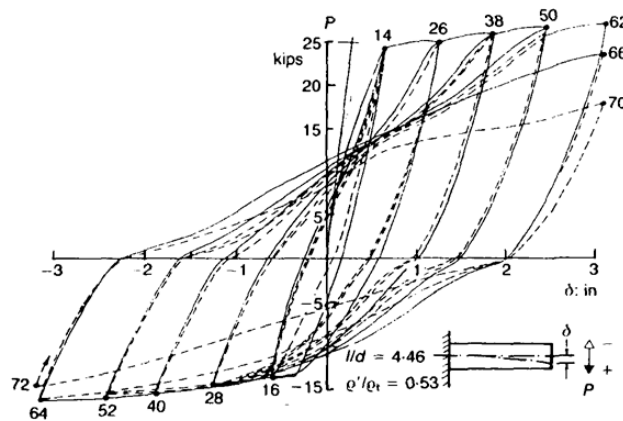


Fig. 8.8 - Curva carico-freccia per una trave a mensola in c.a. con armatura asimmetrica (Ma et al., 1976).

La prova è realizzata con le stesse modalità di quella riportata in Fig. 8.7.

### Gli elementi presso-inflessi

Per ciò che concerne gli elementi pilastro, ossia elementi in cui non è più trascurabile la presenza dello sforzo normale, le prove sperimentali sono state generalmente effettuate su colonne progettate in accordo con i codici sismici, ossia su elementi simmetrici (sia per geometria che per armatura), caratterizzati da un'elevata staffatura e basse percentuali delle armature longitudinali (per altro sempre ben ancorate), soggetti ad un livello di sforzo normale generalmente contenuto.

I risultati salienti derivati dalla sperimentazione sono riassunti in quanto segue (vedi Fig. 8.9 dove si riportano le curve momento-rotazione ottenute per un elemento in c.a. al variare del rapporto  $N/N_0$  tra lo sforzo normale di prova e la resistenza a compressione del pilastro):

- la resistenza a flessione aumenta all'aumentare dello sforzo normale fino ad un "valore soglia" di quest'ultimo oltre il quale la resistenza diminuisce;
- il fenomeno del "pinching" si riduce significativamente all'aumentare dello sforzo assiale. Ciò è spiegabile con l'osservazione che la presenza dello sforzo assiale di compressione favorisce la chiusura rapida delle lesioni formatesi;
- il degrado della resistenza, manifestato per un susseguirsi di cicli ad ampiezza costante, si esalta incrementando il livello di sforzo normale, anche se l'effetto negativo del carico assiale può essere controbilanciato da un adeguato confinamento (l'effetto benefico del confinamento è tale da annullare, in certe condizioni, praticamente del tutto il degrado di resistenza anche in presenza di valori dello sforzo assiale medio-alti);
- la risposta appare via via meno duttile all'aumentare dello sforzo assiale;

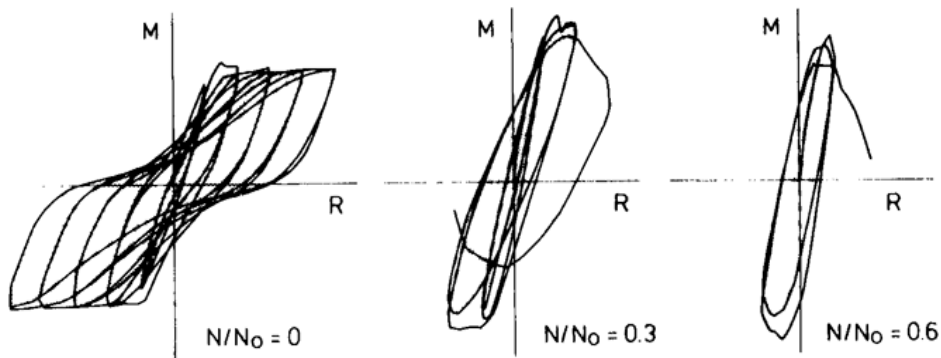


Fig. 8.9 - Curve momento-rotazione per elementi in c.a. al variare del livello di sforzo assiale (Wakabayashi e Minami, 1976).

Infine, si sottolinea che, in presenza di flessione ciclica lungo due direzioni, si riduce, a volte fortemente, la capacità portante dei pilastri e si esaltano tutti quei fenomeni di degrado di cui si è detto in precedenza.

#### Comportamento degli elementi sottoposti ad azione di taglio

Il comportamento sperimentale descritto al paragrafo precedente è relativo ad elementi in cemento armato, inflessi ovvero presso-inflessi, non particolarmente tozzi e comunque a tutte le situazioni nelle quali può essere trascurato l'effetto indotto dalla sollecitazione tagliante.

Si può ragionevolmente accettare di trascurare gli effetti causati da tale caratteristica quando il rapporto  $\alpha$  tra il momento flettente  $M$  ed il prodotto  $(T \cdot d)$  tra il taglio  $T$  e l'altezza utile  $d$  della sezione risulta soddisfare la seguente disequaglianza:

$$\alpha = \frac{M}{T \cdot d} \geq 4$$

in cui  $M$  è il momento flettente,  $T$  il taglio e  $d$  l'altezza utile dell'elemento.

In presenza di sollecitazioni di taglio non trascurabili, ovvero nei casi in cui  $\alpha < 4$ , le prove sperimentali hanno evidenziato i seguenti fenomeni:

- riduzione della duttilità totale al collasso;
- incremento del degrado di resistenza per cicli a deformazione costante;
- notevole aumento del fenomeno del pinching con una conseguente riduzione della capacità dissipativa;
- elevato degrado della rigidezza al crescere del numero di cicli.

A conferma di quanto suddetto, in Fig. 8.10 si riportano i risultati di prove sperimentali di flessione ciclica presentate in (Ma et al., 1976) condotte su due travi che si differenziano solo per la diversa lunghezza essendo eguali tutti gli altri parametri (geometria della sezione trasversale, armature, materiali). Si nota come il ciclo di isteresi relativo alla trave tozza (a sinistra in figura) mostri un degrado decisamente più sensibile, una duttilità ridotta e cicli maggiormente affusolati, che denotano un comportamento meno dissipativo ("pinching" più accentuato).

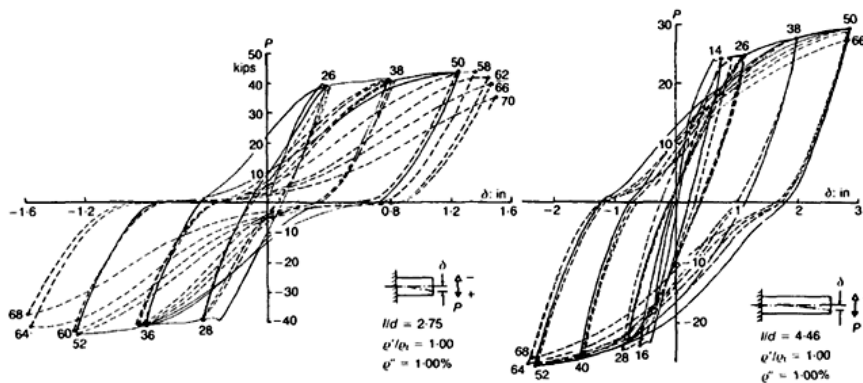


Fig. 8.10 - Curva taglio-rotazione per una trave in c.a. che collassa a taglio (Ma et al., 1976).

Tutte le considerazioni riportate nei paragrafi precedenti si traducono, nelle normative sismiche, in altrettante prescrizioni progettuali atte a favorire i meccanismi più duttili e dissipativi rispetto a quelli fragili e caratterizzati da una scarsa capacità di dissipare l'energia provocata dal sisma. Si è più volte sottolineato come in taluni casi l'applicazione di semplici regole sia progettuali che costruttive e, segnatamente, la cura dei dettagli costruttivi conduca alla realizzazione di strutture che soddisfano determinati requisiti. Nelle pagine che seguono si riportano, pertanto, le regole progettuali indicate dall'Allegato 1 al D.M. in esame.

## 8.2. ESAME RAGIONATO DELLE INDICAZIONI COSTRUTTIVE PER STRUTTURE IN C.A., COMMENTI E MIGLIORAMENTI POSSIBILI

L'Allegato 1 al D.M. 16/1/1996 contiene prescrizioni riguardanti la geometria e le armature longitudinali e trasversali da osservare nel progetto e nell'esecuzione degli elementi che costituiscono le strutture intelaiate in cemento armato, ossia:

- elementi trave;
- elementi pilastro;
- nodi trave-pilastro;
- pareti.

Le prescrizioni contenute nell'Allegato 1 rappresentano i requisiti minimi da soddisfare per ottenere un adeguato comportamento della struttura in campo post-elastico.

In un progetto basato sulle capacità di adattamento plastico degli elementi e della struttura, l'impostazione da assumersi nella fase di progettazione deve necessariamente essere basata sul conseguimento di un "comportamento duttile" e pertanto, come già in qualche caso accennato in precedenza, particolare rilievo assumono le quantità di armatura longitudinale e trasversale, le dimensioni geometriche degli elementi strutturali nonché i dettagli costruttivi.

Le principali motivazioni che concorrono alla definizione delle prescrizioni dell'Allegato 1 possono, molto sinteticamente, essere riassunte nei seguenti punti:

- **limiti geometrici** : è importante proporzionare adeguatamente le dimensioni degli elementi strutturali al fine di evitare la realizzazione di elementi eccessivamente snelli ovvero troppo tozzi (a tal fine vengono stabiliti rapporti da rispettare tra le dimensioni geometriche degli elementi strutturali: altezza, spessore, luce).

Va infatti ricordato che:

- nel caso di elementi eccessivamente snelli possono verificarsi pericolosi ed improvvisi fenomeni di instabilità laterale;
- nel caso di elementi eccessivamente tozzi può divenire predominante l'influenza delle sollecitazioni di taglio e, conseguentemente, il comportamento ciclico risulta meno duttile e dissipativo.

- limiti sulle armature longitudinali: per ciò che concerne le armature longitudinali, affinché si pervenga alla progettazione di elementi strutturali duttili, si dovrà avere rispettivamente:

- nelle travi una percentuale di armatura in trazione compresa entro limiti prestabiliti: in particolare è importante non superare una percentuale massima onde non limitare eccessivamente la duttilità;
- nei pilastri una percentuale di armatura longitudinale complessiva opportunamente limitata al di sotto di una soglia massima, sia per offrire una sufficiente capacità di rotazione plastica alle regioni critiche che per evitare le notevoli difficoltà di realizzazione dei dettagli costruttivi connesse alla presenza di un'eccessiva armatura longitudinale.

Sia nelle travi che nei pilastri vanno comunque disposti quantitativi minimi di armatura longitudinale.

Nella logica suddetta una corretta progettazione prevederà la definizione a priori delle quantità di armature longitudinali da utilizzarsi per le travi ed i pilastri ed una successiva iterazione per il proporzionamento delle dimensioni delle sezioni trasversali degli elementi qualora, pur adottando i limiti massimi di armatura, le verifiche non fossero soddisfatte.

- limiti sulle armature trasversali: sempre al fine di garantire un comportamento sufficientemente duttile è necessario disporre un'adeguata armatura trasversale negli elementi strutturali nonché curarne l'esatta disposizione.

Il rispetto dei limiti sull'armatura trasversale consente di prevenire comportamenti fragili derivanti da:

- insufficiente confinamento del calcestruzzo: un buon confinamento consente di incrementare la deformazione ultima del calcestruzzo e, inoltre, di migliorare l'aderenza tra le barre di acciaio ed il calcestruzzo circostante;
- cattivo sostentamento laterale delle barre longitudinali: l'effetto di sostegno offerto dalle staffe consente di evitare lo svergolamento delle barre longitudinali compresse;
- scarsa resistenza a taglio degli elementi: la crisi per taglio è caratterizzata da un comportamento decisamente più fragile rispetto alla crisi per flessione.

Nel seguito si riportano alcune considerazioni di commento alle prescrizioni dell'Allegato 1; per maggiore chiarezza tali prescrizioni verranno puntualmente riproposte con carattere *corsivo* mentre i commenti saranno in carattere normale. Quale utile termine di confronto si riportano, inoltre, per alcune prescrizioni dell'Allegato, le corrispondenti regole progettuali di alcune normative internazionali e, segnatamente, dell'Eurocode 8 (1994), della normativa ACI 318-89 (American Concrete Institute, 1989) e della Normativa Neozelandese (1982).

### 8.2.1. DEFINIZIONI

Le indicazioni progettuali che vengono di seguito riportate sono relative ad edifici in cemento armato a struttura intelaiata ossia con ossature in cui è possibile distinguere elementi trave ed elementi pilastro sollecitati prevalentemente a flessione o presso-flessione. Per ciò che concerne la definizione di travi e pilastri data dalla normativa sismica italiana si ricorda quanto contenuto nell'Allegato 1:

- *si definiscono travi gli elementi presso-inflessi per i quali lo sforzo normale non supera il valore:*

$$N = 0.05 \cdot A_c \cdot R_{ck} \cdot \chi$$

- *si definiscono pilastri gli elementi presso-inflessi per i quali lo sforzo normale supera il valore:*

$$N = 0.05 \cdot A_c \cdot R_{ck} \cdot \chi$$

*N rappresenta il valore dello sforzo assiale riscontrato in corrispondenza della più sfavorevole condizione di carico in condizioni sismiche;  $A_c$  è l'area della sezione trasversale dell'elemento;  $R_{ck}$  è la resistenza cubica caratteristica a compressione del calcestruzzo;  $\chi$  un fattore pari ad 1, nel caso si utilizzi il Metodo delle Tensioni Ammissibili, pari ad 1.5 per lo Stato Limite Ultimo.*

Pertanto, operando allo stato limite ultimo si ha che la limitazione per gli elementi trave è fornita da:

$$N = 0.075 \cdot A_c \cdot R_{ck}$$

Va osservato come, seguendo tale definizione, può accadere che alcuni pilastri della struttura debbano essere riguardati alla stregua di travi, ovviamente ai soli fini di applicare le prescrizioni del D.M. in esame.

La suddivisione in elementi trave ed elementi colonna è riportata in maniera del tutto analoga anche dall'Eurocode 8 (in seguito più brevemente definito EC8) e dall'ACI 318-89.

In particolare, l'EC8 (1994) riporta le seguenti definizioni:

- trave: elemento strutturale (solitamente orizzontale) soggetto principalmente a carichi trasversali e ad un'azione assiale di progetto normalizzata,  $v_d = N_{sd} / A_c f_{cd}$ , non maggiore di 0.1;
- colonna: elemento strutturale (solitamente verticale) che sostiene altri elementi e/o soggetto ad un'azione assiale di progetto normalizzata,  $v_d = N_{sd} / A_c f_{cd}$ , maggiore di 0.1. dove con  $f_{cd}$  si denota la resistenza cilindrica a compressione di calcolo e con  $N_{sd}$  l'azione assiale di calcolo.

Volendo passare ad una formulazione analoga a quella dell'Allegato 1, essendo (Eurocode 8, 1994):

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1.5} = \frac{0.83 \cdot R_{ck}}{1.5}$$

si ricava che un elemento può considerarsi trave se:

$$N_{sd} \leq 0.055 \cdot A_c \cdot R_{ck}$$

Va sottolineato che, nello spirito di un calcolo allo stato limite ultimo, il valore dello sforzo assiale di calcolo  $N_{sd}$  tiene conto di carichi maggiorati mediante coefficienti di amplificazione dei carichi.

Per l'ACI 318-89, invece, un elemento si considera trave se:

$$N_u \leq 0.1 \cdot A_g \cdot f_c$$

dove, secondo la terminologia ACI,  $N_u$  è lo sforzo assiale di calcolo,  $A_g$  l'area della sezione trasversale dell'elemento ed  $f_c$  la resistenza cilindrica a compressione del calcestruzzo.

Osservando che può porsi:

$$f_c \cong 0.8 R_{ck}$$

è possibile passare anche in tal caso ad una formulazione analoga a quella riportata nell'Allegato.

Si ottiene, pertanto, che, secondo l'ACI 318-89, un elemento è definito "trave" se soddisfa la relazione:

$$N_u \leq 0.08 \cdot A_g \cdot R_{ck}$$

Si nota, in definitiva, come le prescrizioni normative suddette non siano molto dissimili.

## 8.2.2. TRAVI

Si riportano nel seguito le prescrizioni normative, ed i relativi commenti, per gli elementi trave (o "elementi inflessi", nel senso precedentemente definito).

### Limiti geometrici

Devono essere soddisfatte le seguenti limitazioni:

a. La lunghezza libera delle travi non deve essere minore di tre volte l'altezza,  $h$ , della sezione trasversale. In caso contrario l'elemento si definisce "trave corta" e dovrà soddisfare le particolari prescrizioni di cui al paragrafo 4.3 dell'Allegato I (vedi "travi di collegamento" al Par. 8.3.5);

b. la larghezza della trave,  $b$ , non deve essere minore di 200 mm e, per le travi basse comunemente denominate "a spessore", non maggiore della larghezza del pilastro, aumentata da ogni lato di metà dell'altezza della sezione trasversale del pilastro stesso;

Prescrizioni analoghe sono riportate da altre normative. Park (1986), ad esempio, cita le prescrizioni riportate nella Normativa Neozelandese (1982) nella quale si osserva che, al fine di facilitare un efficace trasferimento dei momenti flettenti dalla trave al pilastro, la larghezza della trave non deve essere maggiore della larghezza del

pilastro aumentata da ogni lato di  $1/4$  dell'altezza del pilastro stesso; in ogni caso, la larghezza della trave non deve essere maggiore di 2 volte la larghezza del pilastro.

Paulay e Priestley (1992) chiariscono meglio il significato di tale prescrizione.

Mentre nel caso in cui agiscono i soli carichi gravitazionali i momenti che nascono alle estremità delle travi sono dello stesso ordine di grandezza e di verso contrario (comportamento a trave continua), e pertanto si bilanciano nell'equilibrio nodale, nel caso in cui agiscano sul telaio forze orizzontali i momenti che insorgono alle estremità delle travi (di verso concorde) sono generalmente bilanciati da momenti della stessa entità, che si hanno in corrispondenza delle estremità dei due pilastri posti immediatamente al di sopra ed al di sotto del nodo in esame. Il comportamento nei due casi è, pertanto, sostanzialmente diverso dovendosi, nel caso di forze sismiche, necessariamente assicurare il trasferimento dei momenti flettenti tra travi e pilastri. Per strutture site in zona sismica, dunque, sorge la necessità di riportare le armature longitudinali della trave all'interno dei pilastri adiacenti ed è chiaro che le dimensioni della trave debbano essere pertanto ragionevolmente non troppo più grandi delle corrispondenti dimensioni dei pilastri cui la trave si connette.

Anche l'EC8 fornisce prescrizioni che limitano la larghezza delle travi entro un intervallo prestabilito.

- Il limite inferiore di tale intervallo viene fatto dipendere dalla classe di duttilità per cui si effettua il progetto (alta, media o bassa; vedi EC8, 1994): per la classe alta (DC<sup>H</sup>) la dimensione minima della trave è posta pari a 200 mm e pertanto coincide con il limite proposto dall'Allegato 1.
- Per ciò che concerne il limite superiore l'EC8 riporta una ulteriore giustificazione alla limitazione della larghezza della trave. Nella sezione dedicata alle prescrizioni per ancoraggi e sovrapposizioni ("provisions for anchorages and splices"), infatti, si legge: "per meglio sfruttare l'effetto favorevole della tensione di compressione esistente nel pilastro sull'aderenza delle armature orizzontali che attraversano il giunto (trave-pilastro), la larghezza della trave non dovrà superare la larghezza del pilastro aumentata da ciascun lato di metà dell'altezza della trave stessa. In ogni caso la larghezza della trave non dovrà superare il doppio della larghezza del pilastro" (Fig. 8.11).

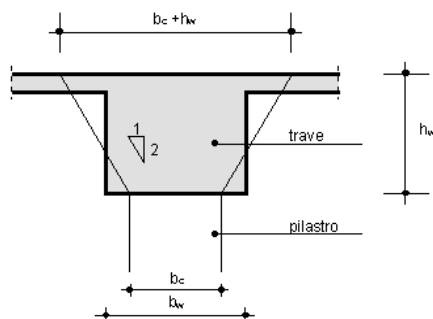


Fig. 8.11. – Larghezza massima della trave (Eurocode 8, 1994).

La norma ACI 318 (1989) fornisce, invece, le seguenti limitazioni:

- larghezza minima:  $b \geq 10$  in  $\approx 250$  mm
- larghezza massima:  $b \leq b_c + 1.5 h$
- dove  $b_c$  indica la larghezza del pilastro ed  $h$  l'altezza della trave stessa.

c. sono da evitare per quanto possibile le eccentricità tra l'asse della trave e l'asse del pilastro concorrenti in un nodo. Nel caso che tale eccentricità superi  $1/4$  della larghezza del pilastro la trasmissione degli sforzi dovrà essere assicurata da armature adeguatamente dimensionate allo scopo (la prescrizione suddetta viene in realtà riportata dall'Allegato al punto 3. – Nodi trave-pilastro);

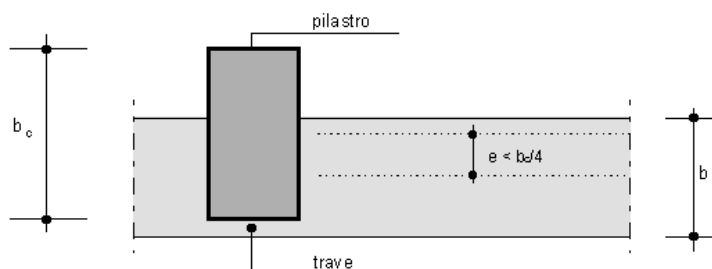


Fig. 8.12 - Eccentricità massima della trave rispetto al pilastro (Eurocode 8, 1994).

La stessa prescrizione viene riportata anche nell'EC8 ove si precisa che la limitazione dell'eccentricità trave-pilastro è necessaria al fine di facilitare lo scambio dei momenti flettenti tra trave e pilastro in regime ciclico (Fig. 8.12).

d. il rapporto  $b/h$  (tra la larghezza e l'altezza della trave) non deve essere minore di 0.25.

Tale limitazione è formulata con lo scopo di condurre ad un dimensionamento geometrico tale da ottenere elementi piuttosto "compatti" per evitare pericolosi fenomeni di instabilità trasversale in campo non lineare.

Su tale prescrizione nelle normative internazionali prese in esame si legge:

- Eurocode 8 - il rapporto  $b/h$  non deve essere minore di 0.40
- ACI 318-89 - il rapporto  $b/h$  non deve essere minore di 0.30

Per ciò che concerne i limiti geometrici delle travi Paulay e Priestley (1992) riportano le prescrizioni della normativa sismica Neozelandese (1982) che, al fine di prevenire fenomeni di instabilità laterale delle travi, la cui probabilità di verificarsi si accresce in seguito ad una riduzione della rigidità dovuta a sollecitazioni flettenti di tipo ciclico in campo non lineare, richiede il rispetto dei seguenti limiti:

- per travi di sezione rettangolare:

$$\begin{aligned} l/b &\leq 25 \\ l \cdot h/b^2 &\leq 100 \end{aligned}$$

dove  $l$  rappresenta la luce netta della trave,  $h$  l'altezza complessiva,  $b$  la larghezza dell'anima.

- per travi con sezione a T o a L:

le limitazioni suddette possono essere incrementate del 50%.

In Park e Paulay (1975) è riportata una breve trattazione del problema dell'instabilità di travi in cemento armato che consente di pervenire ad una giustificazione delle limitazioni suddette (Fig.8.13).

Si rimanda al testo citato per maggiori dettagli.

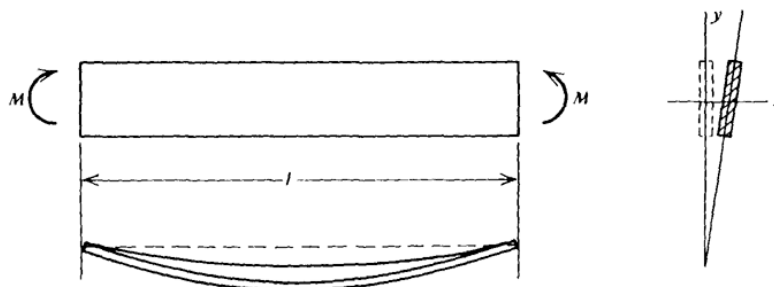


Fig. 8.13 - Instabilità di una trave inflessa (Park e Paulay, 1975).

Qui si vuol soltanto ricordare che, in sostanza, il problema consiste nell'evitare che il momento critico, ossia il valore del momento flettente per il quale si innescano fenomeni di instabilità, sia minore della resistenza flessionale della trave, ossia del momento ultimo. Deve pertanto valere la seguente relazione:

$$M_u < M_{cr}$$

Per una trave in cemento armato, portando in conto i fenomeni di fessurazione del calcestruzzo, il valore del momento critico  $M_{cr}$  è espresso, in maniera semplificata, dalla seguente relazione (Park and Paulay, 1975):

$$M_{cr} = k \cdot \frac{\alpha}{l} \cdot b^3 \cdot h \cdot f_c$$

con:

k costante numerica;

b larghezza della sezione trasversale;

h altezza della sezione trasversale;

l lunghezza libera della trave;

$\alpha$  coefficiente dipendente dalla distribuzione del carico;

$f_c$  resistenza cilindrica a compressione del calcestruzzo.

Potendosi esprimere il momento ultimo come:

$$M_u = k_1 \cdot b \cdot h^2 \cdot f_c$$

con  $k_1$  costante numerica, dalla relazione:

$$M_u < M_{cr}$$

si ottiene:

$$k_1 \cdot b \cdot h^2 \cdot f_c < k \cdot \frac{\alpha}{l} \cdot b^3 \cdot h \cdot f_c$$

da cui:

$$\frac{l \cdot h}{b^2} < k_0$$

avendo posto:

$$k_0 = \frac{k \cdot \alpha}{k_1}$$

Pertanto, alle limitazioni tradizionali imposte al rapporto  $l/b$ , nella norma neozelandese si aggiunge un'ulteriore limitazione che consente di prevenire fenomeni di instabilità flessio-torsionale della trave.

In tal senso la normativa neozelandese appare maggiormente completa.

Si sottolinea infine, che per  $l/b = 25$ , che rappresenta il limite superiore riportato dalla cita normativa neozelandese, la:

$$l \cdot h / b^2 \leq 100$$

diviene:

$$h / b \leq 4$$

che coincide con la prescrizione dell'Allegato 1.

#### Indicazioni sulle armature longitudinali

a. In ogni sezione della trave il rapporto  $\rho$  tra l'area complessiva dell'armatura tesa (sia essa superiore ovvero inferiore) e l'area della sezione trasversale della trave deve essere compreso tra i seguenti due limiti:

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_{yk}} \quad \rho_{\max} = \frac{7}{f_{yk}}$$

dove  $f_{yk}$  è il valore caratteristico della tensione di snervamento dell'acciaio espresso in  $N/mm^2$ .

Il rispetto del limite superiore assicura l'ottenimento di un accettabile duttilità in curvatura della sezione.

E' ben noto come il comportamento di una sezione in cemento armato inflessa è duttile quando la rottura è governata dall'acciaio teso snervato. Per tale motivo, già per i soli carichi gravitazionali, il progetto degli

elementi inflessi viene nella prassi condotto nello spirito di ottenere sezioni "debolmente armate": a minori quantità di armatura si associano infatti maggiori curvature ultime.

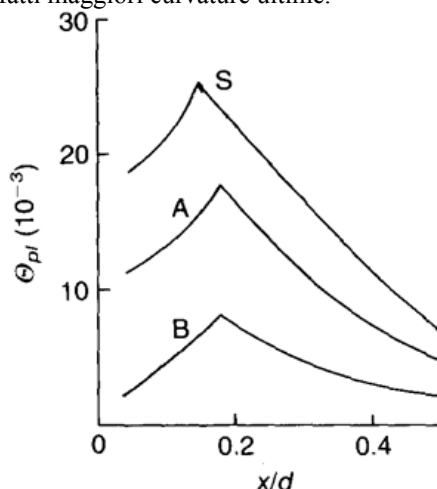


Fig. 8.14 - Rotazioni plastiche in funzione della profondità dell'asse neutro (CEB, 1993a).

In Fig. 8.14 si riporta l'andamento delle rotazioni plastiche per un elemento inflesso in c.a. in funzione della posizione dell'asse neutro a rottura adimensionalizzato rispetto all'altezza utile ( $x/d$ ) e del tipo di acciaio utilizzato per le armature (acciai tipo B, A ed S definiti in CEB-FIP Model Code 1990); un analogo diagramma è riportato anche dalla normativa italiana per le strutture in c.a. (D.M. 9 gennaio 1996 - Fig. 1-I).

Diagrammi di tal genere sono stati ottenuti mediante elaborazione statistica di risultati sperimentali.

Si ricorda a tal proposito il lavoro svolto da Siviero (1976) in cui la curva rotazione plastica -  $\xi = x/d$  fu ottenuta analizzando 350 prove sperimentali effettuate da vari Autori. L'interpretazione statistica dei risultati sperimentali fu ottenuta dividendo il campo di interesse della variabile  $\xi$  in intervalli di ampiezza 0.1; per ciascun intervallo la rotazione plastica  $\Theta$  venne calcolata assumendo il frattile del 5% delle rotazioni plastiche sperimentali ricadenti nell'intervallo in esame, mentre la profondità dell'asse neutro adimensionalizzata fu considerata pari al valore medio dell'intervallo.

Dalla Fig. 8.14 si desume che:

- la rotazione plastica disponibile si riduce all'aumentare della profondità dell'asse neutro a rottura (cosa che avviene all'aumentare del quantitativo di armatura tesa);
- la massima rotazione plastica si ottiene per un valore di  $x/d$ ,  $(x/d)_{lim}$ , cui corrisponde il contemporaneo attingimento della deformazione ultima nel calcestruzzo compresso e della massima deformazione nell'armatura tesa;
- per valori di  $x/d$  più piccoli di  $(x/d)_{lim}$  la crisi della sezione è condizionata dalla armatura tesa che si presenta ovviamente snervata;
- per valori di  $x/d$  più grandi di  $(x/d)_{lim}$  la crisi si ha per schiacciamento del calcestruzzo compresso;

I diagrammi in figura non considerano l'eventuale contributo offerto dall'armatura in compressione e l'effetto di confinamento dato dall'armatura trasversale. Sono ovviamente trascurati, inoltre, tutti i contributi alla rotazione plastica dovuti a fenomeni di tipo ciclico.

Il rispetto della percentuale minima assicura, invece, che il momento ultimo della trave sia maggiore del momento di fessurazione. È necessario evitare la condizione di "debolissima armatura", ossia evitare che all'atto della fessurazione del calcestruzzo l'armatura metallica sia in quantità insufficiente a sopportare lo sforzo di trazione precedentemente assorbito dal calcestruzzo.

La condizione da rispettare, per tutte le sezioni della trave, è pertanto:

$$M_y / M_c \geq 1$$

con  $M_y$  momento cui corrisponde lo snervamento dell'armatura ed  $M_c$  momento di prima fessurazione.

Pertanto, calcolando il momento di snervamento con la formula approssimata:

$$M_y = 0.9 \cdot d \cdot f_{yk} \cdot A_s$$

dove  $A_s$  è l'area dell'armatura metallica nella sezione generica e  $d$  l'altezza utile; ed il momento di fessurazione  $M_c$  con la formula:

$$M_c = f_{ctm} \cdot b \cdot H^2 / 6$$

dove  $f_{ctm}$  è la resistenza a trazione per flessione,  $b$  la larghezza della trave ed  $H$  l'altezza totale; si ottiene:

$$\frac{M_y}{M_c} = \frac{0.9 \cdot 6 \cdot A_s \cdot f_{yk} \cdot d}{b \cdot H^2 \cdot f_{ctm}} \geq 1$$

da cui, posto  $A_c = bH$ , considerando un copriferro adimensionalizzato pari a 0.1 ed imponendo il segno di eguaglianza si ottiene il seguente valore della percentuale geometrica minima di armatura:

$$A_{s,min} / A_c \cong 0.2 \cdot f_{ctm} / f_{yk}$$

Assumendo una resistenza a trazione pari a 3 N/mm<sup>2</sup> dalla precedente espressione si ottiene

$$A_{s,min} / A_c \cong 0.6 / f_{yk}$$

Da tale ultima relazione si deduce, pertanto, come l'Allegato 1 alla norma sismica italiana conduca ad un proporzionamento dell'armatura longitudinale in trazione cautelativo.

Paulay e Priestley (1992) riportano limiti per il minimo di armatura longitudinale in trazione che, se rispettati, conducono al progetto di una sezione in c.a. dotata di momento ultimo almeno il 50% più grande rispetto al momento di prima fessurazione. In particolare per travi a sezione rettangolare Paulay e Priestley riportano:

$$\rho_{min} = 0.25 \cdot \sqrt{f_c} / f_y$$

dove le quantità che compaiono vanno espresse in N/mm<sup>2</sup>.

Da quest'ultima espressione, per un calcestruzzo di classe  $R_{ck}=300$  Kg/cm<sup>2</sup> si ottiene:

$$\rho_{min} = 0.25 \cdot \sqrt{30} / f_y = 1.37 / f_y$$

relazione del tutto analoga alla prescrizione dell'Allegato 1 in oggetto.

Si ricorda, infine, quanto riportato nell'EC8 dove è prescritta una percentuale minima di armatura longitudinale pari a:

$$\rho_{min} = 0.5 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}}$$

dove  $f_{ctm}$  rappresenta la resistenza media a trazione del calcestruzzo.

Osservando i valori di  $f_{ctm}$  riportati nell'Eurocodice 2 nel caso di calcestruzzi ordinari (calcestruzzo di classe C20/25  $f_{ctm} = 2.2$  N/mm<sup>2</sup>; calcestruzzo classe C25/30  $f_{ctm} = 2.5$  N/mm<sup>2</sup>) si ha allora:

$$\rho_{min} = \frac{1.3}{f_{yk}}$$

che, con  $f_{yk}$  al solito espressa in N/mm<sup>2</sup>, risulta molto simile all'indicazione data dall'Allegato 1.

Di seguito si riportano alcuni esempi di calcolo delle percentuali minima e massima di armatura longitudinale. Nel caso di acciai tipici da cemento armato, applicando le espressioni fornite nell'Allegato per  $\rho_{min}$  e  $\rho_{max}$ , si ottiene:

1. acciaio Fe B 38 k:

$$f_{yk} = 375 \text{ N / mm}^2 \rightarrow \rho_{min} = 0.37 \% ; \quad \rho_{max} = 1.87 \%$$

2. acciaio Fe B 44 k:

$$f_{yk} = 430 \text{ N / mm}^2 \rightarrow \rho_{min} = 0.33 \% ; \quad \rho_{max} = 1.63 \%$$

Con le percentuali (minima e massima) dell'armatura longitudinale tesa riportate in precedenza, calcolate per i due tipi di acciaio da cemento armato considerati (Prospetto 2-I; D.M. 9/1/1996), si ottengono i limiti (in cm<sup>2</sup>) per le armature in trazione riportati nelle Tab. 8.1 e Tab. 8.2 per le tre sezioni rettangolari prese in esame.

Tab. 8.1 - Limiti minimo e massimo per le armature tese valutati in caso di acciaio Fe B 38 k.

Sezione	A <sub>s</sub> [cm <sup>2</sup> ]	ρ <sub>min</sub>	ρ <sub>max</sub>	A <sub>t,min</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>t,max</sub> [cm <sup>2</sup> ]
30x50	1500	0.37%	1.87%	5.55	28.05
30x60	1800			6.66	33.66
80x30	2400			8.88	44.88

Tab. 8.2 - Limiti minimo e massimo per le armature tese valutati in caso di acciaio Fe B 44 k.

Sezione	A <sub>s</sub> [cm <sup>2</sup> ]	ρ <sub>min</sub>	ρ <sub>max</sub>	A <sub>t,min</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>t,max</sub> [cm <sup>2</sup> ]
30x50	1500	0.33%	1.63%	4.95	24.45
30x60	1800			5.94	29.34
80x30	2400			7.92	39.12

In Fig. 8.15 sono presentati i legami momento-curvatura ottenuti, al variare della percentuale di armatura, per una trave di sezione rettangolare con base b=30 cm ed altezza H=60 cm.

I diagrammi mostrati sono relativi a 5 situazioni differenti cui corrispondono percentuali geometriche di armatura tesa ρ variabili tra lo 0.5% ed il 4%, mentre l'armatura in compressione in tutti i casi è pari al 50% dell'armatura in trazione (ρ' = 0.5 ρ). Nella figura con h si è indicata l'altezza utile della sezione (h = H - δ); il copriferro δ è stato assunto pari a 3 cm.

Dall'osservazione della Tab. 8.2, ove sono riportati i limiti minimo e massimo delle percentuali di armatura longitudinale in trazione, si evince che nel caso di acciaio FeB44K la percentuale di armatura deve essere compresa tra i seguenti limiti:

$$0.33 \% < \rho < 1.63 \%$$

e, pertanto, i legami momento-curvatura riportati in Fig. 8.15 sono relativi ad alcuni casi di sezioni proporzionate nel rispetto della norma in esame, segnatamente ρ = 0.5%, 1% ed 1.5%, e ad altre situazioni non coerenti con la normativa sismica italiana (ρ = 2% e 4%).

Dalla figura si nota come al crescere del quantitativo di armatura in trazione si ottengano valori crescenti della resistenza ma decrescenti della curvatura ultima disponibile (con chiara riduzione della duttilità). In particolare si osserva come le rotazioni plastiche (h/R) passino da un valore pari a circa il 4% per ρ = 0.5% ad un valore decisamente inferiore e pari a circa lo 0.6% nel caso in cui ρ = 4.0%. Per percentuali della armatura tesa comprese tra 0.5% ed 1.0% (casi che rispettano le prescrizioni dell'allegato) le rotazioni plastiche h/R risultano sempre superiori al 2%.

Risultati analoghi sono ampiamente documentati in letteratura.

I diagrammi momento curvatura suddetti sono stati costruiti adottando per il calcestruzzo compresso il legame costitutivo non lineare con "softening" riportato in (Paulay e Priestley, 1992) e per l'acciaio il legame elasto-plastico con successivo incrudimento tipico dell'acciaio S riportato nel bollettino "CEB-FIP Model Code 1990" (CEB, 1993a).

I materiali adoperati hanno le seguenti caratteristiche meccaniche:

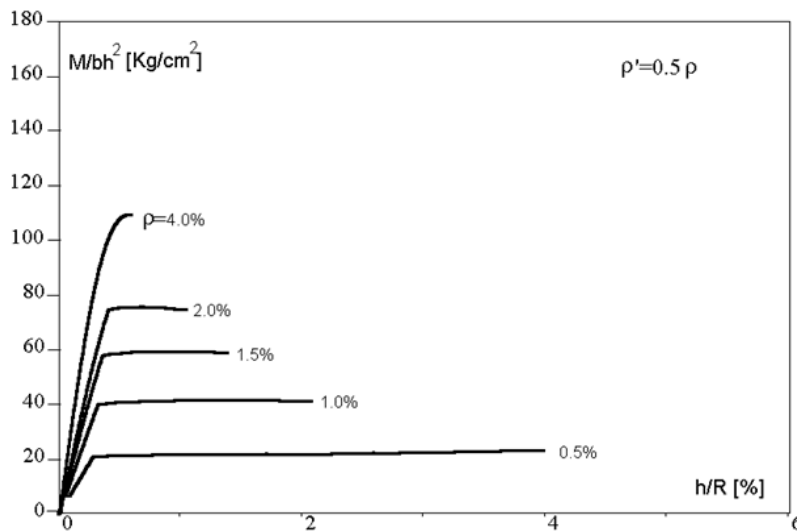


Fig. 8.15 - Diagrammi momento-curvatura al variare della percentuale di armatura tesa.

- calcestruzzo di classe  $R_{ck} = 350 \text{ kg/cm}^2$ , la cui resistenza cilindrica a compressione è:  
 $f_c = 0.83 \cdot R_{ck} = 290.5 \text{ Kg / cm}^2$

mentre la resistenza media a trazione per flessione è pari a:

$$f_{ctm} = 1.2 \cdot f_{ctm} = 1.2 \cdot 0.27 \cdot \sqrt[3]{R_{ck}^2} \cdot 10 = 34.6 \text{ kg / cm}^2$$

ed il modulo elastico  $E_c$  è pari a:

$$E_c = 5700 \cdot \sqrt{R_{ck}} \cdot 10 = 337216 \text{ kg / cm}^2$$

- acciaio FeB44K, con resistenza caratteristica di snervamento:  
 $f_{yk} = 4400 \text{ kg / cm}^2$

e modulo elastico:

$$E_f = 2100000 \text{ kg / cm}^2$$

Il momento di prima fessurazione e la corrispondente curvatura sono stati calcolati ritenendo la sezione totalmente reagente e trascurando il contributo delle armature.

Pertanto il momento di prima fessurazione è fornito con buona approssimazione dalla:

$$M_c = \frac{bH^2}{6} \cdot f_{ctm}$$

mentre la curvatura corrispondente è valutata assumendo l'inerzia della sezione integra:

$$\frac{1}{R_c} = \frac{M_c}{EI} = \frac{12 \cdot M_c}{E \cdot bH^3}$$

La normativa ACI 318-89 riporta i seguenti valori delle percentuali di armatura tesa:

$$\rho_{min} = \frac{200}{f_y}$$

$$\rho_{max} = 0.025$$

dove la resistenza di snervamento dell'acciaio  $f_y$  è espressa in psi.

Per quanto attiene la percentuale minima, effettuando la conversione delle unità di misura, si può allora scrivere:

$$\rho_{min} = \frac{0.007037 \cdot 200}{f_y} \equiv \frac{1.41}{f_y}$$

che, essendo ora  $f_y$ , espressa in  $N/mm^2$ , è confrontabile con l'espressione riportata dall'Allegato 1.

Per ciò che concerne la percentuale massima, che nella norma dell'ACI è indipendente da  $f_y$ , la normativa americana prescrive un limite compatibile più con esigenze di tipo costruttivo che non con problemi di duttilità. È importante infatti, soprattutto per ciò che concerne la realizzazione dei nodi trave-pilastro, che le armature longitudinali siano opportunamente limitate: il diametro, il numero e la disposizione delle barre nelle travi va valutato tenendo in giusto conto i problemi di realizzazione dei nodi in presenza di una "congestione" delle armature.

Va comunque sottolineato che i valori di  $\rho_{max}$  calcolati con l'espressione dell'Allegato 1 per gli acciai più comuni (Tab. 8.1 e Tab. 8.2) sono inferiori al valore proposto dall'ACI 318 (2.5%).

*b. Almeno 2 barre di diametro non inferiore a 12 mm devono essere presenti superiormente ed inferiormente per tutta lunghezza della trave.*

Tale prescrizione, dettata principalmente da scopi pratici, è riportata in maniera analoga anche nell'EC8 e nell'ACI 318-89. Nell'EC8, in particolare, si richiede la presenza di almeno due barre di acciaio S400 (Eurocode 8, 1994) con diametro di 14 mm.

*c. A ciascuna estremità collegata con pilastri, per un tratto pari a due volte l'altezza utile della sezione trasversale, la percentuale (geometrica) di armatura compressa (che chiameremo  $\rho'$ ) suddetta non deve essere minore della metà di quella tesa ( $\rho$ ) presente nella stessa sezione.*

La prescrizione suddetta considera implicitamente un'estensione  $L$  della potenziale "zona critica" pari a  $2h$  ed assicura, in corrispondenza di tali zone critiche, un'accettabile resistenza flessionale in caso di inversione del momento flettente, anche se tale inversione non risulta dall'analisi strutturale.

Inoltre, l'introduzione di un minimo di armatura in zona compressa consente di incrementare la duttilità: infatti l'incremento di armatura in compressione comporta una riduzione della profondità dell'asse neutro a rottura ed il conseguente aumento della duttilità in curvatura della sezione.

L'effetto benefico dell'armatura in compressione sulla duttilità può essere desunto dall'osservazione dei diagrammi momento-curvatura riportati in Fig. 8.16. Tali diagrammi sono stati ottenuti per una sezione rettangolare semplicemente inflessa caratterizzata dalla stessa geometria e dagli stessi materiali descritti in precedenza in sede di commento della Fig. 8.15.

Nella figura si mostrano due famiglie di tre curve ciascuna; ogni gruppo di curve è relativo ad una diversa percentuale geometrica  $\rho$  ( $= A/A_c$  con  $A$  area complessiva di armatura tesa ed  $A_c$  area di calcestruzzo) dell'armatura in trazione ed è stato ottenuto adoperando tre diverse percentuali di armatura compressa  $\rho' = 0$ ;  $\rho' = 0.25 \rho$ ;  $\rho' = 0.5 \rho$ .

Evidentemente solo la percentuale  $\rho'$  più elevata risulta in accordo con la prescrizione suddetta.

Dalla figura è possibile notare come, per una data percentuale di armatura tesa, all'aumentare dell'armatura in compressione si verifichi un lieve incremento di resistenza flessionale ma una sensibile aumento della duttilità in curvatura disponibile. Le rotazioni plastiche  $h/R$  difatti risultano in pratica raddoppiate passando dal caso  $A'/A=0$  a quello relativo a  $A'/A=0.5$ ; nel caso in cui  $A'/A=0.5$  le rotazioni plastiche risultano sempre maggiori del 2%. In definitiva, l'esame della Fig. 8.16 conferma l'importanza della percentuale minima di armatura compressa.

Si ricorda, infine, l'atteggiamento particolarmente conservativo assunto nell'EC8 dove si richiede di disporre una percentuale minima di armatura in compressione in ogni sezione della trave.

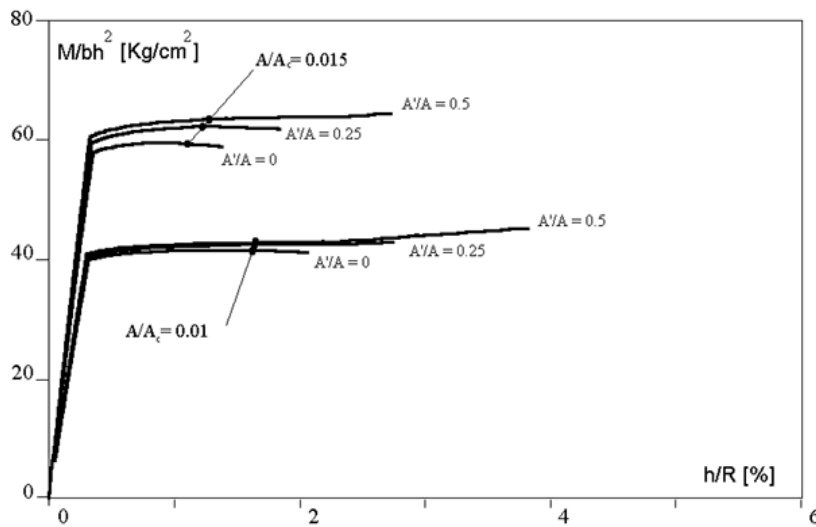


Fig. 8.16 - Influenza dell'armatura in compressione sui diagrammi momento-curvatura.

E' necessario fornire un chiarimento per ciò che concerne la definizione di "zona critica" cui ci si riferirà nuovamente anche in seguito. In precedenza è stato introdotto il concetto di "cerniera plastica"; ora una buona stima della lunghezza effettiva  $l_p$  della cerniera plastica può essere ottenuta adoperando una delle numerose formulazioni empiriche riportate in letteratura (vedi Park e Paulay, 1975). Tra queste si ricordano:

a. la relazione riportata in (Paulay e Priestley, 1992):

$$l_p = 0.08 l + 0.022 d_b f_y$$

con  $l$  lunghezza dell'elemento,  $d_b$  diametro delle barre ed  $f_y$  tensione di snervamento dell'armatura (in MPa);

b. l'espressione dovuta a Mattock (1967):

$$l_p = 0.5 \cdot H + 0.05 \cdot z$$

con  $H$  altezza della sezione e  $z$  distanza della sezione critica dal punto di inversione del momento.

In generale, per le usuali dimensioni di travi e pilastri, dalle relazioni empiriche presenti in letteratura si ottengono valori della lunghezza della cerniera plastica pari a:

$$l_p \cong H$$

con  $H$  altezza dell'elemento. Tuttavia, la cerniera plastica così definita non va confusa con la "regione critica" (ossia con la regione sede delle plasticizzazioni) a cui si riferiscono le prescrizioni normative qui riportate. L'estensione di tale regione, diversa da travi a pilastri (e maggiore di  $0.5 H$ ), viene fornita di volta in volta dalle prescrizioni stesse. A tal proposito, l'Eurocode 8 riporta, nel caso di progetto in classe alta di duttilità (DC"H"), una estensione della regione critica nelle travi eguale a quella prevista dall'Allegato 1 (2h).

d. *Almeno un quarto della massima armatura superiore necessaria alle estremità della trave deve essere disposta per tutta la sua lunghezza.*

Tale prescrizione è necessaria per assicurare un sufficiente quantitativo di armatura al lembo superiore lungo tutto lo sviluppo della trave (e pertanto anche al di fuori delle zone critiche) così da offrire un certo margine di sicurezza anche nei riguardi di distribuzioni dei momenti flettenti non previsti in sede di valutazione delle sollecitazioni di calcolo.

#### Prescrizioni sulle armature trasversali

a. *Nelle zone di attacco con i pilastri, per un tratto di estensione pari a due volte l'altezza utile della sezione trasversale, devono essere previste staffe di contenimento. La prima staffa di contenimento deve distare non più di 5 cm dalla sezione a filo pilastro; le successive devono essere disposte ad un passo non maggiore della più piccola delle grandezze seguenti:*

- un quarto della altezza utile della sezione trasversale (della trave);
- sei volte il diametro minimo ( $\phi$ ) delle barre longitudinali considerate ai fini delle verifiche;
- 15 cm.

Come già sottolineato al punto precedente, si considera che la zona critica possa estendersi per una lunghezza pari al doppio dell'altezza utile della trave con inizio dalle facce terminali della trave stessa, a partire cioè dal filo pilastro. La disposizione delle staffe all'interno delle zone critiche è mostrata in Fig. 8.17.

In realtà la formazione delle cerniere plastiche può avvenire anche in corrispondenza di altre sezioni interne alla trave stessa, ciò soprattutto in presenza di travi piuttosto lunghe soggette a carichi verticali non trascurabili. A tal proposito si ricorda che le norme ACI 318-89 considerano l'estensione della regione critica per una lunghezza pari a 2 volte l'altezza utile  $h$  della trave a partire dalla sezione di attacco con il pilastro e, inoltre, per una estensione sempre pari a  $2h$  da entrambi i lati della sezione ove eventualmente fosse raggiunto lo snervamento in seguito all'azione dei carichi sismici.

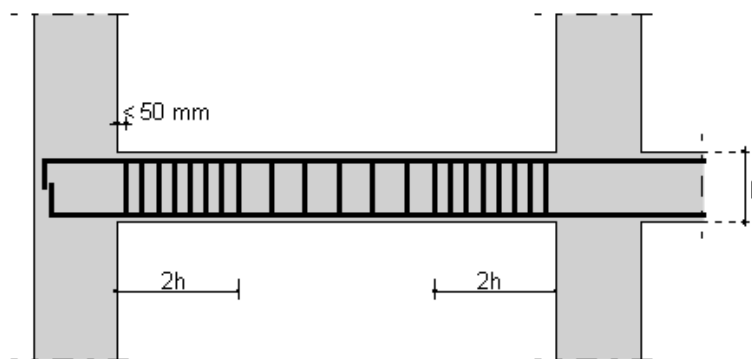


Fig. 8.17 - Disposizione dell'armatura trasversale nelle travi.

Si ricorda che l'armatura trasversale nelle travi svolge due fondamentali funzioni:

- assolve il compito di conferire adeguata resistenza a taglio cosicché possa essere sviluppata a pieno la resistenza flessionale dell'elemento (rottura per flessione e non per taglio);
- fornisce un importante contributo al fine di assicurare una buona capacità di rotazione plastica attraverso il confinamento del calcestruzzo compresso ed il supporto laterale offerto alle barre metalliche compresse.

Va sottolineato come, nelle travi, sia molto importante proprio il problema dell'instabilità delle barre compresse. A tal proposito si ricordano i risultati sperimentali, citati da Bertero e Popov (1977), di prove di tipo ciclico condotte su travi a mensola: la rottura in tutti i casi esaminati fu dovuta ad instabilità delle barre longitudinali e gli Autori sottolinearono l'importanza di una fitta staffatura da disporre al fine di evitare tale fenomeno. In particolare essi ritenevano necessario un interasse tra le staffe non più grande di 6-8 volte il diametro delle barre longitudinali (cfr. con la prescrizione suddetta).

Per ciò che concerne il problema dello svergolamento delle barre longitudinali compresse fattori determinanti risultano essere:

- l'interasse tra le staffe;
- il diametro delle staffe.

Per quanto attiene l'interasse delle staffe va notato quanto segue. Affinchè le barre di acciaio possano offrire il loro contributo alla resistenza dell'elemento senza che intervengano fenomeni di instabilità è necessario che la snellezza  $\lambda$  della barra sia piuttosto contenuta.

Tale snellezza  $\lambda$ , denotata con  $l_b$  la lunghezza libera d'inflessione e  $i_{\min}$  raggio d'inerzia della barra, può scriversi:

$$\lambda = \frac{l_b}{i_{\min}}$$

Per altro, un attendibile valore della lunghezza libera d'inflessione può essere stimato in:

$$l_b = 1.00 \cdot S$$

dove S è il passo tra le staffe.

Considerando che:

$$i_{\min} = d_{bL} / 4$$

dove  $d_{bL}$  è il diametro della barra longitudinale, si ottiene pertanto:

$$\lambda = \frac{S}{d_{bL} / 4}$$

Un'opportuna limitazione di  $\lambda$ , per prevenire fenomeni di instabilità in campo elastico, appare essere:

$$\lambda \leq 20$$

da cui, nell'ipotesi fatta ( $l_b=S$ ), si ricava:

$$S \leq 5 \cdot d_{bL}$$

Si noti che la prescrizione dell'Allegato 1

$$S \leq 6 \cdot d_{bL}$$

appare ragionevole in quanto, in realtà, il valore della lunghezza libera d'inflessione risulta minore di S.

Indicazioni circa la valutazione il diametro delle staffe possono ottenersi una volta determinata la forza di trazione cui esse sono sottoposte. Regole per il calcolo del diametro delle staffe sono riportate in letteratura (Paulay e Priestley, 1992).

Si riportano di seguito, quale termine di confronto, le prescrizioni riportate per la disposizione delle staffe dalla norma ACI 318-89 e dall'EC8 (nel caso di travi in un progetto ad alta duttilità).

ACI 318-89:

- la prima staffa deve distare a non più di 2 inches (circa 51 mm) dal filo del pilastro;
- l'interasse massimo tra le staffe deve essere non maggiore del più piccolo dei seguenti valori:
  - 1/4 dell'altezza utile della trave;
  - 8 volte il diametro minimo delle barre longitudinali;
  - 24 volte il diametro delle staffe;
  - 12 inches (circa 305 mm).

EUROCODE 8:

- la prima staffa deve distare a non più di 50 mm dalla sezione di estremità della trave;
- l'interasse massimo tra le staffe deve essere non maggiore del più piccolo dei seguenti valori:
  - 1/4 dell'altezza utile della trave;
  - 5 volte il diametro minimo delle barre longitudinali;
  - 24 volte il diametro delle staffe;
  - 150 mm.

*b. Le staffe di contenimento sono staffe chiuse o eliche del diametro minimo di 6 mm con piegature a 135° alle due estremità, prolungate ciascuna per almeno 10 diametri.*

Anche l'EC8 prescrive un diametro minimo delle staffe pari a 6 mm.

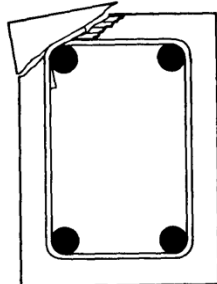
Le staffe vanno prolungate ed ancorate all'interno della sezione in cemento armato e non nella zona di copriferro, come talvolta erroneamente avviene, per evitare un inadeguato ancoraggio in caso di espulsione del copriferro a causa delle sollecitazioni cicliche. Pertanto piegature a 90° non risultano accettabili (si potrebbe in tal caso pensare a giunzioni saldate ma ciò non è previsto dal Decreto Ministeriale).

In Fig. 8.18 si riporta un esempio di cattivo funzionamento della staffatura: si mostra come possa essere insufficiente una piegatura a 90°.

Per quanto attiene la dimensione del tratto piegato a 135° la norma ACI 318-89 prescrive una lunghezza della piegatura pari a 6 volte il diametro della staffa e, pertanto, sensibilmente inferiore a quanto richiesto dalla norma italiana.

### 8.2.3. PILASTRI

Si riportano nel seguito le prescrizioni normative, ed i relativi commenti, per gli elementi pilastro.



**Fig. 8.18** - Cattiva disposizione dell'armatura trasversale (Park e Paulay, 1975).

#### Limiti geometrici

Secondo l'Allegato 1 in esame devono essere soddisfatte le seguenti limitazioni:

a. la dimensione minima della sezione trasversale non deve essere inferiore a 30 cm;

Nell'EC8 la dimensione minima della sezione trasversale di elementi pilastro è dipendente dalla classe di duttilità per la quale si effettua il progetto. Per pilastri di telai progettati in alta duttilità tale dimensione è pari a 300 mm e pertanto coincidente con quella richiesta dall'Allegato 1.

L'ACI 318-89 prescrive una dimensione minima pari a 12 inches (circa 305 mm).

b. il rapporto tra i lati minimo e massimo della sezione trasversale del pilastro non deve essere inferiore a 0.30; in caso contrario l'elemento sarà assimilato alle "pareti" portanti trattate nel paragrafo 4.3 (corrispondente nel presente documento al Par. 8.4.5);

L'ACI 318-89 riporta un rapporto limite inferiore tra i lati minimo e massimo della sezione trasversale del pilastro pari a 0.40.

c. il rapporto  $L/b$  tra l'altezza netta e la minima dimensione trasversale non deve essere maggiore di:

- 16 se il pilastro è soggetto a momenti di segno opposto alle due estremità;

- 10 negli altri casi.

Ove gli indicati valori del rapporto  $L/b$  non vengano rispettati occorre eseguire una specifica verifica che tenga conto delle sollecitazioni indotte dagli effetti del 2° ordine;

Le limitazioni geometriche imposte ai pilastri sono dettate principalmente dalla necessità di impedire eventuali fenomeni di instabilità laterale di tali elementi.

#### Indicazioni sulle armature longitudinali

a. Nella sezione corrente del pilastro, la percentuale (geometrica) di armatura longitudinale, deve essere compresa tra i seguenti limiti:

$$\rho_{min}=1\%$$

$$\rho_{max}=4\%$$

La percentuale geometrica di armatura longitudinale (ossia il rapporto  $\rho$ ) è fornita dal rapporto tra l'area complessiva di armatura longitudinale  $A_s$  e l'area della sezione trasversale  $A_c$ .

La percentuale totale delle armature longitudinali da disporre nei pilastri non deve risultare inferiore a 0.01 al fine di offrire una minima resistenza a trazione nel caso di imprevisti sforzi assiali di trazione né superiore a 0.04 al fine di migliorare la capacità di rotazione plastica delle regioni critiche. Ai fini progettuali si ricorda che essendo le percentuali suddette riferite all'armatura longitudinale complessiva è possibile ritenere che, approssimativamente, la percentuale di armatura da disporre su ciascun lato del pilastro sia compresa all'incirca tra lo 0.25% e l'1% (percentuali prossime a quelle riportate per le travi nelle Tab. 8.1 e Tab. 8.2).

Gli stessi limiti sono riportati nell'EC8 che, nel caso di sezioni simmetriche, richiede esplicitamente un'armatura simmetrica ( $\rho' = \rho$ ).

La normativa ACI 318-89 prescrive, invece, una percentuale massima pari al 6% restando invariata quella minima (1%). Tuttavia il limite del 4% rappresenta una soglia di ordine pratico generalmente non superabile se non si vuole incorrere in problemi di realizzazione dei nodi trave-pilastro.

L'Allegato 1 non riporta commenti circa la sovrapposizione delle armature longitudinali nei pilastri.

Va comunque detto che tali sovrapposizioni di regola non andrebbero effettuate nelle zone in prossimità dei nodi essendone consigliabile l'ubicazione a metà altezza del pilastro ove i momenti provocati dalle azioni orizzontali di tipo sismico risultano di entità minore. Si ricorda, infine, che la normativa italiana per le costruzioni in cemento armato (D.M. 9 Gennaio 1996), a fronte di una percentuale massima di armatura nei pilastri pari al 6% (maggiore, pertanto, della percentuale massima imposta dall'Allegato 1 in zona sismica) limita la percentuale di armatura nelle zone di sovrapposizione all'8%, valore peraltro già piuttosto critico per ciò che concerne eventuali problemi di congestionamento dell'armatura.

*b. per tutta la lunghezza del pilastro l'interasse tra le barre non deve essere superiore a 25 cm.*

La distribuzione uniforme e non troppo rada delle armature longitudinali lungo il perimetro della sezione trasversale del pilastro contribuisce all'azione di confinamento del calcestruzzo.

L'EC8 non stabilisce un interasse limite tra le barre ma richiede, per ciascun lato del pilastro, almeno una barra intermedia tra due barre d'angolo e ciò al fine di realizzare un efficiente confinamento del calcestruzzo in particolare nelle zone nodali.

#### Indicazioni sulle armature trasversali

*a. Alle due estremità del pilastro si devono disporre staffe di contenimento e legature per una lunghezza misurata a partire dalla sezione di estremità pari alla maggiore delle seguenti quantità:*

- il lato maggiore della sezione trasversale;
- un sesto dell'altezza netta del pilastro;
- 45 cm.

*In ciascuna delle due zone di estremità devono essere rispettate le condizioni seguenti:*

- le barre disposte sugli angoli della sezione devono essere contenute da staffe;
- almeno una barra ogni due, di quelle disposte sui lati, dovrà essere trattenuta da staffe interne o da legature (secondo quanto detto nell'Allegato 1, le legature, o cravatte, sono costituite da barre di diametro minimo 6 mm con piegature a 135° alle due estremità, prolungate ciascuna per almeno 10 diametri);
- le barre non fissate devono trovarsi a meno di 15 cm da una barra fissata.

*Il diametro delle staffe di contenimento e legature non deve essere inferiore ad 8 mm. Esse saranno disposte ad un passo pari alla più piccola delle quantità seguenti:*

- 6 volte il diametro delle barre longitudinali che collegano;
- un quarto del lato minore della sezione trasversale;
- 15 cm.

Come nelle travi anche per i pilastri è necessaria l'introduzione di un'adeguata armatura trasversale (staffe) sia per offrire una necessaria resistenza a taglio all'elemento strutturale che per conseguire un sufficiente confinamento del calcestruzzo compresso che, inoltre, per impedire lo svergolamento delle barre di armatura. Pertanto, lungo l'intero sviluppo del pilastro andrà disposto un quantitativo minimo di armatura trasversale, mentre particolari accorgimenti vanno presi in corrispondenza delle "regioni critiche" dei pilastri, ovvero di quelle zone dove sono attese le maggiori richieste di duttilità.

In quanto segue, pertanto, ci si sofferma su alcuni aspetti fondamentali messi in evidenza dalle prescrizioni riportate al precedente punto *a.*:

- estensione della zona critica;
- modalità da seguire per la disposizione delle staffe e delle legature trasversali;
- minimi da osservare per l'armatura trasversale da disporre nelle zone critiche.

Con riguardo al primo aspetto (estensione della zona critica) in (CEB, 1985) vengono distinte diverse situazioni.

- nei casi ordinari le regioni critiche sono dislocate alle estremità dei pilastri (l'estensione della zona critica viene generalmente indicata dalle normative - secondo l'Allegato 1 in esame non inferiore alla maggiore delle tre quantità riportate al precedente punto *a.*);
- in presenza di pannelli in muratura addossati al pilastro, per parte o per l'intera lunghezza del pilastro, tutto lo sviluppo del pilastro va considerato quale regione critica (Fig. 8.19);
- nel caso di un pilastro che si presenta vincolato ad una parete in cemento armato per una parte della sua lunghezza, la zona critica risulterà di estensione pari alla dimensione della zona non vincolata (Fig. 8.19).

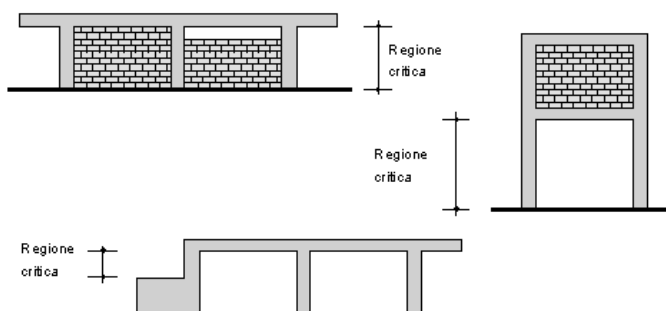


Fig. 8.19 - Le regioni critiche nei pilastri.

Nell'EC8 la lunghezza della regione critica dipende dalla classe di duttilità considerata nel progetto:

- in alta duttilità si ha:  $l_{cr} = \max \{ 1.5 d_c, l_{cl} / 5, 600 \text{ mm} \}$
- in media duttilità si ha:  $l_{cr} = \max \{ 1.5 d_c, l_{cl} / 6, 450 \text{ mm} \}$
- in bassa duttilità si ha:  $l_{cr} = \max \{ 1.5 d_c, l_{cl} / 6, 450 \text{ mm} \}$

dove con  $d_c$  si è indicato il lato maggiore della sezione trasversale, con  $l_{cl}$  la lunghezza netta del pilastro (ossia la zona non vincolata), con  $l_{cr}$  la lunghezza della regione critica.

Pertanto la prescrizione dell'Allegato 1 viene a coincidere con quella prevista nell'EC8 per progetti in bassa duttilità (questo appare in contraddizione con i precedenti confronti che mostravano una coincidenza tra le prescrizioni dell'Allegato 1 e le analoghe riportate nell'EC8 per edifici in alta duttilità).

In ogni caso l'EC8 richiede che le regole normative concernenti le zone critiche vengano applicate all'intero pilastro se il rapporto  $l_{cl}/d_c$  risulta essere inferiore a 3 (comportamento da elemento tozzo).

Nell'ACI 318-89 si considerano quali regioni critiche, le zone del pilastro a partire da entrambe le estremità dell'elemento per una estensione pari alla lunghezza  $l_0$ , nonché le zone, sempre di estensione  $l_0$ , da ambo i lati rispetto alla sezione ove si attinge nei calcoli il momento di snervamento sotto azioni sismiche. La lunghezza della zona critica è fornita da:

$$l_0 = \max \{ d_c, l_{cl} / 6, 18 \text{ in. } (\cong 457 \text{ mm}) \}$$

Per ciò che concerne le modalità di disposizione delle armature trasversali nei pilastri va anzitutto notato come, a differenza di quanto avviene per le staffe delle travi, l'Allegato 1 consente di disporre anche legature trasversali. Particolare cura va posta nella realizzazione degli uncini delle staffe e delle cravatte (vedi quanto detto a proposito dell'armatura trasversale delle travi- Par. 8.3.2).

La disposizione delle staffe chiuse deve essere tale che il lato maggiore della sezione del pilastro risenta del beneficio apportato dal contenimento triassiale prodotto dalle staffe e dalle legature trasversali (o cravatte). L'effetto di contenimento è infatti efficace solo nelle zone in cui le staffe posseggono una curvatura oppure dove apposite legature trasversali agiscono ancorate sulle barre longitudinali; per tal motivo i "punti di confinamento" devono essere sufficientemente vicini (l'effetto del confinamento è mostrato in Fig. 8.20 dove con un riempimento sono evidenziate le zone di calcestruzzo non confinate).

In accordo con tale osservazione la norma ACI 318-89 richiede che la massima distanza tra le braccia di staffe sovrapposte o tra legature sia non superiore a 14 inches (circa 355 mm).

Altro aspetto di rilievo è rappresentato dal diametro delle staffe che, come visto, è fissato dall'Allegato 1 in un valore minimo di 8 mm. Di contro l'EC8 assume un valore minimo del diametro pari a 6 mm indipendentemente dalla classe di duttilità (mentre il passo tra le staffe viene definito di volta in volta a seconda della classe di duttilità per cui si esegue il progetto). In ogni caso, per le classi di duttilità media ed alta, viene riportato un ulteriore limite inferiore da rispettare per il diametro delle staffe:

$$d_{bw} \geq \alpha \cdot d_{bL, \max} \cdot \sqrt{f_{ydL} / f_{ydw}}$$

dove:

$\alpha$  è una costante numerica che vale 0.40 in alta duttilità, 0.35 in media duttilità;

$d_{bw}$  è il diametro delle staffe;

$d_{bL, \max}$  è diametro massimo delle barre longitudinali sorrette trasversalmente dalla staffa in esame;

$f_{ydL}$  è la tensione di snervamento di calcolo delle barre longitudinali;

$f_{ydw}$  è la tensione di snervamento di calcolo delle staffe.

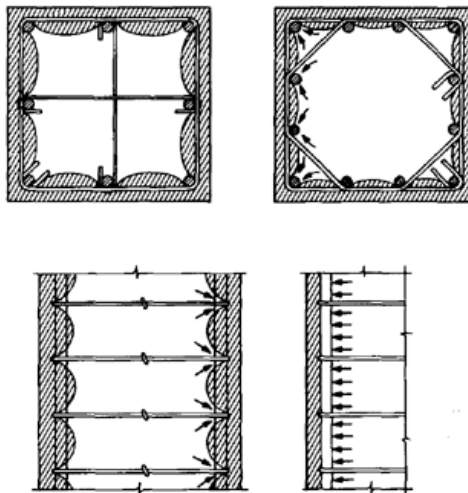


Fig. 8.20 - Confinamento trasversale e longitudinale offerto dalle staffe (Paulay e Priestley, 1992).

In Fig. 8.21 si riportano alcuni esempi di disposizione delle staffe e delle cravatte: i casi mostrati rispettano le regole costruttive riportate dall'Allegato 1.

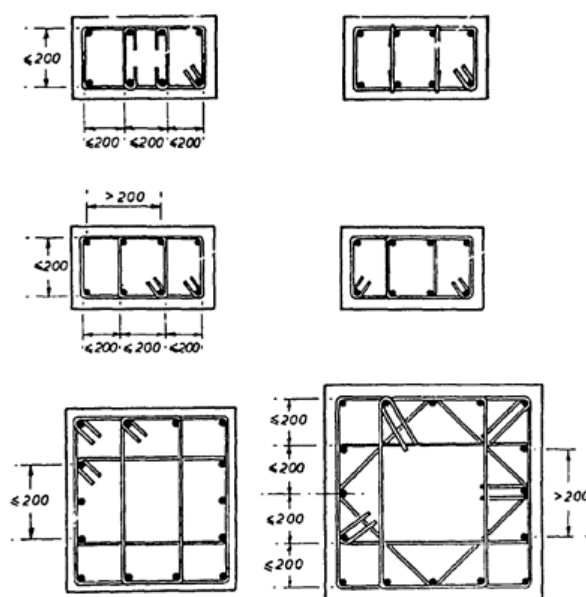


Fig. 8.21 - Esempi di disposizione delle staffe (Park, 1986).

Per quel che riguarda, infine, i quantitativi di armatura trasversale da disporre all'interno delle zone critiche, l'Allegato 1 non riporta in maniera esplicita un valore minimo dell'area complessiva di staffe. Non avviene così nel caso delle normative sismiche internazionali prese a confronto.

Il codice proposto dall'American Concrete Institute, ACI 318-89, prevede infatti un limite inferiore da osservare per l'area totale delle staffe che, nel caso di armature trasversali costituite da staffe rettangolari, è dato dalla più gravosa delle due seguenti disequazioni:

$$A_{sh} \geq 0.09 \cdot s \cdot h_c \cdot \frac{f_c}{f_{yh}}$$

$$A_{sh} \geq 0.03 \cdot s \cdot h_c \cdot \frac{f_c}{f_{yh}} \cdot \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right)$$

dove, secondo la terminologia dell'ACI 318-89:

$A_{sh}$  l'area totale di staffe presenti nel passo  $s$  perpendicolarmente alla dimensione  $h_c$ ;

$h_c$  la dimensione della zona di calcestruzzo confinato, misurata in asse delle staffe;

$A_{ch}$  l'area della zona di calcestruzzo confinato misurata all'esterno delle staffe;

$A_g$  l'area dell'intera sezione trasversale;

$f_{yh}$  la resistenza di snervamento dell'armatura trasversale;

$f_c$  la resistenza cilindrica a compressione del calcestruzzo.

Il passo delle staffe deve essere pari alla più piccola delle quantità seguenti:

- 1/4 del lato minore della sezione trasversale;
- 4 inches (circa 10 cm).

In maniera simile l'Eurocodice 8 riporta, in funzione della classe di duttilità, i valori minimi del "rapporto meccanico in volume delle staffe chiuse di confinamento" necessari per:

- conferire una sufficiente duttilità ai pilastri (per ciascuna classe di duttilità è fornito un valore minimo del CCDF - "conventional curvature ductility factor" - da conseguire);
- compensare, mediante adeguato confinamento, la riduzione della capacità portante della sezione che avviene a seguito della perdita del calcestruzzo di copriferro (per raggiungere i valori del CCDF fissati dall'EC8 è infatti necessario superare la deformazione dello 0.35 % nel calcestruzzo compresso).

Il rapporto meccanico in volume delle staffe chiuse di confinamento  $\omega_{wd}$  è fornito dall'espressione:

$$\omega_{wd} = \frac{V_{st}}{V_c} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

dove:

$V_{st}$  è il volume delle staffe chiuse di confinamento;

$V_c$  è il volume di conglomerato confinato;

$f_{yd}$  ed  $f_{cd}$  sono le resistenze di calcolo rispettivamente dell'acciaio e del calcestruzzo.

In alta duttilità il valore minimo fissato per il coefficiente convenzionale di duttilità è  $CCDF=13$ , mentre il valore minimo del rapporto meccanico volumetrico delle staffe è pari a  $\omega_{wd,min} = 0.13$ .

Una espressione semplice, e dal chiaro significato fisico, per il calcolo delle staffe può essere ottenuta ritenendo che le staffe presenti nel passo  $S$  debbano essere in grado di assorbire (almeno) lo sforzo di trazione:

$$N_h = v f_{cd} h S$$

che nasce in direzione orizzontale, in condizioni di contrazione laterale impedita, in un pilastro soggetto ad una tensione di compressione uniforme pari alla resistenza di calcolo  $f_{cd}$  del calcestruzzo. In tale espressione si è indicato con  $v$  il modulo di Poisson del calcestruzzo e con  $h$  la dimensione della zona di calcestruzzo valutata ortogonalmente alle staffe considerate.

Detta pertanto  $A_{sh}$  l'area di staffe che si sta valutando (ossia l'area totale delle staffe presenti nel passo  $S$  disposta perpendicolarmente alla dimensione  $h$ ) ed indicata con  $f_{yh}$  la resistenza di snervamento di tali staffe, deve essere:

$$A_{sh} f_{yh} > v f_{cd} h S$$

da cui ponendo  $v = 0.10$  si ottiene:

$$A_{sh} > 0.10 h S f_{cd} / f_{yh}$$

Si noti che la relazione ottenuta risulta in pratica coincidente con la prima delle due fornite dall'ACI 318-89.

L'effetto del confinamento sull'andamento del diagramma momento curvatura per pilastri in c.a. è mostrato in

Fig. 8.22 dove si riportano i diagrammi momento-curvatura per un pilastro a sezione quadrata (40x40 cm<sup>2</sup>), armato simmetricamente per un'area complessiva di armatura di 32 cm<sup>2</sup> (percentuale geometrica pari al 2%): la classe del calcestruzzo considerato per la costruzione dei diagrammi in figura è  $R_{ck}=300$  kg/cm<sup>2</sup>, mentre l'acciaio è del tipo FeB44k.

Sono stati considerati diversi tipi di confinamento che corrispondono ai valori del rapporto volumetrico meccanico di staffe riportati in figura con la sigla  $w_{st}$ ; si è preso quale confronto anche il caso di confinamento assente.

I legami costitutivi dei materiali sono gli stessi già adoperati per i diagrammi momento-curvatura delle travi (Par. 8.4.2). L'effetto del confinamento è stato introdotto attraverso un'opportuna modifica del legame costitutivo del calcestruzzo (Paulay e Priestley, 1992).

I risultati mostrati in figura sono riferiti a due livelli dello sforzo di compressione ( $N=96$  ton ed  $N=64$  ton, corrispondenti a valori della tensione media  $\sigma_m=N/A$  rispettivamente pari a  $\sigma_m=60$  kg/cm<sup>2</sup> e  $\sigma_m=40$  kg/cm<sup>2</sup>). Come si può notare dal particolare andamento dei diagrammi, è stata tenuta in conto l'espulsione del copriferro in zona compressa.

I risultati confermano quanto già affermato in precedenza: all'aumentare della percentuale volumetrica di staffe si ha un incremento sensibile della duttilità in curvatura; poco sensibile è invece l'incremento di resistenza. Si nota inoltre come nel caso di confinamento assente la rottura, sempre governata dal calcestruzzo compresso, si manifesti in maniera piuttosto fragile, e tanto più fragile quanto maggiore è lo sforzo normale applicato. L'effetto sfavorevole dello sforzo assiale è piuttosto evidente anche per i casi di confinamento limitato mentre, nel caso di  $w_{st}=0.50$ , per i casi studiati, non appare influente.

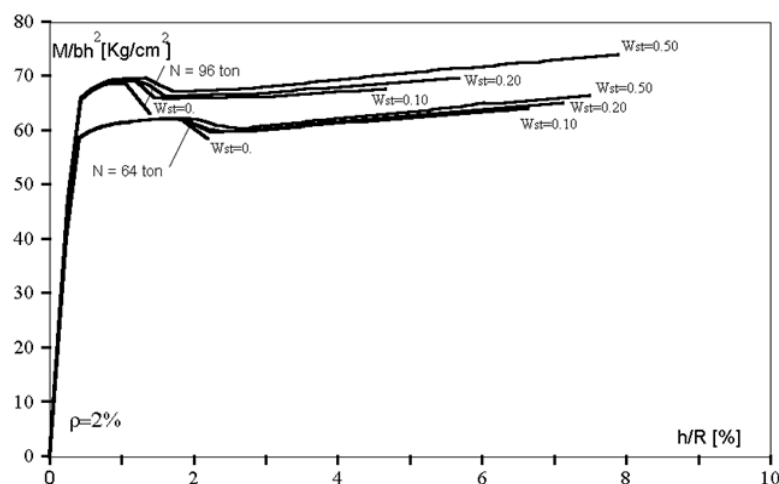


Fig. 8.22 - Influenza della percentuale di armatura trasversale sui diagrammi momento-curvatura.

L'effetto sfavorevole dello sforzo normale di compressione sulla duttilità delle sezioni e degli elementi è riconosciuto a livello normativo: le normativa neo-zelandese ( 11), ad esempio, riporta i minimi regolamentari per l'armatura trasversale dei pilastri in funzione del livello dello sforzo assiale.

Anche l'EC8 fornisce una limitazione del rapporto volumetrico meccanico  $\omega_{wd}$  dipendente dallo sforzo normale adimensionalizzato  $v_d (= Nsd/A_c f_{cd})$ . Inoltre, l'EC8 stabilisce, in funzione della classe di duttilità, valori massimi di  $v_d$ , crescenti passando dalla classe alta a quella bassa: per l'alta duttilità si ha  $v_{d,max} = 0.55$ .

*b. nelle parti intermedie del pilastro (al di là della regione critica) la distanza tra le staffe non deve superare i valori seguenti:*

- 10 volte il diametro delle barre longitudinali che collegano;
- metà del lato minore della sezione trasversale;
- 25 cm.

Per ciò che concerne le prescrizioni di cui ai punti e. ed f. si deve intendere che nel caso di armature longitudinali costituite da barre aventi diametri diversi il "diametro delle barre longitudinali che collegano" le staffe è quello relativo alla/e barra/e di minor diametro.

*c. le armature trasversali devono comunque soddisfare la verifica a taglio.*

La rottura a taglio va evitata in quanto può risultare estremamente fragile.

#### 8.2.4. NODI TRAVE-PILASTRO

Si definisce nodo la zona compresa tra le sezioni libere delle travi e dei pilastri ovvero, utilizzando una diversa definizione, la zona del pilastro che si incrocia con le travi ad esso concorrenti.

E' noto che i nodi trave-pilastro rappresentano zone particolarmente delicate delle strutture intelaiate in cemento armato potendo, se non correttamente progettati, divenire zone "critiche" della struttura in occasione di terremoti violenti. Difatti, a causa della particolare distribuzione dei momenti che si verifica per effetto del sisma nei pilastri che si trovano immediatamente al di sopra ed al di sotto del nodo e nelle travi che ivi concorrono ( Fig. 8.23), la regione nodale è soggetta ad azioni taglianti, orizzontali e verticali, che possono avere entità anche molto maggiore rispetto alle analoghe azioni che si sviluppano negli elementi che nel nodo concorrono. Pertanto,

è necessario definire adeguatamente il progetto del nodo nei confronti di tali sforzi di taglio al fine di scongiurare una pericolosa, fragile, rottura per taglio.

Inoltre, sempre a causa della particolare distribuzione dei momenti flettenti, le armature longitudinali delle travi che attraversano il nodo possono presentare tensioni di compressione da un lato e di trazione dal lato opposto. Questa particolare situazione fa sì che si sviluppino forti tensioni di aderenza tra le barre ed il calcestruzzo circostante che, se viene superata l'aderenza massima, possono dar luogo alla perdita del legame di interazione con ovvie conseguenze sulla resistenza.

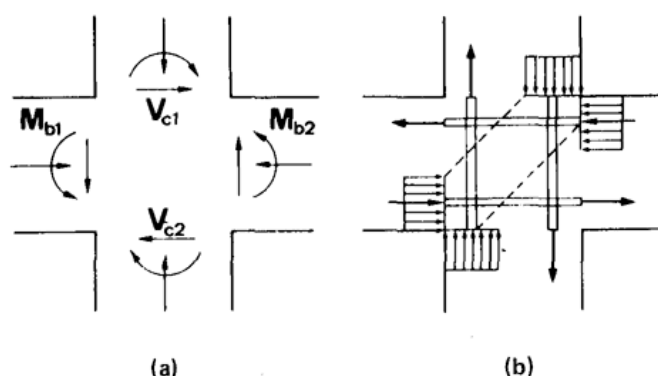


Fig. 8.23 - Forze (a) e tensioni (b) agenti nel nodo (Wakabayashi, 1989).

In Fig. 8.24 sono mostrati i principali meccanismi di trasferimento degli sforzi di taglio che si attivano nei pannelli nodali:

- meccanismo con formazione di biella compressa (“strut mechanism”- vedi Eurocode 8,1994);
- meccanismo con diffusa fessurazione diagonale (“confinement mechanism”- idem).

Il primo tipo di meccanismo viene attivato qualora in corrispondenza dell'estremità delle travi convergenti nel nodo si verifica una fessurazione non troppo spinta. In tal caso, infatti, all'atto dell'inversione del momento, la fessura si richiude e gli sforzi di compressione presenti nella trave vengono trasferiti al nodo attraverso la zona di calcestruzzo compresso della trave. Gli sforzi di compressione trasferiti dalla trave si combinano con gli analoghi sforzi di compressione (questa volta verticali) provenienti dal pilastro dando vita ad un puntone di calcestruzzo compresso nella zona nodale.

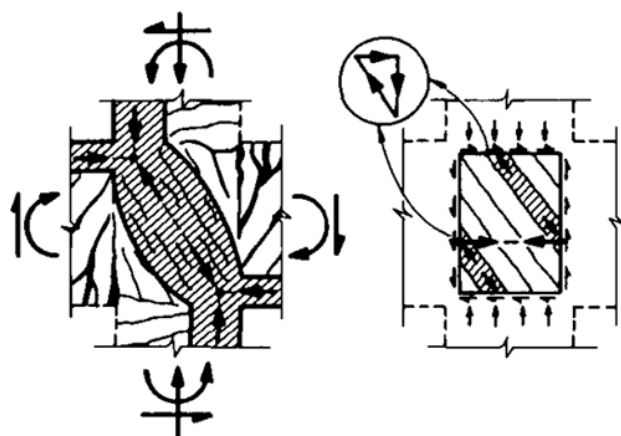


Fig. 8.24 - Meccanismi di trasferimento degli sforzi di taglio nel nodo (Paulay e Priestley, 1992).

Il secondo tipo di meccanismo si ha, invece, quando la fessurazione delle travi convergenti nel nodo risulta molto spinta così che la fessura che si verifica in corrispondenza della sezione terminale delle travi non si richiude all'atto dell'inversione del momento a causa delle deformazioni permanenti che si verificano nelle barre longitudinali passanti. Pertanto, gli sforzi di compressione provenienti dalle travi vengono trasferiti al nodo

attraverso le sole barre longitudinali passanti e, quindi, per aderenza. A causa delle forti tensioni tangenziali di aderenza si verifica un'inevitabile fessurazione diagonale del pannello nodale e, pertanto, non risulta più individuabile il puntone compresso suddetto.

Per quanto detto è possibile affermare che il comportamento dei nodi di collegamento travi-pilastri è, in occasione di azioni sismiche, controllato essenzialmente da meccanismi di taglio e di aderenza ai quali non si associano comportamenti ciclici particolarmente dissipativi.

Paulay e Priestley (1992) riportano i criteri di base della progettazione dei nodi da seguire onde ottenere buone prestazioni delle strutture:

- la resistenza del nodo dovrebbe essere tale da garantire l'integrità del nodo e consentire lo sviluppo di un meccanismo di tipo globale con formazione di cerniere plastiche nelle travi. Ciò, difatti, consente di evitare un danneggiamento di zone del telaio difficilmente riparabili e l'attivazione di meccanismi dissipativi che, in quanto governati da taglio ed aderenza, si accompagnano a fenomeni di degrado della rigidità e della resistenza;
- il nodo deve essere visto come parte del pilastro e, pertanto, la resistenza del pilastro non deve essere compromessa da un degrado di resistenza della zona nodale;
- in occasione di terremoti di moderata intensità è auspicabile un comportamento in campo elastico della zona nodale;
- la deformazione del pannello nodale deve essere contenuta in modo da non influenzare eccessivamente lo spostamento di piano della struttura;
- il dettaglio costruttivo delle zone nodali deve essere accuratamente studiato in modo che non sorgano problemi in fase realizzativa connessi ad un congestionamento delle armature.

Anche l'Eurocodice 8 (1994), in sede di definizione delle procedure per il progetto dei nodi trave-pilastro, cita i requisiti base della progettazione di tali zone della struttura. Si legge:

la zona compresa tra le sezioni terminali di una trave e di una colonna che si intersecano l'una con l'altra deve essere attentamente progettata tenendo conto che:

- un nodo danneggiato riduce il quantitativo di energia che può essere dissipato dagli elementi strutturali che vi convergono;
- il ripristino dei nodi danneggiati implica difficoltà ben maggiori di quelle che si incontrano intervenendo su altri elementi strutturali.

Al fine di soddisfare alle esigenze suddette l'EC8 prevede specifiche prescrizioni di carattere progettuale differenziate al variare della classe di duttilità per cui si esegue il progetto.

#### Indicazioni sulla geometria

Si ricorda la prescrizione riportata al punto 8.4.2. sulla limitazione dell'eccentricità tra l'asse della trave e l'asse del pilastro concorrenti in un nodo.

#### Indicazioni sulle armature

*a. Le armature longitudinali delle travi, sia quelle disposte al lembo superiore che quelle situate al lembo inferiore, devono attraversare, di regola, il nodo senza giunzioni. Quando ciò non risulti possibile (ovvero giunzione all'interno della zona nodale) devono essere rispettate le seguenti prescrizioni:*

*- le barre vanno ancorate oltre la faccia opposta a quella di intersezione, oppure rivoltate verticalmente in corrispondenza di tale faccia;*

*- la lunghezza di ancoraggio va calcolata in modo da sviluppare una tensione nelle barre pari a  $1.25 f_{yk}$ , e sarà misurata a partire da una distanza pari a 6 diametri dalla faccia del pilastro verso l'interno;*

Si ricordi che qualora non fosse possibile assicurare un sufficiente ancoraggio all'interno del nodo è possibile prolungare l'ancoraggio in una opportuna espansione che si configura come un prolungamento a sbalzo della trave (Fig. 8.25).

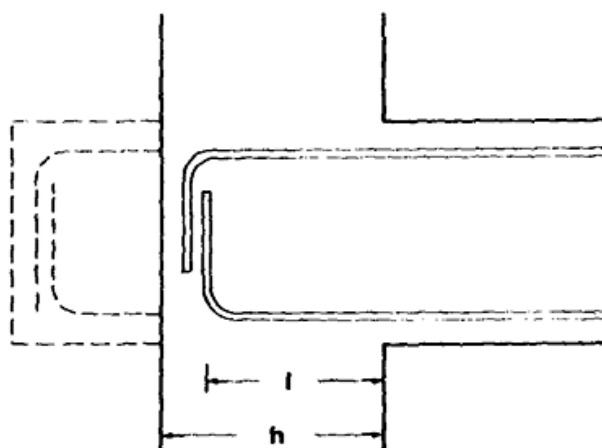


Fig. 8.25 - Ancoraggio dell'armatura in corrispondenza di un nodo (Wakabayashi, 1989).

*b. lungo le armature longitudinali del pilastro che attraversano i nodi devono essere disposte staffe di contenimento in quantità almeno pari alla maggiore prevista nelle zone del pilastro inferiore e superiore adiacenti al nodo.*

*Questa regola può essere disattesa qualora nel pilastro si innestino travi su ciascuna delle quattro facce.*

Nel caso in cui convergano nel nodo travi da ciascun lato del pilastro, l'armatura trasversale può essere omessa in quanto si ritiene che l'azione di confinamento del nucleo di calcestruzzo possa essere svolta, in sostituzione delle staffe, dalle armature longitudinali delle travi stesse.

### 8.2.5. PARETI

In questo paragrafo si riportano solo brevi cenni sulle pareti in cemento armato rinviando al capitolo 7 di questo Commentario, nonché alla cospicua bibliografia esistente su tale argomento, per maggiori, necessari, approfondimenti.

Le “pareti di taglio” sono mensole verticali incastrate al piede che posseggono, in genere, una forma molto allungata ed uno spessore sottile con elevata rigidità e resistenza in una direzione ma di efficacia praticamente nulla nell'altra (direzione ortogonale). Il comportamento delle pareti dipende essenzialmente dalla loro snellezza (ossia, in pratica, dal rapporto  $H/b < 4$  tra altezza e dimensione in pianta della base).

Quando la snellezza è piccola ( $H/b < 4$ ) il comportamento della parete è fortemente condizionato dalla sollecitazione di taglio e risulta fragile.

Anche per ciò che riguarda le pareti i requisiti essenziali che vanno perseguiti in fase di progettazione sono:

- elevata resistenza;
- buona capacità di dissipazione energetica;
- minimo fenomeno di degrado della rigidità.

In un progetto basato sulla duttilità, in analogia a quanto già detto per le strutture intelaiate, assumono particolare importanza i particolari costruttivi delle zone critiche ove è opportuno predisporre un adeguato confinamento del calcestruzzo e curare la disposizione delle armature (si ricorda l'importanza di un opportuno ancoraggio delle barre). Diviene pertanto importante identificare, al variare delle possibili situazioni, le zone critiche della parete.

Le pareti di taglio possono essere suddivise in due categorie: pareti senza aperture e pareti con aperture.

Nel primo caso il comportamento della parete è simile a quello di una mensola (le modalità di collasso sono descritte in seguito) e la zona critica, dove si concentrano le maggiori richieste di duttilità, si troverà al piede della parete.

Nel secondo caso il comportamento della parete risulta influenzato principalmente dalla dimensione e dalla forma delle aperture dei vani. In genere, per le usuali dimensioni e disposizioni di tali aperture, lo schema può essere ricondotto a quello di pareti accoppiate collegate tra loro da traversi orizzontali. In tal caso il collasso della parete si manifesta in genere per taglio nei traversi di collegamento che rappresentano, dunque, assieme alla sezione al piede, le zone critiche della parete (Fig. 8.26a). E' necessario, quindi, curare in particolare l'armatura di tali traversi: la capacità dissipativa di questi viene ad essere significativamente incrementata dalla presenza di una fitta staffatura e appare molto utile la disposizione di un'armatura diagonale.

Al variare della disposizione e della dimensione delle aperture (Fig. 8.26b) può verificarsi un comportamento diverso, con collasso dei setti verticali che si trovano in corrispondenza dei vani: tali setti divengono quindi le zone critiche della parete e, in fase di progetto, è necessario prevedere un'adeguata armatura di tali zone.

Per meglio comprendere il comportamento delle pareti di taglio e, in particolare, riconoscere l'ubicazione delle zone critiche, vengono riesaminate di seguito le modalità di collasso già discusse al punto 7.4.6.

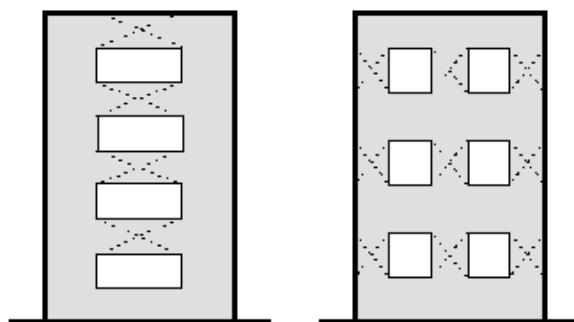


Fig. 8.26 - Collasso di taglio in una parete con aperture (Wakabayashi, 1989).

In Fig. 8.27 sono riproposti i 4 modi di collasso delle pareti di taglio a mensola (le pareti forate, che, come detto, si comportano in genere come pareti accoppiate, saranno trattate in seguito). Si distinguono:

- collasso per flessione;
- collasso per taglio;
- collasso per scorrimento;
- collasso per sollevamento della fondazione.

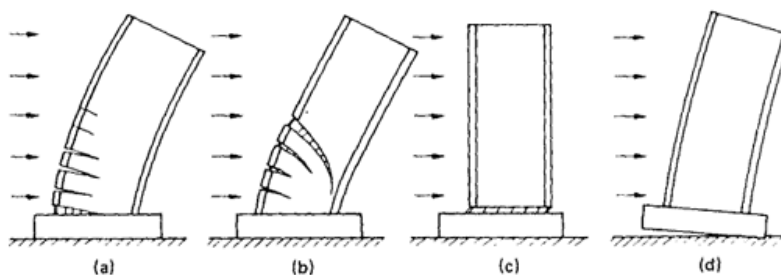


Fig. 8.27 - Modi di collasso delle pareti di taglio (Park e Paulay, 1975).

Nel primo caso (collasso per flessione), in maniera analoga a quanto visto per gli elementi presso-inflessi, il comportamento della parete è condizionato dall'entità dello sforzo assiale di compressione e dalla percentuale dell'armatura verticale necessariamente presente per assorbire gli sforzi di trazione.

Quanto più elevato è il valore dello sforzo assiale tanto più bassa sarà la duttilità disponibile.

La duttilità viene comunque assicurata confinando opportunamente il calcestruzzo nella zona compressa per una certa estensione in corrispondenza della base della parete (zona critica).

In genere, comunque, il valore dello sforzo assiale è limitato e, a rottura, l'acciaio teso risulta snervato. In conseguenza di ciò, il comportamento è generalmente duttile e caratterizzato da buona capacità di dissipazione energetica (Fig. 8.28).

Il collasso per taglio avviene quando la parete ha un fattore di forma (rapporto altezza/lunghezza) piccolo (parete tozza). Si verificano in tal caso fessure diagonali ed il collasso può avvenire per compressione o per trazione a seconda che l'armatura orizzontale sia o meno in quantità sufficiente.

Il collasso per scorrimento (in realtà piuttosto raro) si manifesta con uno spostamento orizzontale di tipo quasi rigido della parete rispetto alla base. Per prevenire questo tipo di collasso è efficace una distribuzione uniforme di armatura verticale come pure una armatura diagonale.

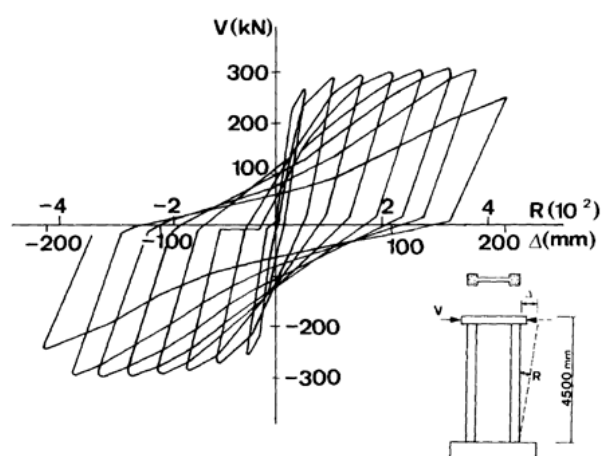


Fig. 8.28 - Relazione carico-spostamento per una parete con collasso flessionale (Wakabayashi., 1989).

Il collasso per sollevamento delle fondazioni (anch'esso piuttosto raro) è particolarmente pericoloso in quanto caratterizzato da una ridottissima capacità di dissipazione energetica (Fig. 8.29 Fig8.25).

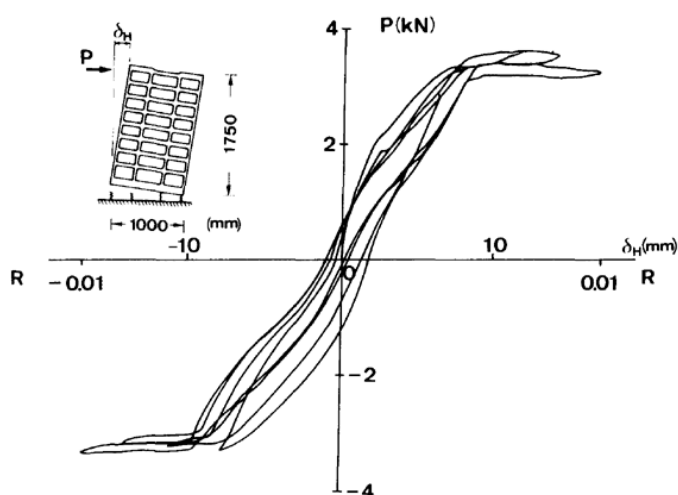


Fig. 8.29 - Collasso per ribaltamento: relazione carico-spostamento (Wakabayashi, 1989).

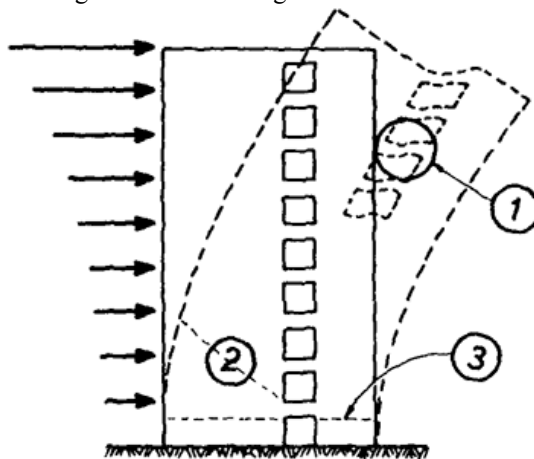
Al fine di contrastare i possibili meccanismi di collasso le disposizioni ottimali delle armature devono prevedere reti di armatura disposte su ambedue le facce della parete.

E' possibile ipotizzare una disposizione con armature diagonali incrociate (in teoria è la disposizione migliore ma in pratica è perseguibile con difficoltà) ovvero una rete metallica costituita da armature verticali ed orizzontali; al più, in quest'ultimo caso, è ipotizzabile una sovrapposizione alla rete principale di barre di rinforzo disposte in zona centrale lungo le diagonali principali della parete.

Vanno ricordati, nel caso di utilizzo delle reti metalliche, i problemi riscontrabili nella messa in opera di un tale sistema, con particolare riferimento all'ancoraggio delle barre costituenti la rete che, come già ricordato, rappresenta un dettaglio costruttivo di notevole importanza.

Nel caso, frequente, di pareti di taglio che presentano aperture di vani, il comportamento della parete è, come già accennato in precedenza, spesso assimilabile a quello di pareti accoppiate, collegate da traversi più o meno rigidi e tozzi.

Le zone critiche di pareti siffatte sono mostrate in Fig. 8.30 (e segnalate con i numeri 1, 2 e 3). In tal caso il comportamento a rottura è generalmente caratterizzato da un cedimento per taglio dei traversi (zona 1) per i quali è bene predisporre, pertanto, una adeguata armatura diagonale.



**Fig. 8.30** - Zone critiche di pareti di taglio accoppiate (Park and Paulay, 1975).

In Fig. 8.31 viene mostrato un esempio di disposizione di armatura nelle travi di collegamento: si rimanda alla bibliografia (Park e Paulay, 1975) per maggiori dettagli su tale sistema di armatura.

#### Definizione e limiti geometrici

Si definiscono pareti gli elementi portanti verticali quando il rapporto tra la minima e la massima dimensione della sezione trasversale è inferiore a 0.30.

Lo spessore delle pareti deve essere generalmente non inferiore a 150 mm, oppure a 200 mm nel caso previsto al par.4.3 (armature ad X nelle travi di collegamento)

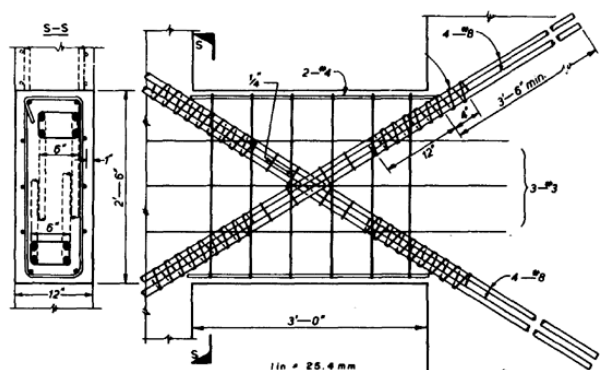


Fig. 8.31 - Armatura diagonale della trave di collegamento (Park e Paulay, 1975).

Indicazioni sulle armature

Il progetto delle pareti dovrebbe condurre alla realizzazione di elementi il cui comportamento è duttile; a tal fine il collasso per taglio non deve mai precedere il collasso per flessione e devono essere evitati tutti i meccanismi fragili o poco dissipativi (collasso per scorrimento, per ribaltamento, problemi di aderenza, etc.).

Nel seguito sono riportati requisiti minimi da soddisfare per il conseguimento dei requisiti suddetti.

- a. Le armature, sia orizzontali che verticali, devono essere disposte su entrambe le facce della parete;
- b. le armature presenti sulle due facce devono essere collegate con legature in ragione di almeno 6 per ogni metro quadrato;

La cura dei dettagli costruttivi è di particolare importanza. Per quanto attiene le legature tra le armature nelle pareti in cemento armato utili riferimenti sono dati al punto 7.4.7.

- c. il passo tra le barre deve essere non maggiore di 300 mm;
- d. il diametro delle barre deve essere non maggiore di 1/10 dello spessore  $b$  della parete;

Questa prescrizione (come anche altre nel progetto delle pareti) nasce più da considerazioni legate alla pratica costruttiva che non da studi specifici.

- e. il rapporto geometrico dell'armatura totale verticale deve essere compreso tra i seguenti limiti:

$$0.0025 \leq \rho \leq 0.04$$

dove:

$$\rho = \frac{A_v}{b \cdot h}$$

con  $A_v$  area totale dell'armatura verticale. Uguali condizioni vanno rispettate per l'armatura orizzontale;

Per i limiti suddetti vanno ricordate le osservazioni già riportate a proposito delle strutture intelaiate.

Per ciò che concerne il minimo regolamentare va ricordato che quando l'armatura è minore di un valore limite inferiore all'atto della fessurazione del calcestruzzo si verificano aperture delle lesioni inaccettabili. Ciò accade perché l'armatura è insufficiente ad assorbire gli sforzi di trazione in precedenza sopportati dal calcestruzzo circostante e, pertanto, all'atto della apertura della lesione l'armatura si snerva deformandosi in maniera considerevole e causando l'ampia dimensione della lesione suddetta. Questo fenomeno causa, in occasione di terremoti moderati un danneggiamento eccessivo della parete con un aumento, anche considerevole, dei costi di riparazione, mentre, in caso di terremoti violenti, le deformazioni imposte alle armature possono divenire eccessive e si può assistere alla rottura per trazione delle barre (Paulay e Priestley, 1992).

Il limite superiore può essere considerato, invece, un limite tecnologico oltre il quale si possono verificare notevoli problemi di "congestione" delle armature.

*f. un'armatura trasversale orizzontale più fitta va disposta alla base della parete per un'altezza pari alla lunghezza in pianta della parete stessa, in vicinanza dei due bordi per una lunghezza pari a 0.20 l su ciascun lato. In tali zone l'armatura trasversale deve essere costituita da tondini di diametro non inferiore ad 8 mm, disposti in modo da fermare tutte le barre verticali con un passo pari a 10 volte il diametro della barra ma non inferiore a 250 mm.*

Si è detto in precedenza dell'importanza di una adeguata armatura di confinamento del calcestruzzo compresso da disporre nella regione critica alla base della parete: un buon confinamento del calcestruzzo consente di migliorare la duttilità della parete.

Travi di collegamento

*a. Le travi di collegamento di pareti accoppiate vanno verificate con i criteri previsti per le travi normali delle strutture intelaiate purché il rapporto tra luce netta ed altezza sia superiore a 3;*

*b. quando tale condizione non è soddisfatta esse devono essere armate a flessione con armatura doppia simmetrica; la stessa armatura trasversale richiesta per assorbire il taglio deve essere disposta anche longitudinalmente in modo da realizzare due reti a maglia quadrata disposte sulle due facce;*

*c. se il valore della tensione tangenziale di calcolo:*

$$\tau_d = \frac{V_d}{b \cdot h}$$

*eccede il limite seguente:*

$$\tau_d = 3 \cdot \tau_0$$

*tutto il taglio deve essere assorbito da un'armatura ad X che attraversa diagonalmente la trave e si ancora nelle due pareti adiacenti;*

Si è detto in precedenza dell'importanza di una armatura diagonale da disporre nelle travi di collegamento tra pareti accoppiate onde evitare un collasso, fragile, per taglio delle travi.

*d. ciascuno dei due fasci di armatura deve essere racchiuso da armatura a spirale o da staffe di contenimento con passo non superiore a 100 mm. In questo caso, in aggiunta all'armatura diagonale, sarà disposta su ciascuna faccia della trave una rete di diametro 10 mm a maglia quadrata di lato 100 mm, ed armatura corrente di 2 barre del 16 ai bordi superiore ed inferiore;*

*e. gli ancoraggi delle armature nelle pareti saranno del 50% più lunghi di quanto previsto per le zone non sismiche;*

*f. quando è necessario adottare armature ad X lo spessore minimo delle pareti accoppiate e delle travi deve essere non minore di 200 mm;*

*g. in ogni caso il valore della tensione tangenziale non può eccedere il limite:*

$$\tau_d = 4.5 \cdot \tau_0$$

### 8.3. BIBLIOGRAFIA

- (1) Mattock A.H. (1967), *Discussion of "Rotational Capacity of Reinforced Concrete Beams" by W.G. Corley*, Journal of Structural Division, ASCE, Vol.93, ST2;
- (2) Kent D.C. and Park R. (1971), *Flexural Members with Confined Concrete*, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol.97, ST7;
- (3) Park R. and Paulay T. (1975), *Reinforced Concrete Structures*, John Wiley & Sons, Inc.;
- (4) Ma S.H., Bertero V.V. and Popov E.P. et al. (1976), *Experimental and Analytical Studies on the Hysteretic Behavior of Reinforced Concrete Rectangular and T-Beams*, Earthquake Engineering Research Center, UCB/EERC 76-2, University of California, Berkeley;
- (5) Siviero E. (1976), *Rotation Capacity of Monodimensional Members in Structural Concrete*, CEB Bulletin d'Information N°105, Lausanne;
- (6) Wakabayashi M. and Minami K. (1976), *Experimental Studies on Hysteretic Characteristics of Steel Reinforced Concrete Columns and Frames*, Proceedings Int. Symp. Earthquake Struct. Eng., University of Missouri-Rolla, St. Louis;
- (7) Bertero V.V., organizer, (1977), *Earthquake-resistant Reinforced Concrete Building Construction*, Proceedings of a workshop held at the University of California, Berkeley, University Extension, Vol.1;
- (8) Bertero V.V. and Popov E.P. (1977), *Seismic Behavior of Ductile Moment-Resisting Reinforced Concrete Frames*, Publication SP-53, ACI, Detroit;
- (9) *New Zealand Standard Code of Practice for the Design of Concrete Structures* (1982), NZS 3101: Part 1; Commentary NZS 3101: Part 2, Standard Association of New Zealand, Wellington;
- (10) Comité Euro-International du Béton (C.E.B) (1985), *CEB Model Code for Seismic Design of Concrete Structures*, Bulletin d'Information n° 165, Lausanne; (11) Park R. (1986), *Ductile Design Approach for Reinforced Concrete Frames*, Earthquake Spectra, Vol.2, No.3;
- (12) ACI Committee 318 (1989), *Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-89) and Commentary*, American Concrete Institute, Detroit;
- (13) De Luca A. e Serino G. (1989), *Nuovi Sistemi Strutturali per la Difesa dal Rischio Sismico*, Ingegneria Sismica, anno VI, N.1;
- (14) Wakabayashi M. (1989), *Progettazione di Strutture Antisismiche*, McGraw-Hill Libri Italia srl, Milano;
- (15) Paulay T. and Priestley M.J.N. (1992), *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*, John Wiley & Sons, Inc.;
- (16) Comité Euro-International du Béton (C.E.B) (1993), *Behavior and Analysis of Reinforced Concrete Structures under Alternate Actions Inducing Inelastic Response - Volume 2: Frame Members*, Bulletin d'Information n° 220, Lausanne;
- (17) Comité Euro-International du Béton (C.E.B) (1993a), *CEB-FIP Model Code 1990*, Bulletin d'Information n° 213/214, Lausanne;
- (18) Eurocode 8 (1994), *Design Provisions for Earthquake Resistance of Structures*, ENV 1998-1-3, CEN.;
- (19) Comité Euro-International du Béton (C.E.B) (1996), *RC Frames under Earthquake Loading*, Bulletin d'Information n° 231, Lausanne

#### 8.4. SIMBOLOGIA

- $R_{ck}$  resistenza cubica caratteristica a compressione del calcestruzzo
- $f_{cd}$  resistenza a compressione di calcolo del calcestruzzo
- $f_{yd}$  resistenza a trazione di calcolo dell'acciaio
- $f_c$  resistenza cilindrica a compressione del calcestruzzo
- $f_{yk}$  resistenza caratteristica di snervamento dell'acciaio
- $f_{ctm}$  resistenza media a trazione per flessione del calcestruzzo
- $f_{ctm}$  resistenza media a trazione del calcestruzzo
- $E_c$  modulo elastico del calcestruzzo;
- $E_f$  modulo elastico dell'acciaio;
- $M_u$  momento ultimo
- $M_{cr}$  momento critico instabilizzante
- $M_y$  momento di snervamento
- $M_c$  momento di fessurazione
- $N$  sforzo assiale
- $v$  sforzo assiale adimensionalizzato
- $T$  sollecitazione di taglio
- $h, H$  altezza della sezione trasversale
- $d$  altezza utile
- $\rho$  percentuale geometrica di armatura longitudinale
- $A_s, A_f$  area dell'armatura metallica
- $1/R$  curvatura
- $l_p$  lunghezza della cerniera plastica
- $l_b$  lunghezza libera di inflessione
- $d_b$  diametro delle barre
- $\lambda$  snellezza
- $S$  passo staffe
- $V_{st}$  volume delle staffe chiuse di confinamento;
- $V_c$  volume di conglomerato confinato;
- $\omega_{wd}$ - rapporto meccanico in volume delle staffe chiuse di confinamento
- $A_c$  area lorda di conglomerato
- $A_0$  area del nucleo di conglomerato