

Concezione generale e dettagli costruttivi del progetto delle armature

Mauro Mezzina, Fabrizio Palmisano, Amedeo Vitone

Il progetto delle armature degli elementi in calcestruzzo armato, e delle regioni che ne assicurano la solidarizzazione in un sistema organico, rappresenta uno dei momenti fondamentali della concezione strutturale. Il raggiungimento degli obiettivi prestazionali dipende, infatti, molto dalla capacità di ideare e realizzare un *disegno* delle armature in armonia con le caratteristiche geometriche dell'opera e comportamentali del calcestruzzo armato. In ambiente gravitazionale può rappresentare un'utile guida per il progetto il criterio di ricalcare per quanto possibile, con i profili delle barre, gli itinerari "preferiti" dai carichi. Si deve tuttavia tenere conto del fatto che tali percorsi, preferiti perché soddisfano il principio del minimo possibile investimento in termini di energia di deformazione, subiscono nel tempo varie modifiche. Infatti lo scenario nel quale il corpo strutturale è destinato a trascorrere la sua *vita utile* è mutevole, in conseguenza delle trasformazioni ambientali e delle trasformazioni fisiche che esso stesso subisce. Particolarmente la nascita e l'evoluzione dei quadri fessurativi nel calcestruzzo impone ai carichi di abbandonare gli itinerari danneggiati, se non addirittura interrotti. Essi "muovono" così alla ricerca di nuovi percorsi, anche a costo di ulteriori investimenti energetici.

Il progetto delle armature, come del resto quello generale dell'opera, deve essere eseguito utilizzando modelli scelti in modo da rendere compatibili esigenze di affidabilità e di chiarezza nella ricostruzione degli aspetti essenziali del comportamento strutturale, con l'interesse a approfondire nel calcolo un impegno non sproporzionato, ma adeguato all'importanza dell'oggetto dell'analisi.

L'analisi di un'opera strutturale, dai suoi aspetti di dettaglio, sino a quelli più generali, che riguardano l'intero organismo, deve effettuarsi su modelli affidabili, capaci di simularne il comportamento nello scenario di calcolo che è a base di progetto. L'impiego di modelli è utile anche per risalire alle ragioni che sono all'origine di direttive, regole e prescrizioni, come ad esempio quelle inerenti ai dettagli costruttivi.

Alla luce delle precedenti considerazioni è pertanto auspicabile che, al momento della scelta, sia data preferenza a modelli che possano conservare una loro efficacia anche quando sono ridotti a forme molto semplificate, ma che proprio per questo rendono più immediata la percezione del comportamento che si desidera indagare. Modelli che esprimano già con la loro forma, con la geometria degli elementi costitutivi, il carattere costituzionale che si desidera imprimere all'opera. Modelli versatili, che conservino la loro affidabilità nel simulare gli aspetti di dettaglio come quelli di concezione generale.

Lo Strut and Tie Model (STM), [12], che è proposto anche da Eurocodice 2, [1], si mostra a tal fine molto efficace. Si tratta, come è noto, della organica riformulazione di un approccio che fu utilizzato per la prima volta dai pionieri delle costruzioni in calcestruzzo armato, alla fine del XIX secolo. [7]

Un metodo per disegnare STM affidabili è rappresentato dal Load Path Method, [9], [14], [15], [16], [8], anch'esso oggi suggerito da Eurocodice 2.

Naturalmente l'impiego dello STM non è da considerarsi alternativo a quello degli elementi finiti. Esso può certamente giovare a prefigurare il comportamento strutturale in modo semplice e chiaro, prima che si passi alla costruzione di più impegnativi modelli complessi FEM¹. Così come può essere utilizzato per dotare il progettista di uno strumento efficace di verifica sintetica della incontrollabile massa numerica dei risultati dell'analisi al computer.

Con il presente capitolo il disegno delle armature - sino al dettaglio - viene dunque proposto come aspetto essenziale della concezione generale del progetto strutturale. L'impiego sistematico dello STM, con l'ausilio del LPM, rende talvolta di immediata percezione il suggestivo riscontro del riprodursi, in scale molto diverse (dalla grande dimensione globale dell'opera, sino al minuto particolare costruttivo²), di forme strutturali tipiche (dall'arco, al traliccio-trave, alla capriata, ecc.).

Lo scopo principale di una gran parte delle regole che impartiscono prescrizioni sui dettagli costruttivi di una struttura in calcestruzzo armato è quello di concorrere a migliorare l'affidabilità del progetto con riguardo a prestabiliti livelli prestazionali e requisiti di base. [5]

Il progettista si propone, come si è detto, di prefigurare lo scenario entro il quale l'opera dovrebbe essere destinata a trascorrere la sua vita utile, utilizzando modelli virtuali che oggi possono essere anche molto raffinati. Essi tuttavia non sono mai da soli sufficienti ad assicurare al committente il soddisfacimento della sua domanda di sicurezza, funzionalità, durabilità, estetica, economia, sempre naturalmente nel rispetto delle norme vigenti.

Il ruolo del *detailing* è dunque tanto più importante quanto meno è affidabile l'analisi strutturale. E diventa poi essenziale quando con esso si intende compensare la scelta, assai comune, di dare la preferenza a calcoli semplificati. Spesso infatti si rinuncia a far rientrare nello scenario del modello anche "fenomeni" rari o di difficile quantificazione, ma la cui occorrenza potrebbe sortire effetti anche molto gravi. Ci si riferisce, ad esempio, alle azioni straor-

¹ Finite Element Method.

² Si veda il cap.13.

dinarie (urti, incendi, esplosioni, ecc.); alle conseguenze di errori di progettazione o di esecuzione; ecc.

La natura delle prescrizioni sui dettagli costruttivi è dunque spesso quella di regole mirate a dotare l'organismo strutturale di propri caratteri costituzionali. Una sorta di criterio di armonizzazione delle scelte progettuali - dalla concezione globale al dimensionamento dei singoli elementi, sino ai dettagli - al fine di dotare il sistema strutturale di una sua intrinseca capacità di far fronte agli eventi, dando fondo, per quanto possibile, a tutte le proprie risorse.

Oggetto del detailing sono, pertanto, sia gli aspetti che si riscontrano in qualsiasi generica regione in cui si sviluppino interazioni fra le barre di armatura ed il calcestruzzo, sia, più in specificamente, quelli sui quali influiscono le caratteristiche proprie dei vari elementi strutturali - dei quali la regione fa parte - esaminati sia singolarmente, sia come parte di un sistema complesso.

Criteri generali per la concezione del progetto delle armature sino ai dettagli costruttivi vengono dunque qui di seguito proposti in forma di regole generali, par. 14.1, e di regole per elementi strutturali, par. 14.2. Un cenno alle regole mirate al miglioramento dell'affidabilità del sistema nel suo complesso è contenuto nel par. 14.3. Si segnalano le frequenti correlazioni fra questo capitolo ed i capitoli 13, dedicato al LPM ed allo STM, e 15, dedicato alla concezione del progetto delle armature delle strutture di fondazione.

14.1 Regole generali di detailing³

Le Norme Tecniche per le Costruzioni, [2], 4.1.6, dedicano un paragrafo ai dettagli costruttivi. Regole generali sono quelle dedicate a "copriferro e interferro" (4.1.6.1.3) ed all'ancoraggio delle barre e loro giunzioni, (4.1.6.1.4). (14.1.0)

EC2 dedica l'intera sezione 8 alle "regole generali". Gli argomenti trattati sono la distanza fra le barre; il diametro del mandrino per la piegatura; l'ancoraggio e le giunzioni; regole specifiche per la precompressione. (14.1.1)

Oggetto delle prescrizioni sui dettagli costruttivi sono innanzi tutto le regioni di "scambio", nelle quali i percorsi dei carichi passano dalle barre al calcestruzzo, e viceversa. Si tratta di regole di validità generale, e cioè indipendenti dalle peculiari caratteristiche dell'elemento strutturale al quale vengono applicate.

In particolare con le *regole generali* si disciplinano principalmente le modalità di interazione locale barre-conglomerato per rendere possibile la concentrazione - in prossimità delle armature e dei nodi - dei percorsi dei carichi nel calcestruzzo, senza danno per quest'ultimo. Tali concentrazioni sono inevitabili, nelle suddette regioni di "scambio", proprio in considerazione della

³ In questo capitolo e nel successivo sono stati contrassegnati anche i titoli dei paragrafi dei vari livelli con numerazione progressiva (14._._), in sequenza continua con la numerazione delle formule, per agevolare la ricerca nel testo.

notevole differenza di capacità portante specifica dell'armatura, rispetto al calcestruzzo. Le regole generali, pertanto, riguardano il disegno dell'armatura; la scelta dei diametri delle barre; la loro distribuzione e disposizione nella massa di conglomerato; il loro dimensionamento "relativo". Per "dimensionamento relativo" si intende il progetto delle sezioni di armatura in relazione alla intensità dei carichi limite ultimi, che il calcestruzzo può portare attraverso le sezioni oppure attraverso i volumi delle regioni, di "competenza" delle armature da dimensionare.

14.1.1 Distanza fra le barre

(14.1.2)

Le prescrizioni con le quali le Norme impongono limiti alla distanza fra le barre d'armatura sono ispirate a varie esigenze. Precisamente al miglioramento di vari livelli prestazionali: resistenza (duttilità, soprattutto; *robustness*); funzionalità (rigidezza, indirettamente, attraverso il controllo della fessurazione); durabilità; affidabilità, persino estetica.

Molte di queste prescrizioni possono ricondursi al comune obiettivo di rendere il meno possibile traumatica la trasformazione corrispondente al passaggio da uno stato fisico all'altro.

La qualità del comportamento di un organismo strutturale va riconosciuta proprio in questa capacità di transitare senza eccessivo danno da uno stato all'altro; dalla condizione iniziale di corpo scarico, a quella finale corrispondente allo *SLU*. Investendo meno energia possibile⁴ durante i fenomeni di trasformazione, ma attivando ogni volta configurazioni che gestiscano, sempre con danno controllato, una quantità di energia di deformazione sempre crescente.

Assumendo l'energia di deformazione necessaria ai vettori per modificare il percorso dei carichi a misura dell'entità del turbamento prodotto dai fenomeni che conducono alla modifica di stato, uno strumento utile per conseguire l'obiettivo è quello di disporre le armature in modo da rendere tali *by-pass* poco dissipativi. E ciò può ottenersi con prescrizioni relative alle distanze fra le barre che siano riferite a diversi aspetti.

(a) Un primo aspetto è di metodo. In presenza di una distribuzione di barre di armatura diffuse ed a passo ridotto, è possibile semplificare l'analisi, senza sacrificio di affidabilità, adottando modelli "concentrati", che cioè riportino su un unico percorso risultante gli itinerari dei vari vettori elementari, come quelli rappresentativi delle singole barre. (14.1.3)

(b) Le prescrizioni che pongono un limite alla distanza fra le barre *in relazione alle dimensioni dell'elemento strutturale* hanno principalmente la finalità di assicurare la voluta riduzione di domanda di energia di deformazione, al passaggio da uno stato all'altro, ponendo dei limiti alle correlative *variazioni*

⁴ Si ricordi che il presente volume tratta strutture non sismiche, e che quindi le economie in termini di energia di deformazione si traducono nella salvaguardia del *patrimonio* di energia potenziale di posizione.

di direzione degli itinerari,. Un esempio significativo è il limite imposto alla $\cot\theta$, nelle travi⁵. (14.1.4)

(c) Le prescrizioni che pongono un limite alla distanza fra le barre *in relazione al diametro di barre ad esse ortogonali*⁶, mirano ad assicurare economie di energia di deformazione *irrigidendo la gabbia di armatura* e con ciò favorendo i percorsi che utilizzano le armature sia come vere e proprie travi⁷, sia come puntoni (riducendone fra l'altro la snellezza)⁸. (14.1.5)

(d) Le prescrizioni del tipo indicato in (c) possono anche essere mirate a migliorare la *resistenza* dei percorsi di compressione nel calcestruzzo per effetto *confinamento*⁹. È noto che confinando il calcestruzzo si rende possibile il suo funzionamento, con danno locale ridotto, anche in presenza di grandi dissipazioni di energia. È cioè possibile migliorare sensibilmente la *duttilità* della regione confinata. (14.1.6)

(e) Le prescrizioni che pongono un limite *assoluto*¹⁰ alla distanza fra le barre hanno spesso la finalità di assicurare economie in termini di energia di deformazione riducendo la lunghezza dei percorsi e la loro deviazione. Questo comporta un miglioramento della durabilità per effetto della riduzione dell'ampiezza di fessurazione, che consegue alla riduzione dell'energia investita dai vettori lungo i *by-pass*. In linea generale si può riconoscere la necessità di regole che limitino i valori assoluti delle distanze massime fra le barre, al cosiddetto "effetto scala". Infatti le prescrizioni *relative*¹¹, in presenza di valori ridotti della distanza fra le barre, possono risultare di per sé sufficienti a garantire anche l'efficienza del comportamento locale delle interazioni acciaio calcestruzzo. Non sono, tuttavia, sempre sufficienti al crescere delle dimensioni assolute della distanza fra le barre, in quanto contemporaneamente non crescono (quanto meno non nella stessa scala) tutti gli altri parametri dai quali dipende il suddetto comportamento locale. In particolare resta praticamente costante il grado di disomogeneità del conglomerato, in quanto la pezzatura degli inerti generalmente resta invariata. Inoltre la intensità specifica dei carichi in gioco¹², sempre al crescere delle dimensioni dell'elemento, non diminuisce; la superficie di contatto acciaio-calcestruzzo non cresce in proporzione. Nel contempo, pur crescendo le dimensioni dell'elemento, la domanda di "prestazione", quando è rappresentata dal controllo dell'ampiezza di fessurazione, resta costante nel suo valore assoluto.

(14.1.7),(14.1.7a)¹³

⁵ Si veda (14.2.196).

⁶ Si veda(14.2.272).

⁷ Si veda (14.2.274).

⁸ Si veda (14.2.273).

⁹ Si veda (14.2.245), il par. 15.2.4 e si legga il par. 14.1.5.

¹⁰ Si veda (14.2.53).

¹¹ Per esempio relative alle dimensioni dell'elemento, come indicato nei punti (b) e (c) precedenti.

¹² Che è misurata dalle *tensioni* agenti.

¹³ Vedere più avanti.

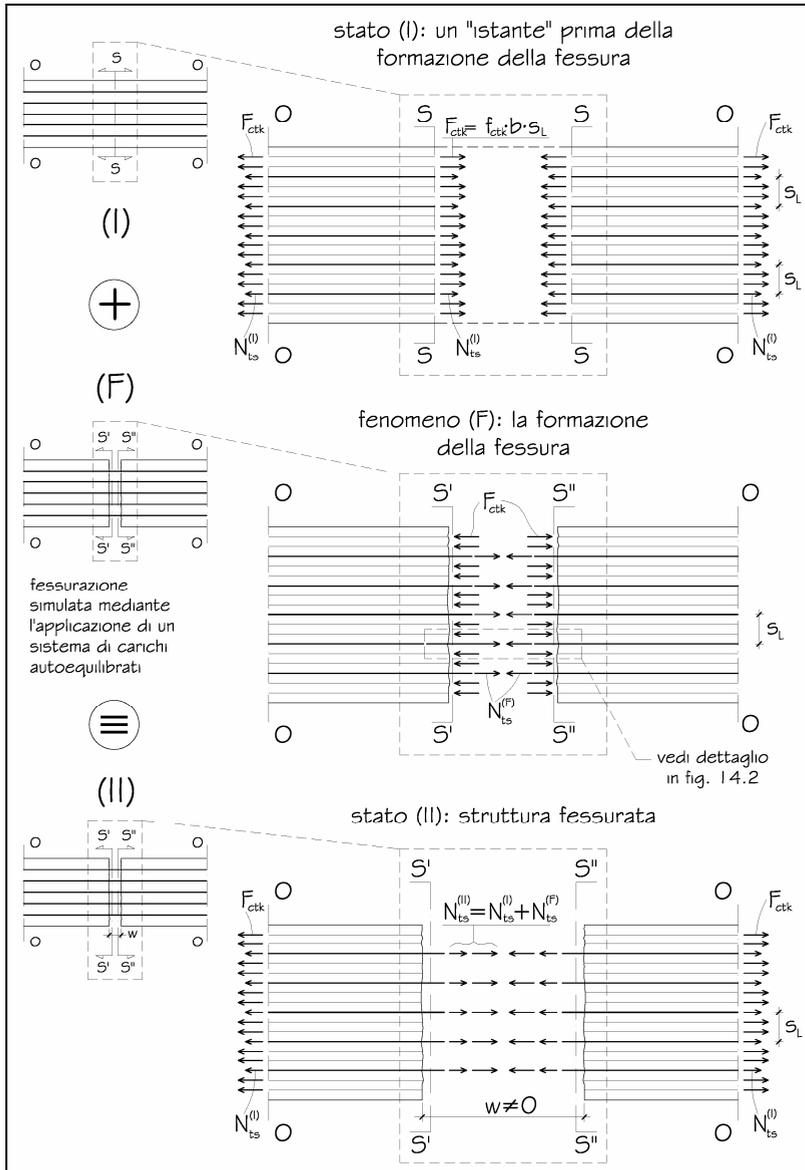


Fig. 14.1

La fig. 14.1 propone di simulare la trasformazione di stato prodotta dalla fessurazione in un elemento generico soggetto a trazione, attraverso una particolare applicazione del principio di sovrapposizione degli effetti. Nello stato (I) la sezione $S-S$ è attraversata da percorsi di trazione, $A \rightarrow B$, sia entro il calcestruzzo (carichi elementari f_{ctk}), sia entro le barre di armatura (carichi $N_{ts}^{(I)}$).

Il fenomeno della fessurazione è simulato, (F), attraverso la applicazione ai due lembi distaccatisi¹⁴ della sezione $S-S$, di una distribuzione di carichi elementari di compressione, applicati al calcestruzzo, di intensità pari ai corrispondenti carichi elementari di trazione, f_{ctk} . Lo stato finale, (II), è il risultato della sovrapposizione di (I) ed (F): la sezione $S-S$ è infine attraversata esclusivamente dai percorsi di trazione entro le barre di armatura, rappresentati dalla somma, N_{ts}^{II} , dei carichi che le utilizzavano allo stato (I), N_{ts}^I , e di quelli che hanno dovuto abbandonare il calcestruzzo, N_{ts}^F . I dettagli di fig. 14.2 mostrano due possibili itinerari dei carichi elementari rappresentativi del fenomeno della fessurazione. Uno di sola compressione nel calcestruzzo ($A \rightarrow B \rightarrow C \rightarrow D \rightarrow E \rightarrow F$), l'altro che utilizza anche tratti di trazione, sempre nel calcestruzzo, nelle regioni in cui non è fessurato ($A \rightarrow B' \rightarrow C' \rightarrow C'' \rightarrow D' \rightarrow D'' \rightarrow E' \rightarrow F$). Si notino le spinte centrifughe nei nodi di deviazione B ed E , che provocano trazioni trasversali. Dal tracciato dei suddetti percorsi, tenuto anche conto delle suddette spinte trasversali, dipende l'entità dell'energia di deformazione investita dai carichi elementari F_{ctk} per attraversare la fessura utilizzando le armature, secondo il modello di fig. 14.1, (F), ed i corrispondenti dettagli.

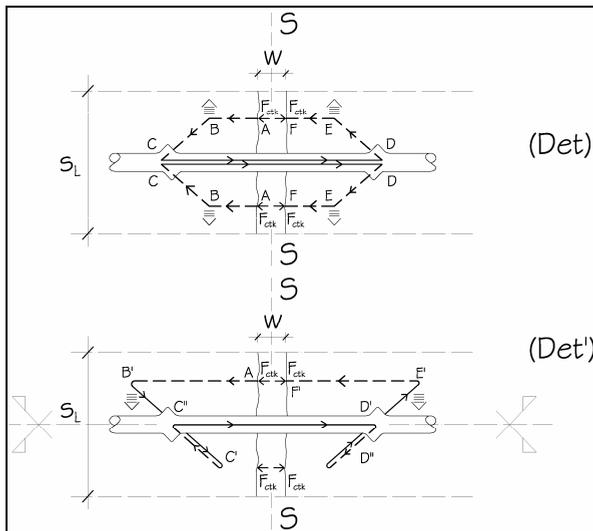


Fig. 14.2

¹⁴ Con :

w
si è indicata l'ampiezza della fessura.

(14.1.7b)

Si percepisce immediatamente che al ridursi del passo s diminuisce l'energia di deformazione e , di conseguenza, si riduce l'ampiezza di fessurazione, w .

Oltre ad un limite superiore, va fissato anche un limite inferiore alla distanza fra le barre. Il principio è sempre il medesimo: favorire la formazione di itinerari nel calcestruzzo che attivino lo scambio con le barre di armatura, a basso investimento di energia. Osservando la fig. 14.2, è come dire che si devono evitare valori così ridotti del passo s da non consentire la formazione di adeguati percorsi (attraverso il calcestruzzo) di ingresso entro le barre ($B \rightarrow C$ e $C' \rightarrow C''$) dei carichi F_{ct}

Secondo EC2, 8.2, (1)P, la distanza deve essere tale da consentire la messa in opera e la compattazione del calcestruzzo, tanto da assicurare una buona aderenza.

A tal fine formula raccomandazioni in merito alla distanza minima da assumere come interfero, 8.2, (2), ed alla disposizione su piani verticali non sfalsati, Fig. 14.3, in modo da favorire l'insinuazione del calcestruzzo durante il getto¹⁵.

EC2, 8.2, (4), precisa che le barre possono invece essere disposte a contatto lungo la lunghezza di sovrapposizione.

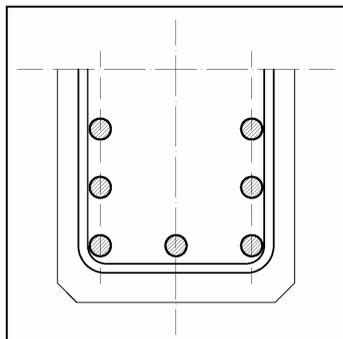


Fig . 14.3

14.1.2 Diametro del mandrino, diametro delle barre, copriferro

(14.1.7a)

Diametro del mandrino **(14.1.8)**

In fig. 14.4 viene proposto il dettaglio di un tratto curvo di una barra tesa, che potrebbe ad esempio essere il tratto di piegatura di una barra sagomata di una trave¹⁶.

¹⁵ Si veda la fig. 14.28, (IV).

¹⁶ Si veda (14.2.248).

In base a semplici condizioni di equilibrio della porzione di barra, risulta:

$$\sigma_c = (\pi/2) \sigma_s d_b / d_m, \quad (14.1.9)$$

e quindi anche:

$$d_m = [(\pi/2) (\sigma_s/\sigma_c)] d_b, \quad (14.1.9a)$$

in cui:

$$d_b \quad (14.1.10)$$

è il diametro della barra, e:

$$d_m \quad (14.1.11)$$

è il diametro del mandrino.

La (14.1.9) mostra che è possibile contenere la tensione di compressione sul calcestruzzo entro limiti compatibili con la sua resistenza locale riducendo la tensione di trazione nell'armatura, σ_s , ed il diametro della barra, d_b , ed aumentando il diametro del mandrino, d_m .

Come mostra la fig. 14.5 (I), il modello *STM* "semplificato" (consistente nell'assumere un'unica asta compressa a rappresentare la "risultante" del flusso di vettori elementari di compressione) non fornisce alcuna indicazione sul rischio di fenditura nel calcestruzzo, conseguente alle punte di tensione che pur si formano in corrispondenza dei nodi in cui il flusso si concentra sulla regione di sagomatura di una barra.

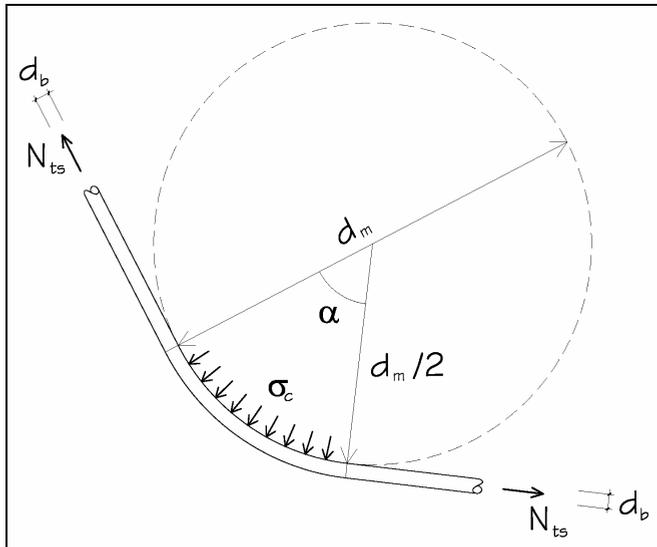


Fig . 14.4

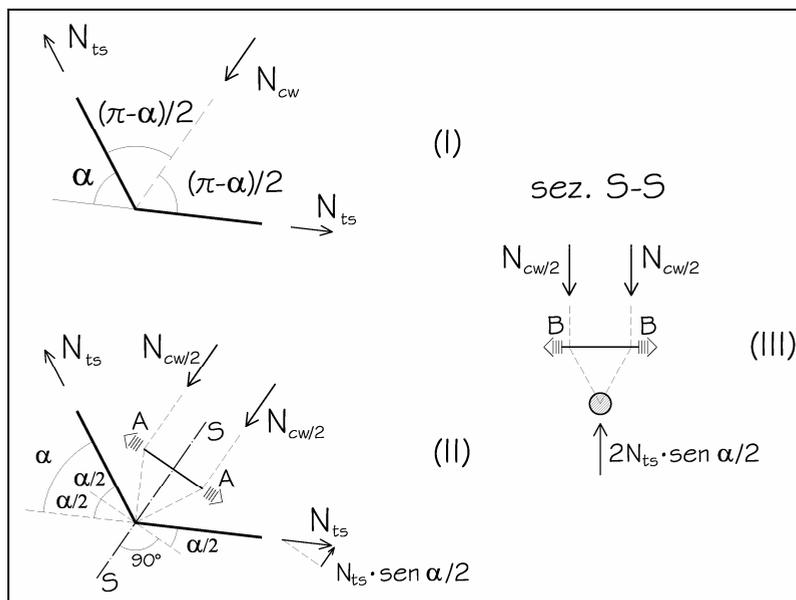


Fig. 14.5

Si dovrebbero pertanto adottare modelli *STM* meno “semplificati”¹⁷, come ad esempio quelli proposti in (II) e (III), nella medesima fig. 14.5. Pur con il semplice sdoppiamento dell’asta compressa diagonale, essi mettono tuttavia in luce la trazione trasversale nel calcestruzzo, conseguente alla deviazione dei flussi che si concentrano sul nodo, rispettivamente in senso longitudinale ed in senso trasversale¹⁸.

Ha un interesse non solo storico ma di sorprendente attualità la lettura, anche su questo specifico tema, di una pagina del testo di Mörsch, dei primi anni del secolo scorso ([7], pag. 476:

La serie 50 che fu preparata in tutto come la 29, ma con ferri piegati ad angolo e non arrotondati, sopportò un carico di 4,8 t (pari al 12,6% del totale) in meno della serie 29. L’angolo vivo indusse forti pressioni nel beton, in modo che il pezzo tratteggiato in fig. 474 si staccò. È utile quindi, nella pratica, piegare i ferri non a spigolo vivo, ma arrotondando gli angoli con raggio di curvatura sufficientemente grande (le Norme Tedesche prescrivono un raggio da 10 a 15 volte il diametro dei ferri).

¹⁷ Una comune semplificazione dei modelli *STM* consiste spesso nel sostituire i flussi di compressione nel calcestruzzo con un unico percorso: quello del loro carico risultante. Un modello siffatto, naturalmente, non può fornire alcuna informazione sugli effetti della eventuale diffusione del suddetto carico, che comporta spinte trasversali, i cui itinerari non compaiono nel modello semplificato. Ci si riferisce ai tratti A-A e B-B della citata fig. 14.5.

¹⁸ Si veda anche la fig. 14.42.

Una misura adeguatamente elevata del diametro del mandrino da adoperare per sagomare le barre giova non solo, come si è detto in precedenza, ad attenuare le punte di tensione di compressione nel calcestruzzo delle bielle che vi si appoggiano, ma anche a ridurre il rischio di espulsione laterale delle barre piegate che fossero disposte troppo vicine alle facce laterali libere dell'elemento strutturale.

Si osservi la fig.14.6, che rappresenta lo schematico *STM* di un angolo di telaio soggetto a momento negativo ($M < 0$). Le barre curve entro il nodo sono dotate del massimo diametro del mandrino ($d_m = 2z$) compatibile con l'esigenza di non ridurre il braccio z entro il nodo. Gli effetti negativi di una disposizione delle barre curve troppo vicine alla faccia laterale esterna della trave possono ricondursi a quello che in figura è detto "di insieme", fig. 14.6 (II), ed a quello indicato come "locale", fig. 14.6 (IV). In entrambi i casi le spinte H orizzontali, rivolte verso l'esterno, tendono a far distaccare il copriferro.

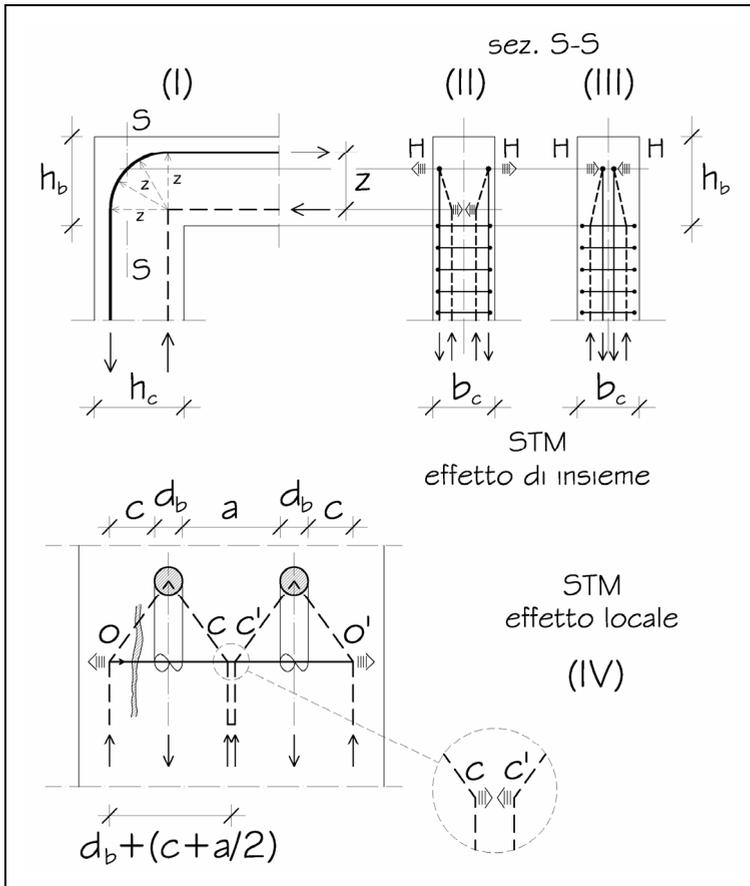


Fig. 14.6

In fig. 14.6 (III), si mostra come una disposizione più interna delle barre curve possa portare alla favorevole inversione del verso delle spinte sulle barre. L'effetto locale rappresentato nella fig. 14.6 (IV) mostra a sua volta come la intensità della tensione di compressione sul calcestruzzo si riduca al diffondersi del carico dalla larghezza d_b sino alla larghezza $d_b+c+a/2$. Per il dimensionamento di d_m , secondo la (14.1.9a), si può tenere conto di questa circostanza favorevole¹⁹. Un criterio semplice potrebbe essere quello di assumere un valore limite, da imporre alla σ_c , maggiore di f_{cd} ²⁰, se la σ_c è calcolata sulla larghezza minima, d_b .

Un'altra differente buona ragione per assumere un diametro del mandrino adeguatamente grande è quella di evitare che la barra sia danneggiata durante la lavorazione, per effetto di una piegatura troppo "stretta".

Secondo EC2, 8.3, il diametro minimo dei mandrini di barre piegate (uncini, cappi, ecc) per evitare danni all'armatura deve essere pari a:

$$d_{m,\min} = 4 d_b, \text{ per } d_b \leq 16\text{mm}; \quad (14.1.12)$$

$$d_{m,\min} = 7 d_b, \text{ per } d_b > 16\text{mm}; \quad (14.1.13)$$

EC2, 8.3, (3), fornisce anche indicazioni per un corretto dimensionamento del diametro del mandrino al fine di evitare fessurazioni nel calcestruzzo. Se si verificano le seguenti condizioni favorevoli:

$$\text{è elevata la distanza dalla faccia esterna di calcestruzzo}^{21\ 22}; \quad (14.1.14)$$

$$\text{è ridotta la lunghezza di ancoraggio necessaria, tanto da richiedere, dopo la parte curva, un prolungamento della barra minore di } 5d_b, \quad (14.1.15)$$

sempre secondo EC2, 8.3, (3), il diametro minimo del mandrino, (14.1.12) e (14.1.13), raccomandato per evitare danni all'armatura, assicura, senza necessità di verifica numerica, anche contro il rischio di fessurazioni locali del calcestruzzo per rifollamento.

Le figg. 14.7 e 14.8 riproducono due tavole che contengono prescrizioni generali inerenti le modalità di lavorazione (con specifico riferimento al diametro del mandrino) di ganci di estremità e di angoli di piegatura di staffe, e tratti di piegatura di barre rialzate. Le due tavole sono proposte come esempio dell'insieme di elaborati dedicati alle prescrizioni, generali e particolari, sui dettagli costruttivi che dovrebbero far parte di un progetto esecutivo²³. La finalità di questo insieme di tavole è quella di costituire una base unitaria e coordinata di riferimento perchè tutti gli elementi che formano l'organismo strutturale nel suo complesso siano dotati dei medesimi livelli prestazionali fissati come requisiti di base del progetto.

¹⁹ Naturalmente si ribadisce che è rilevante l'importanza di un adeguato valore del copriferro c .

²⁰ EC2, in 6.7, tratta il caso generale di "pressioni localizzate".

²¹ Si veda anche la disposizione delle armature nella sezione trasversale di una trave, (14.2.53).

²² Si veda anche la fig. 14.31, in cui si mostra come disponendo le barre rialzate all'interno della trave si possa agevolare l'eventuale attivazione in fase post-collasso.

²³ Si veda il par. 16.5, nel quale vengono proposti alcuni aspetti del progetto esecutivo delle strutture dell'Auditorium di Roma.

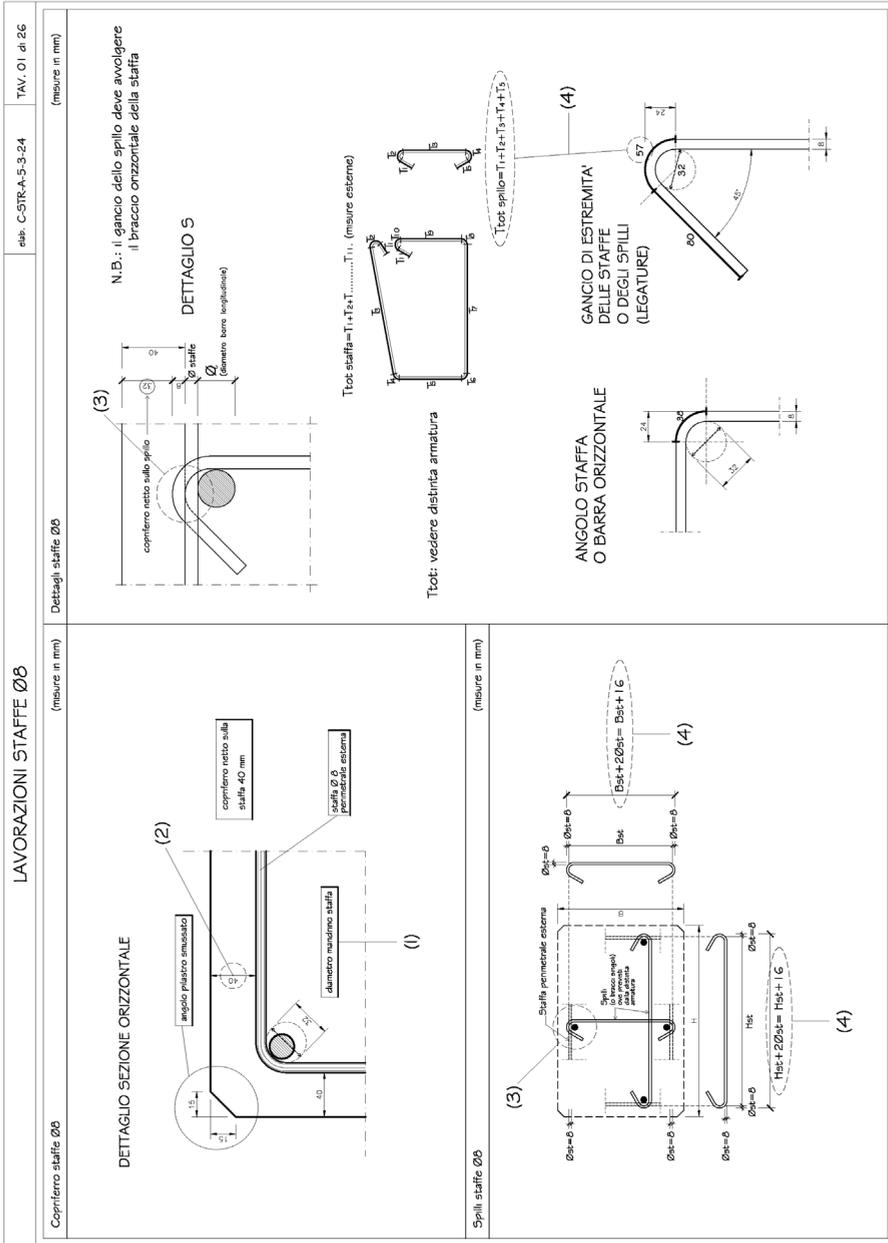


Fig. 14.7

Si noti in fig.14.7:

- (1), il diametro del mandrino, d_m , assunto par a $4d_b$, secondo (14.1.12);
- (2), il copriferro di 40 mm, assicurato sulla staffa, (14.1.17);
- (3), lo spillo trasversale, agganciato alla staffa, per vincolarne i bracci nelle loro sezioni più lontane dagli angoli, e per assicurare pertanto la loro funzione di ritegno anche nei confronti delle barre compresse lontane dai suddetti angoli di staffa, (14.1.16);
- (4), la accuratezza del calcolo della lunghezza di taglio, ed in generale delle indicazioni relative alle misure dei pezzi da lavorare, indispensabile perchè sia poi di fatto rispettata la misura del copriferro (2), e di conseguenza si possa considerare ridotto lo scostamento Δ_{dev} , (14.1.18).

Si noti in fig.14.8:

- (1), la accuratezza di cui al punto (4) della precedente figura;
- (2), il diametro del mandrino, ben maggiore del minimo²⁴, in considerazione di quanto detto a proposito delle barre piegate, in merito ai rischi di fenditura e di rottura per espulsione laterale, connessi con il loro impiego, (14.1.8), (14.2.248), (14.1.14).
- (3), la disposizione di uno spezzone (“barrotto”) di adeguato diametro, nell’angolo di sagomatura, che è particolarmente efficace ai fini del miglioramento delle condizioni di diffusione dei flussi di compressione nel calcestruzzo²⁵.

Diametro minimo delle barre. **(14.1.16)**

Prescrizioni di dettaglio relative al diametro minimo e massimo da adottare al momento della scelta delle barre di armatura sono generalmente specifiche del tipo di elemento strutturale²⁶.

Le regole che fissano un valore minimo del diametro delle barre compresse sono quasi sempre mirate ad assicurare che il carico critico per instabilità sia maggiore del carico limite ultimo per compressione della sezione.

²⁴ Si rilegga la citazione di Mörsch, riportata in precedenza, poco dopo (14.1.11).

²⁵ Si veda la fig. 14.11-b, (IV).

²⁶ Si veda il par. 14.2.

Generalmente si tratta di prescrizioni “relative”, che pongono in correlazione il diametro della barra con la sua “lunghezza libera di inflessione”, che a sua volta dipende dalla distanza fra i ritegni trasversali (costituiti da spilli o da staffe²⁷ e dallo stesso spessore del copriferro).

Diametri troppo piccoli delle barre compresse sono sfavorevoli anche ai fini della attivazione dell’effetto di confinamento del calcestruzzo, particolarmente richiesto nelle zone critiche di elementi che fanno parte di strutture sismiche²⁸. Con riguardo al diametro minimo di barre tese, generalmente le prescrizioni riguardano, come nel caso delle travi, il passo massimo delle staffe in relazione al diametro delle barre longitudinali tese²⁹. La finalità in questi casi è quella di assicurare una adeguata rigidità alle barre longitudinali per favorire la diffusione delle diagonali compresse di calcestruzzo³⁰.

Copriferro

(14.1.17)

Una adeguata misura del copriferro ha importanza determinante ai fini della durabilità. La protezione delle armature contro la corrosione dipende dalla massa volumica, dalla qualità e dallo spessore del copriferro di calcestruzzo e dalla fessurazione³¹.

La misura del copriferro è la distanza minima dell’armatura dalla faccia esterna dell’elemento di calcestruzzo. Qualunque sia il tipo di armatura: staffe, cappi, collegamenti, rinforzi superficiali, se presenti³².

Un copriferro minimo:

c_{min} deve essere assicurato al fine di garantire³³ : (14.1.18)

- la corretta trasmissione delle forze di aderenza;
- la protezione dell’acciaio contro la corrosione (durabilità);
- un’adeguata resistenza al fuoco.

Il copriferro nominale, c_{nom} , è pari al copriferro minimo aumentato dello scostamento Δ_{cdev} , che EC2, 4.4.1.3, raccomanda di prevedere non minore di 10 mm.

Per calcestruzzo messo in opera a contatto con superfici irregolari, è necessario che il copriferro minimo sia aumentato per tenere conto dei maggiori scostamenti nel progetto. EC2, 4.4.1.3, (4), raccomanda che per calcestruzzo messo in opera direttamente contro il terreno (come ad esempio nel caso di pali di fondazione trivellati e gettati in opera³⁴), il copriferro minimo sia almeno pari a 75 mm. (14.1.19)

²⁷ Si veda (14.2.272) ed in particolare (14.2.273).

²⁸ Si vedano (14.1.5), (14.1.6) e (14.2.245) e (14.2.273).

²⁹ Si veda (14.2.274).

³⁰ Si veda (14.1.5).

³¹ Si veda EC2, 4.1.

³² Si veda EC2, 4.4.1.1.

³³ Si veda EC2, 4.4.1.2.

³⁴ Si veda (15.5g).

Secondo NTC, 4.1.6.1.3, è obbligatoria la verifica allo SLE per fessurazione. Il dimensionamento dello spessore di ricoprimento deve essere effettuato in funzione dell'aggressività dell'ambiente e della sensibilità delle armature alla corrosione, tenendo anche conto delle tolleranze di posa delle armature.

Sempre le NTC, a proposito di "durabilità", 11.1.11, indicano le Norme UNI EN 206-1 ed UNI 11104, e le "Linee Guida sul calcestruzzo strutturale", elaborate dal STC del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, come documenti ai quali il progettista "potrà fare utile riferimento" al fine di ottenere la prestazione richiesta.

EC2 dedica l'intera sezione 4 alla "durabilità e copriferri". UNI EN 206-1³⁵ fa esplicito riferimento ad EC2 con riguardo alla misura da adottare per il copriferro, in relazione alle esigenze di durabilità ed in considerazione della vita utile prestabilita. EC2 raccomanda che il minimo copriferro da adottare (14.1.18) sia pari al maggiore fra diversi valori:

$$c_{\min,b} = d_b, \text{ copriferro minimo per esigenze di aderenza;} \quad (14.1.20)$$

$$c_{\min,dur}, \text{ copriferro minimo per esigenze di durabilità;} \quad (14.1.21)$$

$$c_{\min,ass} = 10 \text{ mm.} \quad (14.1.22)$$

Il copriferro minimo per esigenze di durabilità deve essere incrementato di un margine di sicurezza, $\Delta c_{dur,\gamma}$ e può essere ridotto quando si adopera acciaio inox, oppure si ricorre a protezione aggiuntiva. (14.1.23)

La misura "base" del copriferro $c_{\min,dur}$ è stabilita in funzione della classe strutturale e della classe di esposizione, secondo EN 10080. Il range è compreso fra 10 mm e 55 mm.³⁶

(14.1.24)

Secondo UNI EN 206, 5.2.3.1, la dimensione massima dell'aggregato deve essere scelta anche in funzione della misura del copriferro.

Diametro massimo delle barre. (14.1.25)

Un'altra prescrizione di carattere generale è quella che pone un limite massimo al diametro in relazione allo spessore del calcestruzzo che avvolge la barra e che deve con essa interagire. A tal fine si devono armonizzare diametro della barra, copriferro, dimensione massima dell'inerte e spessore del calcestruzzo interessato.

La finalità ultima è sempre quella di favorire lo scambio di carichi fra armature e calcestruzzo, controllando le punte di tensione nel calcestruzzo, conseguenza inevitabile della concentrazione dei flussi che dal calcestruzzo convergono entro le armature. Pertanto il diametro delle barre deve essere in generale correlato anche col diametro del mandrino utilizzato per curvare le barre nei punti di sagomatura. La possibilità di migliorare questo specifico aspetto, adottando diametri ridotti, è una delle ragioni che induce a preferire, al momento del progetto delle armature trasversali di una trave, le staffe alle barre piegate.³⁷

³⁵ UNI EN 206-1, 5.3.2, nota 3.

³⁶ Si veda EC2, prospetto 4.4N.

³⁷ Si vedano (14.2.244) – (14.2.248).

Armatura di superficie, di piccolo diametro.

(14.1.26)

Può farsi rientrare nell'ambito delle regole che impongono un limite superiore al diametro delle barre in relazione allo spessore del calcestruzzo che le avvolge, la prescrizione inerente l'armatura di superficie che deve disporsi sulle facce delle travi quando il copriferro adottato risulta particolarmente rilevante. Si esamina, a titolo di esempio significativo, il caso delle travi, al quale si può fare riferimento in generale, anche quando si tratti di elementi strutturali diversi.

Una prescrizione che imponga di disporre armature di superficie di piccolo diametro (armatura del copriferro) è necessaria quando, per particolari condizioni, i modelli di analisi e di verifica risultano inaffidabili con riguardo ai seguenti due aspetti:

- fessurazione superficiale del calcestruzzo di ampiezza eccessiva;
- distacco del copriferro.

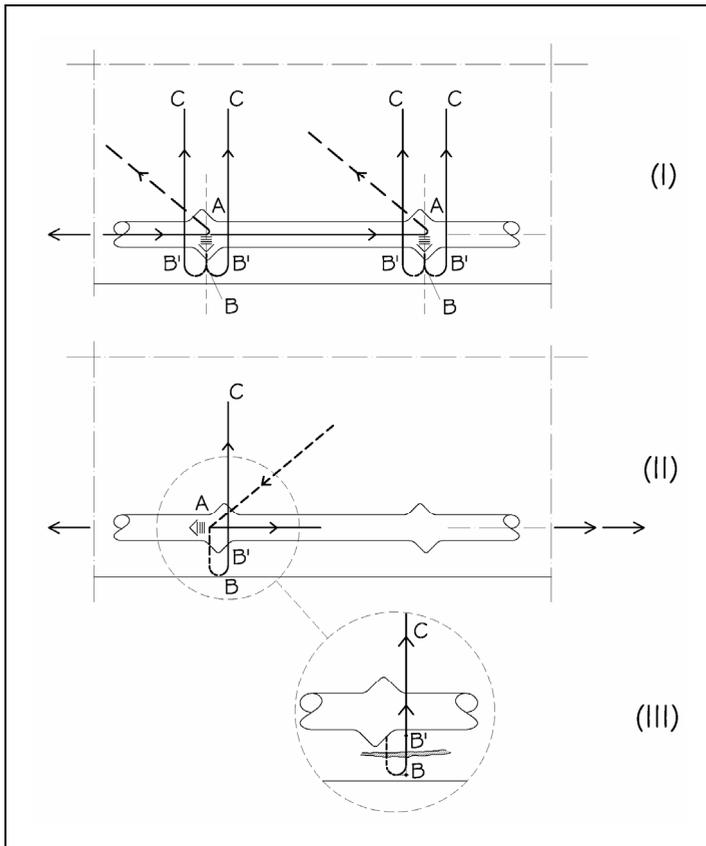


Fig . 14.9

Entrambi i suddetti rischi riguardano principalmente la zona tesa della sezione, al di sotto dell'asse neutro, nella parte corticale esterna alle staffe.

In effetti le regioni di superficie possono risentire, più di quelle interne, degli effetti di coazioni impresse di tipo differenziale (fra la faccia e l'interno della trave: variazioni termiche, ritiro), che vanno a sommarsi, al di sotto dell'asse neutro, alle tensioni di trazione dovute alla flessione sotto le azioni di progetto.

Il rischio di distacco del copriferro è accresciuto dalle tensioni di trazione entro il copriferro, agenti in direzione ortogonale alla faccia esterna, che nascono sia nelle regioni di ancoraggio delle armature longitudinali, fig. 14.9 (I), sia nelle regioni di taglio, fig. 14.9 (II), in cui cioè una diagonale compressa "si appoggia" alla barra longitudinale tesa. Si veda anche quanto detto in proposito a commento della fig.14.11-b (V).

Come mostrano le citate figure, le risalite lungo i tratti $B \rightarrow B' \rightarrow C$ ($B \rightarrow B' \rightarrow D'$ in fig. 14.11-b (V)) devono impegnare a trazione il calcestruzzo che avvolge barre. Il dettaglio di fig. 14.9 (III), mostra la fessura, che annuncia il fenomeno di distacco del copriferro, che si forma parallelamente alla faccia esterna, naturalmente in direzione ortogonale al percorso di trazione.

Le condizioni particolari, cui si è fatto cenno, che possono accentuare i suddetti rischi, ed imporre la disposizione di un'armatura di superficie, sono generalmente rappresentate da:

- spessore rilevante del copriferro;
- diametro elevato delle barre longitudinali, specie in relazione allo spessore del copriferro.

Il rischio per eccesso di spessore del copriferro è soprattutto conseguente all'eventuale sua maggiorazione che fosse adottata, rispetto alla misura conforme alle esigenze di aderenza, (14.1.20), per adeguare la trave alla richiesta dotazione di durabilità, (14.1.21).

L'armatura di pelle ha dunque, in presenza di copriferri rilevanti, la funzione di dotare la sottile parte corticale di calcestruzzo di una sua propria armatura, dimensionata (per area, passo delle barre e diametri) in conformità alla suddetta ridotta dimensione dello spessore da armare. Per questa ragione si devono adottare preferibilmente reti, a maglie strette, formate con fili sottili, ed adottare quantità che assicurino adeguate percentuali meccaniche in entrambe le direzioni.

Secondo EC2, 9.2.4, (1),³⁸ e Appendice J.1, (1), l'armatura di superficie è raccomandata per:

$$d_{bl} > 32 \text{ mm}, \quad (14.1.26a)$$

oppure per gruppi di barre di diametro equivalente maggiore di 32 mm.

Sempre secondo EC2, Appendice J.1, (2), con riguardo alla percentuale di armatura da adottare, si raccomanda che risulti:

$$A_{s, \text{surf}, \text{min}} = 0,01 A_{ct, \text{ext}}, \quad (14.1.26b)$$

in cui:

³⁸ Si veda la fig. 14.10.

$A_{s,surf,min}$ è l'armatura minima da disporre nelle due direzioni, parallela ed ortogonale all'armatura di trazione della trave; (14.1.26c)

$A_{ct,ext}$ è l'area di calcestruzzo tesa, al di fuori delle staffe. (14.1.26d)

Se il ricoprimento dell'armatura è maggiore di 70 mm, EC2,J.1, (3), si raccomanda di disporre in ogni direzione una quantità di armatura minima pari a $0,005 A_{ct,ext}$ (14.1.26e)

Il copriferro minimo prescritto deve essere rispettato anche per le armature di pelle, EC2, J.1, (4).

Se rispettose delle prescrizioni relative, le armature di superficie possono essere considerate nelle verifiche a flessione ed a taglio, EC2, J.1, (5).

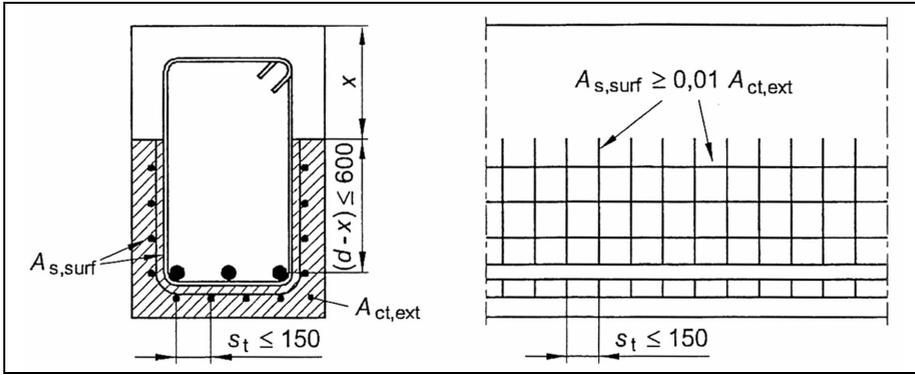


Fig. 14.10

14.1.3 Ancoraggi e giunzioni

(14.1.27)

Ancoraggi di armature longitudinali.

(14.1.28)

La estremità delle barre longitudinali può essere sagomata secondo forme diverse, che influiscono sulla efficacia dell'ancoraggio, ed alle quali si possono associare altrettante *lunghezze di ancoraggio equivalenti*:

$l_{b,eq}$ (14.1.28a)

Nella fig. 14.11³⁹ sono illustrati i seguenti tipi di sagome:

a) la sagoma base, lungo la quale si misura la :

l_b (14.1.29)

che è la *lunghezza base* di ancoraggio per trazione;

b) la piegatura normalizzata;

c) l'uncino normalizzato;

d) la forcilla normalizzata;

e) l'ancoraggio a taglio diritto con barra trasversale saldata.

Si vedrà che nel caso di estremità tipo b), c), d), e), è possibile adottare un

³⁹ Tratta da EC2, 8.4.1.

criterio semplificato, che consiste nel calcolare la “lunghezza equivalente”, $l_{b,eq}$, rappresentata nella citata figura, sufficiente per l’ancoraggio, tenendo conto della forma della estremità.

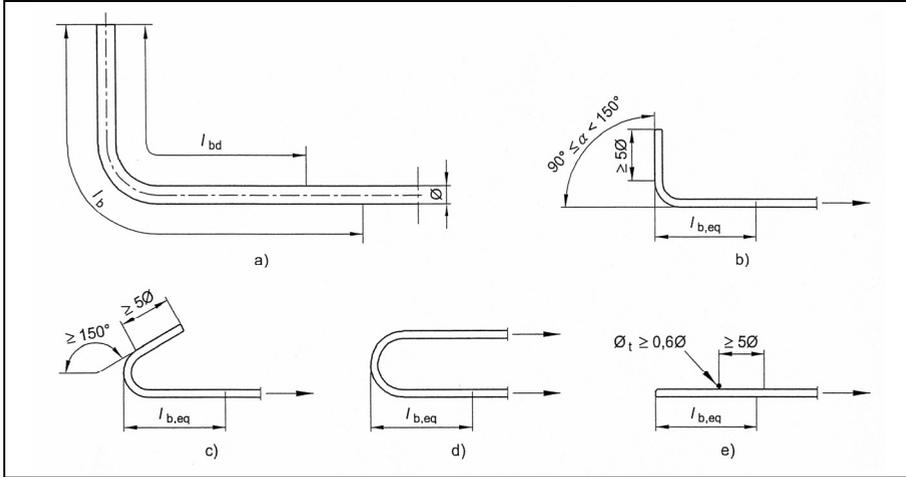


Fig. 14.11

La fig. 14.11-b illustra il comportamento locale delle estremità di ancoraggio, mediante la *LPM* ed il *VPM*⁴⁰. L’aderenza di una barra con la estremità a taglio diritto, e calcestruzzo teso ancora integro, può rappresentarsi con il modello *STM*, (0). Il dettaglio (I) mostra i carichi elementari di trazione che retrocedono entro la barra e ne escono attraversando ortogonalmente la superficie. La possibilità di utilizzare percorsi inclinati di un angolo θ non troppo grande⁴¹ è basata sulla conformazione e frequenza dei risalti che migliorano l’aderenza della superficie laterale della barra. Il carico elementare $\Delta F/2$ percorre l’itinerario $O \rightarrow A \rightarrow B$. Le spinte per la deviazione in A dei due carichi elementari si autoequilibrano. In B il carico elementare si divide in due parti, che per semplicità⁴² in figura si sono indicate di uguale intensità, pari a $\Delta F/4$. Una delle due continua a seguire il percorso di compressione $B \rightarrow C$; l’altra retrocede lungo un percorso di trazione, $B \rightarrow D$, utilizzando a tal fine il calcestruzzo che avvolge la barra. Si osservi che le aste oblique a coppie, trazione-compressione, di fig. (0) sono emblematiche della rappresentazione del comportamento a taglio (nel caso specifico: delle tensioni tangenziali di aderenza),

⁴⁰ *Load Path Method* e *Vector Path Method*: si vedano il cap.13, e [8], [16].

⁴¹ Al crescere di θ aumenta rapidamente il vettore che porta il carico e, di conseguenza, l’energia di deformazione.

⁴² Naturalmente la misura di ciascuna delle due aliquote dipende dal principio del minimo investimento di energia di deformazione. Così, ad esempio, la fig. (V) mostra il caso limite in cui uno dei due itinerari, quello di compressione $B \rightarrow B' \rightarrow C'$, viene del tutto abbandonato, perché porterebbe il carico fuori dall’elemento strutturale: è il caso di una barra disposta in prossimità della faccia esterna di calcestruzzo.

secondo lo *STM*. La presenza delle aste diagonali tese rende immediatamente percepibile l'utilità di armature trasversali disposte nel tratto della lunghezza di ancoraggio, oppure di una compressione trasversale. Ed infatti si vedrà che di questi effetti favorevoli, ove presenti, si può tenere conto per ridurre la lunghezza di ancoraggio cosiddetta base⁴³.

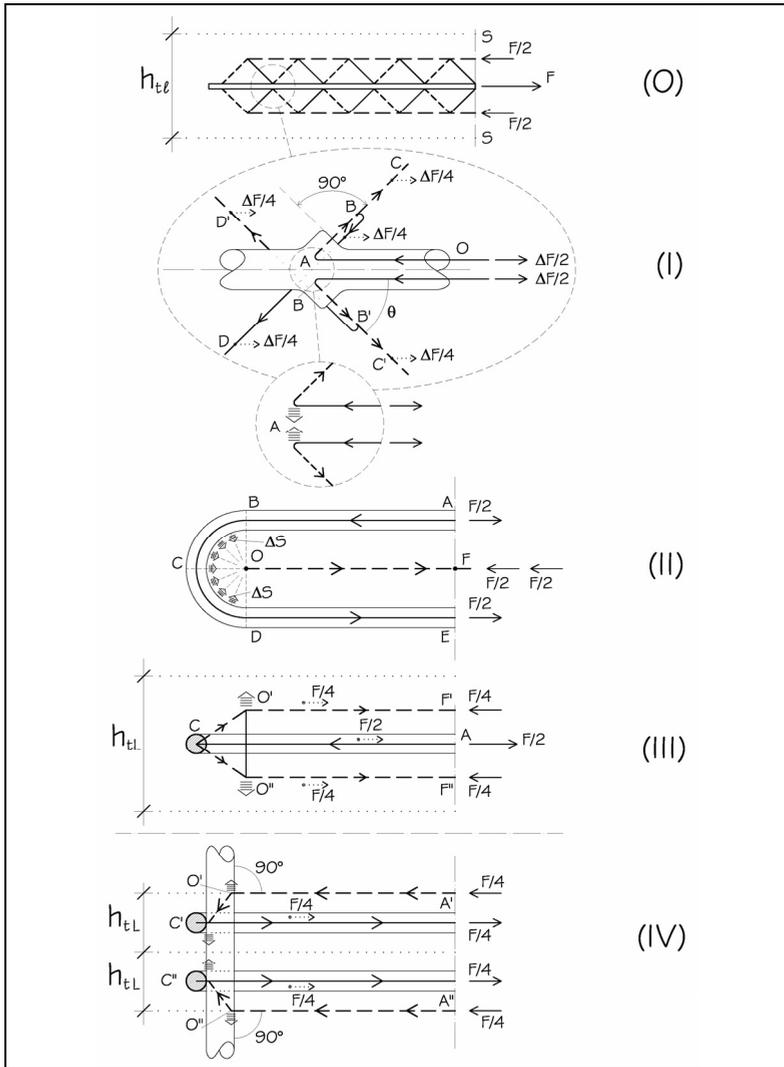


Fig. 14.11b

⁴³ Si vedano più avanti i punti 3-4-5 dopo la (14.1.32).

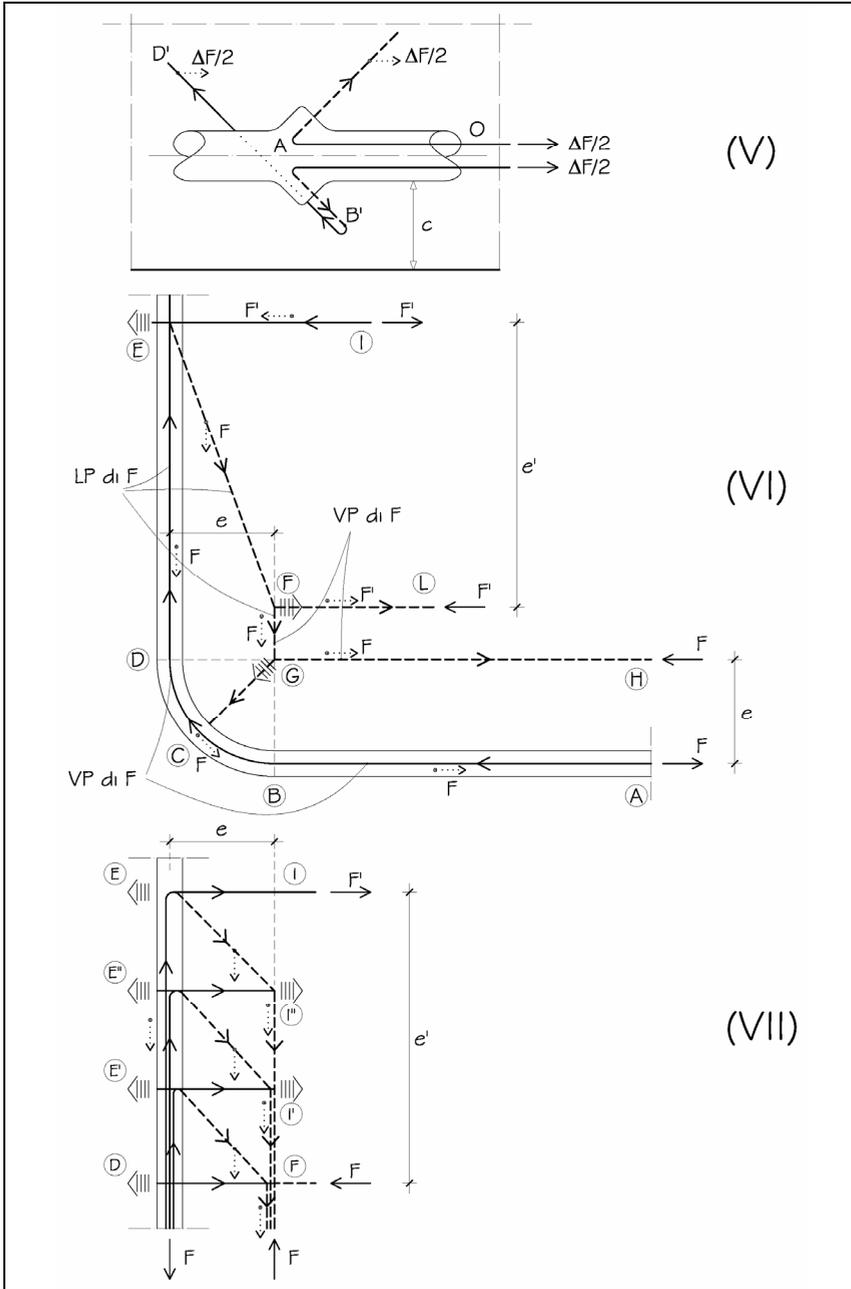


Fig. 14.11b - 2ª parte

Altra utile osservazione è che, come mostra la fig. (0), il calcestruzzo che avvolge la barra nella zona di ancoraggio è sede di percorsi di compressione paralleli alla barra, che sono complessivamente sollecitati da vettori di intensità uguale al carico entro l'armatura, F . Questa circostanza impone di rivolgere particolare attenzione al dimensionamento delle sezioni di calcestruzzo "di competenza" di ciascuna barra, nella sua regione di ancoraggio. Ma il criterio può essere esteso in generale al dimensionamento della sezione di calcestruzzo entro la quale l'armatura longitudinale deve essere distribuita.

In fig. 14.11-b (0), si è rappresentato il corrente teso, con la sua altezza:

$$h_{tL}^{44} \quad (14.1.29a)$$

Un criterio semplice per dimensionare la sezione:

$$A_{ct} = b_{tL} h_{tL} \quad (14.1.29b)$$

di conglomerato che contiene nella zona di ancoraggio un'armatura tesa complessivamente pari ad A_s , può essere quello di assicurare un valore della percentuale meccanica di questa armatura, riferita alla suddetta sezione A_{ct} , non maggiore di 1,00:

$$\omega_{ct} = (f_{yd} A_s) / (f_{cd} A_{ct}) \leq 1,00^{45} \quad (14.1.29c)$$

Le figg. 14.11-b (II), (III) e (IV) e 14.12 (I), mostrano come la estremità sagomata a forcilla risulti generalmente favorevole, se confrontata con la estremità a piega, figg. 14.11-b (VI) e (VII), e fig. 14.12 (II). Un aspetto positivo, peculiare della forcilla, è rappresentato dalla possibilità di annullare l'eccentricità e , inevitabile negli ancoraggi a piega. Con la disposizione di barrotti rigidi entro il tratto curvo della forcilla, (IV), è anche possibile minimizzare le spinte trasversali di trazione, $O'-O''$ in (III), pur aumentando la sezione di calcestruzzo dei percorsi di ritorno di compressione. Infatti il barrotto assicura la possibilità che la deviazione dell'itinerario $A \rightarrow C \rightarrow O'$, che in (III) avviene entro il calcestruzzo, avvenga invece entro l'acciaio del barrotto, secondo i percorsi $C' \rightarrow O'$ e $C'' \rightarrow O''$ della fig. (IV)⁴⁶.

Adottando una estremità a piega si forma una eccentricità e . Le figg. 14.11-b, (VI) e (VII) mostrano *STM* costruiti con il *VP* ed il *LP*. In fig. 14.11-b, (VI), il percorso del vettore F , (*VP*)⁴⁷, comincia in A , e segue l'itinerario $A \rightarrow B \rightarrow C \rightarrow D$. Il tratto successivo, $D \rightarrow E \rightarrow F \rightarrow G$, è invece il percorso del carico F , (*LP*)⁴⁸. Infine il tratto $F \rightarrow G \rightarrow H$ torna ad essere il percorso del vettore F , (*VP*)⁴⁹.

La soluzione di fig. (VI) presuppone un ancoraggio del tratto $D \rightarrow E$, "concentrato" nel nodo E . Ciò sarebbe praticamente possibile se il tratto di piega proseguisse oltre il nodo E , a sua volta con un tratto di ancoraggio, per esempio ad ulteriore piega o ad uncino.

⁴⁴ Si veda in proposito il corrente inferiore della fig. 14.28, (IV) ed inoltre il caso delle travi-parete, (14.2.384).

⁴⁵ Si veda il par. 14.1.4.

⁴⁶ In tal modo i percorsi di trazione delle spinte utilizzano l'acciaio del barrotto e non il calcestruzzo.

⁴⁷ Si noti, infatti, che la spinta in C è diretta secondo la bisettrice e cioè a 45° .

⁴⁸ Si noti, infatti, che le spinte in E ed in F sono ortogonali alla direzione di F .

⁴⁹ Si noti, infatti, che la spinta in G è diretta secondo la bisettrice e cioè a 45° .

L'alternativa, rappresentata dalla fig. (VII), si riferisce al caso più comune di barra ancorata per aderenza con continuità lungo tutto il tratto $D \rightarrow E$.

Nel primo caso si nota che il tratto di barra $D-E$ è soggetto a sforzo di trazione costante: è sufficiente la sola armatura di ritegno $E-I$.

Nel secondo caso il LP fa percepire la graduale riduzione dello sforzo di trazione, per effetto dell'aderenza e mostra la necessità di più armature di ritegno distribuite: $E-I$; $E''-I''$; $E'-I'$. A fronte di questo incremento di armatura, tuttavia, la soluzione (VII) non richiede il prolungamento per ancoraggio oltre il nodo E - indispensabile nel caso di fig. (VI) - di cui si è detto in precedenza.

La fig. 14.11-b (V), infine, mostra l'effetto negativo della vicinanza del bordo del getto di calcestruzzo⁵⁰. La trazione e la compressione diagonale risultano incrementate, in conseguenza dell'annullamento degli itinerari $B \rightarrow D$ e $B' \rightarrow D'$ di fig. 14.11-b (I).

La fig. 14.12 ripropone il confronto del comportamento delle due estremità a piega ed a forcella con specifico riferimento alla regione di appoggio di una trave. La figura è utile per mostrare come viene assicurato l'equilibrio delle armature di ritegno del tratto verticale della piega. Si è visto che la estremità a forcella presenta il vantaggio di evitare eccentricità. In fig. 14.12 (I), utilizzando il LPM , si è costruito lo STM locale. Il carico V risale lungo la staffa sino al lembo superiore, in A ; segue il percorso $A \rightarrow B \rightarrow C$. La spinta in A forma lo sforzo longitudinale superiore di compressione⁵¹ N_{cl} ; la spinta in corrispondenza del nodo di deviazione, B , forma lo sforzo longitudinale di trazione, N_{tl} . Grazie al tipo di sagoma, a forcella, la spinta in B si può formare nel medesimo piano della forcella, senza eccentricità. Pertanto la spinta avanza da B a D ⁵², ed in questo nodo, senza alcuna deviazione, entra nella forcella e inverte il proprio cammino, retrocedendo (secondo un percorso di trazione) entro la barra verso E .

Diversamente, nel caso della estremità a piega, fig. 14.12 (II), il carico V percorre il medesimo itinerario del caso precedente solo nel tratto $A \rightarrow A'$. In A' l'itinerario deve deviare verso B' , e da qui il carico V prosegue il suo percorso lungo la direttrice finale, verticale, $B' \rightarrow B \rightarrow C$. In B' la spinta orizzontale impressa, per poter deviare, si divide in due aliquote, che autoequilibrano le loro rispettive spinte di deviazione verso i due percorsi, $B' \rightarrow D'$ e $B' \rightarrow D$. La deviazione in A' verso B' è necessaria in quanto il tratto $B' \rightarrow D$ deve essere disposto secondo la bisettrice dell'angolo di piegatura della barra⁵³.

⁵⁰ È il modello che rappresenta la influenza della misura del copriferro e della distanza dalla faccia esterna della regione di giunzione: si veda il punto 2) dopo la (14.1.32).

⁵¹ Come mostra la fig. 14.12, (0), l'esempio riguarda l'appoggio semplice di una trave.

⁵² È sempre preferibile che, indipendentemente dalla misura della lunghezza di ancoraggio richiesta dal calcolo, la distanza fra i nodi B e D sia sufficientemente elevata per assicurare in B la formazione di un nodo $C-C-C$, in cui cioè concorrano solo bielle compresse. Si veda anche la nota nel par. 15.3.2, quanto detto dopo la (14.2.385) e la fig. 14.79.

⁵³ Si tratta di un modello semplificato: la biella $B' \rightarrow D$ rappresenta la risultante del fascio radiale di percorsi elementari che si appoggiano sul tratto curvo della piegatura della barra.

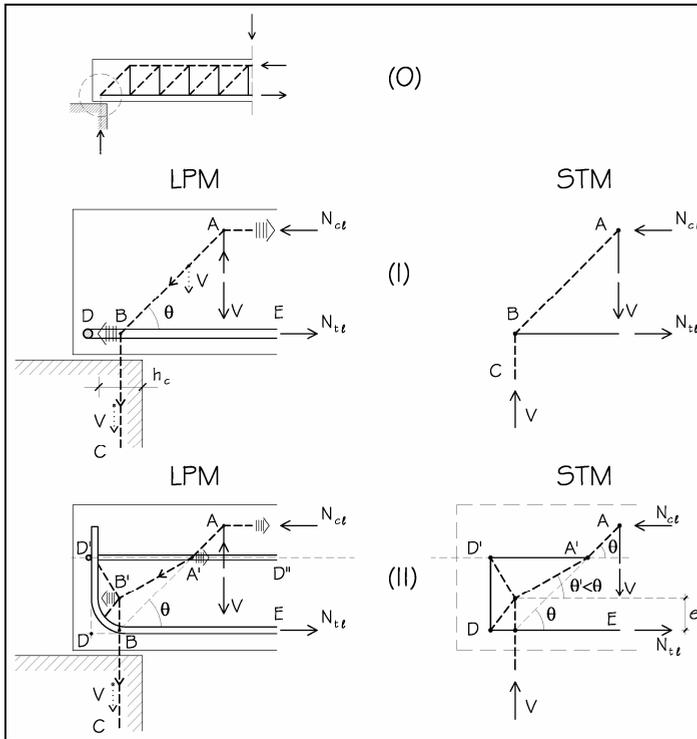


Fig. 14.12

La fig.14.12 (II), mostra la utilità della forcilla $D'-D''$, che assicura il tratto $D-D'$ della piega contro il rischio di espulsione verso l'esterno. Naturalmente quando la rilevanza dell'altezza della tave lo richiede, può preferirsi la disposizione di più forcille a più livelli. È la forcilla $D'-D'$ che costituisce il tirante necessario per la deviazione del percorso del carico nel nodo A' .

Le figg. 14.29 (I), (II) e (III), propongono un caso di ancoraggio che, per quanto si riferisca ad un elemento sollecitato in misura non comune, risponde tuttavia ai semplici principi ispiratori di una tipica regione di ancoraggio di armature longitudinali.

Il calcolo della lunghezza di ancoraggio di progetto prende le mosse dal calcolo della cosiddetta lunghezza di ancoraggio di base richiesta:

$$l_{b,rqd} = (d_b/4) / (\sigma_{sd}/f_{bd}), \quad (14.1.30)$$

in cui:

$$f_{bd} \quad (14.1.31)$$

è il valore di progetto della tensione di aderenza ultima, che si deve assumere in relazione alla resistenza di progetto a trazione del calcestruzzo, tenendo conto della qualità della condizione di aderenza, della posizione della barra durante il getto, e del diametro della barra⁵⁴.

⁵⁴ Si veda EC2, 8.4.2, (2).

Si riconosce immediatamente che la (14.1.30) risulta dalla applicazione di una semplice condizione di equilibrio alla traslazione del tratto di barra assunto rettilineo, lungo $l_{b,rqd}$. Le forze in gioco sono: la forza di trazione corrispondente alla tensione σ_{sd} nella sezione a partire dalla quale si intende calcolare la lunghezza di ancoraggio e la distribuzione antagonista, che si ammette uniforme⁵⁵, delle tensioni tangenziali di aderenza f_{bd} , agenti sulla superficie laterale della barra⁵⁶.

La lunghezza di ancoraggio di progetto:

$$l_b = \alpha_b l_{b,rqd} \quad (14.1.32)$$

si ottiene riducendo la misura di $l_{b,rqd}$ con il fattore α_b . Mediante quest'ultimo fattore si tiene conto di vari effetti favorevoli, non previsti nel calcolo della (14.1.30), che, quando sussistono, consentono di operare una riduzione della lunghezza di ancoraggio come precedentemente calcolata. I fattori principali sono i seguenti:

- 1) effetto della forma della estremità ancorata, secondo la fig. 14.11;
- 2) effetto del ricoprimento minimo di calcestruzzo⁵⁷;
- 3) effetto del confinamento dovuto ad eventuale armatura trasversale;
- 4) effetto del confinamento dovuto ad eventuali barre trasversali saldate lungo il tratto di ancoraggio;
- 5) effetto di una eventuale pressione trasversale.

Sebbene sia importante avere conoscenza della influenza favorevole dei suddetti effetti, quanto meno a livello qualitativo, è tuttavia possibile adottare un criterio di calcolo più semplice, purché cautelativo.

Il criterio consiste nell'assumere come lunghezza equivalente⁵⁸:

$$l_{b,eq} = \alpha_1 l_{b,rqd}, \quad (14.1.32a)$$

Per maggiori dettagli e per il valore da attribuire ad α_1 si veda EC2, 8.4.4, (1) e (2).

Giunzioni (14.1.33)

Le giunzioni fra barre possono effettuarsi con i seguenti sistemi:

- giunzione per sovrapposizione;
- giunzione per saldatura;
- giunzioni mediante dispositivi meccanici.

Per il calcolo della lunghezza di sovrapposizione e particolari indicazioni si veda EC2, 8.7.2.

Con riguardo alla disposizione delle giunzioni si raccomandano le seguenti regole e criteri:

- in una trave le giunzioni delle barre longitudinali filanti devono disporsi

⁵⁵ Si veda EC2, 8.4.3, (2).

⁵⁶ Si riveda anche la fig. 14.11-b, (0).

⁵⁷ Si veda la fig. 14.11-b, (V).

⁵⁸ Si veda la fig. 14.11.

possibilmente in zona compressa: in campata le barre superiori, in corrispondenza dei pilastri, quelle inferiori⁵⁹;

- è sempre preferibile che il piano contenente le due barre della giunzione sia parallelo e non ortogonale alla faccia esterna del calcestruzzo, per evitare che spinte trasversali conseguenti alla giunzione minaccino la espulsione della barra più esterna;
- in presenza di più coppie giuntate, è preferibile che esse siano tutte disposte in un medesimo piano;
- è sempre preferibile una disposizione simmetrica delle giunzioni a coppie di barre, in modo da favorire il mutuo equilibramento delle spinte trasversali;
- le giunzioni vanno disposte preferibilmente all'interno della sezione, e per quanto possibile lontane dalla faccia esterna;
- le giunzioni vanno localizzate preferibilmente in zone dotate di armature trasversali, che possano riprenderne le spinte;
- le giunzioni non vanno concentrate in un'unica regione ma, per quanto possibile, sfalsate;

Secondo NTC, 4.1.6.1.4, la giunzione può effettuarsi mediante:

- sovrapposizione per un tratto rettilineo di lunghezza:

$$l_{\text{rett}} \geq 20 d_{\text{bL}}$$

più un prolungamento con un tratto ripiegato verso la zona compressa; l'interfero fra le barre deve essere non maggiore di:

$$i_s \leq 4 d_{\text{bL}}$$

- saldatura;
- manicotto filettato o presso-estruso.

Le giunzioni devono essere preferibilmente ubicate in regioni poco sollecitate ed in zona compressa. (14.1.33a)

Ancoraggi di armature trasversali. (14.1.33b)

L'ancoraggio delle staffe, in corrispondenza della estremità dei bracci verticali, deve essere assicurato anche quando la loro penetrazione entro il corrente longitudinale compresso è limitata a causa della misura talvolta ridotta dell'altezza h_{cl} di tale corrente, come nel caso di sezioni a T, con soletta superiore compressa ($M > 0$). La soluzione va cercata anche in una scelta appropriata della forma e della disposizione della staffa entro la sezione. Pertanto si rimanda a (14.2.224), alla fig. 14.37 ed alla fig. 14.39.

In fig. 14.13 si propongono forme di ancoraggio di estremità di staffe⁶⁰

⁵⁹ Si vedano le figg. 14.17, 15.30.

⁶⁰ Si veda [4].

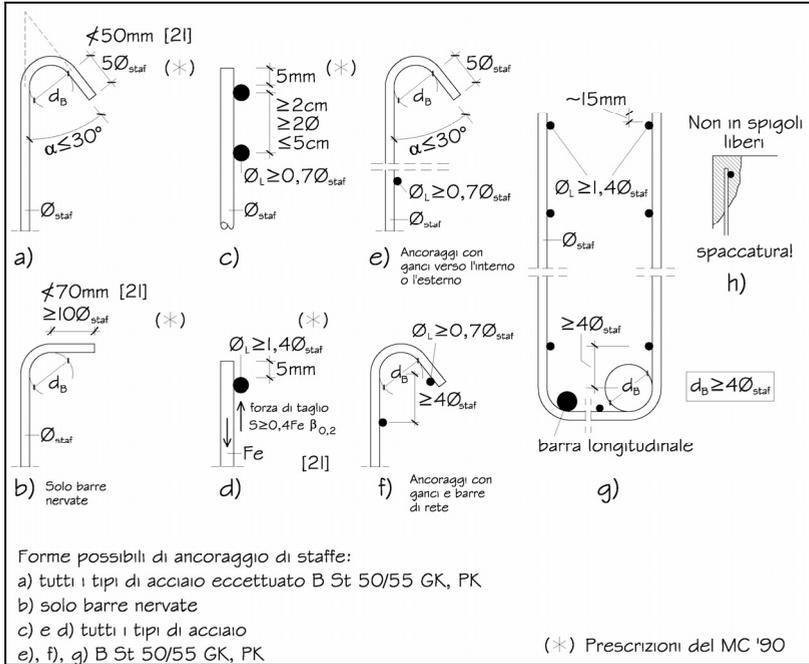


Fig. 14.13

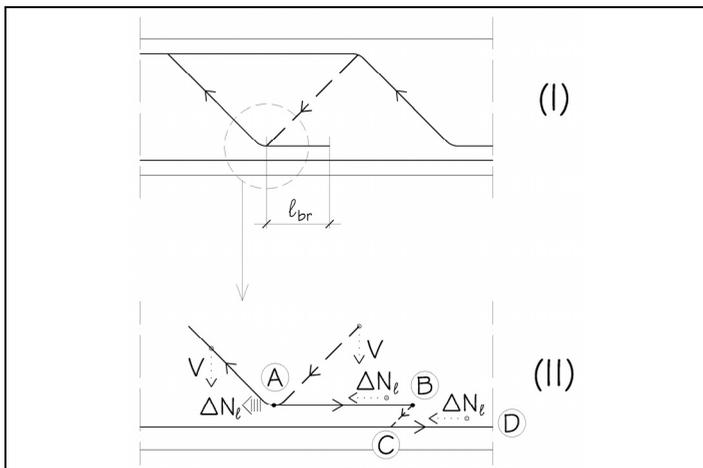


Fig. 14.14

L'ancoraggio della estremità inclinata delle barre rialzate deve essere assicurato innanzi tutto evitando o limitando spinte centrifughe orizzontali espulsive, o, quanto meno, equilibrandole. Ciò può ottenersi con i seguenti accorgimenti:

- disponendo le barre piegate per quanto possibile nella parte interna della sezione;
- disponendo le barre rialzate simmetricamente rispetto al piano medio longitudinale verticale della trave⁶¹;
- disponendo staffe nelle immediate vicinanze delle zone di ancoraggio, oltre che delle zone di curvatura.⁶²

Se si è tenuto conto della barra rialzata ai fini delle verifiche di resistenza a taglio, deve esserne assicurato l'ancoraggio di estremità mediante prolungamento in orizzontale, al termine del tratto inclinato. La fig. 14.4 mostra con un semplice *STM*, che il tratto di ancoraggio *A-B* è indispensabile per il percorso che la spinta ΔN_l deve compiere per passare entro la barra longitudinale: $A \rightarrow B \rightarrow C \rightarrow D$.

EC2,9.2.1.2, (4), raccomanda che la lunghezza di ancoraggio di barre rialzate per contribuire alla resistenza a taglio sia non minore di:

$$l_{br} = 1,3 l_{bd}^{63} \quad (14.1.33c)$$

in zona tesa, e di :

$$l_{br} = 0,7 l_{bd} \quad (14.1.33d)$$

in zona compressa.

14.1.4 Percentuale meccanica: valori relativi limite acciaio/calcestruzzo

La buona riuscita della “cooperazione” fra armature e calcestruzzo dipende anche da un dimensionamento della sezione resistente dell'armatura che sia “proporzionato” alla correlativa sezione di conglomerato con la quale deve interagire. In altri termini la misura dei valori relativi acciaio/calcestruzzo deve essere adeguata all'esigenza che le interazioni fra i due materiali si sviluppino in armonia con il perseguimento dei requisiti di base fondamentali: resistenza, duttilità, robustezza, ecc. Ci si riferisce, ad esempio, alla fase di formazione delle prime fessure, durante la quale i flussi di vettori di trazione che si trasferiscono dal calcestruzzo all'armatura devono trovare nelle barre sezioni resistenti adeguate alla loro intensità⁶⁴. Così come, sempre a titolo di esempio, ci si riferisce alla necessità di assicurare il requisito della duttilità anche attraverso il rispetto di una sorta di gerarchia delle resistenze. Precisamente, quando sussiste una correlazione fra le intensità dei vettori di compressione e

⁶¹ Si veda (14.2.303) e (14.2.53).

⁶² Si veda dopo (14.2.296).

⁶³ Per l_{bd} si veda (14.1.3).

⁶⁴ Si veda (14.2.7) e (14.2.5c) e la fig. 14.1.

di trazione⁶⁵. È il caso della sezione di una trave soggetta a flessione semplice: i carichi normali, di compressione e di trazione, che la attraversano percorrendo i due correnti longitudinali possono modificare la loro intensità, ma rimangono sempre uguali fra di loro. Se si vuole, dunque, scongiurare il rischio che una sezione inflessa subisca una rottura fragile per compressione, prima che l'armatura attinga il limite di snervamento, è necessario che la capacità portante di quest'ultima, al suddetto limite, sia minore di quella della corrispondente parte della sezione di calcestruzzo attraversata dal corrente compresso.

Un criterio per assicurare tali requisiti, pur senza dover effettuare laboriose e non sempre affidabili verifiche numeriche, è dunque quello di armonizzare i valori limiti resistenti delle due sezioni (calcestruzzo e armatura), perché tali requisiti siano soddisfatti in qualunque scenario dovesse trovarsi la struttura, e cioè in presenza di qualsiasi azione.

Le prescrizioni relative ai valori limite acciaio/calcestruzzo hanno dunque proprio tale finalità: quella di contribuire a dotare il sistema strutturale di capacità "intrinseche" di comportamento conforme ai requisiti richiesti. Per questa via è così possibile concorrere ad una maggiore affidabilità del progetto.

La *tensione limite relativa dell'armatura* può essere definita come valore relativo acciaio/calcestruzzo della tensione valutato in corrispondenza di un prestabilito Stato Limite (*SL*), ed è misurata dal rapporto fra le corrispondenti tensioni a quello *SL*. Se si fa riferimento allo *SLU*, si possono adottare i valori caratteristici, oppure quelli di calcolo; riferire le tensioni dell'armatura a quelle nel calcestruzzo per trazione (*t*) oppure per compressione (*c*).

Così si possono definire due diverse tensioni limite relative di trazione dell'armatura:

- la tensione limite di calcolo per trazione dell'armatura, relativa alla tensione limite di calcolo per compressione nel calcestruzzo:

$$f_{yd}/f_{cd}, \quad (14.1.34)$$

- la tensione limite caratteristica di snervamento dell'armatura, relativa alla tensione limite media per trazione nel calcestruzzo:

$$f_{yk}/f_{ctm}. \quad (14.1.35)$$

Giova precisare che la scelta fra la adozione di valori caratteristici oppure valori di calcolo dipende dal grado di affidabilità che si intende ottenere attraverso la prescrizione di dettaglio. Ed infatti, tenuto conto che il valore del coefficiente parziale di sicurezza dell'acciaio è minore di quello del coefficiente parziale del calcestruzzo si può riconoscere che l'adozione di un *limite relativo* riferito a valori caratteristici è meno affidabile di quello riferito a valori di calcolo, quando la sopravvalutazione della resistenza del calcestruzzo è contraria al perseguimento dell'obiettivo prestazionale al quale mira la prescrizione⁶⁶.

I valori resistenti relativi (14.1.34) e (14.1.35) sono riferiti al caso di percorsi di compressione o di trazione nel calcestruzzo che non attraversino itine-

⁶⁵ Si veda (14.2.24).

⁶⁶ Si veda (14.2.29) e si confronti con (14.2.11).

rari di segno opposto. È la tipica condizione dei correnti longitudinali di una trave soggetta a flessione.

Se al contrario le traiettorie di trazione o di compressione nel calcestruzzo attraversano percorsi di segno opposto (come ad esempio il percorso del taglio entro una trave), utilizzati peraltro da vettori di pari o simile intensità, la resistenza a compressione del calcestruzzo risulta essere minore.

Si devono dunque ridefinire espressioni delle tensioni normali relative limite, riferite a percorsi “diagonali” (w), diverse da quelle proprie di percorsi “longitudinali”⁶⁷:

$$f_{ywd}/f_{cwb} \quad (14.1.36)$$

$$f_{ywk}/f_{ctwk} \quad (14.1.37)$$

La sezione resistente relativa dell’armatura:

$$\rho = A_s / A_{c,s} \quad (14.1.38)$$

è il rapporto fra la sezione dell’armatura e la sezione, ad essa ortogonale, del calcestruzzo “di competenza” di quell’armatura. Da quanto detto in precedenza si può convenire che la sezione di calcestruzzo di competenza sia quella attraversata dal flusso di vettori “correlati” con i vettori che percorrono l’armatura. Ad esempio, nel caso di prescrizioni mirate ad evitare rotture fragili all’atto della formazione delle prime fessure, la sezione di calcestruzzo di competenza,

$$A_{c,s} \quad (14.1.39)$$

è quella attraversata dal flusso dei vettori di trazione che, in conseguenza dell’interruzione dei loro percorsi, devono trasferirsi sulle barre per attraversare la fessura⁶⁸.

$A_{c,s}$ assume pertanto espressioni diverse a seconda dei casi, ma rappresenta sempre una sorta di area di calcestruzzo *normalizzata*. Nel caso di sezione inflessa la correlazione che si intende stabilire è quella fra la totalità dell’armatura tesa e l’intera sezione di calcestruzzo normalizzata. Pertanto risulterà:

$$A_{c,s} = b d \quad (14.1.40)$$

Espressa in forma percentuale, la sezione resistente relativa dell’armatura rappresenta la *percentuale geometrica* di armatura nella sezione in esame.

Generalmente il simbolo utilizzato per indicare la percentuale compressa viene distinto mediante apice da quello dell’armatura tesa:

$$\rho' = A'_s / A_{c,s} \quad (14.1.41)$$

La percentuale meccanica: capacità portante relativa dell’armatura

(14.1.42)

Si vuole ora definire la *capacità portante dell’armatura* che attraversa una sezione di calcestruzzo, *relativa alla capacità portante dei percorsi di carico (di trazione o di compressione) nel calcestruzzo*, che attraversano la medesima sezione. Essa è misurata dal rapporto fra la intensità risultante limite dei cari-

⁶⁷ Si veda (14.2.138).

⁶⁸ Si veda la fig. 14.16.

chi che possono essere portati dalle barre, e la intensità risultante limite dei carichi che possono attraversare la sezione lungo gli itinerari interni al calcestruzzo.

$$\omega = F_{su} / F_{cu} \quad (14.1.43)$$

in cui F_{su} ed F_{cu} rappresentano il carico risultante limite ultimo che può essere portato attraverso la sezione, rispettivamente, dalle barre e dal calcestruzzo.

Si vedano: (14.2.11) per il caso di sezione attraversata da percorsi normali di trazione anche nel calcestruzzo (flessione in sezione non ancora fessurata); (14.2.29) per il caso di sezione attraversata da percorsi normali di trazione nell'armatura e di compressione nel calcestruzzo (flessione in sezione fessurata); (14.2.148) per il caso di sezione attraversata da itinerari obliqui (taglio)

In forma percentuale ω rappresenta la *percentuale meccanica di armatura* - la quale è generalmente soggetta trazione - nella sezione in esame.

Nei casi, meno frequenti, in cui si vuole indicare la capacità portante dell'armatura compressa, sempre in relazione a quella del calcestruzzo, si utilizzerà il medesimo simbolo, affetto dall'apice: ω^{69} .

Così, ad esempio, se due sezioni sono caratterizzate da valori, rispettivamente, di $\omega = 0,20$, e di $\omega = 1,00$, ciò significa che esse sono dotate di armatura capace di portare - attraverso le medesime sezioni - rispettivamente, il 20% ed il 100% di un prefissato carico resistente normalizzato limite di ciascuna delle due sezioni, F_{cu} .

Fare riferimento alla percentuale meccanica dell'armatura che attraversa una sezione, piuttosto che alla percentuale geometrica, è sicuramente preferibile, se si vuole che la misura numerica sia significativa della prestazione offerta dall'armatura che attraversa la sezione: significativa in assoluto e cioè indipendentemente dal variare delle resistenze di calcestruzzo ed acciaio.

Infatti risulta:

$$\omega = (f_y/f_c) \rho \quad (14.1.44)$$

Tenuto conto della definizioni proposte in precedenza, si riconosce immediatamente una diretta correlazione fra la suddetta espressione e quelle classiche:

$$N = \sigma A \quad (14.1.44a)$$

$$V = \tau A.$$

Diversamente da ω , il valore numerico della percentuale geometrica ρ non è di per sé indicativa della "prestazione" assicurata dall'armatura, in quanto questa varia, a parità di ρ , al variare della resistenza dei materiali.

Con l'adozione di prescrizioni inerenti il dimensionamento "relativo" della quantità di armatura (in percentuale meccanica rispetto alla sezione di calcestruzzo, da rispettare *in aggiunta* ai risultati dell'analisi, e cioè indipendentemente dalle indicazioni risultanti dal calcolo basato sulle azioni di progetto) si concorre a dotare il progetto del requisito di affidabilità. Precisamente della

⁶⁹ Si veda (14.2.317).

capacità di assicurare⁷⁰ i requisiti richiesti anche in presenza di difetti costruttivi o di sollecitazioni impreviste. Questa identificazione dei requisiti fondamentali ai quali concorre la imposizione di regole inerenti i limiti delle percentuali di armatura è conforme a quella proposta da *MC'90* a proposito delle ragioni che sono all'origine delle prescrizioni sulle "misure limiti" (par. 10.1 di [4]). Rientrano, infatti, nell'ambito del miglioramento dell'affidabilità anche le prescrizioni tendenti sia a compensare i difetti di adeguatezza del modello di analisi alle condizioni effettive, sia a facilitare le modalità di esecuzione.

Le normative tecniche dispongono il rispetto dei suddetti requisiti graduando la probabilità di occorrenza dell'evento al quale la struttura deve fare fronte, in funzione della gravità del rischio connesso, perché il costo conseguente risulti proporzionato al vantaggio che se ne consegue in termini di tutela della vita umana e di contenimento dell'entità del danno.

14.1.5 Altre regole generali

(14.1.45)

Naturalmente nel presente capitolo ci si è dovuti limitare a proporre solo alcune delle regole di dettaglio alle quali viene generalmente riconosciuto il carattere di "regole generali". *EC2*, sempre nella sezione 8, fornisce indicazioni e raccomandazioni anche per gruppi di barre e per le armature da precompressione.

Meriterebbe di essere trattato in questo ambito anche il confinamento, per la validità generale delle correlative regole di progettazione e di dettaglio. Si tratta tuttavia di un tema particolarmente importante nelle strutture sismiche, che non sono oggetto del presente volume.

14.2 Elementi strutturali

Criteri di progetto delle armature, dalla concezione generale sino ai dettagli costruttivi, vengono proposti in questo paragrafo con riferimento agli elementi strutturali più significativi: travi, 14.2.1; pilastri in 14.2.2; pareti in 14.2.3. Altri elementi strutturali⁷¹ saranno trattati meno diffusamente⁷² in 14.2.4. Le regioni di discontinuità "tipiche" di elementi strutturali, che vi si riscontrano sistematicamente⁷³, sono trattate nei rispettivi citati paragrafi. Il paragrafo 14.2.5 è dunque sì dedicato al tema delle regioni di discontinuità proprie di elementi strutturali, ma solo a quelle che non in essi non si riscontrano siste-

⁷⁰ Naturalmente sempre in termini probabilistici.

⁷¹ Travi-parete, (14.2.381); piastre e solette, (14.2.386); piastre su pilastri, (14.2.424)

⁷² Per approfondimenti si proporranno riferimenti bibliografici essenziali.

⁷³ Come ad esempio, in una trave, le zone in prossimità dei vincoli, fig. 14.15, (*Ibis*), (9), oppure della variazione del disegno delle armature, fig. 14.15, (*II*), (c); in un pilastro, (14.2.434), le zone di estremità superiore ed inferiore, fig.14.48, (*I*); fig.14.49; ecc.

maticamente⁷⁴. Data la vastità del numero dei casi riconducibili a questi ultimi tipi di regioni di discontinuità, in 14.2.5 si delinea solo una proposta di metodo, con qualche esempio pratico. Anche in questo caso vengono suggeriti al lettore riferimenti bibliografici specialistici.

14.2.1 Travi

Premessa

Il tema del progetto delle armature delle travi, dalla concezione al dettaglio, viene proposto secondo un ordine che potrebbe costituire di per sé un riferimento utile anche con riguardo ad altri tipi di elementi strutturali (pilastri, pareti, solai, piastre), che saranno trattati più sommariamente in altri paragrafi dello stesso capitolo. Analoga impostazione si ritroverà nel capitolo dedicato al progetto delle armature delle strutture in c.a. di fondazione, cap. 15.

Dopo un paragrafo dedicato alla identificazione tipologica dell'elemento:

1 Caratteristiche geometriche, regioni e zone di una trave, (14.2.0).

vengono trattate, nell'ordine,

- Armature longitudinali, (14.2.5b),
- Armature trasversali, (14.2.137).

Ciascuno dei due argomenti si articola in 3 paragrafi dedicati, rispettivamente, alle prescrizioni su

- valori limiti delle percentuali di armatura;
- disposizione nella sezione trasversale;
- concezione generale del progetto dell'armatura.

Così ad esempio, con riguardo all'armatura longitudinale, il testo si articola nei seguenti 3 paragrafi:

2 Area minima e massima dell'armatura longitudinale di una trave

Area minima dell'armatura tesa longitudinale, (14.2.7).

Area massima dell'armatura tesa longitudinale, (14.2.24).

Area minima dell'armatura compressa longitudinale, (14.2.43).

3 Disposizione nella sezione dell'armatura longitudinale di una trave, (14.2.53).

4 Concezione generale del progetto dell'armatura longitudinale di una trave, (14.2.56).

Forma delle sagome, (14.2.57).

Rapporti β_1 , β_2 e β_3 : ripartizione dell'armatura totale fra barre diritte filanti e barre rialzate, (14.2.58).

a) *L'Elemento strutturale: effetto Arco-tirante ed effetto Beam, (14.2.65).*

- *Un esempio di applicazione: la trave anulare dello stadio San Nicola di Bari, (14.2.105).*

⁷⁴ Come ad esempio le variazioni anche brusche di sezione in una trave, (14.2.442), fig. 14.15, (*Ibis*), (3); le mensole tozze uscenti da un pilastro, fig. 14.48, (*V*) o da una parete; le regioni di parete intorno ai fori, (14.2.444), fig. 14.59, (*III*), (*IV*) e (*V*); l'appoggio ad intaglio, (14.2.443), ecc.

- b) *Effetto della traslazione a_l (14.2.113).*
- c) *Il disegno dell'armatura longitudinale in funzione di obiettivi prestazionali, (14.2.120).*
 - Armatura longitudinale inferiore (β_2), (14.2.121).*
 - Armatura longitudinale superiore (β_1), (14.2.131).*

Analogo ordine, come si è detto, viene dato allo sviluppo del tema dell'armatura trasversale, che infatti si sviluppa nei 3 corrispondenti paragrafi:

Premessa, (14.2.138):

tensioni tangenziali resistenti e percentuale meccanica ω

- 5 *Area minima e massima dell'armatura trasversale di una trave, (14.2.185).*
 - Area minima dell'armatura tesa trasversale, (14.2.186).*
 - A_{smin} in presenza di una sollecitazione di torsione T , (14.2.202).*
 - Area massima dell'armatura trasversale, (14.2.204).*
- 6 *Disposizione nella sezione dell'armatura trasversale di una trave, (14.2.221).*
 - Tipi e forma delle armature trasversali, (14.2.222).*
 - Dalla funzione alla forma delle staffe, (14.2.223).*
 - Passo trasversale dei bracci di staffa, (14.2.232).*
- 7 *Concezione generale del progetto dell'armatura trasversale di una trave, (14.2.237).*
 - La scelta fra staffe e barre piegate, (14.2.238).*
 - La scelta dei valori di α e θ , (14.2.253).*
 - Zone critiche, (14.2.270).*
 - Passo longitudinale delle staffe e delle barre rialzate, (14.2.271).*
 - Passo delle staffe in relazione al diametro delle barre longitudinali, (14.2.272).*
 - Passo delle staffe in relazione al braccio z , (14.2.279).*
 - Passo delle barre rialzate in relazione al braccio z , (14.2.293).*
 - Passo delle staffe in presenza di sollecitazione di torsione, (14.2.299).*
 - Disposizione delle barre rialzate, (14.2.303).*
- 8 *Armatura delle regioni D delle travi, (14.2.304).*

1 Caratteristiche geometriche, regioni e zone di una trave (14.2.0)

Si osservi la fig. 14.15

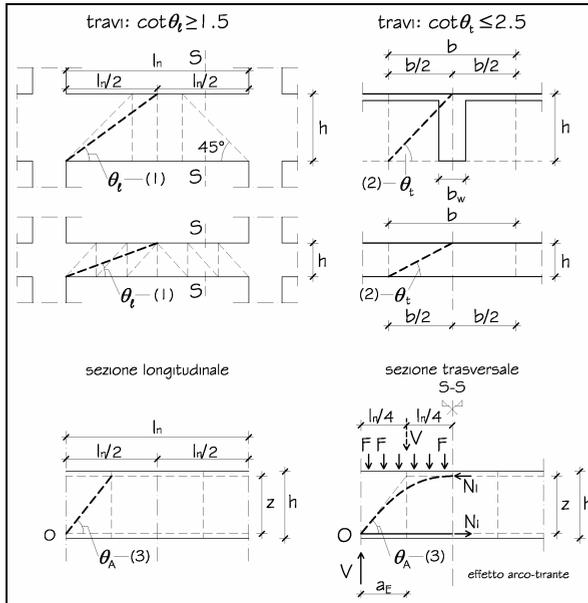


Fig. 14.15 (l)

È necessario preliminarmente convenire su quali debbano essere le caratteristiche geometriche di un elemento perchè possa considerarsi⁷⁵ *trave*, e distinguersi così dalle *travi parete* e dalle *solette*.

Un criterio potrebbe essere quello di stabilire come frontiera una misura convenzionale limite del rapporto:

$$\zeta_l = z/l_n; \tag{14.2.1}$$

al di sopra della quale si possa assumere che l'elemento sia in grado di portare la totalità del carico, attivando esclusivamente un comportamento arco-tirante, con sufficiente rispetto delle condizioni di compatibilità⁷⁶. Si veda in proposito (14.2.65), ove appunto si analizza il comportamento di un elemento strutturale come "sovrapposizione" di un comportamento ad arco e di un comportamento *beam*.

Nella ipotesi di distribuzione uniforme dei carichi verticali risulta:

⁷⁵ Si tratta di una definizione mirata a stabilire se l'elemento in esame deve rispettare le regole di dettaglio specifiche delle travi, oppure quelle di altri tipi di elementi.

⁷⁶ Nella ipotesi, cioè, che il contributo portante del comportamento a traliccio risulti trascurabile. Il "traliccio", quando è costituito da una successione di regioni di continuità [si veda più avanti, dopo (14.2.1d)] in una trave in calcestruzzo armato, è un modello rappresentativo del comportamento *Beam*

$$a_E^{77} = l_n/4.$$

Si conviene di stabilire che l'effetto arco tenda ad essere "dominante" quando la inclinazione θ_A , (14.2.65a), corrispondente alla assunzione, (14.2.66):

$$a_A^{78} = a_E, \quad (14.2.66),$$

è maggiore di 45° , (14.2.72). Si tenga presente che θ_A rappresenta l'angolo di inclinazione, in corrispondenza del vincolo O , del profilo dell'arco che, nella ipotesi (14.2.66), porta la totalità del carico V , fig. 14.20 (III).

Ciò premesso si può convenire che l'elemento abbia un comportamento non più tipico di una trave, ma di un arco, quando risulta⁷⁹:

$$\zeta_l = z/l_n \geq 1/4, \quad (14.2.1).$$

Secondo EC2, 5.3.1, (3), i valori geometrici limiti, caratteristici di una trave, possono così riassumersi:

$$\text{fig. 14.15 (1)} \quad \eta_l^{80} = h/l_n = 1/(2\cot\theta_l) \leq 1/3 \rightarrow (\cot\theta_l)_{\min} = 1,5; \quad (14.2.1a)$$

$$\text{fig. 14.15 (2)} \quad \beta_h = b/h = 2\cot\theta_l < 5 \rightarrow (\cot\theta_l)_{\max} = 2,5. \quad (14.2.1b)$$

Si noti che la (14.2.1a) coinciderebbe con la (14.2.1) se si assumesse:

$$z/h = 1,5/2,0 = 0,75; \quad (14.2.1c)$$

e che accettando i valori di riferimento (14.2.14) e (14.2.287) risulta:

$$z/h = 0,9/1,1 = 0,82. \quad (14.2.1d)$$

In una trave possono distinguersi, per la differente configurazione dei rispettivi modelli comportamentali, regioni B (di continuità o *Beam*) e regioni D (discontinuità).

Un altro tipo di distinzione, per differente domanda di duttilità, è quello fra le zone N (*normali*) e le zone C (*critiche*).

Modelli *STM* possono essere utilizzati per analizzare sia le regioni B , [9], sia le regioni D^{81} . Come mostra la fig. 14.15 (II), lo *STM* rende immediatamente percepibile la differenza fra tali tipi di regioni. (14.2.1e)

⁷⁷ Assunta la ipotesi di simmetria geometrica e di carico, con a_E si indica la distanza dalla sezione di estremità della risultante, V , di tutti i carichi verticali applicati alla semi-campata. Si veda (14.2.91).

⁷⁸ Si indica con a_A la distanza, dalla sezione di estremità, della aliquota, V_A , della risultante, V , che in generale si assume possa essere portata per effetto arco. Si veda più avanti (14.2.65). La posizione (14.2.66) è dunque espressione della capacità di portare la totalità del carico per effetto arco.

⁷⁹ Si veda quanto detto in merito da (14.2.95) in poi.

⁸⁰ I simboli in seguito utilizzati per indicare valori "relativi", adimensionali, misurati dal rapporto fra due grandezze, sono rappresentati dalla lettera greca (in questo caso η) corrispondente alla lettera dell'alfabeto latino (in questo caso h) utilizzata come simbolo della grandezza posta al numeratore del rapporto. Si vedano le note premesse alla tabella dei simboli, riportata in coda al presente capitolo.

⁸¹ Si ricorda quanto anticipato all'inizio del par. 14.2, e cioè che in questo paragrafo saranno trattate solo regioni di discontinuità "tipiche" delle travi, e cioè che vi si riscontrano sistematicamente, come le zone alle estremità vincolate. Nel paragrafo 14.2.5 il tema delle regioni di discontinuità è affrontato in termini più generali.

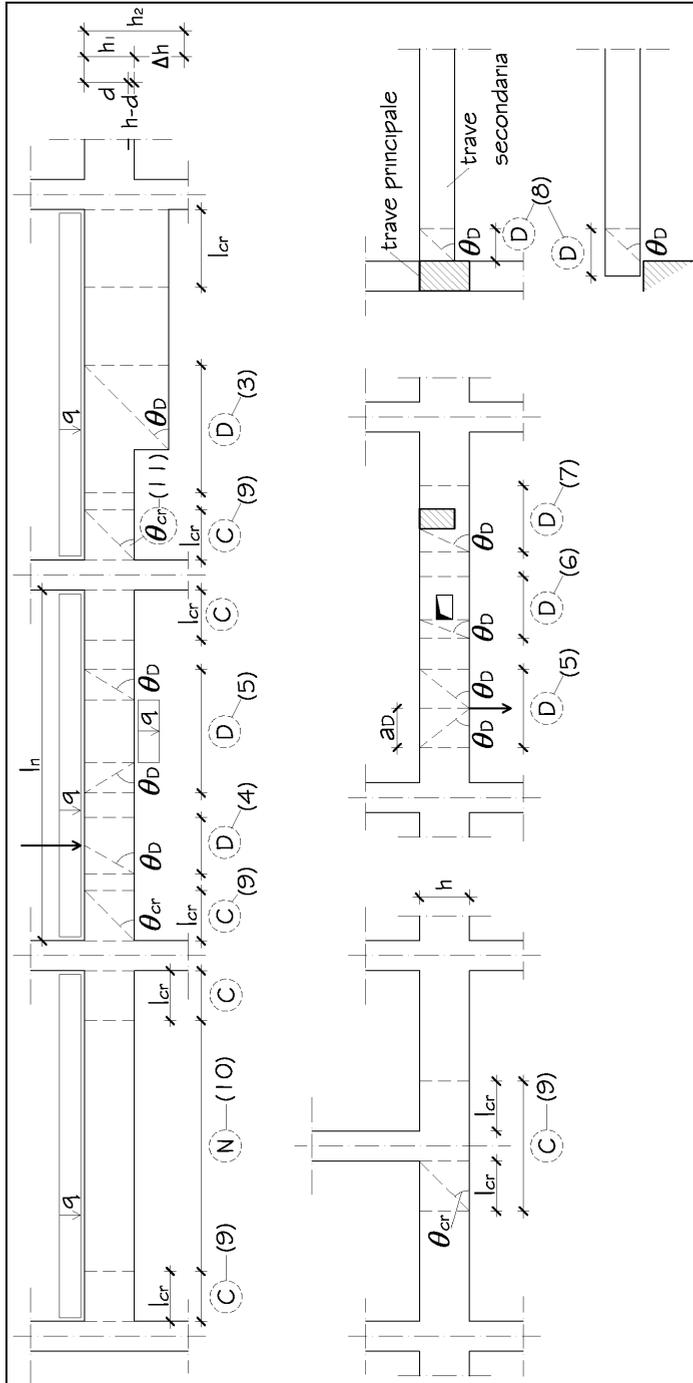


Fig. 14.15 (I bis)

L'analisi e la verifica di una trave è spesso effettuata su un modello "tipo", generalmente scelto in modo che risulti rappresentativo della sua zona più estesa e significativa. All'interno di essa il percorso dei carichi si delinea con una *continuità* che è caratteristica dell'elemento stesso.

Nella fig. 14.15 (II), la *continuità* nelle regioni *B* è identificabile nel valore dell'angolo θ , che caratterizza la geometria del modello, uguale in tutti i tronchi di trave.

Si immagini di considerare l'elemento come formata da un insieme di regioni elementari tutte uguali fra di loro (ad esempio i tronchi di una trave, di lunghezza confrontabile con il suo braccio interno z). Il termine "continuità" si può dunque riferire alla circostanza che la geometria del tracciato del percorso dei carichi che attraversano una di queste regioni si "ripete" (appunto con *continuità*) identicamente in tutte le altre. Una siffatta zona dell'elemento strutturale può così identificarsi come zona *N* (zona "Normale").

Una zona *N* non è generalmente da considerarsi *critica*. In essa, infatti, non sono localizzate sezioni in cui si prevede che lo *SLU* sia attinto con anticipo rispetto alle altre, tanto da richiedere una elevata loro *capacità di rotazione* (duttilità).

Quando, come molto spesso accade, l'analisi delle zone *N* è effettuata utilizzando modelli "semplificati" (come ad esempio i tralicci *STM* "concentrati"), al calcolo numerico devono comunque associarsi, anche per le zone *N*, regole sui dettagli costruttivi, complementari ma essenziali ai fini del perseguimento degli obiettivi prestazionali. Si pensi, ad esempio, alla necessità di controllare la fessurazione in esercizio, per assicurare la richiesta durabilità. Si tratta tuttavia sempre di prescrizioni adeguate alla zona *N*. Esse non sono generalmente finalizzate a compensare l'inadeguatezza del modello a rappresentare configurazioni differenti fra regione e regione, in quanto, per l'assunta ipotesi di "continuità", tali differenze possono escludersi in una zona *N*. Sono invece finalizzate a compensare la incapacità di un modello semplificato di simulare effetti di dettaglio. In fig. 14.15 (II), è rappresentato a titolo di esempio lo stralcio di un modello semplificato, (d1). In esso si assume una diagonale compressa concentrata, che non consente pertanto di tener conto della diffusione, che è invece rappresentata, seppure schematicamente, dal modello di fig. (d2), [6].

L'analisi e le verifiche di altre zone del medesimo elemento, che non siano formate da regioni in cui si ripeta con continuità il comportamento tipico delle zone *N*, dovrebbero essere sempre effettuate utilizzando specifici modelli. Tuttavia spesso si preferisce estendere l'utilizzazione del modello valido per le zone *N* anche a tali zone, provvedendo nel contempo a compensare mediante prescrizioni sui dettagli l'inevitabile inaffidabilità dei risultati.

Le zone *C* sono quelle in cui è più elevata la domanda di duttilità, in quanto in esse viene raggiunto lo *SLU* prima che nelle altre. Sono generalmente regioni di discontinuità. Infatti esse, progettate sino al dettaglio in modo da rendere possibile la nascita e l'evoluzione dei quadri fessurativi - indispensabile per soddisfare la domanda di duttilità - finiscono col diventare regioni *D* anche quando non lo fossero già in esercizio. Un esempio in tal senso è dato

dalla fig. 14.15 (II). In (b) è rappresentato lo *STM* in esercizio, che, caratterizzato da valori costanti di θ , è l'espressione geometrica di una zona *N*, formata da una successione di regioni di continuità. Al crescere delle azioni, in prossimità dello *SLU*, tuttavia, la parte vicina al vincolo, più sollecitata, può modificare il suo comportamento e "trasformarsi" in zona *C*. Si noti che la modifica consiste, nell'esempio proposto, in una riduzione dell'angolo di inclinazione delle diagonali compresse da θ' a θ'' : nella regione *C* il percorso del carico, *LP*, si "sdoppia" utilizzando due itinerari, *LP1* ed *LP2*. In tal modo le staffe vengono sollecitate dalla metà del carico. Naturalmente perchè ciò sia possibile è necessario prevedere un'armatura trasversale (staffe nell'esempio) adeguata, adottando un passo ridotto, ed una percentuale geometrica ridondante. Inoltre deve essere assicurata la resistenza a compressione delle diagonali di calcestruzzo anche per il valore ridotto dell'angolo θ' ⁸².

In zona sismica un elevato livello di duttilità locale nelle zone *C* (*critiche*), perseguibile con l'applicazione di severe regole di dettaglio, rappresenta un *requisito di base* essenziale.

Si osservi la fig. 14.15 (I bis).

Comuni regioni *D* [12] di una trave sono quelle in prossimità di: (14.2.2)

(3): brusche variazioni di sezione; (14.2.3)

(4): carichi concentrati;

(5): carichi distribuiti, o concentrati, applicati all'intradosso;

(6): fori, ad esempio per attraversamento impianti;

(7): sezioni in cui sono vincolate travi secondarie;

(8): sezioni di estremità vincolate in modo differente rispetto alle ipotesi classiche della Teoria Tecnica delle Travi, come ad esempio gli appoggi indiretti.

Si noti che rientrano fra le regioni *D* per variazione di sezione anche quelle in cui la variazione riguarda l'armatura, e non le dimensioni della sezione di calcestruzzo. È il caso delle regioni *D* rappresentate con il modello *STM* di fig.14.15 (II), (a), che corrispondono alle zone di passaggio fra due tronchi di trave caratterizzati da un passo diverso delle staffe. Si noti che nell'esempio proposto, a differenza di quello delle figg. (b) e (c), la inclinazione θ , prima e dopo il cambio di passo, si è supposta costante.

L'estensione delle regioni *D* dipende dalla misura:

$$a_D = h \cot \theta_D, \quad (14.2.4)$$

che a sua volta dipende dal tipo di regione di discontinuità.

In generale in una trave dovrebbero assumersi regole specifiche più severe nelle regioni di estremità, (9) di fig.14.15, come se fossero *zone critiche* (*C*), indipendentemente dal fatto che la struttura sia o meno sismica. Infatti in tali regioni si riscontra spesso, contemporaneamente, la presenza delle sezioni più sollecitate, ed un comportamento tipico delle regioni *D*.

Per contro non tutte le regioni *D* risultano critiche. Un esempio di regioni *D* non critiche è rappresentato in fig. 14.15 (II), (a), dove cambia il passo delle staffe.

⁸² Si veda (14.2.196).

Con riguardo alla individuazione delle zone *C* ed *N*, l'orientamento di *EC2* (strutture non sismiche) è quello di considerare l'intera trave formata solo da zone *N*. Zone *C*, per le quali vengono raccomandate regole specifiche più severe e modulate in funzione del livello di duttilità che si intende adottare, sono invece indicate in *EC8* (ma solo per elementi sismici "primari"). Pertanto *EC8* fornisce raccomandazioni sul *detailing* per elementi sismici primari, generalmente mirate solo a tali zone *C*. *EC8* precisa tuttavia che continuano a valere, anche in zona sismica, le prescrizioni *EC2*: limitatamente alle zone *N* in elementi sismici primari, ed in tutte le zone degli elementi sismici secondari. Si deve pertanto convenire che, nonostante le strutture sismiche non siano oggetto del presente libro, molte importanti regole in esso trattate, dalla concezione generale al dettaglio, hanno un vasto ambito di applicazione, anche in campo sismico. (14.2.4a)

L'estensione della zona critica, fig. 14.15 (*I*), (9):

$$l_{cr} = h \cot \theta_{cr} \quad (14.2.5)$$

dipende sempre dalle sue specifiche caratteristiche. (14.2.5a)

In strutture non sismiche, una regola che spesso si rivela adeguata è quella di assumere:

$$\theta_{cr} = 45^\circ \rightarrow \cot \theta_{cr} = 1 \quad (14.2.5b-e)^{83}$$

$$(14.2.6)$$

$$(14.2.7)^{84}$$

e di adottare – come si è detto – in ogni caso in tali regioni, sebbene le strutture non siano sismiche, prescrizioni di dettaglio più severe di quelle relative alle zone *N*.

Diversamente dal caso delle zone *C*, prescrizioni specifiche per le regioni *D*, fig. 14.15 (*Ibis*), (3), (4), (5), (6), (7), (8), sono necessarie anche in travi non facenti parte di strutture sismiche, tanto più se si rinuncia ad un approfondimento del loro comportamento attraverso un'analisi con modelli adeguati, come ad esempio lo *STM*,

Armature longitudinali (14.2.5b)

2 Area minima e massima dell'armatura longitudinale di una trave

Un valore minimo della sezione di armatura deve essere in generale imposto mirando ai seguenti obiettivi prestazionali, *EC2*, 9.1, (3):

- evitare rotture fragili all'atto della formazione delle prime fessure; (14.2.5c)
 - limitare l'ampiezza di fessurazione; (14.2.5d)
 - resistere ad azioni di contrasto (coazioni). (14.2.5e)
- (14.2.6)⁸⁵

⁸³ Vedere dopo (14.2.6).

⁸⁴ Per (14.2.7) vedere dopo (14.2.5e).

⁸⁵ Per (14.2.6) vedere prima di (14.2.5b).

Area minima dell'armatura tesa longitudinale

(14.2.7)

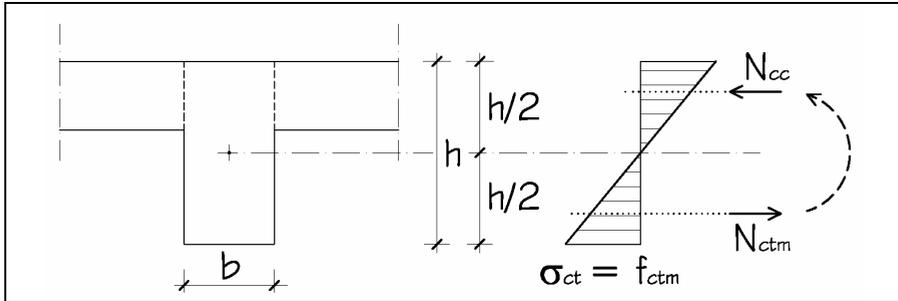


Fig. 14.16 (I)

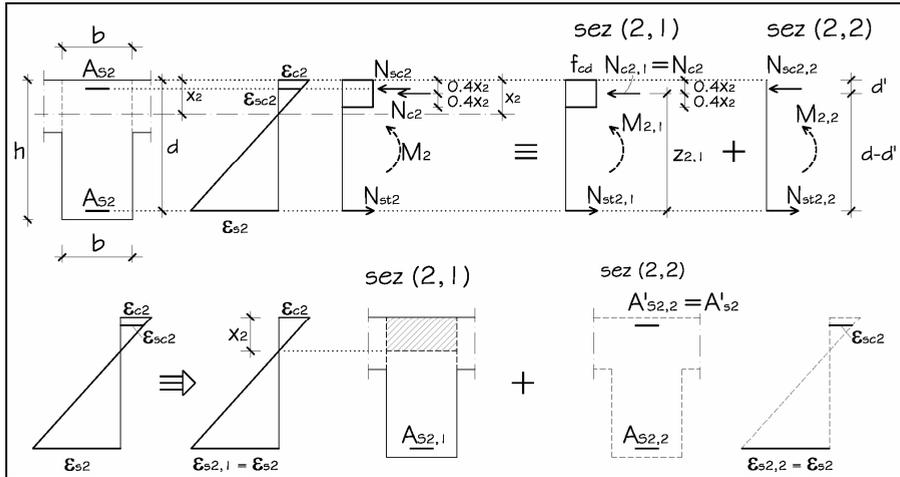


Fig. 14.16 (II)

Si osservi la fig. 14.16 (I).

Si fa riferimento al punto (14.2.5c).

La situazione che prelude alla formazione della prima fessurazione per flessione può essere rappresentata dal diagramma bitriangolare di figura, se si trascura in questa fase il contributo dell'armatura, e si ammette un comportamento elastico-lineare. Lo sforzo totale di trazione è pari a:

$$N_{ctm} = 0,5 f_{ctm} b (h/2) = 0,25 f_{ctm} b d \eta_d . \quad (14.2.7a)$$

in cui si è posto:

$$\eta_d = h/d . \quad (14.2.8)$$

Per evitare la rottura brusca della sezione all'atto della formazione delle prime fessure, può essere sufficiente disporre in quel momento di un suffi-

ciente quantitativo di armatura tesa longitudinale, capace di sostituirsi al calcestruzzo. Tale quantitativo può essere valutato semplicemente assumendo che lo sforzo di trazione sia quello corrispondente al diagramma limite di figura. (14.2.9)

Se si assume, pertanto:

$$A_{smin} f_{yk} = N_{ctm} \quad (14.2.10)$$

dopo avere sostituito la (14.2.7a), si può porre⁸⁶:

$$\omega_{min} = f_{yk} A_{smin} / (f_{ctm} bd) = 0,25 \eta_d \quad (14.2.11)$$

ω_{min} può definirsi come un valore approssimato della minima percentuale meccanica caratteristica di armatura longitudinale da disporre in una trave. Con tale accorgimento al momento della formazione delle prime fessure di flessione la resistenza dell'armatura non è vinta, (14.2.10), dalla forza - su di essa trasferitasi - che ha provocato la rottura per trazione del calcestruzzo. Il pedice t sta appunto ad indicare che ω è riferita alla resistenza a trazione del calcestruzzo. Inoltre si conviene che i valori resistenti di acciaio e calcestruzzo siano f_{yk} (caratteristico) ed f_{ctm} (medio), a differenza della percentuale meccanica riferita alla resistenza a compressione del calcestruzzo, ω_c , che è invece corrisponde ai valori di calcolo, f_{yd} ed f_{cd} ⁸⁷.

La (14.2.11) può anche scriversi⁸⁸:

$$\rho_{min} = A_{smin} / (bd) = (f_{ctm} / f_{yk}) \omega_{min} = 0,25 \eta_d (f_{ctm} / f_{yk}) \quad (14.2.12)$$

La misura della percentuale geometrica (14.2.12) dovrebbe dunque variare al variare delle resistenze caratteristiche di acciaio e calcestruzzo.

In seguito si assumeranno i seguenti valori, che si terranno, a titolo di esempio, ripetutamente come valori di riferimento⁸⁹:

$$\begin{aligned} f_{ck,cube} &= 30 \text{ N/mm}^2, \text{ EC2, prospetto 3.1;} & (14.2.13) \\ f_{ck} &= 25 \text{ N/mm}^2, \text{ EC2, prospetto 3.1;} \\ \alpha_{cc} &= 1,0, \text{ EC2, 3.1.6, (1)P, Nota;} \\ \gamma_c &= 1,5, \text{ EC2, 2.4.2.4;} \\ f_{cd} &= \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 16,67 \text{ N/mm}^2, \text{ EC2, (3.17);} \\ \nu &= 0,6 (1 - f_{ck} / 250) = 0,54, \text{ EC2, (6.6N);} \\ \nu_1 &= \nu = 0,54, \text{ EC2, 6.2.3, (3), Nota 1;} \\ f_{cwd} &= \nu_1 f_{cd} = 9 \text{ N/mm}^2, \text{ EC2, 6.2.3, (3), Nota;} \\ f_{ctm} &= 0,30 f_{ck}^{2/3} = 2,6 \text{ N/mm}^2, \text{ EC2, prospetto 3.1;} \\ f_{ctwk} &= f_{ctm}; \\ f_{cta} &= 2,6 / 1,5 = 1,73 \text{ N/mm}^2; \\ f_{yk} &= 450 \text{ N/mm}^2, \text{ EC2, appendice C, C1;} \\ \gamma_s &= 1,15, \text{ EC2, 2.4.2.4;} \\ f_{yd} &= f_{yk} / \gamma_s = 391,3 \text{ N/mm}^2; \\ f_{yd} / f_{cd} &= 23,47; \\ f_{yk} / f_{ctm} &= 173,08; \end{aligned}$$

⁸⁶ Si veda (14.1.44)-

⁸⁷ Si veda (14.2.29), (14.1.29c) e (14.2.147°).

⁸⁸ Si veda (14.1.38) e (14.1.44).

⁸⁹ Si veda il prospetto 3.1. in 3.1.3 di EC2.

$$f_{ywd} = 0,8 f_{yd} = 313 \text{ N/mm}^2, \text{ EC2, 6.2.3, (3), Nota};$$

$$f_{ywd}/f_{cd} = 18,8;$$

$$f_{ywd}/f_{c wd} = 34,8;$$

$$f_{ywk}/f_{ctwk} = 0,8 * 450/2,63 = 136,9;$$

Posto, sempre a titolo di esempio:

$$\eta_d = h/d = 1,1; \quad (14.2.14)$$

assumendo i suddetti valori di riferimento, la (14.2.12) diventa:

$$\rho_{min} = 0,16 \% \quad (14.2.15)$$

Secondo NTC, 4.1.6.1.1 l'armatura minima longitudinale da disporre nelle travi:

$$A_{smin}, \quad (14.2.16)$$

deve essere pari a quella indicata da EC2.

$$(14.2.17)$$

Secondo EC2, 9.2.1, deve assumersi:

$$\rho_{min} = \min [0,26 (f_{ctm}/f_{yk}); 0,0013]. \quad (14.2.18)$$

in cui:

$$\rho_{min} = A_{s,min}/(b_t d). \quad (14.2.19)$$

Con :

$$b_t \quad (14.2.20)$$

viene indicata la larghezza media della zona tesa.

Al primo dei due limiti corrisponde, per qualunque valore delle resistenze caratteristiche:

$$\omega_{tmin} = 0,26. \quad (14.2.21)$$

Si può rilevare che la (14.2.21) propone un valore assai vicino a quello espresso dalla (14.2.11).

Al secondo dei due limiti, assunti i valori di riferimento (14.2.13), corrisponde:

$$\omega_{tmin} = 0,225. \quad (14.2.22)$$

Si noti che quest'ultimo valore diventa determinante [in quanto supera il valore del primo dei due limiti della (14.2.18)] e resta costante, al variare di f_{ck} , per:

$$f_{ck} \leq 20,5 \text{ N/mm}^2. \quad (14.2.23)$$

L'armatura minima prescritta va disposta, secondo EC2, 9.2.1.1, nelle sole zone tese.

Area massima dell'armatura tesa longitudinale (14.2.24)

Una sezione⁹⁰ dotata di doppia armatura, fig. 14.16 (II), può sempre essere ricondotta alla "somma" (*equivalente*) di due sezioni:

- la prima, fig. 14.16 (2, I), dotata di armatura semplice, solo tesa, $A_{s2,1}$;
- la seconda, fig. 14.16 (2, 2), dotata di armatura doppia: la totalità di quella compressa, A'_{s2} , ed una corrispondente armatura tesa, $A_{s2,2}$.

Quest'ultima sezione resistente è formata dalle sole armature. Infatti la sezione $A_{s2,2}$ si assume per ipotesi che sia proprio quella che risulta dalla condizione:

$$N_{st2,2} = N_{sc2,2}. \quad (14.2.25)$$

⁹⁰ È la sez. (2) di fig. 14.16, (III). In seguito i valori di questa sezione sono rappresentati con il pedice "2" per distinguerli da quelli della sezione (3), anch'essi rappresentati nella citata figura.

La *equivalenza* è assicurata se sono coincidenti le due configurazioni deformate, in modo da garantirne la perfetta sovrapponibilità. A tal fine basta imporre l'uguaglianza dei diagrammi delle ε .

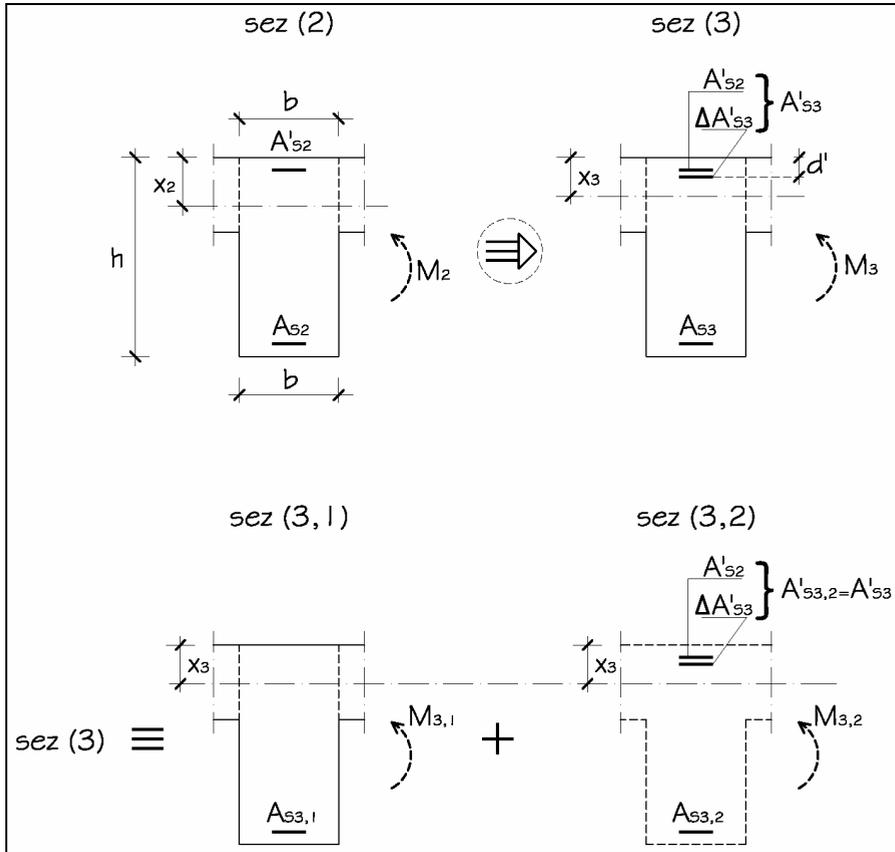


Fig. 14.16 (III)

In generale nella sezione (2,2) le armature tesa e compressa possono non essere uguali. Tuttavia se risulta:

$$\varepsilon_{yd} \leq \min(\varepsilon_{sc}; \varepsilon_s) \quad (14.2.26)$$

risulta anche :

$$A_{s2,2} = A'_{s2}. \quad (14.2.27)$$

È così possibile ricondurre la determinazione della posizione dell'asse neutro, e, quindi, la misura di x_2 , al caso di armatura semplice, $A_{s2,1}$, rappresentato dalla sezione (2,1).

Un limite superiore alla quantità di armatura tesa longitudinale $A_{s2,1}$ può servire ad assicurare che lo *SLU* sia attinto nella sezione per raggiungimento del valore limite della ε nell'armatura, e non nel calcestruzzo.

In strutture non sismiche, sia che si adotti un'analisi plastica, sia che si a-

dotti un'analisi elastica lineare con redistribuzione, è possibile evitare verifiche numeriche dell'effettivo grado di duttilità se si rispettano regole che prescrivono un adeguato valore limite superiore alla percentuale massima corrispondente all'aliquota, $A_{s2,1}$, dell'armatura tesa.

Per assicurare il richiesto livello di duttilità si può porre un limite superiore al rapporto:

$$\xi = x/d \leq \xi_{max}. \quad (14.2.28)$$

Con riferimento alla sezione (2) di fig. 14.16 (II), si possono utilizzare i simboli x_2 e $\xi_2 = \xi_{2,1}$.

Posto:

$$\omega_{e2,1} = f_{yd} A_{s2,1} / (f_{cd} b d)^{0,1}, \quad (14.2.29)$$

tenuto conto che:

$$f_{cd} b d = N_{c2,1} / (0,8 \xi_{2,1}), \quad (14.2.30)$$

e che deve essere:

$$f_{yd} A_{s2,1} = N_{c2,1}; \quad (14.2.31)$$

sostituendo le (14.2.30) e (14.2.31) nella (14.2.29) risulta:

$$\omega_{e2,1} = 0,8 \xi_{2,1} \quad (14.2.32)$$

e

$$\xi_{2,1} = 1 - 0,4 \xi_{2,1} = 1 - \omega_{e2,1} / 2. \quad (14.2.33)$$

Si ricordi che la percentuale meccanica (14.2.32) è riferita alla sola armatura $A_{s2,1}$, come espresso dalla (14.2.29).

Secondo EC2, 5.6.2, a proposito dell'analisi plastica per travi, telai e piastre, perchè si possa ritenere che la duttilità richiesta sia raggiunta senza una verifica esplicita è necessario (ma non sufficiente: si vedano le citate norme EC2) soddisfare la seguente condizione:

$$\xi_{max} = 0,25, \quad (14.2.34)$$

che, tenuto conto della (14.2.32) e della (14.2.33), si può scrivere:

$$\omega_{e2,1max} = 0,20. \quad (14.2.35)$$

Alla (14.2.35) corrisponde il noto valore del braccio relativo:

$$\xi_{2,1min} = 0,9. \quad (14.2.36)$$

Sempre secondo EC2, 5.5, (4), a proposito dell'analisi elastica lineare con redistribuzione limitata, il valore limite superiore di ξ , al di sopra del quale non è possibile effettuare alcuna redistribuzione del momento flettente senza un controllo esplicito della capacità di rotazione, assunti i valori di riferimento (14.2.13):

$$f_{ck} \leq 50 \text{ N/mm}^2, f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2, \quad (14.2.37)$$

risulta pari a:

$$\xi = (1 - k_1) / k_2 = (1 - 0,44) / 1,625 = 0,345; \quad (14.2.38)$$

a cui corrisponde:

$$\omega_{e2,1max} = 0,276. \quad (14.2.39)$$

$$\xi_{2,1min} = 0,862.$$

⁹¹ Da non confondere con la percentuale (14.2.11), ω , riferita al calcestruzzo teso. Si veda il par. 14.1.4, ed in particolare (14.1.42).

Da quanto precede si può dedurre che valori del braccio $\zeta_{2,1min}$ compresi fra $0,86^{92}$, (14.2.39), e $0,90$, (14.2.36), possono considerarsi validi ai fini del calcolo dell'aliquota di armatura di flessione ($A_{s2,1}$) che corrisponde alla sezione priva di armatura compressa, come in fig. 14.16 (2.I), se si intende rispettare condizioni di duttilità come quelle proposte in (14.2.34) o in (14.2.38).

Una ragione per porre un limite superiore alla percentuale *geometrica* dell'armatura risiede anche nella necessità di evitare che una eccessiva quantità di barre disturbi troppo il passaggio del calcestruzzo durante i getti. Va tuttavia rilevato che quantità di armatura che producono simili inconvenienti corrispondono a percentuali meccaniche ampiamente al di sopra dei limiti (14.2.35) e (14.2.39).

Infatti in EC2, 9.2.1.1, (3), è raccomandato :

$$\rho_{max} = 4/100 A_c. \quad (14.2.40)$$

Orbene, se, a titolo di esempio, si adottano i soliti valori di riferimento (14.2.13):

$$f_{cd} = 16,67 \text{ N/mm}^2; f_{yd} = 391,3 \text{ N/mm}^2, f_{yd}/f_{cd} = 23,5 \quad (14.2.41)$$

alla percentuale geometrica del 4% corrisponde la percentuale meccanica:

$$\omega_{cmax} = 23,5 * 4/100 = 0,94, \quad (14.2.42)$$

che è di gran lunga maggiore dei limiti "duttili" calcolati in precedenza. Va tuttavia considerato che la (14.2.42) è riferita alla totalità dell'armatura, e non solamente alla $A_{s2,1}$, come invece per i suddetti valori limiti (14.2.35) ed (14.2.39)

Area minima dell'armatura compressa longitudinale (14.2.43)

Si faccia sempre riferimento alle figg. 14.16 (II) e (III).

Si è visto che in generale il momento resistente totale della sezione (2), M_2 , può essere ricondotto alla somma di due termini:

$$M_2 = M_{2,1} + M_{2,2}. \quad (14.2.44)$$

Il primo corrisponde alla sezione resistente (2,1), priva di armatura *compressa*, e dotata dell'aliquota $A_{s2,1}$ di armatura tesa. Il secondo alla sezione resistente (2,2), formata esclusivamente dalle armature: quella compressa, A'_{s2} , risultante dal calcolo e l'aliquota restante $A_{s2,2}$ di armatura tesa.

A meno che non si stabiliscano regole specifiche, la misura di $M_{2,2}$ potrebbe risultare minima (e talvolta anche nulla), rispetto ad M_2 , anche se vengono rispettati i limiti imposti alla percentuale meccanica massima, (14.2.24). Una prescrizione, dunque, è necessaria, oltre quella di cui a (14.2.24), se si vuole che una prefissata significativa aliquota della capacità resistente flessionale complessiva della sezione sia assicurata dalla "sezione duttile", (2,2), costituita dalle sole armature.

⁹² Si ricordi che si tratta di un valore che corrisponde a ridistribuzione nulla, $\delta=1$, secondo EC2, 5.5, (4).

Si prenda in esame la sez. (3) della fig. 14.16 (III). Tutte le grandezze caratteristiche di tale sezione sono affette dal pedice “₃” per distinguerle dalle corrispondenti grandezze, caratteristiche della sez. (2). Si vuole che la sez. (3) sia dotata di un valore minimo del rapporto:

$$M_{3,2}/M_3 \geq (M_{3,2}/M_3)_{\min}; \quad (14.2.45)$$

fra il momento resistente della *sezione duttile*, sez. (3,2) di figura, costituita dalle sole armature, tesa e compressa⁹³, ed il momento resistente totale.

Si vuole, nel contempo, che tale momento resistente M_3 sia uguale a quello della sez. (2):

$$M_3 = M_2. \quad (14.2.46)$$

Ciò premesso, la sez. (3) può ricondursi, come nel caso della sez. (2), alla “somma” di due sezioni:

- la prima, sez. (3,1), costituita dalla sola armatura tesa $A_{s3,1}$, è dotata del momento resistente $M_{3,1}$;

- la seconda, sez. (3,2), costituita dalle armature compresse A'_{s2} e $\Delta A'_{s3}$, (14.2.47)

per un'area complessiva:

$$A'_{s3} = A'_{s3,2} = A'_{s2} + \Delta A'_{s3} \quad (14.2.48)$$

e dalla restante parte di armatura tesa

$$A_{s3,2}, \quad (14.2.45).$$

è dotata del richiesto momento resistente $M_{3,2}$,

In conseguenza di (14.2.45) e (14.2.47) deve risultare:

$$A_{s3} = (A_{s3,1} + A_{s3,2}) \leq A_{s2}. \quad (14.2.49)$$

Si assuma sempre l'ipotesi (14.2.26)⁹⁴.

Essendo cambiata la distribuzione dell'armatura, ed in particolare aumentata quella compressa e diminuita quella tesa, la posizione dell'asse neutro nella sez. (3) risulterà diversa da quella della sez. (2), ed in particolare:

$$\xi_3 \leq \xi_2. \quad (14.2.50)$$

Si applichi ora alla sez. (3), con lo stesso criterio utilizzato per la sez.(2), il principio di sovrapposizione degli effetti, fig. 14.16 (III).

$$M_3 = M_{3,1} + M_{3,2}. \quad (14.2.51)$$

Evidentemente, sempre per le assunzioni fatte, risulterà:

$$M_{3,2} \geq M_{2,2}. \quad (14.2.51a)$$

Per conseguire la prestazione (14.2.45) è in conclusione necessario imporre un valore minimo alla quantità aggiuntiva di armatura compressa, $\Delta A'_{s3}$, (14.2.47), in relazione all'armatura tesa totale A_{s3} , (14.2.49):

$$\Delta A'_{s3}/A_{s3} \quad (14.2.52)$$

In EC8, 5.4.3.1.2,(4), a), prescrizioni su valori minimi del rapporto $\Delta A'_{s3}/A_{s3}$ sono riservate esclusivamente a travi di strutture sismiche.

⁹³ Si noti che è proprio la sezione corrispondente alla sez. (2,2) della fig. 14.16, (II).

⁹⁴ È l'ipotesi che l'armatura A'_s sia compressa ed abbia attinto il limite di snervamento.

3 Disposizione nella sezione trasversale dell'armatura longitudinale di una trave (14.2.53)

Criteri simili possono valere nei casi di travi “alte” e di travi “piatte” (o “a spessore”).

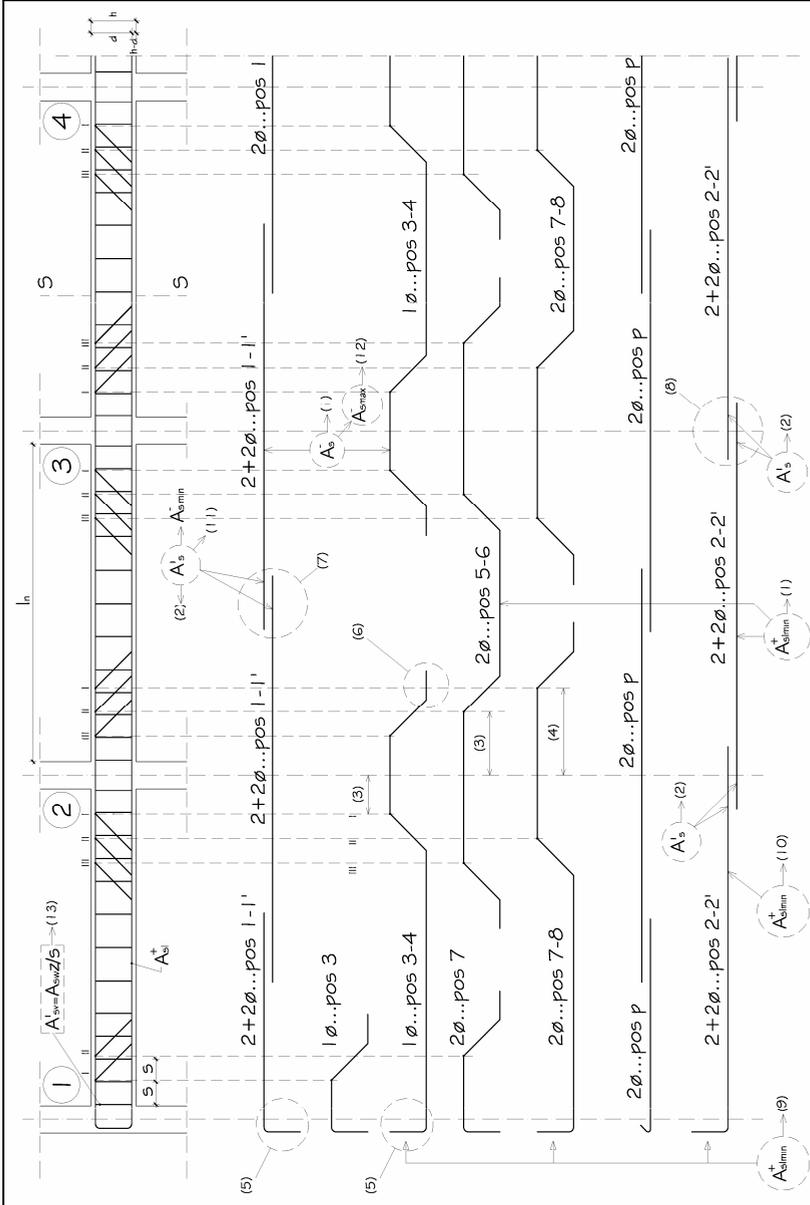
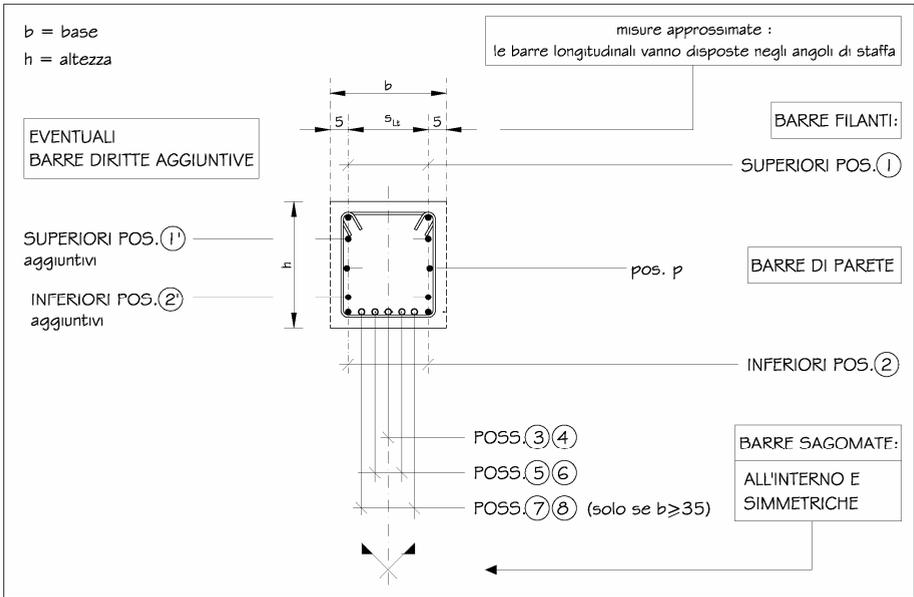
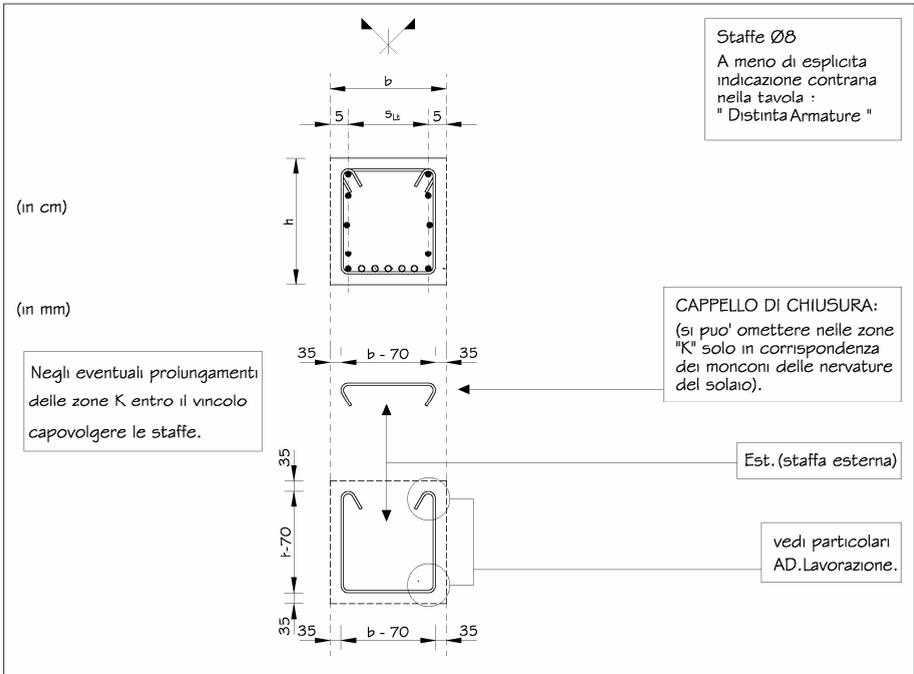


Fig. 14.17

Concezione generale e dettagli costruttivi del progetto delle armature

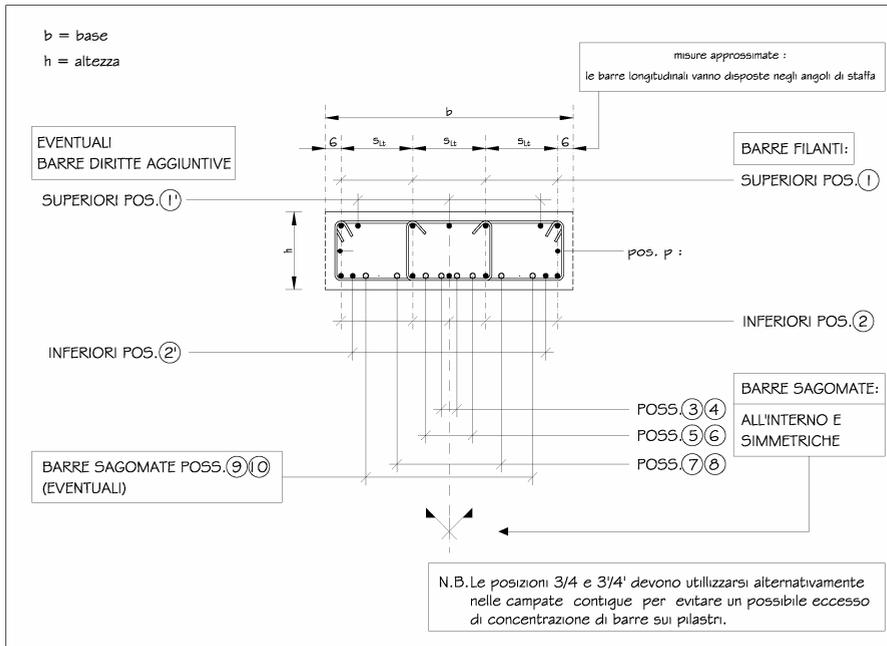


STUDIO VITONE & ASSOCIATI

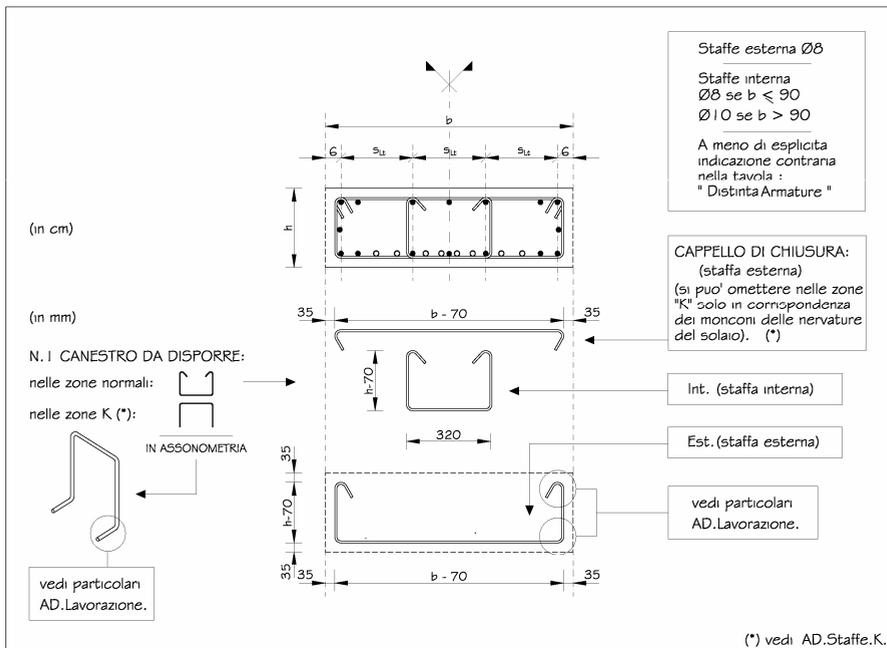


STUDIO VITONE & ASSOCIATI

Fig. 14.18 (1) e (2)



STUDIO VITONE & ASSOCIATI



STUDIO VITONE & ASSOCIATI

Fig. 14.18 (3) e (4)

Si osservino le figg. 14.18 (1), (2), (3) e (4), che rappresentano stralci di elaborati di cantiere⁹⁵.

Le barre filanti, superiori in pos. 1 ed inferiori in pos. 2⁹⁶, devono obbligatoriamente essere disposte in ogni angolo di staffa, interno o di bordo. In tal modo è anche assicurato un valore massimo alla loro distanza mutua, s_{Lt} , fig. 14.19 (1), che non può essere maggiore di quello stabilito per la distanza trasversale fra i bracci di staffa [si veda più avanti (14.2.232), s_{st}].

Nelle travi alte sono posizioni utili delle barre longitudinali filanti anche quelle di uno strato immediatamente più interno, contrassegnate con apice, pos. 1' e pos. 2'.

Le barre rialzate, poss. 3/4, 5/6, 7/8, ecc., devono essere montate il più possibile *all'interno*, con *disposizione simmetrica*, a partire dal centro, verso la periferia della sezione. Quindi la preferenza va sempre alle posizioni contrassegnate con numero indicatore minore, e si devono prevedere sagome uguali a coppie disposte simmetricamente, come in figura.

Si osservi la fig. 14.19 (1).

È buona norma che le barre piegate siano disposte prevalentemente nella fascia di trave passante sulla sezione del pilastro⁹⁷.

NTC, 4.1.6.1.1, non prevede alcuna prescrizione relativa alla distanza massima fra le barre longitudinali delle travi. (14.2.54)

Secondo EC2, 9.2.3,(4), si raccomanda che le barre longitudinali siano disposte in modo tale che vi sia almeno una barra per angolo, essendo le rimanenti uniformemente distribuite lungo il perimetro interno delle staffe, e distanti :

$$s_{Lt} \leq 350 \text{ mm.} \quad (14.2.55)$$

È necessario che anche un adeguato numero di barre longitudinali inferiori sia disposto all'interno della sezione del pilastro [le pos. 1* di fig.14.19 (1)]. Si rimanda in proposito a (14.2.121) ed alla fig. 14.31, ove si illustra la utilità di tale accorgimento di dettaglio in relazione alla dotazione di *robustness* della trave⁹⁸.

Si osservi la fig. 14.19 (II).

L'armatura superiore tesa in sezioni a T non deve essere disposta tutta entro la larghezza b_w dell'anima, ma in parte distribuita nelle cosiddette larghezze efficaci, b_{eff} ⁹⁹. La figura mostra come tale disposizione comporti di conseguenza un incremento Δa_l della traslazione orizzontale dello sforzo di trazione: si veda (14.2.119).

⁹⁵ Progetto strutturale esecutivo Auditorium di Roma, 1996, Studio Vitone & Associati.

⁹⁶ Può essere conveniente indicare sistematicamente le posizioni delle barre superiori con numeri dispari e di quelle inferiori con numeri pari. Le barre rialzate con doppio numero, pari/dispari.

⁹⁷ Si veda anche la fig. 14.31, (VIII).

⁹⁸ Si veda anche il par. 14.3.2.

⁹⁹ Per una definizione di b_{eff} si veda EC2, 5.3.2.1.

Si veda in proposito EC2, 9.2.1.2, (2).

Il criterio di non concentrare tutta l'armatura risultante dal calcolo nella sola larghezza b_w , ma di distribuirla entro le larghezze efficaci, rientra fra le "regole generali" mirate al controllo dell'ampiezza di fessurazione, nel passaggio dallo stato *I* allo stato *II*, fig. 14.19 (III).

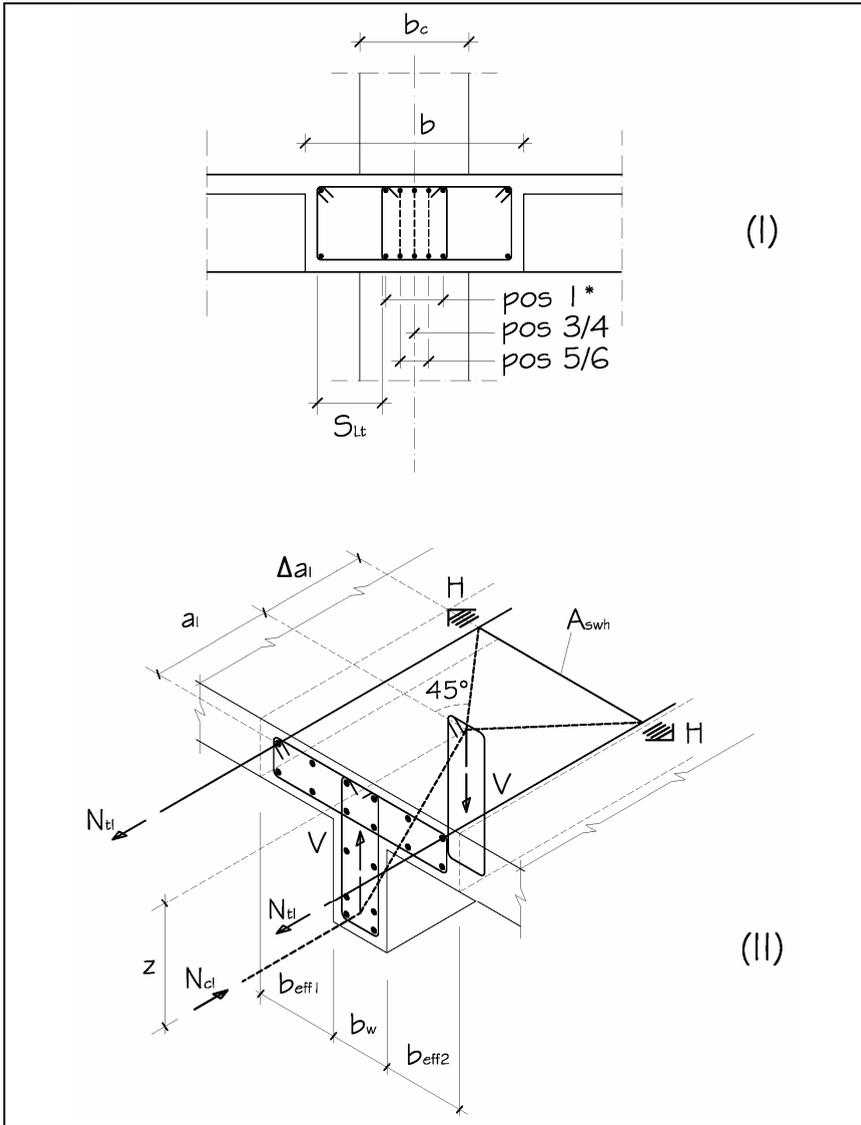


Fig. 14.19 (I) e (II)

La figura 14.19 (II), mostra inoltre che è necessario disporre in soletta armatura trasversale orizzontale A_{swH} che abbia la capacità di portare le spinte (H) impresse dai vettori di compressione, in conseguenza delle deviazioni necessarie per diffondersi nella soletta.

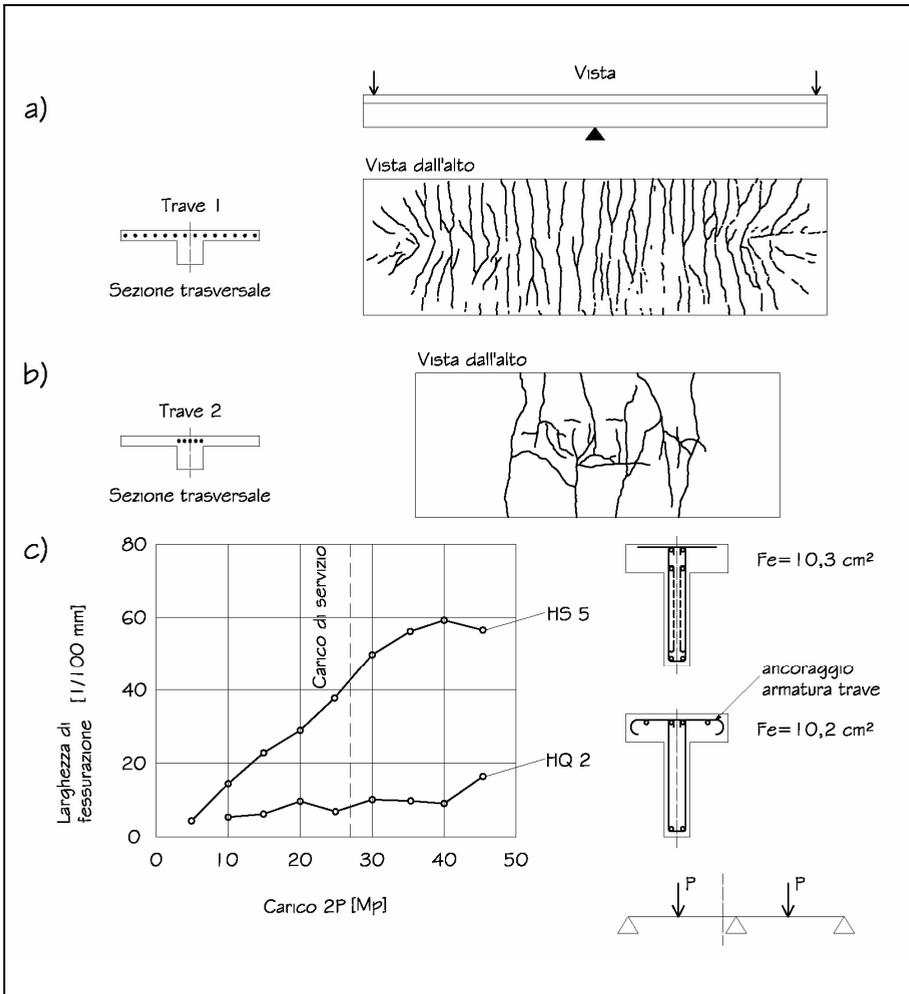


Fig. 14.19 (III)

4 Concezione generale del progetto dell'armatura longitudinale di una trave (14.2.56)

Si veda la fig. 14.17.

Forma delle sagome

(14.2.57)

Si indichi, fig. 14.17 (9) e (10) con

 A_{smin}^+

l'area dell'armatura inferiore - poss. 2, 2', ed eventualmente 4, 8, ecc. - costituita da tutte le barre che vengono prolungate fino ai vincoli di estremità della campata, ed ivi ancorate. Si indichi inoltre con:

 A_{smax}^+

o, più semplicemente, fig. 14.17 (1), con

 A_{sb}^+

l'area massima effettiva dell'armatura inferiore, poss. 2, 2', 4, 6, 8, ecc. Si indichi con:

 A_{smin}^-

l'area dell'armatura superiore - poss. 1 ed 1' - costituita da barre diritte filanti lungo tutta la campata. Si indichi con:

 A_{smax}^-

o, più semplicemente con:

 A_{sb}^-

l'area massima effettiva dell'armatura superiore su un appoggio (o comunque su un vincolo, come ad esempio un pilastro) - poss. 1, 1', 3, 5, 7, ecc.

Si noti che nella prima campata sono suggerite sagome asimmetriche in poss. 3/4, 7/8, ecc.: rialzate solo verso l'appoggio interno, ma diritte inferiori sino all'appoggio di estremità. In tal modo è possibile incrementare la A_{smin}^+ su tale appoggio, ove generalmente è richiesta una quantità maggiore di armatura inferiore. Nel contempo, se necessario, si possono adottare - a compensazione delle barre non rialzate - monconi superiori (in corrispondenza dell'appoggio estremo) sagomati in poss. 3, 7 ecc., utili anche eventualmente ai fini della resistenza a taglio.

Il disegno suddetto giova anche alla affidabilità del progetto dell'armatura nelle campate estreme, ed in particolare sugli appoggi di estremità. In corrispondenza di questi, infatti, spesso il modello di calcolo non fornisce informazioni attendibili sulle reali condizioni di vincolo esercitate dai pilastri [si veda più avanti (14.2.64)].

Si notino, inoltre, i prolungamenti alla estremità delle barre piegate, al lembo inferiore, fig. 14.17 (6). Essi sono necessari per assicurarne l'ancoraggio nei casi in cui le barre piegate risultano indispensabili alla resistenza a taglio. Si veda il par. 14.1.33b.

Rapporti β_1 , β_2 e β_3 : ripartizione dell'armatura totale fra barre diritte filanti, e barre rialzate (14.2.58)

Fattori essenziali ai fini del progetto - mirato a prestabiliti obiettivi prestazionali - della disposizione e del disegno delle armature longitudinali di una trave

sono rappresentati dai valori che si sceglie¹⁰⁰ di attribuire, pur nel rispetto dei valori minimi risultanti dal calcolo, ai rapporti¹⁰¹:

$$\beta_1 = A_{s\min}^- / A_{s\max}^+ \quad (14.2.59)$$

$$\beta_2 = A_{s\min}^+ / A_{s\max}^+ \quad (14.2.60)$$

Oltre ai suddetti fattori assume particolare rilevanza anche quello che misura la quantità di armatura trasversale che si vuole sia disponibile per “sospendere”¹⁰² il taglio, sempre in relazione all’armatura longitudinale massima:

$$\beta_3 = A_{sv} / A_{s\max}^+ = \beta_{3B} \quad (14.2.61)$$

Per quanto riguarda A_{sv} si rimanda ai paragrafi dedicati all’armatura trasversale, alla (14.2.83).

Come si è detto, $A_{s\min}^+$ comprende anche, in corrispondenza dell’appoggio l , le barre della campata estrema $l-2$, in poss. $3/4$ e $7/8$, secondo la fig. 14.17, che hanno sagoma dissimmetrica e non sono rialzate, ma si prolungano al lembo inferiore, sino al vincolo. Del resto anch’esse (come si potrà convenire più avanti) possono ritenersi *filanti*, in quanto *continue* fra le due sezioni *estreme*, nelle quali risulta, rispettivamente, $M=0$ ed $M=M_{\max}^+$.

Si conviene pertanto che $A_{s\min}^+$ ed $A_{s\min}^-$ non comprendano eventuali spezzoni di armatura, come ad esempio quelli in poss. 3 e 7, rialzati sull’appoggio di estremità l della prima campata $l-2$ della trave di fig. 14.17. La precisazione ha una sua rilevanza concettuale. Infatti, come si vedrà, le barre diritte possono avere una funzione determinante con riguardo alla attivazione di comportamenti tipo arco-tirante, purché siano di lunghezza adeguata, e senza soluzioni di continuità, fra le due suddette sezioni *estreme*. Condizione, quest’ultima, indispensabile perché possano svolgere anche la funzione di “incatenamenti” orizzontali di impalcato, contribuendo alla dotazione di *robustness* dell’edificio, [1], art. 9.10¹⁰⁴. Diversamente, gli spezzoni rispondono solo ad esigenze di resistenza e di duttilità locali.

I valori di β_1 , β_2 e β_3 devono dunque essere stabiliti in funzione degli obiettivi prestazionali posti a base del progetto, tenuto naturalmente conto delle peculiari caratteristiche (geometriche, costruttive, ecc.) della trave.

Come si vedrà¹⁰⁵, dai valori disponibili per β_2 e β_1 dipende la ridondanza della capacità portante a taglio. Essa potrà misurarsi proprio attraverso un confronto fra β_3 (capacità portante a taglio dovuta alle armature effettivamen-

¹⁰⁰ Si tratta pertanto di “valori disponibili”, e cioè riferiti a quantità di armatura effettivamente presenti nella trave, da non confondere con i “valori richiesti”, e cioè risultanti dal calcolo.

¹⁰¹ Si sono adottati i pedici l e 2 per indicare, rispettivamente, le percentuali di armatura filante superiore ed inferiore, per analogia con le poss. l e 2 con le quali si è convenuto di indicare le medesime armature nella distinta della fig. 14.17.

¹⁰² È la sezione di armatura complessivamente presente in un tronco di trave di lunghezza pari a z . Per calcolare tale sezione si può moltiplicare la percentuale geometrica ρ_w , (14.2.164), per la corrispondente area della sezione orizzontale:

$$A_{sv} = \rho_w b_w z. \quad (14.2.61a)$$

¹⁰³ β_3 potrà in seguito essere indicato anche con il simbolo β_{3B} in quanto è riferito al comportamento *Beam* della trave. Si veda (14.2.85).

¹⁰⁴ Si veda anche il par. 14.3.2.

¹⁰⁵ Vedere fig. 14.20,(II).

te disponibili) e β_{3A}^{106} e β_{3B}^{107} , rappresentativi, rispettivamente, della capacità portante a taglio dell'effetto arco (*A*) (senza armatura trasversale) e della residua capacità portante richiesta al comportamento a trave (*B*), utilizzando armature.

Più in dettaglio β_2 e β_1 dipendono: (14.2.62)

a) dalla misura in cui si intende "ripartire" la capacità portante dell'elemento strutturale fra un comportamento ad *arco-tirante* (modello *A*) ed un comportamento a *trave* (modello *B*), fig. 14.20 (*II*), (*A*) e (*B*);

(14.2.62a)

b) dalle caratteristiche geometriche del modello *B* (trave) assunto a base di calcolo, (valori di θ , α^{108} e π_{sLz}^{109}), tutte rappresentate a tal fine significativamente dalla misura relativa della traslazione orizzontale dello sforzo di trazione:

$$\alpha_i = a_i / (l_n/2) \quad (14.2.63)$$

c) da specifici obiettivi prestazionali che si intendono perseguire (come ad esempio una dotazione di *robustness*, locale, fig. 14.31, o globale di impalcato, par. 14.3.2; affidabilità; ridondanza; duttilità; esigenze costruttive e/o economiche; ecc.). (14.2.64)

a) L'Elemento strutturale: effetto Arco-tirante ed effetto Beam.
(14.2.65)

In fig. 14.20 (*I*)¹¹⁰, si mostra come, ai fini della determinazione di β_1 e β_2 , si possa fare riferimento, senza perdere in generalità, ad una semi-campata di una trave, (*E*), soggetta alle reazioni vincolari di solo taglio, V_E , nell'estremo *O*, e di solo momento flettente, M^+ , nella *sezione di campata*, *C*. Questa sezione coincide con la sezione di *mezzeria* se l'elemento è simmetrico e simmetricamente caricato. La semi-campata *O-C* è la parte soggetta a momento flettente positivo, fra le due sezioni *estreme* (nelle quali risulta, rispettivamente, $M=0$ ed $M=M^+_{max}$) di una generica campata, *I-2*, comunque caricata¹¹¹ e comunque vincolata alle due estremità. La retta d'azione del carico verticale V (risultante, nel tratto *O-C*) dista a_E da *O*.

Ciò premesso, in fig. 14.20 (*II*), l'elemento (*E*) viene ricondotto alla *somma equivalente* di un arco-tirante (*A*), e di una trave (*B*: *Beam*).

Si badi che l'*equivalenza* è riferita per il momento esclusivamente alle condizioni di equilibrio, e cioè alla possibilità di (*A*) e (*B*) di tenere complessivamente in equilibrio tutti i carichi verticali gravanti sull'elemento (*E*).

¹⁰⁶ Si veda (14.2.82).

¹⁰⁷ Si veda (14.2.85).

¹⁰⁸ α : si conviene di limitare l'analisi al caso assai comune di staffe verticali, e quindi di assumere $\alpha=90^\circ$.

¹⁰⁹ π_{sLz} : passo longitudinale delle staffe in relazione al braccio z : (14.2.68).

¹¹⁰ Si legga anche (14.2.102a), nota.

¹¹¹ Si prende in esame il caso di carichi solo verticali.

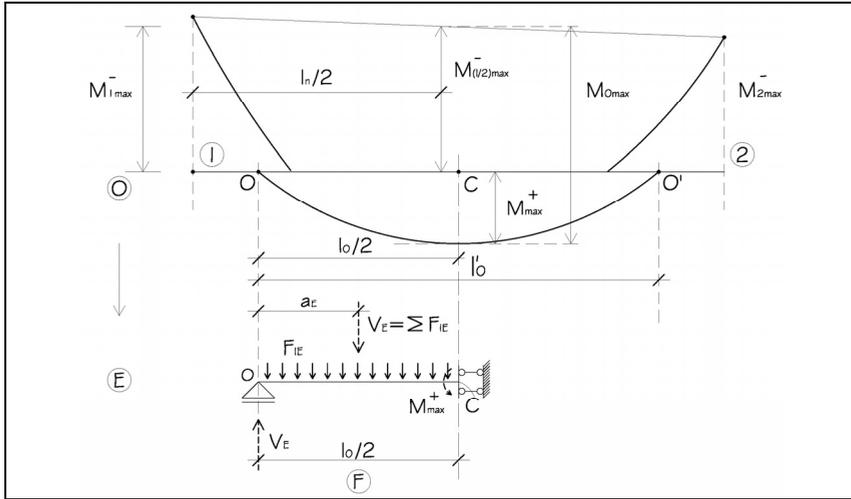


Fig. 14.20 (I)

Il primo, (A), è rappresentativo di un comportamento limite che richiede la disposizione di armatura filante lungo tutta la luce, senza alcuna riduzione, proprio come una catena di un arco a spinta eliminata. Il secondo, (B), è rappresentativo di un comportamento della trave che consente la interruzione delle barre longitudinali, secondo il diagramma degli sforzi interni, di trazione, N_{it} , ma impone l'impiego di armatura trasversale.

L'insieme dei due sistemi di carichi elementari, F_{iA} ed F_{iB} , è equivalente al sistema di carichi effettivamente applicato all'elemento in esame, F_{iE} .

I carichi risultanti, e le corrispondenti distanze dall'estremo O delle loro rette d'azione, sono indicati con V_A ed a_A , V_B ed a_B , rispettivamente, per l'arco (A) e la trave (B).

Sono evidentemente infinite le possibilità di ripartizione dei carichi fra i due modelli, che rispettino la suddetta condizione di equivalenza.

Una dimostrazione dell'esistenza di infinite possibili¹¹² soluzioni può darsi attraverso l'esposizione di un criterio di progetto del comportamento ad arcotirante, e cioè dell'elemento (A). Emerge, infatti, che sono effettivamente infiniti i sistemi di carichi elementari, F_{iA} , che possono affidarsi ad (A), ciascuno corrispondente ad una specifica geometria del profilo dell'arco. E viceversa.

Si osservi la fig. 14.20 (III). Essa rappresenta uno stralcio della semicampata limitato alla sola regione soggetta ai carichi che si assume debbano essere portati da (A). Si è adottata come scala di lettura delle forze:

$$z = [V_E]^{114} \quad (14.2.65a), (14.2.66)^{113} \quad (14.2.67)$$

¹¹² Possibili, e cioè equilibrate.

¹¹³ Vedere dopo (14.2.67)-

¹¹⁴ Si veda (14.2.167), e si legga la nota.

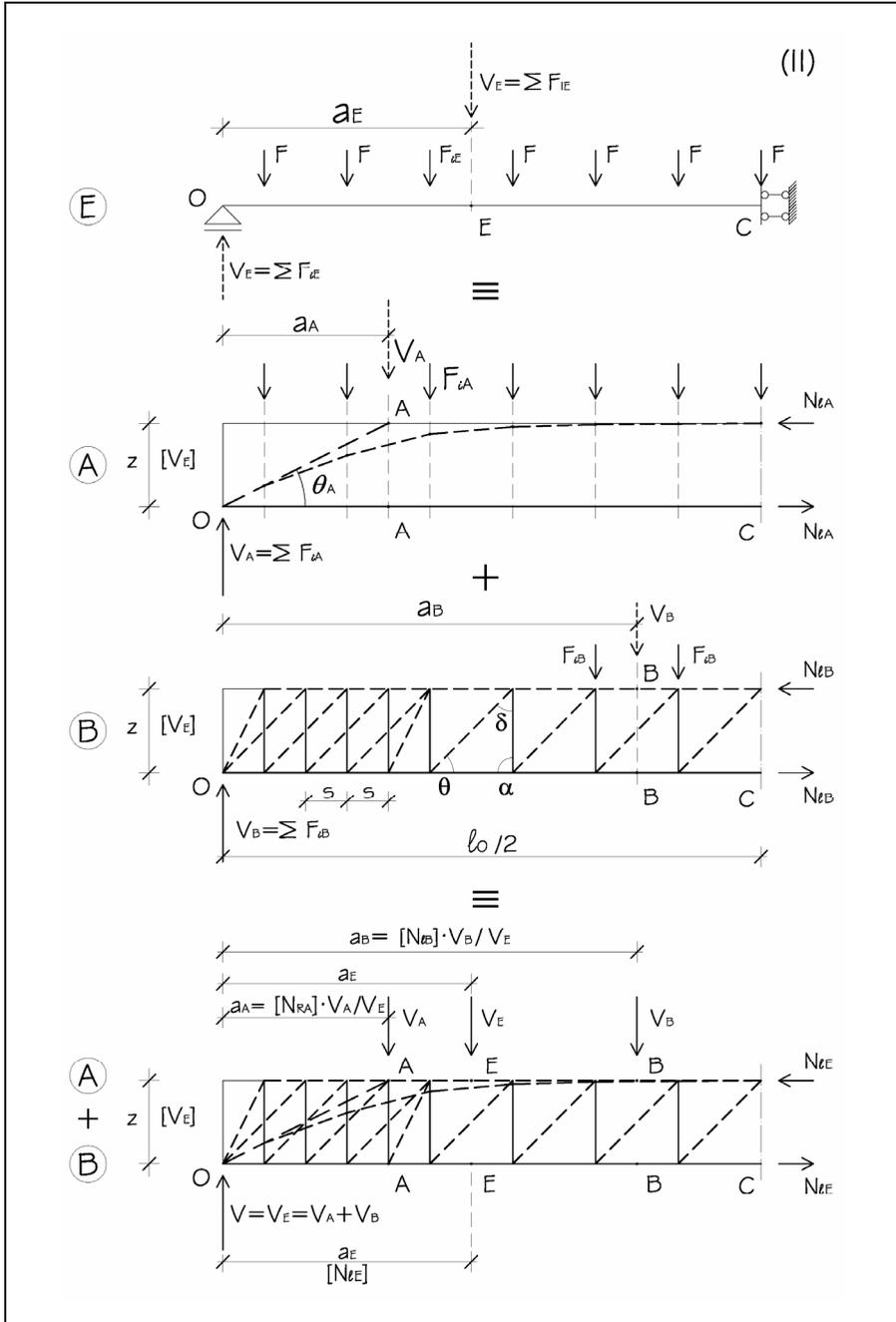


Fig. 14.20 (II)

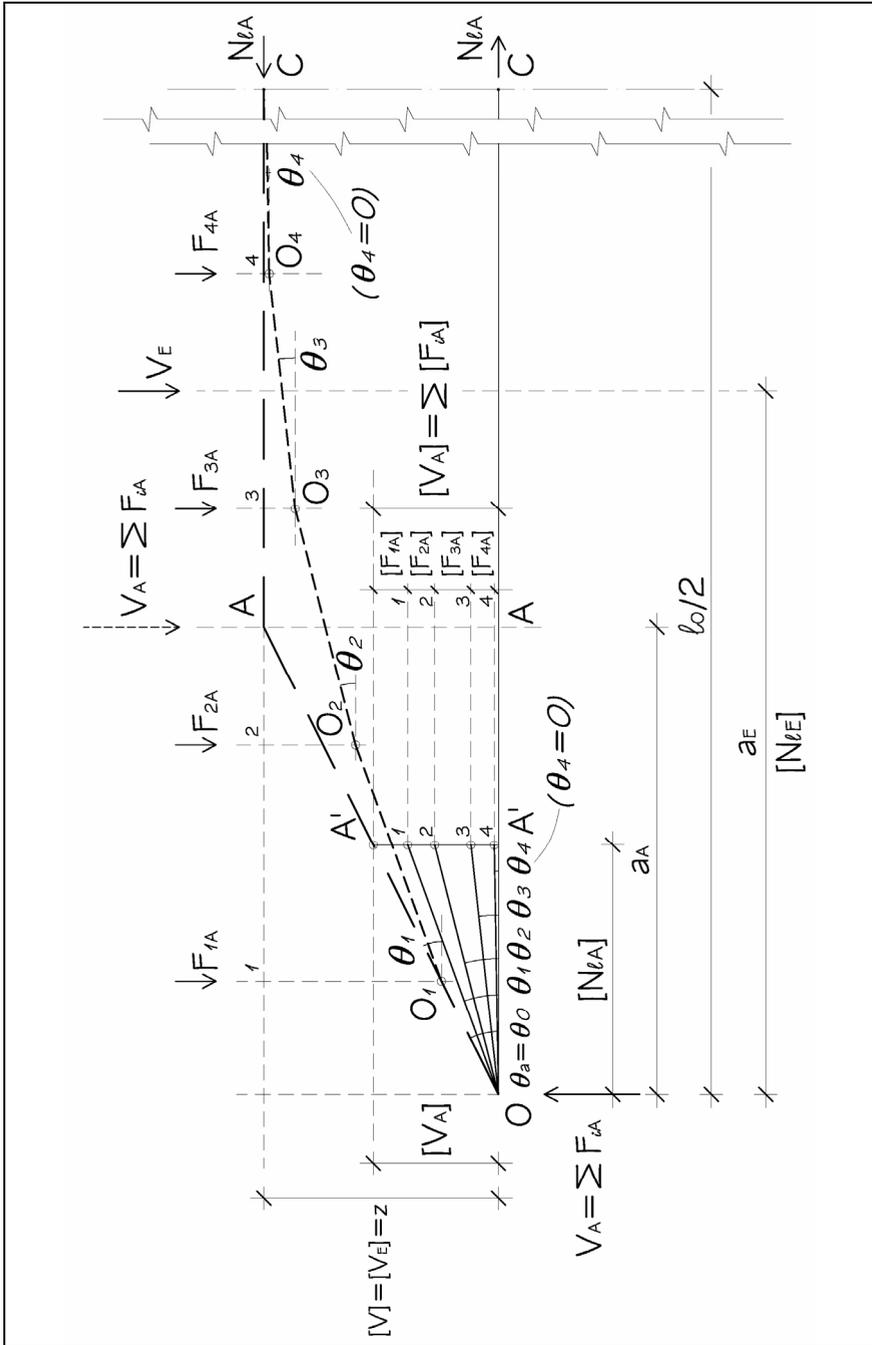


Fig. 14.20 (III)

È sempre possibile:

- scegliere i carichi elementari F_{iA} , aventi il valore risultante:

$$V_A = \Sigma F_{iA}$$
 che si intende far portare dall'arco;
- trovare la corrispondente distanza aA da O della retta d'azione di V_A ;
- assunto il segmento che nella scala (14.2.67) misura $[VA]$, tracciare la parallela, distante $[VA]$ dalla fondamentale $O-C$;
- trovare il punto di intersezione A' di quest'ultima con la $O-A$;
- riportare su $A'-A'$ i segmenti ($A'-1$; $1-2$; $2-3$; $3-4 \equiv A'$) che misurano nella scala (14.2.67) i carichi F_{iA} che si è inteso affidare all'arco;
- tracciare infine il profilo dell'arco assumendo come inclinazione di ciascuno dei suoi segmenti (θ_i) la inclinazione della corrispondente semi-retta, uscente da O ;
- leggere la misura dello sforzo $[N_{iA}]$, in base alla quale dimensionare la "catena", $O-C$.

L'arco $O-O_1-O_2-O_3-O_4-C$ è uno degli infiniti modelli possibili¹¹⁵.

Merita considerazione anche una diversa impostazione del progetto dell'arco, che prenda le mosse non dalla scelta dei carichi, ma da quella del profilo $O-O_1-O_2-O_3-O_4-C$, e cioè degli angoli θ_i . In questo caso sul segmento $A'-A'$ verranno staccati, dal fascio uscente da O , i segmenti $[F_{iA}]$ che misurano i carichi corrispondenti, per ragioni di equilibrio, al profilo dell'arco prescelto.

Fra queste infinite soluzioni equilibrate quella più "compatibile", e cioè tale da assicurare deformate dei due modelli relativamente "congruenti", dovrebbe individuarsi applicando il principio del minimo investimento di energia di deformazione¹¹⁶. Valutazioni qualitative portano a considerare che è a tal fine decisiva la rigidezza dei percorsi che l'arco-tirante, (A), offre a ciascun carico¹¹⁷, tenuto conto del suo punto di applicazione, in alternativa al corrispondente percorso entro la trave (B).

I tratti più rigidi dei percorsi lungo l'arco sono naturalmente quelli in prossimità della sezione di estremità vincolata O . Pertanto, per una scelta del sistema di carichi F_{iA} , che sia ispirata anche a criteri di compatibilità, può convenire assumere:

$$a_A = z \cot \theta_A \leq a_B \quad (14.2.65a)$$

Inoltre, escludendo casi di irregolarità nella distribuzione delle rigidzze lungo lo sviluppo longitudinale della trave, ed in presenza di carichi verticali pressoché uniformi, converrà assumere anche:

$$a_A \leq a_E. \quad (14.2.66)$$

(14.2.67)¹¹⁸

¹¹⁵ Si ricordi che si definisce "possibile" ciascun modello ad arco che assicura l'equilibrio a ciascun sistema di carichi prescelto.

¹¹⁶ Si veda il cap. 13.

¹¹⁷ Tenuto conto anche delle correlative spinte di deviazione del percorso.

¹¹⁸ Vedere prima di (14.2.65a)

Valori elevati del passo s delle armature trasversali rispetto al braccio z :

$$\pi_{sLz} = s/z \quad (14.2.68)$$

e ridotti della percentuale geometrica ρ_w ¹¹⁹ conducono a valori maggiori di a_A e, quindi, accentuano la tendenza al comportamento arco-tirante.

Analogamente, valori elevati del rapporto:

$$\beta_2/\beta_3; \quad (14.2.69)$$

fra l'area di armatura diritta filante longitudinale¹²⁰, e l'area di armatura trasversale disponibile per sospendere il taglio, favoriscono la formazione dell'effetto arco-tirante.

Va in proposito rimarcata l'essenziale funzione della affidabilità dell'ancoraggio di estremità delle armature longitudinali filanti, che può essere espressa dal rapporto:

$$\lambda_{bd} = l_{bd,eff}/l_{bd,calc} \quad (14.2.70)$$

fra la lunghezza di ancoraggio effettivamente disponibile e la lunghezza di ancoraggio necessaria secondo il calcolo.

Un altro fattore che influisce sul comportamento dell' elemento (E) è rappresentato dalla forma della sezione trasversale. Sezioni dotate di un elevato valore del rapporto:

$$\beta_{bw} = b_w/b; \quad (14.2.71)$$

al limite, per $\beta_{bw}=1$, rettangolari, favoriscono l'effetto arco-tirante rispetto alle sezioni a T , caratterizzate invece da valori ridotti di β_{bw} . Si vedrà¹²¹ che questa circostanza può avere un peso particolare al momento del progetto di travi di fondazione.

La misura in cui si desidera che l'effetto arco-tirante possa contribuire al comportamento complessivo dell'elemento, è data dal valore orientativo, θ_{Aprog} , della inclinazione θ_A , che viene fissato in sede di progetto. Naturalmente la scelta deve essere effettuata in modo che esso risulti per quanto possibile non lontano dal valore "compatibile", che corrisponde alla configurazione di minimo investimento di energia di deformazione, e, di conseguenza, al contributo portante dell'arco che effettivamente può attivarsi senza costringere la trave ad adattarsi, anche a costo di inaccettabili fessurazioni. Si potrebbe ad esempio assumere:

$$\theta_{Aprog} = 45^\circ \quad (14.2.72)$$

e, quindi:

$$a_A = z \cot \theta_A = z \quad (14.2.73)$$

In questa ipotesi, se i carichi F_i sono distribuiti con una certa uniformità, l'efficacia dell'effetto arco-tirante (ed il suo prevalere rispetto al comportamento a trave) risulterà proporzionale al rapporto:

$$\zeta_{to} = z/l_o. \quad (14.2.74)$$

¹¹⁹ Vedere (14.2.164).

¹²⁰ Si vedano le (14.2.60) e (14.2.61).

¹²¹ Si veda (15.6).

¹²² Si legga più avanti (14.2.78a) e (14.2.78b).

che rappresenta il valore dell'*altezza relativa strutturale* della trave, corrispondente al valore più semplicemente geometrico fornito da η_l , (14.2.1a).

Più in generale, e cioè per una condizione di carico qualsiasi, si dovrebbe invece fare riferimento al rapporto:

$$\zeta_{aE} = z/a_E \quad (14.2.75)$$

che rappresenta una sorta di altezza strutturale della trave relativa alla distanza dal vincolo della risultante del carico.

Si noti che alla (14.2.75) si può anche attribuire il significato di rapporto fra taglio massimo e sforzo longitudinale massimo corrispondenti alla soluzione equilibrata:

$$\beta_{3eq} = V_E / N_{IE} = \zeta_{aE} = z/a_E . \quad (14.2.76)$$

Risulterà:

$$\beta_3^{123} / \beta_{3eq} \geq < 1 \quad (14.2.77)$$

A seconda che l'armatura a taglio effettivamente disponibile :

A_{sV}

Risulti sovradimensionata rispetto a quella strettamente necessaria, in misura maggiore, uguale, o minore di quanto non lo sia quella longitudinale, effettivamente disponibile:

A_{smax}^+

rispetto a quella strettamente necessaria.

$$(14.2.78)^{124}$$

$$(14.2.79)^{125}$$

A_{sV} rappresenta l'area di armatura disponibile per "portare" lo sforzo di taglio¹²⁶:

$$(14.2.80) - (14.2.82)^{127}$$

$$A_{sV} = V_E / f_{yd} = A^{128}_{sw} z / s_s \quad (14.2.83)$$

Si noti che nel caso di staffe verticali la A_{sV} misura l'area di tutti i bracci di tutti i ricorsi di staffe che devono essere presenti nel tratto terminale della trave di lunghezza pari a z , se si deve affidare all'armatura la totalità del taglio. Pertanto β_3^{129} rappresenta il rapporto fra l'armatura verticale di staffe nel tratto di lunghezza z e l'armatura massima di campata dell'elemento strutturale (E).

Naturalmente è solo una semplificazione trarre spunto dalla (14.2.72) per risolvere il problema della valutazione della "congruenza" della scelta adottata per la ripartizione del carico fra arco, (A), e trave, (B). Può tuttavia giovare

¹²³ $\beta_3 = \beta_{3B} = A_{sV} / A_{smax}^+$ secondo la (14.2.61).

¹²⁴ Vedere fra le note.

¹²⁵ Vedere dopo (14.2.83), in nota.

¹²⁶ Si veda la (14.2.61a) e la relativa nota.

¹²⁷ Vedere dopo (14.2.78b).

¹²⁸ Nella ipotesi di armatura costituita da staffe verticali, di area A_{sw} complessiva in ciascun ricorso disposto al passo s_s . Più in generale, secondo la (14.2.61a):

$$A_{sV} = A_{sw} z / (s \text{ sen } \alpha) \quad (14.2.78)$$

¹²⁹ Indicato anche come β_{3B} : si veda (14.2.61).

alla affidabilità del progetto assicurare quanto meno la *possibilità* della attivazione di un significativo comportamento arco-tirante. Del resto, quand'anche in fase di esercizio questo contributo resistente dovesse risultare limitato, e prevalente l'altro, tuttavia prima della rottura l'elemento strutturale potrebbe attingere alle proprie riserve di risorse di resistenza, utilizzando al meglio anche il comportamento ad arco¹³⁰. (14.2.78a)

Ai fini del progetto del disegno delle armature può in conclusione adottarsi un *criterio di ridondanza*, che consista dunque nel rendere *possibile*, ma *non indispensabile*, che l'arco "porti" il massimo carico, V_A , compatibile, ad esempio, con la ipotesi geometrica posta a base del progetto, (14.2.72), e con il conseguente valore di a_A , (14.2.73). Il massimo di V_A è dato dalla massima aliquota dei carichi F_i la cui risultante ha una retta d'azione distante a_A da O . (14.2.78b)

Tuttavia, come si è visto, perchè ciò sia possibile deve predisporci entro l'elemento strutturale una *catena* costituita da barre filanti inferiori, capace di equilibrare la spinta dell'arco nella ipotesi che esso porti effettivamente i suddetti carichi.

Deve in altri termini risultare, fig. 14.21, (A):

$$\beta_{2min} = A^+_{sLA} / A^+_{sLE} = V_A a_A / (V_E a_E) \quad (14.2.79)$$

che, tenuto conto della (14.2.75), si può scrivere¹³¹:

$$\beta_{2min} = V_A \zeta_{aE} / V_E. \quad (14.2.80)$$

oppure, tenendo conto della (14.2.76):

$$\beta_{2min} = V_A \beta_{3eq} / V_E. \quad (14.2.81)$$

Un altro fattore utile ai fini della individuazione delle caratteristiche prestazionali [si veda più avanti (14.2.120)] della trave, corrispondenti ad una prefissata disponibilità di armatura inferiore filante continua sino all'appoggio, è rappresentato dal rapporto:

$$\beta_{3A} = V_A / N_{IE} \quad (14.2.82)$$

che misura la capacità di portare una parte del taglio totale, per effetto arco, e cioè senza armatura trasversale, in relazione all'entità dello sforzo totale longitudinale. Si noti che, tenuto conto della (14.2.72)¹³², la (14.2.82) può anche scriversi:

$$\beta^{134}_{3A} = N_{IA} / N_{IE} = \beta_2. \quad (14.2.84)$$

¹³⁰ Sempre che il progetto delle armature della trave sia correttamente ispirato anche a criteri di duttilità.

¹³¹ Si ricordi la (14.2.73).

¹³² È la scelta di assumere $\theta_{prog} = 45^\circ$.

¹³³ Vedere prima di (14.2.79).

¹³⁴ Tutti i valori relativi all'armatura massima longitudinale inferiore di campata, A^+_{slmax} , (14.2.57), sono stati indicati con il simbolo β .

Infine il fattore:

$$\beta_{3B} = \beta_3, \quad (14.2.85)$$

rappresenta la aliquota del taglio che la trave (B) è in grado di portare, sempre valutata in relazione allo sforzo longitudinale massimo dell'elemento (E)¹³⁵.

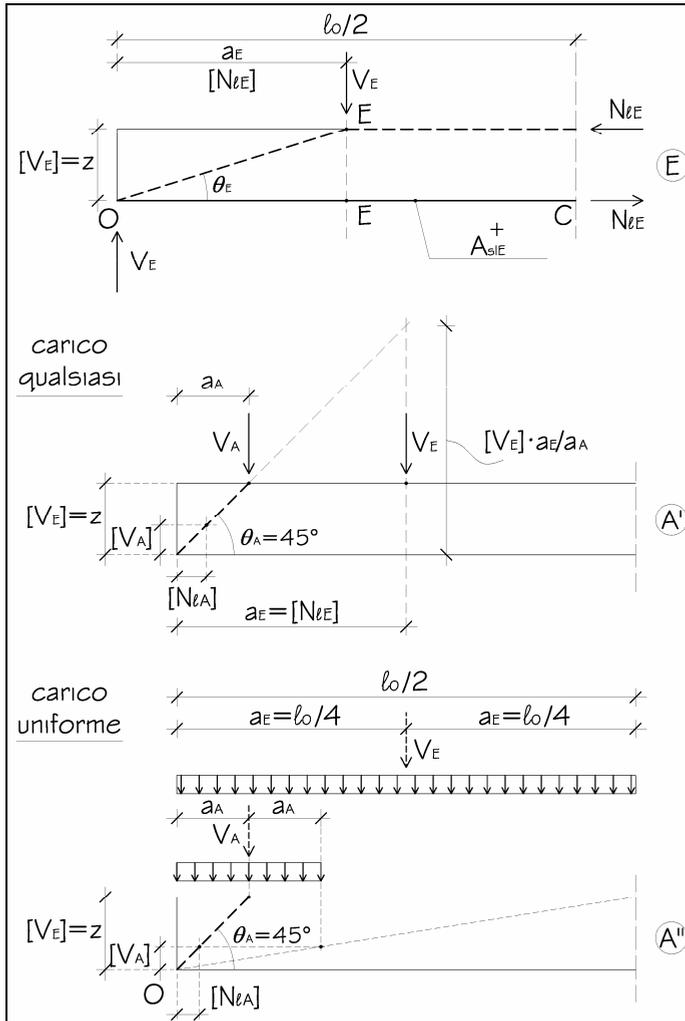


Fig. 14.21

¹³⁵ Si ricordi che i rapporti:

$$A_{sV} / A_{smax}^+$$

e

$$V / N_l$$

sarebbero uguali solo se si assumesse:

$$f_{yvd} = f_{yvd}$$

Naturalmente risulta:

$$\beta_{3E} = \beta_{3A} + \beta_{3B} \quad (14.2.86)$$

in cui β_{3E} rappresenta il taglio complessivo [sempre in relazione allo sforzo longitudinale massimo nell'elemento (E)] che può¹³⁶ essere portato complessivamente dagli elementi (A) e (B).

Si ricordi che il criterio di progettazione proposto, come si è detto, ha lo scopo - attraverso il prolungamento di una prefissata aliquota dell'armatura massima longitudinale inferiore sino all'estremità della campata - di dotare l'elemento strutturale di un'adeguata ridondanza e non di consentire economie in termini di armatura a taglio. Pertanto il valore relativo di β_{3A} rispetto a β_{3E} :

$$\beta_{3AE} = \beta_{3A} / \beta_{3E} \quad (14.2.87)$$

dà una misura della *ridondanza a taglio* di progetto, e cioè della aliquota del taglio totale che, in conseguenza della concezione del progetto dell'armatura, comunque potrebbe raggiungere l'estremità senza utilizzare le armature trasversali, pur previste in base al calcolo.

Un caso significativo, proprio perchè ad esso possono ricondursi con approssimazione sufficiente molte pratiche applicazioni, è quello in cui i carichi F_i sono uniformemente distribuiti. In questa ipotesi, sempre tenuto conto delle (14.2.72) e (14.2.73), risulta:

$$V_A / V_E = 2z / (l_0/2), \quad (14.2.88)$$

che, tenuto conto della (14.2.74), può scriversi:

$$V_A / V_E = 4\zeta_{l_0}. \quad (14.2.89)$$

Inoltre, nella ipotesi di carico uniforme e della (14.2.72), la (14.2.76) diventa:

$$\beta_{3E} = z / (l_0/4) = 4\zeta_{l_0}. \quad (14.2.90)$$

essendo:

$$a_E = l_0/4 \quad (14.2.91)$$

La (14.2.81), tenuto conto della (14.2.84), dopo avere sostituito le (14.2.89) e (14.2.90), diventa:

$$\beta_{2min} = \beta_{3A} = 16\zeta_{l_0}^2. \quad (14.2.92)$$

Tenuto conto della (14.2.92) e della (14.2.90), la (14.2.87) diventa:

$$\beta_{3AE} = 4\zeta_{l_0}. \quad (14.2.93)$$

Sempre nella ipotesi di carico uniformemente distribuito, se non si tiene costante θ_A , ma, al contrario, si cerca la misura che deve avere $\cot\theta_A$ perchè l'intero carico V_E possa essere portato dall'arco, risulta:

$$\cot\theta_A = 1 / (4\zeta_{l_0}) = 1 / (\beta_{3AE}) \quad (14.2.94)$$

Pertanto così come il fattore β_{3AE} , (14.2.93), dà una misura (in relazione all'altezza relativa, ζ_{l_0} , della trave) della aliquota del carico totale che può essere portata per effetto arco, nella ipotesi di carico uniforme e $\theta_A=45^\circ$, il suo reciproco, (14.2.94), dà invece la misura che deve avere la $\cot\theta_A$ perchè l'intero carico possa essere portato per effetto arco. Si può di conseguenza constatare che ai limiti imposti alla $\cot\theta_A$ dalle (14.2.196), corrispondono i valori limiti

$$1/4 \geq \zeta_{l_0} \geq 1/10. \quad (14.2.95)$$

¹³⁶ Si ricordi che si tratta di soluzioni "possibili" nel senso che sono equilibrate.

Le figg. 14.22 ed 14.23 propongono, rispettivamente, due casi :

$$\zeta_{lo} = 1/8; \quad (14.2.96)$$

$$\zeta_{lo} = 1/4; \quad (14.2.97)$$

Alla (14.2.96) corrisponde, tenuto conto delle (14.2.92) e (14.2.93):

$$\beta_{2min} = 0,25; \quad (14.2.98)$$

$$\beta_{3AE} = 0,50. \quad (14.2.99)$$

Alla (14.2.97) corrisponde, fig. 14.23:

$$\beta_{2min} = 1,00. \quad (14.2.100)$$

$$\beta_{3AE} = 1,00. \quad (14.2.101)$$

Il caso della fig. 14.23:

$$\zeta_{lo} = 1/4; \quad (14.2.97)$$

nelle ipotesi di carico uniforme e di compatibilità assicurata attraverso la assunzione di un angolo di inclinazione della tangente all'arco in O :

$$\theta_{Aprog} = 45^\circ, \quad (14.2.72)$$

rappresenta la situazione limite in cui il comportamento dell'elemento potrebbe ricondursi esclusivamente al tipo arco-tirante. La totalità dell'armatura inferiore deve a tal fine essere tenuta costante per l'intero sviluppo della luce, ed adeguatamente ancorata in O .

Nel contempo la (14.2.101) ci dice che la totalità del carico potrebbe pervenire al vincolo senza utilizzare armatura a taglio.

Più in generale, sempre nelle suddette ipotesi, si può concludere che in elementi caratterizzati da un'altezza relativa minore di $1/8$ una percentuale del 25% dell'armatura massima di campata diritta, e filante sino all'estremità vincolata, ed ivi ancorata, garantisce la possibilità del massimo sfruttamento dell'effetto arco-tirante, con $\theta_A = 45^\circ$, (14.2.72). Travi più tozze, per $\zeta_{lo} > 1/8$, richiedono, per la medesima prestazione, percentuali β_2 via via crescenti, sino al 100%, (14.2.100), che, sempre nelle ipotesi poste, si raggiunge per $\zeta_{lo} = 1/4$.

Secondo EC2, 9.2.1.4, (1), in corrispondenza di un appoggio terminale sul quale si è assunto un grado di incastro piccolo o nullo, si raccomanda:

$$\beta_{2min} = 0,25.$$

(14.2.102)

Anche l'armatura filante diritta longitudinale superiore, $A_{sl,min}$, rappresentata in fig. 14.17 dalle barre in poss. I ed I' , può costituire una sorta di catena capace di equilibrare eventuali "spinte a vuoto" in chiave di semiarchi corrispondenti alla semicampata $O-C$. Si veda la fig. 14.24.

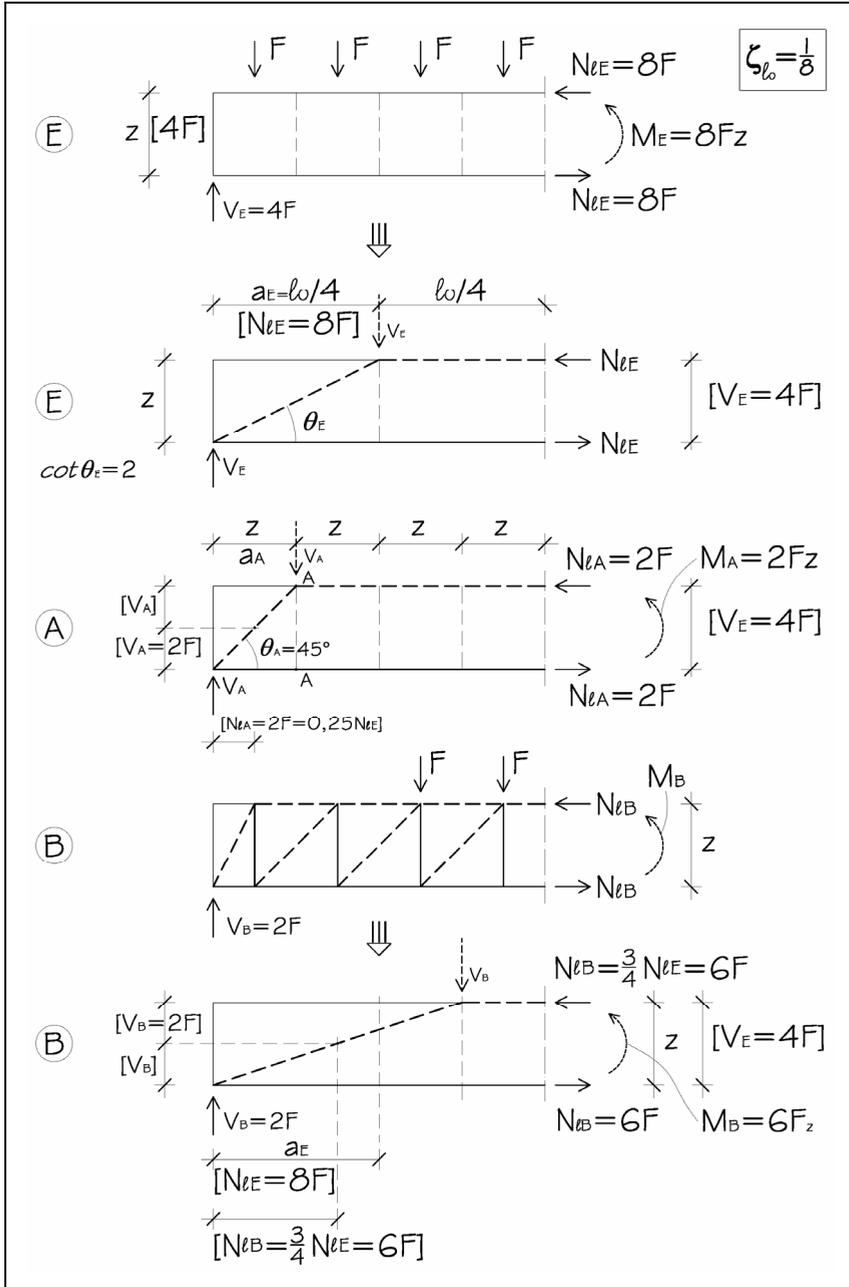


Fig. 14.22

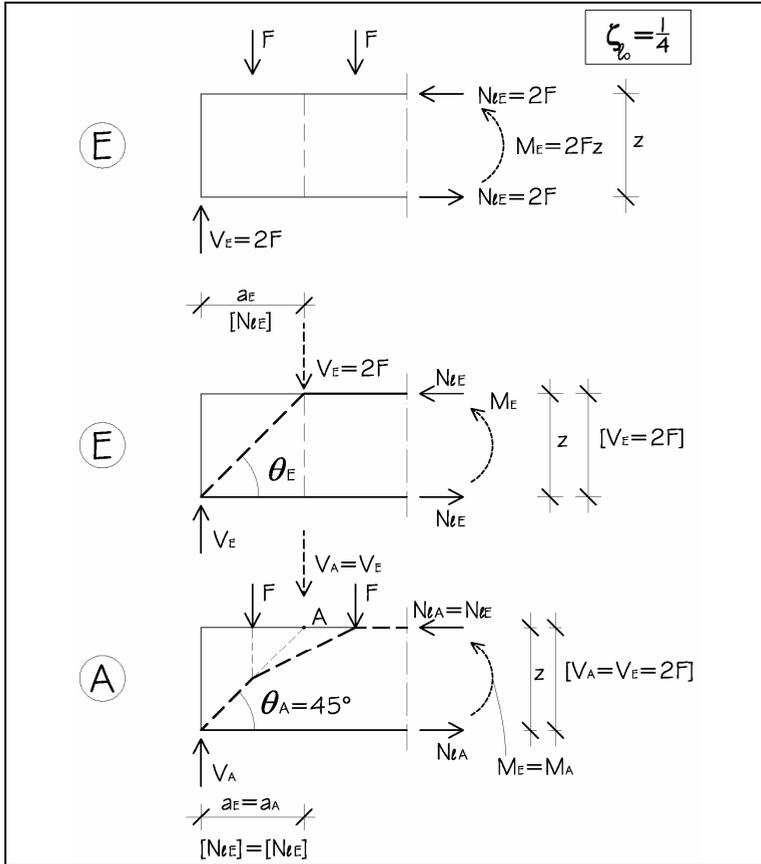


Fig. 14.23

Tenuto conto che un comportamento ad arco può assicurare ai carichi percorsi a basso investimento di energia di deformazione¹³⁷, e che, pertanto, esso tende a formarsi “spontaneamente” all’interno dell’elemento strutturale, resta sempre da assicurare la possibilità dell’equilibrio della correlativa spinta, predisponendo una adeguata *catena*, come si è visto in precedenza a proposito delle barre filanti inferiori. In corrispondenza della chiave dell’arco la condizione ottimale è rappresentata dal mutuo equilibramento delle spinte dei due semiarchi che vi si fronteggiano. Ci si deve tuttavia porre, in generale, il caso di due semiarchi che, per attivare un comportamento conforme alle proprie specifiche condizioni geometriche e di carico, avrebbero bisogno di portare in chiave due valori diversi di spinte orizzontali¹³⁸.

¹³⁷ Soprattutto in vista di possibili fessurazioni che interrompano i percorsi diagonali di trazione indispensabili perché si attivi il comportamento a traliccio, tipico delle travi, (B) fig. 14.20, (II).

¹³⁸ Si ricordi la procedura adottata. Essa consiste nel ricondurre una generica campata, fig.

In fig. 14.24 è rappresentato un arco completo, $O-C-O'$, che viene analizzato separando i due semiarchi, $O-C$ e $C-O'$. Ad essi in generale potrebbero corrispondere valori diversi delle spinte N_{IA} ed N'_{IA} che fossero determinate con un procedimento di progetto analogo a quello proposto in precedenza:

$$\Delta N_{IA} = N_{IA} - N'_{IA}. \quad (14.2.103)$$

In questi casi si può immaginare, fig. 14.25, che il semiarco che (secondo il modello assunto) tenderebbe a spingere di più¹³⁹ sia formato da due semiarchi sovrapposti, (II) e (III), ciascuno con il compito di portare una parte del carico complessivo V_A . Il criterio di ripartizione di V_A in ΔV_A e V_A^0 potrebbe essere quello di fare in modo che uno dei due, fig. 14.25 (II), porti finalmente in chiave una spinta orizzontale, N'_{IA} , uguale a quella antagonista del semiarco dell'altra metà della trave, fig. 14.24 (II).

L'altra parte del semiarco, fig. 14.25 (III), per assicurare la possibilità della suddetta condizione di equilibrio, deve invece essere in grado di *portare indietro* la spinta differenza, ΔN_{IA} , sino alla sezione di estremità O , mediante una catena superiore.

Naturalmente in O deve essere possibile l'ancoraggio della suddetta catena superiore e l'equilibramento della spinta di compressione inferiore. Ricordiamo che l'elemento $O-O'$ è parte della campata 1-2 di fig. 14.20. Pertanto si deve mettere in conto la possibilità di condizioni di carico differenti, alle quali potrebbe corrispondere un'inversione del fenomeno, che renderebbe necessaria la catena superiore anche sul tratto $O'-C$. Inoltre nei tratti oltre le sezioni O ed O' , e sino alle estremità 1 e 2, il momento flettente è negativo.

Dobbiamo pertanto concludere che un'armatura filante superiore distesa su tutta la campata, dalla sezione 1, alla sezione 2, di fig. 14.20, giova alla affidabilità dell'ipotizzato comportamento ad arco. Naturalmente ferme restando le considerazioni già fatte in merito alla circostanza che l'efficacia di tale comportamento risulta crescente al crescere di ζ_{lo} , e comincia a diventare particolarmente significativo a partire da $\zeta_{lo} = 1/8$, (14.2.96).

Un caso limite è rappresentato da un *semiarco a sbalzo*, nel quale l'intera spinta N_I deve potere essere portata dalla catena superiore, distesa sino alla se-

14.20, (I), all'insieme di due tronchi laterali, caratterizzati da $M < 0$, e rappresentati in figura da 1-O ed O'-2, e di un tronco centrale, caratterizzato da $M > 0$, e rappresentato in figura da O-O'. Quest'ultimo è a sua volta analizzato come se fosse composto da due "semitravi": O-C e C-O'. Di ciascuna delle due semitravi è infine proposto il progetto dell'armatura a partire dalla scelta di una dotazione minima di capacità portante secondo un comportamento ad arco. Per tale scelta si tiene naturalmente conto delle caratteristiche specifiche di ciascuna delle due semitravi. È pertanto da prevedersi che queste risultino differenti e che di conseguenza risultino diversi gli sforzi longitudinali N_{IA} . In altri termini si deve considerare che può accadere che convenga adottare due valori differenti di β_2 per le due semitravi, o comunque che si possono verificare condizioni di carico dissimmetriche, che portino a comportamenti nelle due semitravi riconducibili ad archi fra loro diversi. (14.2.102a)

¹³⁹ O-C secondo l'esempio di figura.

zione di estremità O , ed ivi ancorata. La fig.14.26 (I), mostra un caso in cui l'ancoraggio viene assicurato disponendo l'armatura filante superiore lungo tutta la campata contigua.

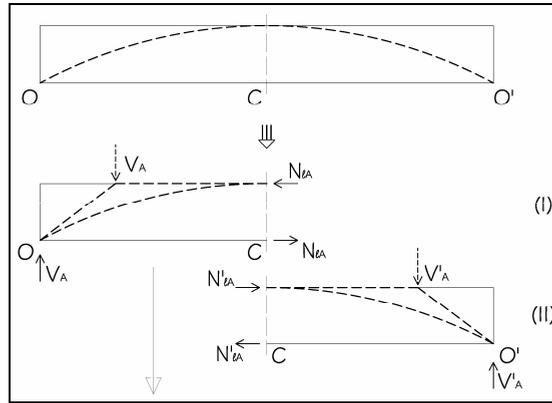


Fig. 14.24

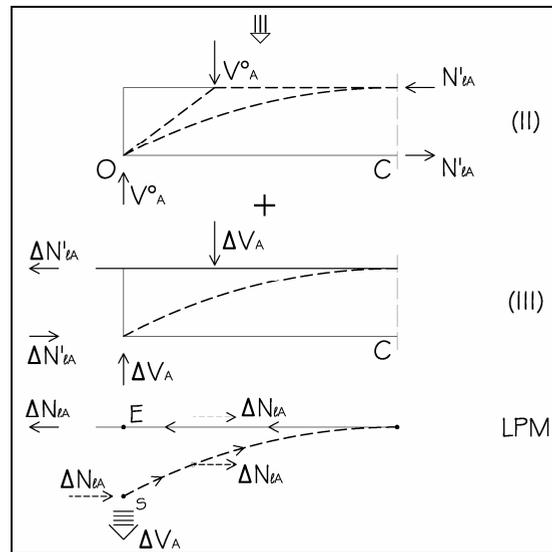


Fig. 14.25

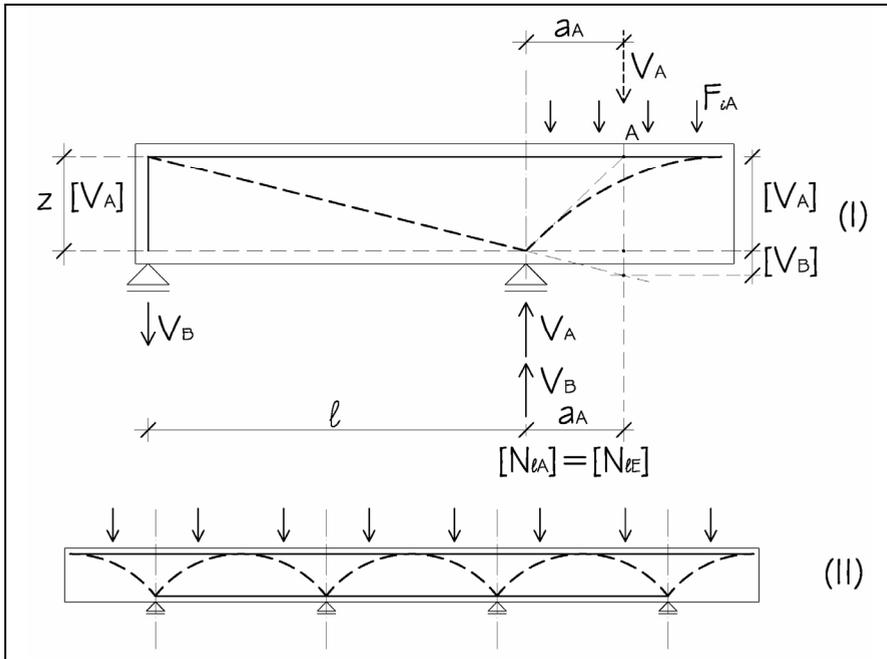


Fig. 14.26

In considerazione di quanto sopra è in generale da assumere come regola diprogetto di elementi a sbalzo la disposizione di un'armatura superiore filante su tutta la luce ed ancorata alle due estremità, preferibilmente con limitate interruzioni, per quanto conformi all'andamento del diagramma del momento flettente. Tanto più, naturalmente, tale regola va rispettata, quanto più è spiccata la vocazione dell'elemento a comportarsi ad arco. Si può ritenere opportuno tenere filante la totalità dell'armatura superiore di una trave a sbalzo per: $z/l_n^{140} \geq 1/5$, (14.2.104) che corrisponde al valore limite inferiore dell'intervallo (14.2.95).

La fig. 14.26 (II), mostra un caso di "catena superiore" in una trave continua con due sbalzi di estremità. Si noti la presenza anche della catena inferiore. Il modello propone l'adozione di una soluzione ridondante, che conviene adottare soprattutto quando le travi hanno altezza rilevante rispetto alla luce, come ad esempio nelle travi di fondazione¹⁴¹, (14.2.96), (14.2.97).

Naturalmente le cause che possono determinare situazioni come quella prospettata in fig.14.24, sono varie e non necessariamente permanenti nel tempo: ad esempio differenze di carico e/o di geometria fra un semiarco e l'altro.

¹⁴⁰ Si è questa volta indicata con l_n la luce netta dello sbalzo, che corrisponde ad $l_0/2$ dell'esempio di fig. 14.20, (I).

¹⁴¹ Si veda il cap. 15, parr. 15.4.1 e 15.1.

Giova considerare che la possibilità di attivazione dei suddetti effetti, senza che l'elemento strutturale, per adattarsi, sia costretto a subire troppi danni (fessurazioni eccessive), è basata sulla circostanza che risultino effettivamente elevati quei fattori che concorrono ad irrigidire l'arco, indicati in precedenza, e che qui si richiamano:

$$\begin{aligned} \pi_{sLz}, & \text{ (14.2.68);} & (14.2.104a) \\ \beta_2/\beta_3, & \text{ (14.2.69);} \\ \lambda_{bd}, & \text{ (14.2.70);} \\ \beta_{bw}, & \text{ (14.2.71);} \\ \zeta_{lo}, & \text{ (14.2.74);} \\ \zeta_{aE}, & \text{ (14.2.75).} \end{aligned}$$

Un esempio di applicazione: la trave anulare dello stadio San Nicola di Bari
ri (14.2.105)

Un esempio di concezione del progetto dell'armatura di una trave mirato a rendere possibile la attivazione di un effetto arco-tirante "compatibile" con le caratteristiche specifiche dell'elemento strutturale è quello rappresentato nelle figure successive dalla 14.27 alla 14.29.

Si tratta della trave anulare principale portante della tribuna superiore dello stadio per il calcio San Nicola di Bari ¹⁴²,[8].

La fig. 14.27 (I), rappresenta lo schema della pianta generale di carpenteria dei 26 settori della tribuna superiore dello stadio. Giunti di costruzione dividono i settori a coppie, con la sola eccezione dei singoli settori di curva, nord e sud. La carpenteria della generica coppia di settori è rappresentata schematicamente in fig. 14.27 (II). Più in dettaglio la fig. 14.27 (III), rappresenta la pianta di carpenteria del singolo settore ¹⁴³. Si tratta di una sorta di cassettonato spaziale obliquo formato da 10 travi radiali: le 8 interne ad anima semplice e le due esterne, ad anima doppia (cassone). Le 8 travi radiali interne sono dotate di vincolo "indiretto" e cioè vincolate a due travi anulari: la trave *ES* (esterna) e la trave *IN*, interna. Le travi anulari *ES* ed *IN* sono vincolate direttamente alle 4 colonne portanti (in tutto 4 colonne per 26 settori: 104 colonne portanti l'intera tribuna superiore). Le estremità di colmo (verso l'esterno dello stadio) ed inferiore (verso il campo di gioco) delle travi radiali sono fra di loro rese solidali da altre due travi anulari, di *colmo* ed *INF*.

¹⁴² Progetto strutturale esecutivo dello Studio Vitone & Associati.

¹⁴³ Si tenga presente che, a causa della particolare architettura del progetto di Renzo Piano, ogni settore, di ciascuno dei quattro quarti dell'intero anello, ha proprie specifiche caratteristiche geometriche, sia in pianta che in elevazione.

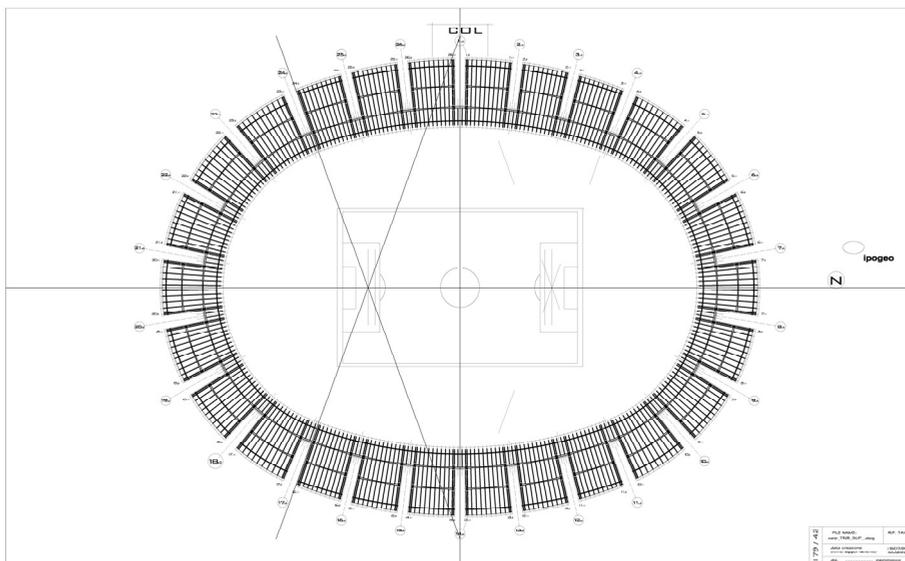


Fig. 14.27 (I)

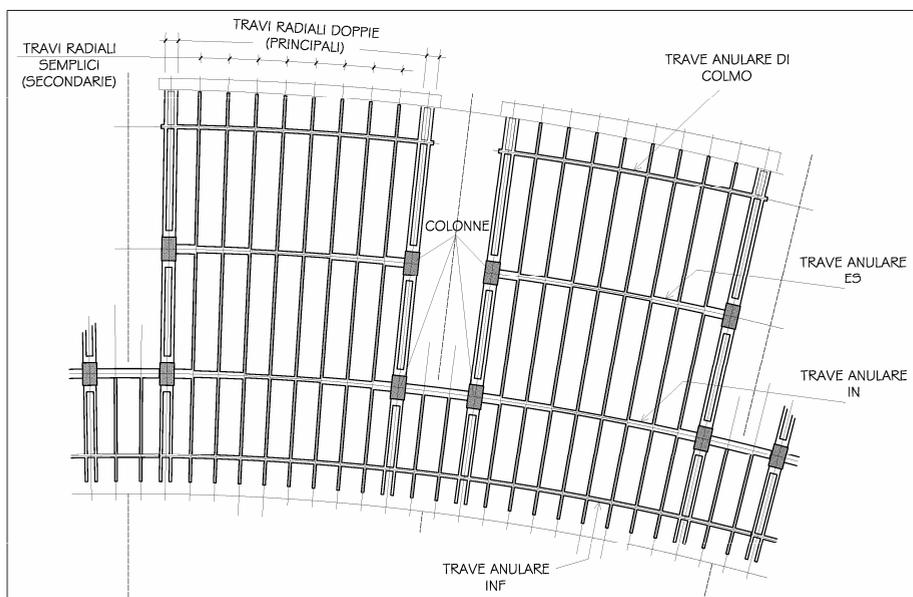


Fig. 14.27 (II)

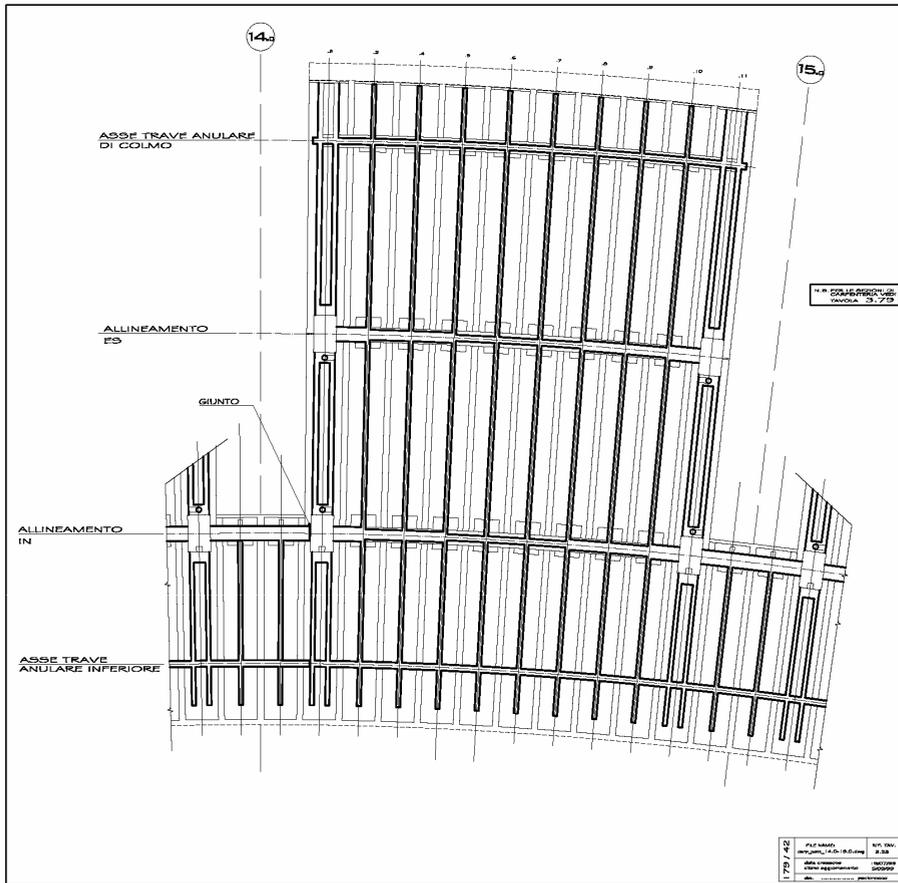


Fig. 14.27 (III)

La fig. 14.28 (I), rappresenta una sezione radiale verticale della tribuna. Si notino le sezioni trasversali delle 4 travi anulari e la vista della faccia verticale delle travi radiali. Per maggiori informazioni sulle caratteristiche costruttive dello stadio San Nicola di Bari si veda il cap. 10 di [8].

Porgiamo qui attenzione alla trave anulare ES, che rappresenta uno degli elementi strutturali principali dell'intera opera. Le figg. 14.28 (I) e (III) ne mostrano la sezione verticale trasversale, e la fig. 14.28 (II), la sezione verticale longitudinale con la distinta delle armature.

I parametri principali dai quali dipendono le possibili valutazioni relative alla concezione del progetto delle armature della trave in esame vengono riportati qui di seguito.

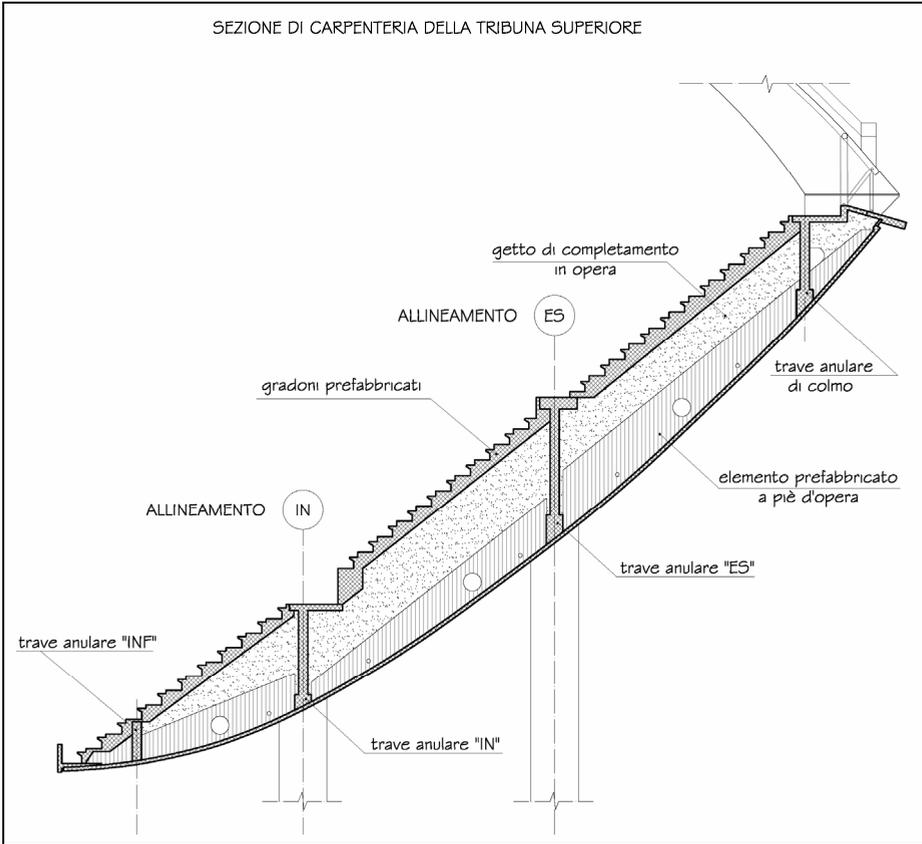


Fig. 14.28 (I)

Dall'esame di alcuni dei valori inseriti nelle tabelle è possibile esprimere un giudizio sulla concezione del progetto dell'armatura e sulle risorse ridondanti disponibili. Le valutazioni che si proporranno in merito alla capacità portante per effetto arco sono basate sulla ipotesi cautelativa che la trave risulti appoggiata agli estremi. Si vedano (14.2.112) e (14.2.58).

A tal fine si analizzino le (14.2.104a), riferendole al caso in esame.

Caratteristiche meccaniche dei materiali [N/mm^2] (14.2.106)

R_{ck}	f_{ck}	f_{ctm}	f_{cd}	f_{yk}	f_{yd}	f_{yd}/f_{cd}	f_{yk}/f_{ctm}
45	35	3,20	23,33	450	391,30	16,77	140,6

Caratteristiche geometriche della trave [cm] (14.2.107)

I_n	I_0^{144}	z
1764	1764	430

¹⁴⁴ Si è assunta la condizione limite di appoggio semplice alle due estremità, (14.2.112a).

Parametri comportamentali (14.2.108)

ζ_{10}	β_1	β_2	β_{3eq}	β_{3A}	β_{3B}^{145}	π_{sLz}	β_{bw}
(14.2.74)	(14.2.59)	(14.2.59)	(14.2.76)	(14.2.84)	(14.2.85)	(14.2.279)	(14.2.71)
			(14.2.101)		(14.2.111b)		
0,24 \approx 1/4	0,098	0,68	\approx 1,00	0,68	0,75	0,027	0,214

Caratteristiche delle sezioni. Armatura longitudinale inferiore [cm] (14.2.109)

sez.	b_w	h	d	z	ζ_d	A_s	ρ	ω_c	ω_t
					(14.2.287)		(14.2.12)	(14.2.29)	(14.2.11)
app.	70	464,5	410	369	0,9	(34 Φ 26) 180,4	0,63%	0,105	0,88
mezz.	30	524,5	470	430	0,91	(50 Φ 26) 265,3	1,88%	0,316	2,65

Caratteristiche delle sezioni. Armatura longitudinale superiore [cm]. (14.2.110)

sez.	b_w	h	d	z	ζ_d	A_s	ρ	ω_c	ω_t
app.	70	464,5	410	369	0,9	26,12	0,091%	0,015	0,128
mezz.	30	524,5	470	430	0,91	26,12	0,19%	0,031	0,261

Caratteristiche delle sezioni. Armatura trasversale. [cm] (14.2.111)

tronco	b_w	h	d	z	ζ_d	A_{sw}	A_{stot}	ρ_w	ω_{wt}^{146}	ω_{wtmin}
x in cm								(14.2.164)	(14.2.148)	(14.2.186)
								(14.2.184)	(14.2.195)	
0-153,2	70	464,5	410	369	0,9	8,04	123,2	1,15%	1,29	0,125
153,2-361,4	50	464,5	410	369	0,9	8,04	111,6	1,07%	1,21	
$A_{swtot} = A_{sv} + A'_{sv}$ ¹⁴⁷		148					234,8			
361,4-569,6	50	524,5	470	430	0,91	8,04	90,5	0,87%	0,98	
569,6-777,8	30	524,5	470	430	0,91	4,02	64,4	1,03%	1,16	
777,8-881,9	30	524,5	470	430	0,91	4,02	20,9	0,67%	0,75	
$A_{swtot} = A_{sv} + A'_{sv}$							410,6			
$A_{sv} = A_{slmax}$							265,3			

La caratteristica geometrica principale, ai fini della valutazione della vocazione dell'elemento strutturale verso un comportamento arco-tirante, è rappresentata dal fattore ζ_{10} , che è pari ad $1/4^{149}$, circa, nel caso in esame.

A'_{sv} è l'area dell'armatura che riporta all'estradosso il carico "appeso", e cioè applicato all'intradosso della trave, nel tratto considerato, $x = z$.

¹⁴⁵ $\beta_{3B} = A_{sv} / A'_{slmax} = 198,5 / 265,3 = 0,75$.

¹⁴⁶ Si è assunto, (14.2.190): $f_{ywk} / f_{ctm} = 0,8 f_{yk} / f_{ctm} = 0,8 * 140,6 = 112,48$.

¹⁴⁷ Per $x=z=369$ cm: $A_{sv} = 198,5$ cm²; $A'_{sv} = 36,2$ cm², si veda (14.2.111a); $A_{sv} + A'_{sv} = 198,5 + 36,2 = 234,8$ cm².

¹⁴⁸ Si veda il significato di A'_{sv} in (14.2.111a).

¹⁴⁹ Si veda la tabella (14.2.108).

Si può assumere, con sufficiente approssimazione¹⁵⁰, che risulti:

$$\begin{aligned} A'_{sV} &= \frac{1}{4} (A_{swtot(10)} - A_{sV}) = \frac{1}{4} A_{swtot(10)} (1 - A_{sV} / A_{swtot(10)}) = \\ &= \frac{1}{4} A_{swtot(10)} (1 - A_{slmax} / A_{swtot(10)})^{151} = \frac{1}{4} 410,6 * (1 - 265,3 / 410,6) = 36,2 \text{ cm}^2. \end{aligned} \quad (14.2.111a)$$

Trattandosi di una condizione di carico assimilabile ad una distribuzione uniforme di azioni verticali, è possibile fare riferimento alle (14.2.100) e (14.2.101). In base ad esse risulta che la geometria della trave è tale che l'effetto arco avrebbe la possibilità di portare la totalità del carico verticale, nella ipotesi (14.2.72) di $\theta_{Aprog} = 45^\circ$. Per attivare questa capacità fosse attivabile sarebbe stato necessario che la totalità dell'armatura massima di campata fosse prolungata sino all'appoggio ($\beta_{2min} = 1,00$). Inoltre la $\beta_{3AE} = 1,00$, (14.2.101)¹⁵².

esprime che le caratteristiche geometriche e di carico della trave in esame sono tali che l'armatura filante, costante su tutta la luce, è peraltro proprio quella che sarebbe sufficiente a sospendere un carico pari al taglio V_E .

Il valore di β_3 , tabella (14.2.108), ci dice che l'effetto arco, tenuto conto dell'armatura disponibile come "catena", può portare il 68%¹⁵³ del carico totale. Si tratta di una risorsa ridondante, in quanto l'armatura a taglio presente è sufficiente a portare da sola, come si è detto, il 75% del taglio. Infatti, come mostra la tabella (14.2.111) è presente un'armatura trasversale complessiva pari a $410,6 \text{ cm}^2$

La misura della ridondanza è data proprio dalla somma:

$$\beta_{2A} + \beta_{2B} = 0,68 + 0,75 = 1,43,$$

ed è cioè pari al 43%.

Si noti che secondo EC2, 6.2.1, (8) la verifica a taglio (e quindi il calcolo dell'armatura) può farsi nella sezione di controllo posta a distanza d dalla faccia del vincolo, quando i carichi sono prevalentemente distribuiti.

Nel caso in esame risulta:

$$d = 410 \text{ cm}, (14.2.109).$$

La sezione di controllo, in corrispondenza della quale risulta:

$$\beta_{3B(c)} = \beta_{3eq} = 1,00,$$

e cioè la sezione in corrispondenza della quale è pienamente soddisfatta la condizione di portare la totalità del taglio con la sola armatura trasversale, dista dalla faccia del vincolo di una misura minore di d . Infatti risulta:

$$x(c) = (1 - \beta_{3B}) l_0 / 2 = 0,25 * 882 = 220 \text{ cm} < 410 \text{ cm}. \quad (14.2.111b)$$

¹⁵⁰ Essendo:

$\zeta_{10} \approx \frac{1}{4}$, (14.2.108).

¹⁵¹ Si vedano i valori in tabella, (14.2.111).

¹⁵² Si veda (14.2.87)

¹⁵³ Si consideri che, anche sulla scorta di valutazioni che saranno riportate più avanti, alcuni aspetti specifici della trave in esame ne indicano una "controtendenza" (rispetto a quella derivante dall'elevato rapporto ζ_{10}) verso un comportamento *Beam*. Del resto l'armatura trasversale adottata è sufficiente, da sola, sia a sospendere il 75% del carico, sia a portarlo ai vincoli. Si veda il valore di β_{3B} nella tabella, (14.2.108).

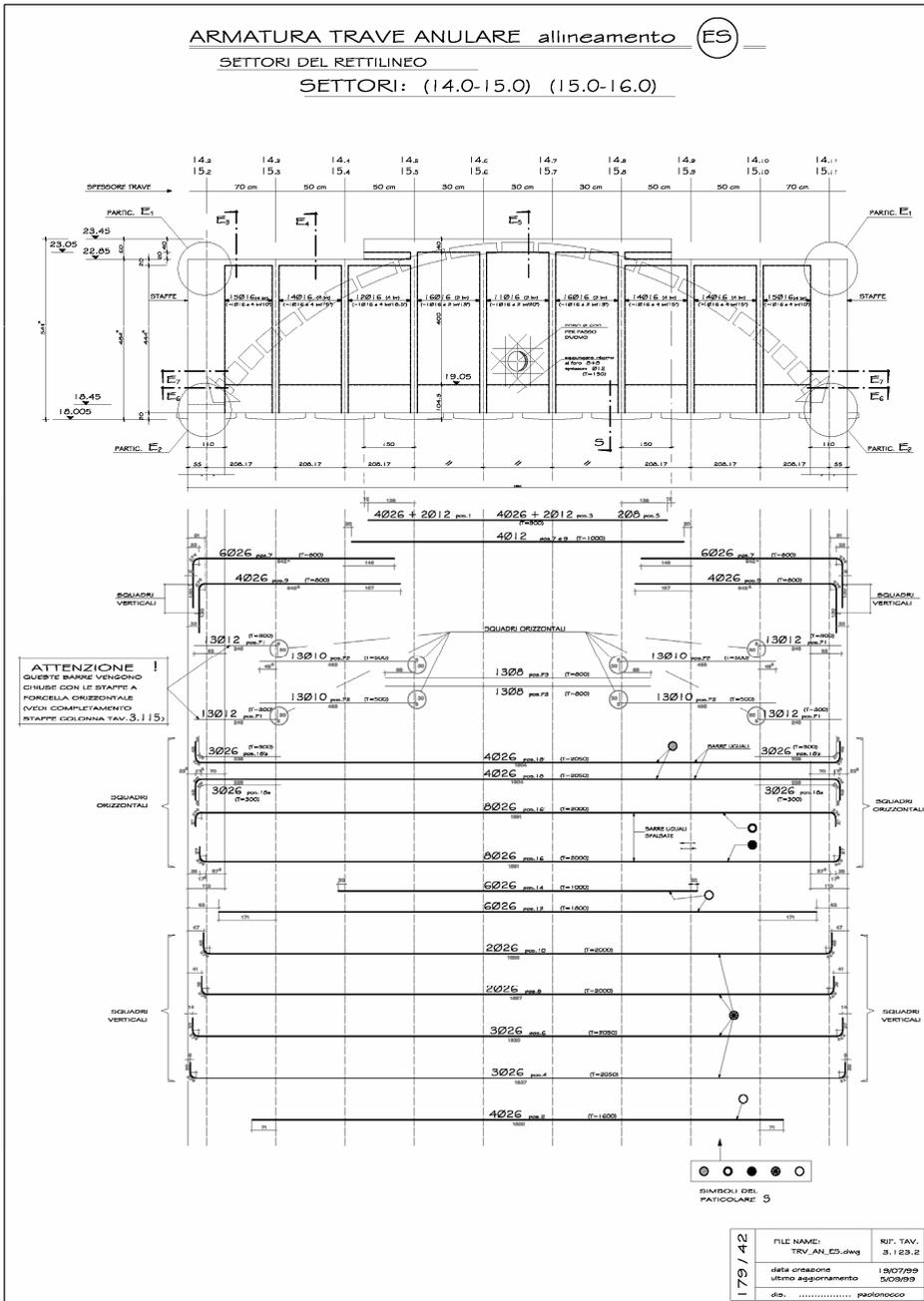


Fig. 14.28 (II)

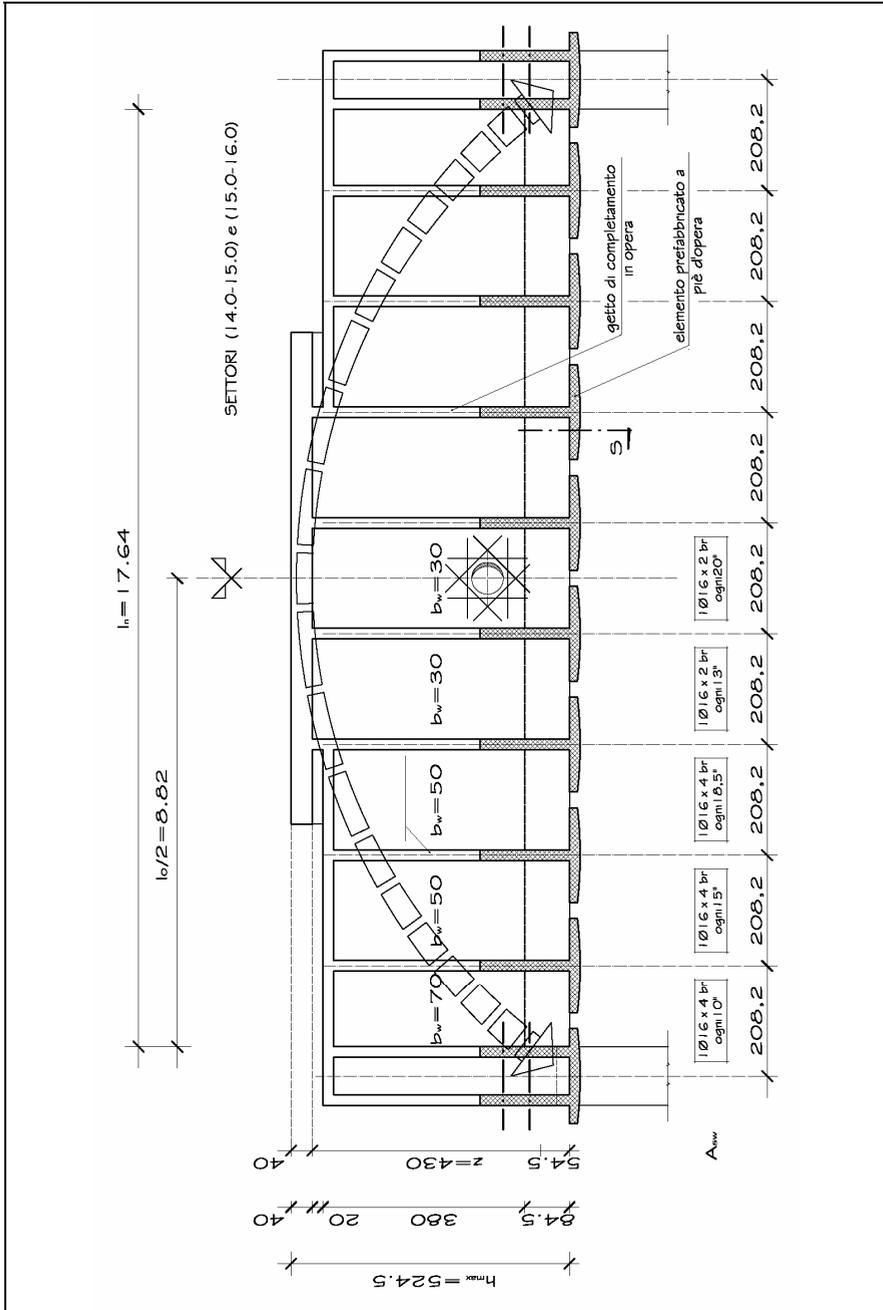


Fig. 14.28 (II')

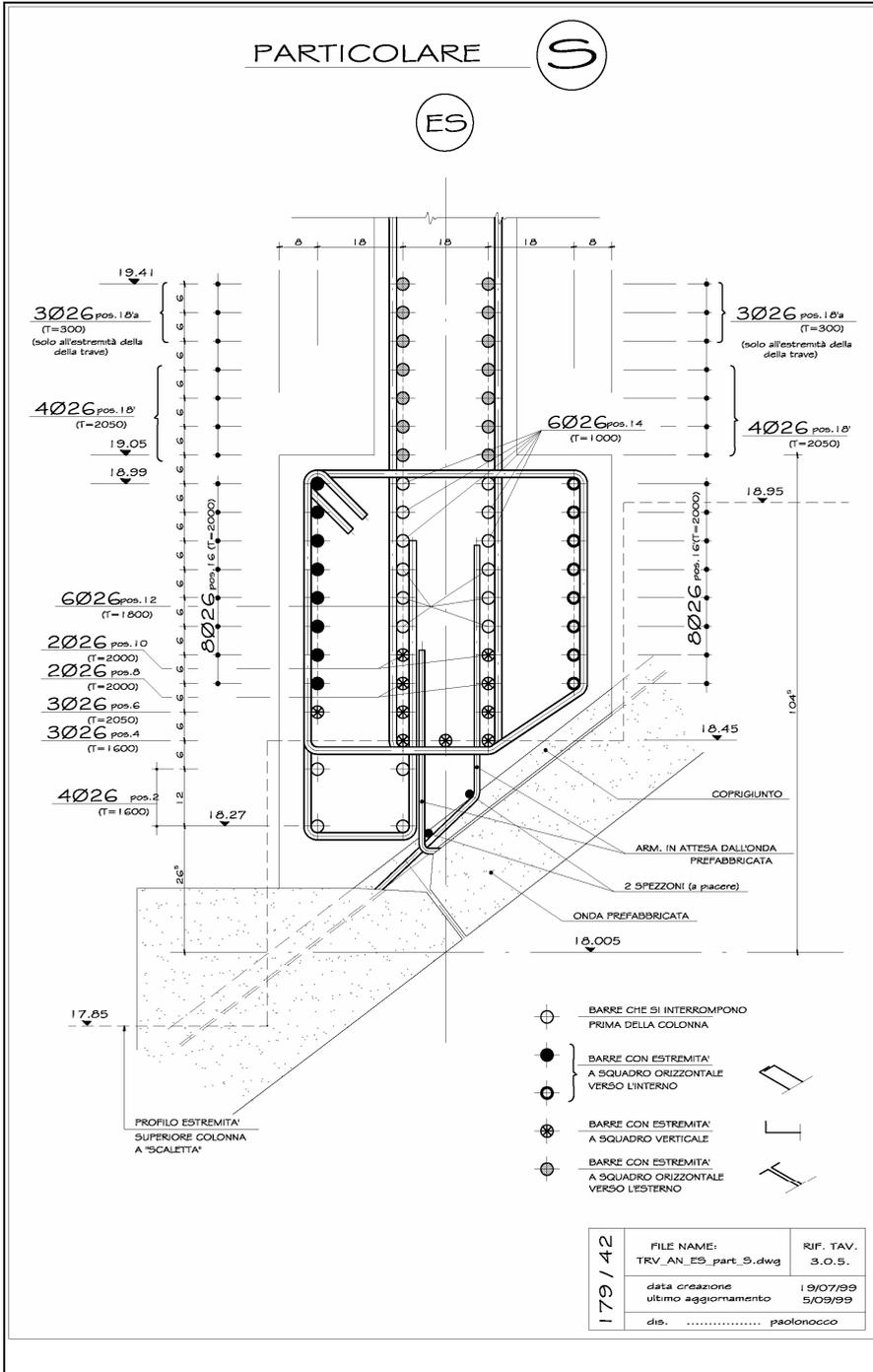


Fig. 14.28 (IV)



Fig. 14.29 (I)

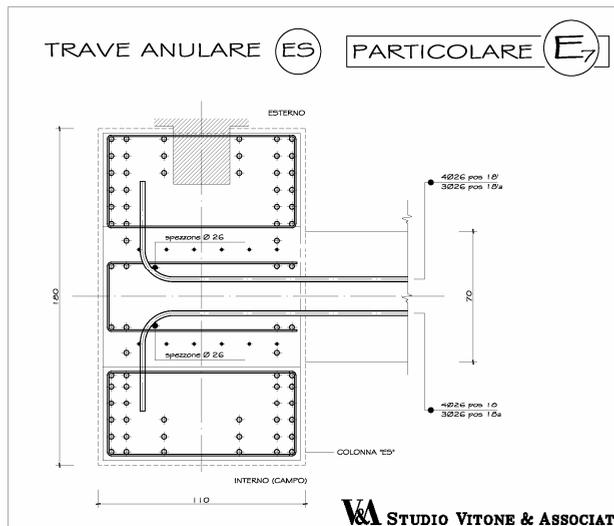


Fig. 14.29 (II)

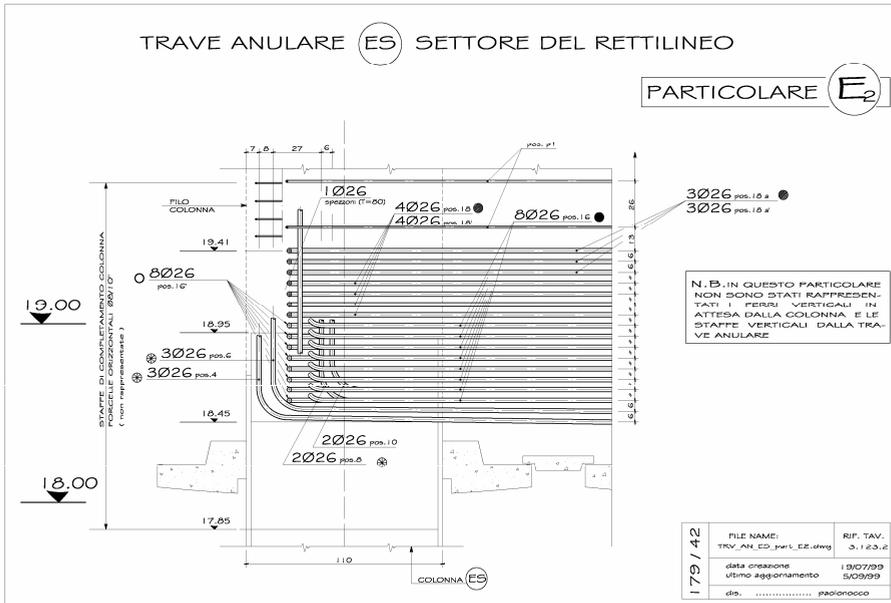


Fig. 14.29 (III)

Con riguardo a π_{sLz} (14.2.68), va detto che il passo delle staffe si è dovuto tenere molto al di sotto del braccio z , per cui questo fattore risulta alquanto ridotto [si veda la tabella (14.2.108): 0,027]. Pertanto questo fattore concurrebbe piuttosto a favorire un comportamento a traliccio. Del resto si tratta di situazioni inevitabili quando, come nel caso in esame, il braccio z è di molto maggiore dei massimi valori assoluti consentiti per il passo delle staffe, (14.2.297). Inoltre nel caso in esame, come mostra la fig. 14.28 (II), le travi radiali - secondarie in quanto “portate” dalla trave anulare - si innestano nella trave portante a tutta altezza. Si è visto che questa circostanza impone di considerare il carico trasmesso dalle radiali all’anulare come se fosse applicato all’intradosso (‘appeso’¹⁵⁴).

Con conseguente appesantimento dell’armatura costituita dalle staffe verticali.

Con riguardo al fattore β_{bw} (14.2.71), esso è stato deliberatamente tenuto ridotto [sezione a T: si veda la fig. 14.28 (III): 0,214 in mezzeria, come indicato in (14.2.108)] per ridurre al minimo l’incidenza del peso proprio della trave. La forma della sezione, a T, risulta del resto appropriata anche in considerazione dell’elevato valore del rapporto:

$$\lambda_{on} = l_o / l_n, \quad (14.2.112)$$

fra la lunghezza della parte di campata compresa fra due sezioni consecutive di momento nullo, fig.14.20, e la luce netta della campata.

¹⁵⁴ Si veda [1], 9.2.5: appoggi indiretti.

Nelle tabelle precedenti si è assunto il valore limite:

$$\lambda_{on} = 1, \quad (14.2.112a)$$

volendosi così valutare il comportamento della trave nella condizione estrema di appoggio semplice.

Va in proposito considerato che la disponibilità di un fattore β_1 pari al 9,8%, come mostra la tabella (14.2.108), prova che l'arco potrebbe in verità avere una luce ben minore ed essere pertanto sospeso al semiarco con catena superiore, costituita dall'armatura filante superiore che è rappresentata in fig. 14.28 (II).

Il ridotto valore di β_{bw} non favorisce il comportamento ad arco¹⁵⁵.

Al ridotto valore di b_w corrisponde inoltre un elevato valore della percentuale

geometrica di armatura trasversale, ρ_w .

La tendenza ad un comportamento a traliccio è dunque anche favorita dalla circostanza che, per le ragioni sopra esposte, nonostante si sia tenuto costantemente elevato il valore della percentuale di armatura longitudinale ρ lungo tutto lo sviluppo della luce della campata, tuttavia il rapporto β_2/β_3 , (14.2.69) non risulta elevato (si veda la tabella : risulta pari a $0,68/1,00=0,68$ in corrispondenza dell'appoggio).

I fattori che, diversamente dai precedenti, favoriscono nel caso in esame un comportamento ad arco sono ζ_{lo} , ζ_{aE} , e λ_{bd} .

Del primo, ζ_{lo} , si è già detto.

Il secondo:

$$\zeta_{aE} = z/a_E, \quad (14.2.75),$$

assumendo una distribuzione uniforme dei carichi verticali, risulta ≈ 1 , e pertanto risulta:

$$\theta_A \approx 45^\circ.$$

È questa una condizione geometrica evidentemente favorevole¹⁵⁶.

Il terzo λ_{bd} può giudicarsi elevato in considerazione della speciale cura che nel caso in esame è stata tenuta nel disegnare il dettaglio di ancoraggio delle barre longitudinali inferiori. Si vedano le figg. 14.29 (I), (II) e (III).

b) Effetto della traslazione a_I . (14.2.113)

Si è detto, (14.2.62), punto b), che i valori di β_2 e β_1 dipendono anche dalle caratteristiche geometriche del modello B (trave) assunto a base di calcolo, (e cioè dai valori di θ , α e π_{sLz}). Tali caratteristiche geometriche possono essere rappresentate a tal fine significativamente dalla misura relativa della traslazione orizzontale dello sforzo di trazione, α_I , (14.2.63).

Tenuto conto di quanto si è detto in (14.2.65), l'effetto arco-tirante deve essere reso attivabile, ma solo come risorsa disponibile, ridondante. Il progett-

¹⁵⁵ Si tuttavia visto in precedenza, (14.2.111b), che l'armatura trasversale (staffe verticali) è sufficiente a portare la totalità del taglio calcolato in una sezione di controllo anche più vicina alla faccia del pilastro di quanto indicato da EC2, 6.2.1, (8).

¹⁵⁶ Si veda (14.2.94).

to dell'armatura deve essere comunque effettuato assicurando al comportamento a trave, (B) di fig. 14.20, la capacità di portare l'intero carico applicato all'elemento (E)¹⁵⁷.

L'armatura inferiore minima da disporre nella sezione O , nella quale è nullo il momento flettente, in una trave il cui comportamento sia assimilato a quello di un traliccio, dipende anche dalla misura che assume la traslazione orizzontale a_I in tale regione. La (14.2.79) può scriversi, in funzione di a_I :

$$\beta_{2min} = A_{slmin}^+ / A_{slmax}^+ = V_E a_I / (V_E a_E) = a_I / a_E = \alpha_{IE}. \quad (14.2.114)$$

avendo posto:

$$\alpha_{IE} = a_I / a_E. \quad (14.2.115)$$

Perchè si riduca la domanda di armatura minima inferiore all'estremità, necessaria per assicurare l'equilibrio locale del modello di traliccio assunto a base di calcolo, è pertanto necessario che in tale regione risulti ridotta la entità della traslazione *relativa* α_{IE} , (14.2.115). Ciò può ottenersi con vari provvedimenti di *detailing*¹⁵⁸:

- aumentando l'angolo di inclinazione delle bielle compresse assunto a base di verifica, dal valore θ sufficiente nelle regioni di campata al valore θ' . Questo risultato si può ottenere senza modificare il passo delle staffe, s_{bL} . Può tuttavia essere necessario in tal caso aumentare l'area di armatura trasversale disponibile in ciascun ricorso, A_{sw} , aumentando il numero dei bracci, e/o il diametro. Si vedano le figg. 14.30 (I) e (II);
- non modificando l'angolo θ , ma riducendo il passo longitudinale delle staffe s_{bL} . Si confrontino le figg. 14.30 (III) e (IV). Si noti che in questo caso, (IV), la trave dispone nella regione estrema anche di maggiori risorse di duttilità, e della possibilità di incrementare l'angolo θ . Anche se le norme tecniche non consentono di assumere a base di verifica valori di $\cot\theta$ minori di un prestabilito limite¹⁵⁹, tuttavia si tratta di una risorsa di fatto disponibile.

Si è analizzato il caso, peraltro assai comune, di armatura trasversale costituita da staffe verticali. Un altro accorgimento costruttivo - in verità non comune - per ridurre α_{IE} , (14.2.115), e, di conseguenza, ridurre la misura necessaria di β_{2min} , (14.2.114), potrebbe essere quello di disporre localmente staffe oblique, che tuttavia devono potersi distribuire su tutta l'altezza, fig. 14.30 (VI).

¹⁵⁷ L'intero carico, si è detto, tuttavia con speciali considerazioni relative ai carichi applicati in prossimità del vincolo: EC2, 6.2.1, (8) e 6.2.3, (8). Si veda anche quanto detto a proposito dell'esempio della trave anulare della tribuna superiore dello stadio San Nicola di Bari, in (14.2.111a).

¹⁵⁸ Si veda più avanti, (14.2.116a). L'efficacia dei provvedimenti costruttivi indicati qui di seguito risulta tanto più significativa quanto più la distanza della risultante dei carichi [V_E di fig. 14.20, (II)] dalla sezione O è piccola rispetto al braccio z .

¹⁵⁹ Si vedano le (14.2.196).

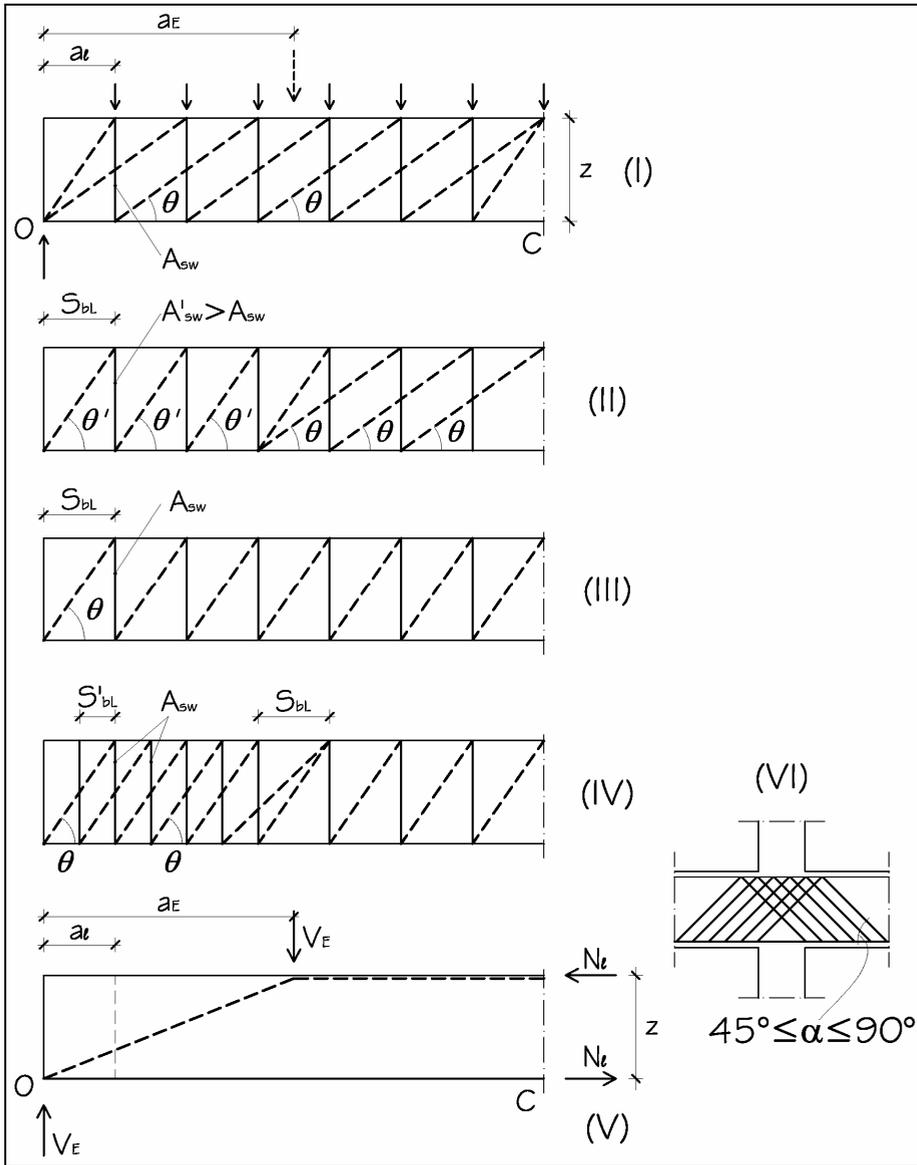


Fig. 14.30

Giova rimarcare che l'efficacia dei provvedimenti costruttivi proposti dipende dalla loro influenza sulla misura *relativa* di a_l , rispetto ad a_E , (14.2.115). In altri termini, man mano che la risultante dei carichi V_E si avvicina all'estremità O , e cioè al diminuire di a_E , se non si vuole aumentare β_{2min} , (14.2.114), si deve contemporaneamente ridurre a_l . Per contro in una trave caratterizzata da valori elevati di a_E rispetto a z , e cioè da valori ridotti di

ζ_{aE} , (14.2.75), l'efficacia dei suddetti provvedimenti (14.2.116) varia di meno al variare di a_E . (14.2.116a)

Secondo EC2, 9.2.1.4 (2), la forza di trazione da ancorare alla estremità inferiore di una trave deve essere pari a:

$$F_E = V_{Ed} a_l / z + N_{Ed} \quad (14.2.117)$$

in cui V_{Ed} è assunto in valore assoluto ed N_{Ed} è la forza assiale (>0 se di trazione; <0 se di compressione). Si può riconoscere che alla (14.2.117) corrisponde, se $N_{Ed}=0$:

$$\beta_2 = a_l / a_E. \quad (14.2.118)$$

Resta sempre essenziale la necessità di assicurare un adeguato rigido ancoraggio all'armatura prolungata sino alla estremità, adottando in sede di progetto un elevato valore del fattore λ_{bd} , (14.2.70), fig.14.29.

Nelle sezioni a T soggette a momento flettente negativo, come si è detto, (14.2.53), è raccomandata una disposizione delle barre longitudinali superiori estesa anche alle zone cosiddette efficaci di soletta, fig. 14.19 (2). Come mostra la citata figura, in tal caso la traslazione a_l deve essere incrementata, di un valore, Δa_l , proporzionale alla distanza delle barre dall'anima della trave.

$$(14.2.119)$$

c) Il disegno dell'armatura longitudinale in funzione di obiettivi prestazionali. (14.2.120)

Armatura longitudinale inferiore (β_2) (14.2.121)

Si è detto, (14.2.63a), punto c), che i valori di β_2 e β_1 dipendono anche dagli specifici obiettivi prestazionali che si intendono perseguire (come ad esempio la dotazione di un requisito di *robustness*, locale, fig. 14.31, o globale di impalcato¹⁶⁰; di *ridondanza*, di *duttilità*, ecc.).

Un valore minimo di A_{sl}^+ da prolungare sino alla estremità O può svolgere una funzione decisiva, in condizioni estreme, per il sostegno della trave, evitandone il crollo dopo la rottura, anche se essa ha perso del tutto la capacità portante a taglio. Come mostra la figura citata, la perdita di capacità portante a taglio è rappresentata mediante un modello (STM degenerato in un arco rovescio: catenaria) del tutto privo di aste diagonali.

Con il significato dei simboli chiarito in figura 14.31:

α_k : inclinazione dell'armatura in fase di collasso, in O , (14.2.122)

Ed i valori nella situazione limite :

V_k : del taglio, (14.2.123)

N_{ik} : del "tiro", (14.2.124)

F_k : dello sforzo diagonale, (14.2.125)

risulta:

$N_{ik} = V_k / \text{sen } \alpha_k.$ (14.2.126)

¹⁶⁰ Si veda il cap. 14.3.2.

Tenuto conto del carattere straordinario della situazione ipotizzata, il calcolo dell'armatura minima necessaria per assicurare la condizione di equilibrio estrema potrebbe essere eseguito facendo riferimento ai valori caratteristici, sia delle azioni che delle resistenze.

Questa considerazione porta a ritenere che può risultare efficace anche un'armatura minore di quella che sarebbe necessaria per portare, con valori di calcolo della tensione limite, f_{yd} , il taglio agente di calcolo V_{Ed}^{161} .

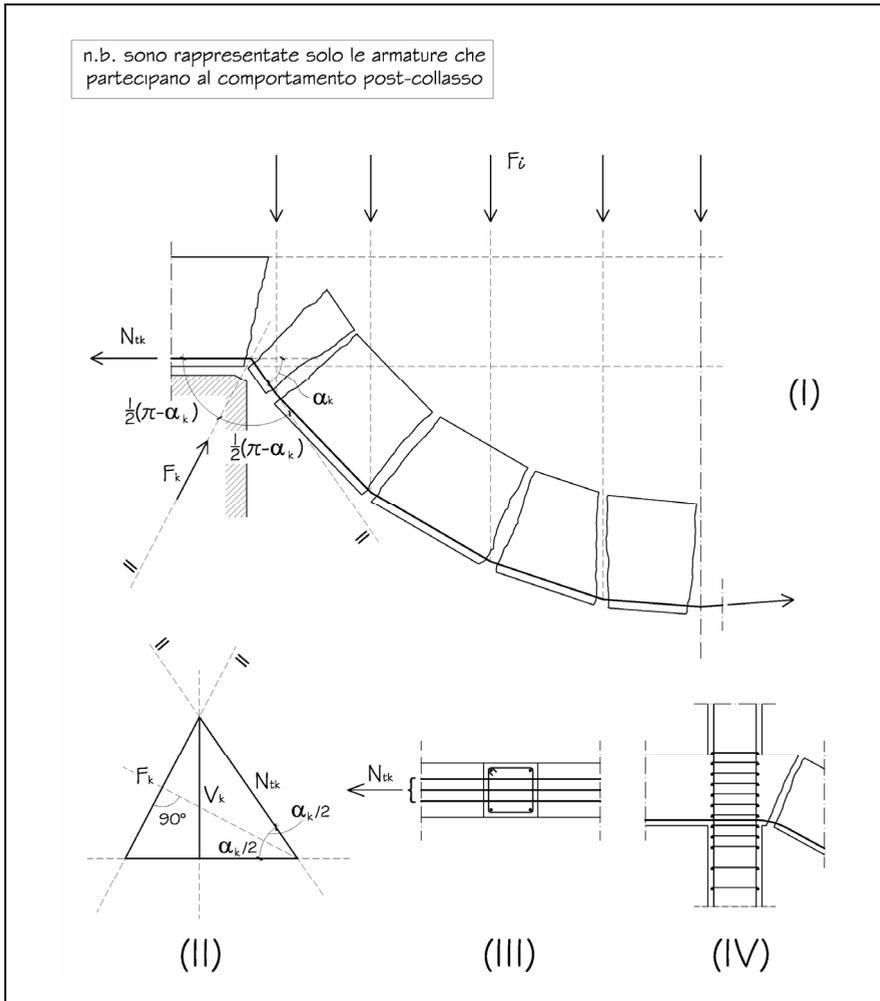


Fig. 14.31

¹⁶¹ E cioè la A_{sV} : si veda (14.2.83).

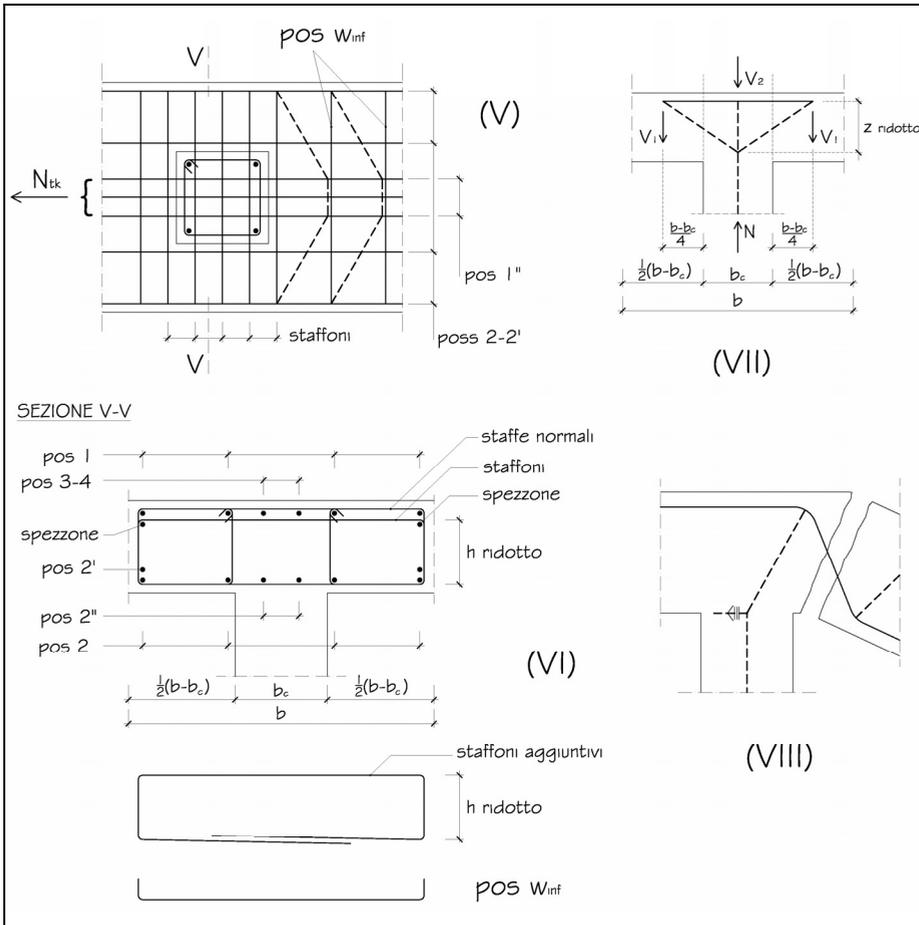


Fig. 14.31, 2^a parte

Purché si accettino valori elevati di α_k :
 $\alpha_k \approx 90^\circ$, (14.2.122),
 possono risultare dunque sufficienti anche valori di β_2 , (14.2.82) minori di β_{3eq} .

Come si è visto, (14.2.65), un criterio per stabilire un valore minimo da adottare in sede di progetto per il rapporto β_2^{162} , è quello di dimensionare la sezione resistente, che coincide appunto con A^{+}_{smin} , della “catena” dell’arco-tirante, in misura tale da assicurare la possibilità dell’equilibrio di quest’ultimo, nella ipotesi che porti la totalità dei carichi verticali la cui risul-

¹⁶² $\beta_2 = A^{+}_{smin} / A^{+}_{smax}$, (14.2.60),

rapporto fra l’armatura inferiore da prolungare sino all’estremità appoggiata, ove poi deve essere ancorata, e l’armatura inferiore massima di campata.

tante abbia retta d'azione distante z^{163} dalla sezione di estremità in cui risulta $M=0$:

$$\beta_2 = \beta_{3A}, \quad (14.2.84).$$

Pertanto quando la catena dell'arco ha una sezione sufficiente a portare la totalità del taglio, e cioè quando risulta:

$$\beta_{3A} \geq 1,$$

la stessa catena, in fase di collasso, con $\alpha_k \approx 90^\circ$, è anche in grado di sostenere "appeso" il carico totale, evitando il crollo.

Ciò significa che, sempre nelle ipotesi poste, in presenza di carichi uniformemente distribuiti, in travi "tozze", e cioè solo per valori

$$\zeta_{10} = z / l_0 > 1/4, \quad (14.2.96), \quad (14.2.126a)$$

si verifica contemporaneamente che l'arco può portare la totalità del carico, e che è assicurato il requisito di *robustness*, purché si prolunghi fino alla sezione di estremità la totalità dell'armatura massima di campata. Giova tuttavia rilevare che la prescrizione di EC2, che raccomanda il valore minimo:

$$\beta_2 = 0,25, \quad (14.2.102), \quad (14.2.126b)$$

risulterebbe dunque in tali casi del tutto inadeguata.

In generale il requisito di *robustness* è sempre assicurato, purché si prolunghi fino alla sezione di estremità almeno l'aliquota β_2 dell'armatura massima di campata pari a:

$$\beta_2 = 4\zeta_{10}. \quad (14.2.126c)$$

Pertanto per assicurare il requisito della *robustness* è necessaria una quantità minima di armatura inferiore filante longitudinale più elevata del limite raccomandato da EC2, che è pari a $0,25^{164}$, nel campo delle travi snelle:

$$\zeta_{10} = z / l_0 < 1/16. \quad (14.2.126d)$$

Si può notare che nel suddetto campo è sempre assicurata la capacità portante dell'arco rispondente alle supposte ipotesi di $\theta_A = 45^\circ^{165}$, con carico uniforme. Tuttavia la aliquota V_A del carico portato dall'arco risulta sempre più piccola man mano che aumenta la snellezza della trave:

$$V_A / V_E = z / (l_0/4) = 4 \zeta_{10}. \quad (14.2.126e)$$

Tenuto conto della (14.2.126c), in travi "snelle":

$$\zeta_{10} = z / l_0 < 1/16$$

la più volte richiamata indicazione di EC2, che raccomanda il valore minimo:

$$\beta_2 = 0,25, \quad (14.2.102), \quad (14.2.126f)$$

assicura il requisito di *robustness*.

È naturalmente indispensabile, per assicurare l'equilibrio del modello di fig. 14.31, che, seppure nelle ipotizzate condizioni estreme, il vincolo sia in grado di equilibrare sia il "tiro" orizzontale, N_{tk} , (14.2.124), sia lo sforzo diagonale, F_{kz} , (14.2.125).

Se il vincolo è costituito da un pilastro, un dettaglio costruttivo efficace al

¹⁶³ È la ipotesi :

$\theta_{Aprop} = 45^\circ$, (14.2.72).

¹⁶⁴ Si veda (14.2.102).

¹⁶⁵ Si veda (14.2.72).

fine di rendere possibile il suddetto modello estremo è rappresentato in fig. 14.31 (III) e (IV). Le barre inferiori, costituenti l'armatura minima filante A_{smin}^+ , devono attraversare la sezione del pilastro passando all'interno delle sue barre verticali, disposte sulle due facce parallele alla trave. Questo accorgimento serve ad evitare che le suddette barre, dopo la supposta rottura della trave, subiscano spostamenti orizzontali verso l'esterno, che potrebbero causarne la fuoriuscita dalla sezione del pilastro. Perché le barre verticali del pilastro siano in grado di impedire tale fenomeno, è anche a tal fine particolarmente utile disporre staffe a passo ridotto nelle regioni del pilastro interna ed immediatamente al di sotto della trave, fig. 14.31 (IV).

Si vedano in proposito i dettagli costruttivi delle zone di ancoraggio del corrente longitudinale inferiore della trave di fig. 14.29.

Esaminiamo ora il caso in cui la trave ha una larghezza significativamente maggiore della corrispondente larghezza del pilastro, fig. 14.31 (V):

$$b > b_c \quad (14.2.127)$$

e, di conseguenza, alcune barre filanti inferiori in poss. 2-2', fig. 14.17, disposte negli angoli di staffa, secondo quanto detto in (14.2.53), non attraversano la sezione del pilastro, ma passano all'esterno. In questo caso è possibile una soluzione che non costringe a modificare la disposizione ottimale delle suddette barre, e che consiste nel disporre spezzoni inferiori in pos. 2'', di area pari a quella richiesta e di lunghezza adeguata per realizzare una giunzione per sovrapposizione con le barre in poss. 2-2'. Come mostra il modello di fig. 14.31 (V), si rendono in tal caso necessarie anche armature trasversali inferiori, pos. *winf*, in quantità e posizione adeguati ad assicurare l'equilibrio del relativo *STM*. Risultano anche necessari staffoni trasversali di grande diametro¹⁶⁶, disposti prevalentemente entro la sezione del pilastro, fig. 14.31 (V) e (VI). Devono essere realizzati di altezza ridotta in modo da consentire il passaggio delle armature filanti inferiori e superiori della trave sempre al di sopra del corrispondente braccio orizzontale dello staffone, rispettivamente inferiore e superiore. Un modello cautelativo ma molto semplice per il dimensionamento della sezione complessiva delle barre degli staffoni è quello di fig. 14.31 (VII), in cui si assuma:

$$N = 2V_1 + V_2 \quad (14.2.128)$$

$$V_1 = (1/2) (b-b_c) N/b. \quad (14.2.129)$$

Alla sospensione della trave, nelle condizioni estreme prospettate in fig. 14.31, possono contribuire anche eventuali barre rialzate, fig. (VIII) di 14.31.

¹⁶⁶ Un diametro adeguatamente grande assicura al braccio orizzontale dello staffone la rigidità flessionale necessaria perché esso possa "sostenere" le barre della trave, in poss. 2 e 2', passanti all'esterno della sezione del pilastro.

¹⁶⁷ Si tenga presente, al momento del calcolo dell'area della sezione trasversale degli staffoni, che il braccio *z* è ridotto [si veda la fig. 14.31, (VII)], in conseguenza dell'altezza degli staffoni ridotta per le ragioni precedentemente indicate sul montaggio delle armature.



Fig. 14.32

Si ricordi che si tratta di barre in poss. 3/4, 5/6, 7/8, fig. 14.17, per le quali si è raccomandata, in (14.2.53), una disposizione simmetrica rispetto al piano verticale longitudinale e interna alla trave [vedere anche fig. 14.18].

La foto¹⁶⁸ di fig. 14.32 mostra un caso esemplare, sebbene non “progettato” ma del tutto fortuito, di *robustness* che ha salvato una vita umana. Al momento del crollo della pensilina di copertura della tribuna dello stadio per il calcio di un piccolo Comune, un operaio si trovava al di sotto dell’impalcato,

¹⁶⁸ Studio Vitone & Associati.

in costruzione. Le poche barre inferiori hanno “tenuto” sospesa la struttura, consentendo così la formazione di quell’anfratto, in corrispondenza del ballatoio superiore, che ha offerto una inaspettata via di fuga verso la salvezza.

Un’altra prestazione di *robustness* può essere assicurata con adeguata armatura longitudinale filante, superiore e/o inferiore, purché sia continua lungo tutte le campate della travata ed attraversi così l’intero impalcato. La prestazione consiste nella funzione di “incatenamento orizzontale” che tali armature possono svolgere. Il tema rientra fra le prescrizioni sul *detailing* mirate al miglioramento dell’affidabilità del sistema strutturale nel suo complesso, che, come già anticipato nella *Premessa* al presente capitolo 14, è trattato, seppure sommariamente, nel par. 14.3¹⁶⁹.

EC2 dedica il cap. 9.10 ai “Sistemi di incatenamento”. In 9.10.2.3 EC2 precisa che gli incatenamenti interni orizzontali di impalcato possono essere concentrati anche entro le travi.

In corrispondenza delle regioni contigue a vincoli interni (travi continue), anche in presenza di momenti flettenti negativi, è necessario disporre che un minimo quantitativo delle barre inferiori di campata sia prolungato entro tali regioni, e passi attraverso il vincolo senza soluzioni di continuità.

In fig. 14.17 (2), possono notarsi le barre inferiori poss. 2 e 2’ che attraversano le sezioni dei pilastri interni, 2 e 3, e si sovrappongono alle omonime barre della campata contigua.

La finalità di tale prescrizione deve ancora una volta riconoscersi nell’intento di contribuire a dotare la trave dei requisiti di base di *duttilità*, *robustness* e *affidabilità*.

La quantità di armatura deve essere dunque anche in questo caso commisurata alla necessità di:

- porre un limite alle *variazioni* di capacità portante della sezione trasversale, lungo l’asse longitudinale della trave (*duttilità*);
- evitare che rotture locali, provocate da fenomeni non previsti nello scenario di progetto (ad esempio da inversione del segno del momento flettente sul vincolo interno della trave continua, a causa di un imprevisto cedimento) possano provocare effetti disastrosi, sproporzionati al carattere localizzato del danno originario (*affidabilità* e *robustness*).

Ragioni analoghe a quelle valide per le regioni vincolate con appoggio semplice continuano a valere, e in misura non minore, anche nel caso di regioni contigue ad un vincolo interno alla trave continua.

Il secondo dei due requisiti (*affidabilità* e *robustness*) rientra fra le prescrizioni progettuali generalmente non imposte, ma demandate dalle normative tecniche alla iniziativa ed alla scelta del committente e del progettista¹⁷⁰.

¹⁶⁹ Si veda in particolare il par. 14.3.2.

¹⁷⁰ Si veda *ECO*, [5], 2.1, 4(P).

EC2, 9.2.1.5 (1), dispone, a proposito del primo requisito, che si assuma un valore di β_2 uguale a quello assunto per gli appoggi terminali.

In 9.2.1.5 (3), poi, raccomanda che l'armatura minima per soddisfare l'altro requisito (affidabilità+robustness) sia specificata nei documenti di contratto. Fornisce infine indicazioni sulle lunghezze di ancoraggio.

In 9.2.1.5 (2) si raccomanda che la lunghezza di ancoraggio sia:

$$l_{bl} \geq \max[10 d_{bl}, d_m \text{ (diametro mandrino)}, \text{ per } d_{bl} \geq 16 \text{ mm}; 2 d_m, \text{ per } d_{bl} \leq 16 \text{ mm}]. \quad (14.2.130)$$

Un minimo di armatura inferiore longitudinale in corrispondenza delle estremità di una campata interna di una trave continua è necessario per contribuire a dotare la regione di un adeguato comportamento duttile anche nel caso in cui la suddetta armatura è destinata ad essere solo compressa¹⁷¹.

Armatura longitudinale superiore (β_I) (14.2.131)

Un altro obiettivo prestazionale al quale può essere necessario ispirare il disegno dell'armatura longitudinale di una trave, ed in particolare la scelta di un minimo di armatura superiore, in relazione al massimo di armatura inferiore richiesta, β_I , (14.2.59), è rappresentato da una esigenza di *affidabilità*.

L'affidabilità di una struttura monolitica che fosse progettata per consentire un unico possibile percorso ai carichi sarebbe del resto generalmente inadeguata. Infatti è sempre possibile che, a causa di imperfezioni esecutive, errori di calcolo o, più in generale, dell'occorrenza nella realtà di fenomeni imprevisti nello scenario di progetto, risulti essenziale ai fini della sopravvivenza della struttura la possibilità di percorsi alternativi (iperstaticità interna all'elemento).

È pertanto necessario che il progetto sia ispirato anche a ragionevoli criteri di *ridondanza*, e che la trave sia dotata di *duttilità*.

Infatti se la trave è dotata di adeguata duttilità, essa può all'occorrenza essere "capace" di effettuare una "ridistribuzione" delle sollecitazioni sino al loro adeguarsi alle risorse di resistenza effettivamente disponibili. In fig.14.20 (I), è rappresentato il caso generale di una campata di trave 1-2. I momenti flettenti indicati sono quelli risultanti dal calcolo.

Posto:

$$M_{1-2max} = (M_1 + M_2)/2^{172} \quad (14.2.132)$$

il momento:

$$M_{0max} = M_{max}^+ + M_{1-2max}^{173} \quad (14.2.133)$$

può essere assunto a rappresentare l'ampiezza complessiva della sollecitazione flessionale risultante dal calcolo. Un criterio di ridondanza consiste nell'incrementare M_{0max} di una quantità percentuale β_0 e nell'assicurare alla trave una adeguata capacità di ridistribuzione δ .

¹⁷¹ Si veda (14.2.43). Particolarmente quando si tratta di zona critica della trave, (14.2.0).

¹⁷² Si ricordi che i momenti flettenti vengono assunti tutti in valore assoluto. Il loro segno è indicato in apice: "←" oppure "→".

¹⁷³ I momenti flettenti sono assunti con il loro valore assoluto.

$$\beta_0 = \Delta M_0 / M_{0max}. \quad (14.2.134)$$

La misura di β_0 rappresenta un indice significativo della affidabilità del progetto della trave.

A meno di più severe specifiche prescrizioni, la adozione di un minimo β^{174} , in una trave semplicemente appoggiata agli estremi, equivale a porre:

$$\beta_0 = \beta_1 \quad (14.2.135)$$

Un caso particolare è quello della regione di estremità di una trave, che sia stata progettata per essere ivi vincolata con semplice appoggio, pur essendo, parte di un organismo monolitico. È necessario predisporre percorsi delle coppie alternativi a quelli che le inducono a dirigersi verso la mezzeria, e che pertanto consentano loro di muovere verso la regione di estremità. L'entità dell'armatura minima per M deve essere commisurata a quella massima di campata, assumendo che l'anomalia di comportamento sia da prevedersi in qualche modo "proporzionale" alla massima sollecitazione M^+ della campata.

Giova riconoscere che si tratta di una prescrizione mirata oltre che, come già detto, alla *affidabilità*, anche al requisito di base definito come *robustness*. Infatti si vuole evitare che un'eventuale crisi della sezione di campata, possa provocare effetti sproporzionati, come il crollo immediato dell'intera trave, causato dalla totale mancanza di armatura superiore, che renderebbe inutilizzabile una eventuale capacità del vincolo della sezione di offrire una estrema risorsa di resistenza. Tale contributo alla *robustness* dell'elemento può essere accentuato dalla concomitante presenza di armatura inferiore all'appoggio (si veda la fig. 14.31).

La fig. 14.33 (*I*), mostra come una trave che nelle intenzioni di progetto avrebbe dovuto risultare semplicemente appoggiata ad una estremità possa ivi di fatto finire con l'essere soggetta ad un seppure parziale impedimento della rotazione della sua sezione. Un modello *STM* degli effetti di un esempio di "imperfezioni costruttive" che potrebbero essere all'origine del vincolo imprevisto è proposto nella citata figura. Le cause del comportamento anomalo possono ricondursi al presenza di un contatto fisico in *A*, che non avrebbe dovuto esserci; alla possibilità che in questo punto di contatto si sviluppi la reazione normale verticale *N* di figura; alla possibilità che, anche a causa di una eccessiva profondità della sede di appoggio, si crei una eccentricità *e* fra le rette d'azione di *N* e *V* (reazione di appoggio).

La condizione di aderenza in *A*, sopra descritta, si verifica inevitabilmente se la trave viene gettata entro la sede di appoggio, senza provvedere con qualche accorgimento costruttivo ad evitare che il calcestruzzo fluido entri in contatto con la superficie superiore della nicchia.

¹⁷⁴ Si ricordi, (14.2.59) che β_1 è dato dal rapporto fra l'armatura filante superiore minima e l'armatura massima di campata.

EC2, 9.2.1.2, raccomanda:

$$\beta_1 \geq 0,15. \quad (14.2.136)$$

β_1 rappresenta il rapporto fra l'armatura minima superiore prescritta e l'armatura massima di campata, secondo la (14.2.59), nella ipotesi di trave a sezione costante.

Giova considerare che a fronte di una seppur limitata armatura resistente superiore, al lembo inferiore della sezione appoggiata, come si è visto, deve sempre essere adottata una quantità di armatura minima longitudinale anche maggiore. Basti confrontare (14.2.136) ed (14.2.102). Se tale armatura è correttamente prolungata sino all'estremità ed ivi ancorata, si ha la garanzia di un *comportamento duttile* locale a fronte di eventuali momenti di incastro negativi per imperfezione del vincolo che dovessero richiedere un'armatura anche maggiore di quella minima β_l adottata. Si tenga presente quanto detto, da (14.2.43) in poi, a proposito del contributo alla duttilità offerto dall'armatura compressa (che nel caso poco prima prospettato sarebbe quella inferiore). La elevata duttilità della regione è assicurata dal fatto che il momento resistente totale (negativo) potrebbe essere offerto dalle sole armature.

La fig.14.33 (II), (III), (IV), (V), e (VI), mostra anche un esempio di una situazione in cui il momento flettente negativo a filo vincolo può di fatto risultare maggiore di quello risultante dal calcolo, effettuato assumendo come luce quella in asse, l_{calc} , ed avvicinarsi al momento di incastro perfetto calcolato sulla luce netta l_n della trave. Anche questo è un caso di inaffidabilità del modello di calcolo¹⁷⁵, che si può compensare mediante una prescrizione che imponga un minimo al momento negativo di progetto a filo vincolo. E quindi un minimo al rapporto β_l , (14.2.59).

A dimostrazione di ragioni che possono rendere inaffidabile il modello di calcolo, si osservi la citata figura 14.33. In (III) è rappresentato il modello di calcolo ridotto della sola trave della struttura di cui si riporta uno stralcio in (II). In esso la luce di calcolo della trave è assunta a partire dall'asse del pilastro¹⁷⁶.

Secondo questo modello di calcolo la rotazione ϕ' della sezione O' è diversa da zero, ed è tanto maggiore quanto maggiore è la semidimensione del pilastro, $b_c/2$, rispetto alla semiluce, $l_{calc}/2$. La sezione di incastro perfetto¹⁷⁷, in cui appunto è nulla la rotazione ϕ è la sezione O , in asse pilastro, fig. 14.33 (IV). Il carico applicato sul tronco $O-O'$, concorre, secondo questo modello semplificato, (III), a formare il momento di calcolo M_O . Se si tiene conto invece delle reali caratteristiche geometriche indicate in (II), la configurazione deformata locale è quella rappresentata in (V). Nella ragionevole ipotesi di deformazione trascurabile della superficie di appoggio della trave sul pilastro, i

¹⁷⁵ Che assuma come luce quella fra gli assi, e trascuri di considerare l'effetto della dimensione del pilastro.

¹⁷⁶ Si assumono ipotesi di simmetria di carico e di struttura per mettere in evidenza l'effetto della dimensione del pilastro sull'andamento del diagramma M .

¹⁷⁷ Si ricordino le ipotesi di simmetria.

correnti superiore (teso) ed inferiore (compresso) risultano rettilinei, per cui la rotazione è già nulla in corrispondenza della sezione O' , a filo vincolo. È come dire che la sezione di incastro perfetto “avanza” di $b_c/2$. Se, dunque, in questa sezione il momento flettente negativo risulta di fatto maggiore di quello di calcolo, valutato nella medesima sezione, al contrario il momento in O diminuisce, in quanto il carico applicato sul tronco $O-O'$ non è portato dalla trave, ma fluisce direttamente entro il pilastro.

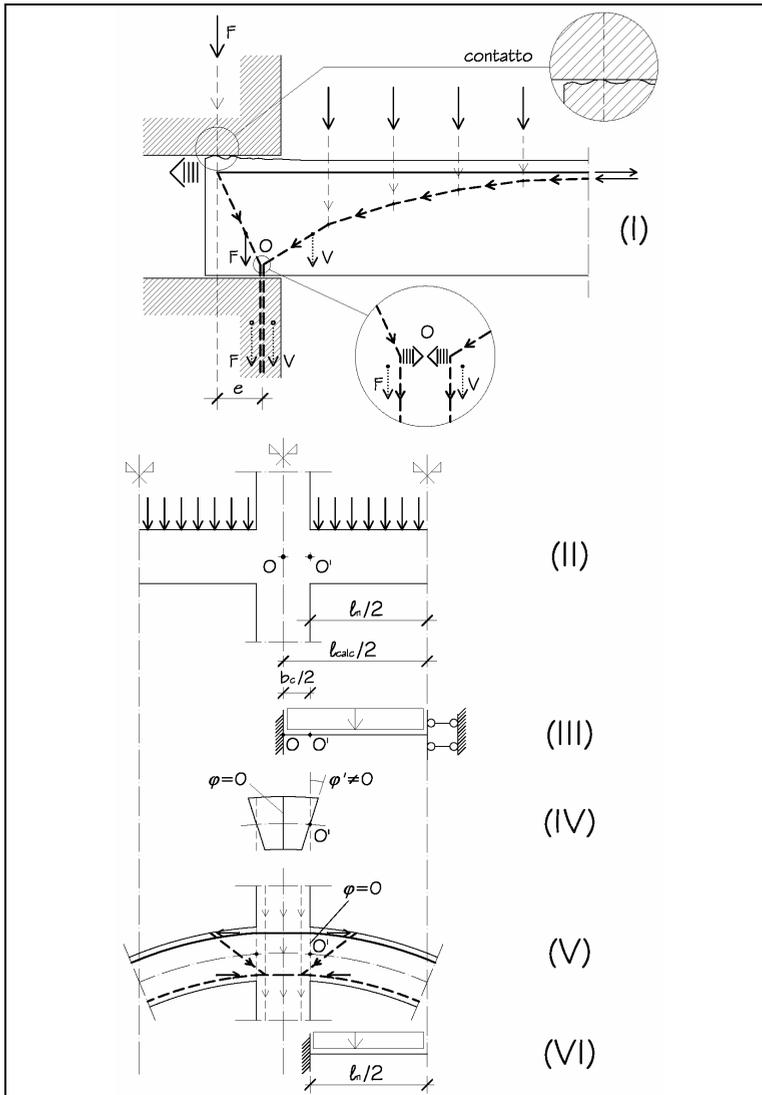


Fig. 14.33

Secondo EC2, 5.3.2.2 (3), quando una trave o soletta è realizzata in getto unico con i suoi appoggi, il momento a filo dell'appoggio si raccomanda che non sia minore di 0,65 volte il momento calcolato assumendo la condizione di incastro perfetto. Quest'ultimo può essere determinato assumendo come luce di calcolo la luce netta.

Va infine detto che il minimo prefissato valore di β_l deve poi essere confrontato con il *minimo costruttivo* di armatura longitudinale filante. Il minimo costruttivo è rappresentato dall'area minima delle barre in poss. I di fig. 14.17, a sua volta dipendente dal numero minimo di barre longitudinali [si è detto: almeno una per ogni angolo di staffa, ma si vedano anche le (14.2.54) e (14.2.55)] e dal minimo diametro prescritto¹⁷⁸.

Armature trasversali **(14.2.137)**

Premessa: (14.2.138)

Tensioni tangenziali resistenti e percentuale meccanica ω_t

I modelli STM^I ed STM^{II} di fig. 14.34 (I), simulano il comportamento a taglio di un generico tronco di trave, rispettivamente, prima (stato I) e dopo la fessurazione (stato II). (14.2.139)

In entrambi i modelli si ammette che la generica sezione $S'-S'^{179}$ sia attraversata da due percorsi diagonali, che rappresentano l'itinerario risultante di flussi di carico uniformi e diffusi. (14.2.140)

Prima della fessurazione si assume che le aste resistenti siano formate esclusivamente dal calcestruzzo, teso (incline dell'angolo α^I) e compresso (incline dell'angolo θ^I): STM^I . Dopo la fessurazione, STM^{II} , le aste resistenti sono quelle del traliccio classico del progetto a taglio: le aste compresse di calcestruzzo (incline dell'angolo θ , che, per metterne più chiaramente in evidenza l'appartenenza al modello STM^{II} , in questo caso viene indicato come θ^{II}) e quelle tese costituite dalle armature trasversali (incline dell'angolo α che, sempre per metterne più chiaramente in evidenza l'appartenenza al modello STM^{II} , in questo caso viene indicato come α^{II}).

Il percorso di discesa è di compressione, ed è utilizzato, per attraversare la sezione obliqua $S'-S'$, dalla metà¹⁸⁰ del taglio totale V :

¹⁷⁸ Vedi par. 14.1.2, (14.1.16).

¹⁷⁹ La sezione $S'-S'$ è obliqua, rispetto alla sezione verticale $S-S$, per effetto della traslazione orizzontale a_t . In base alle ipotesi poste di diffusione uniforme dei flussi diagonali, in questo caso a_t è causata esclusivamente dalla diversità dei valori degli angoli di inclinazione α e θ .

¹⁸⁰ In conseguenza dell'ipotesi di distribuzione diffusa ed uniforme dei percorsi diagonali, ciascuno dei due itinerari risultanti, in entrambi i modelli, è percorso dalla metà del carico totale, rappresentato dal taglio, V . Questa ripartizione di V in parti uguali, ($V/2$), fra i due itinerari $\dots \rightarrow I \rightarrow 2 \rightarrow 3 \rightarrow \dots$ e $\dots \rightarrow I' \rightarrow 2' \rightarrow 3' \rightarrow \dots$ di fig. 14.160, (I), (II) e (III) è la condizione tipica di una regione di continuità. Gli sviluppi successivi, dunque, sono validi in questa ipotesi, che a sua volta è verosimile se il tronco di trave esaminato è lontano da regioni D , e cioè da carichi concentrati, variazioni brusche di sezione, vincoli, carichi "appesi", ecc. ecc. Si veda la fig. 14.15.

$$V_c^I = V^I/2 \quad (14.2.141)$$

(14.2.142 e 14.2.143 sono riportati di seguito). (14.2.142)-(14.2.143)¹⁸¹

nel modello STM^I , e

$$V_c^{II} = V^{II}/2 \quad (14.2.144)$$

nel modello STM^{II}

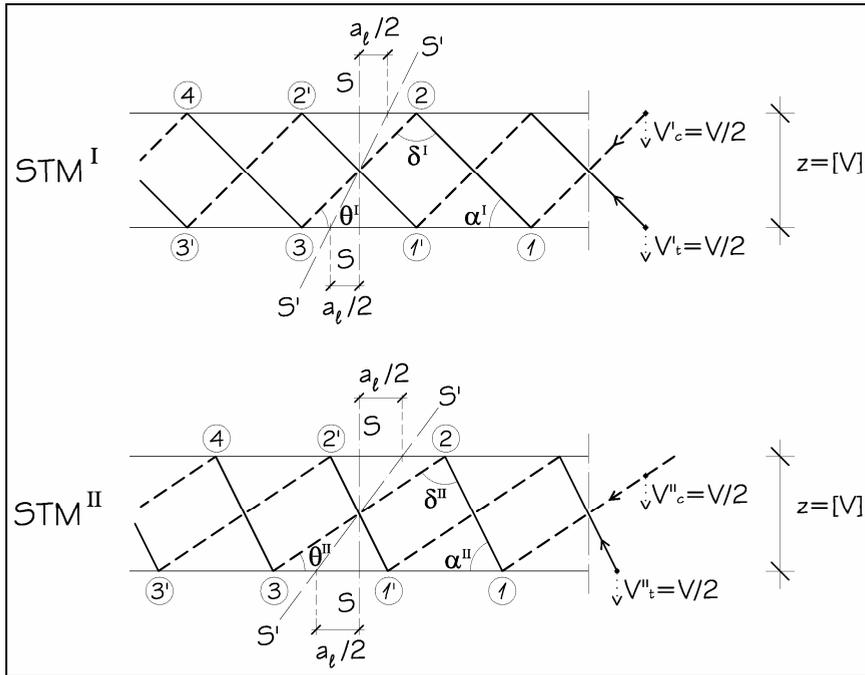


Fig. 14.34 (I)

Il percorso di risalita è di trazione, ed è utilizzato, per attraversare la sezione obliqua $S'-S'$, sempre dalla metà di V :

$$V_t^I = V^I/2 \quad (14.2.145)$$

nel modello STM^I , e

$$V_t^{II} = V^{II}/2 \quad (14.2.146)$$

nel modello STM^{II} .

Il taglio totale che attraversa la sezione, nei due modelli, è dunque pari a:

$$V^I = V_c^I + V_t^I; \quad (14.2.142)$$

$$V^{II} = V_c^{II} + V_t^{II}; \quad (14.2.143)$$

¹⁸¹ Vedere dopo (14.2.146).

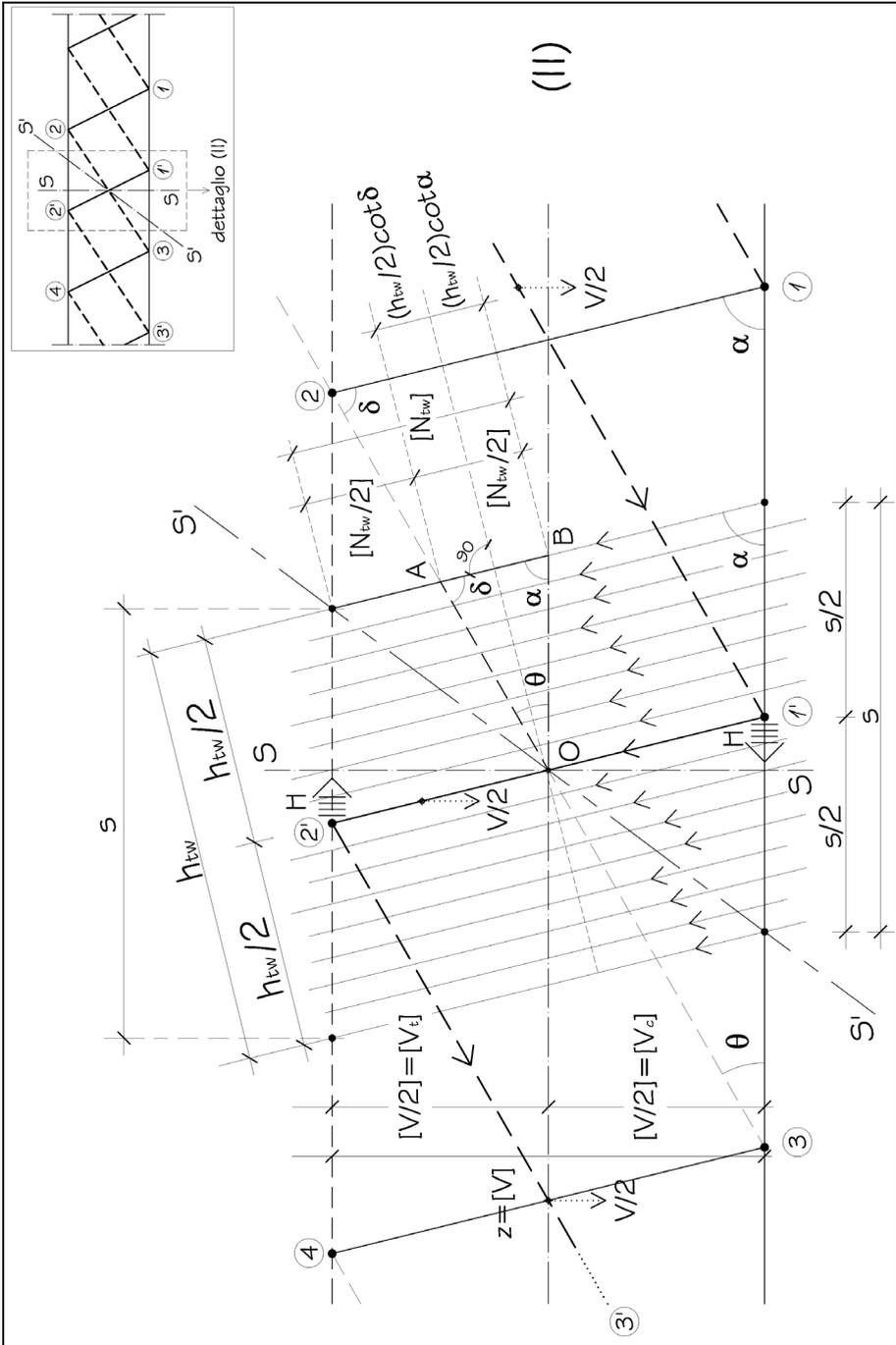


Fig. 14.34 (II)

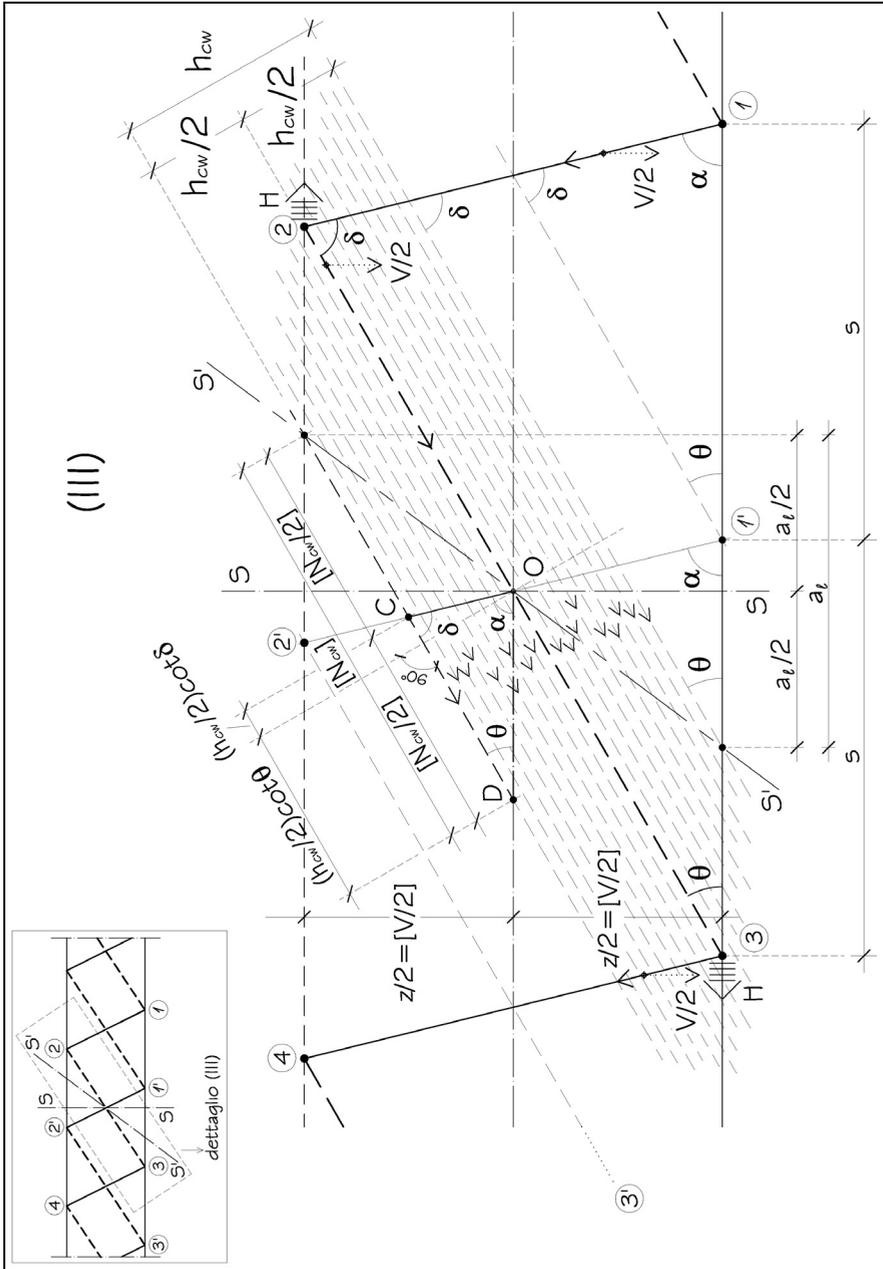


Fig. 14.34 (III)

(Il punto 14.2.144 è riportato a pag. 141)

(14.2.144)¹⁸²

¹⁸² Vedere pag.141.

Si vuole determinare l'area di armatura trasversale minima capace di sostituirsi al calcestruzzo teso, e di assicurare così al taglio totale V^I , (14.2.142), che attraversava la sezione $S'-S'$, secondo il modello STM^I , la possibilità di continuare ad attraversarla dopo la fessurazione, secondo il modello STM^{II} , in modo che, in conclusione, risulti:

$$V = V^I = V^{II} \quad (14.2.147)$$

La *capacità* viene valutata assumendo i valori resistenti ultimi del calcestruzzo teso del modello allo stato I (STM^I), e delle armature nel modello STM^{II} . Resta da stabilire se si debba fare riferimento ai valori caratteristici, oppure a quelli di calcolo. Orbene la scelta fra la adozione di valori caratteristici, oppure di valori di calcolo, dipende dal grado di affidabilità che si intende attribuire alla regola mirata ad assicurare la suddetta *capacità*. Infatti, tenuto conto che il valore del coefficiente parziale di sicurezza dell'acciaio è minore di quello del coefficiente parziale del calcestruzzo si può riconoscere che l'adozione dei valori caratteristici è più affidabile di quello riferito a valori di calcolo, quando la eventuale sopravvalutazione della resistenza del calcestruzzo è favorevole al perseguimento dell'obiettivo prestazionale al quale mira la prescrizione. È proprio il caso del dimensionamento del minimo di armatura che si vuole sia capace di sostituirsi al calcestruzzo, anche qualora dovesse riceverne il massimo sforzo prevedibile. In questo caso, dunque, si farà riferimento ai valori *caratteristici* della resistenza a trazione dei due materiali¹⁸³.

(14.2.147a)

Diversamente, quando la prestazione mira ad assicurare che la resistenza del calcestruzzo risulti sempre maggiore di quella dell'armatura, appunto imponendo a quest'ultima un valore massimo, risulta più affidabile assumere i valori resistenti *di calcolo* dei due materiali, che conducono ad un valore minore (e quindi più prudente) dell'armatura massima ammissibile.

Ciò premesso si può convenire che la *capacità* di sopravvivenza della sezione alla prima fessurazione [si veda più avanti (14.2.186)], è assicurata quando il rapporto:

$$\omega_{wt} = V^{II}_k / V^I_k \quad (14.2.148)$$

risulta almeno uguale ad 1,00.

Nella (14.2.148) compaiono i valori resistenti dei tagli (14.2.142) e (14.2.143):

$$V^I_k = V^I_{tk} = \tau^I_{tk}{}^{184} b_w z \quad (14.2.149)$$

$$V^{II}_k = V^{II}_{tk} = \tau^{II}_{tk} b_w z \quad (14.2.150)$$

corrispondenti, per quanto detto in precedenza, ai valori limiti *caratteristici* delle tensioni tangenziali resistenti, *per trazione d'anima*.

Per la ricerca di un massimo relativo dell'armatura [si veda più avanti (14.2.204)] si deve invece fare riferimento ai tagli resistenti del solo modello STM^{II} , sempre per quanto detto in precedenza¹⁸⁵, calcolati con riferimento alle tensioni tangenziali resistenti *di calcolo* del calcestruzzo e dell'armatura:

¹⁸³ Si veda anche (14.1.34), (14.1.35) e (14.2.10).

¹⁸⁴ Per le espressioni delle τ^I_{tk} , τ^{II}_{tk} , τ^{II}_{td} , τ^{II}_{cd} si vedano le (14.2.171)-(14.2.174).

¹⁸⁵ Si veda (14.2.147a).

$$V_{cd}^{II} = \tau_{cd}^{II} b_w z \quad (14.2.151)$$

$$V_{td}^{II} = \tau_{td}^{II} b_w z \quad (14.2.152)$$

I tagli e le tensioni tangenziali resistenti che compaiono nelle (14.2.149) e seguenti sono affette dai pedici t oppure c , a seconda che corrispondano ai valori ultimi delle tensioni normali di trazione oppure di compressione, rispettivamente nelle aste tese oppure compresse dei due modelli STM di fig. 14.34.

Precisamente la τ_{tk}^I , STM^I , corrisponde alla tensione normale di trazione nell'asta diagonale:

$$\sigma_{tw}^I = N_{tw}^I / A_{tw}^I, \quad (14.2.153)$$

quando essa attinge il valore limite:

$$\sigma_{tw}^I = f_{ctw}. \quad (14.2.154)$$

La τ_{tk}^{II} , STM^{II} , corrisponde alla tensione normale di trazione nell'asta diagonale, costituita dall'armatura:

quando essa attinge il valore limite:

$$\sigma_{tw}^{II} = f_{yw}. \quad (14.2.155)$$

$$\sigma_{tw}^{II} = N_{tw}^{II} / A_{tw}^{II}; \quad (14.2.156)$$

La τ_{td}^{II} , STM^{II} , corrisponde alla tensione normale di trazione nell'asta diagonale, (14.2.156), quando essa attinge il valore limite:

$$\sigma_{tw}^{II} = f_{ywd}. \quad (14.2.157)$$

La τ_{cd}^{II} , STM^{II} , corrisponde alla tensione normale di compressione nell'asta diagonale:

$$\sigma_{cw}^{II} = N_{cw}^{II} / A_{cw}^{II}; \quad (14.2.158)$$

quando essa attinge il valore limite:

$$\sigma_{cw}^{II} = f_{cwd}. \quad (14.2.159)$$

Nelle precedenti espressioni il pedice w :

$$f_{..w}. \quad (14.2.160)$$

indica che si tratta di valori resistenti specifici dell'anima della trave (e cioè delle aste diagonali), generalmente diversi dai corrispondenti valori resistenti dei correnti longitudinali di flessione¹⁸⁶.

Nella fig. 14.34 (II) e (III) sono riportati i due flussi di trazione e di compressione, di un generico STM , che attraversano la sezione obliqua $S'-S'$. Essi possono essere assunti a rappresentare indifferentemente STM^I oppure STM^{II} .

La citata figura mostra le sezioni resistenti¹⁸⁷:

$$A_{tw}^I = b_w h_{tw}^I \quad (14.2.161)$$

$$A_{tw}^{II} = A_{sw} = \rho_w b_w h_{tw}^{II} \quad (14.2.162)$$

$$A_{cw}^{II} = b_w h_{cw}^{II} \quad (14.2.163)$$

$$(14.2.164)-(14.2.165)^{189}$$

¹⁸⁶ Si veda (14.2.13).

¹⁸⁷ Naturalmente b_w non appare perchè ortogonale al piano del foglio.

¹⁸⁸ $\rho_w = A_{sw} / (b_w s \text{ sen} \alpha)$. (14.2.164)

$h_{tw} = s \text{ sen} \alpha$. (14.2.165)

La figura mostra come A_{sw} rappresenti la totalità dell'area di armatura trasversale presente nel tratto di lunghezza s , pari al 'passo delle armature.

¹⁸⁹ Vedere in queste note.

Assumendo la scala:

$$z = [V]^{190} \quad (14.2.166)$$

la medesima figura identifica graficamente anche la misura dei vettori obliqui di trazione e di compressione¹⁹¹:

$$[N_{tw}^I] = h_{tw}^I (\cot\alpha^I + \cot\delta^I); \quad (14.2.168)$$

$$[N_{tw}^{II}] = h_{tw}^{II} (\cot\alpha^{II} + \cot\delta^{II}); \quad (14.2.169)$$

$$[N_{cw}^{II}] = h_{cw}^{II} (\cot\theta^{II} + \cot\delta^{II}). \quad (14.2.170)$$

Come si dimostrerà poco più avanti, i valori delle tensioni tangenziali resistenti introdotti nelle (14.2.149), (14.2.150), (14.2.151) e (14.2.152), sono i seguenti:

$$\tau_{tk}^I = f_{ctw} / (\cot\alpha^I + \cot\delta^I). \quad (14.2.171)$$

$$\tau_{tk}^{II} = f_{ywk} \rho_w / (\cot\alpha^{II} + \cot\delta^{II}) \quad (14.2.172)$$

$$\tau_{cd}^{II} = f_{cwd} / (\cot\theta^{II} + \cot\delta^{II}). \quad (14.2.173)$$

$$\tau_{td}^{II} = f_{ywd} \rho_w / (\cot\alpha^{II} + \cot\delta^{II}). \quad (14.2.174)$$

Le (14.2.171), (14.2.172), (14.2.173) e (14.2.174) si ricavano immediatamente osservando la fig. 14.34 ed esplicitando le espressioni¹⁹³:

$$\tau_{tk}^I / \sigma_{twk}^I \quad (14.2.175)$$

$$\tau_{tk}^{II} / \sigma_{twk}^{II} \quad (14.2.176)$$

$$\tau_{cd}^{II} / \sigma_{cwd}^{II} \quad (14.2.177)$$

$$\tau_{td}^{II} / \sigma_{twd}^{II} \quad (14.2.178)$$

Infatti basta esprimere le τ in funzione delle V , mediante le (14.2.149) e seguenti; le corrispondenti σ in funzione delle N_w , mediante la (14.2.153) e seguenti, le N_w in funzione delle $[N_w]$ mediante la (14.2.168) e seguenti, utilizzando la (14.2.167); A_w mediante la (14.2.161) e seguenti, ed, infine, portare le σ che compaiono al denominatore delle (14.2.175) ai valori limiti (14.2.154), (14.2.155), (14.2.157), 13.2.159). Si sviluppa, a titolo di esempio, solo la (14.2.175):

$$\begin{aligned} \tau_{tk}^I / \sigma_{twk}^I &= (V_{tk}^I / b_w z) / (N_{tw}^I / A_{tw}^I) = \\ &= (V_{tk}^I / b_w z) / ([N_{tw}^I] V_{tk}^I / (z A_{tw}^I)) = \\ &= (1 / b_w) / [h_{tw}^I (\cot\alpha^I + \cot\delta^I) / b_w h_{tw}^I] = \\ &= 1 / (\cot\alpha^I + \cot\delta^I). \end{aligned} \quad (14.2.179)$$

La (14.2.148) rappresenta dunque, nella sezione considerata, la percentuale

¹⁹⁰ Si rappresentano fra parentesi le forze la cui misura è data dalla lunghezza del corrispondente segmento di figura. In generale qualunque sia la forza F , e la lunghezza $a = [F]$ del corrispondente segmento, tenuto conto della (14.2.166), si conviene di porre:

$$F = [F] V/z \rightarrow [V] = z. \quad (14.2.167)$$

¹⁹¹ In fig. 14.160, (II), ABO è il triangolo di equilibrio del generico nodo di deviazione (2').

Tenuto conto della scala adottata, (14.2.166), i tre lati del triangolo misurano la metà dei tre vettori concorrenti in (2'):

$$AB = [N_w/2];$$

$$OB = [H/2];$$

$$OA = [N_{cw}/2].$$

Analogamente per il triangolo DCO di fig. 14.160, (III).

¹⁹² Vedere nota 190.

¹⁹³ Nel successivo (14.2.237) dedicato alla concezione generale del progetto dell'armatura trasversale di una trave si mostrerà, da (14.2.253) in poi, la rilevanza, a tal fine, del significato fisico dei rapporti τ/σ espressi dalle (14.2.175) e seguenti.

del taglio totale limite - portato dalla sezione, quando si suppone resistente solo il calcestruzzo, prima della fessurazione (stato I) - che, dopo la fessurazione (stato II), può continuare ad essere portata attraverso la sezione utilizzando le armature trasversali in sostituzione del calcestruzzo teso, che ha ceduto.

Si ribadisce che la ipotesi di base è che i modelli STM^I ed STM^{II} rappresentino il comportamento della trave rispettivamente allo stato I ed allo stato II.¹⁹⁴

Se si assumono i seguenti valori:

$$\alpha^I = 45^\circ; \quad (14.2.180)$$

$$\alpha^{II} = 90^\circ; \quad (14.2.181)$$

$$\delta^I = 90^\circ; \quad (14.2.182)$$

$$f_{ctw} = f_{ctm} \quad (14.2.183)$$

la (14.2.148) può scriversi, tenuto conto delle (14.2.149), (14.2.150) (14.2.171), (14.2.172),:

$$\omega_{wt} = (f_{yw} / f_{ctm}) \rho_w \cot \theta^{II}. \quad (14.2.184)$$

Si è già detto che α^{II} e θ^{II} sono generalmente indicati semplicemente con i simboli α e θ .

5 Area minima e massima dell'armatura trasversale di una trave (14.2.185)

Area minima dell'armatura tesa trasversale (14.2.186)

Si è detto che sono vari, (14.2.5c), (14.2.5d), (14.2.5e), gli obiettivi prestazionali ai quali mira la prescrizione che impone un minimo all'armatura trasversale di una trave.

Si fa ora riferimento al punto (14.2.5c): evitare rotture fragili all'atto della formazione delle prime fessure.

Un requisito prestazionale fondamentale è rappresentato dalla capacità che dovrebbe avere la trave di sopravvivere alla prima fessurazione per cedimento del calcestruzzo teso da taglio. Con riferimento alla fig. 14.34, la trave dovrebbe in altri termini essere in grado di trasformare il suo comportamento da quello caratteristico del modello STM^I a quello del modello STM^{II} , senza che tale trasformazione risulti traumatica.

Sulla scorta di quanto esposto in precedenza, se le effettive risorse di resistenza fossero esclusivamente quelle simulate dai citati modelli, il requisito richiesto potrebbe essere assicurato solo se la percentuale meccanica relativa al calcestruzzo teso, (14.2.184), fosse pari a:

$$\omega_{wt} = 1,00. \quad (14.2.187)$$

Un valore così elevato non è tuttavia generalmente necessario. Esso infatti sarebbe indispensabile, per l'obiettivo prefissato, (14.2.5c), se dopo la formazione delle prime fessure da taglio il comportamento della trave fosse effettivamente quello rappresentato esclusivamente dallo STM^{II} di fig. 14.34. In realtà dopo la fessurazione si attivano anche altri effetti resistenti, non rappresentati dal suddetto modello. Essi concorrono ad assicurare la possibilità di

¹⁹⁴ Si veda anche la nota (14.2.141a).

attraversare la sezione anche al carico V^l , che ha dovuto abbandonare gli itinerari di trazione nel calcestruzzo, che utilizzava secondo il modello STM^l di figura 14.34. Ci si riferisce, precisamente, agli effetti *pettine, spinotto, ingranguaggio o ingranamento degli inerti*, cap.9, 9.2, all'effetto *arco*, cap.9, 9.3 e (14.2.65) del presente capitolo.

Secondo NTC, 4.1.6.1.1, l'armatura minima, costituita da staffe (presumibilmente NTC fa riferimento al caso di $\alpha=90^\circ$), da disporre in una trave deve essere pari a:

$$A_{swmin} * 1000/s = 1,5 b_w; \quad (14.2.188)$$

e cioè (essendo $\text{sen}\alpha=1$):

$$\rho_{w,min} = A_{swmin} / (b_w s) = 0,0015. \quad (14.2.189)$$

Sempre secondo NTC, si devono disporre almeno 3 staffe al metro e comunque ad interasse non maggiore di 0,8 d.

Con i valori convenuti di riferimento, (14.2.13):

$$f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2; f_{ctm} = 2,6 \text{ N/mm}^2; f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2, f_{yk}/f_{ctm} = 173, \quad (14.2.13),$$

assumendo, EC2, 6.2.3, (3):

$$f_{yw} = 0,8 f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2 \quad (14.2.190)$$

e assumendo (EC2, prospetto 3.1, 3.1.3), (14.2.183):

$$f_{ctw} = f_{ctm} = 0,30 f_{ck}^{2/3} = 2,6 \text{ N/mm}^2 \quad (14.2.191)$$

la (14.2.184), che si riferisce a staffe verticali, diventa:

$$\omega_{wtmin} = (360/2,6) * 0,0015 * \cot\theta = 0,208 \cot\theta \quad (14.2.192)$$

Secondo EC2, 9.2.2, (5), in una trave si deve disporre una percentuale geometrica minima di armatura trasversale pari a:

$$\rho_{w,min} = [0,08 (f_{ck})^{1/2}] / f_{yk}. \quad (14.2.193)$$

Sostituendo la (14.2.193) nella (14.2.184), che si riferisce a staffe verticali, tenuto conto della (14.2.190) risulta, sempre secondo EC2:

$$\omega_{wtmin} = 0,213 \cot\theta / (f_{ck})^{1/6} \quad (14.2.194)$$

Assumendo per f_{ck} il valore di riferimento (14.2.13) risulta, infine:

$$\omega_{wtmin} = 0,125 \cot\theta \quad (14.2.195)$$

Si noti che EC8 non prevede una prescrizione diversa da quella di EC2.

Giova fare qualche considerazione in merito ai valori numerici della percentuale minima (14.2.148), il cui valore generalmente viene assunto ben minore di uno.

In primo luogo si osservi che, diversamente dal caso di sollecitazione di taglio, come si è visto, la percentuale meccanica minima, sempre riferita alla resistenza a trazione del calcestruzzo, nel caso della flessione semplice assicura la capacità dell'armatura longitudinale di portare attraverso la sezione il 100% dello sforzo longitudinale di trazione che ha dovuto abbandonare il calcestruzzo teso dopo la fessurazione. Si rivedano le (14.2.11), (14.2.17), (14.2.21).

In secondo luogo si deve osservare che la (14.2.184) mostra come la misura di ω_{wt} dipenda direttamente dalla $\cot\theta$. A parità di armatura, e cioè a parità di ρ_w , la "prestazione" (aliquota del taglio che l'armatura è capace di portare attraverso la sezione dopo il cedimento del calcestruzzo teso) aumenta al crescere di $\cot\theta$.

Secondo EC2, 6.2.3, (2), si raccomanda che l'angolo θ sia limitato nell'intervallo:

$$1 \leq \cot\theta \leq 2,5 \quad (14.2.196)$$

Si rilevi tuttavia che quand'anche il progetto fosse impostato adottando il valore massimo consentito di $\cot\theta$, la percentuale meccanica minima indicata dalle Norme, (14.2.192) e (14.2.195), continuerebbe ad essere sensibilmente minore del 100%, come invece indicherebbe la (14.2.187). Ciò significa che per evitare il rischio di rottura fragile al momento della formazione delle prime fessure da taglio è necessario che gli effetti resistenti a taglio, di cui si è detto in precedenza, possano effettivamente attivarsi in misura adeguata.

In conclusione a rendere adeguata la duttilità del comportamento a taglio all'atto della prima fessurazione concorrono condizioni e provvedimenti sui dettagli costruttivi che esaltino i suddetti effetti:

- verifiche soddisfatte per valori elevati della $\cot\theta$; (14.2.197)
- adeguati valori della ρ_l (effetto spinotto e ingranaggio) (14.2.198)
- altezza h della trave non troppo grande (effetto ingranaggio) (14.2.199)
- passo ridotto delle staffe (effetto spinotto) (14.2.200)
- adeguati valori di β_2 , [(14.2.60), effetto arco] (14.2.201)

$A_{s\text{min}}$ in presenza di una sollecitazione di torsione T (14.2.202)

NTC, 4.1.6.1.1, non contiene alcuna prescrizione inerente un valore diverso da quello precedentemente indicato per il minimo di armatura trasversale, quando, oltre alla sollecitazione di taglio, la trave è soggetta anche a torsione.

Secondo EC2, 9.2.3,(2), le prescrizioni relative alla percentuale minima di armatura trasversale in presenza di sollecitazione di taglio sono generalmente sufficienti anche in presenza di torsione. (14.2.203)

Area massima dell'armatura trasversale (14.2.204)

Si osservi ancora la fig.14.34.

Con riferimento alle (14.2.152) e (14.2.151), si definisce la percentuale meccanica di armatura trasversale riferita alla resistenza delle bielle diagonali compresse di calcestruzzo¹⁹⁵ è definita dal rapporto:

$$\omega_{wc} = V_{td}^{II} / V_{cd}^{II} \quad (14.2.205)$$

V_{td}^{II} e V_{cd}^{II} rappresentano i valori di calcolo dei tagli resistenti rispettivamente per trazione e per compressione, e cioè corrispondenti ai valori limiti di calcolo delle tensioni normali di trazione dell'armatura, (14.2.157) e di compressione nel calcestruzzo, (14.2.159)¹⁹⁶.

¹⁹⁵ Si veda (14.1.42).

¹⁹⁶ Con riguardo alla adozione dei valori resistenti di calcolo (e non caratteristici) si veda quanto detto in (14.2.147a).

Sostituendo le richiamate (14.2.152) e (14.2.151) risulta:

$$\omega_{wc} = \tau''_{td} / \tau''_{cd}. \quad (14.2.206)$$

Fissare un valore limite massimo alla percentuale meccanica di armatura

$$\omega_{wc} : \quad \omega_{wc} \leq 1,00 \quad (14.2.207)$$

può concorrere ad assicurare una sorta di *gerarchia locale* delle resistenze. Attraverso tale gerarchia si intende garantire ai flussi di compressione la capacità di resistere ai vettori necessari per trasportarvi carichi di intensità non minore dei valori limiti trasportabili da parte delle barre che attraversano la medesima sezione. Si tratta di una dotazione di duttilità, mirata cioè ad evitare che, per qualsiasi ragione, la rottura avvenga bruscamente, per cedimento del calcestruzzo compresso prima ancora che l'armatura si sia snervata.

Giova inoltre precisare che la supposta identità dei carichi trasportati dal calcestruzzo compresso e dalle barre tese è caratteristica di itinerari [trazione-compressione in serie: fig. 14.35] lungo i quali un medesimo carico, deviando in corrispondenza di un nodo, passa da un tratto compresso (nel calcestruzzo) ad uno teso (nell'armatura): è il tipico percorso del taglio nell'anima di una trave. Per quanto già detto, i valori resistenti delle tensioni tangenziali vanno calcolati con riferimento ai valori resistenti *di calcolo* dell'armatura tesa e del calcestruzzo compresso.

Sostituendo, pertanto, nella (14.2.206) le (14.2.174) e (14.2.173) si ottiene:

$$\omega_{wc} = (f_{ywd} / f_{cwd}) \rho_w [(cot\theta'' + cot\delta'') / (cot\alpha'' + cot\delta'')]. \quad (14.2.208)$$

Fissato il valore:

$$cot\theta'' = 1 \quad (14.2.209)$$

risulta quanto segue.

Nelle due differenti ipotesi di staffe verticali, oppure di barre rialzate a 45°:

$$\alpha = 90^\circ, (\delta = 45^\circ) \quad (14.2.210)$$

$$\alpha = 45^\circ, (\delta = 90^\circ) \quad (14.2.211)$$

sempre tenuto conto della (14.2.209) la (14.2.208) diventa, rispettivamente:

$$\omega_{wc, \alpha=90^\circ} = 2(f_{ywd} / f_{cwd}) \rho_w \quad (14.2.212)$$

$$\omega_{wc, \alpha=45^\circ} = (f_{ywd} / f_{cwd}) \rho_w \quad (14.2.213)$$

Per cui la (14.2.207) è soddisfatta se risulta, rispettivamente:

$$\rho_w, \alpha=90^\circ \leq (1/2) f_{cwd} / f_{ywd} \quad (14.2.214)$$

$$\rho_w, \alpha=45^\circ \leq f_{cwd} / f_{ywd} \quad (14.2.215)$$

Secondo EC2, 6.12, la massima percentuale geometrica di armatura a taglio efficace, nelle ipotesi (14.2.209) e (14.2.210), è pari a:

$$\rho_w, \alpha=90^\circ = A_{sw, max} / (b_w s) \leq [(1/2) f_{cd} / f_{ywd}] \alpha_{cw} v_1. \quad (14.2.216)$$

La (14.2.216), se si pone [si vedano anche le (14.2.13)]:

$$f_{cwd} = v_1 f_{cd}; \quad (14.2.217)$$

$$\alpha_{cw} = 1 \quad (14.2.218)$$

si può anche scrivere:

$$\rho_w, \alpha=90^\circ \leq (1/2) f_{cwd} / f_{ywd} \quad (14.2.219)$$

che, come si può notare, coincide con la (14.2.214).

Sempre secondo EC2, 6.15, la massima percentuale geometrica di armatura a taglio efficace, nelle altre ipotesi, (14.2.209) e (14.2.211), assumendo ancora una volta la (14.2.217) è pari a:

$$\rho_{w,\alpha=45^\circ} = A_{sw,max} / (b_w s \sin \alpha) \leq f_{cw} / f_{ywd} . \quad (14.2.220)$$

La (14.2.220) coincide con la (14.2.215).

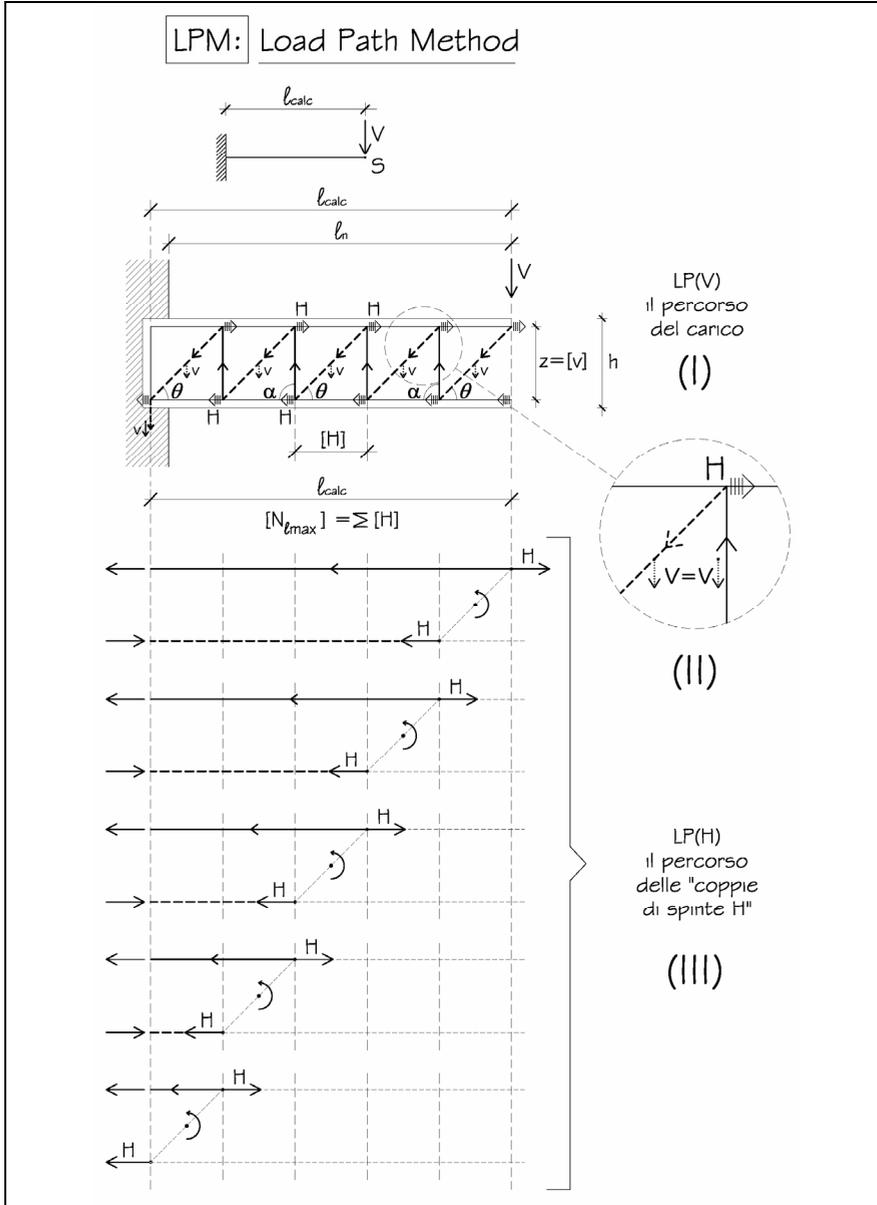


Fig. 14.35

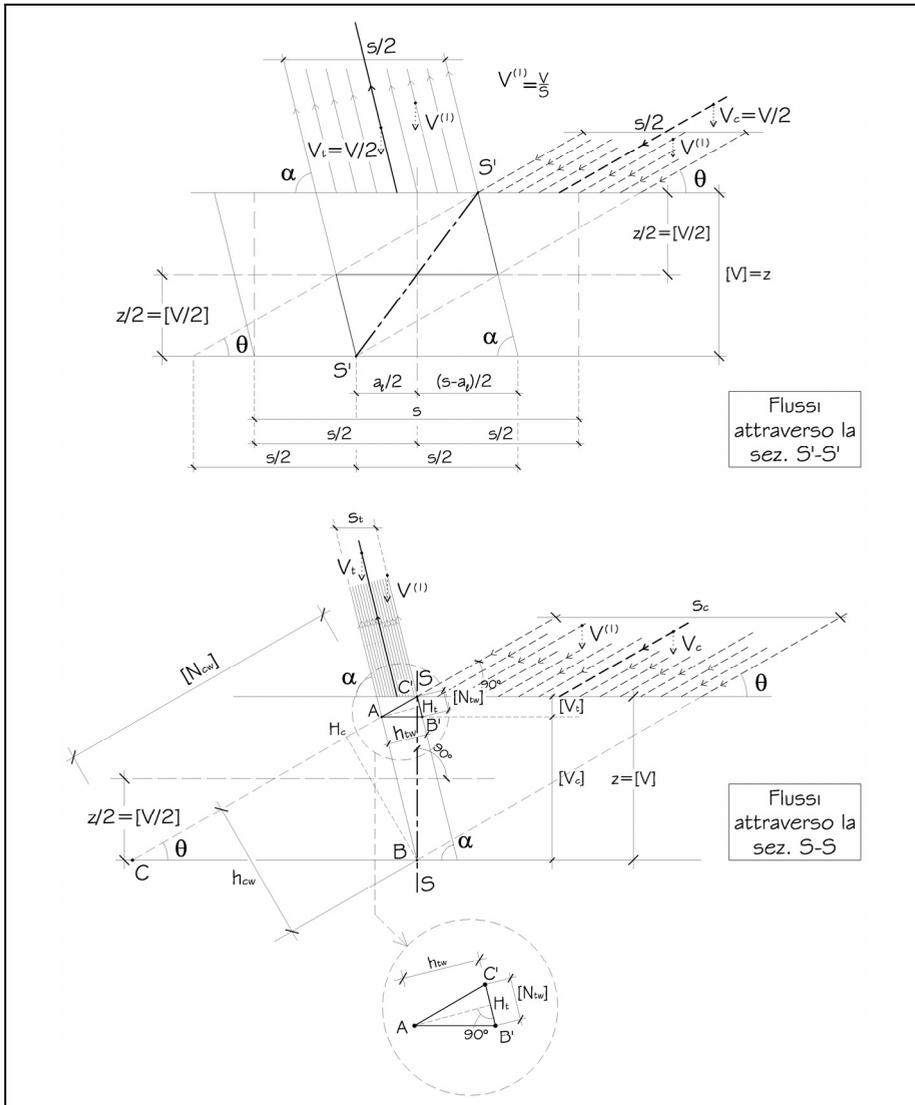


Fig. 14.36

Se, a titolo di esempio, si adottano i soliti valori di riferimento (14.2.13), le (14.2.214) e (14.2.215) diventano:

$$\rho_w, \alpha=90^\circ \leq (1/2) f_{c wd} / f_{y wd} = (1/2) / 34,8 = 1,74 \%, \quad (14.2.214),$$

$$\rho_w, \alpha=45^\circ \leq f_{c wd} / f_{y wd} = 2,9 \%, \quad (14.2.215).$$

Si può notare che si tratta di percentuali molto elevate.

6 Disposizione nella sezione dell'armatura trasversale di una trave

(14.2.221)

Tipi e forma delle armature trasversali

(14.2.222)

Nella successiva sezione (14.2.237), dedicata alla concezione del progetto, si analizzeranno criteri e regole ai quali ispirare la scelta fra staffe e barre rialzate.

Dalla funzione alla forma delle staffe

(14.2.223)

Si veda (14.2.226). La funzione delle staffe, come quella di qualsiasi tipo di armatura trasversale, è - in termini generali - quella di contribuire a dotare la trave di un comportamento conforme a quello simulato con il modello *STM* adottato, *costruito* e dimensionato nel rispetto delle prescrizioni inerenti i dettagli costruttivi, e del quale si sia riscontrato per via numerica la capacità di assicurare il raggiungimento dei livelli prestazionali attesi. Diverse sono le condizioni particolari che devono essere rispettate perchè questa funzione generale possa effettivamente essere soddisfatta.

Ancoraggio delle estremità dei bracci di staffa ai correnti longitudinali, teso e compresso.

(14.2.224)

La fig. 14.37 mostra un dettaglio del generico nodo sul corrente inferiore teso di una trave. Il modello *STM* è disegnato utilizzando il *LPM*. Si confronti il dettaglio corretto, fig. 14.37 (II), con un dettaglio non corretto, fig. 14.37 (III), in modo da mettere in evidenza la rilevanza della regola. Il carico V , percorrendo il tratto $S \rightarrow O \rightarrow S'$, nel nodo O deve deviare per risalire lungo la staffa. Per deviare il vettore che trasporta il carico deve imprimere la spinta orizzontale H , che retrocede lungo la barra, da O verso D , sollecitandola a trazione (è il modello che simula l'incremento di trazione longitudinale nella flessione, per effetto del taglio). Nel contempo il carico, per uscire dalla barra con un percorso di compressione, scende da O verso A e poi verso B . Se in B trova il braccio orizzontale della staffa (meglio: l'angolo della staffa) vi entra e risale verso C , sollecitando a trazione i bracci verticali della staffa: fig. 14.37 (II). Se, al contrario, come mostra il dettaglio di fig. 14.37 (III), la barra è disposta erroneamente al di sotto del braccio di staffa, i percorsi $B \rightarrow B'$ di risalita, necessari perchè il carico possa raggiungere la staffa ed entrarvi, devono inevitabilmente svolgersi all'interno del calcestruzzo: con conseguente rischio di rottura, (III'), ed espulsione, (III''), della barra longitudinale tesa.

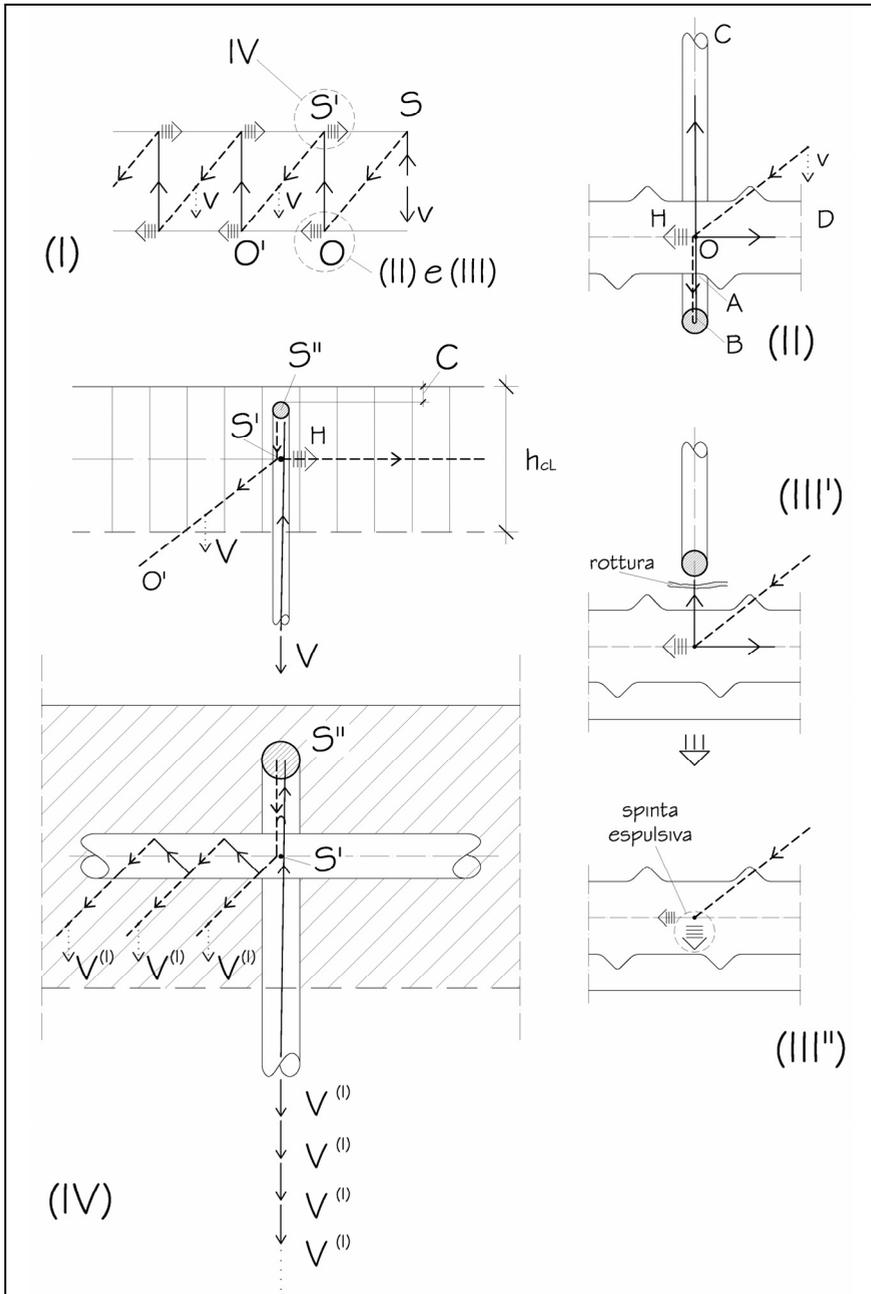


Fig. 14.37

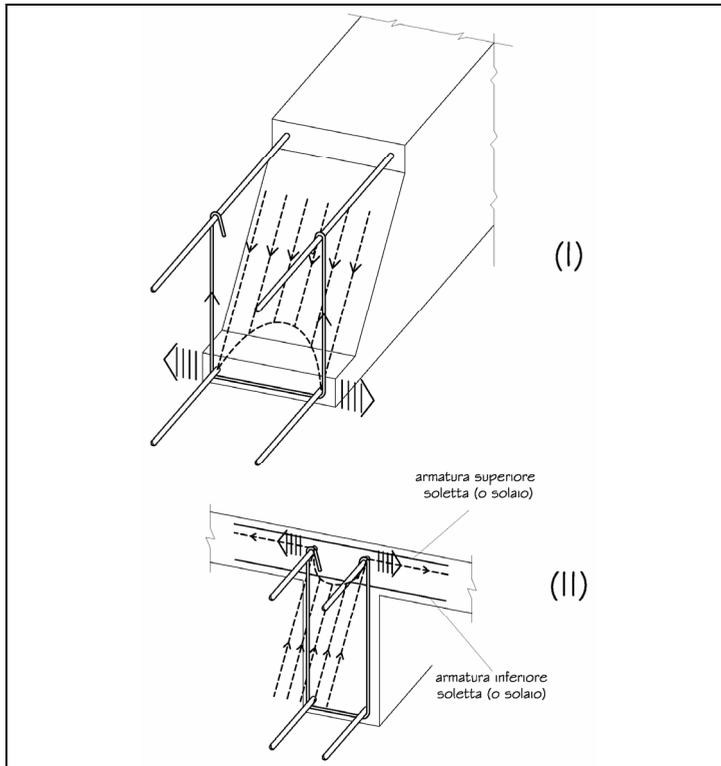


Fig. 14.38

Il dettaglio (IV) della citata figura si riferisce alla analoga deviazione del percorso del carico in corrispondenza del nodo S' , nel corrente compresso superiore di calcestruzzo. Il modello configura il caso in cui in S'' sia “concentrato” l’ancoraggio del braccio di staffa, e cioè, secondo il linguaggio *LPM*, in cui avviene la *inversione* del percorso verticale. Il carico ridiscende da S'' ad S' utilizzando il calcestruzzo per compressione, devia in S' , imprimendo a tal fine la spinta orizzontale H . Quest’ultima muove avanzando per compressione ed utilizza a tal fine il corrente compresso di calcestruzzo, di altezza:

$$h_{cL} \quad (14.2.225)$$

Nel contempo il carico scende lungo la biella diagonale compressa di calcestruzzo ($S' \rightarrow O'$), dirigendosi verso il corrente inferiore, ed avvicinandosi così al vincolo.

Perchè il suddetto modello di comportamento possa effettivamente attivarsi è necessario, dunque che:

- l’altezza h_{cL} sia adeguata perchè il corrente compresso di calcestruzzo risulti effettivamente capace di portare le spinte H ;

- la distanza fra i due nodi S'' ed S' sia adeguata, per evitare che il funzionamento del nodo di deviazione ($C-C-C$: tre aste compresse di calcestruzzo concorrenti) sia turbato da effetti locali dell'ancoraggio, in S'' ¹⁹⁷.

In conclusione risulta indispensabile curare adeguatamente l'ancoraggio dei bracci verticali di staffa nel corrente compresso. Poiché l'altezza h_{cL} disponibile si riduce talvolta a pochi centimetri¹⁹⁸, è di conseguenza necessario a tal fine:

- dotare l'estremità dei bracci verticali di staffa di gancio o piega, che porti appunto il nodo S'' più in alto possibile (e quindi evitare ancoraggi in rettilineo)¹⁹⁹;
- disporre le barre longitudinali superiori all'interno della piega o del gancio.

A proposito di quest'ultimo accorgimento, come mostra il dettaglio (V) della citata figura, nel tratto di discesa da S'' il carico entra nella barra compressa e la percorre come una sorta di trave di fondazione, che pertanto ripartisce i flussi diagonali uscenti, con evidente giovamento per il calcestruzzo.

Si noti che accorgimenti, come questo illustrato, che giovino alla diffusione dei percorsi diagonali, comportano vari vantaggi, fra i quali quello di ridurre la traslazione orizzontale dello sforzo longitudinale di trazione: si veda anche (14.2.274) e (14.2.116).

Secondo EC2, 9.2.2, (2), "l'armatura a taglio può essere costituita da una combinazione di:

- staffe che racchiudono le armature longitudinali tese e l'armatura compressa (14.2.226)
- barre rialzate; (14.2.227)
- gabbie, graticci ecc. messi in opera senza contenere le armature longitudinali, ma adeguatamente ancorati in zona tesa e in zona compressa." (14.2.228)

Secondo EC2, 9.2.3,(4), si raccomanda che le barre longitudinali siano disposte in modo tale che vi sia almeno una barra per angolo [...] (14.2.229)

La fig. 14.13 mostra possibili forme di ancoraggio delle estremità delle staffe.

Braccio orizzontale di staffa in zona tesa (staffa chiusa in zona tesa) (14.2.230)

Un modello semplificato del flusso diagonale di compressione è quello di fig.14.38. Il flusso, che parte dal corrente compresso (superiore in figura) tende a rimanere diffuso nel tratto di discesa entro l'anima della trave, per risparmiare energia di deformazione. Esso tuttavia è costretto a concentrarsi sulle barre longitudinali, alle quali sole può trasmettere le spinte orizzontali

¹⁹⁷ Si veda il par. 14.1.3, ed in particolare dopo (14.1.29c), e (14.3.10).

¹⁹⁸ Particolarmente nelle regioni di ancoraggio alla soletta di sezioni a T , tanto più se lo spessore è molto ridotto, come in taluni tipi di elementi prefabbricati.

¹⁹⁹ Si veda (14.1.33b) e la fig. 14.13.

longitudinali di trazione. È, come si è detto in precedenza, (14.2.224), il modello *LPM* del comportamento di una trave a flessione.

La suddetta concentrazione avviene mediante la formazione di una sorta di arco trasversale. Vengono così impresse dall'arco spinte orizzontali centrifughe trasversali, che è pertanto necessario equilibrare con un braccio di staffa.

La citata fig. 14.38 mostra come il braccio orizzontale di staffa debba generalmente essere disposto al lembo della sezione della trave dove le spinte orizzontali *H* non hanno altra possibilità di trovare equilibrio, oltre quella di impegnare a trazione il calcestruzzo. Il particolare (*II*), pertanto, mostra come la presenza di un impalcato, offrendo alle spinte itinerari di compressione, renda possibile l'impiego di staffe aperte. Del resto, come mostra la figura, in questi casi l'armatura superiore della soletta (o del solaio) finisce con l'assicurare anche la chiusura della staffa²⁰⁰. Mentre l'armatura inferiore della soletta favorisce l'ancoraggio delle estremità dei bracci verticali.

Forma delle staffe

(14.2.231)

Si veda la fig. 14.39

Da quanto detto in precedenza, purché ne sussistano le condizioni (presenza di una soletta o di un solaio) possono adottarsi anche staffe "aperte".

L'ancoraggio, alla estremità superiore, è preferibile che sia realizzato mediante ganci piegati verso l'interno della trave, in figura (*a*) e (*b*). Ganci verso l'esterno richiedono l'armatura inferiore di fig. 14.38 (*II*), che attraversi la staffa da parte a parte. La staffa può in tal caso, nonostante sia aperta, contribuire alla resistenza alle sollecitazioni di torsione, (*c*) e (*d*). La utilizzazione di staffe chiuse, (*e*)²⁰¹, non è in generale necessaria quando i diametri delle barre longitudinali non sono particolarmente grandi²⁰², e quando la trave è attraversata dalle barre a momento negativo della soletta, (*f*), come si è detto in precedenza. Le staffe chiuse mediante sovrapposizione dei due bracci orizzontali sono particolarmente indicate nei casi in cui la soletta trasversale è "incastata" nella trave, e le trasmette di conseguenza un carico torcente, (*g*) ed (*h*) nella citata fig. 14.39. I ganci all'estremità superiore di travi la cui sezione trasversale è a *T* sono generalmente indispensabili, in considerazione del fatto che l'altezza del corrente compresso è spesso molto ridotta: si veda (14.2.224). Negli elementi ad anima sottile possono essere utilizzate staffe ad un solo braccio verticale, del tipo (*i*), (14.2.228), preferibili rispetto alle staffe a "serpentina", (*k*)²⁰³. Per facilitare il montaggio in opera delle barre longitudinali si utilizzano spesso, nelle travi a grande altezza d'anima, le chiusure con *cappelli* di staffa (*m*). Secondo [4] questa forma di staffa è consentito solo

²⁰⁰ Si veda la fig. 14.165, (*c*).

²⁰¹ Secondo *MC'90*, [4], il tipo (*e*) è consentito solo con giunzione in zona compressa.

²⁰² $\leq 14mm$.

²⁰³ È una soluzione da evitare o comunque da adottare solo quando è accertata l'assenza di sollecitazione di torsione, anche di torsione "secondaria" eventualmente indotta da disposizione dissimmetrica delle armature longitudinali diritte o rialzate: si veda (14.2.303).

in zona compressa. In questi casi è sempre preferibile piuttosto rinunciare a ganci rivolti versol'interno, che possono rappresentare un serio intralcio alle operazioni di montaggio, e rivolgere i ganci verso l'esterno, o ancorare nell'anima l'armatura della soletta trasversale, (n). La chiusura delle staffe con cappello superiore è corretta solo in zona compressa, e quando gli spigoli superiori della sezione non sono esterni, ma giacciono all'interno della soletta trasversale, (p), (q). -Si veda anche [4].

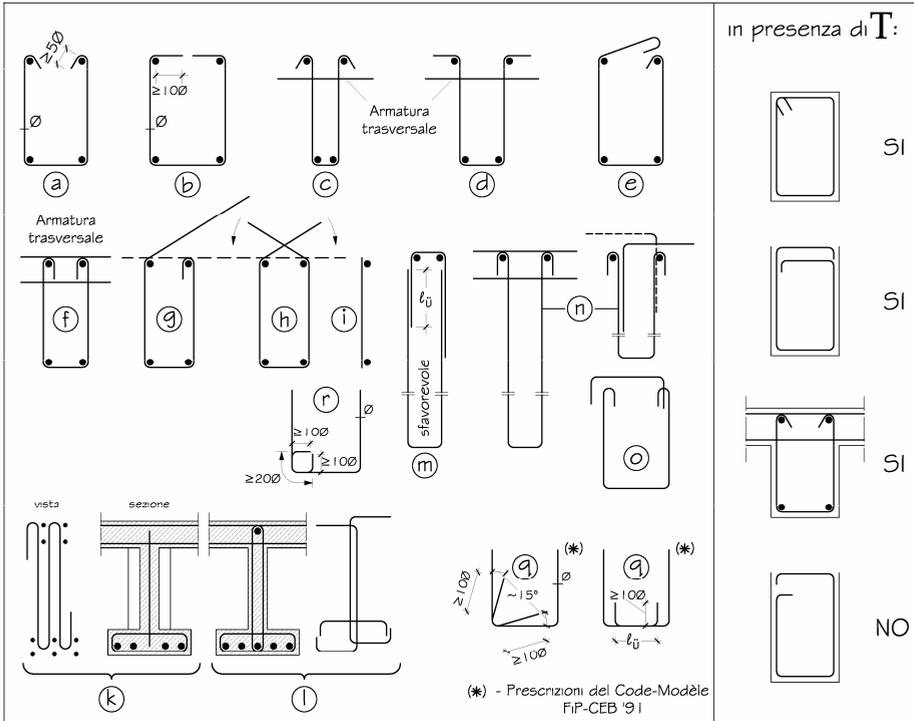


Fig. 14.39

Secondo EC2, 9.2.2, (3), sono ammesse giunzioni per sovrapposizione di bracci vicini alla faccia esterna dell'anima a condizione che la staffa non sia necessaria per assorbire la torsione. Secondo EC2, 9.2.3, (1), "si raccomanda che le staffe per la torsione siano chiuse e ancorate per sovrapposizione o per mezzo di uncini all'estremità, e formare un angolo di 90° gradi con l'asse longitudinale".

Passo trasversale dei bracci di staffa (14.2.232)

Anche per il caso del passo trasversale delle staffe:

s_{st} (14.2.233)
valgono i principi ispiratori delle regole relative al passo longitudinale, alle quali pertanto si rimanda. Precisamente vanno distinte le prescrizioni “relative” alle caratteristiche geometriche della sezione trasversale, dalle prescrizioni “assolute”.

Il limite al valore massimo del rapporto:

$\pi_{stz} = s_{st}/z$, (14.2.234)
deve essere posto per ragioni analoghe a quelle per le quali si pone un limite al rapporto π_{slz} , (14.2.279).

La figura 14.40 mostra due condizioni significative: la introduzione del carico proveniente lateralmente, dalla struttura portata dalla trave (come ad esempio un solaio), fig. (I), e la diffusione nella sezione del carico direttamente applicato dall’alto, fig. (II). Si riconosce che la prima delle due condizioni è simile a quella tipica del comportamento longitudinale, al quale si rimanda.

Si deve precisare che la capacità della trave di farsi percorrere in senso trasversale dai carichi provenienti dal solaio è fondamentale ai fini del funzionamento longitudinale. Infatti perchè non si determinino sperequazioni fra le barre longitudinali, è necessario che i carichi si distribuiscano su tutta la sezione, utilizzando una sorta di traliccio trasversale. I bracci di staffa hanno dunque una funzione a tal fine decisiva, ed il limite imposto a π_{stz} serve a porre un limite alla $\cot\theta$ in senso trasversale.

EC2 raccomanda, 6.2.2,(8):

$s_{stmax} = 0,75d$. (14.2.235)

Non a caso si tratta del medesimo limite imposto al passo longitudinale, una volta assunto $\alpha=90^\circ$.

EC2 pone anche un limite assoluto:

$s_t \leq 600$ mm, (14.2.236)

che, evidentemente, diventa condizionante solo nei casi di travi di grande spessore.

7 Concezione generale del progetto dell'armatura trasversale di una trave

(14.2.237)

La scelta fra staffe e barre piegate (14.2.238)

Il percorso del carico, V, all’interno di una trave in calcestruzzo armato può essere predisposto in sede di progetto in vari modi, pur nel rispetto delle prescrizioni mirate ad assicurare che le scelte siano conformi agli obiettivi prestazionali ed ai requisiti di base prestabiliti.

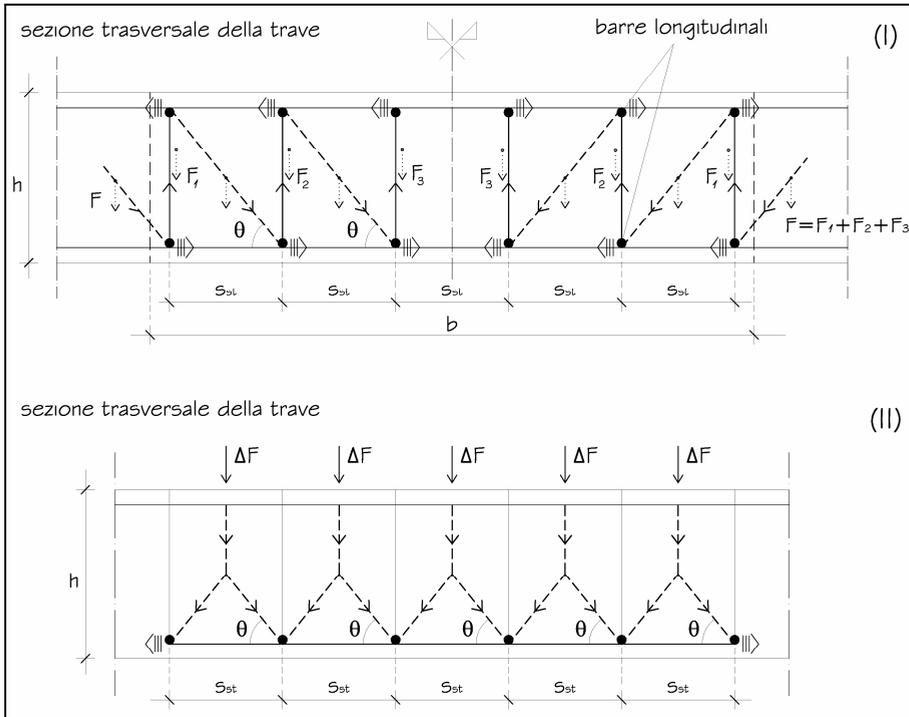


Fig. 14.40

Le prescrizioni inerenti la “organizzazione” dell’armatura sono mirate anche a porre dei limiti entro i quali il progettista può effettuare “liberamente” le sue scelte di “tracciato” dei percorsi, senza che questa “libertà” comporti un inaccettabile sacrificio di affidabilità.

Il progetto dell’organizzazione degli elementi che concorrono a formare l’organismo strutturale nel suo insieme consiste nel definire in direzione longitudinale, fig. 14.41:

- la geometria dei percorsi che utilizzano le staffe, *disponibili* (α_s ; θ_{sdisp}^{204}); (14.2.239)
- la geometria dei percorsi che utilizzano le staffe, che si prevede di assumere a base di calcolo e di verifica (θ_{scal}); (14.2.240)
- la geometria dei percorsi che utilizzano le barre rialzate, *disponibili* (α_b ; θ_{bdisp}^{205}); (14.2.241)

²⁰⁴ Si vedano le figg. 14.15, (II), (a), e 14.167.

²⁰⁵ Si veda la fig. 14.167.

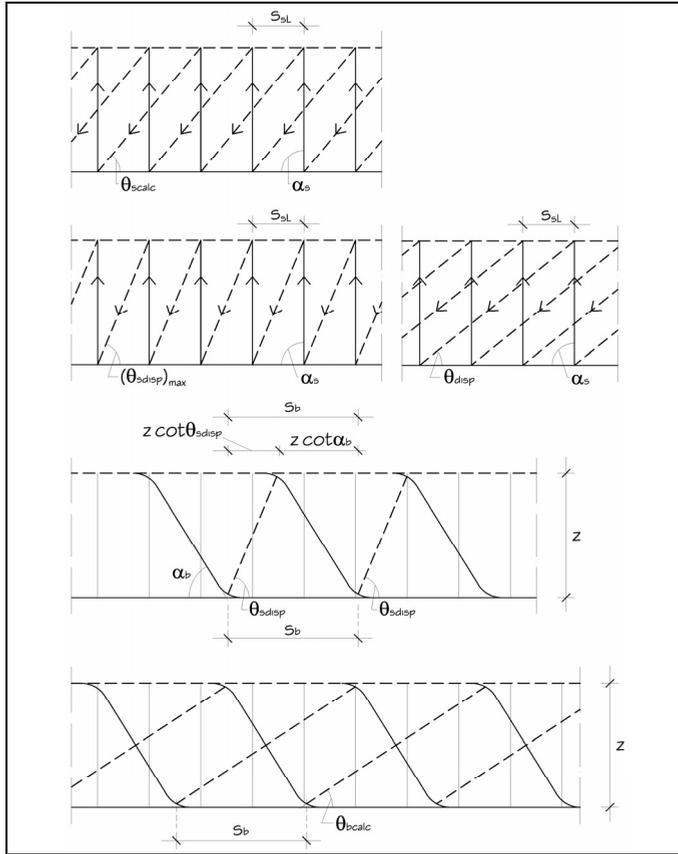


Fig. 14.41

- la geometria dei percorsi che utilizzano le barre rialzate, che si prevede di assumere a base di calcolo e di verifica (θ_{bcalc}); (14.2.242)
- l'entità della ripartizione del carico totale (V) fra i due tipi di itinerari, entro le staffe (V_s) ed entro le barre piegate (V_b):

$$\beta_s = V_s / V. \quad (14.2.243)$$

Prima di valutare quest'ultimo aspetto della progettazione, è necessario fare qualche considerazione di carattere generale mettendo a confronto la efficacia e l'affidabilità di questi due tipi di armatura. Va premesso che la differenza di comportamento non consiste nella inclinazione dei percorsi di trazione (α), che peraltro potrebbe assumersi per le staffe uguale a quella delle barre rialzate. Deriva invece dalla loro diversa conformazione e dal diverso diametro delle barre.

Le staffe - quelle che potremmo definire di tipo "classico" - sono generalmente conformate in modo da recingere la sezione, e contenere al loro interno tutte le barre di armatura. Sebbene siano consentite dalle norme tipologie dif-

ferenti, tuttavia le considerazioni che vengono sviluppate qui di seguito presuppongono l'impiego di staffe di tipo classico. Si veda in proposito (14.2.226).

Diversamente dalle staffe, le barre rialzate hanno una conformazione sagomata nel piano verticale longitudinale.

Anche in conseguenza di tale diversa disposizione all'interno della trave, la scelta del diametro delle staffe non è condizionata da quella delle barre longitudinali, come invece spesso accade alle barre rialzate. Queste infatti costituiscono il naturale prolungamento dell'armatura longitudinale di flessione²⁰⁶. Il diametro delle staffe può dunque essere molto minore di quello delle barre rialzate, come le regole specifiche di *detailing* del resto impongono.

Sono numerosi gli aspetti che inducono ad affermare che, a parità di capacità portante teorica, una trave ha un comportamento allo *SLU* ed allo *SLE* migliore, se è dotata di armatura trasversale costituita da staffe, piuttosto che da barre rialzate.

- La possibilità di adottare diametri ridotti porta ad una disposizione “diffusa” delle staffe [passo ridotto, e modulabile nelle diverse regioni in funzione della domanda di duttilità: fig.14.15 (II), (a)], con i conseguenti effetti favorevoli. (14.2.244)
- La possibilità di armonizzare il loro passo con il diametro delle barre longitudinali (14.2.272) rende le staffe molto efficaci ai fini della realizzazione di un buon confinamento delle regioni di calcestruzzo, a rischio di rottura per punte di tensione di compressione. (14.2.245)
- La presenza del braccio orizzontale trasversale in zona tesa, (14.2.230) purché continuo e (senza giunzioni) con i bracci verticali, assicura l'equilibramento delle spinte trasversali derivanti dalla deviazione delle bielle compresse diagonali di calcestruzzo, che tendono a convergere verso le barre longitudinali²⁰⁷. (14.2.246)
- Non disponendo di tale braccio orizzontale di chiusura in zona tesa, le barre piegate sono esposte al rischio di espulsione laterale (14.2.221), tanto più in quanto le spinte trasversali possono avere intensità rilevante, data la rilevanza dei carichi in gioco (per i grandi diametri generalmente utilizzati) rispetto a quelli propri dei percorsi entro le staffe (di piccolo diametro). (14.2.247)
- Lungo gli itinerari che utilizzano barre piegate è più elevato il rischio di “rifollamento” (o “fenditura”) del calcestruzzo, fig.14.42, a causa della concentrazione delle bielle compresse di calcestruzzo sui nodi di piegatura²⁰⁸. Si vedrà che, invece, quando si utilizzano le staffe, armonizzando il passo con il diametro delle barre longitudinali, è possibile ottenere la diffusione dei percorsi diagonali di compressione, che possono

²⁰⁶ Si vedano le barre in poss. 3/4, 5/6, 7/8 ecc. in fig.14.17.

²⁰⁷ Si veda la fig. 14.164, (I).

²⁰⁸ Si veda la fig. 14.5 e (14.1.8).

infatti appoggiarsi sulle barre longitudinali, utilizzate come vere e proprie travi “sospese” ai bracci verticali di staffa²⁰⁹.

(14.2.248)

In fig.14.43 si mostra [10] che, se si assume la riduzione delle ampiezza di fessurazione a misura della qualità del comportamento allo *SLE*, la “classifica” è la seguente:

1. sole staffe, $\alpha=45^\circ$;
2. sole staffe, $\alpha=90^\circ$;
3. sole barre rialzate, $\alpha=45^\circ$;
4. sole barre longitudinali.

Tenuto conto della espressione:

$$\rho_w = A_{sw}/(b_w s \sin \alpha), (14.2.164),$$

e della:

$$\tau_{td} = f_{ywd} \rho_w / (\cot \alpha + \cot \delta), (14.2.174),$$

indicata con ϖ la percentuale volumetrica di armatura trasversale, risulta:

$$\varpi_w = (A_{sw} z / \sin \alpha) / (b_w s z) = \rho_w. (14.2.249)$$

Il “rendimento teorico” allo *SLU* di un’armatura trasversale può essere misurato dal rapporto fra la tensione tangenziale limite ultima e la percentuale volumetrica corrispondenti a quell’armatura:

$$\tau^{(1)}_{td} = \tau_{td} / \varpi_w = f_{ywd} / (\cot \alpha + \cot \delta). (14.2.250)$$

Posto sempre, (14.2.209):

$$\cot \theta = 1 \rightarrow \theta = 45^\circ, (14.2.209),$$

in entrambi i casi limite, (14.2.210) e (14.2.211):

$$\alpha = 90^\circ, (\delta = 45^\circ), (14.2.210),$$

$$\alpha = 45^\circ, (\delta = 90^\circ), (14.2.211),$$

il rendimento $\tau^{(1)}_{td}$ assume lo stesso valore, pari a:

$$\tau^{(1)}_{td} = \tau_{td} / \varpi_w = f_{ywd}. (14.2.251)$$

²⁰⁹ Si veda la fig. 14.163, (II).

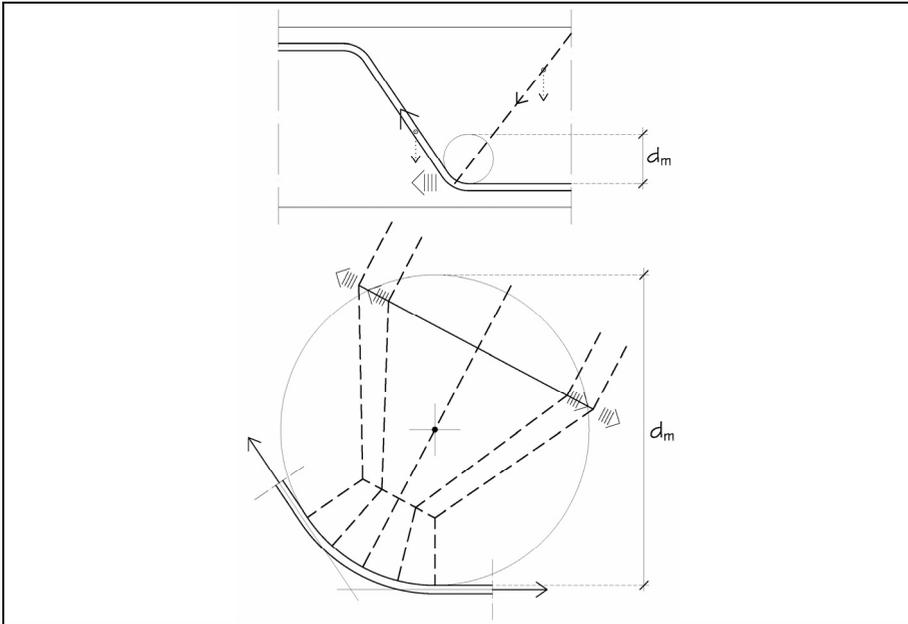


Fig. 14.42

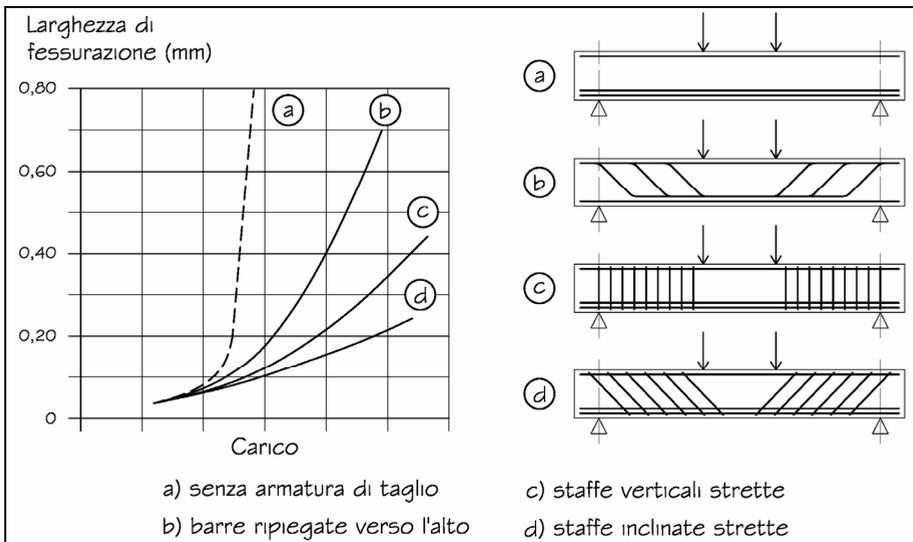


Fig. 14.43

Il corrispondente peso dell'armatura costituita da staffe è tuttavia maggiore, in considerazione dei rami orizzontali di chiusura delle staffe medesime, che rappresentano una quantità in più rispetto a quella di barre rialzate di pari rendimento²¹⁰.

Va inoltre considerato che un'ulteriore ragione che potrebbe indurre a preferire (se si ponesse a base del progetto esclusivamente l'obiettivo di economizzare in peso di armatura) le barre rialzate è rappresentata dalla circostanza che esse possono ottenersi come naturale prolungamento delle barre necessarie per flessione. E poi, ancora, le barre piegate sono generalmente di diametro maggiore, per cui si riduce, a parità di rendimento, la incidenza della lavorazione per sagomare l'armatura, rispetto a quella necessaria per le staffe²¹¹. Così come, sempre a parità di rendimento, il prezzo unitario di mercato della fornitura delle barre da utilizzare per formare le staffe, a causa del loro minore diametro, è generalmente maggiore di quello delle barre per sagomati di campata.

Tenuto conto, dunque, del fatto che un'armatura costituita da staffe, a parità di rendimento teorico (14.2.251), potrebbe sembrare più costosa²¹², in sede di progetto, indotti dalla convinzione mal riposta di conseguire economie di costo di costruzione, si potrebbe preferire l'impiego di barre piegate in misura incompatibile con l'esigenza di poter contare sui diversi contributi che solo le staffe offrono al miglioramento del comportamento della trave allo *SLU* ed allo *SLE* [si veda quanto detto in precedenza, da (14.2.244) a (14.2.248)]. Tanto più in quanto i modelli di calcolo e di verifica normalmente utilizzati e consentiti dalle normative non danno in merito adeguate informazioni.

Anche le suddette ragioni rientra fra i compiti delle normative tecniche imporre regole che disciplinino la scelta del rapporto (14.2.243) da tenere, in fase di progetto, fra il carico portato dalle staffe (V_s) e quello totale effettivo (V).

Secondo EC2, 9.2.2 (4) è raccomandato che si assuma:

$$V_s / V = \beta_s, \quad (14.2.251a)$$

con:

$$\beta_s \geq 0,50. \quad (14.2.252)$$

²¹⁰ Ci si riferisce al tratto obliquo non terminale ma interno ad una barra rialzata. Qualora invece il tratto inclinato fosse terminale, si dovrebbe aggiungere la incidenza in peso del prolungamento necessario per l'ancoraggio, EC2, 9.2.1.3, (4). Si veda anche (14.1.33b).

²¹¹ Sebbene oggi l'automazione della lavorazione in stabilimento abbia reso sostanzialmente trascurabile quest'ultimo aspetto.

²¹² In verità, tenuto conto della possibilità di impiego in cantiere di staffe presagomate in stabilimento con macchine automatiche a controllo numerico, e della minore incidenza del costo di montaggio, un'armatura costituita da staffe e barre longitudinali diritte può spesso risultare complessivamente più conveniente anche sotto il profilo economico.

La scelta dei valori di α e θ (14.2.253)

Stabilita la percentuale del taglio che si deve affidare alle staffe, restano da fissare i valori delle inclinazioni dei percorsi di trazione, α , e di compressione, θ . Da essi dipende sostanzialmente quella che potremmo definire:

l'efficienza del modello STM.

Giova in proposito rilevare che i rapporti

$$\tau/\sigma, \quad (14.2.254)$$

espressi dalle (14.2.175)-(14.2.178), hanno un rilevante significato fisico, e la loro misura può essere immediatamente “percepita” per via grafica. Esse infatti rappresentano, per prefissati valori delle resistenze dei materiali, calcestruzzo ed acciaio di armatura, la efficienza del modello STM^II adottato (in conseguenza dei valori assunti per α^II e θ^II) in relazione alla capacità portante a taglio della sezione, fig. 14.36.

Assunto:

$$[\tau] \overset{213}{=} [V]/(b_w z) \quad (14.2.255)$$

sostituendo la (14.2.166) risulta:

$$[\tau] = 1/b_w. \quad (14.2.256)$$

Nella medesima scala grafica delle tensioni tangenziali si possono esprimere le tensioni normali, di compressione e di trazione:

$$[\sigma_w] = [N_w]/(b_w h_w) \quad (14.2.257)$$

In conclusione risulta:

$$\tau/\sigma_w = [\tau]/[\sigma_w] = h_w/[N_w]. \quad (14.2.258)$$

I citati rapporti τ/σ_w sono dunque, in base alla (14.2.166), leggibili graficamente in fig. 14.36 come rapporti fra le lunghezze dei segmenti:

$$\tau^II_{cd} / \sigma^II_{c wd} = h_{cw} / [N_{cw}] = BH_c / AC \quad (14.2.259)$$

$$\tau^II_{td} / \sigma^II_{t wd} = h_{tw} / [N_{tw}] = AH_t / B'C' \quad (14.2.260)$$

Le figure 14.44 e 14.45 mostrano il calcolo grafico della misura dell'efficienza a taglio-compressione ed a taglio-trazione, rispettivamente, al variare di α e θ .

Efficienza a taglio compressione, fig. 14.44.

Il calcolo grafico è effettuato per i due casi limite²¹⁴ $\theta=45,0^\circ$, ($\cot\theta=1$) e $\theta=21,8^\circ$, ($\cot\theta=2,5$), assumendo ogni volta i due valori limite²¹⁵ di $\alpha=45^\circ$ e $\alpha=90^\circ$.

L'efficienza a compressione, per $\theta=45^\circ$, passa da

$$(\tau^II_{cd} / \sigma^II_{c wd})_{\theta=45^\circ; \alpha=45^\circ} = 1,0^{216}, \quad (14.2.261)$$

²¹³ Si ricordi che le parentesi quadre, [...], sono state adottate per indicare che la grandezza fisica in esse contenuta, in questo caso τ e V , è espressa in unità di misura di lunghezza, nella scala:

$[V] = z$, (14.2.166).

²¹⁴ Si veda (14.2.282).

²¹⁵ Si veda (14.2.175).

²¹⁶ È la misura del segmento $CC_{\alpha=45^\circ}$, avendo assunto: $OC = 1,00$.

per $\alpha=45^\circ$;

a

$$(\tau_{cd}^{II} / \sigma_{c wd}^{II})_{\theta=45^\circ; \alpha=90^\circ} = 0,5^{217} \quad (14.2.262)$$

per $\alpha=90^\circ$.

Per $\cot\theta=2,5$, ($\theta=21,8^\circ$), l'efficienza a compressione continua a diminuire e diventa, pari a:

$$(\tau_{cd}^{II} / \sigma_{c wd}^{II})_{\theta=21,8^\circ; \alpha=45^\circ} = 0,48^{218} \quad (14.2.263)$$

per $\alpha=45^\circ$, e pari a:

$$(\tau_{cd}^{II} / \sigma_{c wd}^{II})_{\theta=21,8^\circ; \alpha=90^\circ} = 0,34^{219}, \quad (14.2.264)$$

per $\alpha=90^\circ$.

Efficienza a taglio trazione, fig. 14.45.

Il calcolo grafico è effettuato, per i due casi limite di $\alpha=90^\circ$ e $\alpha=45^\circ$, assumendo ogni volta i due valori limite di $\theta=21,8^\circ$, ($\cot\theta=2,5$), e $\theta=45,0^\circ$, ($\cot\theta=1$).

L'efficienza a trazione, per $\alpha=90^\circ$, passa da

$$(\tau_{cd}^{II} / \sigma_{c td}^{II})_{\alpha=90^\circ; \theta=21,8^\circ} = 2,50^{220}, \quad (14.2.265)$$

per $\theta=21,8^\circ$, a

$$(\tau_{cd}^{II} / \sigma_{c wd}^{II})_{\alpha=90^\circ; \theta=45^\circ} = 1,0^{221}, \quad (14.2.266)$$

per $\theta=45^\circ$.

Per $\alpha=45^\circ$, l'efficienza a trazione passa da :

$$(\tau_{cd}^{II} / \sigma_{c wd}^{II})_{\alpha=45^\circ; \theta=21,8^\circ} = 1,75^{222} \quad (14.2.267)$$

per $\theta=21,8^\circ$, a:

$$(\tau_{cd}^{II} / \sigma_{c wd}^{II})_{\alpha=45^\circ; \theta=45^\circ} = 1,0^{223} \quad (14.2.268)$$

per $\theta=45^\circ$.

Si faccia qualche considerazione utile ai fini del progetto nel caso assai comune di $\alpha=90^\circ$.

Se si vuole migliorare l'efficienza a compressione è necessario assumere $\theta=45^\circ$, e cioè il minimo consentito per $\cot\theta$. L'entità del miglioramento, rispetto a $\cot\theta=2,5$ è dato dal rapporto $0,5/0,34$.

Il contrario, naturalmente, se si vuole migliorare l'efficienza a trazione.

La scelta di α e θ deve essere fatta, tuttavia, valutando anche effetti diversi da quelli sin qui considerati della pura e semplice "efficienza" (14.2.254).

È in primo luogo necessario porre un limite alla libertà di scelta della misura di $\cot\alpha$ per evitare il rischio di inaccettabili ampiezze di fessurazione d'anima. Tale rischio è connesso sia con l'eccessiva distanza fra le barre di cucitura (che dipende dalla misura di $\cot\theta_{disp}$.²²⁴, sia all'eccessivo discostarsi

²¹⁷ È la misura del segmento $HC_{\alpha=90^\circ}$, sempre nella scala $OC=1,00$.

²¹⁸ È la misura del segmento $H''_{45}C''_{\alpha=45^\circ}$.

²¹⁹ È la misura del segmento $H''_{90}C''_{\alpha=90^\circ}$.

²²⁰ È la misura del segmento $OT''_{\theta=21,8^\circ}$.

²²¹ È la misura del segmento $OT''_{\theta=45^\circ}$.

²²² È la misura del segmento $T''_{\theta=21,8^\circ}C$.

²²³ È la misura del segmento $TT_{\theta=45^\circ}$.

²²⁴ Si vedano le figg. 14.15, (II), (a), e 14.41 e la (14.2.239).

della direzione dei percorsi di trazione post-fessurativi (stato *II*) rispetto a quelli pre-fessurativi, che si svolgono all'interno del calcestruzzo ancora integro (stato *I*). In altri termini: all'eccessivo discostarsi di α'' rispetto ad α' (si veda la fig. 14.34 (*I*)).

Inoltre un valore di α troppo ridotto comporta rischi di rottura dei nodi sulle barre tese per distacco del copriferro ad opera delle armature inclinate, fig. 14.46.

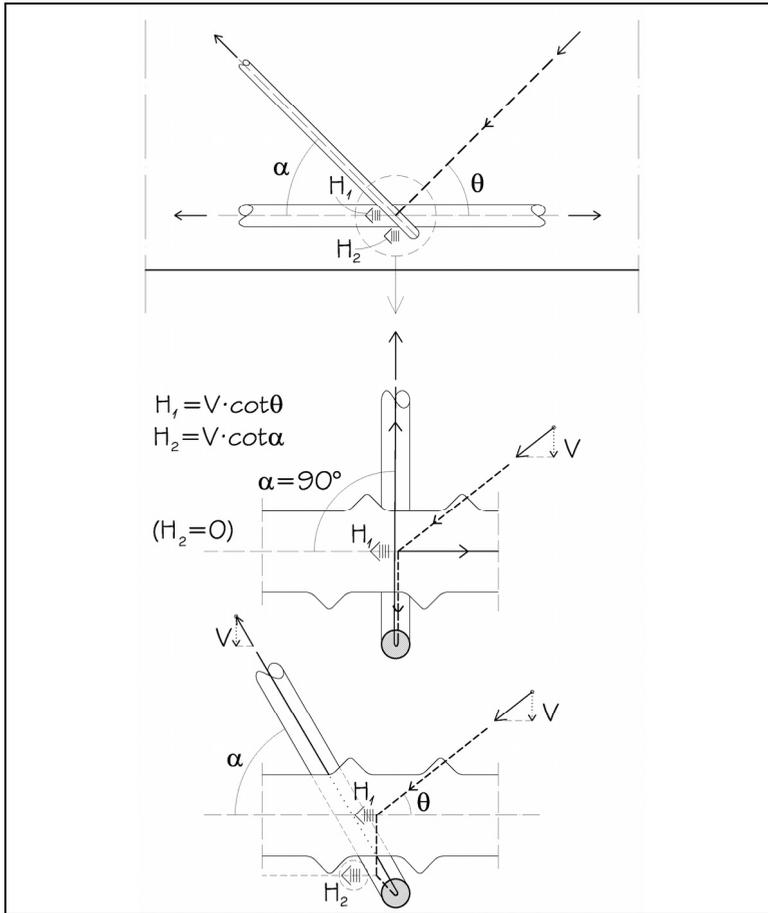


Fig. 14.46

EC2,9.2.2 (1) raccomanda:
 $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$.

(14.2.269)

Con riguardo infine ai percorsi di compressione, la necessità di aderire per quanto possibile alle inclinazioni proprie delle condizioni non fessurate, evitando valori troppo grandi o troppo piccoli della $\cot \theta$, discende dall'esigenza

di evitare il rischio di rotture fragili premature delle bielle diagonali compresse.

Per le limitazioni poste da *EC2* alla libertà di scelta della inclinazione θ dei percorsi diagonali di compressione si veda la (14.2.196).

Zone critiche (14.2.270)

Si veda (14.2.0) e le figg. 14.15.

Sia in NTC, 4.1.6, che in *EC2* non sono indicate regioni C per armature a taglio e torsione di travi.

Passo longitudinale delle staffe e delle barre rialzate (14.2.271)

Il passo longitudinale delle staffe deve essere stabilito anche in funzione del rispetto di prescrizioni che ne limitino la misura, sia in assoluto, sia in relazione alle caratteristiche geometriche della trave.

Passo delle staffe in relazione al diametro delle barre longitudinali:

$$\pi_{sL} = s_{sL}/d_{bL} \quad (14.2.272)$$

Un limite in relazione al diametro delle barre longitudinali compresse, fig. 14.47 (I), (1):

$$\pi_{sLc} = s_{sL}/d_{bLc} \quad (14.2.273)$$

deve essere stabilito per ridurre la snellezza di queste ultime, ed assicurarne quindi la stabilità senza che sussista l'obbligo di una laboriosa e non sempre affidabile verifica numerica. Evidentemente tale prescrizione è essenziale quando il contributo delle barre compresse è decisivo ai fini della resistenza della sezione allo *SLU*, e deve pertanto essere rispettata sia nelle regioni di momento flettente positivo, M^+ , sia nelle regioni, di momento flettente negativo, M^- .

Un limite in relazione al diametro delle barre longitudinali tese, fig. 14.47 (I), (2):

$$\pi_{sLt} = s_{sL}/d_{bLt} \quad (14.2.274)$$

deve essere imposto per assicurare la possibilità di una diffusione dei percorsi diagonali di compressione nel calcestruzzo. Tale possibilità è basata sulla disponibilità di itinerari dei carichi entro le barre longitudinali, utilizzate come vere e proprie travi continue, vincolate alle staffe, fig. 14.47 (II)²²⁵. Elevati valori del rapporto (14.2.274) renderebbero tali percorsi troppo dissipativi, ed accentuerebbero di conseguenza la concentrazione delle bielle compresse diagonali nei nodi. Con l'insorgere di trazioni trasversali che ne indeboliscono la resistenza, fig. 14.47 (III).

²²⁵ Vedere anche dettaglio (IV) di fig. 14.163.

La prescrizione è mirata anche a rendere affidabile il modello semplificato costruito con un'unica asta compressa diagonale concentrata, e che non consente di investigare su tali effetti trasversali²²⁶.

Le prescrizioni relative al massimo valore di (14.2.274), alla luce delle precedenti considerazioni, hanno dunque una finalità analoga a quelle riguardanti il rapporto

$$\lambda_d = l/d \quad (14.2.275)$$

o, se si preferisce, :

$$\lambda_z = l/z \quad (14.2.276)$$

nelle travi.

Si veda anche (14.2.74).

Secondo EC2, prospetto 7.4N, 7.4.2, le limitazioni al rapporto l/d nelle travi servono appunto ad assicurare alla trave adeguata rigidità, senza obbligare ad effettuare verifiche numeriche. Si noti che i valori indicati come massimi variano fra 6 e 20.

Giova ribadire che la possibilità di disporre di bielle compresse diagonali distribuite sulle barre longitudinali tese è anche utile ai fini della riduzione della cosiddetta traslazione dello sforzo longitudinale di trazione, (14.2.116).

Va infine considerato che limitati valori del rapporto π_{sL} , (14.2.272), assicurano una elevata rigidità della gabbia di armatura e, di conseguenza, un miglioramento dell'effetto di confinamento. Tale prestazione è particolarmente utile nelle regioni critiche, in zona sismica, ove in queste regioni è elevata la domanda di duttilità.

Le figg. 14.17 ed 14.47 (*I*) mostrano che la I^\wedge staffa entro la trave deve essere disposta estremamente vicina alla faccia del vincolo. Solo così, infatti, è possibile che si attivi il modello "diffuso" di diagonali compresse che partono dall'ultimo tratto del corrente superiore. Esse si formano proprio grazie alla sospensione del corrispondente tratto inferiore, e per tale sospensione sono indispensabili tutte e due le staffe di estremità della trave.

Zone "N".

Secondo EC2, 9.2.1.2 (3), deve assumersi:

$$\pi_{sLc} = s_l/d_{blc} \leq 15. \quad (14.2.277)$$

Zone critiche "C".

Le NTC, 4.1.6.1.1, non indicano alcuna prescrizione relativa a π_{sLc} . (14.2.278)

Le NTC, 7.4.6.2.1, indicano in merito prescrizioni esclusivamente in strutture sismiche, nelle zone "C" (critiche). Si noti che la prescrizione non riguarda altre regioni, oltre quelle indicate: mentre la corrispondente prescrizione di EC2 ha validità generale.

²²⁶ Trazioni trasversali ai flussi di compressione, come quella di fig. 14.173, (*III*), non emergono dai calcoli di verifica. Infatti tutte le tensioni tangenziali resistenti, da (14.2.171) a (14.2.173), sono calcolate nella ipotesi di flusso di compressione formato da percorsi elementari paralleli, diffusi ed uniformi, come rappresentato in fig. 14.160, (*III*) ed in fig. 14.162.

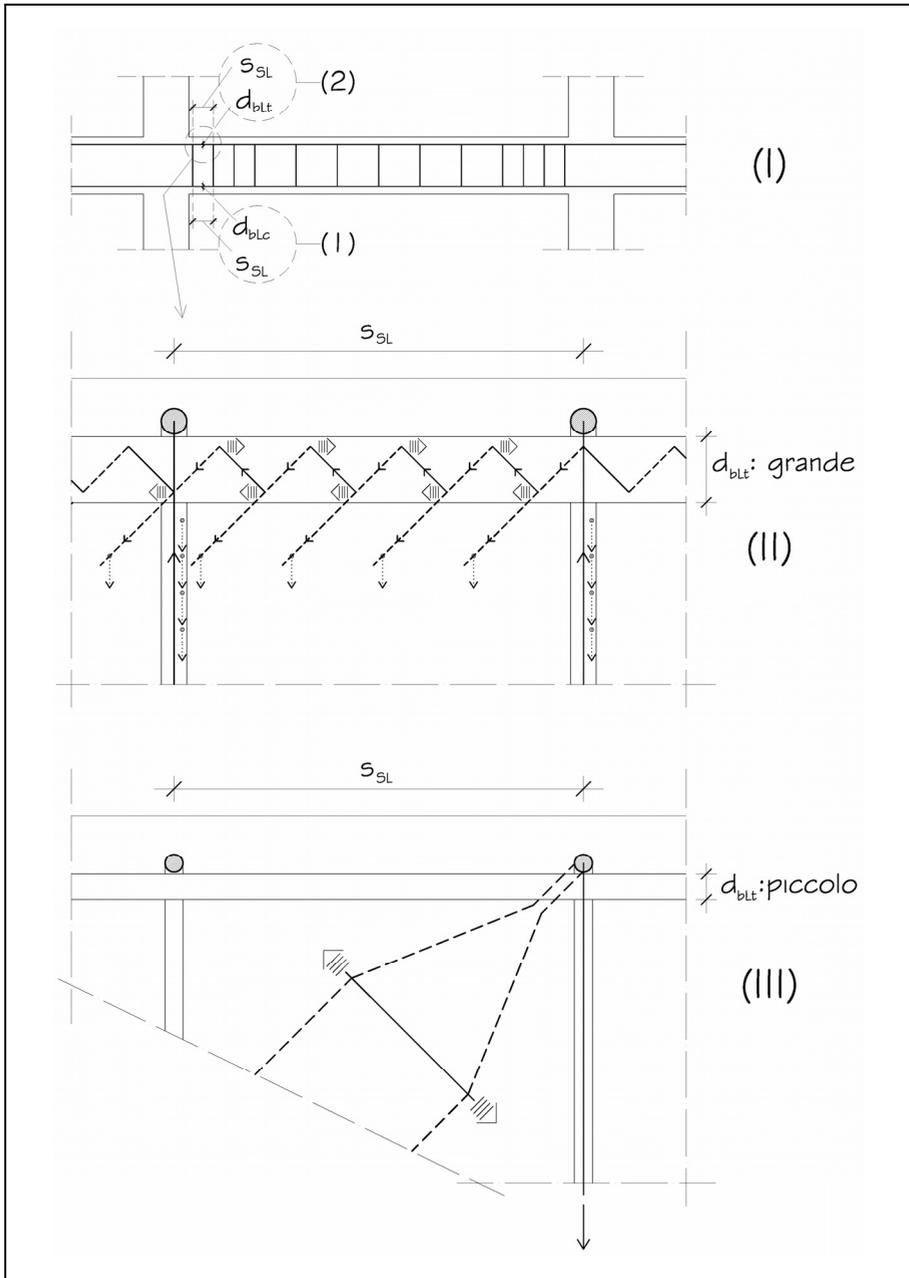


Fig. 14.47

Passo delle staffe in relazione al braccio z:

$$\pi_{sLz} = s_{sL}/z \quad (14.2.279)$$

Un altro limite “relativo” al passo delle staffe di una trave deve essere stabilito rispetto al braccio z per assicurare un adeguato comportamento duttile.

Si è detto che se si utilizza il metodo di verifica allo *SLU*, che consente di adottare un traliccio *STM* con θ variabile, qualunque sia il passo effettivo delle armature, fig. 14.41, risulta:

$$(\cot\theta_{disp})_{min} = s_{sL}/z - \cot\alpha. \quad (14.2.280)$$

Il valore che è consentito assumere a base di calcolo ($\cot\theta_{calc}$) deve essere compreso in un prefissato intervallo:

$$(\cot\theta)_{min} \leq (\cot\theta)_{calc} \leq (\cot\theta)_{max}. \quad (14.2.281)$$

Sia secondo NTC, 4.1.2.1.3.2, che secondo EC2,6.2.3 (2):

$$(\cot\theta)_{min} = 1; (\theta_{max} = 45^\circ); \quad (14.2.282)$$

$$(\cot\theta)_{max} = 2,5; (\theta_{min} = 21,8^\circ).$$

Si veda anche (14.2.196).

I limiti imposti alla misura di $\cot\theta_{calc}$ assicurano la possibilità che lo *SLU* venga raggiunto in presenza di un quadro fessurativo “controllato”, e cioè compatibile con gli obiettivi prestazionali del progetto.

Le prescrizioni relative al valore massimo da assumere per π_{sLz} , (14.2.279), hanno la funzione di concorrere ad assicurare un’adeguata riserva di duttilità alla regione della trave, senza che il suo completo sfruttamento sia indispensabile ai fini delle verifiche di resistenza allo *SLU*. Una sorta di risorsa “fuori calcolo”. In altri termini se si pone un limite superiore alla $\cot\theta_{disp}$:

$$\cot\theta_{disp} < \cot\theta_{calc}, \quad (14.2.283)$$

e l’armatura trasversale è quella risultante dal calcolo, si ottiene di imporre allo *SLU* un modello caratterizzato da percorsi di trazione “diffusi”, e cioè da una fitta “cucitura” delle fessure oblique corrispondenti al modello assunto per simulare il suddetto *SLU*.

La fig. 14.41 mostra anche che la limitazione imposta al valore massimo di $\cot\theta_{disp}$ ²²⁷ offre la possibilità di vari percorsi alternativi diagonali di compressione. Al diminuire di $\cot\theta$, infatti, aumenta l’efficienza a taglio-compressione, come si è mostrato in fig. 14.44. Al crescere di $\cot\theta$ aumenta l’efficienza a taglio-trazione, come si è mostrato in fig. 14.45.

Zone “N”.

Generalmente le normative fanno riferimento non al passo relativo π_{sLz} , (14.2.279), ma al passo relativo:

$$\pi_{sLd} = s_{sL} / d \quad (14.2.284)$$

Secondo NTC, 4.1.6.1.1, le staffe in una trave (non è precisato se si tratti di staffe verticali, e cioè se si riferisca al caso di $\alpha=90^\circ$) devono essere disposte in numero non minore di 3 per ogni metro lineare e comunque deve risultare:

²²⁷ E cioè al massimo valore di π_{sLz} .

$$\pi_{sLd} = 0,8. \quad (14.2.285)$$

EC2, 9.2.2 (6), raccomanda che il massimo passo longitudinale di insiemi di staffe non sia maggiore di:

$$\pi_{sLd} = 0,75 (1 + \cot\alpha). \quad (14.2.286)$$

Si riconosce immediatamente che, assunto:

$$\zeta_d = z/d \geq 0,900; \quad (14.2.287)$$

al suddetto valore massimo corrisponde, (14.2.280) :

$$(\cot\theta_{disp})_{min} = s_{sLmax}/z - \cot\alpha = 0,833 - 0,167\cot\alpha. \quad (14.2.288)$$

Per $\alpha=90^\circ$ (staffe verticali):

$$(\cot\theta_{disp})_{min} = 0,833 \rightarrow (\theta_{disp})_{max} = 50^\circ. \quad (14.2.289)$$

Per $\alpha=45^\circ$ (minimo angolo di inclinazione dell'armatura trasversale consentito nel calcolo):

$$(\cot\theta_{disp})_{min} = 0,666 \rightarrow (\theta_{disp})_{max} = 56^\circ. \quad (14.2.290)$$

La suddetta prescrizione (14.2.286) assicura pertanto valori disponibili di $\cot\theta$ sensibilmente minori del minimo consentito in sede di calcolo ($\cot\theta=1$). Ciò significa che la prescrizione impone, grazie alla presenza di staffe ravvicinate, di predisporre risorse di resistenza del calcestruzzo compresso diagonale, non considerate nel calcolo. Infatti:

per $\alpha=90^\circ$ (staffe verticali), con $\cot\theta=1$, e, quindi, $\cot\delta=1$, risulta:

$$\omega_{wc,\alpha=90^\circ} = 2(f_{ywd} / f_{cwd}) \rho_w, \quad (14.2.212)$$

mentre con $\cot\theta=0,833$, (14.2.288), e, quindi $\cot\delta=1,20$, la (14.2.208) diventa:

$$\omega_{wc,\alpha=90^\circ} = 1,7(f_{ywd} / f_{cwd}) \rho_w \quad (14.2.291)$$

Per $\alpha=45^\circ$ (staffe inclinate al massimo consentito), con $\cot\theta=1$, e, quindi, $\cot\delta=0$, risulta:

$$\omega_{wc,\alpha=45^\circ} = (f_{ywd} / f_{cwd}) \rho_w, \quad (14.2.213)$$

mentre con $\cot\theta=0,833$, e, quindi $\cot\delta=0,58$, la (14.2.208) diventa:

$$\omega_{wc,\alpha=45^\circ} = 0,85 (f_{ywd} / f_{cwd}) \rho_w \quad (14.2.292)$$

L'entità della riduzione dei valori della percentuale meccanica ω_{wc} , a parità di percentuale geometrica di armatura trasversale, ρ_w , conseguente alla disponibilità di valori ridotti di $\cot\theta$, dà una misura del correlativo incremento della resistenza delle bielle diagonali compresse, rispetto a quella delle armature trasversali, (14.2.205).

Passo delle barre rialzate in relazione al braccio z:

$$\pi_{bz} = s_b/z \quad (14.2.293)$$

Sempre allo scopo di assicurare la possibilità che risulti, fig. 14.41:

$$\cot\theta_{disp} < \cot\theta_{calc}, \quad (14.2.283),$$

è necessario imporre un limite superiore anche al rapporto (14.2.293) fra il passo longitudinale delle barre rialzate ed il braccio della trave.

Quando la resistenza a taglio è affidata a barre rialzate il rischio di rottura fragile per cedimento delle diagonali compresse, che anticipi lo snervamento dell'armatura, è maggiore rispetto al caso di impiego di staffe, (14.2.248).

È pertanto da raccomandare che risulti, (14.2.279) e (14.2.293):

$$\pi_{bz} < \pi_{sLz}. \quad (14.2.294)$$

EC2, 9.2.2 (7) raccomanda:

$$(s_b/d)_{max} = 0,6 (1 + \cot\alpha), \quad (14.2.295)$$

e cioè un valore del 20% minore rispetto a quello fissato per le staffe²²⁸.

Per $\alpha=45^\circ$ risulta:

$$(s_b/d)_{\max} = 1,2. \quad (14.2.296)$$

Staffe verticali disposte in prossimità dei nodi delle barre rialzate assicurano l'equilibramento delle spinte espulsive trasversali che possono essere impresse dalle bielle compresse che si appoggiano sui tratti curvi della piegatura. È pertanto buona norma che il passo longitudinale delle staffe verticali sia adeguatamente minore di quello delle barre rialzate.

Con riguardo al passo trasversale dei bracci di staffa, in relazione a d , si veda (14.2.235).

Limiti assoluti al passo delle staffe:

$$s_{sL,max} \quad (14.2.297)$$

La limitazione in assoluto del passo delle staffe $s_{sL,max}$ (cioè in termini di distanza massima espressa in mm , e, quindi, indipendente dalle caratteristiche geometriche della trave) è mossa dalle esigenze che in generale sono all'origine di questo tipo di prescrizioni. Si veda quanto detto in proposito nel par. 14.1.1, ed in particolare in (14.1.7).

Zone "N".

Secondo NTC, 4.1.6.1.1, deve risultare:

$$s \leq 333 \text{ mm}. \quad (14.2.298)$$

EC2 non impone alcun limite assoluto ad s_{sL} .

Per le regole relative alla distanza massima assoluta fra i bracci delle staffe nella sezione trasversale vedere (14.2.236).

Passo delle staffe in presenza di sollecitazione di torsione [T].

$$(14.2.299)$$

Secondo EC2, 9.2.3,(2), le prescrizioni relative al massimo rapporto, (14.2.286):

$$\pi_{sLd} = s_{sL}/d; (14.2.284),$$

in presenza di sollecitazione di taglio sono generalmente sufficienti anche in presenza di torsione.

Vengono tuttavia, in caso di torsione, aggiunte le seguenti prescrizioni:

$$\pi_{sLu} = s_{sL}/u \leq 1/8; \quad (14.2.300)$$

$$\pi_{sLb} = s_{sL}/b \leq 1; \quad (14.2.301)$$

in cui:

$$"u" \quad (14.2.302)$$

è lo sviluppo del perimetro esterno della sezione trasversale;

"b"

è la minore dimensione della sezione della trave.

²²⁸ Si veda (14.2.286).

Disposizione delle barre rialzate (14.2.303)

La distinta delle armature, fig. 14.17, va osservata con i necessari riferimenti a quanto detto in precedenza a proposito della disposizione delle barre nella sezione trasversale, (14.2.221). Le poss. 3/4, 5/6 e 7/8 sono alternate fra campate successive. Questo accorgimento può essere inevitabile in travi alte (con b ridotto: $b \leq 30/40$ cm), perchè in corrispondenza dei pilastri non si addensino troppe barre superiori, con conseguente ostacolo al passaggio del calcestruzzo fluido durante il getto. La figura propone come barre i cui punti di sagomatura sono più vicini al pilastro, quelle disposte più all'interno della sezione trasversale, in poss. 3/4 o 5/6, fig. 14.17 (3), mentre i sagomati più lontani sono quelli provenienti dalla campata contigua, fig. 14.17 (4). Questo accorgimento migliora manifestamente la copertura del diagramma di progetto dello sforzo longitudinale di trazione. Inoltre rispetta la raccomandazione che le barre piegate più importanti ai fini del comportamento a taglio, che generalmente sono proprio quelle rialzate in prossimità del pilastro, siano disposte all'interno della sezione. Infatti così si riduce il rischio di espulsione laterale per effetto delle spinte sul tratto curvo della piegatura²²⁹, e nel contempo le barre piegate possono portare il taglio sul pilastro in piani verticali. Migliora in tal modo anche il comportamento post-collasso²³⁰. Si notino anche le barre rialzate a coppie simmetriche e l'unica barra singola, pos. 3/4, che si prevede disposta al centro. Si notino ancora i prolungamenti per l'ancoraggio di estremità a squadro²³¹ delle barre longitudinali, sia inferiori che superiori, fig. 14.17 (5) ed in rettilineo delle barre piegate, fig. 14.17 (6). Le giunzioni, per sovrapposizione, sono localizzate in zona compressa²³²: in mezzeria per le barre superiori pos. 1 ed 1', fig. 14.17 (7), in corrispondenza dei pilastri per le barre in pos. 2 e 2', fig. 14.17 (8). Giova rilevare che in tali regioni, se adeguatamente prolungate oltre la misura strettamente necessaria ai fini della giunzione, possono considerarsi efficaci ai fini delle verifiche tutte le barre: sia quelle provenienti dalla propria campata, sia quelle provenienti dalla campata contigua. Aumenterebbe così a "basso costo" la percentuale di armatura compressa disponibile, con i conseguenti effetti favorevoli -anche ai fini della duttilità-, dei quali si è parlato in precedenza, da (14.2.43) in poi.

Le barre di parete in pos. p sono d'obbligo quando la faccia verticale libera della trave è particolarmente alta.

8 Armatura delle regioni D delle travi (14.2.304)

Si rimanda al par. 14.2.5, nel quale l'argomento è visto all'interno della generale problematica delle regioni D di elementi strutturali.

²²⁹ Si veda (14.1.14).

²³⁰ Si veda la fig. 14.31, (VI) e (VII).

²³¹ Si veda la fig. 14.11-b, (VI) e (VII) e la fig. 14.12.

²³² Si veda (14.1.33).

14.2.2 Pilastri

Caratteristiche geometriche, zone e regioni di un pilastro. (14.2.305)

Si conviene di definire “pilastro” (o “colonna”) un elemento prismatico, verticale, attraversato da flussi interni di vettori lungo percorsi prevalentemente verticali, e la cui sezione orizzontale è caratterizzata da un valore non particolarmente elevato del rapporto:

$$h/b.$$

Si conviene di indicare con h la maggiore delle due dimensioni.

Secondo EC2, 9.5.1 (1), perché l'elemento possa definirsi “pilastro” deve risultare:

$$h/b \leq 4. \quad (14.2.306)$$

Elementi caratterizzati da valori maggiori del rapporto h/b rientrano nell'ambito delle pareti in c.a., par. 14.2.3.

In (14.2.0) si sono definite le regioni B e D e le zone C ed N di una trave. Considerazioni analoghe possono farsi nel caso di un pilastro.

Le regioni D^{233} di un pilastro sono spesso localizzate in prossimità di sezioni di introduzione di carichi: verticali, fig. 14.48 (II), orizzontali²³⁴, (III), o coppie, (IV). Tali sezioni coincidono generalmente con le estremità, superiore ed inferiore, fig.14.48 (I). Possono tuttavia avere diversa localizzazione, come, ad esempio, in prossimità di mensole tozze portanti, fig.14.48 (V). Altro tipo di regione di discontinuità di un pilastro è quella in cui avvengono variazioni della sezione, fig.14.48 (VI) e (VII), o quelle in cui sono localizzate le giunzioni delle barre verticali, fig.14.48 (VIII); ecc. (14.2.307)

Anche nel caso dei pilastri la “discontinuità” consiste nella circostanza che in tali regioni il percorso dei carichi perde le caratteristiche di “continuità” che sono proprie delle zone B^{235} .

L'analisi di elementi B è manifestamente agevolata dalla possibilità di utilizzare sempre lo stesso modello, che in essi si ripete, come si è detto, “continuamente”. Va rilevato, tuttavia, che lo “stato” fisico di una regione di una trave (qualunque essa sia: B oppure D) subisce trasformazioni²³⁶ che imporrebbero corrispondenti molteplici adeguamenti del modello. Così elementi che inizialmente hanno le caratteristiche tipiche di regioni B possono trasformarsi in regioni D . Di regola per studiare elementi in calcestruzzo armato dovrebbero dunque effettuarsi laboriose analisi su modelli versatili, come ad esempio

²³³ Si ricorda quanto anticipato all'inizio del par. 14.2, e cioè che in questo paragrafo saranno trattate solo regioni di discontinuità “tipiche” dei pilastri, e cioè che vi si riscontrano sistematicamente, come le zone di estremità superiore ed inferiore. Nel paragrafo 14.2.5 il tema delle regioni di discontinuità è affrontato, sebbene sinteticamente, in termini più generali.

²³⁴ naturalmente il “carico orizzontale” può essere semplicemente rappresentato da sollecitazioni di taglio, in ambiente non necessariamente sismico, come mostra l'esempio di figura.

²³⁵ Si veda la definizione di regione di discontinuità proposta per le travi in (14.2.1e).

²³⁶ Ad esempio per effetto della formazione e della successiva evoluzione delle fessure nel calcestruzzo teso.

lo *STM*, capaci di simulare, attraverso adeguati adattamenti delle loro caratteristiche, l'evolvere del comportamento della regione²³⁷. Le normative tecniche, tuttavia, consentono la utilizzazione di modelli semplificati "standard", come ad esempio quelli validi per le regioni di continuità, purché si compensi la loro inaffidabilità mediante il rispetto di adeguate regole sui dettagli costruttivi. (14.2.307a)

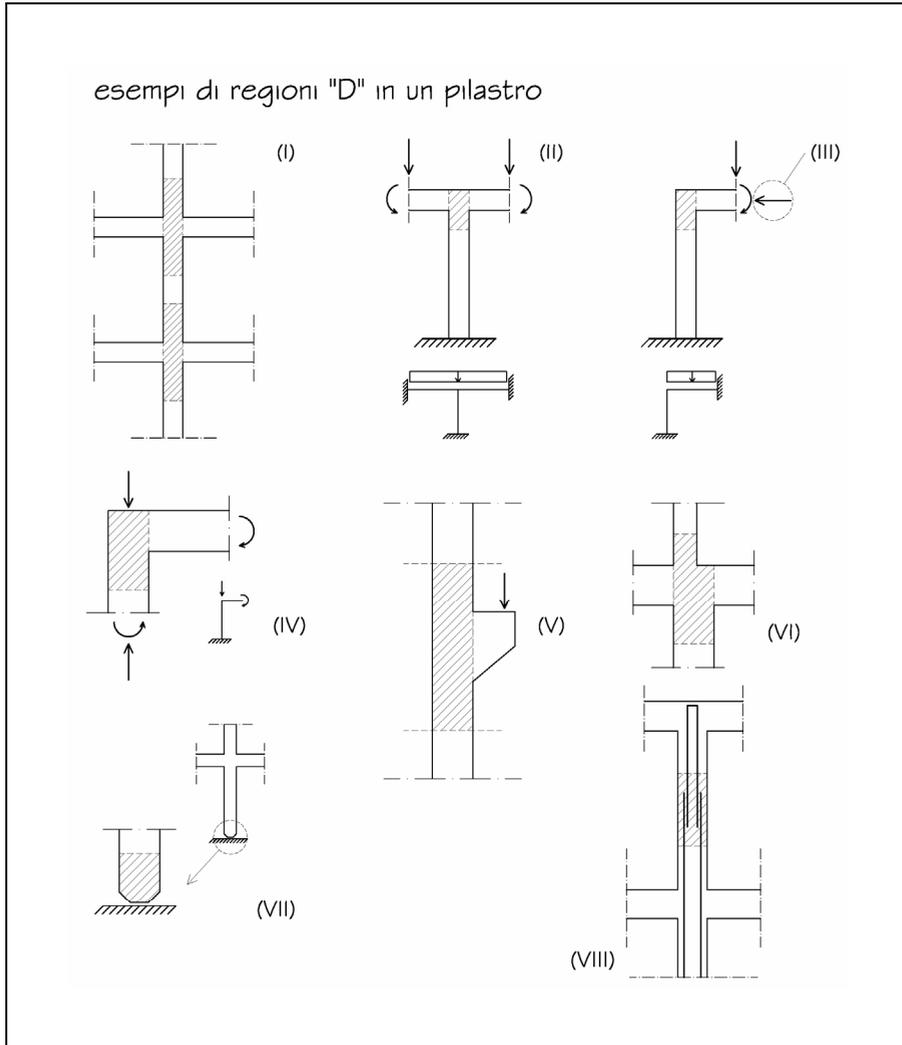


Fig. 14.48

²³⁷ Si veda [16], in cui si propone l'analisi evolutiva del comportamento di un angolo di telaio soggetto a momento flettente positivo, utilizzando diversi modelli *STM*.

Sovente le regioni D sono anche zone critiche, C .

Le zone C sono quelle in cui è particolarmente elevata la domanda di duttilità, in quanto in esse viene raggiunto lo SLU prima che nelle altre²³⁸. Sono generalmente anche regioni di discontinuità. Infatti esse, progettate sino al dettaglio proprio per rendere possibili più elevate deformazioni specifiche per compressione del calcestruzzo, e soddisfare così la domanda di duttilità, finiscono col diventare regioni D anche quando non lo sono già in esercizio. In zona sismica un elevato livello di duttilità locale nelle zone C (*critiche*), perseguibile con l'applicazione di severe regole di dettaglio, rappresenta un *requisito di base* essenziale, quando il pilastro è un elemento sismico *primario*²³⁹.

Tuttavia non è vero che una regione D debba sempre essere, in quanto tale, anche una zona critica.

Si è detto, però, che l'adozione di regole specifiche per le zone D è sempre necessaria, anche quando esse non coincidono con zone C , e non rappresentano elementi sismici primari, se si vuole far fronte, senza dover ricorrere ad analisi su modelli specifici, ai fenomeni atipici, come i percorsi di trazione di spinte orizzontali, e le concentrazioni di flussi di compressione, che in tali regioni si formano. Provvedimenti costruttivi specifici, del resto, risultano di particolare importanza al fine di migliorare, peraltro con modesto impiego di risorse, anche il comportamento post-collasso²⁴⁰, e, quindi, la *robustness* dell'organismo strutturale.

I motivi per cui le regioni di estremità di una colonna sono effettivamente di discontinuità [fig. 14.48 (*I*)] sono numerosi. Quasi tutti possono tuttavia ricondursi, come si è anticipato, agli effetti della *introduzione* di carichi verticali, di carichi orizzontali e di coppie.

Per ragioni di economia di energia di deformazione, un carico verticale concentrato su di un'area ridotta, tende a diffondersi utilizzando itinerari che turbano la continuità dei classici percorsi verticali di compressione, per tutta l'estensione della zona D . All'origine di tali concentrazioni di carico possono esserci varie cause, peraltro assai comuni.

La tendenza delle travi portate dal pilastro a "scaricare" il carico (il taglio) immediatamente sul bordo della colonna risulta particolarmente accentuata negli spigoli, per effetto della presenza, ivi concentrata, di barre verticali, che offrono al taglio della trave percorsi privilegiati perchè molto rigidi, fig. 14.49 (*III*). (14.2.307b)

La fig. 14.49 (*I*) propone una configurazione assai semplificata²⁴¹ dei percorsi dei carichi. L'itinerario del carico V si sviluppa lungo

²³⁸ Si veda *EC8*, 5.2, (1)P.

²³⁹ Si veda *EC8*, 4.2.2; 5.2.3; 5.7.

²⁴⁰ Si veda la fig. 14.31, (*IV*).

²⁴¹ Nell'esempio di figura si ammette la perfetta simmetria rispetto all'asse del pilastro; tutti gli angoli di deviazione sono stati assunti pari a 45°; tutti flussi sono stati sostituiti da percorsi concentrati dei loro carichi risultanti; si è ammessa la concentrazione totale del carico sullo spigolo in C e C' . Tutti gli itinerari sono di conseguenza percorsi da un carico avente la stessa intensità, pari al taglio V .

$A \rightarrow B \rightarrow C \rightarrow D \rightarrow E \rightarrow F$, tendendo a diffondersi²⁴² nel pilastro. Nella scala $z = [V]^{243}$ (14.2.308) è anche possibile leggere la intensità dei vettori in gioco.

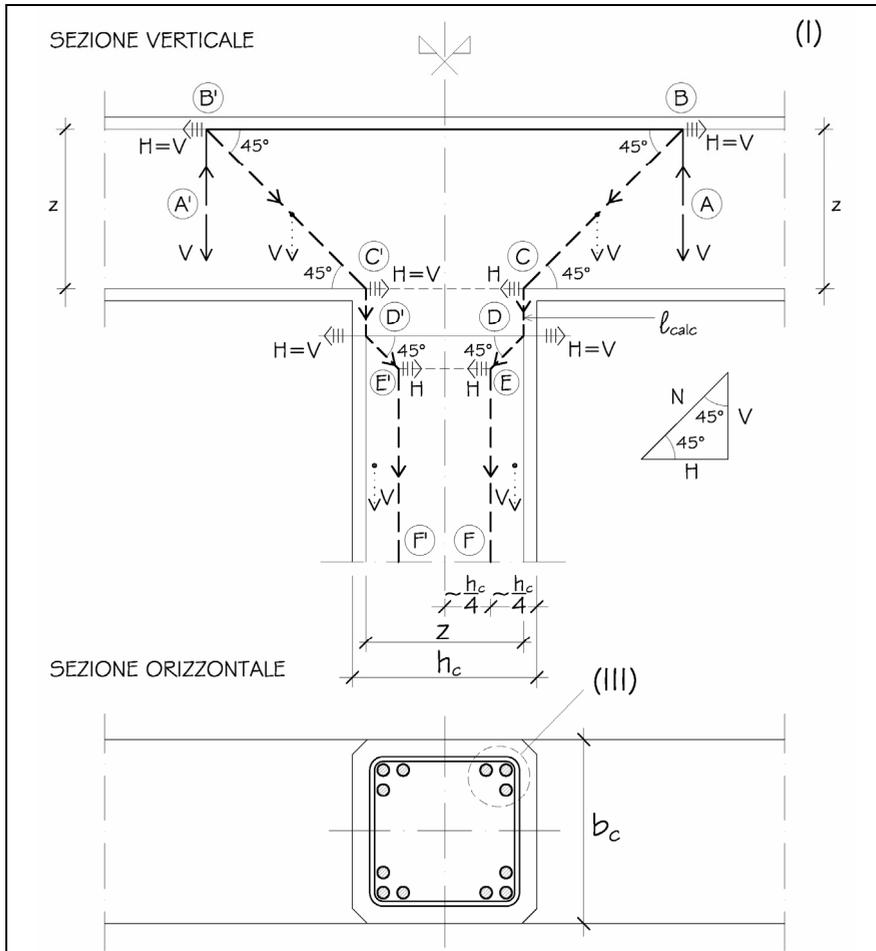


Fig. 14.49 (I)

Si riscontra immediatamente la rilevanza della trazione orizzontale prodotta dalla spinta, che percorre il tratto $D \rightarrow D'$, lungo il quale è dunque necessario disporre armatura (staffe).

In fig.14.49 (II), è rappresentato un modello alternativo, che non prevede alcuna deviazione nella regione di estremità superiore del pilastro, e, quindi,

²⁴² La “diffusione” è simulata, nel modello semplificato di figura, mediante la deviazione $D \rightarrow E$, che porta il carico ad interessare l’intera sezione resistente del pilastro.

²⁴³ Si veda (14.2.166).

nessuna spinta e nessuna conseguente trazione orizzontale. Il confronto fra tale modello e quello precedente viene proposto proprio per accreditare quest'ultimo, e cioè per dimostrare la attendibilità della previsione della formazione di una regione D alla estremità superiore del pilastro. Infatti i modelli consentono di riscontrare che nel caso (II) il percorso $C \rightarrow D \rightarrow E \rightarrow F$ richiede un maggiore investimento in termini di energia di deformazione, rispetto al corrispondente percorso $C \rightarrow D \rightarrow E \rightarrow F$ del caso (I).

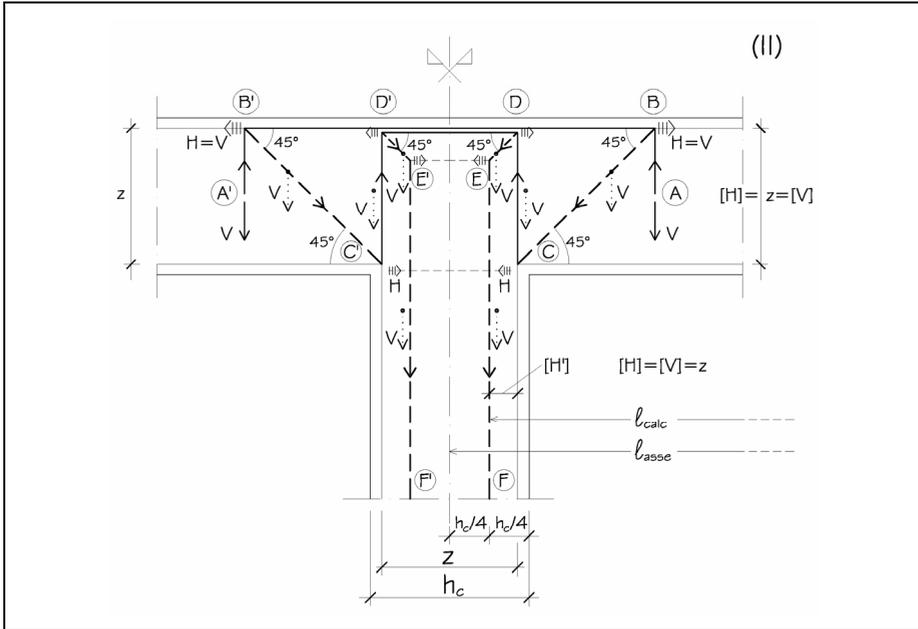


Fig. 14.49 (II)

Normalmente la valutazione della entità dell'energia di deformazione investita è sufficiente che sia effettuata solo sui percorsi di trazione (le armature), trascurando quella necessaria lungo i percorsi di compressione. Orbene si riconosce immediatamente che nel caso (II) la energia "in più" è proprio dovuta ai percorsi di trazione $C \rightarrow D \rightarrow D' \rightarrow C'$, che appaiono manifestamente ben più impegnativi del percorso di trazione entro il pilastro, $D \rightarrow D'$, del caso (I)²⁴⁴.

Giova inoltre considerare che a causa delle suddette concentrazioni di carico verticale sulle barre d'angolo, queste risultano particolarmente esposte al rischio di instabilità per carico di punta: un ulteriore valido motivo per adotta-

²⁴⁴ La previsione di una regione D alla estremità superiore di un pilastro, che richiede specifico incremento dell'armatura a staffe secondo il modello di fig.14.49, (I), diventa poi indispensabile quando per l'analisi della trave si assume una luce di calcolo (l_{calc}) minore di quella fra gli assi. Quanto alla disposizione di staffe immediatamente vicine alla faccia del pilastro, (C-D) nel modello (II), queste vanno comunque previste. Si veda in proposito la fig. 14.47 e quanto detto poco prima di (14.2.277).

re, in tali regioni, provvedimenti costruttivi di dettaglio, come ad esempio staffe a passo ridotto.

(14.2.309)

Si è detto che un'altra causa della formazione di regioni *D* alla estremità di un pilastro è rappresentata dalla introduzione di un carico orizzontale (taglio).

Si veda la fig. 14.48 (III), che propone la presenza di taglio in un caso molto comune (soli carichi verticali).

Un carico concentrato orizzontale applicato alla estremità di un pilastro è all'origine di una zona *D* proprio come accade in una trave, ad opera della reazione vincolare verticale, in prossimità di una sua sezione di estremità²⁴⁵. Giova tuttavia riflettere sulla circostanza che gli effetti del turbamento prodotto nelle zone *D* di una colonna dalla eventuale introduzione di spinte orizzontali (taglio o sforzi longitudinali di flessione, provenienti da una trave) possono risultare molto più gravi di quelli corrispondenti nelle zone *D* di una trave. Infatti le zone *D* di un pilastro sono attraversate da flussi di carichi verticali che molto spesso hanno una funzione vitale per l'intero organismo strutturale. A fronte della loro eventuale interruzione, che fosse causata dal danno locale prodotto dall'introduzione delle suddette spinte, nella regione *D*, i carichi verticali potrebbero non avere itinerari alternativi, con conseguenze disastrose per l'intera struttura²⁴⁶.

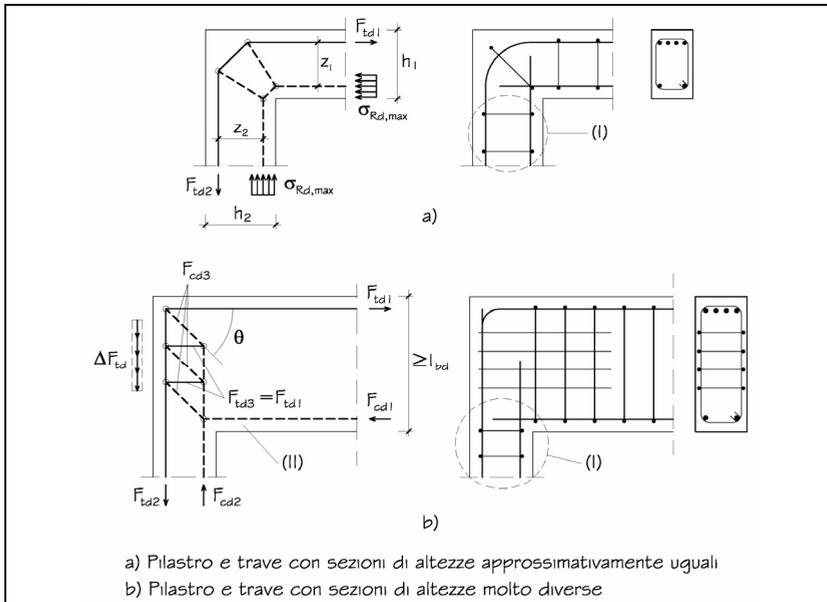


Fig. 14.50

²⁴⁵ Si veda (14.2.0).

²⁴⁶ Si veda il par. 14.3.

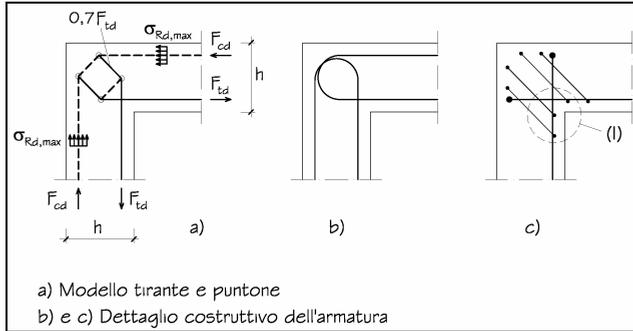


Fig. 14.51

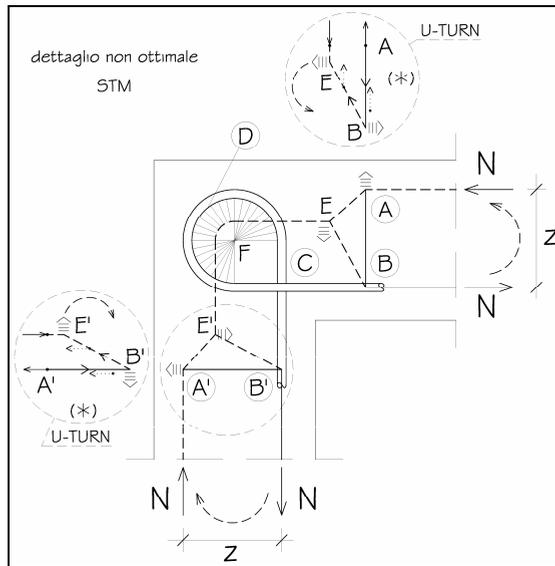


Fig. 14.52

Per gli effetti, infine, della introduzione di una coppia si rimanda al par. 14.2.5. Si notino nelle figg. 14.50 ed 14.51 (*I*), le armature aggiuntive nella regione di estremità superiore del pilastro nei casi di angoli di telaio previsti in *EC2*²⁴⁷.

Nel caso di momento “positivo” le regioni di estremità del pilastro nel quale è costretta a deviare una coppia proveniente dalla trave (come ad esempio in zona sismica) sono generalmente coinvolte nel turbamento prodotto nell’angolo di telaio dalla riduzione del braccio, causata dal disegno dell’armatura all’interno del nodo, non sempre appropriato.

²⁴⁷ Si veda *EC2*, figg. J2, J3 e J4.

Tale turbamento si traduce nella necessità di un'armatura aggiuntiva. La fig. 14.52 rappresenta appunto un *STM* schematico di angolo di telaio soggetto ad $M > 0$, ed armato con cappio continuo. L'esempio è proposto non come soluzione ottimale, ma proprio per gli aspetti problematici che esso manifesta²⁴⁸. Il percorso del carico longitudinale di compressione N è costretto alla deviazione $A \rightarrow E$ perchè poi possa presentarsi nell'angolo di telaio lungo il percorso anulare necessario per equilibrare le spinte centripete esercitate dall'armatura²⁴⁹. Questa deviazione implica l'insorgere della coppia di spinte in A ed in E . Dal corrispondente *U-TURN*²⁵⁰, infine, nasce una coppia²⁵¹ che attraversa il nodo utilizzando l'armatura aggiuntiva $B-C-D-B'$. Si noti, in conclusione, l'armatura a staffe necessaria alla estremità superiore del pilastro, $A'-B'$, che è sintomatica della presenza di una regione di discontinuità.

La fig. 14.53 rappresenta un modello schematico *STM* di angolo di telaio con $M < 0$, nel quale la presenza di trazione, a denunciare la regione D , è conseguenza questa volta della variazione di braccio, fra trave (z) e pilastro ($z + \Delta z$)²⁵².

Per gli effetti spingenti conseguenti alla giunzione per sovrapposizione, che determinano la nascita di regioni D come quella indicata in fig.14.48 (VIII), si veda (14.1.33).

Altre regioni D sono quelle in cui le barre longitudinali (verticali) subiscono deviazioni.

Sono, ad esempio, quelle in cui cambia la sezione del pilastro, fig.14.48 (VI).

A causa della deviazione del percorso del carico verticale vengono impresse spinte orizzontali, che devono essere equilibrate da staffe a tal fine dimensionate. È buona norma che le deviazioni delle barre longitudinali di un pilastro, che subisca variazione di sezione in corrispondenza di un impalcato, siano ubicate entro lo spessore della trave o del solaio, perché le spinte possano trovarvi equilibrio e rigidità, fig. 14.54.

Questo accorgimento richiede disegni costruttivi di dettaglio che prescrivano la sagomatura "a misura" delle barre dei pilastri *prima* che esse vengano montate nella gabbia, come mostrano le foto di fig. 14.55.

La cattiva consuetudine di piegare le barre addirittura dopo il getto dell'impalcato, per obbligarle entro la sezione ridotta del pilastro della tesa superiore, può comportare gravi effetti di indebolimento [13].

²⁴⁸ Si veda [16].

²⁴⁹ Che deve svilupparsi all'interno del cappio, perché possano formarsi le piccole bielle radiali compresse di calcestruzzo, necessarie appunto ai fini del suddetto equilibrio.

²⁵⁰ È il percorso $A \rightarrow B \rightarrow E$.

²⁵¹ Si vedano i dettagli (*) di figura.

²⁵² Si noti che il modello propone una soluzione diversa da quella di fig. 14.50, (II). Precisamente una soluzione più cautelativa con riguardo all'ancoraggio dell'armatura da interrompere in conseguenza dell'aumento del braccio, $A-B-F'-F$, che rimane a sezione costante lungo tutto il suo percorso. Naturalmente il modello presuppone che tale armatura sia dotata di ancoraggio "concentrato" in F .

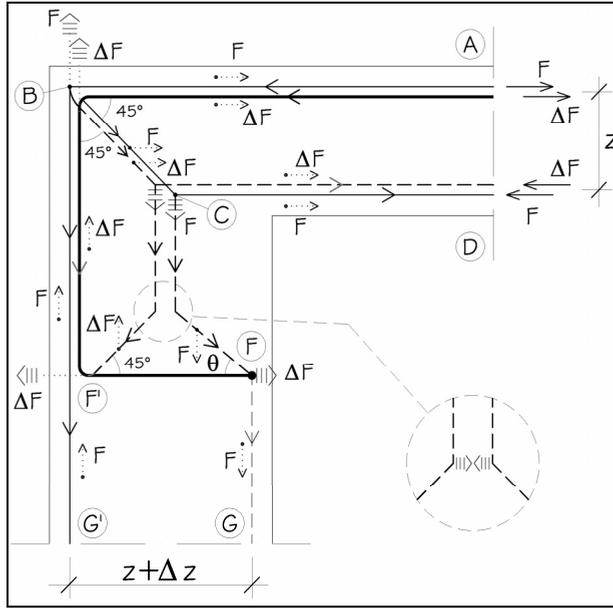


Fig. 14.53

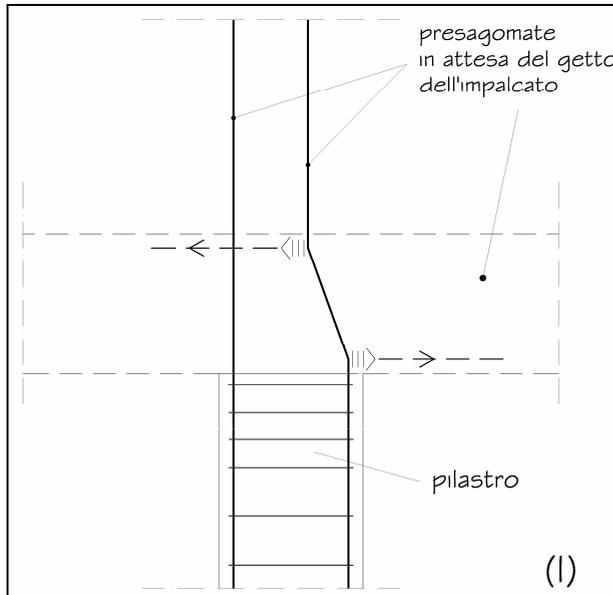


Fig. 14.54

Secondo EC2, 9.5.3,(5), questi effetti possono essere trascurati se la deviazione è minore di $1/12$. (14.2.310)

NTC, in 4.1.6.1.2, non prevede alcuna zona C, o regione D cui applicare regole specifiche di detailing, per pilastri che non appartengono a strutture sismiche.

Secondo EC2, 9.5.3, (4) zone (D) di un pilastro sono²⁵³:

- quelle al di sopra ed al di sotto di una trave o di una piastra per un tratto pari alla maggiore dimensione della sezione del pilastro:
 $l_{cr} = h_c$; (14.2.311)
- in prossimità delle giunzioni per sovrapposizione, se $d_{bl} > 14$ mm. (14.2.312)

Armatura longitudinale dei pilastri (14.2.313)

Diametro minimo delle barre verticali (longitudinali) (14.2.314)

Un diametro minimo deve essere stabilito per assicurare stabilità alle barre compresse, tenuto conto del passo massimo fissato per le staffe.

Secondo NTC, 4.1.6.1.2, deve essere:

$d_{bl} \geq 12$ mm. (14.2.315)

Secondo EC2, 9.5.1, (1):

$d_{bl} \geq 8$ mm. (14.2.316)



Fig. 14.55 (I)

²⁵³ Si veda la fig. 14.58.

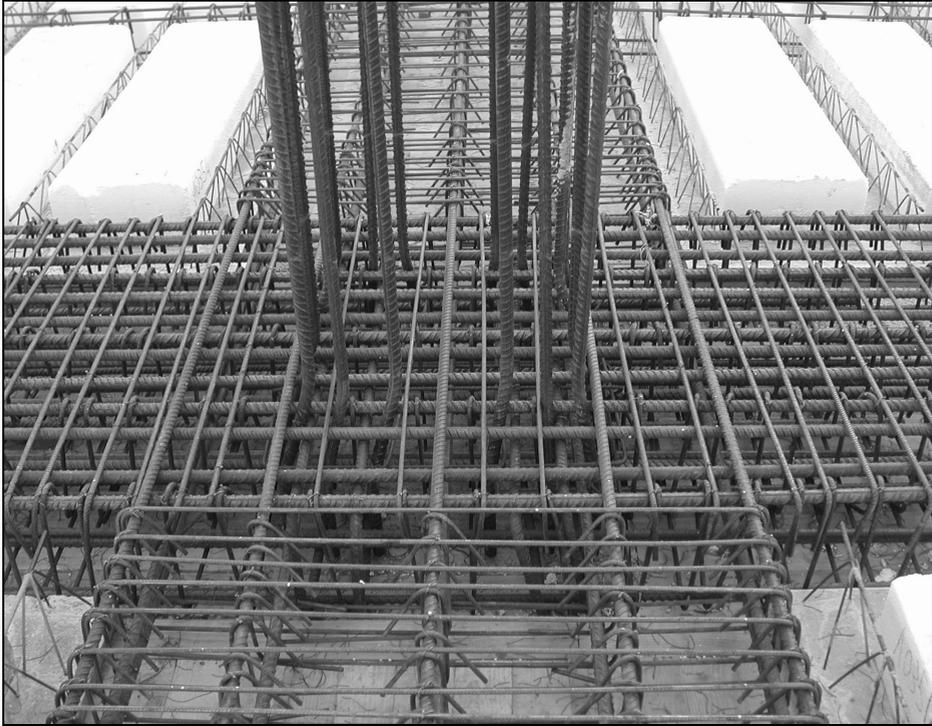


Fig. 14.55 (II)

Percentuale meccanica minima dell'armatura longitudinale (14.2.317)

In sezioni attraversate solo da percorsi normali di compressione, una prescrizione che imponga un valore minimo alla percentuale meccanica²⁵⁴ ω'_c assicura (senza richiedere laboriose verifiche numeriche) la capacità della sezione di fronteggiare fenomeni che riducono la rigidità degli itinerari entro il calcestruzzo (*creep* o parziale plasticizzazione, con conseguente aumento dei valori di ε_c , fig. 14.56), e che pertanto inducono parte dei carichi a ricercare itinerari alternativi meno dissipativi entro le armature²⁵⁵.

È pertanto sufficiente, in questa prospettiva, attribuire all'armatura longitudinale del pilastro una capacità portante pari solo ad una aliquota del carico limite della sezione di calcestruzzo. Pertanto la percentuale meccanica risulterà normalmente:

$$\omega'_c < 1,00. \quad (14.2.319)$$

²⁵⁴ Si rammenti che in (14.1.42) si è proposta una generalizzazione della definizione di percentuale meccanica di armatura. In questo caso ω'_c rappresenta la capacità portante dell'armatura compressa rispetto alla capacità portante limite per compressione della sezione di calcestruzzo. (14.2.318)

²⁵⁵ Si veda [4], par. 9.2.3.1.

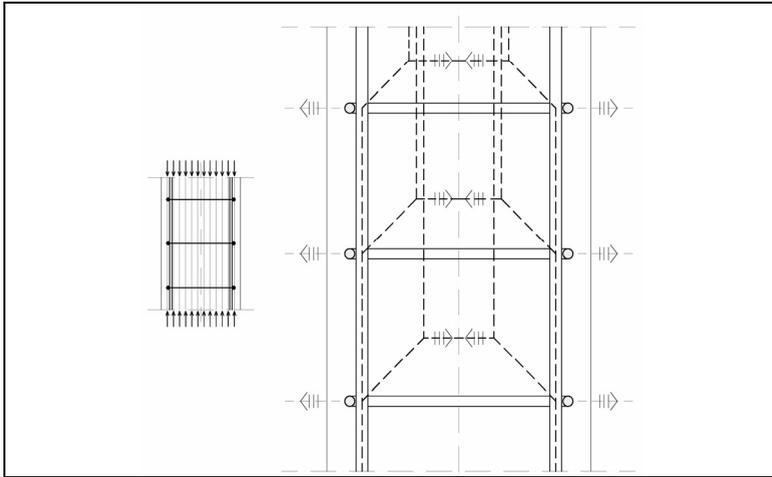


Fig. 14.56

Il fenomeno che, in conseguenza del *creep* del calcestruzzo, induce i carichi verticali elementari che scendono lungo un pilastro ad abbandonare gradualmente i percorsi entro il calcestruzzo, per trasferirsi all'interno dell'armatura longitudinale merita particolare attenzione. Esso infatti è non di rado all'origine di effetti di instabilità delle barre verticali, soprattutto quando sono troppo "snelle", a causa di un eccessivo valore del passo delle staffe, in relazione al diametro, d_{bL} , ed al copriferro, c . Con conseguenze talvolta assai gravi²⁵⁶.

Un'altra esigenza che è possibile soddisfare con prescrizioni sulla percentuale meccanica minima di armatura longitudinale, senza dover ricorrere a laboriose analisi su modelli, è quella di far fronte a situazioni, impreviste nello scenario di progetto, che vedano impegnato il pilastro in regimi flessionali anche "anomali". In mancanza di un minimo di armatura, situazioni del genere esporrebbero l'elemento strutturale al rischio di rotture fragili, in conseguenza di fenomeni che, seppure rari, ne potrebbero tuttavia compromettere la funzione essenziale, che è quella di portare in fondazione i carichi verticali. In questa diversa ottica una percentuale minima complessiva, opportunamente distribuita sul perimetro della sezione, assicura anche un minimo di capacità portante per trazione delle barre, valutata sempre in relazione a quella del calcestruzzo soggetto a trazione da flessione²⁵⁷.

Secondo EC2, 9.5.2, (2), deve essere:

$$A_{smin} = \min (0,10 N_{Ed} / f_{yd}; 0,002 A_c) \quad (14.2.320)$$

A tali valori corrispondono, tenuto conto della (14.1.44), le percentuali meccaniche:

$$\omega'_{c min} = \min (0,10 * N_{Ed} / f_{cd} A_c; 0,002 f_{yd} / f_{cd}) \quad (14.2.321)$$

²⁵⁶ Si veda [13].

²⁵⁷ Si veda [4], par. 9.2.3.1.

Va considerato che la (14.2.321) autorizza ad adottare percentuali meccaniche minime sensibilmente minori di 1,00²⁵⁸. Ciò equivale ad accettare²⁵⁹ che la rottura per compressione di un pilastro abbia caratteristiche di fragilità. Sarebbe infatti molto oneroso assicurare il rispetto del requisito di duttilità per un trasferimento alle armature del carico totale che porta a rottura per compressione il calcestruzzo.

Precisamente secondo la (14.2.321), la capacità portante dell'armatura, relativa a quella del calcestruzzo compresso, minima richiesta può essere minore del 10%. Inoltre viene introdotto in questo caso un principio diverso da quello al quale sono ispirate prescrizioni analoghe: e cioè che la capacità portante relativa dell'armatura minima non è indipendente dall'effettivo stato di sollecitazione agente (N_{Ed}), ma si riduce al ridursi di questo, sino alla soglia $0,002 f_{yd} / f_{cd}$. Questa soglia minima, calcolata per valori di riferimento, che si assumono a titolo di esempio, :

$$f_{yd} / f_{cd} = 23,47^{260}, \quad (14.2.322)$$

vale:

$$\omega'_{c \min} = 0,002 * 23,47 \approx 0,05. \quad (14.2.323)$$

In effetti il minimo previsto da EC2, 9.5.2,(2), come percentuale geometrica di armatura longitudinale per i pilastri sino a valori elevati di f_{ck} (=60), assicura anche il soddisfacimento del minimo previsto per l'armatura longitudinale delle travi²⁶¹, se la densità di armatura negli angoli è maggiore di quella delle facce²⁶²

Percentuale meccanica massima dell'armatura verticale (14.2.324)

Un limite superiore alla percentuale di armatura concorre ad assicurare condizioni accettabili di lavorabilità dei getti e di realizzazione delle giunzioni per sovrapposizione²⁶³.

Secondo EC2,9.5.2, (3), "a meno che non si possa dimostrare che non è inficiata l'integrità del calcestruzzo, e che si raggiunge l'intera resistenza allo SLU", è raccomandato un limite superiore pari a:

$$\rho'_{\max} = 0,04; \quad (14.2.325)$$

con:

$$\rho' = A_s / A_c. \quad (14.2.326)$$

Si noti che a tale percentuale geometrica limite, assumendo i valori di riferimento (14.2.13), corrisponde la percentuale meccanica:

$$\omega'_{c} = 23,47 * 0,04 = 0,94$$

che corrisponde ad una capacità portante dell'armatura relativa a quella del calcestruzzo compresso vicina al 100%.

²⁵⁸ Si veda (14.2.319).

²⁵⁹ Si rileggi la nota (14.2.318).

²⁶⁰ Si veda (14.2.13).

²⁶¹ Si veda (14.2.18).

²⁶² Si veda la fig.14.49, (III).

²⁶³ Si veda [4], par. 9.2.3.1.

²⁶⁴ Si veda (14.1.41).

Disposizione nella sezione dell'armatura longitudinale pilastri (14.2.326)

Una regola di primaria importanza dovrebbe essere quella di disporre le barre verticali entro la sezione in posizione tale, rispetto a staffe e spilli trasversali, da assicurarle contro il rischio di instabilità per carico di punta. Si veda quanto detto in proposito in (14.2.314). Una posizione ottimale è quella che gode del ritegno estensionale di due bracci di staffa che siano orientati in modo da offrire una reazione risultante nel piano verticale di possibile sbandamento della barra. A tal fine sono particolarmente efficaci gli angoli di staffa.

Secondo EC2, 9.5.2, (4), “per pilastri a sezione poligonale si raccomanda di disporre almeno una barra in ogni angolo. Si raccomanda che in un pilastro circolare il numero di barre longitudinali sia non minore di quattro”.

Si può ammettere che risultino assicurate contro il rischio di sbandamento non solo le barre disposte entro gli spigoli di staffa, ma anche quelle ubicate nelle immediate vicinanze. Naturalmente è necessario convenire su quale debba essere la distanza massima di una barra verticale dalla più vicina, direttamente ritenuta, perchè anch'essa possa considerarsi ritenuta.

La questione assume rilevanza speciale nel caso in cui il pilastro è un elemento sismico primario. Non rientrando le strutture sismiche fra quelle oggetto del presente libro, si rimanda ad EC8, 5.4.3.2, ecc.

Secondo MC'90, 9.2.3.2, le armature trasversali di una colonna devono essere disposte in modo che risultino assicurate contro il rischio di sbandamento per carico di punta:

- ogni barra, (I) di fig. 14.57, o gruppo di barre, (I'), verticali, ubicate negli angoli; (14.2.327)
- una ogni due barre intermedie, le barre (II) in fig. 14.57. (14.2.328)

Possono considerarsi assicurate anche le barre (III) della fig.14.57. Esse sono tuttavia “opzionali”, nel senso che andrebbe data priorità alle barre (I'). Infatti queste ultime risultano più efficaci in presenza di un'eventuale eccentricità del carico verticale sul pilastro²⁶⁵

Secondo EC2, 9.5.3, (6), ciascuna barra o gruppo di barre longitudinali posto in uno spigolo deve essere tenuto in posizione da un'armatura trasversale.

Nel medesimo articolo EC2 raccomanda che nessuna barra longitudinale compressa sia distante da una barra vincolata più di 150 mm.

²⁶⁵ Si veda (14.2.323).

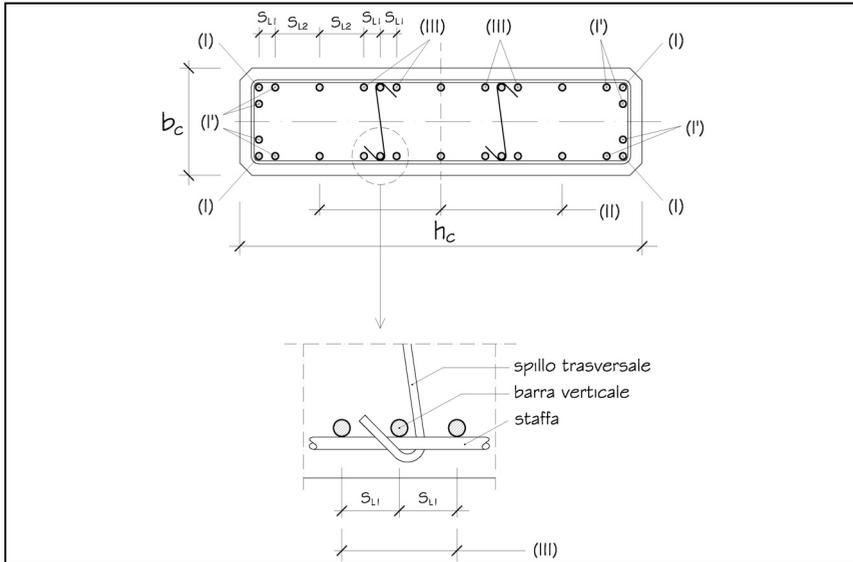


Fig. 14.57

Inoltre *MC'90* precisa che possono essere considerate “protette” le barre disposte a distanza non maggiore di 150 mm da una barra protetta (si veda s_{L1} in fig. 14.57).

Per una corretta disposizione delle barre verticali entro la sezione trasversale di un pilastro si dovrebbe rispettare anche un limite massimo della distanza mutua di tali barre, s_{L2} di fig. 14.57²⁶⁶.

Anche in questo caso si rimanda ad *EC8*, 5.4.3.2, *ecc.* Si tratta in verità di una prescrizione mirata a migliorare l'effetto del confinamento delle zone critiche compresse, al fine di soddisfare specifiche domande di duttilità, che, come è noto, sono peculiari delle strutture sismiche primarie.

Secondo NTC, 4.1.6.1.2, le barre longitudinali non potranno avere interasse maggiore di 300 mm (14.2.329)

Armatura trasversale dei pilastri (14.2.330)

Diametro minimo delle staffe dei pilastri (14.2.331)

L'esigenza di commisurare il diametro delle staffe di un pilastro al loro passo discende dalla domanda di duttilità della regione, e dalla conseguente possibilità di farvi fronte anche attraverso un miglioramento dell'effetto di confinamento. Si tratta tuttavia di requisiti generalmente specifici di elementi sismici primari. Si rimanda pertanto a *EC8*, 5.13, *ecc.*

²⁶⁶ Si veda la (14.2.337).

L'esigenza di fissare un diametro minimo, discende principalmente dalla necessità di armonizzare le scelte (e quindi ancora il passo e poi la forma delle staffe) mirate ad assicurare le barre verticali contro il rischio di sbandamento per carico di punta.

Va infine segnalato che è ormai vasta l'esperienza di fenomeni di sbandamento delle barre verticali compresse causato anche dalla rottura di staffe per effetto del grave indebolimento prodotto da stati avanzati corrosione. È questa una ragione in più per evitare l'impiego di diametri di staffe troppo ridotti, che manifestamente accentuano gli effetti della corrosione.

Secondo NTC, 4.1.6.1.2, il diametro delle staffe in un pilastro deve essere:

$$d_{bw} \geq \min(6 \text{ mm}; d_{bL}/3). \quad (14.2.332)$$

Sempre secondo NTC, 7.4.6.2.2, in zona sismica deve assumersi:

$$d_{bw} \geq 6 \text{ mm}. \quad (14.2.333)$$

Secondo EC2, 9.5.3, (1), per tutti i tipi di armature trasversali di un pilastro, è raccomandato che risulti:

$$d_{bw} \geq \min(6 \text{ mm}; d_{bL}/4). \quad (14.2.334)$$

Nel caso di impiego di reti elettrosaldate il diametro dei fili deve essere non minore di 5 mm.

$$(14.2.335)$$

Disposizione nella sezione: forma delle staffe dei pilastri (14.2.336)

Si veda anche (14.2.326).

Le NTC, 4.1.6.1.2, non forniscono indicazioni relative alla conformazione delle staffe dei pilastri. (14.2.337)

Secondo EC2, 9.5.3, (1), le armature trasversali di un pilastro comprendono staffe, cappi o armature elicoidali. (14.2.338)

Secondo EC2, 9.5.3, (2), si raccomanda che le armature trasversali siano adeguatamente ancorate. (14.2.339)

Passo longitudinale delle staffe dei pilastri (14.2.340)

In generale il passo delle staffe di un pilastro dovrebbe essere armonizzato con :

- il braccio z , valutato in entrambe le direzioni; (14.2.341)
- il diametro delle barre verticali; (14.2.342)
- il diametro stesso delle staffe. (14.2.343)

Con riguardo al primo punto potrebbero ripetersi considerazioni analoghe a quelle fatte in merito per le travi²⁶⁷, nel presupposto che si debba assicurare al pilastro anche una sua propria capacità "costituzionale" di portare coppie e carichi orizzontali (taglio), sebbene non previsti nel calcolo²⁶⁸.

²⁶⁷ Si veda (14.2.279).

²⁶⁸ Si veda (14.2.317) e (14.2.323).

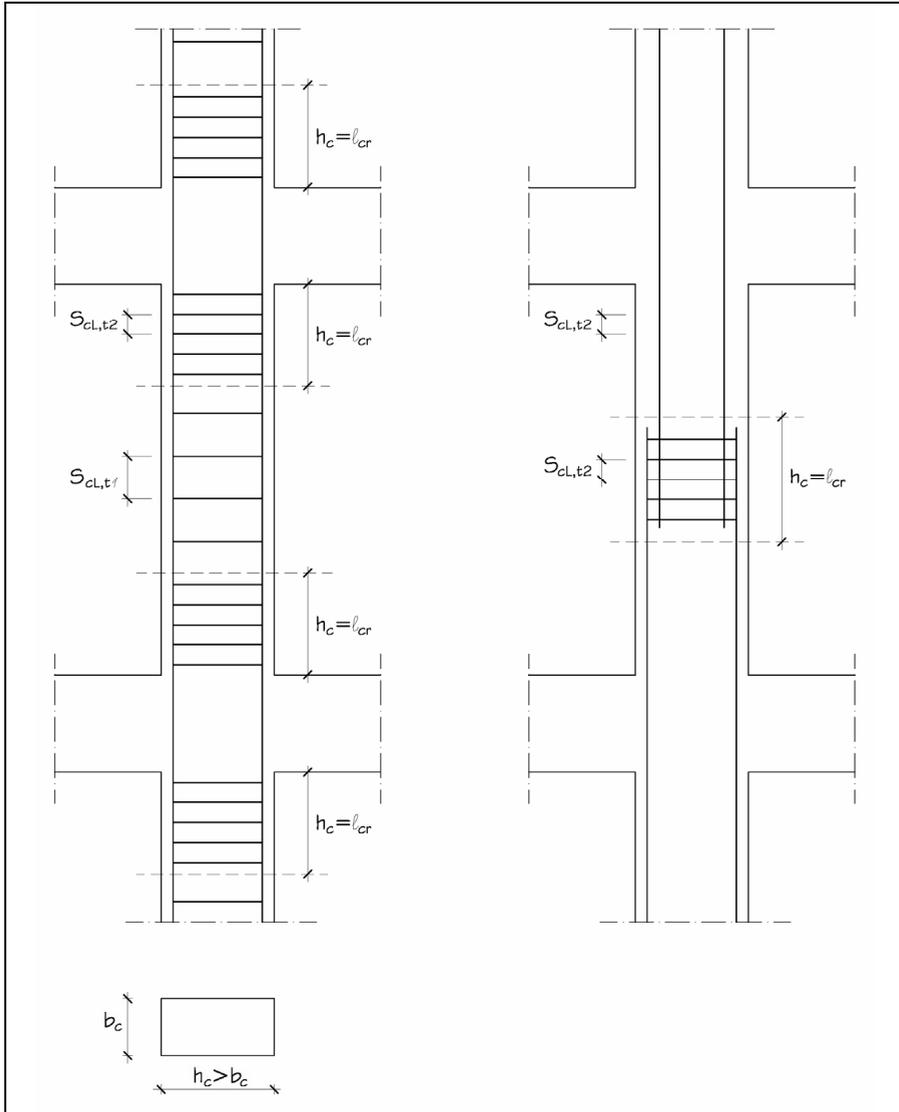


Fig. 14.58

Con riguardo al secondo punto, (14.2.342), si è detto che la prescrizione mira principalmente a creare un sistema funzionale di protezione delle barre verticali contro il rischio di sbandamento per carico di punta.

Con riguardo al terzo punto, (14.2.343) si tratta di una prescrizione specifica di regioni di calcestruzzo compresso in cui, anche attraverso un adeguato confinamento, si vuole raggiungere un elevato grado di duttilità locale²⁶⁹.

²⁶⁹ Si veda (14.2.331) e (14.1.6).

Per quanto detto in (14.2.305) nelle regioni D^{270} di un pilastro si dovrebbe adottare un passo delle staffe ridotto, rispetto a quello delle cosiddette zone N o B .

Zone N , o regioni B . (14.2.344)

Secondo NTC, 4.1.6.1.2, per le armature trasversali di un pilastro si deve assumere (si veda la fig. 14.58):

$s_{cl,t} \geq \min(12 d_{bL,min}; 250 \text{ mm})$ (14.2.345)

Secondo EC2, 9.5.3,(3), sempre con riferimento alle armature trasversali di un pilastro²⁷¹:

$s_{cl,t} \leq \min(20 d_{bL}; b_c; 400 \text{ mm})$ (14.2.346)

Regioni "D" (14.2.347)

Secondo EC2, 9.5.3,(4), sempre con riferimento alle armature trasversali di un pilastro nelle zone D^{272} il passo massimo va ridotto al 60% di quello delle zone N :

$s_{cl,t} \leq \min(12 d_{bL}; 0,6 b_c; 240 \text{ mm})$ (14.2.348)

Sempre secondo EC2, 9.5.3, (5), rientrano fra le regioni D , in cui deve essere adottato un passo ridotto delle staffe, anche quelle in cui le barre verticali risultano deviate (per esempio nelle regioni di variazione di sezione²⁷³). EC2 precisa che la prescrizione vale nei casi di variazioni "brusche", definendo come tali quelle con inclinazione maggiore di 1/12. (14.2.349)

14.2.3 Pareti

Caratteristiche geometriche, zone e regioni di una parete in c.a. (14.2.350)

Si conviene di definire "parete" un elemento strutturale prismatico verticale, attraversato da flussi prevalentemente verticali di vettori, e la cui sezione orizzontale è caratterizzata da un valore relativamente elevato del rapporto: h/b .

Si conviene di rappresentare con h la maggiore delle due dimensioni.

NTC, 4.1.6, non tratta il caso di pareti in c.a.

Secondo EC2, 9.6.1, (1), perché possa parlarsi di "parete" deve risultare: $h/b \geq 4$. (14.2.351)

Sempre secondo EC2 le prescrizioni contenute in 9.6 si riferiscono a pareti in cui "l'armatura è considerata nell'analisi della resistenza."

Elementi caratterizzati da valori minori del rapporto h/b rientrano nell'ambito dei pilastri in c.a. (par. 14.2.2). (14.2.352)

²⁷⁰ Fig. 14.48.

²⁷¹ Si veda la definizione di armature trasversali di un pilastro secondo EC2 in (14.2.338).

²⁷² Per le zone D di un pilastro secondo EC2 si veda (14.2.311) e (14.2.312).

²⁷³ Si veda (14.2.305) e la fig. 14.54, (I).

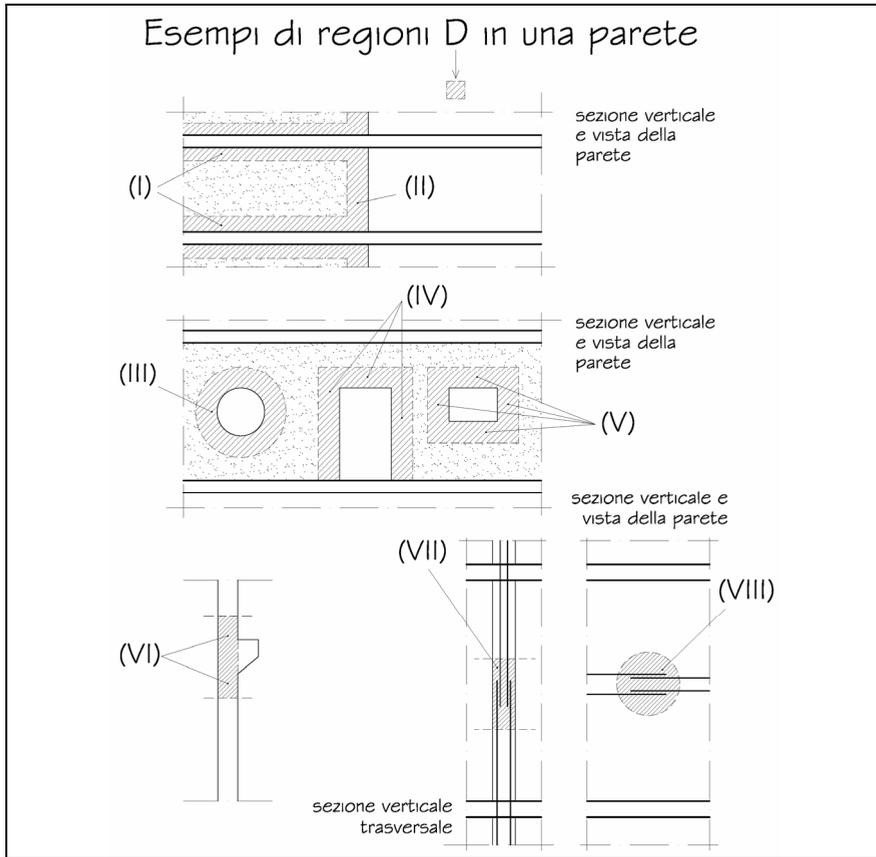


Fig. 14.59

Le regioni D^{274} di una parete sono generalmente localizzate in corrispondenza di sezioni in cui i flussi dei carichi sono indotti a diffondersi, come nelle regioni di introduzione (ad esempio lungo i bordi orizzontali, fig. 14.59 (I)), o, più in generale, a deviare, come lungo i bordi verticali, (II), intorno ai fori, (III), oppure ai vani di porte, (IV), o finestre, (V); in prossimità di mensole tozze, (VI); nelle regioni di giunzione di barre verticali, (VII), oppure orizzontali, (VIII).

Anche nel caso delle pareti la *discontinuità* in tali regioni deriva dalla circostanza che in esse il percorso dei carichi perde le caratteristiche di continuità che sono proprie delle zone N , o B . Si veda quanto detto in merito per le regioni D dei pilastri²⁷⁵ o delle travi²⁷⁶. Non sempre le regioni D sono zone critiche, C , mentre queste ultime, se non sono di discontinuità già all'origine, lo

²⁷⁴ Si veda (14.2.305) per una definizione delle zone C ed N , e delle regioni B e D .

²⁷⁵ Si veda (14.2.305).

²⁷⁶ Si veda (14.2.0) e (14.2.1e).

diventano sempre, in conseguenza delle trasformazioni fisiche (fessurazioni, scorrimenti, ecc.) che precedono lo *SLU*.

Giova ribadire che regole specifiche per zone critiche sono generalmente finalizzate a dotarle di elevata capacità di dissipazione di energia, e che questo requisito è richiesto in elementi sismici primari²⁷⁷. Pertanto anche a proposito delle pareti in c.a., come per tutti gli altri elementi (travi, pilastri, ecc.), si rimanda alla letteratura tecnica specializzata²⁷⁸ per strutture sismiche, in quanto il presente libro non tratta questo tema.

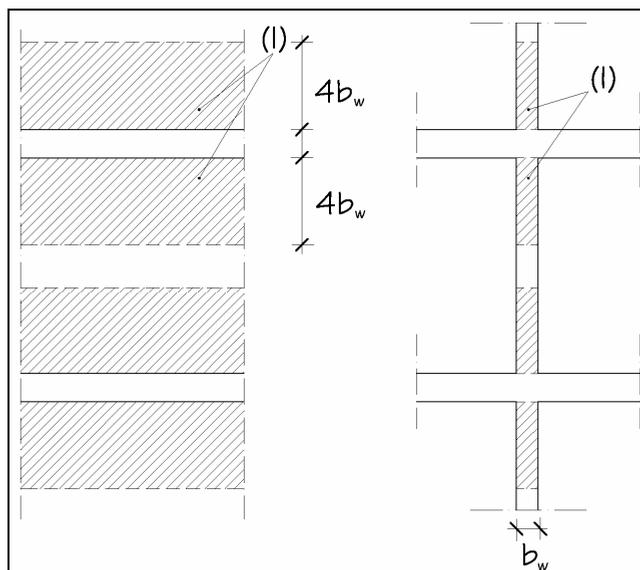


Fig. 14.60

Le argomentazioni proposte, nel caso dei pilastri, in merito alle cause che sono all'origine della discontinuità nelle regioni critiche valgono, peraltro rafforzate, anche nel caso delle pareti.

EC2, 9.6.4, (1), non prevede regole specifiche per zone D di pareti, se non per le armature trasversali²⁷⁹, per le quali rimanda al caso dei pilastri. Per questi ultimi assume, 9.5.3, (4), che le zone critiche (C) di un pilastro sono²⁸⁰:

- quelle al di sopra ed al di sotto di una trave o di una piastra per un tratto pari alla mag-

²⁷⁷ Per la definizione di elementi sismici primari e secondari si veda [3], 4.2.2, 5.2.3.6, 5.7 e [2], 7.2.3.

²⁷⁸ Si veda per le pareti EC8, 5.4.3.4 e 5.5.2.4.

²⁷⁹ Si distinguono le armature orizzontali longitudinali, fig. 14.61, (I), parallele alle facce verticali, da quelle trasversali orizzontali, fig. 14.61, (II), disposte "trasversalmente", e cioè in direzione ortogonale alle facce verticali della parete. Talvolta le armature trasversali potranno essere chiamate "spilli".

²⁸⁰ Si veda (14.2.311) e (14.2.312).

giore dimensione della sezione della parete ma non maggiore di 4 volte lo spessore del muro, fig. 14.60, (I); (14.2.354)

- in prossimità delle giunzioni per sovrapposizione, se $d_{bl} > 14\text{mm}$. (14.2.355)

Armatura longitudinale (verticale) delle pareti. (14.2.356)

Diametro minimo delle barre longitudinali (14.2.357)

Prescrizioni relative al diametro minimo concorrono ad assicurare stabilità alle barre compresse, ed a migliorare l'effetto di confinamento, se armonizzate con regole sul passo massimo delle armature orizzontali, delle armature trasversali (spilli) e sul copriferro minimo. Non volendo escludere, nel caso delle pareti, l'impiego di barre anche di piccolo diametro, come quelle che formano le reti elettrosaldate, è possibile ugualmente assicurare i suddetti requisiti di stabilità e duttilità mediante le altre suddette regole. Inoltre, come nel caso di pareti duttili che costituiscano elementi sismici primari, un'altra misura "compensativa" della snellezza di barre verticali di diametro ridotto è rappresentata dal limite imposto, in queste pareti, da $EC8^{281}$ alla entità dello sforzo normale di compressione agente di calcolo:

$$v_d = N_{Ed}/A_c \leq 0,4 \quad (14.2.358)$$

In EC2, 9.6, non si raccomanda alcun valore minimo per d_{bL} . Prescrizioni relative al diametro minimo sono previste in EC8, solo per DCH (alta duttilità: 5.5.3.4.5, (15)), con riguardo all'armatura d'anima. (14.2.359)

Percentuale meccanica minima dell'armatura verticale delle pareti (14.2.360)

Si rimanda alle considerazioni svolte sul tema a proposito dei pilastri. Si veda (14.2.317).

Secondo EC2, 9.6.2, (1), si raccomanda:

$$\rho_{L,\min} = 0,0020. \quad (14.2.361)$$

Tenuto conto di quanto detto nel par. 14.1.4, ed assumendo, a titolo di esempio, i valori di riferimento (14.2.13), dalla (14.2.361) si ottiene:

$$\omega'_{c,\min}{}^{282} = f_{yd}/f_{cd} * 0,0020 = 0,002 * 23,47 \approx 0,05 \quad (14.2.362)$$

Si tratta del minimo assoluto per pilastri²⁸³, e di una entità manifestamente modesta, ben lontana, come è del resto naturale, dal 100%.

²⁸¹ Si veda $EC8$, 5.4.3.4.1, (2).

²⁸² Si legga la nota (14.2.318).

²⁸³ Si veda (14.2.321) e le considerazioni svolte subito dopo, e la (14.2.323).

Percentuale meccanica massima dell'armatura verticale delle pareti (14.2.363)

Si rimanda alle considerazioni svolte sul tema a proposito dei pilastri. Si veda (14.2.324).

Secondo EC2, 9.6.2, (1):

$$\rho_{L,max} = 0,0400. \quad (14.2.364)$$

Le motivazioni addotte in EC2 a giustificazione del limite superiore della percentuale di armatura verticale nelle pareti sono identiche a quelle dei pilastri²⁸⁴.

Disposizione nella sezione dell'armatura verticale delle pareti (14.2.365)

In linea di principio l'armatura longitudinale (verticale) delle pareti deve disporsi simmetricamente sulle due facce. Tale regola diventa obbligatoria quando la parete è dotata di armatura pari al minimo consentito²⁸⁵.

Distanza fra le barre verticali delle pareti (14.2.366)

Secondo EC2, 9.6.2, (3), deve risultare:

$$s_{L,min} = \min(3h; 400 \text{ mm}). \quad (14.2.367)$$

Armatura orizzontale e trasversale delle pareti (14.2.368)

Diametri delle barre orizzontali e trasversali delle pareti (14.2.369)

Si rimanda alle considerazioni fatte in merito al diametro minimo delle staffe nei pilastri, in (14.2.331).

Nessuna prescrizione in merito è prevista in NTC, 4.1.6. (14.2.370)

Secondo EC2, 9.6.3, non si raccomanda alcun valore minimo nè per d_{bh} , nè per d_{bt} . (14.2.371)

Percentuale meccanica minima dell'armatura orizzontale e trasversale delle pareti in c.a. (14.2.372)

Secondo EC2, 9.6.3, (1), :

$$\rho_{h,min} = \max(0,25 A_{sL}; 0,0010) \quad (14.2.373)$$

Alla (14.2.373) corrisponde, assumendo i soliti valori di riferimento (14.2.13):

$$\omega_{t,min}^{286} = f_{yk}/f_{ctm} * 0,0010 = 173,08 * 0,0010 \approx 0,17 \quad (14.2.374)$$

²⁸⁴ Si veda (14.2.324).

²⁸⁵ EC2, 9.6.2, (2).

²⁸⁶ Si legga la nota (12.2.318).

La (14.2.374) dimostra che l'armatura minima orizzontale è lontana dall'assicurare la capacità di "rilevare" la totalità ($\omega_t = 1,00$) degli sforzi di trazione che fossero "liberati" dalla fessurazione del calcestruzzo teso per taglio. Si leggano le considerazioni fatte in merito per le travi, da (14.2.195) in poi.

Percentuale meccanica massima dell'armatura orizzontale e trasversale delle pareti in c.a. (14.2.374a)

Nessuna prescrizione in merito in NTC, 4.1.6, nè in EC2, 9.6.

Disposizione dell'armatura orizzontale, trasversale e verticale delle pareti (14.2.375)

Nel caso di pareti soggette prevalentemente a sforzo normale di compressione verticale²⁸⁷ la organizzazione della disposizione delle armature deve essere mirata principalmente a proteggere le barre verticali dal rischio di sbandamento per carico di punta. Pertanto si disporranno:

- le barre orizzontali all'esterno, fig.14.61 (I);
- le barre trasversali (spilli) agganciati alle barre orizzontali, fig.14.61 (II);
- le barre verticali all'interno, fig.14.61 (III).

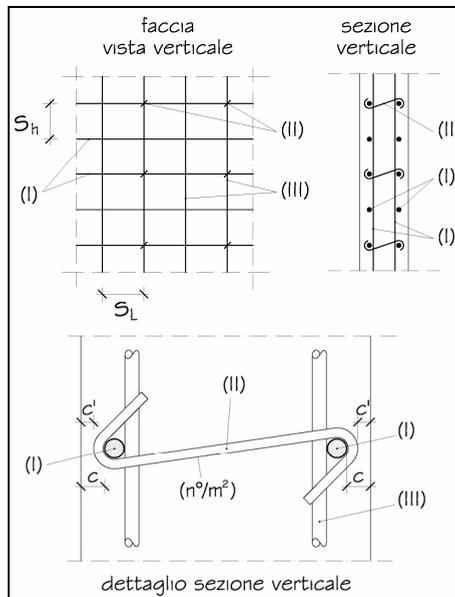


Fig. 14.61

²⁸⁷ Che è quello trattato nel presente capitolo.

Secondo EC2, 9.6.4, (1), l'armatura trasversale deve essere disposta "in qualsiasi parte della parete in cui l'area totale di armatura verticale sulle due facce è maggiore di $0,02 A_c$ ". EC2 raccomanda che tali armature trasversali devono avere funzione di tiranti in conformità ai requisiti relativi ai pilastri. (14.2.376)

Secondo EC2, 9.6.4, (2), per l'armatura trasversale raccomanda:

$$n_{t,min} = 4 \text{ per ogni } m^2, \quad (14.2.377)$$

fig.14.50 (II), precisando che tale raccomandazione vale nel caso in cui le armature principali sono quelle collocate più vicino alla faccia della parete. EC2 aggiunge che non occorre disporre armature trasversali nelle zone in cui si utilizzano reti elettrosaldate e barre di diametro $d_b \leq 16$ mm, con ricoprimenti di calcestruzzo maggiori di $2 d_b$. (14.2.378)

Secondo EC2, 9.6.3, (1) e (2), l'armatura orizzontale deve essere disposta parallelamente alla superficie della parete ed ai bordi liberi, in corrispondenza di ciascuna faccia, al passo massimo:

$$s_{h,max} = 400 \text{ mm}. \quad (14.2.379)$$

Armatura delle regioni D delle pareti (14.2.380)

Si rimanda al par. 14.2.5, nel quale l'argomento è visto all'interno della generale problematica delle regioni D di elementi strutturali.

14.2.4 Altri elementi strutturali

Nei precedenti paragrafi si sono esaminati criteri di progetto delle armature, dalla concezione generale sino al dettaglio costruttivo, con riguardo ad elementi appartenenti a sistemi strutturali particolarmente diffusi, come le travi, in 14.2.1; i pilastri, in 14.2.2; e le pareti in 14.2.3.

Altri elementi strutturali che meritano specifica attenzione sono le travi-parete, le piastre e le solette.

EC2 dedica la sezione 9 ai dettagli costruttivi di elementi e regole particolari. In tale sezione sono trattati: travi, 9.2; piastre piene e piastre senza nervature, 9.3 e 9.4; pilastri, 9.5; pareti, 9.6; travi parete, 9.7; fondazioni²⁸⁸, 9.8; zone di discontinuità²⁸⁹, 9.9; sistemi di incatenamento²⁹⁰, 9.10.

Travi-parete (14.2.381)

Le travi-parete sono travi caratterizzate da una rilevante misura del braccio z rispetto alla luce. Tenuto conto di quanto detto in (14.2.0), (14.2.65) e (14.2.2), si può convenire che rientrano nell'ambito delle travi-parete quelle travi il cui comportamento dominante tende ad essere quello dell'arco-tirante:

$$\zeta_l = z/l_n \geq 1/4. \quad (14.2.381a)$$

²⁸⁸ Per le fondazioni si veda il cap.15.

²⁸⁹ Si veda il par.14.2.5.

²⁹⁰ Si veda il par. 14.3.

Secondo EC2, 9.7, (1), una trave-parete è un elemento la cui luce è inferiore a 3 volte l'altezza complessiva della sezione²⁹¹.

Aspetti specifici che impongono differenze nell'approccio al progetto delle armature, rispetto alle travi, riguardano sia la concezione generale che aspetti di dettaglio.

Con riguardo alla concezione generale, il disegno delle armature deve essere compatibile con la ipotesi, di cui si è detto, di comportamento ad arco-tirante. Valgono pertanto le seguenti regole fondamentali²⁹², fig. 14.62:

- disposizione di armature longitudinali filanti senza alcuna interruzione su tutta la luce, in modo da assicurare la presenza di un adeguato tirante ("catena"), fig. 14.62 (I)²⁹³; (14.2.382)
- concezione della regione di ancoraggio della catena che ne assicuri adeguata distanza²⁹⁴ dal nodo di deviazione dei flussi di compressione provenienti dall'arco, fig. 14.62 (II); (14.2.383)
- dimensionamento adeguato dell'altezza dei due correnti longitudinali di calcestruzzo: quello compresso, h_{cL} ²⁹⁵ in fig. 14.62 (III), e quello che contiene l'armatura tesa, h_{tL} ²⁹⁶ in fig. (IV); (14.2.384)
- valore adeguatamente ridotto del corrispondente braccio z ²⁹⁷ da assumere per il dimensionamento dell'armatura. (14.2.385)

Si noti in figura il percorso del carico V , che discende lungo l'arco, $A \rightarrow B$, imprime in B la spinta H , per poter deviare lungo l'asse verticale del vincolo, $B \rightarrow C$. A sua volta la spinta H muove verso l'estremità ancorata, D , avanzando lungo un percorso di compressione, entro il calcestruzzo. In D la spinta H entra nelle armature (che costituiscono la catena) e "retrocede" nel percorso di trazione, all'interno di quest'ultima, che la porta da un estremo D , all'altro, D' . Si noti come il modello *LPM* metta in luce la funzionalità della distanza fra i due nodi B e D , necessaria perchè in B si formi un nodo di deviazione in cui concorrano solo percorsi di compressione, e perchè eventuali trazioni locali in corrispondenza della inversione dell'itinerario, in D , restino ad adeguata distanza da B .²⁹⁸

Con riguardo al dettaglio costruttivo, un'esigenza specifica delle travi-parete è quella di distribuire armatura longitudinale sulle facce verticali, in quantità adeguata, in relazione alla notevole altezza^{299 300}.

²⁹¹ Si veda (14.2.1).

²⁹² Si legga EC2, 9.7, (3).

²⁹³ Si veda anche la fig. 14.31.

²⁹⁴ Un adeguato valore di a .

²⁹⁵ Si veda (14.2.225).

²⁹⁶ Si veda (14.1.29c).

²⁹⁷ Generalmente in una trave parete il braccio relativo $\zeta = z/d$ ha valori ridotti rispetto alle travi, (14.2.190).

²⁹⁸ Si veda (14.1.27). Per un esempio di ancoraggio impegnativo: fig. 14.29.

²⁹⁹ Si veda EC2, 9.7, (1).

³⁰⁰ Si veda la fig. 14.31, (III).

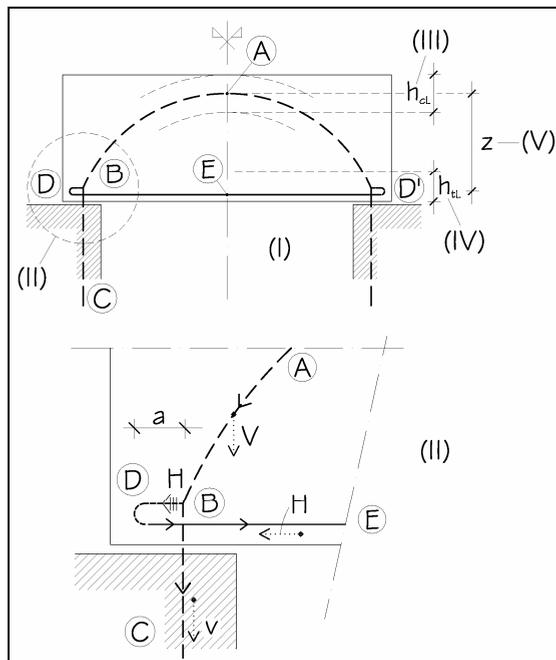


Fig. 14.62

Va infine considerato che il calcolo di una trave parete deve farsi con modelli differenti da quello classico della *Teoria Tecnica delle Travi*. Si tratta, infatti, di una macro regione di discontinuità, per la quale è affidabile l'impiego dello *STM*³⁰¹.

Piastre e solette

(14.2.386)

Il caso delle piastre piene può per alcuni aspetti essere esaminato *per confronto* con le prescrizioni delle travi, par. 14.2.1.

Si esamina il caso di piastre di spessore relativamente piccolo rispetto alle due dimensioni in pianta.

Secondo EC2, 9.3, (1), le regole della sezione 9.3, dedicata alle piastre piene, "si applicano a piastre mono e bidirezionali per le quali b e l_{eff} sono non minori di $5h$ (vedere punto 5.3.1)".

(14.2.387)

³⁰¹ Si veda EC2, 6.5.

Armatura longitudinale principale minima e massima (14.2.387a)

Con riguardo alle percentuali minima e massima di armatura longitudinale, tenuto conto della finalità della prescrizione e del significato fisico di ω ³⁰², non c'è motivo per cui si debbano adottare prescrizioni diverse da quelle delle travi³⁰³.

Infatti lo sforzo al quale dimensionare la sezione di armatura minima è quello corrispondente alla resistenza della sezione di calcestruzzo, per trazione, che non cambia se essa appartiene ad una trave piuttosto che ad una piastra.

Con riguardo, poi, alla percentuale massima di armatura longitudinale, valgono le medesime considerazioni, e cioè che la prescrizione che impone di evitare il rischio di rottura fragile assicurando che la resistenza per trazione dell'armatura non superi quella per compressione del calcestruzzo per flessione, porta agli stessi valori limite, sia che si tratti di una trave, sia che si tratti di una piastra.

Una differenza fra i due tipi di elementi strutturali può tuttavia essere rilevata. Ci si riferisce, in particolare, al livello del rischio di rottura fragile al momento della prima fessurazione. È infatti possibile che in una piastra il rischio che effettivamente si formino fessure tali da compromettere l'equilibrio sia particolarmente ridotto. Infatti le tensioni di lavoro effettive per trazione del calcestruzzo risultano spesso significativamente al di sotto dei valori caratteristici dello *SLU*, e, quand'anche in una sezione dovessero superarli, in una piastra, a differenza delle travi, i carichi³⁰⁴ disporrebbero di itinerari alternativi. In questi casi la ipotesi di rottura per fessurazione della zona tesa di calcestruzzo, sulla quale si basa il calcolo di ρ_{min} ³⁰⁵, ha una limitata probabilità di verificarsi. Ad essa può ragionevolmente sostituirsi la ipotesi che le sollecitazioni effettivamente agenti possano risultare più elevate, di una prefissata misura percentuale, rispetto a quelle di calcolo.

Secondo EC2, 9.3.1.1,(1), le percentuali minima e massima possono essere assunte pari a quelle prescritte per una trave. Per piastre nella quali esiste un rischio ridotto di rottura fragile, $A_{s,min}$ può essere assunto pari a 1,2 volte l'area richiesta nello *SLU*. (14.2.387b)

Armatura longitudinale secondaria (“di ripartizione”) minima (14.2.388)

Nel caso di piastre ortotrope, caratterizzate da una portanza prevalentemente unidirezionale, un'armatura longitudinale nella direzione ortogonale a quella portante deve essere comunque disposta in previsione della possibilità

³⁰² Si veda il par. 14.1.4.

³⁰³ Si veda (14.2.7) e (14.2.24).

³⁰⁴ Il termine “carichi” ha carattere generale, pertanto si riferisce sia ai carichi verticali che alle spinte orizzontali.

³⁰⁵ Si veda (14.2.11).

che i carichi seguano, seppure localmente, percorsi ortogonali a quelli principali. È il caso, ad esempio, di carichi concentrati. Giova rimarcare la correlazione fra questa prescrizione e la necessità di dotare la piastra di capacità di *sopravvivenza* (duttilità) alla formazione delle prime fessure, secondo quanto detto in precedenza. Si veda la Fig. 14.63 (I)³⁰⁶. Sia:

$$F_{tot} = F + \Delta'F + \Delta''F$$

un carico concentrato applicato ad una nervatura, disposta fra altre due nervature parallele, che invece sono scariche. Le aliquote del carico, $\Delta'F$, e $\Delta''F$, utilizzano la soletta come trave, per seguire gli itinerari $A \rightarrow A^{307}$, ed $A \rightarrow A''$, che consentono loro di proseguire il cammino³⁰⁸ impegnando le nervature parallele, in conseguenza del principio del minimo investimento in termini di energia di deformazione. A fronte dell'energia in più necessaria per i tratti $A \rightarrow A'$, ed $A \rightarrow A''$, $\Delta'F$ e $\Delta''F$ realizzano una maggiore economia³⁰⁹ separandosi da F , che invece utilizza da solo il percorso entro la nervatura, $A \rightarrow B \rightarrow C \rightarrow D \rightarrow E \rightarrow \dots$

La prescrizione che impone un minimo di armatura di ripartizione ortogonale a quella principale (necessaria per rendere attivabili i percorsi del tipo $A \rightarrow A'$ ed $A \rightarrow A''$) ha dunque la finalità - come quasi tutte le prescrizioni di *detailing* - di rendere affidabile il progetto nonostante l'analisi sia effettuata non prevedendo l'attivazione dei suddetti percorsi, quando ad esempio non rientra fra le ipotesi di carico anche quella di un'azione verticale concentrata come F_{tot} . Un'armatura di solidarietà fra fasce parallele di piastra, distese nella direzione portante, deve essere garantita in misura percentuale rispetto all'armatura longitudinale principale. Naturalmente anche in questo caso una prescrizione riferita alla resistenza a trazione del calcestruzzo potrebbe risultare troppo onerosa in considerazione sia della probabilità (spesso assai ridotta) che effettivamente il calcestruzzo si fessuri per trazioni in direzione secondaria, sia della circostanza che tali fessure, qualora si formassero, potrebbero comunque non compromettere la statica globale della piastra.

³⁰⁶ Per semplicità si esamina il caso di una piastra a nervature parallele, a mensola: fig. 14.63, (0).

³⁰⁷ Il modello di figura è molto semplificato, in quanto viene preso in considerazione uno solo dei vari percorsi trasversali fra i quali si dividono i carichi $\Delta'F$ e $\Delta''F$ che abbandonano la nervatura centrale per andare ad utilizzare le due nervature contigue.

³⁰⁸ I percorsi $A' \rightarrow B' \rightarrow C' \rightarrow D' \rightarrow E' \rightarrow \dots$ e $A'' \rightarrow B'' \rightarrow C'' \rightarrow D'' \rightarrow E'' \rightarrow \dots$

³⁰⁹ Economia di "energia di trascinamento".

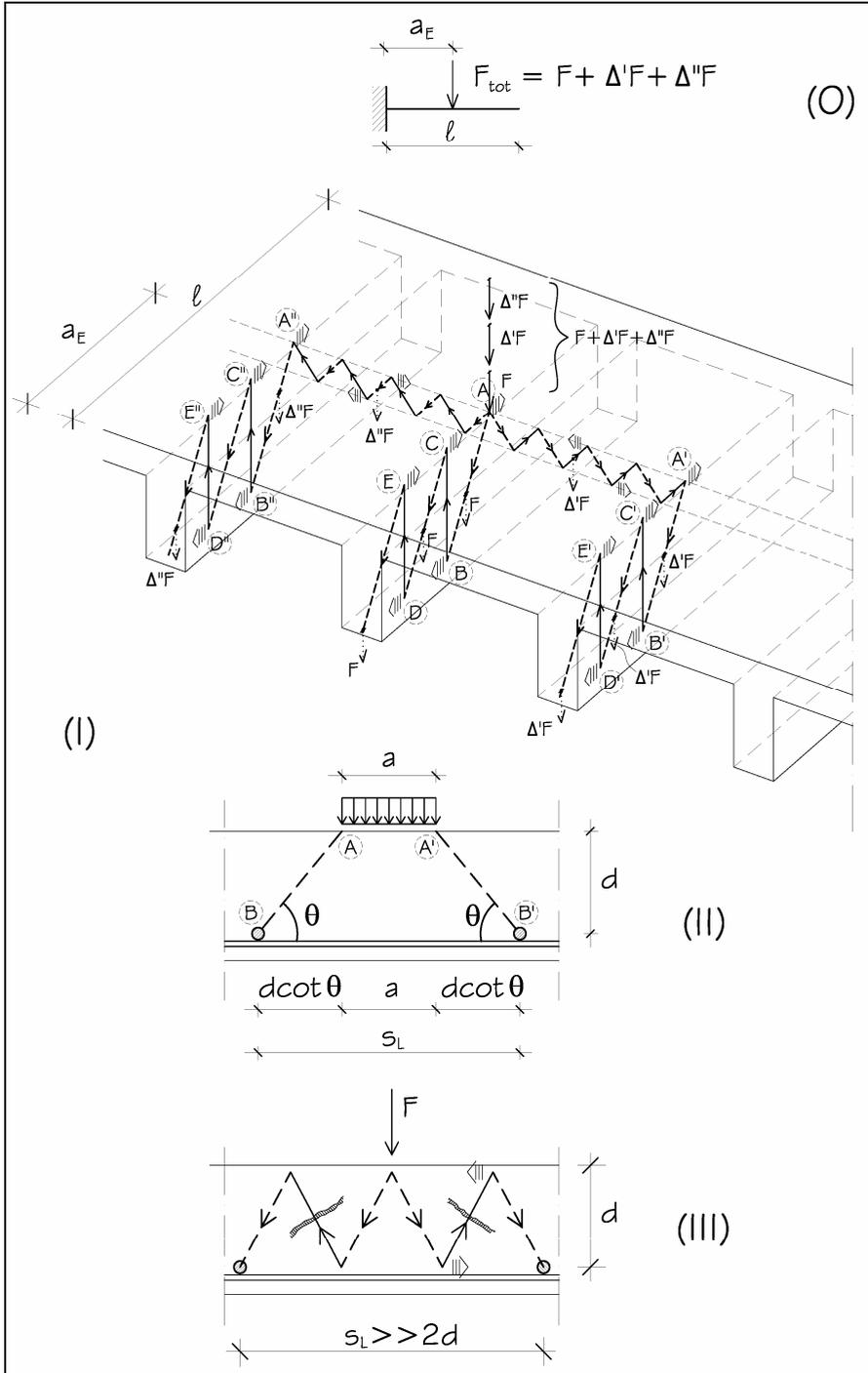


Fig. 14.63

Secondo EC2, 9.3.1.1, (2), "nelle piastre a portanza unidirezionale si raccomanda di prevedere una armatura trasversale secondaria in quantità non minore del 20% dell'armatura principale. Nelle zone in prossimità degli appoggi l'armatura trasversale alle barre principali superiori non è necessaria se non è presente momento flettente trasversale." (14.2.389)

Passo delle barre longitudinali (14.2.389a)

Un valore massimo del rapporto :

$$s_L / d, \quad (14.2.390)$$

fra passo delle barre longitudinali e spessore della soletta deve essere stabilito allo scopo di assicurare al carico applicato all'estradosso la possibilità di percorsi diagonali di compressione, $A \rightarrow B$ ed $A' \rightarrow B'$, fig.14.63 (II), sino alle barre principali longitudinali, che siano inclinati di un angolo θ "compatibile". Assumendo:

$$\theta = 45^\circ$$

risulta:

$$s_L / d = 2 + a / d. \quad (14.2.391)$$

A valori troppo grandi di s_L / d corrisponderebbe un funzionamento "a trave" della piastra fra le due barre, che implica l'insorgere di percorsi diagonali di trazione. Con conseguente rischio di "sfondamento"³¹⁰, ad opera del carico, della regione di calcestruzzo delimitata dalle barre longitudinali.

Va tenuto presente che nel caso delle piastre tale rischio è generalmente accentuato da fatto che esse rappresentano elementi strutturali particolarmente utilizzati nelle situazioni in cui la prestazione richiesta è la capacità di portare carichi molto elevati (anche concentrati) su luci relativamente ridotte.

Oltre al limite "relativo" s_L / d , che, come si è visto, rientra fra le prescrizioni mirate a rendere affidabile il modello di comportamento *STM* richiesto, è necessario al solito fissare anche un limite "assoluto" ad s_L .

Si ricorda, (14.1.7), che le regole che impongono un limite assoluto alla distanza fra le barre hanno la finalità di migliorare la durabilità, anche attraverso la riduzione dei riflessi negativi dell' *effetto scala*.

Secondo EC2, 9.3.1.1, (3), si raccomanda:

$$s_L / h \leq \min (3h; 400 \text{ mm}), \text{ per l'armatura principale;} \quad (14.2.392)$$

$$s_L / h \leq \min (3,5h; 450 \text{ mm}), \text{ per l'armatura secondaria.} \quad (14.2.393)$$

In zone con carichi concentrati o di momento massimo:

$$s_L / h \leq \min (2h; 250 \text{ mm}), \text{ per l'armatura principale;} \quad (14.2.394)$$

$$s_L / h \leq \min (3h; 400 \text{ mm}), \text{ per l'armatura secondaria.} \quad (14.2.395)$$

Distribuzione nella sezione dell'armatura longitudinale (14.2.396)

In piastre prive di armatura a taglio, la distribuzione nella sezione delle barre longitudinali è regolata dalla necessità di rispettare il passo prescritto,

³¹⁰ Si notino le fessure ortogonali ai percorsi di trazione diagonali di fig. 14.63, (III).

(14.2.390), e di distribuire con uniformità l'armatura. In piastre dotate di armatura a taglio valgono prescrizioni analoghe a quelle delle travi, par. 14.2.1.

Traslazione orizzontale dello sforzo di trazione (14.2.397)

Il caso delle solette (o piastre piene) rientra in quello proprio delle travi prive di armatura trasversale.

Pertanto deve prevedersi che l'entità della traslazione orizzontale possa risultare anche maggiore di z .

Secondo EC2, 9.3.1.1, (4):

$$a_l = d. \quad (14.2.398)$$

Regione di estremità semplicemente appoggiata (14.2.399)

In mancanza di armatura trasversale, e particolarmente di staffe, le prescrizioni relative alle piastre, che riguardano l'armatura longitudinale minima filante inferiore, da tenere sino agli appoggi di estremità, e l'armatura minima superiore da tenere, sempre in corrispondenza degli appoggi³¹¹, devono essere più severe delle corrispondenti prescrizioni relative alle travi³¹².

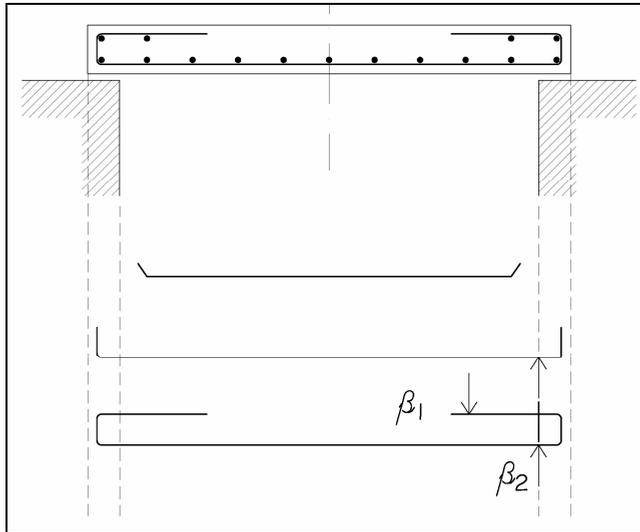


Fig. 14.64

³¹¹ Si veda la fig. 14.64.

³¹² Si veda (14.2.58).

Si ricordi, a tal proposito, che nelle piastre risulta maggiore a_l^{313} ; che alla resistenza a taglio di elementi privi di armatura trasversale contribuiscono significativamente le armature longitudinali tese³¹⁴; che l'affidabilità dei modelli normalmente utilizzati è talvolta minore di quella dei modelli per l'analisi delle travi.

Un'armatura inferiore di entità sufficiente a portare la reazione di appoggio può costituire un provvedimento mirato alla *robustness*. Si veda il caso delle travi, fig.14.31.

Secondo EC2, 9.3.1.1, (4), è raccomandato che si prolunghi un minimo valore percentuale di armatura inferiore proveniente dalla campata, proprio come nel caso delle travi. (14.2.400)

Inoltre, sempre secondo EC2, 9.3.1.2, (1), in piastre semplicemente appoggiate si raccomanda che almeno la metà dell'armatura calcolata in campata sia estesa sino agli appoggi, e convenientemente ancorata.

$$A_{smin}^+ = \beta_2 A_{smax}^+, \quad (14.2.401)$$

con:

$$\beta_2 = 0,5. \quad (14.2.402)$$

Si noti che si tratta di un valore pari al doppio del corrispondente raccomandato da EC2 per le travi³¹⁵.

Interruzione ed ancoraggio possono effettuarsi secondo i medesimi criteri prescritti per le travi.

Secondo EC2, 9.3.1.2, (2), su un appoggio di estremità il momento resistente negativo (armature superiori) può essere assunto pari al 15% del massimo momento nella campata adiacente. Esattamente come per le travi³¹⁶:

$$\beta_1 = 0,15 \quad (14.2.403)$$

Regione di estremità presso un vincolo intermedio (14.2.404)

Secondo EC2, 9.3.1.1, (4), valgono le medesime prescrizioni delle travi, con riguardo all'armatura minima inferiore, da prolungare dalla campata³¹⁷. (14.2.405)

Sempre secondo EC2, 9.3.1.2, (2), dove si verifica, lungo un bordo di piastra, una continuità parziale, ma tale continuità non è considerata nel calcolo, si raccomanda che le armature superiori siano in grado di sopportare un momento pari almeno al 25% del massimo momento agente nella campata adiacente. (14.2.406)

Le armature devono prolungarsi per almeno 1/5 della luce netta della campata adiacente.

$$(14.2.407)$$

Ancoraggi (armatura longitudinale solette e piastre piene) (14.2.408)

Secondo EC2, 9.3.1.1, (4), valgono le medesime prescrizioni delle travi.

³¹³ Si veda (14.2.397).

³¹⁴ Si veda EC2, (6.2.a).

³¹⁵ Si veda (14.2.102).

³¹⁶ Si veda (14.2.59) e (14.2.136).

³¹⁷ Si veda (14.2.130).

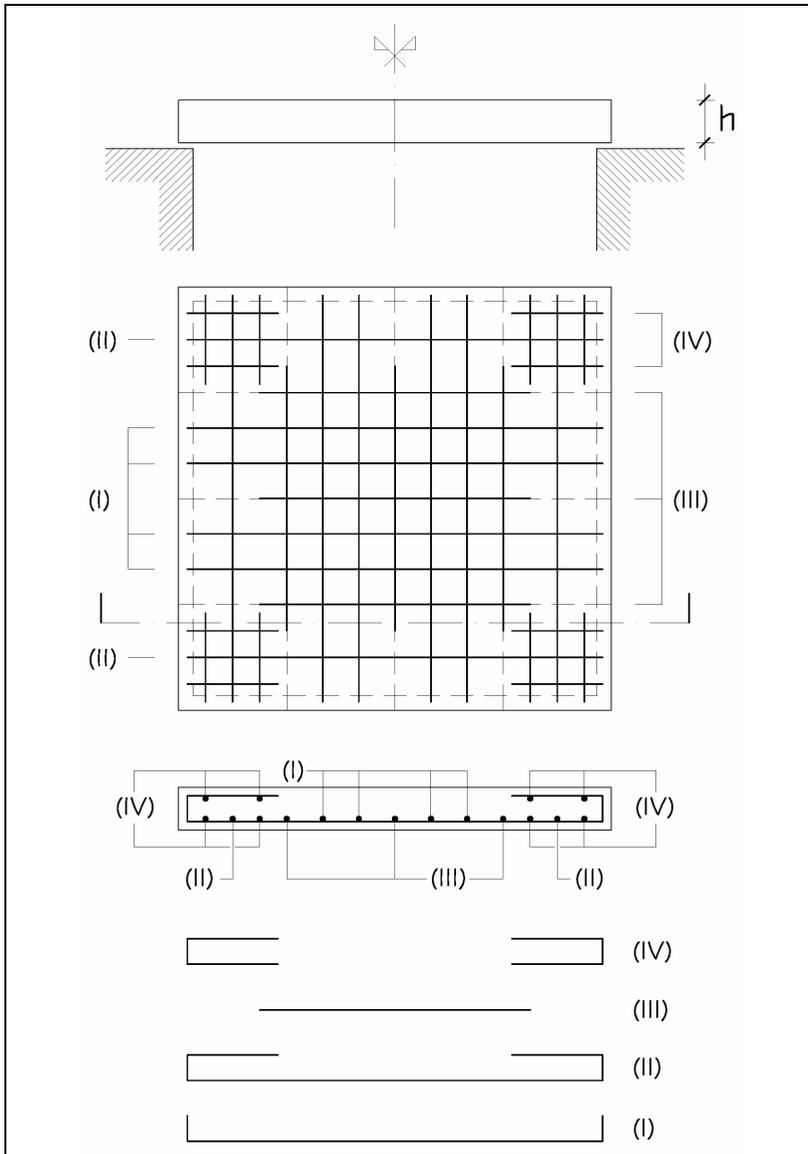


Fig. 14.65

Le barre longitudinali di una piastra rettangolare possono essere disposte nelle due direzioni, fra loro ortogonali, parallele ai lati, fig. 14.65. Questa disposizione è tanto più conforme all'andamento effettivo delle "coppie", quanto più piccola è l'intensità del momento torcente. Infatti il momento torcente agente su una sezione verticale della piastra misura il discostarsi dei piani

principali di sollecitazione da quella sezione, e dalla sezione ad essa ortogonale. Si riconosce pertanto che nelle regioni centrali di una piastra simmetrica per tutta la lunghezza delle strisce a cavallo dei due assi di simmetria del piano medio, sino ai bordi vincolati, nelle quali i momenti torcenti si mantengono di limitata intensità, le direzioni parallele ai lati sono particolarmente vicine a quelle dei piani principali di flessione. Pertanto, nel caso proposto di piastra simmetrica, la disposizione delle barre parallela ai lati risulta indicata proprio nelle regioni ove i momenti flettenti, positivi e negativi, sono massimi in valore assoluto, fig. 14.65 (I).

Quando la piastra è appoggiata lungo tutti e quattro i bordi, ed ivi “ritenuta” (vincoli che ne impediscono il sollevamento), nelle zone d’angolo nascono momenti torcenti (agenti sui piani verticali paralleli ai bordi) di notevole intensità, a fronte di momenti flettenti che in quelle regioni risultano di modesta intensità ed al limite nulli. Ciò significa, per quanto detto, che i piani principali della flessione si discostano sensibilmente da quelli paralleli ai bordi, e tendono a disporsi a 45° .

Al fine di alleggerire il calcolo è tuttavia possibile evitare un’analisi specifica di tali regioni, a condizione che si rispettino prescrizioni relative a dettagli costruttivi delle armature nelle zone d’angolo.

È possibile anche le armature d’angolo secondo le due direzioni parallele ai bordi, fig. 14.65 (II). Tale disposizione è costruttivamente preferibile, per evitare il sovrapporsi di 4 strati di barre.

Secondo EC2, 9.3.1.3, (1), se “i particolari costruttivi sugli appoggi sono tali da impedire il sollevamento della piastra in corrispondenza di un angolo, si raccomanda di prevedere adeguata armatura.” (14.2.410)

La fig. 14.66 propone una interpretazione del comportamento della regione d’angolo di una piastra semplicemente appoggiata, e ritenuta sull’appoggio, con l’impiego del modello *STM*. Lo scopo è quello di comprendere le ragioni per cui nascono reazioni verticali verso il basso distribuite³¹⁸, e quella concentrata sullo spigolo³¹⁹, e delle due possibili disposizioni di armatura locale longitudinale (orizzontale):

- nel caso di adozione, per l’armatura superiore, della disposizione in pianta a 45° , secondo la bisettrice³²⁰, e per quella inferiore, nella direzione ortogonale³²¹;
- nel caso di adozione, per entrambe le armature, superiore³²² ed inferiore³²³, della disposizione parallela ai lati, nelle due direzioni.

Si esaminino le diverse sezioni della fig. 14.66. Si cominci dalla (I), che rappresenta la presenza del momento flettente, M_0 , giacente nel piano principale, disposto secondo la bisettrice dell’angolo di piastra. M_0 è portato dalla “trave” diagonale giacente nel suddetto piano, O_1-O_2

³¹⁸ B_2-B_1 in fig. 14.66, (II).

³¹⁹ Q_2-Q_1 in fig. 14.66, (I).

³²⁰ O_1-P_1 in fig. 14.66, (II).

³²¹ $A_2-A'_2$ in fig. 14.66, (IV).

³²² O_1-A_1 ; $O_1-A'_1$, in fig. 14.66, (VI).

³²³ P_2-B_2 ; $P_2-B'_2$, in fig. 14.66, (VI), oppure vedere fig. fig. 14.66, (V).

$Q_2 - Q_1$, ed è equilibrato dalla coppia di forze verticali V_p . Quella, rivolta verso il basso, applicata in Q_2 è proprio la reazione concentrata di ritegno dell'angolo di piastra.

Quella, rivolta verso l'alto, applicata sull'asse verticale $P_1 - P_2$ rappresenta la reazione di sostegno che la suddetta trave diagonale riceve ad opera della restante parte della piastra.³²⁴

A tal fine si prospettano due possibili comportamenti, a seconda del percorso di V_p , che, a sua volta, dipende dal tipo di armatura d'angolo che si adotta.

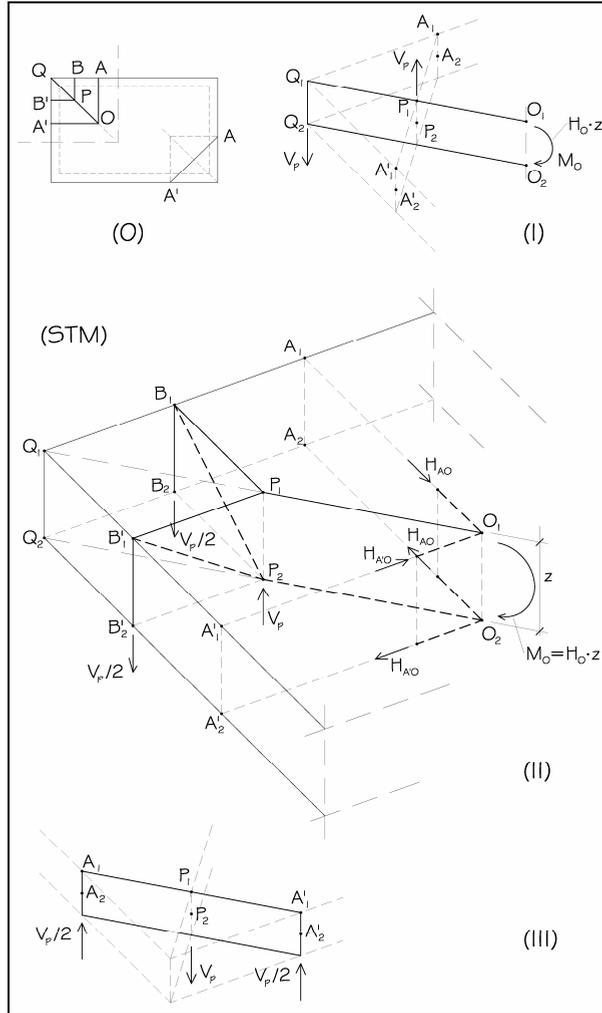


Fig. 14.66 – 1ª parte

³²⁴ Nel modello semplificato di figura, la “restante parte della piastra” è rappresentata dalla trave A'_1, A'_2, A_2, A_1 .

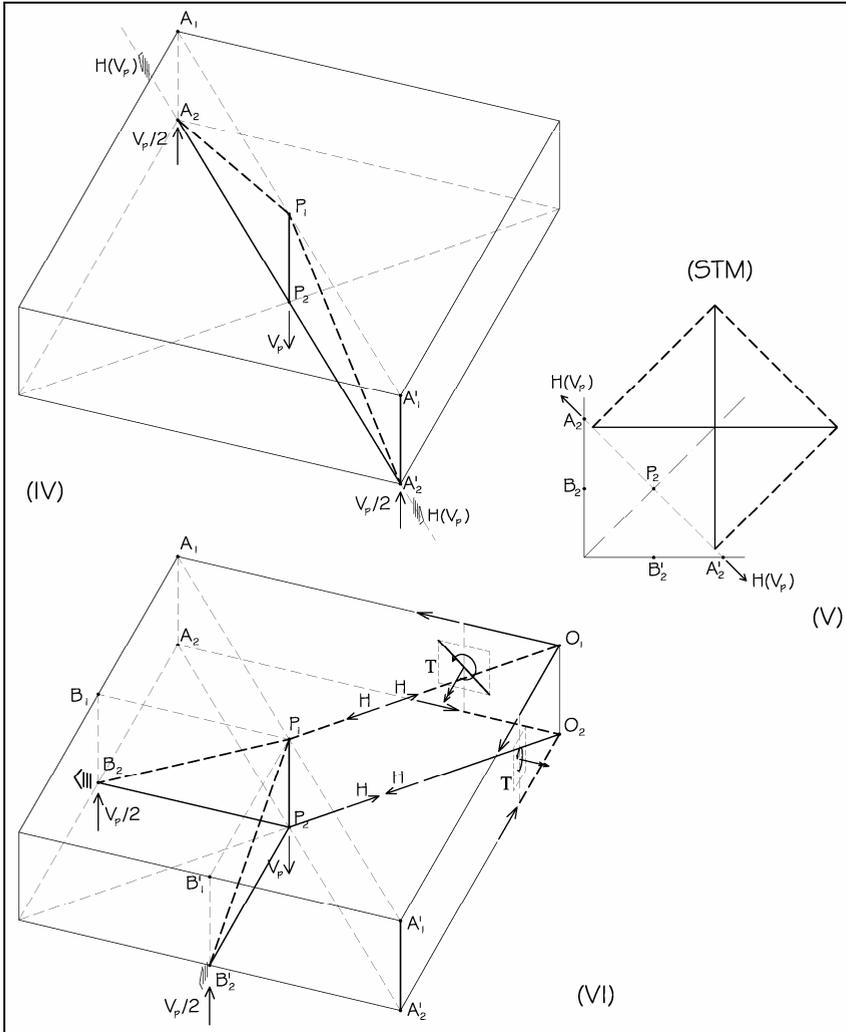


Fig. 14.66 – 2^a parte

Un primo possibile comportamento è quello che presuppone la attivazione della trave, ortogonale alla precedente, $A_1- A'_1- A'_2- A_2$, appoggiata in A_2 ed A'_2 .

La sezione (IV) della fig. 14.66 mostra un modello STM "a capriata", rappresentativo del comportamento di tale trave soggetta a V_p . Tale modello permette di individuare, noto V_p , la corretta disposizione e persino la adeguata quantità dell'armatura inferiore, ortogonale alla bisettrice dell'angolo.

La fig. 14.66 (V), mostra come è possibile sostituire tale armatura con un'altra, sempre inferiore, naturalmente, secondo le due direzioni parallele ai due lati della piastra.

Un secondo possibile comportamento è quello rappresentato in fig. 14.66 (VI). Il carico V_p risale lungo $P_2 \rightarrow P_1$; qui si divide in due parti che ridiscendono verso i bordi appoggiati, secon-

do i due percorsi di compressione, $P_1 \rightarrow B_2$ e $P_1 \rightarrow B'_2$. Le spinte orizzontali in B_2 e B'_2 sono proprio quelle da equilibrare con armature orizzontali inferiori, disposte parallelamente ad entrambi i due lati della piastra. La spinta orizzontale diagonale H , in P_1 , si dirige verso O_1 , ove è equilibrata dalle armature orizzontali superiori, ancora una volta disposte parallelamente ad entrambi i lati della piastra.

Zone di bordo libero (14.2.411)

Le strisce di piastra parallele ad un bordo libero non usufruiscono del rilevante vantaggio di essere “confinate” da strisce contigue, come avviene invece nelle regioni interne della piastra³²⁵. Un accorgimento per “compensare” tale condizione locale sfavorevole è rappresentato dalla disposizione di barre di bordo capaci di assorbire eventuali spinte “avanzanti” verso l’esterno della piastra³²⁶.

Secondo EC2, 9.3.1.4, (1), (2), si raccomanda che lungo un bordo libero (non appoggiato) una piastra contenga armature longitudinali e trasversali collocate come in figura. A tal fine possono utilizzarsi le stesse armature della piastra. (14.2.412)

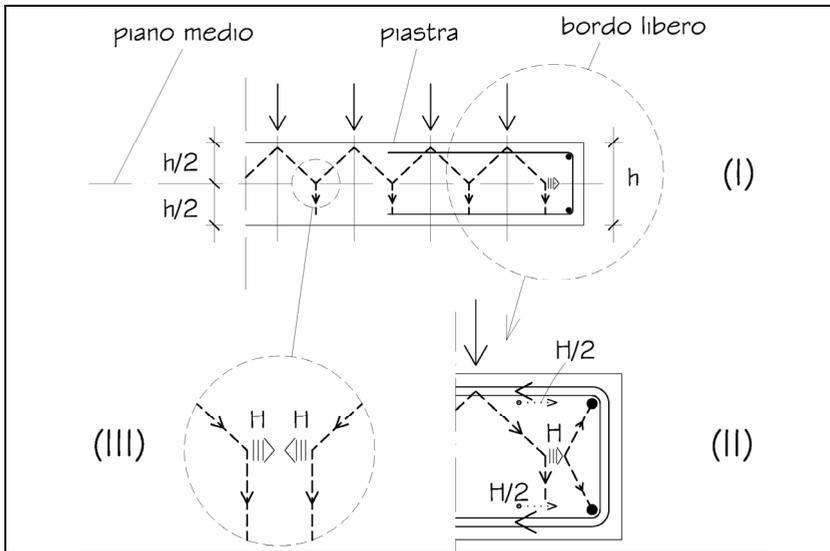


Fig. 14.67

³²⁵ Dettaglio (III) della fig. 14.67.

³²⁶ Dettaglio (II) della fig. 14.67.

Armatura trasversale delle solette e piastre piene (14.2.413)

Se la piastra ha uno spessore troppo sottile, le armature trasversali non possono attivarsi correttamente, a causa dell'eccessiva vicinanza reciproca dei nodi, superiore ed inferiore. Si sovrappongono le rispettive regioni locali di discontinuità (regioni di ancoraggio delle staffe o degli spilli, o di deviazione e sagomatura delle barre piegate³²⁷) con conseguente rischio di rotture locali, anche per scorrimento o fenditura. È pertanto necessario porre un limite inferiore in assoluto allo spessore minimo di piastre che richiedono armatura a taglio. Al solito questo tipo di prescrizione va ricondotta alla necessità di assicurare affidabilità al modello di analisi e di verifica (*STM*).

Secondo EC2, 9.3.2, (1), "si raccomanda che una piastra in cui siano previste armature a taglio abbia spessore almeno di 200 mm". (14.2.414)

Percentuale meccanica minima dell'armatura trasversale solette e piastre piene (14.2.415)

Per le medesime ragioni esposte in proposito nel caso delle armature longitudinali, (14.2.387a), non v'è ragione per cui la percentuale meccanica minima di armatura trasversale nel caso delle piastre debba essere differente da quella relativa alle travi³²⁸. Si rimanda pertanto a (14.2.185).

Passo trasversale dei bracci di staffa (14.2.416)

Secondo EC2, 9.3.2, (5), il massimo passo trasversale delle armature a taglio può essere, nel caso delle piastre, anche il doppio di quello stabilito per le travi³²⁹

$$s_{t,max} = 1,5 d \quad (14.2.417)$$

Passo longitudinale delle staffe e delle barre rialzate

Secondo EC2 il massimo passo longitudinale di insiemi successivi di staffe deve essere uguale a quello fissato per le travi³³⁰:

$$s_{l,max} = 0,75d (1 + \cot\alpha) \quad (14.2.418)$$

Diversamente, il massimo passo longitudinale delle barre rialzate, sempre secondo EC2, 9.3.2, (4), può essere maggiore di quello delle travi³³¹ e pari a:

$$s_{b,max} = d. \quad (14.2.419)$$

³²⁷ Si vedano le figg. 14.37, (IV) ed 14.46.

³²⁸ Si veda EC2, 9.3.2, (2).

³²⁹ Si veda (14.2.235).

³³⁰ Si veda (14.2.286).

³³¹ Si veda (14.2.295).

Organizzazione di staffe e barre piegate (14.2.420)

Nelle piastre non sussistono alcune delle condizioni che rendono essenziale la funzione delle staffe, come nel caso delle travi³³². Infatti il “contenimento” laterale è assicurato nelle piastre piene dovunque, tranne che nelle fasce esterne, lungo i bordi liberi (ove peraltro debbono disporsi a tal fine armature di contenimento, come previsto in fig. 14.67). Di conseguenza vengono in gran parte meno le considerazioni svolte a favore delle staffe (rispetto alle barre piegate) in (14.2.238), con particolare riferimento ai punti (14.2.245), (14.2.246), (14.2.247).

Con riguardo, poi, al rischio di fenditura del calcestruzzo delle bielle compresse che si appoggiano sui tratti ricurvi, nei nodi delle barre rialzate, che naturalmente permane nel caso delle piastre esattamente come in quello delle travi³³³, ed al rischio connesso con la concentrazione³³⁴, essi risultano naturalmente tanto più ridotti quanto più piccolo è il taglio agente rispetto a quello resistente massimo (per compressione diagonale del calcestruzzo).

In conclusione, posto che risulti:

$$V_{Ed} \ll V_{Rd,max} \quad (14.2.421)$$

nel caso di solette o piastre piene, diversamente dal caso delle travi, è possibile utilizzare come armatura a taglio solo barre piegate, ed evitare l'uso delle staffe.

Valgono le medesime prescrizioni delle travi per quanto riguarda i valori limite di α :

EC2,9.2.2 (1) raccomanda:

$$45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ, \quad (14.2.422)$$

ed in 9.3.2, (2) conferma tale prescrizione nel caso delle piastre.

Secondo EC2, 9.3.2, (3), a proposito della (14.2.421), deve risultare:

$$V_{Ed} \leq (1/3) V_{Rd,max} \quad (14.2.423)$$

Piastre su pilastri (piastre senza nervature) (14.2.424)

Quando i cosiddetti “solai a fungo” sono privi di capitelli, le piastre sono direttamente vincolate ai pilastri. Si tratta di soluzioni strutturali talvolta destinate ad edifici nei quali la luce fra le colonne è relativamente ridotta, mentre i carichi verticali sono elevati. Se, poi, l'edificio è multipiano, lo spessore della soletta viene deliberatamente assunto della dimensione minima possibile, anche per ridurre la aliquota di “altezza urbanistica” disponibile che è ingombra dagli spessori strutturali.

Per effetto del comportamento “a piastra”, e cioè dell'attivarsi di percorsi delle coppie sia radiali che anulari, questo tipo di struttura mostra di avere peculiari risorse di resistenza e di rigidità nei confronti delle sollecitazioni

³³² Si veda (14.2.238).

³³³ Si veda (14.2.248).

³³⁴ Si veda (14.2.244).

flessionali [17]. In particolare le fessure verticali da flessione in direzione radiale, causate dai momenti flettenti anulari, quando precedono la formazione delle fessure anulari, ne ritardano (rispetto al caso delle travi) la formazione. In mancanza di armatura a taglio, tuttavia, la rottura avviene generalmente anche per questa ragione in modo fragile.

Rotture fragili, del resto, si possono verificare anche in presenza di armatura a taglio, quando questa è insufficiente o mal disposta, tanto da non riuscire ad attivarsi adeguatamente neanche allo *SLU*.

In condizioni di esercizio l'analisi strutturale mostra che questo tipo di strutture è soggetto a sollecitazioni flessionali radiali estremamente "concentrate" sui pilastri. Se l'armatura longitudinale superiore non è a sua volta adeguatamente concentrata nella striscia di piastra passante sulla colonna, si può perdere il controllo dell'ampiezza di fessurazione anulare, e si può di conseguenza innescare prematuramente il collasso per punzonamento, prima ancora che si attivino le suddette risorse di resistenza a flessione anulare.

Tenuto conto che si tratta, come si è detto, di piastre di spessore sottile, risulta sempre problematico il funzionamento dell'armatura trasversale a taglio, e particolarmente importante la correttezza della sua disposizione, rispetto alla fessurazione anulare ultima, che porta la struttura al collasso.

Va infine considerato che è elevato il rischio che una rottura locale per punzonamento possa provocare il collasso a catena dell'intero impalcato. È pertanto indispensabile che si rispettino regole costruttive mirate a dotare queste strutture di sufficiente *robustness*.

Riepilogando si potrebbero così elencare i seguenti tipi di prescrizioni e considerazioni per armature di piastre su pilastri.

1. Concentrazione di una parte delle barre longitudinali superiori nelle strisce passanti sul pilastro. (14.2.425)
Si veda EC2, 9.4.1, (1) e (2).
2. Disposizione di barre longitudinali inferiori filanti, in modo che attraversino la sezione del pilastro all'interno sia delle staffe del pilastro, sia delle sue barre verticali d'angolo³³⁵. (14.2.426)
EC2, 9.4.1, (3);
3. Passo ridotto delle staffe del pilastro nella regione di estremità superiore ed anche all'interno dello spessore della piastra³³⁶. (14.2.427)
4. Disposizione di un minimo di armatura trasversale. (14.2.428)
Si veda EC2, 9.4.3, (2).
5. Armatura a taglio efficace solo in prossimità del pilastro³³⁷. (14.2.429)
EC2, 9.4.3, (3) e (4).
6. Tiranti che "trattengano" i pilastri di bordo e d'angolo verso l'interno dell'impalcato³³⁸. (14.2.430)
Si veda EC2, 9.10.2.4, (1).

³³⁵ Si veda la fig. 14.31.

³³⁶ Si veda la fig. 14.31, (IV).

³³⁷ Si veda la fig. 14.31, (VI).

³³⁸ Si veda il par. 14.3.

7. Armature a taglio miste, tipo staffe e barre rialzate, disposte all'interno del perimetro critico con criteri "collaudati". (14.2.431)
Si veda EC2, 9.4.3.
8. Particolare attenzione alle armature di solidarizzazione flessionale piastra-pilastro, nei casi in cui sono significative le coppie che devono "girare" dalla piastra entro la colonna (soprattutto nelle regioni di bordo o d'angolo). (14.2.432)
Si veda EC2, 9.4.2.
9. Passo ridotto delle armature trasversali. (14.2.433)
Si veda EC2, 9.4.3, (1).

14.2.5 Regioni di discontinuità³³⁹

Si è detto che in tutti gli elementi che formano un sistema strutturale si riscontra l'esistenza diffusa di regioni di discontinuità, *D*. Si veda nel caso delle travi, (14.2.0) e fig. 14.15; dei pilastri, (14.2.305) e fig. 14.48; delle pareti, (14.2.350) e fig. 14.59; dei telai, par. 14.3; delle fondazioni, cap. 15.

Molti, poi, sono i casi di elementi strutturali che sono essi stessi una regione di discontinuità nella loro totalità, come ad esempio le travi-parete, par. 14.2.4

Si è detto³⁴⁰ che ai fini dell'analisi di tali regioni risulta particolarmente efficace l'impiego dello *STM*, e che un valido strumento per disegnare tali modelli è rappresentato dal *LPM*³⁴¹.

La proposta di un "catalogo" di modelli *STM* di regioni di discontinuità, pur limitato ai soli casi rilevanti per la loro diffusione negli edifici in calcestruzzo armato, andrebbe oltre i limiti del presente libro. Del resto rappresenta probabilmente un impegno non indispensabile, come invece sarebbe un approccio di tipo metodologico. Si deve infatti mirare ad acquisire la capacità di trovare una soluzione "accettabile" a qualsiasi tipo di regione di discontinuità dovesse capitare di lavorare, indipendentemente dal fatto che essa faccia parte o meno di un archivio di modelli affidabili "noti"³⁴².

Si rimanda pertanto al cap. 13 per una pur sommaria impostazione metodologica generale.

³³⁹ Si ricorda quanto anticipato all'inizio del par. 14.2, e cioè che nei paragrafi dedicati alle regole generali (14.1) ed ai singoli elementi strutturali (travi, 14.2.1; pilastri, 14.2.2; pareti, 14.2.3), e nel capitolo dedicato alle fondazioni, cap. 15, sono trattate solo regioni di discontinuità "tipiche", e cioè quelle che si riscontrano *sistematicamente* nelle regioni oggetto delle suddette regole generali (ancoraggi, giunzioni, ecc.) oppure nei citati elementi o organismi strutturali. In questo paragrafo il tema viene invece proposto, seppure assai sommariamente, in termini più generali.

³⁴⁰ Premessa del cap. 14.

³⁴¹ Si veda il cap. 13.

³⁴² Nel cap. 13. si farà tuttavia cenno ad un cosiddetto "metodo delle sottostrutture", che consiste nel risolvere problemi nuovi o complessi costruendone il modello mediante la aggregazione di modelli elementari "da catalogo", di accertata affidabilità.

È peraltro assai vasta la letteratura tecnica specializzata disponibile. Oltre agli Eurocodici, [1] ed [3], si segnala anche [12].

Mensole tozze **(14.2.434)**

L'impiego di mensole tozze, uscenti da pilastri o da pareti, è molto diffuso³⁴³ per vincolare con semplice appoggio elementi strutturali, come travi, solette o piastre. La mensola tozza è una regione di discontinuità "per definizione", in quanto la "luce",

a_c (14.2.435)
risulta essere confrontabile con il braccio z .

Secondo EC2, appendice, J3, (1), le mensole in cui risulti:

$a_c < z_0$ (14.2.436)

possono essere progettate utilizzando lo STM. L'inclinazione del puntone è limitata:

$0,4 \leq \cot\theta_0 \leq 1$ (14.2.437)

Si confronti la (14.2.347) con la corrispondente valida per le travi:

$1 \leq \cot\theta \leq 2,5$ ³⁴⁴ (14.2.196)

per riscontrare che la "soglia" è rappresentata dalla inclinazione limite:

$\theta = 45^\circ$. (14.2.438)

La geometria dello *STM* rappresentato in fig. 14.68 (I), è definita una volta che siano determinate le dimensioni delle sezioni resistenti dei percorsi di compressione orizzontale:

h_{ch} (14.2.439)

e verticale:

h_{cL} . (14.2.440)

Tali dimensioni vanno a loro volta determinate assumendo la ipotesi di perfetta plasticizzazione, e cioè un diagramma uniforme delle tensioni di compressione sul calcestruzzo³⁴⁵. La fig. 14.68 (II), mostra come sia possibile misurare graficamente la intensità delle forze in gioco. Si è assunta la scala³⁴⁶:

$[V] = z$. (14.2.441)

³⁴³ Non di rado in elementi prefabbricati e di grande luce, dei quali si vuole spesso evitare la solidarizzazione flessionale alla struttura portante verticale, ricorrendo appunto al vincolo di semplice appoggio.

³⁴⁴ Si veda anche (14.2.185).

³⁴⁵ Si veda EC2, 6.5.

³⁴⁶ Si veda (14.2.166) e si legga la nota.

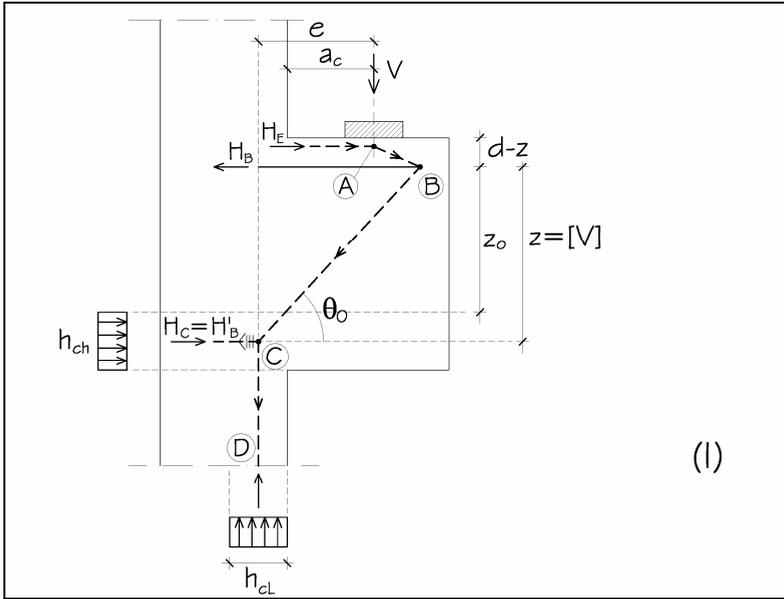


Fig. 14.68 (I)

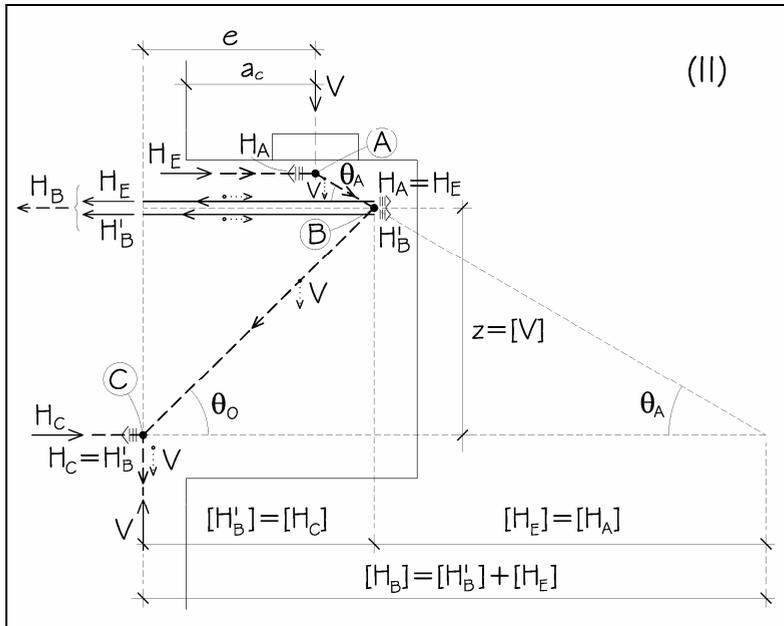


Fig. 14.68 (II)

Le figure 14.69(*), 14.69, 14.70, 14.71 ed 14.72 propongono differenti modelli, ai quali corrispondono differenti tipi di armatura.

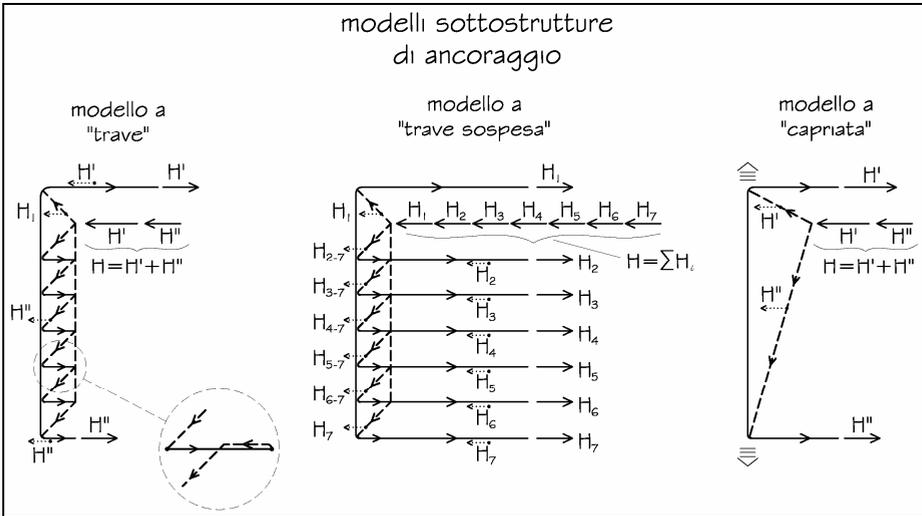


Fig. 14.69(*)

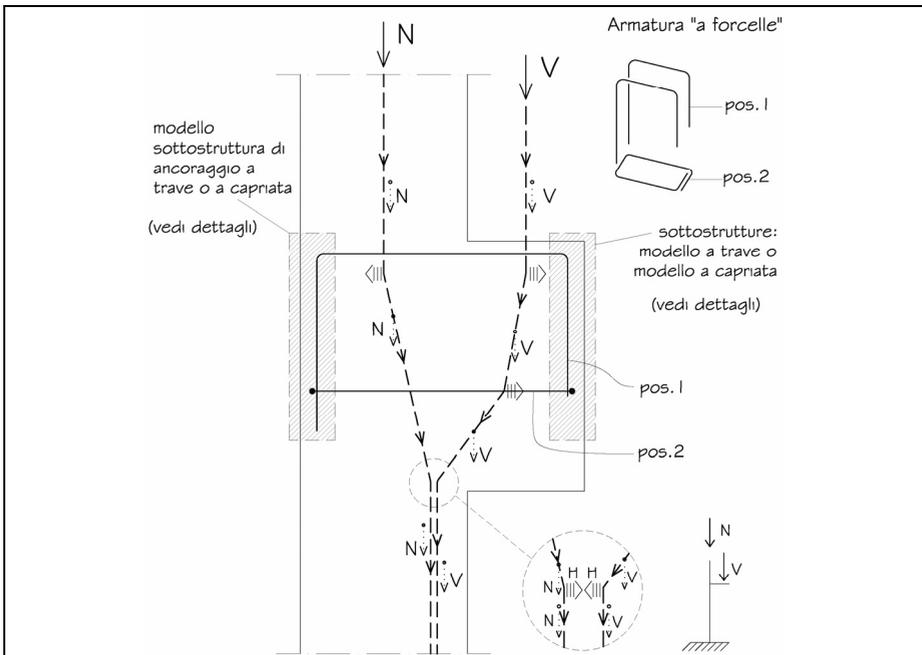


Fig. 14.69

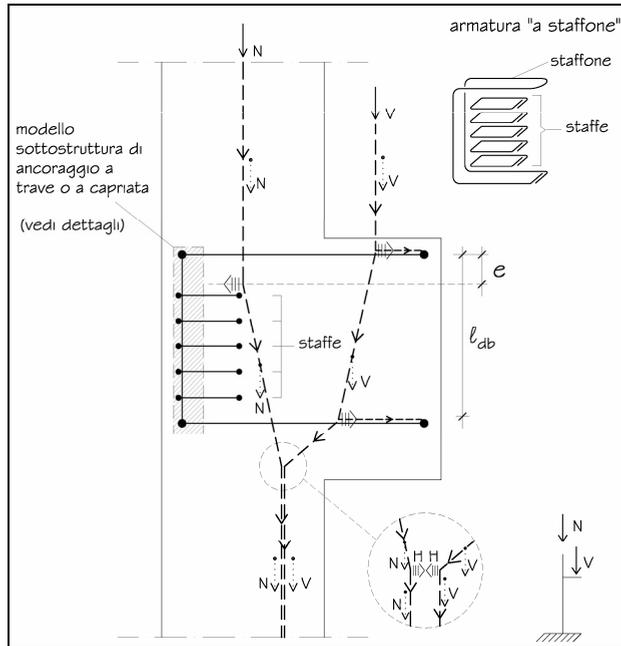


Fig. 14.70

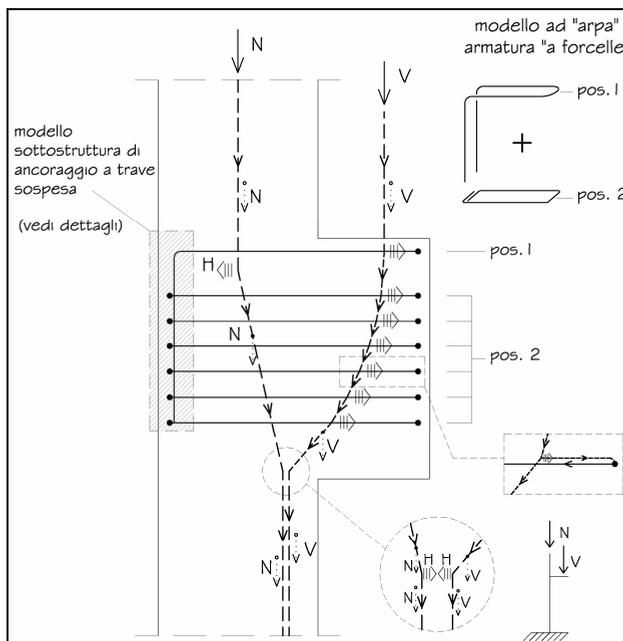


Fig. 14.71

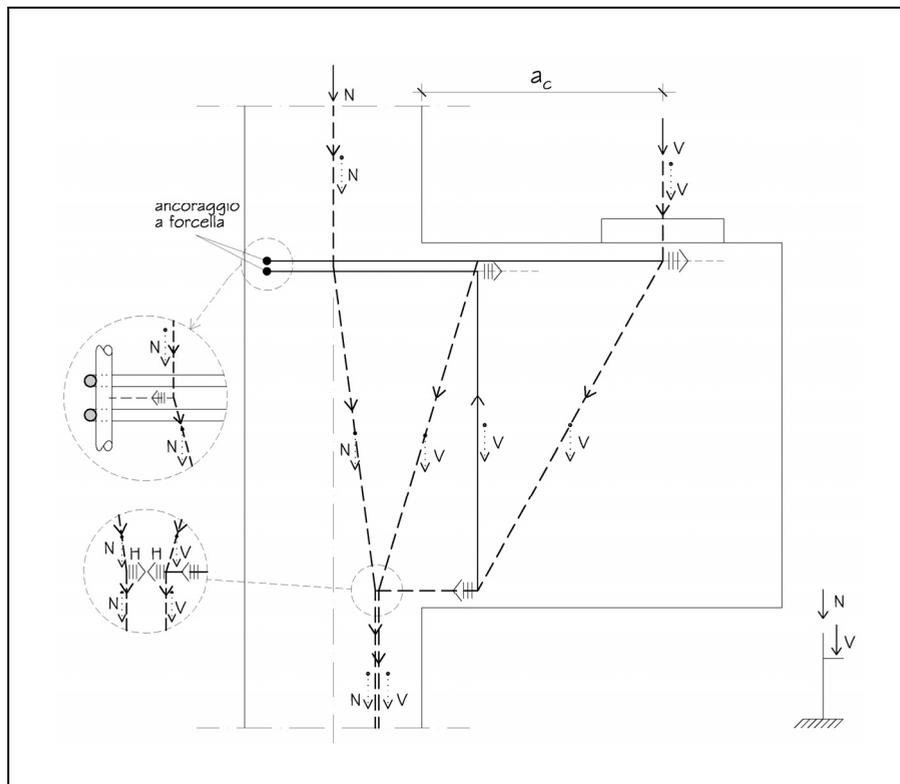


Fig. 14.72

Il carico V entrante nella mensola, al fine di scendere in fondazione, deve introdursi nel pilastro, e pertanto seguire l'itinerario, con deviazioni, rappresentato nelle figure. In corrispondenza di tutti i punti singolari del percorso, il vettore che porta V deve imprimere le spinte orizzontali H necessarie per deviare. In tutti e quattro i casi prospettati ad equilibrare le suddette spinte interviene il carico N che discende lungo il pilastro³⁴⁷. Il percorso di N subisce a tal fine deviazioni che permettono la nascita delle spinte orizzontali antagoniste equilibranti H . Si rimanda ad *EC2* per indicazioni sui criteri da tenere per il dimensionamento dei diversi tipi di armature proposte. In linea generale si riconosce immediatamente che il modello di fig.14.72, che propone l'impiego di staffe verticali, è attendibile nei casi di più elevati valori della $\cot\theta_0$. È una sorta di indicatore della tendenza ad un comportamento a trave.

³⁴⁷ Per semplicità l'esempio è riferito al caso di pilastro vincolato alla rotazione solo alla estremità inferiore. Si è inoltre supposta nulla l'azione orizzontale sulla mensola, H_E .

La fig. 14.73 mostra il dettaglio costruttivo di una mensola tozza del progetto esecutivo delle strutture portanti dell'Auditorium di Roma³⁴⁸. Si noti come il disegno delle armature faccia apprezzare la rilevanza del corretto dimensionamento della distanza dal bordo libero dell'apparecchio di appoggio. Il carico V deve infatti entrare nella mensola all'interno delle estremità ancorate delle armature orizzontali, perchè possa effettivamente formarsi il nodo B di fig. 14.68. Si noti, inoltre, che si è voluto scongiurare il rischio di instabilità per compressione del ramo obliquo dello staffone, vicino alla faccia esterna della mensola, inserendo spilli diagonali di ritegno.

Per il dimensionamento dell'apparecchio di appoggio si veda *EC2*, citato 6.5.

Si deve considerare che, in linea di principio, l'arrangiamento migliore dell'armatura da adottare è quello che favorisce la resistenza del percorso diagonale di compressione nel calcestruzzo, $B \rightarrow C$ in fig. 14.68. Infatti possono determinarsi rotture premature e fragili del calcestruzzo compresso, per trazione trasversale conseguente alla diffusione del flusso del puntone $B-C$, se esso parte da B troppo concentrato, in conseguenza di un disegno non appropriato delle armature.

Travi a sezione bruscamente variabile. (14.2.442)

Rimandando a pubblicazioni specializzate per maggiori dettagli ci si limita in questa sede a prospettare una impostazione di metodo, osservando la fig. 14.74. In *(I)*, *(II)* e *(III)* si indicano i casi possibili. Il terzo è riconducibile ad una sorta di "sovrapposizione" dei primi. La differenza fra gli altri due, che produce effetti rilevanti sul disegno delle armature, consiste principalmente nel fatto che mentre in *(I)* deve deviare il percorso di trazione (e di conseguenza le armature), in *(II)* invece il percorso di trazione rimane rettilineo. Non si sono deliberatamente proposti modelli *STM* proprio al fine di porre in evidenza la convenienza di ricondurre questo caso particolare di regione D a modelli di collaudata affidabilità.

³⁴⁸ Progetto strutturale dello Studio Vitone & Associati, vedere cap. 18.

Si fa riferimento, in altri termini, ancora una volta al cosiddetto metodo delle sottostrutture³⁴⁹, assimilando la regione D ad un modello “noto” che sia “adeguato” alle specifiche caratteristiche di tale regione. Così in generale si potrà utilizzare un modello “a capriata”³⁵⁰ se è disponibile una misura di z_D sufficientemente grande³⁵¹ rispetto a z_B . Oppure un modello “a trave”³⁵², nel caso contrario.

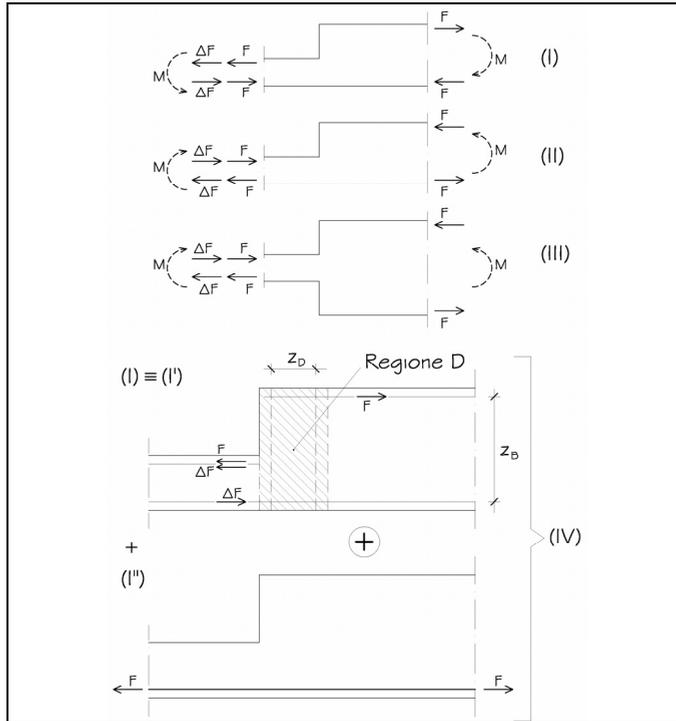


Fig. 14.74

Appoggio ad intaglio.

(14.2.443)

In fig. 14.75 si propone di costruire lo *STM* della regione di appoggio ad intaglio mediante “somma” di 3 differenti modelli, con conseguente sovrapposizione delle correlative armature di dettaglio.

Per i modelli (I) e (II) si rimanda al caso delle mensole tozze, (14.2.434), e delle travi a sezione bruscamente variabile, (14.2.442). Con riguardo infine al (III), esso rappresenta una regione di discontinuità per “carico appeso”. Si ve-

³⁴⁹ Si veda più avanti anche l’esempio delle regioni di parete intorno ad un foro.

³⁵⁰ Si veda la fig. 14.71.

³⁵¹ Un giudizio sulla rilevanza del rapporto z_D/z_B può darsi con criteri analoghi a quelli esaminati a proposito del rapporto $\zeta_i = z/l_n$, (14.2.2), nel caso delle travi.

³⁵² Si veda la citata fig. 14.71, (II).

da: EC2, 9.2.5: appoggi indiretti e quanto detto in (14.2.105), a proposito dell'armatura trasversale di sospensione di carichi "appesi".

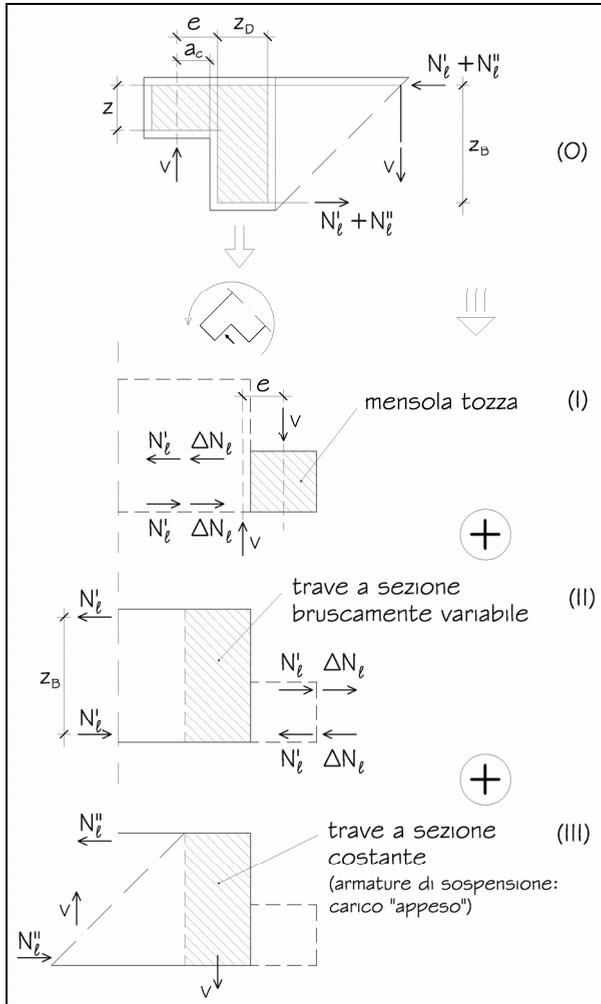


Fig. 14.75

Regioni di pareti intorno a fori.

(14.2.444)

Anche in questo caso si limita l'analisi a soli aspetti di metodo. Si faccia riferimento alla fig. 14.76, 1^a parte. Essa rappresenta, naturalmente, un modello molto semplificato, e tuttavia utile per mettere in evidenza l'armatura "essenziale".

Si noti che ulteriori armature, oltre quelle tese, orizzontali, rappresentate nella citata figura, sono necessarie per rendere possibile la attivazione di per-

corsi alternativi, sia di compressione che di trazione. La fig. 14.76, 2^a parte, propone vari modelli di sottostrutture “tipiche” che potrebbero essere utilizzati per completare l’armatura nelle regioni intorno al foro, sia verticali che orizzontali. In fig. 14.77 si propone una tavola costruttiva³⁵³

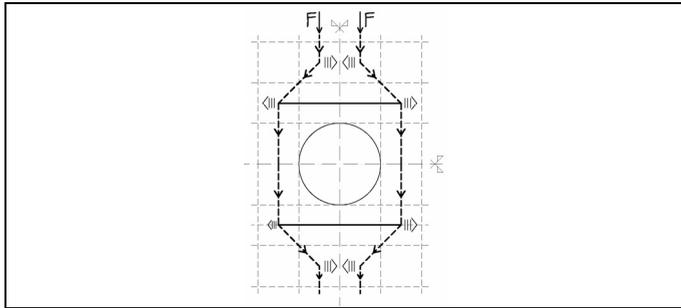


Fig. 14.76, 1^a parte

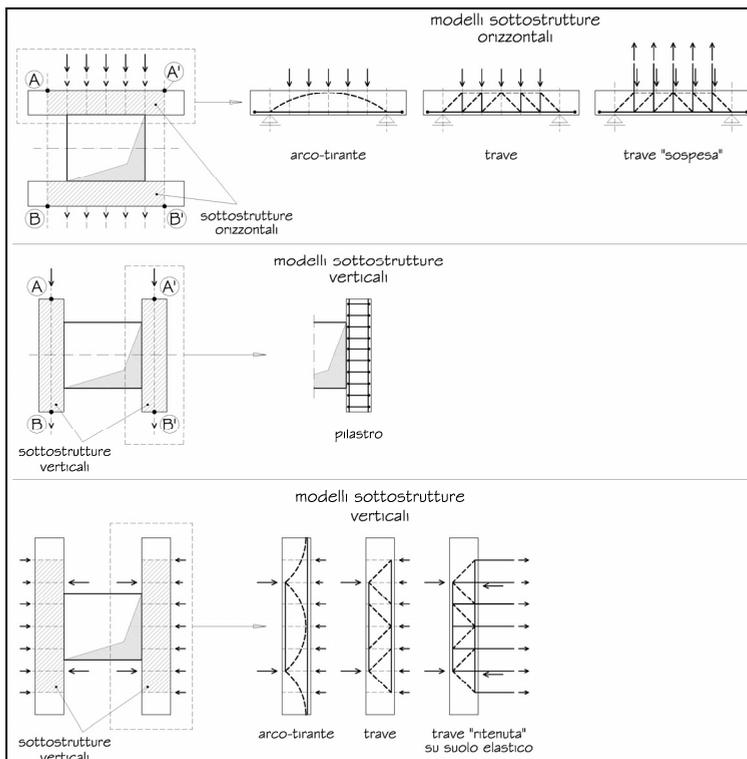


Fig. 14.76, 2^a parte

³⁵³ Citato progetto esecutivo delle strutture dell’Auditorium di Roma.

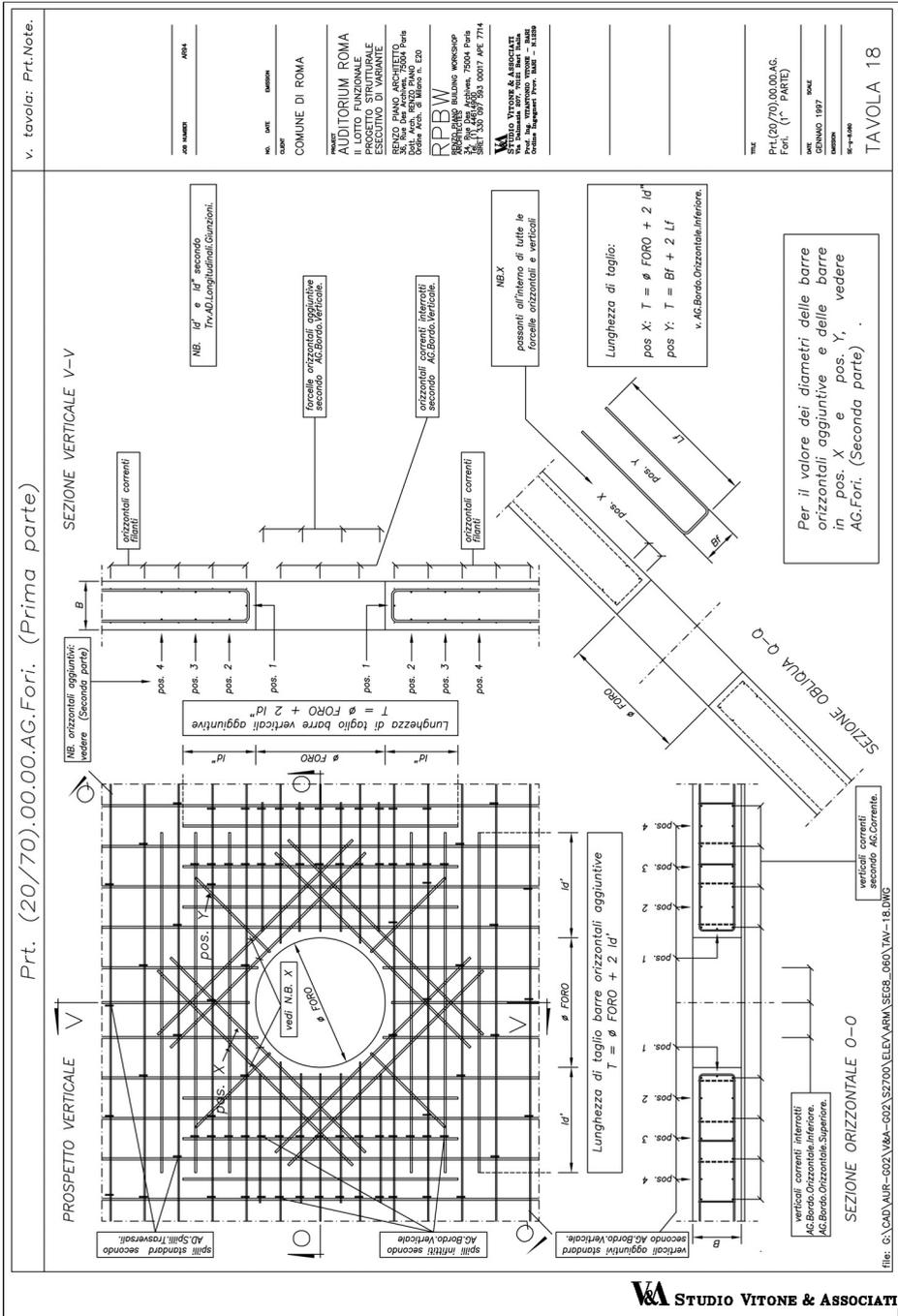


Fig. 14.77

14.3 Sistemi strutturali

Il progetto delle armature, dalla concezione generale, sino al dettaglio costruttivo, ha come obiettivo quello di dotare l'intero organismo strutturale dei requisiti necessari al raggiungimento dei livelli prestazionali³⁵⁴ prefissati, in accordo con la committenza e nel rispetto dei minimi prescritti dalle norme.

I sistemi strutturali sono formati mediante la solidarizzazione di numerosi e diversi elementi. Il comportamento globale è il risultato non solo dei contributi di tali singoli elementi costitutivi, ma soprattutto della modalità con cui sono organizzati fra di loro, sino a formare l'opera nel suo insieme. La *architettura* strutturale si esprime così da un lato nella *forma* che assume il sistema complesso, in relazione alle modalità di assemblaggio dei suoi elementi costitutivi³⁵⁵, e dall'altro nella modalità di distribuzione delle *masse*, in relazione alla geometria dell'opera³⁵⁶.

In questo paragrafo si rivolge sommariamente l'attenzione a criteri di progettazione dell'armatura che concorrono a migliorare il comportamento globale di un sistema strutturale.

Si tralascia di considerare le strutture sismiche, che non sono oggetto del presente libro. Giova tuttavia rimarcare che la funzione dei dettagli costruttivi assume speciale importanza proprio nel caso di strutture sismiche, e con particolare riferimento a quelle regioni che hanno la funzione di assicurare la solidarizzazione fra i diversi elementi costitutivi, come ad esempio gli angoli dei telai.

14.3.1 Angoli dei telai

(14.3.1)

EC2, nell'appendice *J*, tratta i "dettagli costruttivi relativi a situazioni particolari", e prende in esame i casi di "angoli di portali", e di mensole tozze.

Le relative figure, rappresentative dei modelli, sono state riportate in fig. 14.50 ed 14.51, al fine di segnalare, nel paragrafo dedicato ai pilastri (14.2.3), la presenza di regioni di discontinuità nelle zone di estremità superiori di questi ultimi. Si vedano anche le figg. 14.52, e 14.53 ed 14.49.

Una proposta di "metodo", per analizzare il comportamento di un particolare tipo di armatura "a cappio"³⁵⁷ di un angolo di telaio soggetto ad $M > 0$, tenendo conto del mutare delle sue caratteristiche fisiche, in conseguenza dell'evolvere dei quadri fessurativi, si può trovare in [16].

Gli angoli di telaio rappresentano certamente regioni di discontinuità il cui

³⁵⁴ Resistenza, funzionalità, estetica, economia, durabilità, con adeguata affidabilità.

³⁵⁵ Un aspetto essenziale in ambiente gravitazionale.

³⁵⁶ Un aspetto decisivo in ambiente sismico.

³⁵⁷ È proprio il caso illustrato dalla citata fig. 14.52.

corretto progetto³⁵⁸ può risultare *essenziale* ai fini del comportamento dell'intero sistema strutturale a telaio, soprattutto, ma non solo, in zona sismica.

Si veda la fig. 14.78. In campo gravitazionale l'esempio (*I*) è rappresentativo di un caso in cui il nodo è *essenziale*³⁵⁹. Infatti il percorso della coppia non ha alternative: deve transitare e deviare nel nodo per trovare equilibrio in fondazione. Diversamente il caso (*II*) prospetta una situazione, sempre in campo gravitazionale, in cui il nodo non è essenziale. Infatti il percorso delle coppie, qualora dovesse interrompersi in corrispondenza del nodo, avrebbe l'alternativa rappresentata in (*III*): esse potrebbero cioè trovare equilibrio reciproco, grazie alla circostanza di essere caratterizzate da verso opposto, entro la sola trave. In campo sismico, fig. 14.78 (*IV*), la funzione dei nodi, ai fini della deviazione delle coppie, risulta spesso molto importante. Si noterà che all'origine della differenza rispetto al caso gravitazionale sta sia il fatto che le coppie nascono inevitabilmente (sempre in ambiente sismico) anche entro i pilastri; sia il fatto che non risultano di verso opposto, ma concorde (come in (*II*)). Quest'ultima circostanza rende impossibile un loro autoequilibrarsi entro la trave, come in (*III*). Devono di conseguenza necessariamente "scendere" in fondazione. Se il nodo è progettato in modo adeguato, si può attivare l'*effetto Vierendeel*. Come mostra la fig. (*IV*), la coppia investe energia per risalire lungo il pilastro, ma ne risparmia poi molta scendendo in fondazione con un braccio molto maggiore³⁶⁰:

$$z_F \gg z_c . \quad (14.3.2)$$

Nel caso di inefficienza dei nodi, le coppie devono inevitabilmente solo scendere entro i pilastri: con la conseguenza dell'elevato incremento dello stato di sollecitazione che è prospettato in fig. (*VI*), se confrontata con la fig. (*V*).

Qui di seguito si esamina il caso degli angoli di telaio limitatamente alla loro funzione di deviazione delle coppie, dalla trave al pilastro (o, reciprocamente, dal pilastro alla trave), e, quindi, al caso di presenza esclusivamente di momento flettente.

I casi più comuni sono quelli di angoli di 90°. In generale si possono distinguere due diverse situazioni, rappresentate in fig. 14.79:

$$\text{angoli di telaio con } M > 0; \quad (14.3.3)$$

$$\text{angoli di telaio con } M < 0. \quad (14.3.4)$$

I modelli *STM* di figura, molto semplificati e del tutto inadeguati a fornire utili indicazioni sul disegno ottimale delle armature, sono tuttavia efficaci nel rendere immediatamente percepibile la notevole differenza fra i due casi (14.3.3) e (14.3.4). Infatti si noti che mentre l'effetto della deviazione della coppia, qualunque sia il segno del momento, si traduce sempre nella comparsa

³⁵⁸ Non solo in termini di dimensionamento delle sezioni resistenti dell'armatura e del calcestruzzo, ma anche e forse soprattutto di *disegno* delle armature: si veda più avanti la fig. 14.81.

³⁵⁹ Struttura isostatica.

³⁶⁰ Utilizza i due pilastri come "correnti" longitudinali, teso e compresso.

di un'asta diagonale che attraversa il nodo³⁶¹, il segno dello sforzo entro tale asta è nei due casi diverso:

trazione per $M > 0$ e compressione per $M < 0$.

Una differenza evidentemente rilevante in strutture in cemento armato, anche in considerazione delle varie molteplici problematiche che modelli meno semplificati mettono in luce. Ad esempio il dettaglio di figura mostra che dovendosi provvedere a tenere lontani i nodi A ed A' ³⁶², adottando un disegno dell'armatura che fosse conforme allo *STM (I)*³⁶³, sarebbe inevitabile una deviazione nelle due aste del corrente compresso esterno, con conseguente riduzione del braccio z e nascita di "coppie aggiuntive" ΔM ³⁶⁴.

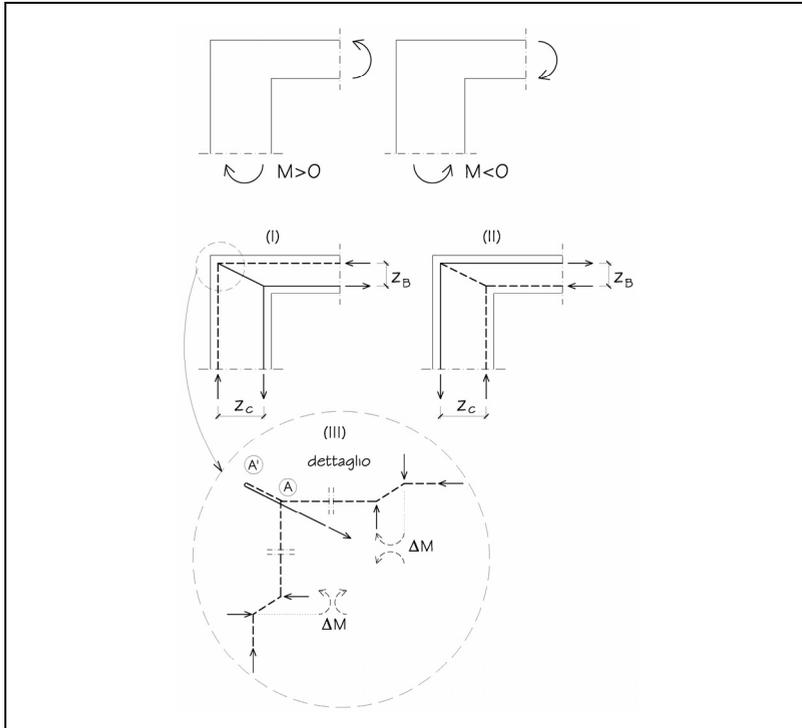


Fig. 14.78

³⁶¹ Che rende manifesto il carattere di discontinuità della regione, tenuto conto che viene in essa a modificarsi la configurazione, "continua" nelle due aste, costituita dai soli due correnti paralleli, teso e compresso, senza alcuna asta diagonale.

³⁶² Si veda (14.1.28).

³⁶³ In fig. 14.81 si vedrà che ci sono alternative migliori.

³⁶⁴ Si veda quanto detto in proposito da (14.2.309) in poi, e qui di seguito, a commento della fig. 14.81.

Un metodo potrebbe essere quello di ricondurre sempre l'analisi degli angoli dei telai al caso particolare in cui la deviazione della coppia nel nodo avviene senza alcuna variazione del braccio z . Per far questo è necessario rendere il caso generale³⁶⁵, in cui invece risulta:

$$z_B \neq z_c \quad (14.3.5)$$

equivalente alla "somma" di una deviazione che avvenga, appunto, con z costante³⁶⁶ e di una traslazione, senza deviazione, che avvenga con z bruscamente variabile³⁶⁷. Si noti che la figura mette in evidenza le due distinte regioni di discontinuità, $D1$ e $D2$, che corrispondono a questa ipotesi di comportamento.

La regione $D1$ deve analizzarsi come angolo di telaio con z costante, mentre per la $D2$ si adotterà un tipo di "sottostruttura" appropriato (a capriata, a trave, ecc: si veda (14.2.442)).

Secondo la proposta *EC2* riportata in fig. 14.50 (II), la sottostruttura che consente l'espansione del braccio, da z_c a z_B è rappresentata da una trave, ma le due regioni $D1$ e $D2$ risultano sovrapposte, come mostra la fig. 14.80 (III). Il dettaglio (IV), tuttavia, chiarisce che anche in questo caso è riconoscibile una deviazione della coppia a braccio costante.

Va dunque ora studiato il caso di deviazione a braccio costante.

Rimandando alla letteratura tecnica specializzata per gli indispensabili approfondimenti, ci si limita in questa sede ad indicare gli aspetti più rilevanti, dei quali si deve tenere conto al momento della scelta del disegno delle armature di un angolo di telaio.

Caso di $M > 0$. (14.3.6)

Esaminiamo alcune cause che possono rendere la regione d'angolo più debole delle regioni di continuità nella trave e nel pilastro.

- Nascita della trazione diagonale indispensabile per l'equilibrio, fig. 14.81, (0). (14.3.7)
- Riduzione del braccio, fig. 14.81 (I), (II), (III), (IV) e (IVbis). (14.3.8)
- Indebolimento della diagonale compressa nell'angolo, a causa della avvenuta fessurazione nella medesima direzione. (14.3.9)
- Effetti collaterali³⁶⁸ delle regioni di ancoraggio, quando queste sono ubicate all'interno della regione d'angolo. (14.3.10)

Si noti che la efficienza delle soluzioni di armatura per $M > 0$ proposte in fig. 14.81 cresce man mano che si passa dal dettaglio (I) al dettaglio (VIII), in misura considerevole. La resistenza degli angoli armati secondo il dettaglio (VII), provata in laboratorio, risulta di circa 6 volte maggiore rispetto a quella del dettaglio (I).

³⁶⁵ Modello (0) di fig. 14.80: a titolo di esempio si considera il caso di $M < 0$, ma naturalmente il criterio può identicamente adottarsi anche per $M > 0$.

³⁶⁶ *STM* (I) di fig. 14.80.

³⁶⁷ *STM* (II) di fig. 14.80.

³⁶⁸ Le trazioni in direzione ortogonale :si veda (14.1.27).

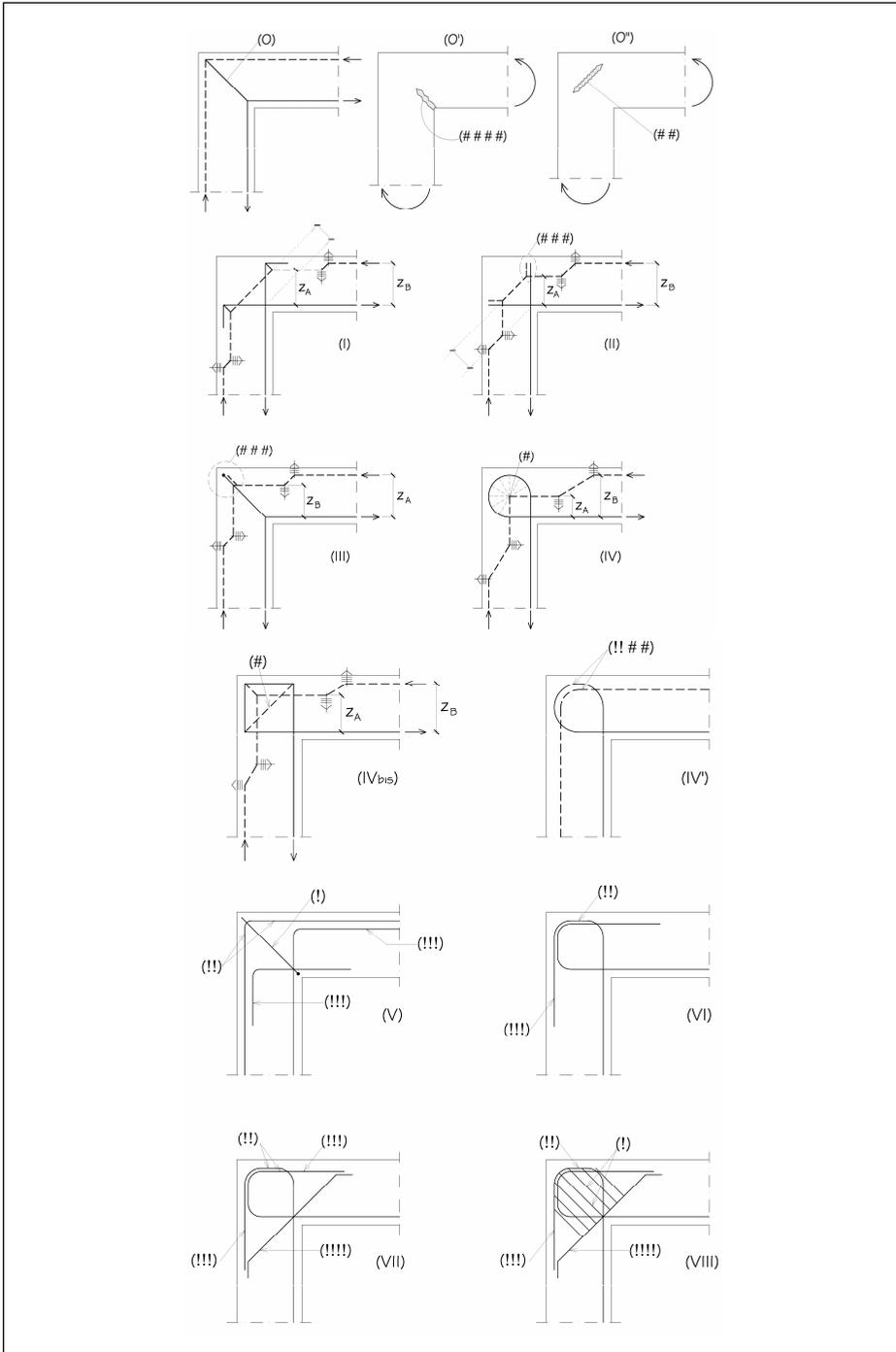


Fig. 14.81

Alcuni aspetti favorevoli connessi con il disegno delle armature sono i seguenti³⁶⁹.

- La disposizione di armature trasversali, è favorevole con riguardo alla fessurazione diagonale, e contrasta l'aspetto negativo (14.3.9). (14.3.11)
- La presenza di armature periferiche, può contrastare l'effetto negativo conseguente alla riduzione di braccio, (14.3.8)³⁷⁰. (14.3.12)
- Il prolungamento delle barre al di fuori dell'angolo giova sia con riguardo al punto precedente, e con riferimento alle regioni adiacenti all'angolo, sia con riguardo all'aspetto negativo rappresentato dagli effetti collaterali delle regioni di ancoraggio, (14.3.10), che vengono anch'esse spostate fuori dall'angolo. (14.3.13)
- Infine la disposizione di barre diagonali, è favorevole al fine di contrastare la formazione di ampie fessure diagonali, secondo la bisettrice. (14.3.14)

Caso di $M < 0$. (14.3.15)

Si osservi la fig. 14.82. Esaminiamo alcune cause che possono rendere la regione d'angolo più debole delle regioni di continuità nella trave e nel pilastro.

- Nascita della diagonale di compressione indispensabile per l'equilibrio, fig. 14.82 (0). (14.3.16)
- Punta di tensione di compressione nell'angolo esterno ed interno. (14.3.17)
- Spinte trasversali espulsive³⁷¹. (14.3.18)

Miglioramenti conseguenti ad un appropriato³⁷² disegno delle armature sono i seguenti.

- Con riferimento a (14.3.17): adeguato diametro del mandrino di piegatura delle barre. (14.3.19)
- Con riferimento a (14.3.17): disposizione di un letto di barrotti³⁷³ lungo il tratto curvo. (14.3.20)

³⁶⁹ Si osservi anche la fig. 14.51, che riporta disposizioni raccomandate da EC2. Si tenga presente che in questa figura sono rappresentate anche le armature aggiuntive (staffe) nelle regioni contigue all'angolo, appartenenti alla trave ed al pilastro. Relativamente a quest'ultima si è preferito analizzarla separatamente, in (14.2.3), come regione *D* di un pilastro.

³⁷⁰ Infatti le armature esterne, sino a che rimangono compresse, offrono percorsi di particolare rigidità allo sforzo longitudinale di compressione, che pertanto si mantiene lontano dallo spigolo interno. Tuttavia si è constatato che a rottura, con armatura a cappio, (*IV*), il nucleo di calcestruzzo viene "stritolato" dalla barra curva. Il modello di figura simula il fenomeno attraverso l'accostamento incongruente dei due itinerari di compressione e trazione.

³⁷¹ Si veda anche la fig. 14.6 ed il par. 14.1.2, diametro del mandrino.

³⁷² Si osservi anche la fig. 14.50, che riporta disposizioni raccomandate da EC2. Si legga in proposito quanto precisato nella nota precedente, che richiama la fig. 14.51.

³⁷³ Si legga il par. 14.1.2, a proposito della fig. 14.8.

- Con riferimento a (14.3.18): elevata distanza, a , delle barre curve dalla faccia esterna della trave. (14.3.21)
- Con riferimento a (14.3.17): disposizione di barre diagonali d'angolo. (14.3.22)
- Con riferimento a (14.3.17): angolo "smussato". (14.3.23)

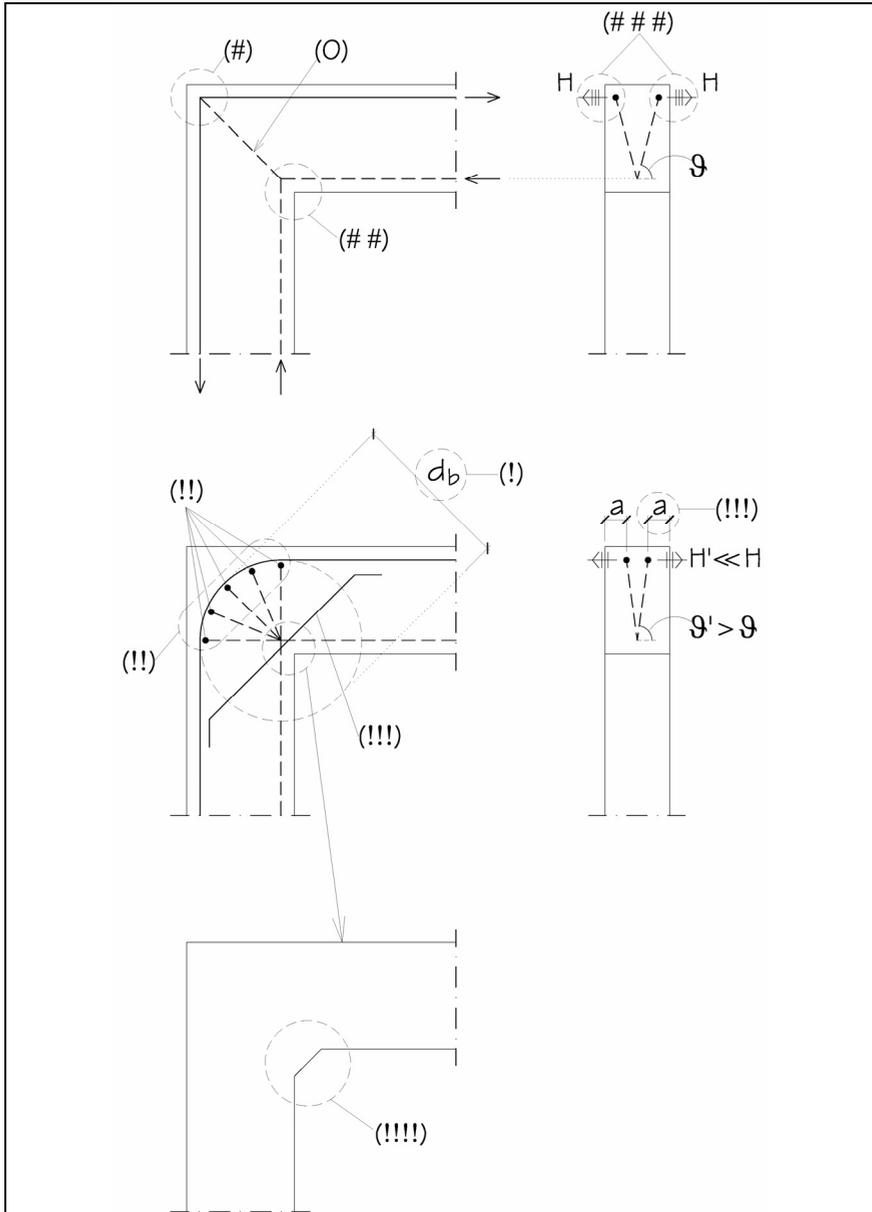


Fig. 14.82

14.3.2 Sistemi di tiranti

(14.3.24)

Sistemi strutturali come ad esempio gli edifici formati con telai nei piani verticali ed impalcati nei piani orizzontali, progettati in ambiente gravitazionale, risultano generalmente molto vulnerabili agli effetti di azioni che esercitino una “trazione centrifuga”. Infatti non rientrano fra le azioni di progetto prescritte dalle normative anche azioni orizzontali di entità significativa che sollecitino a trazione la struttura nei piani orizzontali (gli impalcati), e tanto meno nei piani verticali (attraverso i pilastri). Soprattutto va rilevato che non sono previste azioni di tale natura, e nel contempo di intensità “commisurata” alle masse³⁷⁴, come invece avviene nel caso delle strutture sismiche.

In linea di principio un eccesso di vulnerabilità nei confronti di determinate azioni non deve essere tollerato, neanche se è ridotta la loro probabilità di occorrenza³⁷⁵, se gli effetti conseguenti dovessero risultare “sproporzionatamente” gravi, in termini soprattutto di vite umane.

Tanto più è intollerabile se poi è possibile adottare efficaci provvedimenti a costi relativamente ridotti.

Queste problematiche rientrano nel più generale tema della *robustness* di un edificio.

Si rimanda alla letteratura specializzata per una analisi dell’argomento. In questa sede si limita l’attenzione a qualche cenno sul contributo che alla *robustness* di un edificio è possibile dare anche attraverso un’adeguata progettazione dell’armatura, dalla sua concezione generale, sino al dettaglio.

Dettagli costruttivi mirati alla *robustness* sono stati indicati nel par. 14.2.1, dedicato alle travi. Si veda la fig. 14.31.

La *robustness* è quel requisito di base che mira a dotare l’organismo strutturale della capacità di evitare che danni locali, seppure causati da azioni accidentali, come l’incendio, esplosioni, urti, cedimenti di fondazione³⁷⁶, provochino effetti sproporzionati.

Va peraltro considerato che violente azioni orizzontali, seppure circoscritte alla regione interessata, si sviluppano all’interno di un impalcato che, per una qualsiasi ragione, dovesse perdere la capacità portante di un suo pilastro.

La fig.14.83 mostra un modello semplificato del comportamento di un edificio

(telai e murature nel loro insieme) nella fase successiva alla rottura di un pilastro³⁷⁷. Si notino i due tipi principali di itinerari di trazione, che richiederebbero la disposizione di corrispondenti armature filanti (“incatenamenti”):

³⁷⁴ Generalmente le azioni orizzontali previste dalle norme sono ridotte alla sola azione del vento.

³⁷⁵ Come appunto azioni orizzontali proporzionali alle masse in ambiente non sismico.

³⁷⁶ Si veda [5].

³⁷⁷ Tratto dalla relazione di consulenza tecnica d’Ufficio dello Studio Vitone & Associati, per il crollo dell’edificio di viale Giotto, a Foggia, 1999.

- verticali, entro il pilastro che ha subito la rottura, in corrispondenza delle tese superiori;
- orizzontali entro tutti gli impalcati superiori.

La possibilità di disporre di armatura continua entro il pilastro potrebbe rendere quest'ultimo capace di sospendere i carichi, e "sollevarli" entro l'edificio, perchè possano "ridiscendere" lungo gli itinerari meno dissipativi, per quanto precari.

La disponibilità di incatenamenti orizzontali entro gli impalcati potrebbe rendere questi ultimi capaci di equilibrare le azioni derivanti da rotture locali, come ad esempio la N_{ik} di fig. 14.31.

Si rimanda ad *EC2, 9.10*, per indicazioni anche quantitative relative al dimensionamento di questi incatenamenti. In generale si può parlare³⁷⁸ di :

- a) incatenamenti perimetrali;
- b) incatenamenti interni;
- c) incatenamenti orizzontali di pilastri o muri;
- d) incatenamenti verticali.

Merita qualche considerazione l'incatenamento orizzontale *c*). Nel caso del crollo dell'edificio di viale Giotto a Foggia³⁷⁹ numerosi pilastri di facciata sono stati recuperati fra le macerie praticamente integri. Si sono dunque "distaccati" dai relativi impalcati ai quali non erano vincolati da nessuna armatura orizzontale.

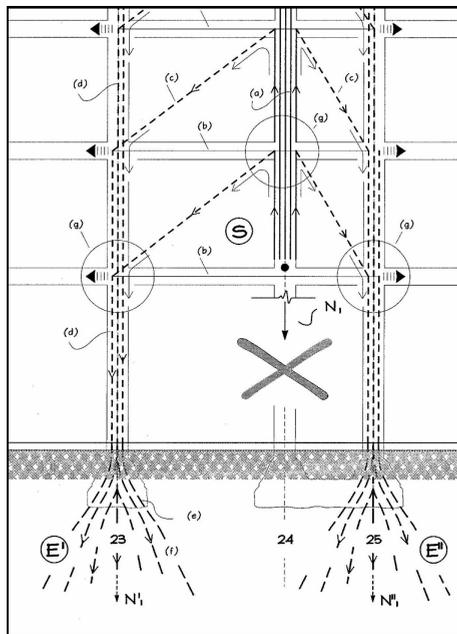


Fig. 14.83

³⁷⁸ Si veda *EC2, 9.10.1, (2)*.

³⁷⁹ Si veda [13].

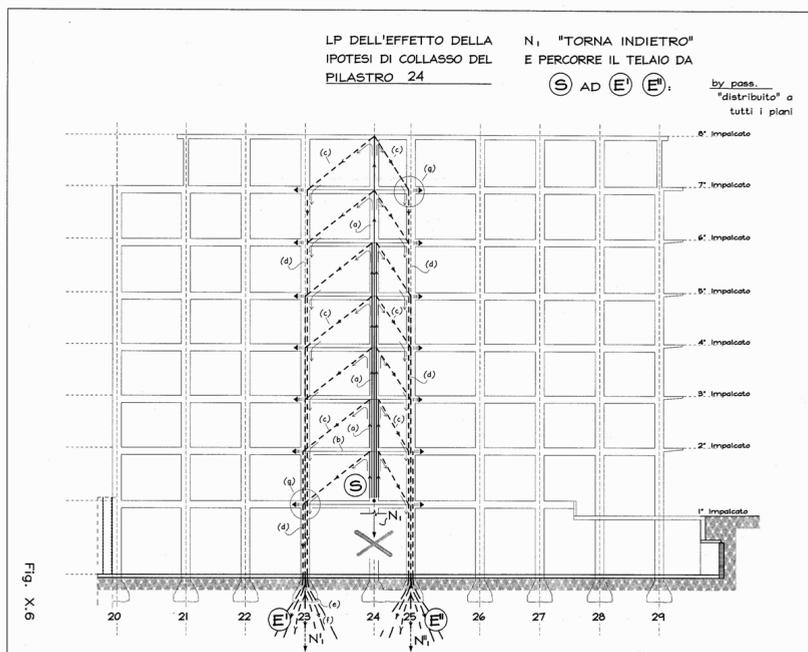


Fig. 14.84