

5. Prescrizioni costruttive

5.0. Simbologia (vedere anche 1.6 e 1.7)

A_{cl}	Massima area, corrispondente geometricamente ad A_{co} , e con lo stesso baricentro
A_{c0}	Area caricata (fig. 5.19)
$A_{ct,ext}$	Area di calcestruzzo esterna alle staffe (fig. 5.15)
$A_{s,min}$	Area minima delle armature longitudinali in trazione
$A_{s,prov}$	Area di acciaio effettiva
$A_{s,req}$	Area di acciaio necessaria
$A_{s,surf}$	Area dell'armatura di pelle
A_{st}	Area dell'armatura trasversale aggiuntiva parallela alla faccia inferiore
A_{sv}	Area dell'armatura trasversale aggiuntiva perpendicolare alla faccia inferiore
F_s	Forza di trazione nell'armatura longitudinale in una sezione critica allo stato limite ultimo
F_{Rdu}	Forza resistente concentrata (equazione 5.22)
a	Distanza orizzontale libera tra due sovrapposizioni parallele
a_1	Spostamento orizzontale della linea di involuppo delle forze di trazione (regola della traslazione)
b	Ricoprimento laterale di calcestruzzo nel piano di una sovrapposizione
b_t	Larghezza media della zona tesa di una trave
c	Ricoprimento minimo di calcestruzzo
d_g	Massima dimensione nominale dell'aggregato più grande
f_{bd}	Valore di calcolo della tensione di aderenza ultima
l_b	Lunghezza base di ancoraggio delle armature
$l_{b,min}$	Lunghezza minima di ancoraggio
$l_{b,net}$	Lunghezza di ancoraggio necessaria
l_s	Lunghezza di sovrapposizione necessaria (fig. 5.4)
$l_{s,min}$	Lunghezza di sovrapposizione minima
n	Numero di barre trasversali entro la lunghezza di ancoraggio
n_1	Numero di strati di barre ancorate nello stesso punto
n_2	Numero di barre ancorate nello stesso strato
n_b	Numero di barre in un gruppo
p	Pressione trasversale media (N/mm^2) sulla lunghezza di ancoraggio
s_1	Passo dei fili longitudinali di una rete elettrosaldata o di un'armatura di pelle
s_{max}	Massimo passo longitudinale di insiemi successivi di staffe
s_t	Passo dei fili trasversali di una rete elettrosaldata o di un'armatura di pelle
u_k	Perimetro dell'area A_k (fig. 4.15)
α	Angolo tra le armature a taglio e le armature longitudinali (acciaio principale)
α_a	Coefficiente per determinare l'efficacia degli ancoraggi
α_1	Coefficiente per determinare l'efficacia di una sovrapposizione
α_2	Coefficiente per calcolare la lunghezza di sovrapposizione di reti elettrosaldate
θ	Angolo tra le bielle di calcestruzzo e l'asse longitudinale

5.1. Generalità

- P(1) Le prescrizioni di questo punto si applicano a tutte le armature, reti e armature di precompressione soggette a carichi di tipo prevalentemente statico; esse non si applicano a:
- calcestruzzi confezionati con aggregati leggeri;
 - carichi dinamici.
- (2) Prescrizioni supplementari per calcestruzzi confezionati con aggregati leggeri sono fornite nella parte 1C.
- (3) Per strutture soggette a carichi che inducono fatica vedere la parte 1E.
- P(4) I requisiti riguardanti il ricoprimento minimo di calcestruzzo devono essere sempre soddisfatti (vedere 4.1.3.3).

5.2. Acciaio per calcestruzzo armato

5.2.1. Disposizioni costruttive generali

5.2.1.1. Distanza tra le barre

- P(1) La distanza tra le barre deve di regola essere tale da consentire messa in opera e compattazione del calcestruzzo soddisfacenti e da garantire lo sviluppo di adeguata aderenza.
- (2) La massima dimensione degli aggregati d_g deve di regola essere scelta in modo tale da realizzare adeguata compattazione del calcestruzzo intorno alle barre.
- (3) La distanza libera (orizzontale e verticale) tra singole barre parallele o strati orizzontali di barre parallele deve, di regola, non essere minore del massimo diametro della barra o a 20 mm. Inoltre quando $d_g > 32$ mm, questa distanza non dovrà essere minore di $d_g + 5$ mm.
- (4) Quando le barre sono disposte in strati orizzontali separati, le barre di ogni singolo strato devono, di regola, essere poste verticalmente una sopra l'altra e lo spazio tra gli allineamenti verticali risultanti deve essere tale da permettere il passaggio di un apparecchio vibratore.
- (5) Barre sovrapposte possono essere a contatto lungo la lunghezza di sovrapposizione.

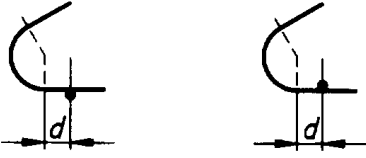

5.2.1.2. Curvature ammissibili

- P(1) Il diametro minimo di piegatura di una barra deve essere tale da evitare frantumazioni o fenditure del calcestruzzo all'interno della piegatura e fessure nella barra dovute alla piegatura stessa.

Prospetto 5.1 - Diametri minimi dei mandrini di piegatura

	Uncini, piegature, ganci (fig.5.2)		Barre piegate o altre barre curve		
	Diametro barra		Valore del ricoprimento minimo, normale al piano di piegatura		
	$\varnothing < 20$ mm	$\varnothing \geq 20$ mm	> 100 mm $e > 7 \varnothing$	> 50 mm $e > 3 \varnothing$	≤ 50 mm $e \leq 3 \varnothing$
Barre lisce S220	- <u>$2,5 \varnothing$</u>	- <u>$5 \varnothing$</u>	- <u>$10 \varnothing$</u>	- <u>$10 \varnothing$</u>	- <u>$15 \varnothing$</u>
Barre ad aderenza migliorata S400, S500	- <u>$4 \varnothing$</u>	- <u>$7 \varnothing$</u>	- <u>$10 \varnothing$</u>	- <u>$15 \varnothing$</u>	- <u>$20 \varnothing$</u>

Prospetto 5.2 - Diametri minimi dei mandrini di piegatura per armature saldate

Diametro minimo del mandrino	
Saldature esterne alla piegatura	Saldature interne alla piegatura
	
$d < 4 \varnothing : 20 \varnothing$ $d \geq 4 \varnothing : \text{si applica la Tab. 5.1}$	$20 \varnothing$

- (2) Per barre o fili, il diametro minimo del mandrino usato deve di regola essere non minore dei valori del prospetto 5.1.
- (3) Per armature saldate e reti piegate dopo la saldatura, i diametri minimi del mandrino sono dati nel prospetto 5.2.

5.2.2. Aderenza

5.2.2.1. Condizioni di aderenza

- P(1) La qualità dell'aderenza dipende dal profilo della barra, dalle dimensioni dell'elemento, dalla posizione e dall'inclinazione dell'armatura durante il getto.
- (2) Per calcestruzzi di massa volumica normale, le condizioni di aderenza sono da considerarsi buone per:
 - a) tutte le barre con inclinazione sull'orizzontale compresa tra 45° e 90° durante il getto [fig. 5.1 a)];
 - b) tutte le barre che hanno inclinazione sull'orizzontale compresa tra 0° e 45° durante il getto e sono:
 - o poste in elementi la cui profondità nella direzione del getto non è maggiore di 250 mm [fig. 5.1 b)]
 - o inglobate in elementi con una profondità maggiore di 250 mm e che, quando il getto è completato, sono:
 - o nella metà inferiore dell'elemento [fig. 5.1c)]
 - o ad almeno 300 mm dalla superficie superiore dell'elemento [fig. 5.1d)].
 - (3) Tutte le altre condizioni sono da considerarsi di aderenza mediocre.

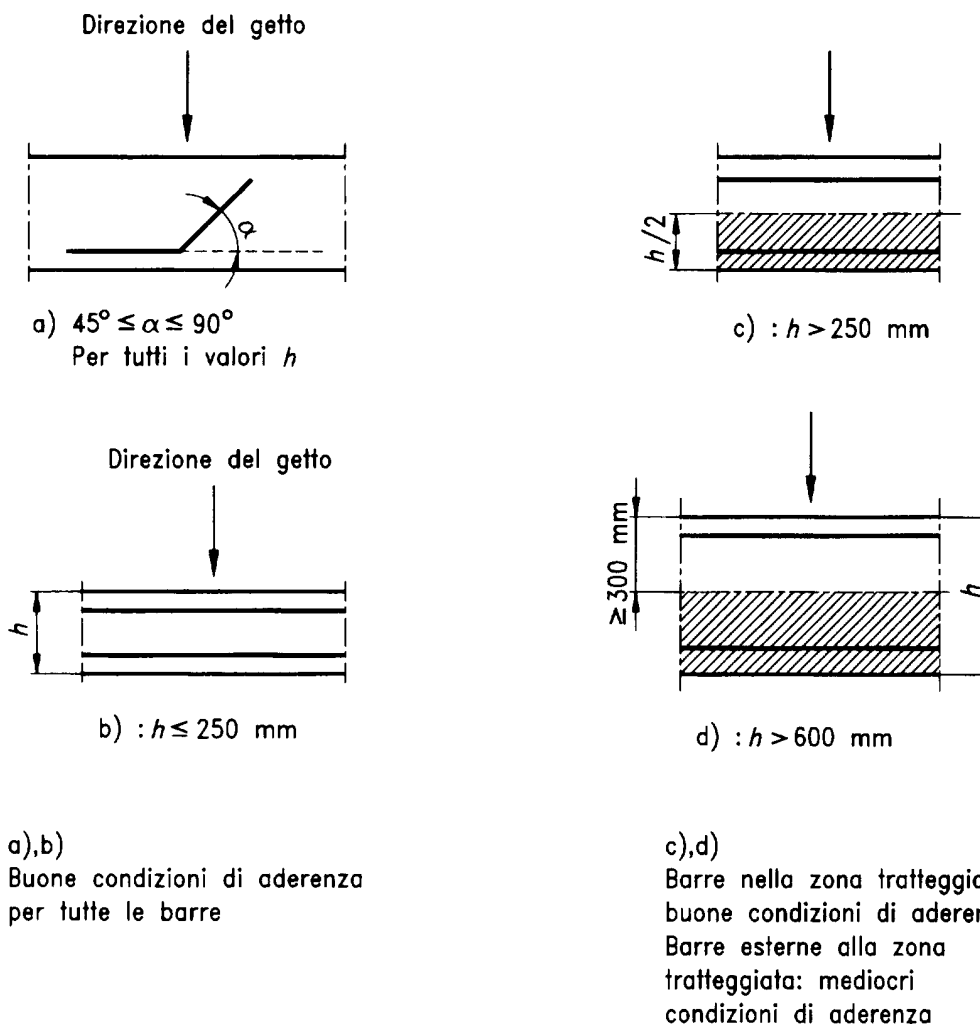


Fig. 5.1 - Definizione delle condizioni di aderenza

5.2.2.2. Tensione ultima di aderenza

- P(1) La tensione ultima di aderenza deve essere tale che non si verifichino spostamenti relativi significativi dell'acciaio rispetto al calcestruzzo sotto i carichi di esercizio e vi sia un adeguato margine di sicurezza nei confronti della rottura dell'aderenza.
- (2) In condizioni di buona aderenza, i valori di calcolo della tensione di aderenza ultima f_{bd} sono riportati nel prospetto 5.3. In tutti gli altri casi i valori del prospetto 5.3 devono di regola essere moltiplicati per un coefficiente 0,7.

Prospetto 5.3 - Valori di calcolo di f_{bd} (N/mm²) per condizioni di buona aderenza (questi valori tengono conto di un fattore γ_c pari a 1,5 (I:1,6))

f_{ck}	12	16	20	25	30	35	40	45	50
Barre lisce	0,9 (I: 0,8)	1,0 (I: 0,9)	1,1 (I: 1,0)	1,2 (I: 1,1)	1,3 (I: 1,2)	1,4 (I: 1,3)	1,5 (I: 1,4)	1,6 (I: 1,5)	1,7 (I: 1,6)
Barre ad alta aderenza con $\varnothing \leq 32 $ mm, reti elettrosaldate di fili nervati	1,6 (I: 1,5)	2,0 (I: 1,8)	2,3 (I: 2,1)	2,7 (I: 2,5)	3,0 (I: 2,8)	3,4 (I: 3,1)	3,7 (I: 3,5)	4,0 (I: 3,8)	4,3 (I: 4,0)

Questi valori sono definiti come segue (assumendo $\gamma_c=1,5$ (I:1,6)):

$$- \text{ barre lisce } f_{bd} = (0,36 \sqrt{f_{ck}}) / \gamma_c \quad [5.1]$$

$$- \text{ barre ad aderenza migliorata } f_{bd} = (2,25 f_{ctk 0,05}) / \gamma_c \quad [5.2]$$

dove: f_{ct} e $f_{ctk 0,05}$ sono definiti in 3.1.

- (3) Nel caso di pressione trasversale p (in N/mm²) (trasversale al possibile piano di fenditura) i valori del prospetto 5.3 devono di regola essere moltiplicati per $|1/(1-0,04 p)| \leq 1,4$ dove p è il valore medio della pressione trasversale.

5.2.2.3. Lunghezza di ancoraggio di base

- P(1) La lunghezza di ancoraggio di base è la lunghezza rettilinea necessaria per ancorare una barra soggetta alla forza $A_S f_{yd}$, avendo assunto una tensione di aderenza costante pari a f_{bd} ; nello stabilire la lunghezza di ancoraggio di base si deve prendere in considerazione il tipo di acciaio e le caratteristiche di aderenza delle barre.

- (2) La lunghezza di ancoraggio di base necessaria per l'ancoraggio di una barra di diametro \varnothing è:

$$l_b = \frac{\varnothing f_{yd}}{4 f_{bd}} \quad [5.3]$$

I valori di f_{bd} sono dati nel prospetto 5.3.

- (3) Per reti saldate aventi coppie di barre il diametro \varnothing nella [5.3] deve essere sostituito con il diametro equivalente

$$\varnothing_n = \varnothing \sqrt{2}$$

5.2.3. Ancoraggio

5.2.3.1. Generalità

- P(1) Le barre di armatura, i fili o le reti elettrosaldate devono essere ancorati in modo tale da consentire la completa trasmissione al calcestruzzo delle forze interne a cui sono soggette ed evitare la fessurazione longitudinale e il distacco del calcestruzzo. Se necessario, devono essere utilizzate armature trasversali.

- P(2) Dove si utilizzino dispositivi meccanici di ancoraggio, la loro efficienza deve essere provata e la loro capacità di trasmettere forze concentrate all'ancoraggio deve essere verificata con particolare cura.

5.2.3.2. Metodi di ancoraggio

- (1) I metodi usuali di ancoraggio sono riportati nella fig. 5.2.

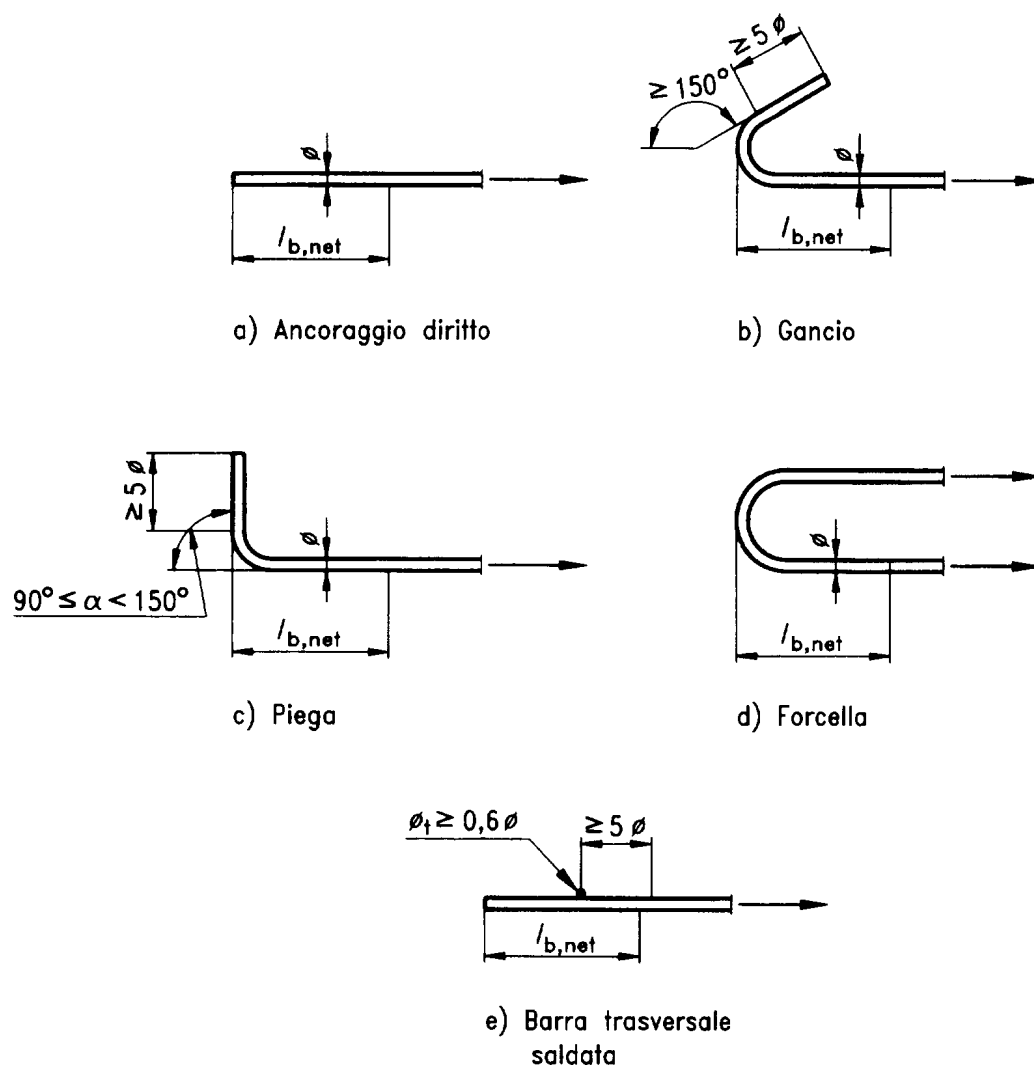


Fig. 5.2 - Lunghezza di ancoraggio necessaria

- (2) Ancoraggi diritti o piegati [fig. 5.2 a) o c)] non devono di regola essere utilizzati per ancorare barre lisce di diametro maggiore di 8 mm.
- (3) Piegature, ganci o risvolti non sono raccomandati per ancoraggi compressi eccetto per barre lisce che possono essere soggette, per particolari condizioni di carico, a forze di trazione nella zona di ancoraggio.
- (4) Il distacco o la fenditura del calcestruzzo possono essere prevenuti rispettando il prospetto 5.1 ed evitando la concentrazione di ancoraggi.

5.2.3.3. Armature trasversali parallele alla superficie del calcestruzzo

- (1) Nelle travi devono di regola essere previste armature trasversali:
 - per ancoraggi in trazione, se non vi è compressione trasversale dovuta a reazione di appoggio (come per esempio nel caso di appoggi indiretti);
 - per tutti gli ancoraggi di barre compresse.
- (2) L'area totale minima delle armature trasversali (bracci paralleli allo strato delle armature longitudinali) è pari al 25 % dell'area di una barra ancorata (fig. 5.3).

$$\sum A_{st} = n \cdot A_{st}$$
 dove: n è il numero di barre compresse nella lunghezza di ancoraggio;
 A_{st} è l'area di una barra di armatura trasversale.
- (3) Le armature trasversali devono di regola essere distribuite in modo uniforme sulla lunghezza di ancoraggio. Almeno una barra deve, di regola, essere posta in corrispondenza del gancio, della piegatura o del risvolto degli ancoraggi curvi.

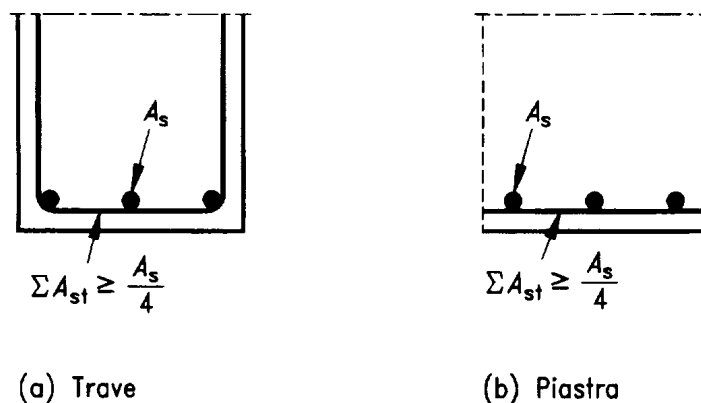


Fig. 5.3 - Armature trasversali nella zona di ancoraggio

- (4) Nel caso di barre compresse, le armature trasversali devono di regola circondare le barre, essere concentrate alla fine dell'ancoraggio ed estendersi per una distanza almeno pari a 4 volte il diametro della barra ancorata [vedere fig. 5.5 b)].

5.2.3.4. Lunghezza di ancoraggio necessaria

5.2.3.4.1. Barre e fili

- (1) La lunghezza di ancoraggio necessaria $l_{b,net}$ può essere calcolata con:

$$l_{b,net} = \alpha_a l_b \frac{A_{s,req}}{A_{s,prov}} \geq l_{b,min} \quad [5.4]$$

dove (vedere fig. 5.2):

l_b è la lunghezza data dalla equazione [5.3] in 5.2.2.3 (2);

$A_{s,req}$ e $A_{s,prov}$ sono rispettivamente l'area dell'armatura richiesta dal calcolo e l'area effettivamente disposta;

$l_{b,min}$ è la lunghezza minima di ancoraggio:

$$\text{– per ancoraggi in trazione} \quad l_{b,min} = 0,3 l_b \quad (\geq 10 \varnothing) \quad [5.5]$$

oppure

$$\text{– per ancoraggi in compressione} \quad l_{b,min} = 0,6 l_b \quad (\geq 100 \text{ mm}) \quad [5.6]$$

α_a è il coefficiente che assume i seguenti valori:

$\alpha_a=1$ per barre diritte,

$\alpha_a=0,7$ per barre piegate in trazione (vedere fig. 5.2) se nella zona della piegatura, del gancio o del risvolto lo spessore del calcestruzzo che ricopre l'armatura, misurato perpendicolarmente al piano di piegatura, è almeno pari a $\lfloor 3 \varnothing \rfloor$.

5.2.3.4.2. Reti elettrosaldate di fili ad aderenza migliorata

- (1) Si può applicare l'equazione [5.4].
- (2) Se nella zona di ancoraggio sono presenti barre trasversali saldate si deve, di regola, applicare un coefficiente $\lfloor 0,7 \rfloor$ ai valori forniti dall'equazione [5.4].

5.2.3.4.3. Reti elettrosaldate di fili lisci

- (1) Possono essere utilizzate, purché codificate da norme specifiche.

5.2.3.5. Ancoraggi con dispositivi meccanici

P(1) L'idoneità dei dispositivi meccanici di ancoraggio deve essere dimostrata da certificati di conformità.

- (2) Per la trasmissione al calcestruzzo delle forze di ancoraggio concentrate vedere 5.4.8.1.

5.2.4. Giunzioni

P(1) I dettagli costruttivi delle giunzioni tra barre devono essere tali da:

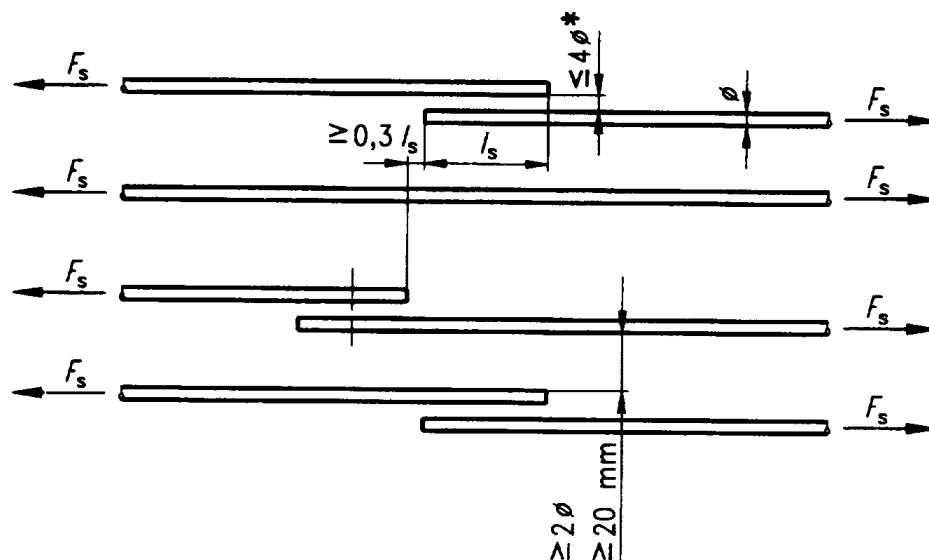
- assicurare la trasmissione delle forze da una barra all'altra;

- evitare il distacco del calcestruzzo nelle vicinanze delle giunzioni;
- garantire che la larghezza delle fessure alle estremità delle giunzioni non sia maggiore dei valori dati in 4.4.2.1.

5.2.4.1. Giunzioni per sovrapposizione di barre o fili

5.2.4.1.1. Disposizione delle giunzioni per sovrapposizione

- (1) Per quanto possibile:
 - le sovrapposizioni tra barre devono di regola essere sfalsate e non devono essere poste in zone di elevate tensioni (vedere anche 2.5.3, analisi);
 - in tutte le sezioni le sovrapposizioni devono di regola essere disposte simmetricamente e parallelamente alla faccia esterna dell'elemento.
- (2) Le prescrizioni di cui in (1) a (4) di 5.2.3.2 sono applicabili anche alle giunzioni per sovrapposizione.
- (3) In una giunzione lo spazio libero tra due barre sovrapposte deve di regola soddisfare i valori indicati nella fig. 5.4.



* altrimenti la lunghezza di sovrapposizione sarà aumentata di quanto lo spazio libero è maggiore di $|4\phi|$.

Fig. 5.4 - Sovrapposizioni adiacenti

5.2.4.1.2. Armature trasversali

- (1) Se il diametro ϕ delle barre sovrapposte è minore di $|16|$ mm, o se in una sezione generica le barre sovrapposte sono meno del 20%, allora le armature trasversali minime disposte per qualsiasi altra ragione (armature a taglio, barre di distribuzione) sono da considerarsi sufficienti.
- (2) Se $\phi \geq |16|$ mm le armature trasversali devono di regola:
 - avere area totale (somma di tutti i bracci paralleli allo strato delle barre giuntate, vedere fig. 5.5) non minore dell'area A_s di una barra giuntata ($\sum A_{st} \geq 1,0 A_s$);
 - avere forma di staffa se $a \leq |10\phi|$ (vedere fig. 5.6) ed essere diritte negli altri casi;
 - le armature trasversali devono di regola essere poste tra le armature longitudinali e la superficie esterna del calcestruzzo.
- (3) Per la distribuzione delle armature trasversali si applicano (3) e (4) di cui in 5.2.3.3.

5.2.4.1.3. Lunghezza di sovrapposizione

- (1) La lunghezza di sovrapposizione necessaria è:

$$l_s = l_{b,net} \alpha_1 \geq l_{s,min}$$

[5.7]

dove: $l_{b,net}$ è la lunghezza ricavata dalla [5.4], e
 $l_{s,min} \geq 0,3 \alpha_a \alpha_1 l_b \geq 15 \varnothing \geq 200 \text{ mm}$ [5.8]

I valori di α_a sono dati in 5.2.3.4.1.

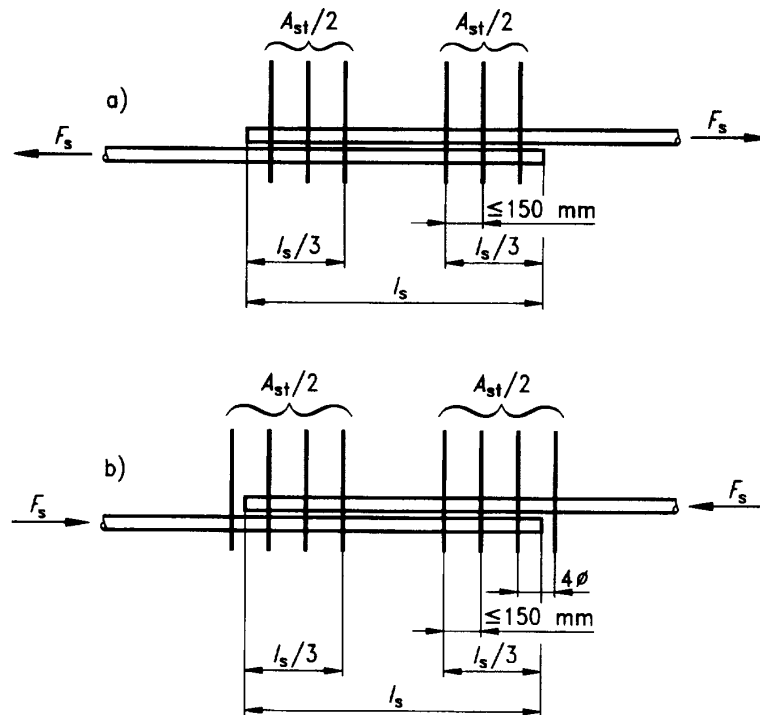


Fig. 5.5 - Armature trasversali in giunzioni per sovrapposizione

Il coefficiente α_1 assume i seguenti valori:

$\alpha_1 = 1$ per lunghezze di sovrapposizione di barre compresse e per lunghezze di sovrapposizione di barre tese se meno del 30% delle barre nella sezione sono sovrapposte e se secondo la fig. 5.6, $a \geq |10 \varnothing|$ e $b \geq |5 \varnothing|$.

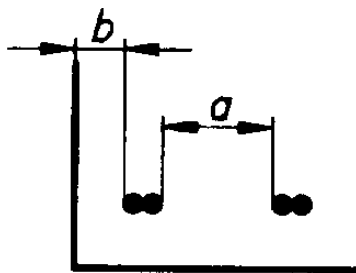


Fig. 5.6 - Valutazione di α_1 [vedere 5.2.4.1.3 (I)]

$\alpha_1 = 1,4$ per lunghezze di sovrapposizione di barre tese quando sia verificata una delle due sottoelencate condizioni, ma non entrambe:

- i) il 30% o più delle barre nella sezione sono sovrapposte;
- ii) $a < |10 \varnothing|$ o $b < |5 \varnothing|$ secondo la fig.5.6;

$\alpha_1 = 2$ per lunghezze di sovrapposizione di barre tese, se si verificano entrambe le condizioni suesposte.

5.2.4.2. Sovrapposizioni di reti elettrosaldate di fili ad aderenza migliorata

5.2.4.2.1. Sovrapposizione delle armature principali

- (1) Le seguenti regole si applicano unicamente ai casi in cui le giunzioni sono realizzate per sovrapposizione degli strati di rete. Regole per giunzioni effettuate con aggiunte ai pannelli di rete sono fornite in altra sede.
- (2) Le sovrapposizioni devono di regola essere poste in zone dove gli effetti delle azioni, nelle combinazioni di carico rare, non sono maggiori dell'80% della resistenza di calcolo della sezione.
- (3) Quando la condizione in (2) non è soddisfatta, l'altezza utile dell'acciaio considerata nei calcoli, in accordo con 4.3.1, è di regola quella dello strato più lontano dal lembo teso.
- (4) La percentuale ammissibile di armature principali che possono essere giuntate per sovrapposizione in una sezione generica, riferita alla sezione totale di acciaio, è pari a:
 - 100% se l'area specifica della sezione della rete, indicata con A_s/s , è tale per cui $A_s/s \leq 1200 \text{ mm}^2/\text{m}$;
 - 60% se $A_s/s > 1200 \text{ mm}^2/\text{m}$ e se si tratta di una rete interna.

Le giunzioni di strati multipli devono, di regola, essere sfalsate di $1,3 l_s$ ove l_s è calcolata con l'equazione [5.9].

- (5) La lunghezza di sovrapposizione è definita dall'equazione:

$$l_s = \alpha_2 l_b \frac{A_{s,req}}{A_{s,prov}} \geq l_{s,min} \quad [5.9]$$

$$\alpha_2 = 0,4 + \frac{A_s/s}{800} \quad 1,0 \leq \alpha_2 \leq 2,0$$

dove: l_b è la lunghezza calcolata con l'equazione [5.3] usando il valore di f_{bd} delle barre ad aderenza migliorata;

$A_{s,req}, A_{s,prov}$ sono le aree definite in 5.2.3.4.1 (I);

A_s/s è espresso in mm^2/m ;

$$l_{s,min} = 0,3 \alpha_2 l_b \geq 200 \text{ mm} \geq s_t$$

essendo s_t il passo dei fili trasversali della rete.

- (6) Non sono necessarie armature trasversali aggiuntive nella zona di sovrapposizione.

5.2.4.2.2. Sovrapposizioni di armature trasversali di distribuzione

- (1) Tutte le armature trasversali possono essere giuntate per sovrapposizione nella stessa posizione.

I valori minimi della lunghezza di sovrapposizione l_s sono dati nel prospetto 5.4; almeno due barre trasversali (una maglia) devono, di regola, essere comprese nella lunghezza di sovrapposizione.

Prospetto 5.4 - Lunghezze di sovrapposizione raccomandate in direzione trasversale

	Diametro delle barre (mm)		
	$\varnothing \leq 6$	$6 < \varnothing \leq 8,5$	$8,5 < \varnothing \leq 12$
Fili ad aderenza migliorata	$\geq s_t$	$\geq s_t$	$\geq s_t$
	$\geq 150 \text{ mm}$	$\geq 250 \text{ mm}$	$\geq 350 \text{ mm}$

s_t = intervallo tra i fili longitudinali.

5.2.5. Ancoraggi di staffe e di armature a taglio

- P(1) L'ancoraggio di staffe e di armature a taglio deve effettuarsi normalmente utilizzando ganci o armature trasversali saldate. Barre o fili ad aderenza migliorata possono essere ancorati con piegature. Di regola una barra trasversale deve comunque essere messa all'interno del gancio o della piegatura.

- (2) Per la curvatura ammissibile dei ganci e delle piegature vedere 5.2.1.2 (2).
- (3) L'ancoraggio nel suo insieme è considerato soddisfacente:
- quando la parte curva di un gancio o di una piegatura prosegue con un tratto diritto la cui lunghezza è non meno di:
 - ◆ $|\frac{5\phi}{\phi}|$ o 50 mm se è la prosecuzione di un arco di 135° o più [vedere fig. 5.7 a)]
 - ◆ $|\frac{5\phi}{\phi}|$ o 70 mm se è la prosecuzione di un arco di 90° [vedere fig. 5.7 b)]
 - quando vi sono, vicino all'estremità di una barra diritta:
 - ◆ almeno due barre trasversali saldate [vedere fig. 5.7 c)]
 oppure
 - ◆ una sola barra trasversale saldata di diametro non minore di $|\frac{1,4}{\phi}|$ volte il diametro dell'armatura di taglio [vedere fig. 5.7 d)].

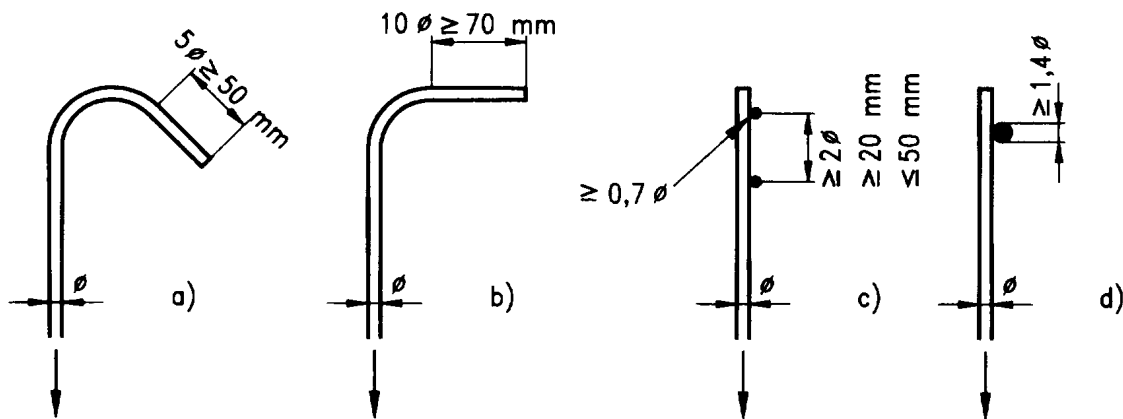


Fig. 5.7 - Ancoraggio di staffe

5.2.6. Regole aggiuntive per barre ad aderenza migliorata di diametro maggiore di $|\underline{32 \text{ mm}}|$

5.2.6.1. Dettagli costruttivi

- P(1) Barre di diametro $\phi > |\underline{32 \text{ mm}}|$ devono essere utilizzate solo in elementi la cui profondità minima sia non minore di $|\underline{15\phi}|$
- P(2) Quando si impiegano barre di grosso diametro deve essere assicurato un adeguato controllo della fessurazione o disponendo armature di pelle (vedere 5.4.2.4) o mediante calcolo (vedere 4.4.2).
- (3) Il ricoprimento minimo di calcestruzzo deve essere di regola $c \geq \phi$.
- (4) La distanza libera orizzontale e verticale fra singole barre parallele o fra strati orizzontali di barre parallele deve, di regola, essere non minore del massimo diametro delle barre longitudinali o di $(d_g + 5)$ mm, dove d_g è la dimensione dell'aggregato più grosso.

5.2.6.2. Aderenza

- P(1) Per barre di diametro maggiore di $|\underline{32 \text{ mm}}|$ i valori f_{bd} del prospetto 5.3 (vedere 5.2.2.2) devono di regola essere moltiplicati per il coefficiente $(|\underline{132}| - \phi)/100$, con ϕ in millimetri.

5.2.6.3. Ancoraggi e giunzioni

- P(1) Barre di grande diametro devono essere ancorate con ancoraggi dritti o per mezzo di dispositivi meccanici. Esse non devono essere ancorate in zone tese.
- P(2) Non devono essere usate giunzioni per sovrapposizione sia per barre tese sia per barre compresse.
- (3) Le regole fornite nel seguito sono complementari a quelle date in 5.2.3.
- (4) In assenza di compressione trasversale, sono richieste armature trasversali aggiuntive nelle zone di ancoraggio di travi e piastre. Tali armature si sommano a quelle a taglio.

- (5) Per ancoraggi diritti (vedere fig. 5.8 per la simbologia utilizzata), l'armatura trasversale addizionale specificata in (4), deve, di regola, essere non minore di quanto segue:

– in direzione parallela alla faccia inferiore:

$$A_{st} = n_1 \lfloor 0,25 \rfloor A_s \quad [5.10]$$

– in direzione perpendicolare alla faccia inferiore:

$$A_{sv} = n_2 \lfloor 0,25 \rfloor A_s \quad [5.11]$$

dove: A_s è l'area della sezione di una barra ancorata;

n_1 è il numero di strati con barre ancorate nello stesso punto nell'elemento;

n_2 è il numero di barre ancorate in ciascun strato.

- (6) Le armature trasversali addizionali devono, di regola, essere distribuite in modo uniforme nella zona di ancoraggio, con una spaziatura che non sia maggiore di circa 5 volte il diametro dell'armatura longitudinale.
- (7) Per le armature di pelle si applicano le prescrizioni di cui in 5.4.2.4. ma la loro area deve essere non minore di $0,01 A_{ct,ext}$ nella direzione perpendicolare alle barre di grosso diametro, e di $0,02 A_{ct,ext}$ nella direzione parallela a tali barre (per la simbologia vedere fig. 5.15).

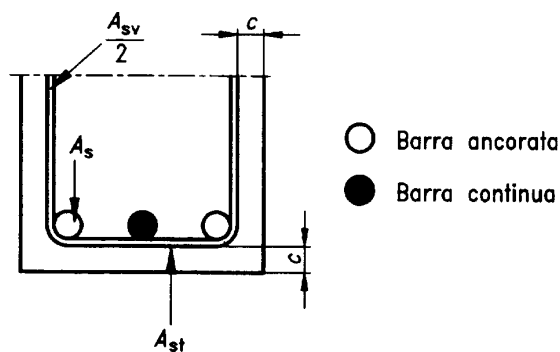


Fig. 5.8 - Armatura addizionale in zona di ancoraggio per barre longitudinali di diametro maggiore di $\lfloor 32 \text{ mm} \rfloor$ e in assenza di compressione trasversale

5.2.7. Gruppi di barre ad aderenza migliorata

5.2.7.1. Generalità

P(1) Se non specificato altrimenti, le regole per barre isolate si applicano anche a gruppi di barre. In un gruppo tutte le barre devono essere dello stesso diametro e delle stesse caratteristiche (tipo e classe).

(2) Nel progetto il gruppo è sostituito da una barra equivalente che ha la stessa area e lo stesso baricentro del gruppo di barre.

Il "diametro equivalente" \varnothing_n di questa barra è tale per cui:

$$\varnothing_n = \varnothing \sqrt{n_b} \leq 55 \text{ mm} \quad [5.12]$$

dove: n_b è il numero di barre del gruppo, con le seguenti limitazioni;

$n_b \leq 4$ solo per barre verticali compresse e per barre in una giunzione per sovrapposizione;

$n_b \leq 3$ in tutti gli altri casi.

(3) Per un gruppo di barre si applica il punto (2) di cui in 5.2.1.1, utilizzando il diametro equivalente \varnothing_n , ma misurando la distanza libera dal contorno esterno reale del gruppo di barre. Il ricoprimento di calcestruzzo misurato dal contorno esterno reale del gruppo deve essere $c > \varnothing_n$.

5.2.7.2. Ancoraggi e giunzioni

P(1) L'ancoraggio e la giunzione di un gruppo di barre devono essere ottenuti con l'ancoraggio o la sovrapposizione delle singole barre. Sono permessi solo ancoraggi diritti che devono essere opportunamente sfalsati.

- (2) Per gruppi di 2, 3 o 4 barre, lo sfalsamento degli ancoraggi deve di regola essere rispettivamente $\lfloor 1,2, 1,3 \text{ e } 1,4 \rfloor$ volte la lunghezza di ancoraggio delle barre singole.
- (3) Le barre devono, di regola, essere sovrapposte singolarmente. In ogni caso non devono, di regola, essere presenti in alcuna sezione più di 4 sovrapposizioni. Le giunzioni sovrapposte di singole barre devono essere sfalsate come specificato in (2).

5.3. Elementi per la precompressione

5.3.1. Disposizione degli elementi per la precompressione

- P(1) Nel caso di pre-tensione le armature di precompressione devono essere separate fra loro.
- P(2) Nei caso di membrature post-tese non sono normalmente permessi raggruppamenti di guaine.
- (3) È ammessa la disposizione di due guaine sovrapposte verticalmente l'una sopra l'altra se vengono prese particolari precauzioni per la tesatura e l'iniezione. Particolare attenzione è necessaria se i cavi hanno doppia curvatura.

5.3.2. Ricoprimento di calcestruzzo

- P(1) Il ricoprimento di calcestruzzo tra la superficie interna del cassero e un'armatura pre-tesa o una guaina deve essere stabilita in funzione delle dimensioni dell'armatura o del cavo. Il ricoprimento minimo deve rispettare quanto indicato in 4.1.3.3.

5.3.3. Distanze orizzontali e verticali

- P(1) La distanza tra le guaine o le armature pre-tese deve essere tale da garantire che il getto e la compattazione del calcestruzzo possano avvenire con facilità e che si possa ottenere buona aderenza tra il calcestruzzo e le armature di precompressione.

5.3.3.1. Pre-tensione

- (1) La minima distanza libera verticale e orizzontale tra le singole armature è data in fig.5.9.

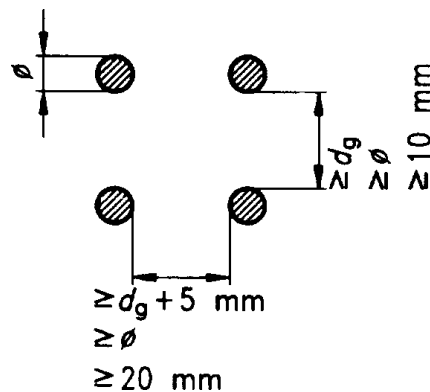


Fig. 5.9 - Minima distanza libera per armature pre-tese

5.3.3.2. Post-tensione

- (1) Eccetto che per le guaine accoppiate [vedere 5.3.1 (3)], la minima distanza libera tra singole guaine deve essere di regola:
- orizzontale: $\geq \varnothing_{duct} \text{ o } \lfloor 40 \text{ mm} \rfloor$
 - verticale: $\geq \varnothing_{duct} \text{ o } \lfloor 50 \text{ mm} \rfloor$
- dove: \varnothing_{duct} è il diametro della guaina.

5.3.4. Ancoraggi e dispositivi di accoppiamento per armature di precompressione

- P(1) I dispositivi di ancoraggio usati per le armature post-tese e la lunghezza di ancoraggio nel caso di armature pre-tese devono essere tali da permettere il completo sviluppo della resi-

stenza di calcolo delle armature stesse, considerando ogni possibile ripetizione e rapido cambiamento degli effetti delle azioni.

- P(2) Dove vengano usati accoppiatori, essi devono essere posizionati in modo tale che, tenendo conto dell'interferenza causata da tali dispositivi, essi non inficino la capacità portante dell'elemento strutturale e che ogni ancoraggio temporaneo, che debba rendersi necessario durante la costruzione, possa essere introdotto in modo soddisfacente.
- (3) I calcoli degli effetti locali nel calcestruzzo e il dimensionamento delle armature trasversali devono, di regola, essere effettuati secondo quanto esposto in 2.5.3.7.4.
- (4) In generale i dispositivi di accoppiamento saranno posizionati lontano dagli appoggi intermedi.
- (5) Occorre, di regola, evitare la disposizione di accoppiatori sul 50% o più delle armature di precompressione in una sola sezione.

5.4. Elementi strutturali

Al fine di soddisfare i requisiti di cui in 4, devono di regola essere rispettate le seguenti prescrizioni inerenti i dettagli costruttivi.

5.4.1. Pilastri

Quanto segue riguarda pilastri la cui dimensione maggiore b non è maggiore di 4 volte la dimensione minore h .

5.4.1.1. Dimensioni minime

- (1) La minima dimensione trasversale ammissibile per un pilastro è:
 - 200 mm per pilastri a sezione piena gettati in opera (verticalmente);
 - 140 mm per pilastri prefabbricati gettati in orizzontale.

5.4.1.2. Armature longitudinali e trasversali

5.4.1.2.1. Armature longitudinali

- (1) Di regola le barre d'armatura devono avere diametro non minore di 12 mm.
- (2) La quantità minima di armatura longitudinale totale $A_{s,min}$ deve di regola essere determinata con la seguente equazione:

$$A_{s,min} = \frac{0,15 N_{Sd}}{f_{yd}} \geq \left| 0,003 \right| A_c \quad [5.13]$$

dove: f_{yd} è la tensione di snervamento di calcolo dell'armatura;
 N_{Sd} è la forza di compressione assiale di calcolo;
 A_c è l'area della sezione trasversale del calcestruzzo.

- (3) Di regola, anche nelle sovrapposizioni, l'area dell'armatura non deve essere maggiore di 0,08 A_c .
- (4) Le barre longitudinali devono, di regola, essere distribuite lungo il perimetro della sezione. Per pilastri aventi sezione trasversale poligonale, almeno una barra sarà disposta in ogni spigolo. Per pilastri di sezione circolare, il numero minimo di barre è 6.

5.4.1.2.2. Armature trasversali

- (1) Il diametro delle armature trasversali (staffe, risvolti o armature elicoidali) deve, di regola, essere non minore di 6 mm o di un quarto del diametro massimo delle barre longitudinali, assumendo il valore maggiore fra i due; il diametro dei fili delle reti elettrosaldate formanti armature trasversali deve, di regola, essere non minore di 5 mm.
- (2) Le armature trasversali devono, di regola, essere adeguatamente ancorate.
- (3) La distanza tra le armature trasversali di un pilastro non deve di regola essere maggiore della minore delle tre seguenti:
 - 12 volte il minimo diametro delle barre longitudinali;
 - il lato minore della sezione del pilastro;
 - 300 mm.

- (4) La distanza sarà ridotta secondo un fattore $\lfloor 0,6 \rfloor$:
 - i) in sezioni posizionate al di sopra o al di sotto di una trave o di una piastra per un tratto pari alla maggiore dimensione della sezione del pilastro;
 - ii) in prossimità delle giunzioni per sovrapposizione se il massimo diametro delle barre è maggiore di $\lfloor 14 \text{ mm} \rfloor$.
- (5) Dove le barre longitudinali cambiano direzione (per esempio nelle variazioni di sezione) la distanza tra le armature trasversali sarà calcolata considerando le forze trasversali che si generano.
- (6) Ciascuna barra longitudinale (o gruppo di barre longitudinali) posta in uno spigolo deve essere tenuta in posizione da una armatura trasversale.
- (7) Un massimo di $\lfloor 5 \rfloor$ barre situate in uno spigolo o in prossimità di esso può essere assicurato contro l'instabilità da ciascuna serie di armature trasversali dello stesso tipo.

5.4.2. Travi

5.4.2.1. Armature longitudinali

5.4.2.1.1. Massima e minima percentuale di armatura

- (1) L'area effettiva della sezione trasversale delle armature di trazione deve, di regola, essere non minore di quella richiesta per il controllo della fessurazione (vedere 4.4.2), né di:

$$\lfloor 0,6 \rfloor b_t d l f_{yk} \geq \lfloor 0,0015 \rfloor b_t d \quad (f_{yk} \text{ in N/mm}^2) \quad [5.14]$$

dove: b_t è la larghezza media della zona tesa; per travi a T con piattabanda compressa, per il calcolo del valore di b_t deve essere considerata solo la larghezza dell'anima.

Sezioni che contengano meno armatura di quella data dalla [5.14] si riterranno non armate.

- (2) Le aree delle armature tese e delle armature compresse non devono, di regola, essere singolarmente maggiori di $\lfloor 0,04 A_c \rfloor$ (I : $0,03 A_c$) con esclusione delle zone di sovrapposizione.

5.4.2.1.2. Altre prescrizioni sulla disposizione delle armature

- (1) Nelle costruzioni monolitiche, anche quando si siano assunti in progetto appoggi semplici, la sezione deve di regola essere progettata in modo da poter assorbire un momento flettente derivante da un incastro parziale pari ad almeno il $\lfloor 25\% \rfloor$ del momento massimo in campata.
- (2) La quantità totale di armatura a trazione A_s sugli appoggi intermedi di una trave continua con sezione trasversale a T può essere divisa approssimativamente in parti uguali fra la parte interna e la parte esterna della piattabanda (vedere fig. 5.10).

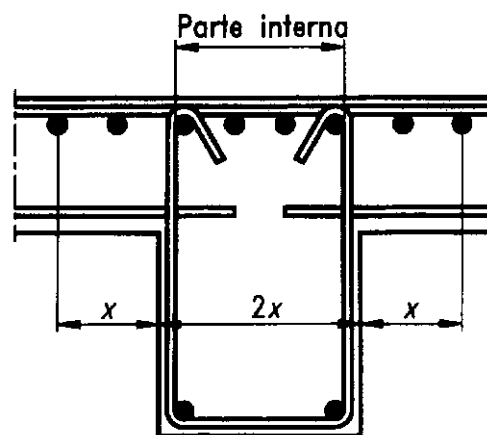
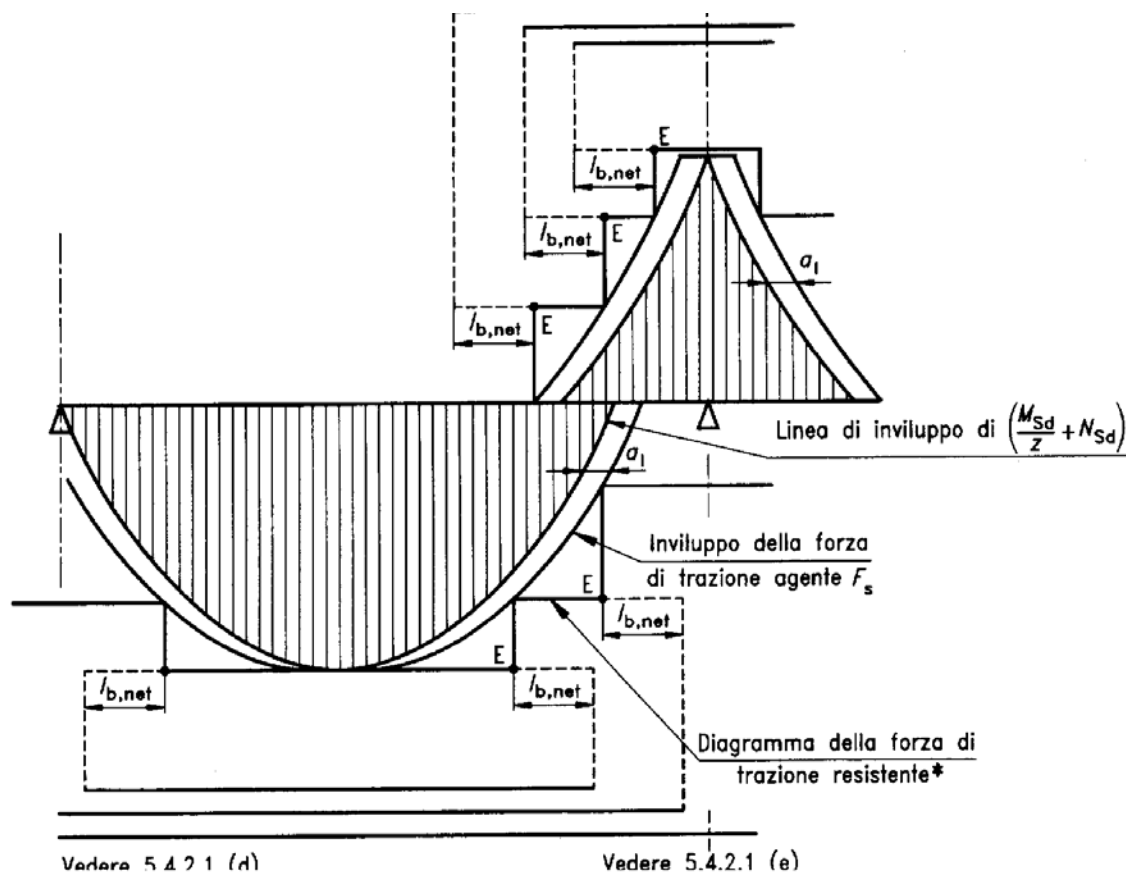


Fig. 5.10 - Parti interna ed esterna di una trave a T

5.4.2.1.3. Lunghezza delle armature longitudinali tese

- (1) La linea involucro della forza di trazione nell'armatura longitudinale si ottiene traslando della quantità a_l la linea involucro di F_s , forza di trazione nell'armatura longitudinale ottenuta dall'analisi della sezione eseguita come in 4.3 (vedere fig. 5.11). Se l'armatura a taglio è calcolata secondo il metodo normale, (vedere 4.3.2.4.3), $a_l = z(1 - \cot \alpha) / 2 \geq 0$, essendo α l'angolo formato dall'armatura a taglio con l'asse longitudinale. Se l'armatura a taglio è calcolata con il metodo dell'inclinazione variabile del traliccio (vedere 4.3.2.4.4), $a_l = z(\cot \theta - \cot \alpha) / 2 \geq 0$ essendo θ l'angolo delle bielle di calcestruzzo con l'asse longitudinale. Normalmente z può assumersi pari a $0,9 d$.
Per armature nella piattabanda, disposte al di fuori dell'anima [vedere 5.4.2.1.2 (2)], a_l sarà aumentata della distanza dell'armatura dall'anima (distanza x in fig. 5.10).
- (2) Le barre troncate devono di regola essere ancorate con $l_{b,net} \geq d$ dal punto in cui esse non sono più necessarie (per $l_{b,net}$ vedere l'equazione [5.4] in 5.2.3.4.1, d = altezza utile dell'elemento).
Il diagramma delle forze di trazione resistenti di regola dovrà essere esterno alla linea involucro delle forze di trazione agenti, traslato come descritto in (1) (vedere fig. 5.11).
- (3) La lunghezza di ancoraggio di barre rialzate che contribuiscono alla resistenza al taglio deve, di regola, essere non minore di $1,3 l_{b,net}$ in zona tesa e di $0,7 l_{b,net}$ in zona compressa.



* È anche consentito usare un diagramma in cui la forza resistente di trazione decresce progressivamente lungo la lunghezza di ancoraggio $l_{b,net}$

Fig. 5.11 - Linea involucro per il progetto di elementi inflessi. Lunghezze di ancoraggio

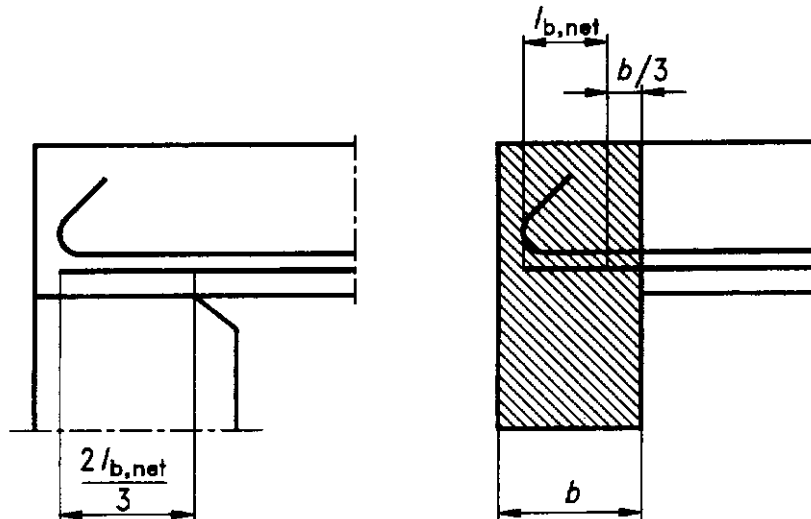
5.4.2.1.4. Ancoraggio delle armature inferiori su un appoggio terminale

- (1) Sugli appoggi con momento di incastro finale piccolo o nullo si deve di regola conservare almeno un quarto della sezione di acciaio presente in campata.
- (2) L'ancoraggio dell'armatura deve di regola essere tale da resistere a una forza di trazione pari a:

$$F_s = V_{Sd} \cdot a_l / d + N_{Sd} \quad [5.15]$$

dove: N_{Sd} è la forza di trazione assiale di calcolo.

- (3) La lunghezza di ancoraggio, misurata dalla verticale di primo contano tra la trave e l'appoggio, deve di regola essere assunta pari a:
- $\lfloor \frac{2}{3} \rfloor l_{b,net}$ per un appoggio diretto [vedere fig. 5.12 a)];
 - $l_{b,net}$ per un appoggio indiretto [vedere fig. 5.12 b)].
- dove: $l_{b,net}$ è determinato in base all'equazione [5.4].



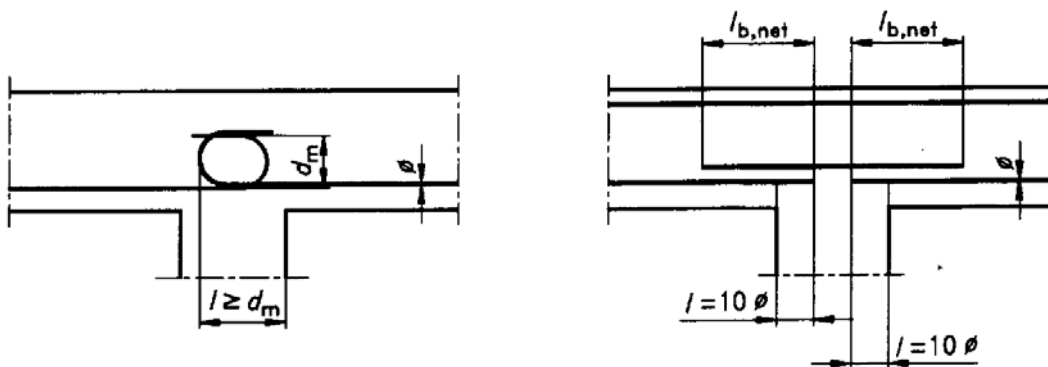
a) Appoggio diretto

b) Appoggio indiretto

Fig. 5.12 - Ancoraggio delle armature inferiori su appoggi di estremità

5.4.2.1.5. Ancoraggio delle armature inferiori su appoggi intermedi

- (1) Quantità di armatura: si applica il punto (1) di 5.4.2.1.4.
- (2) Tali ancoraggi devono di regola avere lunghezza non minore di $10 \varnothing$ per barre diritte [fig. 5.13 b)] o non minore del diametro del mandrino per uncini e piegature [fig. 5.13 a)].
- (3) Inoltre è opportuno che le armature utilizzate siano continue sugli appoggi e in grado di resistere a momenti positivi eccezionali [cedimento degli appoggi, esplosioni, ecc., vedere fig. 5.13 b)].

a) d_m = diametro del mandrino

b)

Fig. 5.13 - Ancoraggio sugli appoggi intermedi.

5.4.2.2. Armature a taglio

- (1) L'armatura a taglio deve di regola formare un angolo compreso tra 45° e 90° con il piano medio dell'elemento strutturale.
- (2) L'armatura a taglio può essere costituita da una combinazione di:
 - staffe che racchiudono le armature longitudinali tese e la zona compressa;
 - barre rialzate;
 - assemblaggi di armature a taglio in forma di gabbie, graticci, ecc., realizzati con barre ad aderenza migliorata, messi in opera senza contenere le armature longitudinali (vedere fig. 5.14), ma che devono essere adeguatamente ancorati in zona tesa e in zona compressa.

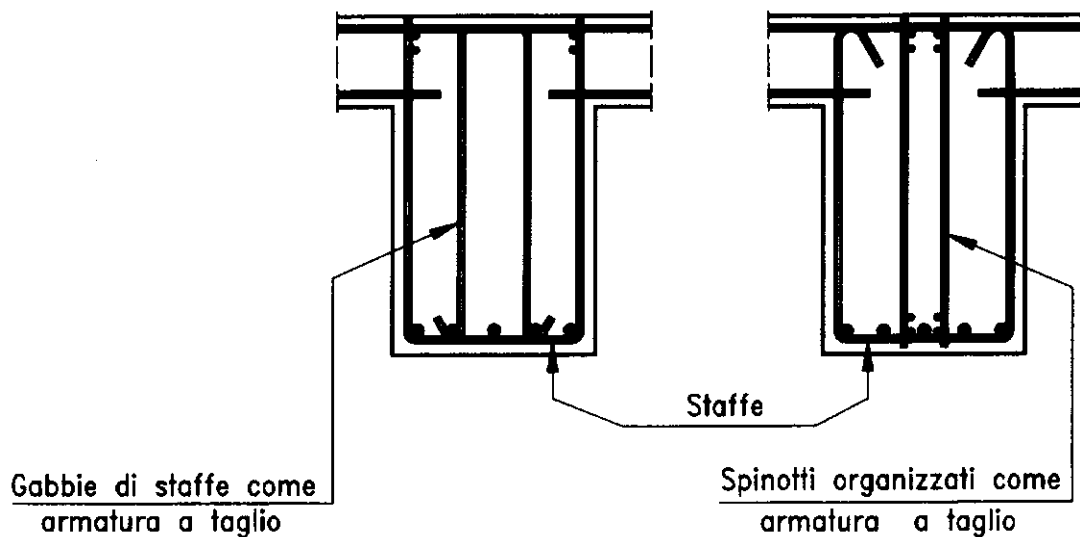


Fig. 5.14 - Esempi di combinazioni di staffe e assemblaggi di armature a taglio

- (3) Le staffe saranno ancorate in modo efficace. Sono ammesse giunzioni per sovrapposizione di bracci vicini alla superficie dell'elemento solo per armature ad aderenza migliorata.
- (4) Di regola almeno il 50% dell'armatura a taglio necessaria deve essere realizzata mediante staffe.
- (5) il rapporto di armatura a taglio è dato dall'equazione:

$$\rho_w = A_{sw} / s \cdot b_w \cdot \sin \alpha \quad [5.16]$$

dove:

 ρ_w è il rapporto di armatura a taglio; A_{sw} è l'area dell'armatura a taglio sulla lunghezza s ; s è il passo dell'armatura a taglio; b_w è la larghezza dell'anima dell'elemento; α è l'angolo tra l'armatura a taglio e l'armatura principale (per staffe verticali $\alpha=90^\circ$ e $\sin \alpha=1$).In generale i valori minimi di ρ_w sono forniti dal prospetto 5.5.

- (6) Quando le armature a taglio sono realizzate con barre tonde lisce il loro diametro non deve di regola essere maggiore di 12 mm.
- (7) il massimo passo longitudinale s_{max} di insiemi successivi di staffe o di armature dalle seguenti condizioni (V_{Sd} , V_{Rd1} e V_{Rd2} definiti in 4.3.2):

$$\text{– se } V_{Sd} \leq 1/5 V_{Rd2} : \quad s_{max} = 0,8 d \leq 300 \text{ mm}; \quad [5.17]$$

$$\text{– se } 1/5 V_{Rd2} < V_{Sd} \leq 2/3 V_{Rd2} : \quad s_{max} = 0,6 d \leq 300 \text{ mm}; \quad [5.18]$$

$$\text{– se } V_{Sd} > 2/3 V_{Rd2} \quad s_{max} = 0,3 d \leq 200 \text{ mm}. \quad [5.19]$$

(per V_{Rd2} vedere 4.3.2.4, equazioni 4.25 e 4.26)

Prospetto 5.5 - Valori minimi di ρ_w

Classi di calcestruzzo*	Classi di acciaio		
	S220	S400	S500
Da C12/15 a C20/25	0,0016	0,0009	0,0007
Da C25/30 a C35/45	0,0024	0,0013	0,0011
Da C40/50 a C50/60	0,0030	0,0016	0,0013
* Come assunto in progetto.			

- (8) La massima distanza longitudinale fra barre rialzate è data dall'equazione:

$$s_{max} = |0.6| d(l + \cot \alpha) \quad [5.20]$$
- (9) La distanza trasversale dei bracci di un insieme di staffe a taglio non deve di regola essere maggiore di:
 - se $V_{Sd} \leq 1/5 V_{Rd2}$: $s_{max} = d$ o $|800 \text{ mm}|$, il minore dei due;
 - se $V_{Sd} > 1/5 V_{Rd2}$: si applicano le equazioni 5.18 o 5.19.
- (10) I provvedimenti per il contenimento della fessurazione diagonale sono forniti in 4.4.2.3 (5).

5.4.2.3. Armature a torsione

- (1) Le staffe per la torsione devono di regola essere o chiuse e ancorate per sovrapposizione, o secondo lo schema (a) della fig. 5.7 e formare un angolo di 90° con l'asse dell'elemento strutturale.
- (2) Le prescrizioni fornite in 5.4.2.2, punti da (3) a (6), sono valide anche per le barre longitudinali e per le staffe di travi soggette a torsione.
- (3) La distanza longitudinale fra le staffe di torsione non deve di regola essere maggiore di $|u_t/8|$ (per la simbologia vedere la fig. 4.15 di 4.3.3.1).
- (4) La distanza indicata nel precedente punto (3) dovrà anche soddisfare i requisiti di cui in (7) di 5.4.2.2 per quanto riguarda la massima distanza delle staffe.
- (5) Le barre longitudinali devono di regola essere disposte in modo tale che ci sia almeno una barra per angolo, essendo le rimanenti uniformemente distribuite lungo il perimetro delle staffe e distanti fra loro non più di $|350 \text{ mm}|$.

5.4.2.4. Armature di pelle

- (1) In certi casi può essere necessario disporre armature di pelle, sia per il contenimento della fessurazione, sia per assicurare una resistenza adeguata al distacco del copriferro.
- (2) Armature di pelle per il controllo della fessurazione devono di regola essere previste nel caso di travi di altezza maggiore di 1 m [vedere 4.4.2.3 (4)].
- (3) Le armature di pelle poste in opera al fine di evitare il distacco del calcestruzzo di superficie a causa, per esempio, del fuoco o nei casi in cui si usino gruppi di barre o anche barre singole di diametro maggiore di 32 mm, devono di regola essere realizzate con reti a filo o barre ad aderenza migliorata di piccolo diametro messe all'esterno delle staffe, come indicato nella fig. 5.15.
- (4) il ricoprimento minimo delle armature di pelle è dato in 4.1.3.3 (6) e (7).
- (5) L'area delle armature di pelle $A_{s,surf}$ deve di regola essere non minore di $|0.01| A_{ct,ext}$ nella direzione parallela alle armature tese della trave.
 $A_{ct,ext}$ indica l'area del calcestruzzo teso esterno alle staffe, definito nella fig. 5.15.
- (6) Le barre longitudinali delle armature di pelle possono essere considerate come armature resistenti a flessione, e le barre trasversali come armature a taglio, purché esse soddisfino i requisiti relativi alle condizioni di posa in opera e di ancoraggio per questi tipi di armature.
- (7) Nelle travi precomprese l'armatura di pelle può essere considerata nelle condizioni espresse nei precedenti punti (5) e (6).

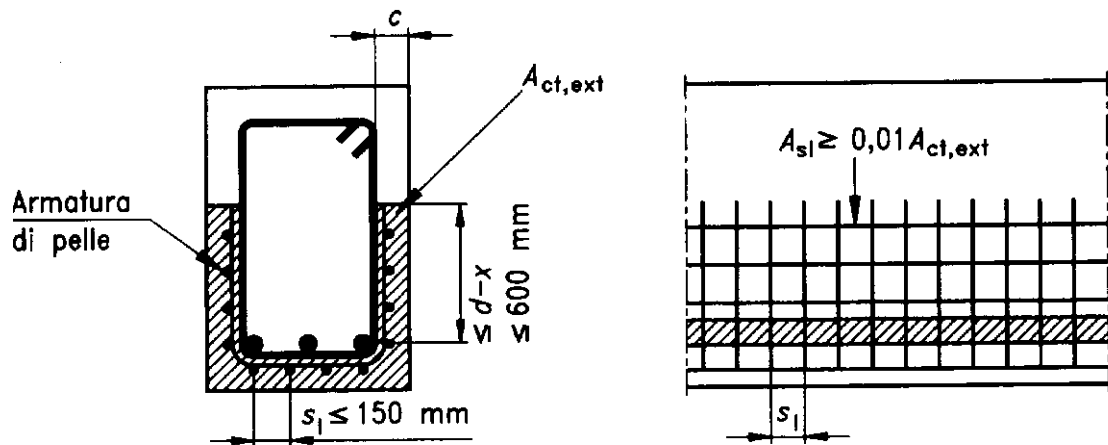


Fig. 5.15 - Armatura di pelle

5.4.3. Piastre non alleggerite gettate in opera

- (1) Questo punto si riferisce a piastre bidirezionali e a piastre monodirezionali dove b e $I_{eff} \geq 4h$ (vedere 2.5.2).

5.4.3.1. Spessore minimo

- (1) Per una piastra non alleggerita il minimo spessore assoluto è pari a $\lfloor 50 \text{ mm} \rfloor$.

5.4.3.2. Armature a flessione

5.4.3.2.1. Generalità

- (1) Per i particolari costruttivi delle armature principali si applica 5.4.2.1 con $a_l = d$ in 5.4.2.1.3.
- (2) Nelle piastre a portanza unidirezionale deve di regola essere prevista una armatura trasversale secondaria. Tale armatura secondaria sarà almeno pari al $\lfloor 20\% \rfloor$ dell'armatura principale.
- (3) I punti (1) e (2) in 5.4.2.1.1 forniscono la minima e la massima percentuale di acciaio per la direzione principale.
- (4) La massima distanza tra le barre è la seguente:
 - per le armature principali $\lfloor 1,5 h < 350 \text{ mm} \rfloor$ (I: $2,0 h < 350 \text{ mm}$), dove h è lo spessore totale della piastra;
 - per le armature secondarie $\lfloor 2,5 h < 400 \text{ mm} \rfloor$ (I: $3,0 h < 400 \text{ mm}$),
- (5) Si applicano le prescrizioni di cui ai punti: 5.4.2.1.3 (1)-(3), 5.4.2.1.4 (1)-(3), 5.4.2.1.5 (1)-(2).

5.4.3.2.2. Armature delle piastre in prossimità degli appoggi

- (1) Nelle piastre metà dell'armatura calcolata in campata deve, di regola, essere estesa fino agli appoggi e convenientemente ancorata.
- (2) Dove si realizza una continuità parziale lungo un lato della piastra, ma essa non è considerata nel calcolo, le armature superiori devono di regola essere in grado di sopportare un momento non minore di un quarto del massimo momento agente nella campata adiacente; tale armatura sarà di lunghezza non minore di 0,2 volte la luce della campata adiacente, lunghezza misurata a partire dal filo interno dell'appoggio.

5.4.3.2.3. Armature d'angolo

- (1) Se i particolari costruttivi sugli appoggi sono tali da impedire il sollevamento della piastra in corrispondenza di un angolo, deve di regola esservi prevista una adeguata armatura.

5.4.3.2.4. Armature in corrispondenza dei bordi liberi

- (1) Lungo un bordo libero (non appoggiato), una piastra deve di regola contenere armature longitudinali e trasversali poste in opera come in fig. 5.16.

- (2) Le normali armature di una piastra sono utilizzabili come armature di bordo.

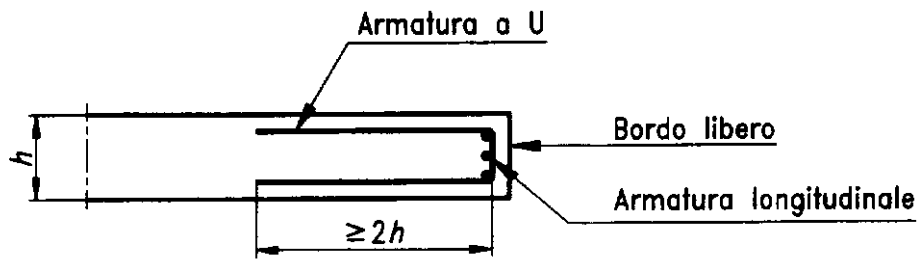


Fig. 5.16 - Armature di bordo per una piastra

5.4.3.3. Armature a taglio

- (1) Una piastra in cui siano previste armature a taglio deve di regola avere spessore non minore di $\underline{200 \text{ mm}}$.
- (2) Nella disposizione delle armature a taglio si applica il punto 5.4.2.2 eccetto per quanto modificato dalle regole seguenti. Quando sono necessarie armature a taglio, queste devono di regola essere non minori del 60% dei valori indicati nel prospetto 5.5 per le travi.
- (3) Nelle piastre, se $V_{Sd} < (1/3) V_{Rd2}$ (vedere 4.3.2), le armature a taglio possono essere realizzate esclusivamente con armature rialzate o assemblaggi di taglio.
- (4) La massima distanza longitudinale di insiemi successivi di staffe è data dalle equazioni da 5.17 a 5.19, senza riguardo per le limitazioni espresse in millimetri. La massima distanza longitudinale tra barre rialzate è $s_{max} = d$.
- (5) La distanza tra il filo di un appoggio, o il perimetro di un'area caricata e le armature a taglio più vicine considerate nel calcolo, deve essere non maggiore di $d/2$ per le barre rialzate. Questa distanza deve essere misurata a livello delle armature di flessione; se è previsto un solo corso di barre rialzate la loro inclinazione può essere ridotta a 30° [fig. 5.17 b)].

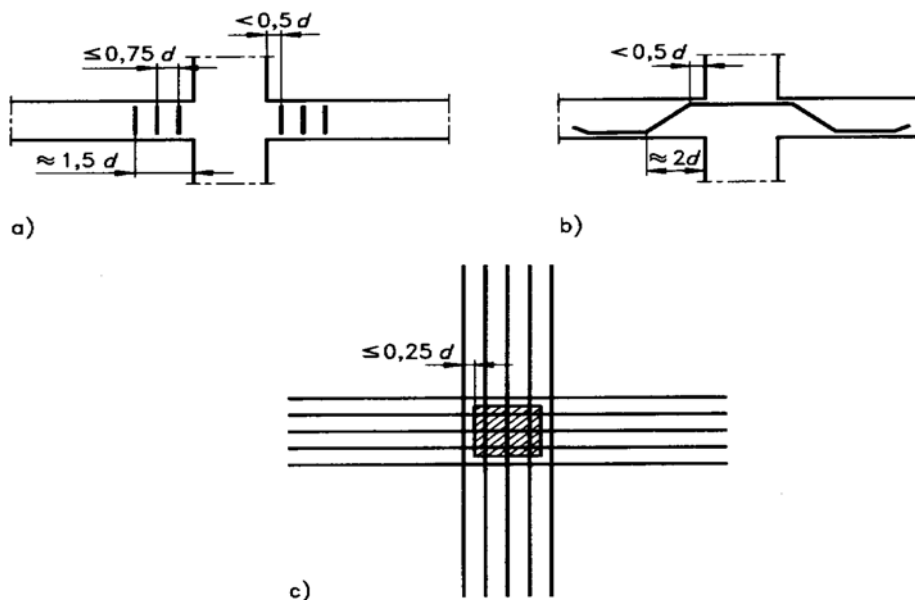


Fig. 5.17 - Armature a taglio in prossimità di un appoggio

- (6) Si può considerare che una barra rialzata assorba la forza di taglio su una lunghezza pari a $2 d$.
- (7) Solo le seguenti armature possono essere considerate quali armature di punzonamento:
 - armature disposte in una zona delimitata da una linea di contorno situata a una distanza dal perimetro dell'area caricata non maggiore del minore dei due valori $\underline{1.5 d}$ o $\underline{800 \text{ mm}}$; questa condizione vale in tutte le direzioni;

- barre rialzate che attraversano l'area caricata [vedere fig. 5.17 b)] o poste a una distanza non maggiore di $d/4$ dal perimetro di tale area [fig. 5.17 c)].

5.4.4. Mensole

- (1) Le armature corrispondenti ai tiranti considerati nel modello di calcolo (2.5.3.7) devono, di regola, essere totalmente ancorate al di là del nodo posto sotto la piastra di carico, utilizzando pieghe risvoltate a U o dispositivi di ancoraggio se non è disponibile la lunghezza $l_{b,net}$ tra il nodo e il filo esterno della mensola. La lunghezza $l_{b,net}$ deve essere misurata dal punto dove gli sforzi di compressione cambiano direzione.
- (2) Nelle mensole con $h_c \geq 300$ mm, se l'area dell'armatura orizzontale principale A_s soddisfa la relazione:

$$A_s \geq 0,4 A_c f_{cd} / f_{yd} \quad [5.21]$$

(A_c area della sezione di calcestruzzo all'attacco della mensola con il pilastro), devono essere previste staffe chiuse di area totale non minore di $0,4 A_s$ distribuite lungo l'altezza utile d , al fine di assorbire le tensioni che tendono a fessurare longitudinalmente i puntoni di calcestruzzo. Esse possono essere disposte sia orizzontali [fig. 5.18 a)] sia inclinate [fig. 5.18.b)].

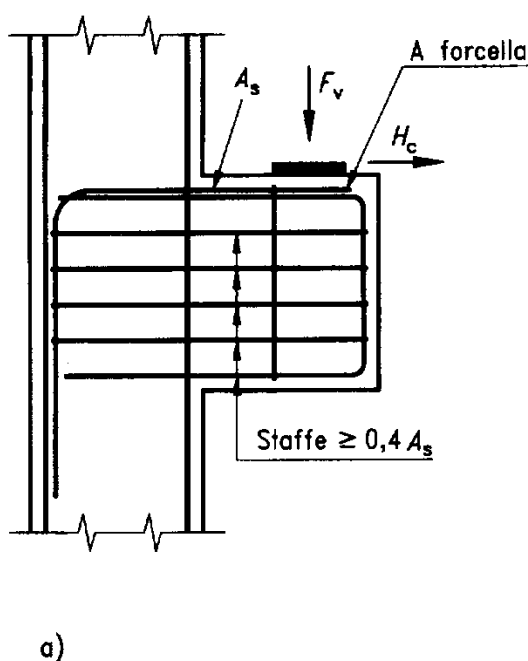


Fig. 5.18 a)
Armatura di una mensola
con staffe orizzontali

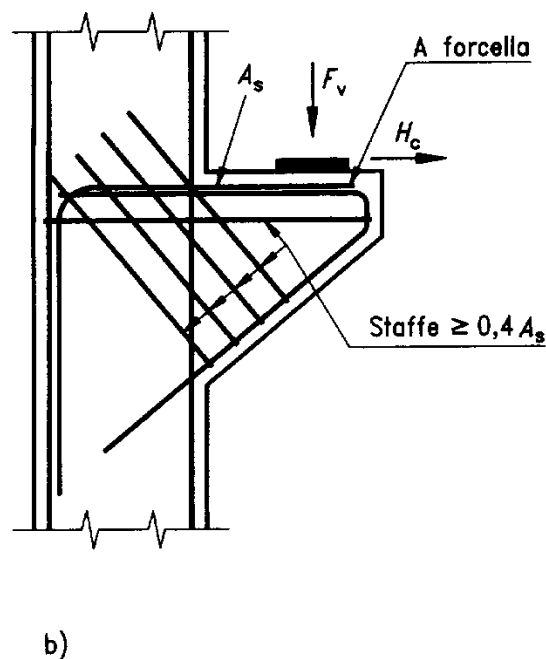


Fig. 5.18 b)
Armatura di una mensola
con staffe inclinate

5.4.5. Travi parete

- (1) Le armature corrispondenti ai tiranti considerati nel modello di calcolo devono, di regola, essere totalmente ancorate al di là dei nodi rialzando le barre, utilizzando piegature ad U o dispositivi di ancoraggio se non è disponibile la lunghezza $l_{b,net}$ tra il nodo e l'estremità della trave.
- (2) Per le travi parete si deve prevedere, di regola, un'armatura distribuita su entrambe le facce. L'effetto di ciascuna di tali armature deve essere equivalente a quello di una rete a maglie ortogonali con un rapporto di armatura almeno pari a $\underline{0.15\%}$ in entrambe le direzioni.

5.4.6. Zone di ancoraggio per forze di post-tensione

- (1) Di regola nelle zone di ancoraggio si devono sempre prevedere armature distribuite su tutte le superfici, sono forma di reti a maglie ortogonali.
- (2) Dove gruppi di cavi post-tesi sono collocati a una certa distanza l'uno dall'altro, devono di regola essere poste in opera alle estremità degli elementi adeguate staffe al fine di prevenire la comparsa di fenditure.
- (3) In tutta la zona di ancoraggio il rapporto di armatura su ciascun lato dell'elemento deve di regola essere almeno pari a $\lfloor 0.15\% \rfloor$ in entrambe le direzioni.
- (4) Tutte le armature devono di regola essere totalmente ancorate.
- (5) Se, per la determinazione delle forze trasversali di trazione, viene utilizzato un modello puntone-tirante, si dovranno seguire le seguenti regole per la disposizione delle armature:
 - l'area di acciaio effettivamente necessaria per assorbire le forze di trazione, lavorando alla tensione di calcolo, sarà distribuita secondo la reale distribuzione delle tensioni di trazione, per esempio ripartita su una lunghezza dell'elemento circa pari alla sua dimensione laterale maggiore;
 - ai fini dell'ancoraggio saranno utilizzate staffe chiuse;
 - tutte le armature di ancoraggio formeranno preferibilmente una griglia ortogonale tridimensionale.
- (6) Particolare attenzione sarà prestata alle zone di ancoraggio che presentano una sezione trasversale di forma diversa dal resto della trave.

5.4.7. Muri di calcestruzzo armato

5.4.7.1. Generalità

- (1) Questo punto si riferisce ai muri di calcestruzzo armato la cui lunghezza, misurata orizzontalmente, è pari ad almeno quattro volte lo spessore e in cui l'armatura è considerata nell'analisi tensionale. L'entità e la corretta disposizione delle armature può ottenersi utilizzando un modello tirante-puntone (vedere 2.5.3.6). Per muri soggetti prevalentemente a flessioni trasversali si applicano le regole delle piastre (vedere 5.4.3).

5.4.7.2. Armature verticali

- (1) L'area delle armature verticali deve di regola essere compresa tra $\lfloor 0.004 \rfloor A_c$ e $\lfloor 0.04 \rfloor A_c$.
- (2) In generale la metà di questa armatura sarà disposta su ciascuna faccia del muro.
- (3) La distanza tra due barre verticali adiacenti deve, di regola, essere non maggiore del minore dei due valori: $\lfloor \text{due volte} \rfloor$ lo spessore del muro, $\lfloor 300 \text{ mm} \rfloor$.

5.4.7.3. Armature orizzontali

- (1) Devono, di regola, essere previste armature orizzontali poste parallelamente alle superfici del muro (e ai bordi liberi) e collocate, in corrispondenza di ciascuna faccia, tra le armature verticali e la superficie più vicina. Esse saranno non meno del 50% delle armature verticali.
- (2) La distanza tra due barre orizzontali adiacenti deve, di regola, essere non maggiore di 300 mm.
- (3) Il diametro deve essere di regola non minore di un quarto di quello delle barre verticali.

5.4.7.4. Armature trasversali

- (1) Se l'area delle armature verticali destinate a sopportare i carichi esterni è maggiore di $\lfloor 0.02 A_c \rfloor$ tali armature devono di regola essere racchiuse da staffe secondo quanto esposto in 5.4.1.2.2.

5.4.8. Casi particolari

5.4.8.1. Forze concentrate

- (1) Qualora all'estremità di un elemento o all'intersezione di due elementi strutturali agiscano una o più forze concentrate, si prevederanno armature locali supplementari in grado di assorbire le forze di trazione trasversali indotte da queste forze.

- (2) Queste armature supplementari possono essere costituite da staffe o da strati di armature piegate a U.
- (3) Per una distribuzione uniforme di carico su un'area A_{c0} (fig. 5.19), la forza concentrata resistente si determina come segue:

$$F_{Rdu} = A_{c0} f_{cd} \sqrt{(A_{c1} / A_{c0})} \leq \lfloor 3,3 \rfloor f_{cd} A_{c0} \quad [5.22]$$

dove: $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c$

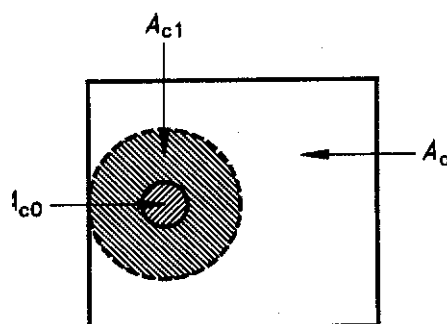
A_{c0} è l'area caricata:

A_{c1} è la massima area, corrispondente geometricamente a A_{c0} e avente lo stesso baricentro, che è possibile iscrivere nell'area totale A_c , situata nello stesso piano dell'area caricata.

Se A_c corrisponde geometricamente ad A_{c0} e ha lo stesso baricentro risulta: $A_{c1} = A_c$.

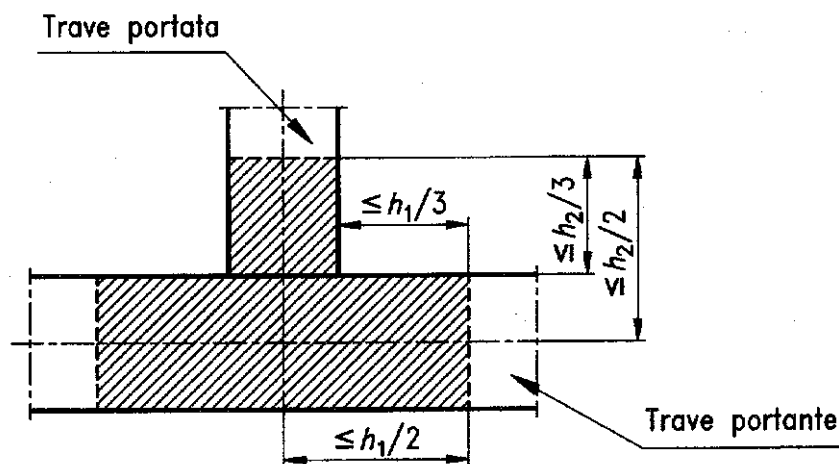
Il valore di F_{Rdu} che si ottiene dall'equazione 5.22 deve di regola essere ridotto se il carico non è distribuito uniformemente sull'area A_{c0} o se è associato a forze di taglio importanti.

Questo metodo non si applica agli ancoraggi delle armature di precompressione (vedere 2.5.3.7.4).



Vista in pianta

Fig. 5.19 - Definizione dell'area da introdurre nell'equazione [5.22]



h_1 altezza della trave portante

h_2 altezza della trave portata ($h_2 < h_1$)

Fig. 5.20 - Estensione della zona di intersezione per la connessione di travi secondarie

5.4.8.2. Forze associate a un cambiamento di direzione

P(1) Nei punti dove si hanno cambiamenti notevoli nella direzione delle forze interne, le forze radiali associate al fenomeno devono essere assorbite mediante un'armatura addizionale adeguatamente ancorata o mediante una disposizione speciale dell'armatura ordinaria.

5.4.8.3. Appoggi indiretti

P(1) Nel caso di connessione tra una trave portante e una trave portata deve essere prevista un'armatura "di sospensione" calcolata per assorbire la reazione totale mutua d'appoggio.

(2) L'armatura di sospensione deve, di regola, consistere preferibilmente di staffe che contornano l'armatura principale dell'elemento portante. Alcune di tali staffe possono essere distribuite al di fuori del volume di calcestruzzo comune alle due travi, come indicato nella fig. 5.20.

5.5. Limitazione del danno dovuto ad azioni eccezionali

5.5.1. Sistema di incatenamento

Nei casi in cui si consideri necessario disporre specifici provvedimenti per limitare un danno potenziale [vedere 2.1 (2)], possono essere impiegati incatenamenti se appropriati.

- (1) L'interazione degli elementi può essere ottenuta collegando le varie parti della struttura mediante incatenamenti:
 - a) perimetrali;
 - b) interni;
 - c) verticali.
- (2) Se un edificio è diviso da giunti di dilatazione in corpi di fabbrica strutturalmente indipendenti, ogni corpo avrà di regola un sistema di incatenamento indipendente.
- (3) Gli incatenamenti assolvono due distinte funzioni:
 - a) prevenire un danno locale dovuto ad azioni eccezionali quali urti o esplosioni;
 - b) fornire un percorso alternativo ai carichi nel caso intervenga un danno locale.

5.5.2. Dimensionamento degli incatenamenti

- (1) Le sezioni degli incatenamenti devono, di regola, essere maggiori sia di quelle necessarie a sopportare i carichi generati da appropriate azioni eccezionali, come specificato nell'Eurocodice 1, sia di quelle necessarie a fornire un percorso alternativo al carico intorno alla zona danneggiata.
- (2) Nel progetto degli incatenamenti si può ritenere che l'armatura lavori alla sua resistenza caratteristica.
- (3) Le armature disposte per altre funzioni possono essere considerate, in tutto o in parte, come facenti parte di questi incatenamenti.
- (4) Per il progetto degli incatenamenti possono essere trascurate forze diverse da quelle generate direttamente dalle azioni eccezionali o conseguenti al verificarsi di un effettivo danno locale.

5.5.3. Continuità e ancoraggio

- (1) Di regola gli incatenamenti devono essere continui tra le estremità della struttura dell'edificio.
- (2) La continuità viene realizzata mediante sovrapposizioni efficaci a condizione che la lunghezza di sovrapposizione sia $l_s = 2 l_b$ e che la sovrapposizione sia racchiusa da staffe o spirali con passo $s \leq 100$ mm. In alcuni casi la continuità può essere ottenuta mediante saldatura o impiego di connettori meccanici.
- (3) Di regola gli incatenamenti devono essere dotati di un ancoraggio meccanico al contorno della struttura.

6. Esecuzione e qualità dell'esecuzione

6.1. Obiettivi

- P(1) Questo punto fornisce una serie di requisiti minimi della qualità dell'esecuzione in cantiere per assicurare che le ipotesi di progetto adottate nella presente norma siano valide e che siano quindi raggiunti i livelli voluti di sicurezza e durabilità.
- (2) Questo punto non è né concepito, né sviluppato a sufficienza per fungere da documento contrattuale.

6.2. Tolleranze

6.2.1. Tolleranze - Generalità

- P(1) Per garantire alla struttura le proprietà richieste, le tolleranze devono essere definite chiaramente prima dell'inizio dei lavori di costruzione
- P(2) Per motivi di durabilità, indipendentemente dalle tolleranze definite, il ricoprimento delle armature non deve essere minore dei valori minimi dati in 4.1.3.3.
- P(3) Le dimensioni indicate sui disegni esecutivi devono essere rispettate tenendo conto delle tolleranze appropriate.

6.2.2. Tolleranze riguardanti la sicurezza strutturale

- (1) Sulla base dei fattori di sicurezza parziali γ_F e γ_M dati rispettivamente in 2.3.3.1 e 2.3.3.2 possono essere considerate ammissibili le seguenti tolleranze Δl rispetto alle dimensioni nominali della sezione, esclusa la tolleranza sul copriferro per cui vale il successivo 6.2.3:
- a) in relazione alle dimensioni della sezione di calcestruzzo (altezza totale di una trave o di una soletta, larghezza di una trave o spessore dell'anima, dimensione della sezione di un pilastro) e in relazione all'altezza utile:
- | | | |
|--------------------------------|------------------------|-------|
| per $l \leq 150$ mm : | $\Delta l = \pm 5$ mm | [6.1] |
| per $l = 400$ mm (I: 600 mm) : | $\Delta l = \pm 15$ mm | [6.2] |
| per $l \geq 2500$ mm: | $\Delta l = \pm 30$ mm | [6.3] |
- con interpolazione lineare per altri valori di l ;
- b) per la posizione delle armature di precompressione rispetto alla posizione di progetto:
- per $l < 200$ mm:
- per armature che sono parte di un trefolo, per armature singole e trefoli:

$$\Delta l = \pm 0,025 l$$
[6.4]
- per $l > 200$ mm:
- per armature che sono parte di un trefolo per armature singole:

$$\Delta l = \pm 0,025 l \text{ oppure } \Delta l = \pm 20 \text{ mm}$$
[6.5]
 - per trefoli:

$$\Delta l = \pm 0,04 l \text{ oppure } \Delta l = \pm 30 \text{ mm}$$
[6.6]
- dove: l indica l'altezza o la larghezza della sezione.
- (2) Possono anche essere specificate tolleranze diverse da quelle definite in (1) purché si possa dimostrare che non riducono il livello di sicurezza richiesto.

6.2.3. Tolleranze per il copriferro

- (1) Per le tolleranze del copriferro, per esempio per la differenza tra il copriferro nominale e quello minimo, vale quanto specificato in 4.1.3.3 (8). Non vengono specificate tolleranze positive ammissibili.

6.2.4. Tolleranze per scopi costruttivi

- (1) Per altri scopi, come per esempio le tolleranze dimensionali o costruttive negli edifici considerati nel loro insieme, possono essere richieste tolleranze più restrittive di quelle definite in 6.2.2. Questi valori dovranno di regola essere specificati al di fuori della presente norma. Per la massima inflessione delle solette, tuttavia, si applicano i punti 4.4.3.1 (5) e (6).

6.3. Regole costruttive

6.3.1. Calcestruzzo

- P(1) Il calcestruzzo utilizzato nella costruzione deve essere tale da mantenere le sue proprietà durante la vita della struttura.
- (2) Per le regole costruttive riferite al calcestruzzo e alla tecnologia del calcestruzzo, si applicano i punti relativi della ENV 206.

6.3.2. Casseri e puntelli

6.3.2.1. Requisiti di base

- P(1) I casseri e i puntelli devono essere progettati e realizzati in modo da resistere a tutte le azioni che possono intervenire durante il processo costruttivo. I casseri e i puntelli devono rimanere indisturbati finché il calcestruzzo ha raggiunto resistenza sufficiente per sopportare, con un margine di sicurezza accettabile, gli sforzi ai quali sarà sottoposto al disarmo.
- P(2) I casseri e i puntelli devono essere sufficientemente rigidi per assicurare che siano soddisfatte le tolleranze per la struttura e che non ne venga compromessa la capacità portante.
- P(3) La disposizione generale dei casseri deve essere tale che sia possibile il corretto posizionamento delle armature ordinarie e di precompressione, così come la corretta compattazione del calcestruzzo.
- P(4) I casseri e i puntelli devono essere progettati e realizzati (secondo le norme nazionali) da personale appositamente istruito. La supervisione e controllo devono essere tali da assicurare che il montaggio avvenga in accordo con i disegni e le specifiche.
- P(5) I casseri devono poter essere rimossi dal calcestruzzo senza causare urti o deterioramenti.
- (6) Dove necessario, la controfreccia realizzata nei casseri deve, di regola, essere quella richiesta dal progettista della struttura e della centinatura.
- (7) Il vincolo a terra dei puntelli deve essere di regola realizzato da personale appositamente istruito, in accordo con i disegni e le specifiche. Nel progetto dei puntelli devono di regola essere considerate le deformazioni e gli spostamenti dovuti alla precompressione.
- (8) Di regola, le giunzioni tra i pannelli dei casseri devono essere adeguatamente stagne.
- (9) La superficie interna dei casseri deve essere pulita. Agenti disarmanti approvati vanno di regola applicati in strati continui e uniformi sulla superficie interna e il calcestruzzo deve di regola essere gettato mentre i disarmanti sono ancora attivi. Sarà presa in considerazione ogni possibile influenza negativa di queste sostanze sulla superficie del calcestruzzo.
- (10) I distanziatori a perdere dei casseri non devono di regola compromettere la durabilità o l'aspetto del calcestruzzo.

6.3.2.2. Finitura superficiale

- P(1) I casseri devono essere progettati e costruiti in modo che non vi siano perdite di inerti fini o difetti sulla superficie del calcestruzzo.
- P(2) Dove è richiesto un particolare grado o tipo di finitura per motivi funzionali o estetici, i relativi requisiti devono essere specificati direttamente oppure facendo riferimento a documenti nazionali o internazionali appropriati o a superfici campione.

6.3.2.3. Inserti temporanei

- P(1) Inserti temporanei possono essere necessari come aiuto per tenere in posizione casseri, armature o guaine o altri elementi simili, fino a quando il calcestruzzo sia indurito.
- P(2) Tali inserti non devono introdurre carichi inaccettabili sulla struttura, non devono reagire nocivamente con i costituenti del calcestruzzo o con le armature ordinarie o di precompressione e non devono produrre difetti superficiali inaccettabili.
- (3) È proibito l'uso di inserti di lega leggera (alluminio, ecc.).

6.3.2.4. Rimozione dei casseri e dei puntelli

- P(1) Il momento della rimozione dei casseri e dei puntelli deve essere determinato in relazione a:

- a) le tensioni che saranno indotte nel calcestruzzo quando i casseri e i puntelli verranno rimossi;
 - b) la resistenza del calcestruzzo al momento della rimozione;
 - c) le condizioni climatiche ambientali e gli accorgimenti disponibili per proteggere il calcestruzzo dopo la rimozione dei casseri;
 - d) la presenza di casseri con angoli rientranti, da rimuovere di regola il più presto possibile, seppure in accordo con altri criteri di disarmo.
- (2) Informazioni generali sulla stagionatura e sul disarmo vengono date in 10.6, 10.7 e 10.8 della ENV 206.
- (3) I periodo di tempo tra il getto e la rimozione dei casseri dipende soprattutto dall'evoluzione della resistenza del calcestruzzo (vedere ENV 206, prospetto 13) e dalla funzione dei casseri. In assenza di indicazioni più accurate, si raccomandano i seguenti periodi minimi:
- 2 giorni per parti di casseri che non sopportano carichi (per esempio sponde verticali di travi, casseri di pilastri e muri)
 - 5 giorni per casseri di piastre gettate in situ;
 - 10 giorni per parti di casseri che sopportano carichi diretti, per esempio parti inferiori di travi e solette.
- Se vengono utilizzati casseri scorrevoli o rampanti possono essere ammessi periodi più brevi di quelli sopra raccomandati.

6.3.3. Armatura ordinaria

6.3.3.1. Requisiti di base

- P(1) L'acciaio per armatura deve essere conforme ai requisiti di cui in 3.2 della presente norma, alle relative Euronorm o, dove queste non esistano, a norme CEN, ISO, o a norme nazionali approvato dall'Autorità nazionale di controllo delle costruzioni.
- (2) Possono essere usati come armatura ordinaria solo gli acciai specificati nei documenti di progetto.

6.3.3.2. Trasporto, stoccaggio e lavorazione delle armature

- P(1) Le barre di armatura, le reti saldate e le gabbie di armature prefabbricate devono essere trasportate, stoccate, piegate e posizionate in modo da non subire alcun danno.
- P(2) Prima della messa in opera deve essere esaminato lo stato della superficie delle armature, per assicurare che esse siano prive di sostanze nocive che possono danneggiare l'acciaio, il calcestruzzo o l'aderenza fra i due materiali.
- P(3) Le armature devono essere tagliate e piegate secondo quanto specificato nelle norme internazionali o nazionali al riguardo.
- (4) Di regola vanno evitati:
 - danni meccanici (per esempio intagli o fessure);
 - rottura delle saldature in gabbie di armature prefabbricate e in reti saldate;
 - depositi superficiali che alterino le proprietà di aderenza;
 - mancanza di identificazione delle armature;
 - riduzione della sezione per corrosione oltre determinati valori limite ammissibili.

6.3.3.3. Saldature

- P(1) La saldatura deve essere eseguita solamente sugli acciai da armatura saldabili.
- P(2) Le giunzioni saldate devono essere eseguite e controllate da personale appositamente istruito sulla saldatura di armature.
- P(3) La saldatura deve essere eseguita nel rispetto di norme internazionali o nazionali.
- P(4) Se esiste un rischio di fatica, la saldatura delle armature deve essere conforme a requisiti particolari indicati in norme specifiche.
- P(5) L'esecuzione e il controllo delle giunzioni saldate devono essere conformi ad appositi requisiti previsti da norme internazionali o nazionali.
- (6) I metodi di saldatura permessi includono:

- saldatura elettrica a scintillio;
- saldatura elettrica a resistenza;
- saldatura elettrica ad arco (con elettrodi rivestiti o sotto gas protettivo);
- saldatura a gas ad alta pressione.

6.3.3.4. Giunzioni

- P(1) La lunghezza e la posizione delle giunzioni per sovrapposizione devono essere conformi al progetto e ai disegni. Se le lunghezze delle barre consegnate in cantiere non corrispondono ai disegni, le modifiche devono essere introdotte solo con l'approvazione del progettista o dell'autorità di supervisione.
- P(2) In generale, le barre di armatura non devono essere saldate nei punti di piegatura o nelle immediate vicinanze.
- (3) Le giunzioni mediante dispositivi di connessione meccanica devono di regola essere realizzate in accordo con il punto 5.2.3.5 della presente norma e con le norme o documenti di approvazione specifici.

6.3.3.5. Lavorazione, assemblaggio e posizionamento delle armature

- P(1) L'assemblaggio delle armature deve essere sufficientemente robusto da assicurare che le barre non si spostino dalla posizione prescritta durante il trasporto, il posizionamento e il getto del calcestruzzo. Il ricoprimento specificato per le armature deve essere mantenuto mediante l'uso di supporti e distanziatori approvati.
- P(2) Le tolleranze richieste per il fissaggio delle armature devono essere quelle indicate in 6.2. In alternativa, esse devono essere stabilite nei documenti contrattuali.
- P(3) La piegatura deve, di regola, essere effettuata con metodi meccanici, a velocità costante, senza strappi, con l'aiuto di mandrini, in modo che la parte piegata abbia curvatura costante. Se la temperatura ambiente è inferiore a valori specificati, possono essere necessarie ulteriori precauzioni.
- P(4) Alle armature deve essere impedito qualunque spostamento e la loro posizione deve essere controllata prima del getto.
- P(5) Nelle zone fortemente armate deve essere prevista una spaziatura delle barre sufficiente a consentire la corretta compattazione del calcestruzzo.

6.3.4. Armatura di precompressione

6.3.4.1. Requisiti di base

- P(1) Le armature di precompressione devono risultare conformi ai requisiti di cui in 3.3 della presente norma, alle relative Euronorm o, dove queste non esistono, alle norme CEN, ISO o a norme nazionali, o devono essere approvate dall'Autorità nazionale di controllo delle costruzioni.
- P(2) I dispositivi di precompressione (ancoraggi, accoppiatori, guaine e condotti) devono essere conformi ai requisiti di cui in 3.4 della presente norma, alle relative Euronorm o, dove queste non esistono, alle norme CEN, ISO od alle norme nazionali, o devono essere approvati dall'Autorità nazionale di controllo delle costruzioni.
- (3) Le armature di precompressione (fili, barre, cavi), i dispositivi di ancoraggio, gli accoppiatori e le guaine saranno quelli specificati nei documenti di progetto. Dovranno inoltre essere identificabili come tali.

6.3.4.2. Trasporto e stoccaggio delle armature

- P(1) Armature di precompressione, guaine, dispositivi di ancoraggio e accoppiatori devono essere protetti da influenze nocive durante il trasporto e lo stoccaggio e anche quando sono posizionati nella struttura, fino a quando sia avvenuto il getto del calcestruzzo.
- (2) Durante il trasporto e lo stoccaggio delle armature deve, di regola, essere evitato:
 - qualunque tipo di attacco chimico, elettrochimico o biologico in grado di causare corrosione;
 - qualunque danno alle armature di precompressione;

- qualunque contaminazione in grado di influire sulla durabilità o sulle proprietà di aderenza delle armature;
 - qualunque deformazione delle armature, non prevista in progetto;
 - qualunque stoccaggio non protetto, esposizione alla pioggia o contatto con il terreno;
 - l'uso di trasporti su via d'acqua senza conveniente imballaggio;
 - le operazioni di saldatura in vicinanza di armature di precompressione senza la presenza di speciali protezioni (dagli schizzi).
- (3) Per le guaine occorre tenere presente che:
- devono, di regola, essere evitati i danneggiamenti locali e la corrosione interna;
 - deve, di regola, essere assicurata l'impermeabilità all'acqua;
 - devono, di regola, essere resistenti agli attacchi meccanici e chimici.

6.3.4.3. Lavorazione delle armature

- P(1) I dispositivi utilizzati nella giunzione delle armature, per il loro ancoraggio e accoppiamento devono essere conformi a quanto specificato nei regolamenti o documenti di approvazione. Gli elementi di precompressione devono essere assemblati e posizionati in accordo con le norme specifiche o i documenti di approvazione. Le guaine e le loro connessioni devono essere come specificato nei documenti di progetto.
- (2) Occorre di regola prestare particolare attenzione a:
- mantenere i marchi di identificazione su tutti i materiali;
 - usare metodi appropriati per il taglio;
 - garantire un corretto ingresso nell'ancoraggio e negli accoppiatori, come richiesto dal produttore;
 - l'assemblaggio;
 - il trasporto: quando il sollevamento avviene mediante gru, di regola devono essere evitati schiacciamenti o piegamenti locali delle armature.

6.3.4.4. Disposizione delle armature

- P(1) La disposizione delle armature deve essere eseguita in accordo con criteri relativi:
- al ricoprimento del calcestruzzo e alla spaziatura dei cavi;
 - alla tolleranza ammissibile per la posizione delle armature di precompressione, degli accoppiatori e degli ancoraggi;
 - alla facilità con cui il calcestruzzo può essere gettato.
- P(2) Le tolleranze richieste per il posizionamento delle armature di precompressione devono essere quelle indicate in 6.2. In alternativa esse devono essere stabilite nei documenti di contratto.
- (3) Le guaine devono di regola essere fissate con cura, secondo le specifiche fornite dal progettista per dimensioni, spaziatori e supporti.
- (4) Dopo aver messo in posizione le guaine, devono di regola essere disposti degli sfiatatoi a entrambe le estremità e nei punti alti, così come in tutti i punti dove possono accumularsi aria e acqua: nel caso di guaine di lunghezza considerevole, gli sfiatatoi sono anche necessari in posizioni intermedie.
- (5) Le guaine devono di regola essere protette dalla penetrazione di materiali estranei fino al completamento dell'iniezione.

6.3.4.5. Messa in tensione delle armature di precompressione

- P(1) L'esecuzione della precompressione deve avvenire secondo un programma di tesatura prestabilito.
- P(2) Devono essere date, in cantiere o in stabilimento, istruzioni scritte sulla procedura da seguire per la messa in tensione.
- P(3) Gli operai e il personale impegnati nella messa in tensione devono essere specializzati e avere ricevuto uno specifico addestramento.
- P(4) Durante la messa in tensione devono, di regola, essere prese e registrate, da parte di un ingegnere (o altro tecnico), adeguate misure di sicurezza.

6.3.4.5.1. Pre-tensione

- (1) Nel caso di pre-tensione le istruzioni per la precompressione devono specificare:
 - le armature e i dispositivi di pre-tensione;
 - qualunque sequenza particolare secondo cui devono essere tesate le armature di precompressione;
 - la pressione dei martinetti o le forze ai martinetti che non devono essere superate;
 - la pressione finale da raggiungere dopo il completamento della tesatura o la corrispondente forza al martinetto;
 - il massimo allungamento delle armature consentito e lo scorrimento negli ancoraggi;
 - il modo e la sequenza di rilascio delle armature;
 - la resistenza del calcestruzzo richiesta al momento del rilascio, che di regola deve essere controllata;
 - l' idoneità operativa di componenti per l' ancoraggio che siano riutilizzati.
- (2) Di regola deve essere valutata la necessità di una protezione temporanea delle armature di precompressione dopo la tesatura e prima del getto. Dove risulti necessario, il materiale protettivo non deve, di regola, compromettere l'aderenza o avere effetti dannosi sull'acciaio o sul calcestruzzo.

6.3.4.5.2. Post-tensione

- (1) Sarà richiesto quanto segue:
 - a) Il progettista definirà:
 - il procedimento di precompressione che deve essere applicato;
 - il tipo e la classe dell'acciaio da precompressione;
 - il numero di barre o fili per i singoli elementi di precompressione;
 - la resistenza del calcestruzzo richiesta prima della messa in tensione;
 - l'ordine secondo cui, di regola, devono essere messe in tensione le successive armature, specificando il punto di applicazione della tensione;
 - ove appropriato, il momento in cui rimuovere i puntelli durante la messa in tensione;
 - la forza che si richiede ai martinetti;
 - l'allungamento richiesto in progetto;
 - il massimo scorrimento dell'ancoraggio;
 - il numero, tipo e posizione degli accoppiatori.
 - b) L'ingegnere supervisore (o altro tecnico) durante la messa in tensione registrerà:
 - il tipo di dispositivi di tesatura usati, di regola soggetti a taratura;
 - l'allungamento misurato in cantiere;
 - la pressione misurata nei martinetti;
 - il valore di scorrimento rilevato all'ancoraggio;
 - la differenza fra i valori misurati e quelli di progetto;
 - la resistenza effettiva del calcestruzzo;
 - l'effettiva successione secondo cui sono messe in tensione le armature;
 - se è il caso, il momento in cui sono rimossi i puntelli.

6.3.4.6. Iniezione e altre misure protettive

6.3.4.6.1. Generalità

- P(1) I cavi posti nelle guaine o nei condotti interni al calcestruzzo, i dispositivi di ancoraggio e di accoppiamento devono essere protetti dalla corrosione.
- P(2) Nel caso in cui il tempo che intercorre tra la tesatura e l'iniezione ecceda quello concesso, la protezione delle armature dovrà essere prorogata fino al momento dell'iniezione di malta cementizia.
- P(3) Dove è prevista una protezione temporanea, il materiale usato deve essere provvisto di un documento di approvazione e non deve avere effetto deleterio sull'acciaio di precompressione o sulla malta di iniezione.

- P(4) Devono essere disponibili istruzioni scritte su come preparare e dove effettuare la preparazione e l'esecuzione delle iniezioni.
- P(5) Nei caso di probabilità di gelo, si devono prendere misure per prevenire il congelamento dell'acqua nelle guaine non ancora iniettate. Dopo un periodo di gelo le guaine, di regola, devono essere liberate dal ghiaccio prima di iniziare l'iniezione.
- (6) La protezione delle armature di precompressione dalla corrosione è assicurata dal riempimento di tutti i vuoti con un materiale di iniezione adatto (di solito malta di calcestruzzo); di regola, l'ancoraggio deve essere protetto con calcestruzzo o con malta cementizia. Tale obiettivo si consegue:
- usando materiali di iniezione approvati (devono rimanere alcalini, senza componenti aggressivi) e ricoprendo completamente le armature;
 - riempiendo completamente i condotti (inclusi i vuoti tra le armature) con una miscela che dopo l'indurimento soddisfi i requisiti strutturali (aderenza, ritiro, resistenza, modulo di elasticità).

6.3.4.6.2. Malta cementizia di iniezione

- P(1) La malta cementizia utilizzata deve avere adeguate proprietà e cioè:
- elevata fluidità e coesione allo stato fresco;
 - deformazione di ritiro contenuta durante l'indurimento;
 - adeguata resistenza meccanica e al gelo dopo l'indurimento;
 - non dar luogo a perdita di parti fini ("bleeding").
- P(2) Devono essere utilizzati materiali appropriati (tipo di calcestruzzo, additivi) e il processo di miscelazione (composizione, rapporto acqua calcestruzzo, procedura, tempo) deve assicurare il conseguimento delle proprietà richieste.
- P(3) I cloruri (in % sulla massa del calcestruzzo) nel loro insieme non devono superare i valori prescritti nelle norme nazionali.
- P(4) Per i tipi di calcestruzzo utilizzati per l'iniezione, vedere ENV (non ancora redatta).

6.3.4.6.3. Istruzioni per il cantiere

- P(1) Prima dell'inizio delle operazioni di iniezione, devono essere pienamente soddisfatte le seguenti condizioni:
- disponibilità delle necessarie attrezzature (compresa una pompa di iniezione di scorta pronta all'uso per evitare interruzioni nel caso di malfunzionamento);
 - disponibilità continua di acqua in pressione e aria compressa;
 - miscela preparata (in eccesso per tenere conto dei trabocchi);
 - condotti liberi da materiale dannoso (per esempio acqua, ghiaccio);
 - sfiati preparati e identificati;
 - predisposizione di prove di controllo per l'iniezione;
 - in caso di dubbio prove di iniezione su condotti rappresentativi;
 - regolarità del flusso della malta di iniezione.
- P(2) Il programma di iniezione deve specificare:
- le caratteristiche delle attrezzature e della malta di iniezione;
 - l'ordine delle operazioni di soffiatura e di lavaggio;
 - l'ordine delle operazioni di iniezione e le prove sulla malta da iniezione fresca (fluidità, segregazione);
 - il volume di malta cementizia da preparare per ogni stadio di iniezione;
 - le precauzioni per mantenere i condotti sgombri;
 - le istruzioni in caso di incidenti e condizioni climatiche avverse;
 - l'iniezione addizionale nel caso in cui si rendesse necessaria.

6.3.4.6.4. Operazioni di iniezione

- (1) Prima di procedere all'iniezione, di regola bisogna controllare che il programma di iniezione possa essere realizzato.

- (2) Il processo di iniezione deve di regola essere sviluppato fino al termine con continuità e senza interruzioni. In particolari circostanze (grandi diametri, condotti verticali, o inclinati) può essere necessaria una post-iniezione per compensare la perdita di acqua di essudamento.
- (3) Completata l'iniezione, deve di regola essere impedita la perdita di malta dai condotti. Per consentire l'espansione della malta in fase di indurimento e per eliminare l'acqua di essudamento si possono aprire opportuni sfiati.
- (4) Dopo l'iniezione, se si sospetta la presenza di ampi vuoti, bisogna controllare con opportune attrezzature l'efficacia dell'iniezione.

6.3.4.6.5. Sigillature

- P(1) Se necessario tutte le aperture, i tubi di iniezione e gli sfiati devono essere sigillati ermeticamente per evitare la penetrazione dell'acqua e di prodotti dannosi (per esempio agenti antigelo o decongelanti).

6.3.4.6.6. Altre protezioni

- (1) Le armature di precompressione possono essere protette con materiali a base bituminosa, resine epossidiche, gomma ecc. a condizione che non ne derivino effetti negativi sull'aderenza, sulla resistenza al fuoco e su altre proprietà essenziali.

7. Controllo di qualità

7.1. Scopo e obiettivi

P(1) Questa sezione specifica i provvedimenti di controllo minimi necessari per la progettazione e la costruzione di strutture di calcestruzzo. Essi comprendono le azioni e le decisioni essenziali, le verifiche che vanno eseguite, in accordo con le specifiche, le norme e lo stato generale dell'arte, per garantire che siano soddisfatti tutti i requisiti specificati.

7.2. Classificazione dei provvedimenti di controllo

7.2.1 Generalità

P(1) Con riferimento al controllo di qualità richiesto in 2.1 della presente norma, vengono identificati tre sistemi di controllo fondamentali in relazione alle parti che possono esercitare il controllo di qualità; per ciascun sistema sono definiti obiettivi diversi:

- controllo interno;
- controllo esterno;
- controllo di conformità.

7.2.2. Controllo interno

(1) Il controllo del processo interno viene effettuato dal progettista, dall'appaltatore, dal subappaltatore o dal fornitore, ciascuno secondo lo scopo del suo specifico compito nel processo costruttivo. Il controllo viene esercitato:

- per iniziativa propria "interna", oppure
- secondo regole "esterne" stabilite dal cliente o da una organizzazione indipendente.

7.2.3. Controllo esterno

(1) Il controllo esterno, comprendente tutte le operazioni per conto del cliente, è eseguito da un'organizzazione indipendente incaricata di tale compito dal cliente o dall'autorità competente. Il controllo esterno può consistere in:

- verifica delle operazioni di controllo interne (per quanto queste siano condotte secondo specifiche esterne), oppure in
- procedure addizionali di verifica indipendenti dai sistemi di controllo interni.

7.2.4. Controllo di conformità

(1) il controllo di conformità viene eseguito per accertare che una particolare attività di servizio o di produzione sia stata svolta in conformità alle specifiche precedentemente stabilite.

(2) Il controllo di conformità è generalmente parte del controllo esterno.

7.3. Sistemi di verifica

P(1) La frequenza e l'intensità dei controlli dipendono dalle conseguenze causate da possibili errori o omissioni nelle diverse fasi del processo costruttivo. Per migliorare l'efficienza del controllo, diverse operazioni di controllo vengono combinate in un sistema di verifica.

7.4. Controllo delle diverse fasi del processo costruttivo

(1) Secondo lo scopo e la collocazione nel tempo del controllo, si possono distinguere le seguenti fasi:

- controllo del progetto;
- controllo della produzione e della costruzione;
- controllo della struttura ultimata.

7.5. Controllo del progetto

P(1) Il controllo del progetto deve essere conforme alle apposite procedure amministrative comunitarie o nazionali.

7.6. Controllo della produzione e della costruzione

7.6.1. Obiettivi

P(1) il controllo della produzione e della costruzione comprende tutte le operazioni necessarie a mantenere e regolare la qualità dei materiali e dell'esecuzione, in conformità ai requisiti specificati. Consiste in ispezioni e prove e comporta la valutazione dei risultati delle prove.

Prospetto 7.1 – Elementi del controllo della produzione e della costruzione

Elemento	Controllo dei materiali e della produzione	Riferimento	Controllo di costruzione ed esecuzione	Riferimento
Calcestruzzo	Materiali costituenti	ENV 206.11	Trasporto, getto compattazione	ENV 206.11
	Composizione e produzione del calcestruzzo fresco	ENV 206.11	Stagionatura	ENV 206.11.2.4
	calcestruzzo indurito		Finitura superficiale	ENV 206.11
Casseri e puntelli	Materiali	Secondo le relative specifiche dei materiali	Robustezza, montaggio, rimozione Controfreccia, inflessioni Vincoli a terra Compattezza Superficie interna	ENV 206.10.8, 11.2.3, 11.2.4 6.3.2 6.3.2 6.3.2 6.3.2 ENV206, 11.2.3, 11.2.4
Armatura ordinaria	Proprietà del materiale specificate	3.2, 6.3.3 7.6.5.2	Manipolazione e stoccaggio taglio	6.3.3.2 6.3.3.2
	Condizione superficiale	6.3.3.2	assemblaggio e fissaggio posizionamento, sovrapposizioni e giunzioni saldatura messa in opera Ricoprimento delle armature	6.3.3.5 6.3.3.4 6.3.3.3 6.3.3.5 ENV 206, 11.2.3 6.3.3.5
Acciaio e dispositivi per precompressione	Proprietà del materiale specificate	3.3, 3.4	Manipolazione e stoccaggio	6.3.4.2
	Condizione superficiale	6.3.4.2 ENV 206.11.2.3	Taglio Messa in opera	6.3.4.3 6.3.4.4 ENV 206, 11.2.2
	Dispositivi di precompressione	3.4	Dispositivi di precompressione	6.3.4
	Rettilinearità delle armature Iniezione	6.3.4.3 6.3.4.6.2	Messa in tensione Iniezione	6.3.4.5, 7.6.5.3 6.3.4.6
Elementi strutturali Componenti prefabbricati			Deviazioni dimensionali	6.2
			Controfreccia, inflessioni	6.2
			Conformità all'ordine	7.6.5.2

7.6.2. Obiettivi del controllo della produzione e della costruzione

- (1) Nel prospetto 7.1 sono riassunti gli elementi che devono essere controllati e i riferimenti ai relativi punti della presente norma o della ENV 206.

7.6.3. Elementi del controllo della produzione e della costruzione

- P(1) I controlli della produzione e della costruzione comprendono:
- prove preliminari e procedure di verifica;
 - prove e verifiche nel corso della costruzione;
 - prove e verifiche finali.
- (2) Sistemi di verifica diversi possono risultare adatti per:
 - una produzione continua: lo scopo di questo sistema è di raggiungere una qualità dei prodotti uniforme nel lungo periodo;
 - un singolo pezzo: lo scopo è principalmente di rispettare i requisiti fondamentali del progetto.
 - (3) Per un singolo pezzo può essere opportuno prestare particolare attenzione alle misure cauzionali, in particolare a quelle inerenti alle prove preliminari e alle verifiche durante la costruzione.

7.6.4. Prove preliminari

- P(1) Se necessario, si devono svolgere prove preliminari prima dell'inizio del processo costruttivo al fine di verificare che la struttura che si intende realizzare possa essere costruita in modo soddisfacente usando i materiali, l'attrezzatura e i metodi costruttivi specificati.
- (2) Di regola deve essere dimostrato, o con riferimento a esperienza precedente, o per mezzo di prove preliminari, se la qualità e la compatibilità dei materiali da costruzione e dei materiali costituenti il calcestruzzo, malta, ecc. sono adeguate. Di regola saranno utilizzati solamente materiali approvati.
 - (3) Per le prove preliminari sul calcestruzzo vedere i punti 3-(25) e 11 della ENV 206.

7.6.5. Controlli durante la costruzione**7.6.5.1. Requisiti generali**

- P(1) Le dimensioni, le proprietà dei materiali e la loro idoneità, i componenti incorporati nella struttura e l'attrezzatura utilizzata devono essere soggetti a un sistema di verifica permanente durante la costruzione.
- P(2) Quando i materiali e i componenti sono ricevuti in cantiere, la loro conformità alle specifiche dell'ordine originale deve essere verificata.
- P(3) Le osservazioni importanti devono essere registrate su rapporti scritti (per esempio nel giornale di cantiere) che devono essere disponibili per tutte le parti interessate.
- (4) A seconda del grado di sicurezza richiesto, possono essere concordate speciali misure di controllo aggiuntive.
 - (5) Per il controllo della produzione del calcestruzzo si rimanda al punto 11 della ENV 206.
 - (6) Per tutti gli altri materiali strutturali, si deve fare riferimento a documenti tecnici pertinenti (per esempio norme CEN).
 - (7) Il giornale di cantiere deve contenere, di regola, le informazioni sui calcestruzzo definite in 10.3 o 11.2.1 della ENV 206 se applicabili, e almeno le seguenti informazioni:
 - il tempo necessario per le singole operazioni (per esempio getto del calcestruzzo, rimozione dei casseri);
 - i dati relativi alla consegna dei materiali da costruzione e dei componenti;
 - i risultati di prove e misure;
 - osservazioni e misurazioni sul posizionamento delle armature ordinarie e di precompressione;
 - la descrizione di eventi straordinari.

7.6.5.2. Controlli di conformità alla consegna in cantiere

- (1) Per il documento di consegna del calcestruzzo preconfezionato si applica il punto 10.3.2 della ENV206.
- (2) Per componenti prefabbricati, il documento di consegna dovrà certificare che i componenti prefabbricati sono stati prodotti, contrassegnati e trattati conformemente all'ordine.
- (3) In aggiunta a quanto previsto in (2), il documento di consegna deve di regola contenere le seguenti informazioni:
 - data della produzione e della consegna dell'unità;
 - marchi di identificazione e, se richiesto, numero di riferimento di ciascun componente secondo i requisiti dell'ordine del cliente;
 - informazioni sul materiale, per esempio classe del calcestruzzo, classe dell'acciaio per il calcestruzzo armato, ricoprimento del calcestruzzo, ecc.
- (4) I certificati di consegna delle armature devono riportare informazioni sui seguenti elementi:
 - acciaio in barre lunghe, in rotoli o in confezioni originali;
 - barre o reti saldate;
 - acciaio tagliato e piegato;
 - armature preassemblate.
- (5) Per tutte le armature è necessario essere sicuri dell'origine e dell'identità dell'acciaio consegnato. Ciò può essere assicurato da:
 - un'indicazione, sui documenti di certificazione dell'acciaio in consegna;
 - etichette;
 - marchi di laminazione.
- (6) Per l'acciaio da precompressione e i dispositivi di precompressione si applica il punto 6.3.4 della presente norma.

7.6.5.3. Controlli preliminari al getto del calcestruzzo e durante la messa in tensione

- (1) Per i controlli preliminari al getto del calcestruzzo, si applica il punto 11.2.3 della ENV 206.
- (2) Prima della posa, le armature di precompressione devono, di regola, essere ispezionate per rilevare danni occorsi successivamente all'arrivo in cantiere o in stabilimento.
- (3) Prima della messa in tensione è consigliabile verificare che l'operazione di tensione possa svolgersi correttamente. Di regola devono essere effettuate verifiche per assicurare che i requisiti di cui in 6.3.4.5 siano soddisfatti al momento del trasferimento della forza di precompressione.
- (4) Di regola deve essere effettuata una registrazione delle misure effettuate a ogni livello di testatura (pressione nei martinetti, allungamento, scorrimento agli ancoraggi ecc.).
- (5) Il tempo intercorso tra la messa in tensione e il completamento delle misure protettive per l'acciaio (iniezione) deve, di regola, essere controllato e annotato. Prima di iniettare la malta, ci si deve di regola assicurare che sia stato applicato e verificato quanto previsto in 6.3.4.6.3 e 6.3.4.6.4.
- (6) Durante l'iniezione della malta è necessario verificare la pressione di iniezione, il libero fluire della malta dagli sfiati, individuare perdite di malta, valutare la quantità di malta iniettata e prendere campioni per verificare la viscosità e la perdita d'acqua. Se necessario sarà controllata la resistenza della malta.

7.6.6. Controlli di conformità

- P(1) Il controllo di conformità è inteso come la combinazione delle azioni e delle decisioni da prendere per verificare che tutti i requisiti, criteri e condizioni precedentemente formulati risultino completamente soddisfatti. Ciò implica la raccolta della relativa documentazione.
- (2) Per il controllo di conformità del calcestruzzo si applica il punto 11 della ENV 206.
- (3) Il controllo di conformità degli altri materiali deve essere basato su norme internazionali, o, dove non esistano, su norme nazionali o documenti di approvazione.

Nota: Il NAD italiano prescrive che "Per quanto riguarda i requisiti dei materiali costituenti il calcestruzzo e i controlli sul conglomerato valgono gli allegati 1 e 2 del D.M. 9/1/96".

7.7. Controllo e manutenzione della struttura completata

- (1) Un programma di controllo pianificato deve, di regola, specificare le misure di controllo (ispezioni) che devono essere svolte durante l'esercizio della costruzione, nei casi in cui non sia adeguatamente assicurata, nel lungo periodo, la conformità ai requisiti fondamentali del progetto.
- (2) Tutte le informazioni richieste per l'utilizzo della struttura in esercizio e per la sua manutenzione devono, di regola, essere rese disponibili alla persona che assume la responsabilità della struttura completata.

APPENDICE 1

Disposizioni supplementari per la determinazione degli effetti delle deformazioni del calcestruzzo dipendenti dal tempo

A 1.0. Simbologia (vedere anche 1.6 ed 1.7)

h_0	Dimensione fittizia dell'elemento in mm, essendo A_c l'area della sezione trasversale e u il perimetro a contatto con l'atmosfera ($h_0 = 2 A_c / u$)
$T(\Delta t_i)$	Temperatura in °C durante il periodo di tempo Δt_i
t	Età del calcestruzzo in giorni al momento considerato
t_0	Età del calcestruzzo in giorni al momento del carico
$t_{0,T}$	Età del calcestruzzo in giorni, corretta in funzione della temperatura, al momento del carico
t_s	Età del calcestruzzo in giorni all'inizio del periodo di ritiro o espansione
t_T	Età del calcestruzzo in giorni corretta in funzione della temperatura
α	Esponente, funzione del tipo di calcestruzzo
$\beta_c(t-t_0)$	Coefficiente atto a descrivere l'evoluzione della viscosità nel tempo dopo il carico (equazione A1.7)
$\beta_c(f_{cm})$	Fattore che tiene conto dell'effetto della resistenza del calcestruzzo sul coefficiente nominale di viscosità
β_H	Coefficiente che tiene conto dell'effetto dell'umidità relativa (RH) e della dimensione fittizia dell'elemento (h_0) sulla viscosità
$\beta_{RH} \beta_{sRH}$	Coefficienti che considerano l'effetto dell'umidità relativa sul coefficiente di ritiro nominale (equazioni A1.12 e A1.15)
β_s	Coefficiente che descrive l'evoluzione del ritiro nel tempo
β_{sc}	Coefficiente che dipende dal tipo di calcestruzzo
$\beta(t_0)$	Fattore che considera l'effetto dell'età del calcestruzzo al momento del carico sul coefficiente nominale di viscosità.
Δt_i	Numero di giorni in cui predomina la temperatura T
ϵ_{cs0}	Coefficiente nominale di ritiro
$\epsilon_{cs0}(t-t_s)$	Deformazione di ritiro nel periodo ($t-t_s$)
$\epsilon_s(f_{cm})$	Fattore che tiene conto dell'effetto della resistenza del calcestruzzo sul ritiro
ϕ_0	Coefficiente nominale di viscosità (equazione A1.2)
ϕ_{RH}	Fattore che tiene conto dell'effetto dell'umidità relativa RH sul coefficiente nominale di viscosità
$\phi(t, t_0)$	Coefficiente di viscosità che definisce la viscosità tra i tempi t_0 e t

A 1.1. Dati sugli effetti dipendenti dal tempo

A 1.1.1. Generalità

- (1) Le informazioni date qui di seguito completano quelle di cui in 3.1.2.5.5 e sono basate sui presupposti di cui in 2.5.5 (5). Queste informazioni sono state estratte dal materiale sviluppato dalla Commissione VII e dal GTG9 entrambi del CEB. Viene adottata la stessa simbologia in 2.5.5 (7).
- (2) I dati seguenti si riferiscono al comportamento medio di un elemento di calcestruzzo, senza considerare le proprietà reologiche locali dell'elemento che sono correlate alle tensioni interne, all'umidità o a microfessurazioni locali. I dati sono validi per il calcestruzzo strutturale ordinario, di classi comprese tra C12/15 e C50/60, soggetto a tensioni di compressione o trazione che non eccedano 0,45 della relativa resistenza ed esposto ad umidità relativa media tra il 40% e il 100% e a temperature medie da 10 °C a 20 °C.

A 1.1.2. Viscosità

- (1) Nell'equazione [2.21] di 2.5.5 il coefficiente di viscosità può essere calcolato con:

$$\phi(t, t_0) = \phi_0 \cdot \beta_c(t - t_0) \quad [A1.1]$$

dove: ϕ_0 è il coefficiente nominale di viscosità dell'equazione [A1.2]
 β_c è il coefficiente atto a descrivere l'evoluzione della viscosità nel tempo dopo il carico (equazione A1.7);
 t è l'età del calcestruzzo in giorni, al momento considerato;
 t_0 è l'età del calcestruzzo in giorni al momento del carico.

Il coefficiente nominale di viscosità può essere calcolato con:

$$\phi_0 = \phi_{RH} \cdot \beta(t_0) \cdot \beta(f_{cm}) \quad [A1.2]$$

essendo

$$\phi_{RH} = 1 + (1 - RH / 100) / (0.10 \cdot \sqrt[3]{h_0}) \quad [A1.3]$$

$$\beta(f_{cm}) = 16.8 / \sqrt{f_{cm}} \quad [A1.4]$$

$$\beta(t_0) = 1 / (0.1 + t_0^{0.20}) \quad [A1.5]$$

$$h_0 = 2A_c / u \quad [A1.6]$$

dove:

f_{cm} è la resistenza media a compressione del calcestruzzo, in newton su millimetri quadrati, all'età di 28 giorni;

RH è l'umidità ambientale relativa, in percento;

h_0 è la dimensione fittizia dell'elemento, in millimetri, essendo A_c la sezione e u il perimetro dell'elemento a contatto con l'atmosfera

ϕ_{RH} è il fattore che tiene conto dell'effetto dell'umidità relativa sul coefficiente nominale di viscosità;

$\beta_c(f_{cm})$ è il fattore che tiene conto dell'effetto della resistenza del calcestruzzo sul coefficiente nominale di viscosità;

$\beta_c(t_0)$ è il fattore che tiene conto dell'effetto dell'età del calcestruzzo al momento del carico sul coefficiente nominale di viscosità-

Il coefficiente per lo sviluppo della viscosità nel tempo può essere calcolato con:

$$\beta_c(t - t_0) = [(t - t_0) / (\beta_H + t - t_0)]^{0.3} \quad [A1.7]$$

dove:

$t - t_0$ è la durata, non corretta del carico in giorni;

β_H è un coefficiente funzione dell'umidità relativa RH (in percento) e della dimensione fittizia dell'elemento h_0 (in millimetri).

β_H può essere calcolato con:

$$\beta_H = 1.5 \left[1 + (0.012 RH)^{18} \right] h_0 + 250 \leq 1500 \quad [A1.8]$$

- (2) L'effetto del tipo di calcestruzzo sul coefficiente di viscosità del calcestruzzo può essere considerato modificando l'età del carico t_0 nell'equazione [A1.5] secondo l'equazione [A1.9]

$$t_0 = t_{0.7} \cdot \left(\frac{9}{2 + (t_{0,T})^{1.2}} + 1 \right)^\alpha \geq 0.5 \quad [A1.9]$$

dove:

$t_{0,T}$ è l'età del calcestruzzo alla messa in carico, in giorni, corretta in funzione della temperatura secondo l'equazione [A1.10];

α è l'esponente che dipende dal tipo di calcestruzzo;

$$\alpha = \begin{cases} -1 & \text{per calcestruzzo a indurimento lento, S} \\ 0 & \text{per calcestruzzo a indurimento normale o rapido, N, R} \\ 1 & \text{per calcestruzzo a rapido indurimento e alta resistenza, RS} \end{cases}$$

- (3) L'effetto di temperature alte o basso nell'intervallo 0-80 °C sulla maturazione del calcestruzzo può essere considerato correggendo l'età del calcestruzzo secondo l'equazione [A1.10]:

$$t_T = \sum_{i=1}^n e^{-\left(\frac{4000}{273+T(\Delta t_i)} - 13.65 \right)} \cdot \Delta t_i \quad [A1.10]$$

dove:

t_T è l'età del calcestruzzo, corretta in funzione della temperatura, che sostituisce t nelle corrispondenti equazioni;

$T(\Delta t_i)$ è la temperatura, in gradi Celsius, durante il periodo di tempo Δt_i ;

Δt_i è il numero di giorni in cui predomina la temperatura T ;

il coefficiente di variazione medio dei dati di viscosità riportati precedentemente, dedotto da una banca dati di risultati sperimentali elaborati su calcolatore, è dell'ordine del 20%.

- (4) valori di $\phi(t, t_0)$ dati precedentemente saranno associati al modulo tangente $E_{c28}=1,05 E_{cm}$. Quando una stima meno accurata è ritenuta accettabile, i valori dati nel prospetto 3.3 di 3.1.2.5.5 possono essere adottati quali rappresentativi della viscosità del calcestruzzo a 70 anni.

A 1.1.3. Ritiro

- (1) Le deformazioni di contrazione od espansione possono essere calcolate con:

$$\varepsilon_{CS}(t-t_s) = \varepsilon_{CS0} \beta_S(t-t_s) \quad [A1.11]$$

dove:

ε_{CS0} è il coefficiente nominale di ritiro (equazione A1.12);

β_S è il coefficiente atto a descrivere lo sviluppo del ritiro nel tempo (equazione A1.16);

t è l'età del calcestruzzo, in giorni;

t_s è l'età del calcestruzzo, in giorni, all'inizio della contrazione o dell'espansione.

Il coefficiente nominale di ritiro può essere ottenuto con:

$$\varepsilon_{CS0} = \varepsilon_s(f_{cm}) \beta_{RH} \quad [A1.12]$$

essendo:

$$\varepsilon_s(f_{cm}) = [160 + \beta_{SC}(90 - f_{cm})] 10^{-6} \quad [A1.13]$$

dove:

β_{RH} è il coefficiente dato dall'equazione [A1.14];

$\varepsilon_s(f_{cm})$ è il fattore che tiene conto dell'effetto della resistenza del calcestruzzo sul ritiro

f_{cm} è la resistenza media a compressione del calcestruzzo, in newton millimetri quadrati, all'età di 28 giorni;

β_{SC} è il coefficiente funzione del tipo di calcestruzzo;

$$\beta_{sc} = \begin{cases} 4 & \text{per calcestruzzo a lento indurimento, S} \\ 5 & \text{per calcestruzzo a indurimento normale o rapido, N, R} \\ 8 & \text{per calcestruzzo a rapido indurimento e alta resistenza, RS} \end{cases}$$

e

$$\beta_{RH} = \begin{cases} -1,55 \beta_{sRH} & \text{per } 40\% \leq RH \leq 99\% \text{ (esposto all'aria)} \\ +0,25 & \text{per } RH \geq 99\% \text{ (immerso in acqua)} \end{cases} \quad [A1.14]$$

dove:

β_{sRH} è il coefficiente che tiene conto dell'effetto dell'umidità relativa sul coefficiente di ritiro nominale, definito nell'equazione [A1.15]

$$\beta_{sRH} = 1 - [RH / 100]^3 \quad [A1.15]$$

dove:

RH è l'umidità relativa ambientale, in percento.

Il coefficiente per lo sviluppo del ritiro nel tempo può essere stimato con:

$$\beta_S(t-t_s) = \left[\frac{t-t_s}{0,035 h_0^2 + t-t_s} \right]^{0,5} \quad [A1.16]$$

dove:

h_0 è la dimensione fittizia, in millimetri, (equazione A1.6) e $(t-t_s)$ è la durata effettiva non corretta di ritiro o di espansione, espressa in giorni.

- (2) Il coefficiente di variazione medio dei dati di ritiro precedentemente riportati, dedotto da una banca dati di risultati sperimentali elaborati su calcolatore, è dell'ordine del 35%.

- (3) Quando una stima meno accurata è ritenuta accettabile possono essere utilizzati i valori dati nel prospetto 3.4 in 3.1.2.5.5.

A 1.2. Procedure di progettazione complementari

- (1) Quando l'influenza della deformazione del calcestruzzo dipendente dal tempo viene considerata particolarmente significativa, tanto che la sua valutazione richieda l'uso di procedure di calcolo avanzate (per esempio in presenza di vincoli elastici; dove possano intervenire deformazioni impresse variabili; nel caso in cui si voglia tenere conto dell'influenza di armature simmetriche o asimmetriche; nelle costruzioni miste calcestruzzo-acciaio ecc.) si fa di regola riferimento all'apposita letteratura specialistica, in accordo con P(1), P(2) e (5) di 2.5.5. Nello sviluppo di tali calcoli è necessario tenere presente il livello di accuratezza implicito in A1. 1.2 (3) e A1.1.3 (1). Per previsioni accurate è importante la conoscenza della storia ambientale, della composizione e delle proprietà dei materiali.

APPENDICE 2

Analisi non lineare

A 2.0. Simbologia (vedere anche 1.6 e 1.7)

$(1/r)_m$	Curvatura media in corrispondenza della sezione considerata
$(1/r)_{cr}$	Curvatura calcolata nell'ipotesi di sezione fessurata
M_{yd}	Momento flettente che produce la tensione f_{yd} nell'armatura
M_{yk}	Momento flettente che produce la tensione f_{yk} nell'armatura
β_1	Coefficiente che tiene conto delle proprietà di aderenza dell'armatura
β_2	Coefficiente che tiene conto della natura e della durata del carico
ε_c	Deformazione a livello della fibra estrema compressa, calcolata senza tenere conto del "tension stiffening" ⁸⁾
ε_{sm}	Deformazione media dell'acciaio, calcolata tenendo conto del "tension stiffening" ⁸⁾
ε_{smr}	Deformazione media dell'acciaio calcolata, nell'ipotesi di sezione non fessurata sotto il carico di fessurazione.
ε_{sy}	Deformazione di snervamento dell'armatura
ε_{sym}	Deformazione corrispondente alla tensione $\sigma_s = (f_{yk} \cong f_{ym})$ tenendo conto del "tension stiffening" ⁸⁾
σ_s	Tensione dell'acciaio calcolata nell'ipotesi di sezione fessurata sotto il carico considerato
σ_{sr}	Tensione dell'acciaio calcolata nell'ipotesi di sezione fessurata sotto il carico di fessurazione

A 2.1. Generalità

- P(1) I metodi di analisi non lineare possono essere utilizzati sia per gli stati limite di esercizio che ultimi. Tali metodi devono soddisfare l'equilibrio e la compatibilità.
- P(2) Allo stato limite ultimo deve essere verificata la capacità delle sezioni critiche locali di affrontare le deformazioni anelastiche derivanti dall'analisi, tenendo adeguato conto delle incertezze.
- P(3) Le deformazioni, e di conseguenza la distribuzione delle sollecitazioni interne nella struttura, di regola devono essere calcolate sulla base dei valori medi delle proprietà dei materiali quali E_{cm} , f_{ctm} ecc. I valori di calcolo delle proprietà devono tuttavia essere assunti per le zone critiche dove la resistenza ultima deve essere calcolata sulla base di quanto indicato in 4.3.1.
- P(4) Per strutture soggette prevalentemente a carichi statici, generalmente si possono trascurare gli effetti delle precedenti applicazioni dei carichi, e può essere assunto un incremento monotono dell'intensità delle azioni.

A 2.2. Metodo affinato per elementi lineari soggetti a flessione con o senza forza assiale

- (1) Gli elementi lineari possono essere analizzati utilizzando metodi numerici che assumono, come punto di partenza, un legame momenti-curvature di calcolo associato all'ipotesi che mediamente le sezioni piane rimangano piane.

Semplificando, la curvatura può essere ricavata dalla equazione:

$$(1/r)_m = (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_c)/d \quad [A2.1]$$

dove:

$(1/r)_m$ è la curvatura media nella sezione considerata

ε_{sm} è la deformazione media dell'acciaio calcolata tenendo conto del "tension stiffening"⁸⁾

ε_c è la deformazione a livello della fibra più compressa (negativa per compressione) calcolata senza tenere conto del "tension stiffening"⁸⁾

- (2) Le relazioni tensioni-deformazioni per il calcestruzzo e l'acciaio devono, di regola, concordare con quanto riportato in 4.2.1, 4.2.2 e 4.2.3.

⁸⁾ In italiano traducibile con "effetto irrigidente del calcestruzzo teso fra le fessure"

- (3) Il contributo del calcestruzzo teso tra le fessure (tension stiffening) può essere considerato utilizzando una curva tensione-deformazione media efficace dell'acciaio nel calcestruzzo fessurato, quale definita dall'equazione:

$$\varepsilon_{sm} = \varepsilon_{smr} + \frac{\sigma_s}{E_s} \left[1 - \beta_1 \beta_2 \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right] \quad [A2.2]$$

dove:

- ε_{sm} è la deformazione media dell'acciaio, calcolata tenendo conto del "tension stiffening" ⁸⁾
- ε_{smr} è la deformazione dell'acciaio, calcolata nell'ipotesi di sezione non fessurata, sotto il carico di fessurazione;
- σ_{sr} è la tensione dell'acciaio calcolata per sezione fessurata, sotto il carico di fessurazione;
- σ_s è la tensione dell'acciaio, calcolata per sezione fessurata, sotto il carico considerato;
- β_1 è il coefficiente che tiene conto delle proprietà di aderenza dell'armatura ($\beta_1=1$ per barre ad aderenza migliorata e 0,5 per barre lisce);
- β_2 è il coefficiente che tiene conto della durata e della natura del carico ($\beta_2=1$ per carichi di breve durata e 0,5 per carico di lunga durata o ripetuto frequentemente).

La relazione è valida nell'intervallo compreso tra il carico di fessurazione, sotto il quale la tensione massima di trazione nel calcestruzzo raggiunge f_{ctm} (vedere 3.1.2.3), e il carico sotto il quale l'armatura raggiunge lo snervamento. La fig. A2.1 illustra tale relazione.

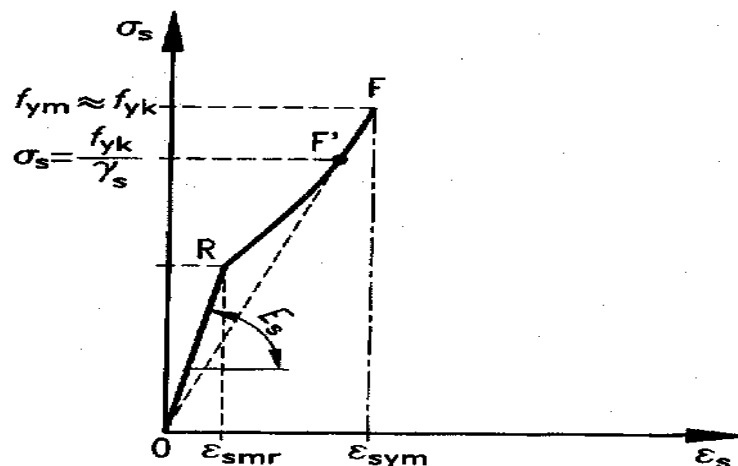


Fig. A 2.1 - Campo di validità dell'equazione A 2.2

- (4) Oltre il punto corrispondente al raggiungimento della tensione di snervamento di calcolo dell'armatura (punto F' nella fig. A 2.1), si può ritenere che la sezione si comporti come una cerniera plastica capace di trasferire un momento costante, indipendente dalla curvatura o dalla rotazione, fino al raggiungimento di una rotazione plastica limite rappresentata nella fig. A2.2. Questa procedura è applicabile quando l'incremento di momento oltre F' è trascurabile. Gli effetti dell'acciaio trasversale non sono presi in considerazione. Le rotazioni plastiche ammissibili indicate nella fig. A 2.2 tengono conto dell'incertezza di modello.

A2.3. Metodi semplificati (elementi lineari)

- (1) Quando si calcola la rotazione delle cerniere plastiche mediante integrazione della curvatura tra le cerniere, è generalmente sufficiente usare un diagramma semplificato momento-curvatura di tipo lineare. Tale diagramma può essere descritto da una linea retta dall'origine fino al punto di coordinate $(1/r)_m M_{yk}$; dove: M_{yk} è il momento flettente che induce nell'acciaio la tensione f_{yk} calcolata nell'ipotesi di sezione fessurata, e $(1/r)_m$ è la curvatura corrispondente al momento M_{yk} , calcolata tenendo conto del "tension stiffening" ⁸⁾. Tale curvatura può essere calcolata con l'equazione:

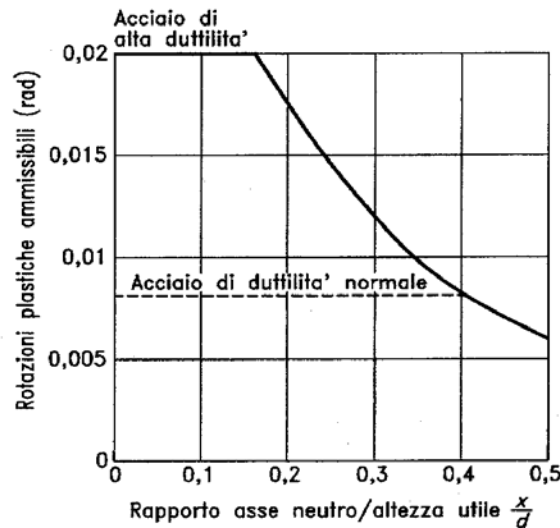


Fig. A 2.2 - Rotazioni plastiche ammissibili per sezioni di calcestruzzo armato.

$$(1/r)_m = (1/r)_{cr} \varepsilon_{sym} / \varepsilon_{sy} \quad [A2.3]$$

dove:

$(1/r)_{cr}$ è la curvatura calcolata nell'ipotesi di sezione fessurata;

$\varepsilon_{sy} = f_{yk} / E_s$ è la deformazione di snervamento dell'armatura;

ε_{sym} è la deformazione calcolata per $\sigma_s = f_{yk} \cong f_{ym}$ tenendo conto del "tension stiffening" ⁸⁾

- (2) La rotazione limite indicata nella fig. A2.2 può essere ritenuta applicabile al momento M_{yd} corrispondente al raggiungimento di f_{yd} nella cerniera considerata.

A 2.4. Analisi plastica (elementi lineari)

- P(1) Possono essere utilizzati metodi di analisi che utilizzano cerniere plastiche senza alcuna verifica diretta della loro capacità di rotazione, a condizione di garantire una duttilità adeguata e di considerare altri fattori quale, per esempio, l'incertezza di modello.
- (2) Possono essere applicate le regole indicate in 2.5.3.5.5.
- (3) L'acciaio di duttilità normale non deve, di regola, essere utilizzato a meno che non ne venga giustificato l'impiego.

A 2.5. Approcci non lineari e plastici per elementi lineari precompressi

A 2.5.1. Metodi non lineari

- P(1) Le sollecitazioni interne e la resistenza devono essere calcolate tenendo conto del comportamento non lineare degli acciai per armature ordinarie, delle armature per precompressione e del calcestruzzo.
- (2) Dato che il comportamento allo stato limite ultimo è relativamente poco influenzato dagli effetti della precompressione, l'analisi strutturale può essere condotta utilizzando $\gamma_p=1$.

A 2.5.2. Metodi plastici

- (1) Vale quanto riportato in A 2.4 (1) e (2). Nel calcolo delle sezioni possono essere ignorati gli effetti iperstatici della precompressione.

A 2.6. Metodi numerici di analisi delle piastre

- (1) In generale si possono adottare i metodi dati in A 2.2.
- (2) Quando vengono utilizzati metodi numerici non lineari (per esempio metodi agli elementi finiti o alle differenze finite) la fessurazione può ritenersi distribuita o concentrata all'interno degli elementi ortotropi.

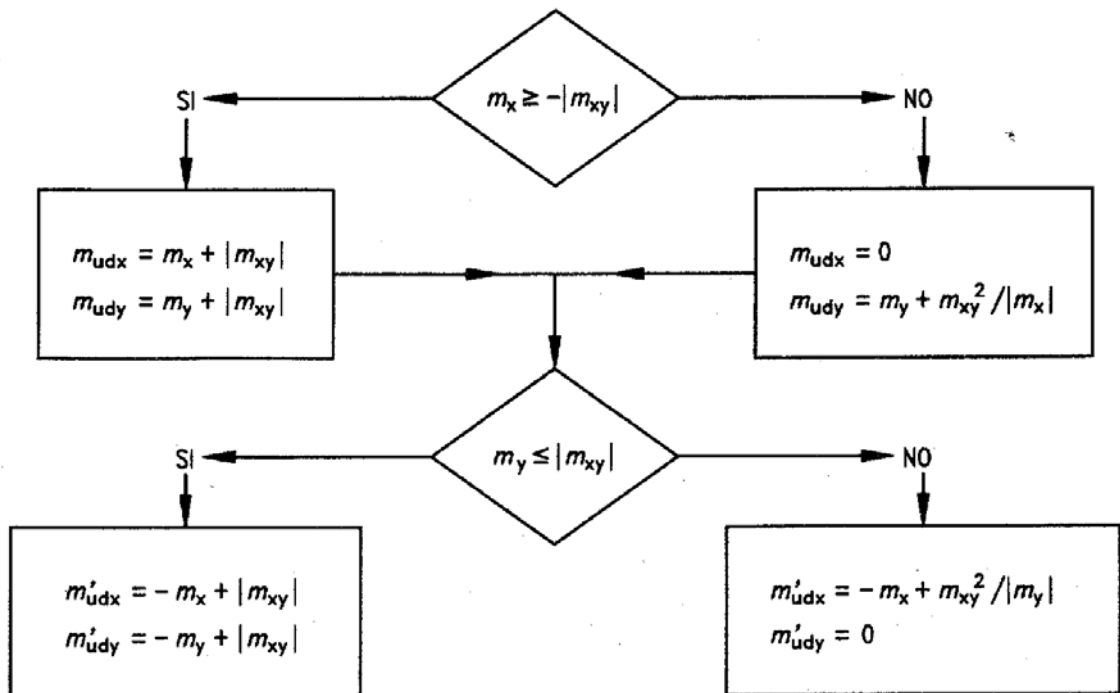
- (3) L'armatura di una piastra analizzata mediante procedimenti numerici può essere determinata utilizzando i metodi dati in A 2.8.

A 2.7. Analisi non lineare di muri e lastre caricate nel loro piano

- (1) I metodi di analisi non lineare possono essere utilizzati per gli stati limite ultimi e di esercizio, utilizzando relazioni di deformazione basate su proprietà dei materiali adeguate allo stato limite considerato. Di regola deve essere considerato il contributo del calcestruzzo teso tra le fessure.
- (2) Prima dell'analisi è necessario effettuare una prima stima della quantità e della disposizione dell'armatura, utilizzando i metodi indicati in 2.5.3.6.3.
- (3) I risultati dell'analisi possono essere utilizzati per calcolare sezioni di armatura adeguate applicando le regole date in A 2.8.

A 2.8. Armatura delle piastre

- (1) L'armatura di una piastra soggetta a un qualsiasi campo di momento può essere definita mediante la procedura sotto indicata.
- (2) Si sceglie un sistema di assi ortogonali e si calcolano i momenti nelle direzioni di tali assi in modo da definire i momenti per unità di lunghezza m_x , m_y e m_{xy} con $m_y \geq m_x$. L'armatura è disposta nelle direzioni x ed y in modo da assorbire i momenti di calcolo ultimi m_{udx} , m'_{udx} , m_{udy} e m'_{udy} . m_{udx} e m_{udy} sono momenti che generano trazione nella parte inferiore della piastra mentre m'_{udx} e m'_{udy} generano trazione nella parte superiore della piastra.
- (3) Per stabilire i valori dei momenti di calcolo ultimi a partire dai valori di m_x , m_y e m_{xy} viene utilizzato il diagramma di flusso seguente.



- (4) In alternativa a quanto indicato in (3), i momenti di calcolo richiesti possono essere ottenuti dalle relazioni da [A 2.4] a [A 2.7]:

$$m_{udx} = m_x + \gamma |m_{xy}| \tag{A2.4}$$

$$m_{udy} = m_y + (1/\gamma) |m_{xy}| \tag{A2.5}$$

$$m'_{udx} = -m_x + \gamma |m_{xy}| \tag{A2.6}$$

$$m'_{udy} = -m_y + (1/\gamma') |m_{xy}| \quad [A2.7]$$

γ e γ' sono coefficienti che vengono di regola scelti in modo che le equazioni diano valori compresi tra la metà e il doppio dei valori forniti da (3).

- (5) La capacità di una sezione di sopportare una data combinazione di momenti è adeguata se sono soddisfatte le seguenti condizioni:

$$-(m_{udx} - m_x)(m_{udy} - m_y) + m_{xy}^2 \leq 0 \quad [A2.8]$$

$$-(m'_{udx} + m_x)(m'_{udy} + m_y) + m_{xy}^2 \leq 0 \quad [A2.9]$$

$$m_x \leq m_{udx} \quad [A2.10]$$

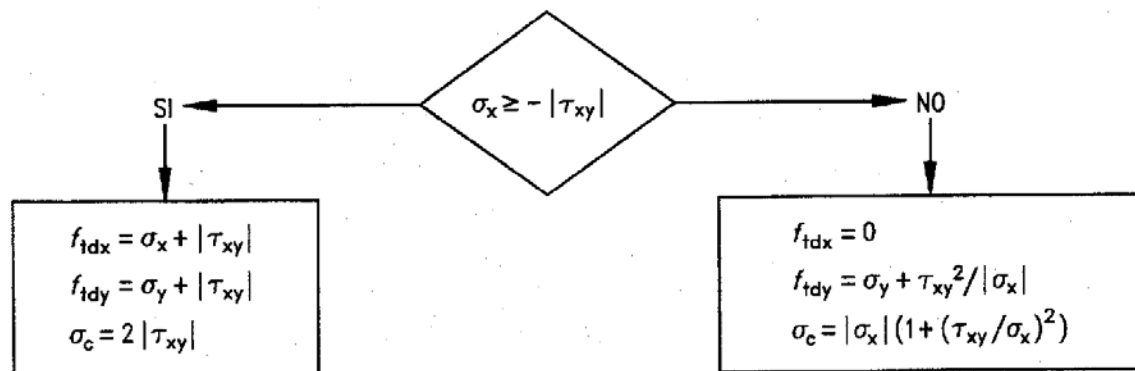
$$m_y \leq m_{udy} \quad [A2.11]$$

$$m_x \geq -m'_{udx} \quad [A2.12]$$

$$m_y \geq -m'_{udy} \quad [A2.13]$$

A 2.9. Armatura delle lastre (muri)

- (1) In un elemento di lastra soggetto a uno stato tensionale definito dalle tensioni σ_x , σ_y e τ_{xy} riferite a un sistema di coordinate ortogonali orientato in modo tale che $\sigma_x \leq \sigma_y$ l'armatura può essere calcolata utilizzando la procedura sotto indicata.
- (2) Nel diagramma di flusso sottoriportato f_{tdx} e f_{tdy} sono le tensioni di trazione nominali di calcolo nelle direzioni x ed y nelle sezioni non fessurate. Nell'ipotesi che la resistenza a trazione del calcestruzzo possa essere ritenuta nulla, i rapporti di armatura nelle direzioni x e y sono:
- $$\rho_x = f_{tdx} / f_{yd}; \quad \rho_y = f_{tdy} / f_{yd}$$
- (valori negativi sono di regola considerati pari a zero).



- (3) Per muri con armatura disposta su entrambe le facce e adeguatamente ancorata (per esempio mediante staffe ad U, vedere la fig. 4.25), la tensione del calcestruzzo σ_c sarà di regola limitata al valore $\sigma_c \leq f_{cd}$ e contemporaneamente la tensione di taglio dovrà rispettare:

$$|\tau_{xy}| \leq 1/2 v f_{cd} \quad [A 2.14 a]$$

in cui v è definito dalla [4.21].

Altri valori di v possono essere utilizzati se giustificati sperimentalmente. In assenza di dati sperimentali, la tensione tangenziale sarà di regola limitata al valore:

$$|\tau_{xy}| \leq f_{cd} / \sqrt{f_{ck}} \quad (f_{ck} \text{ in N/mm}^2) \quad [A 2.14 b)]$$

- (4) Come procedura alternativa a quella indicata in (2), l'armatura può essere determinata mediante le equazioni A 2.15 e A 2.16:

$$f_{tdx} = \sigma_x + \gamma |\tau_{xy}| \quad [A 2.15]$$

$$f_{tdy} = \sigma_y + (1/\gamma) |\tau_{xy}| \quad [A 2.16]$$

Il coefficiente γ di regola sarà assunto in modo che i risultati delle equazioni A 2.15 e A 2.16 siano compresi tra la metà e il doppio dei valori forniti utilizzando la (2).

La tensione nel calcestruzzo è data da:

$$\sigma_c = |\tau_{xy}| (\gamma + 1 / \gamma) \quad [A 2.17]$$

- (5) La capacità di una sezione a sopportare una combinazione di tensioni assegnata è assicurata se sono verificate le seguenti condizioni:

$$-(f_{tdx} - \sigma_x)(f_{tdy} - \sigma_y) + \tau_{xy}^2 \leq 0 \quad [A 2.18]$$

$$-(f_{cd} - \sigma_x)(f_{cd} - \sigma_y) + \tau_{xy}^2 \leq 0 \quad [A2.19]$$

$$|\tau_{xy}| \leq \nu f_{cd} / 2 \quad [A2.20]$$

$$\sigma_x \leq f_{tdx} \quad \sigma_y \leq f_{tdy} \quad [A2.21]$$

$$\sigma_x \geq -f_{cd} \quad \sigma_y \geq -f_{cd} \quad [A2.22]$$

APPENDICE 3

Informazioni supplementari sugli stati limite ultimi indotti da deformazioni strutturali

A 3.0. Simbologia (vedere anche 1.6 e 1.7)

F_v	Somma di tutti i carichi verticali nelle condizioni di esercizio
$f_{ctk,0.05}$	Valore caratteristico inferiore della resistenza a trazione del calcestruzzo
h_{tot}	Altezza totale della struttura dalla superficie superiore della fondazione o da un substrato non deformabile (in metri)
M_{Sd1}	Momento di calcolo del primo ordine
n	Numero dei piani
$N_{sd,m}$	Forza assiale media di calcolo nei pilastri in un piano
λ_m	Rapporto di snellezza medio dei pilastri nel piano considerato
v_u	Coefficiente di forza assiale per un elemento

A 3.1. Procedure di calcolo

P(1) Normalmente devono essere usate le combinazioni delle azioni e i fattori di sicurezza dati in 2.3. Tuttavia, per gli edifici multipiano¹⁾ fattori di sicurezza γ_F minori di quelli dati in 2.3 possono essere utilizzati per il calcolo delle deformazioni strutturali che inducono effetti del secondo ordine. Ciò vale in particolare per il calcolo delle deformazioni viscosse.

P(2) Per alcune applicazioni può essere utilizzato l'approccio di calcolo descritto in 2.2.2.5.

P(3) Negli edifici multipiano¹⁾ le deformazioni della struttura possono essere calcolate utilizzando per il calcestruzzo un fattore di sicurezza γ_c ridotto.

(4) I fattori di sicurezza parziali γ_F dati in 2.3 possono essere ridotti di circa il 10% nel caso di edifici multipiano.

(5) Negli edifici multipiano, dove è necessaria una analisi accurata della deformazione viscosa [vedere A 3.4 P(3) e (8)], sono raccomandati i seguenti fattori di sicurezza γ_F per il carico quasi permanente:

$\gamma_F = 1,1$ per strutture staticamente indeterminate;

$\gamma_F = 1,2$ per strutture ed elementi strutturali staticamente determinati.

(6) Nell'analisi di strutture a telaio con il metodo generale (vedere 4.3.5.2) può essere utilizzato un fattore di sicurezza ridotto $\gamma_c = \underline{1.35}$.

(7) Quando si applica 4.3.5 può essere utilizzato un metodo generale accurato o un appropriato metodo semplificato comprovato.

Questi metodi possono essere classificati come segue:

– metodi generali: analisi non lineari che utilizzano appropriati modelli di calcolo della struttura;

– metodi semplificati, che possono essere :

a) sia analisi approssimate non lineari del secondo ordine, semplificate mediante l'assunzione di una distribuzione delle sollecitazioni interne e/o di una configurazione deformata della struttura;

b) sia analisi del primo ordine di sezioni trasversali allo stato limite ultimo per flessione e forza assiale modificate moltiplicando le sollecitazioni interne del primo ordine N_{Sd} e/o M_{Sd1} con coefficienti che coprono l'incremento di M_{Sd1} dovuto alle deformazioni.

I metodi semplificati possono essere basati sulla struttura reale (per esempio altezza dei pilastri tra i centri dei vincoli) o su modelli di calcolo fittizi (per esempio colonna modello, vedere 4.3.5.6.3).

Possono essere utilizzati supporti di calcolo appropriati.

¹⁾ In assenza di regolamenti nazionali, gli edifici possono essere considerati multipiano se la loro altezza totale sul terreno è maggiore di 22 m

- (8) È generalmente necessario verificare la sezione trasversale critica rispetto a ciascuno dei due assi principali. Per queste due direzioni possono essere presenti alle estremità dell'elemento differenti condizioni di vincolo. Queste condizioni vanno di regola schematizzate in modo adeguato.
- P(9) Deve essere presa in considerazione l'influenza del comportamento del terreno sulla stabilità della struttura e, se significativa, deve essere tenuta in conto nei calcoli di progetto.
- (10) Le procedure di calcolo descritte in 4.3.5 sono illustrate nei diagrammi di flusso riportati nelle fig. A 3.1, A 3.2 e A 3.3 seguenti.

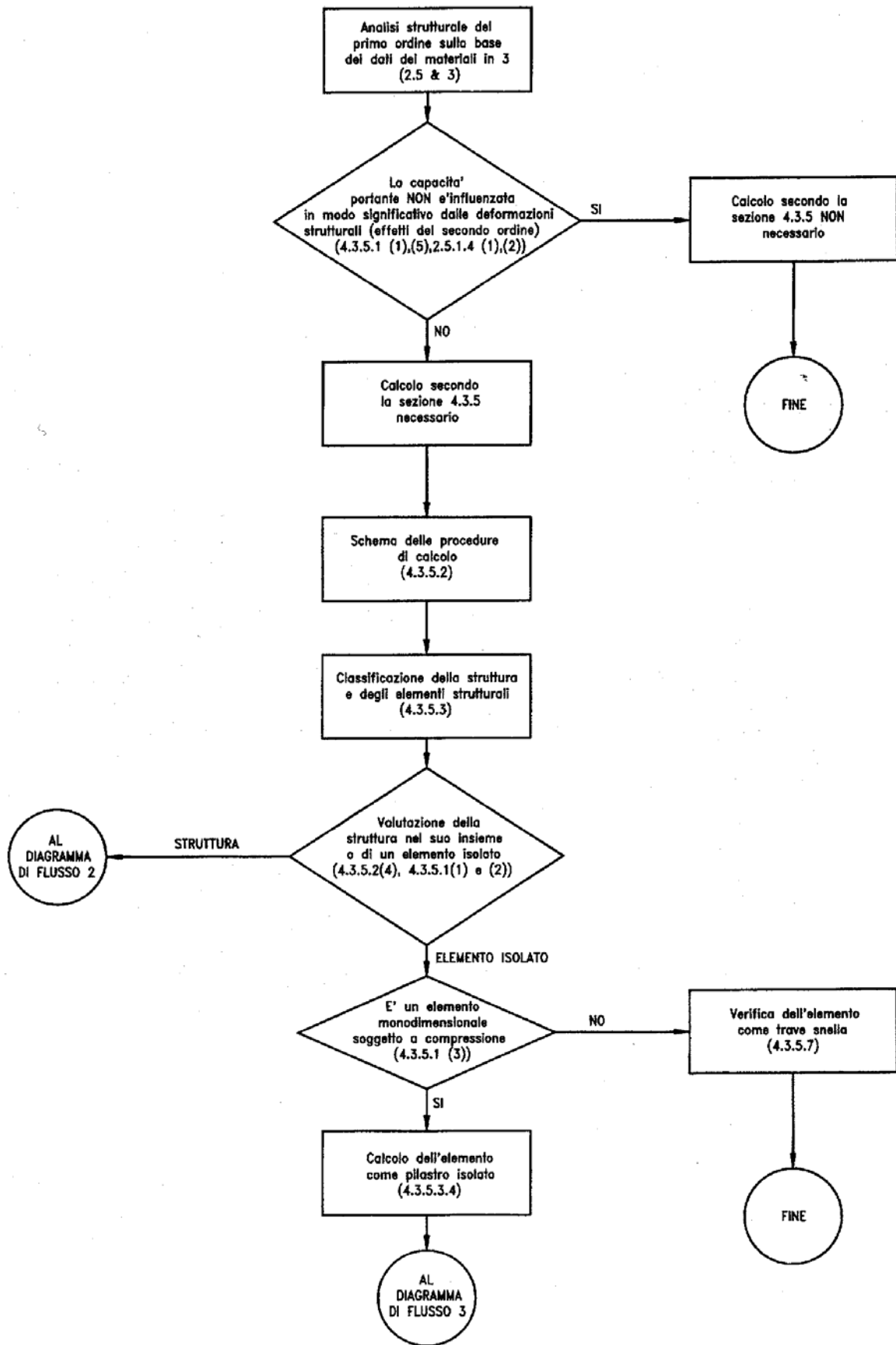


Fig. A 3.1 - Diagramma di flusso 1: Guida generale per l'applicazione di cui in 4.3.5

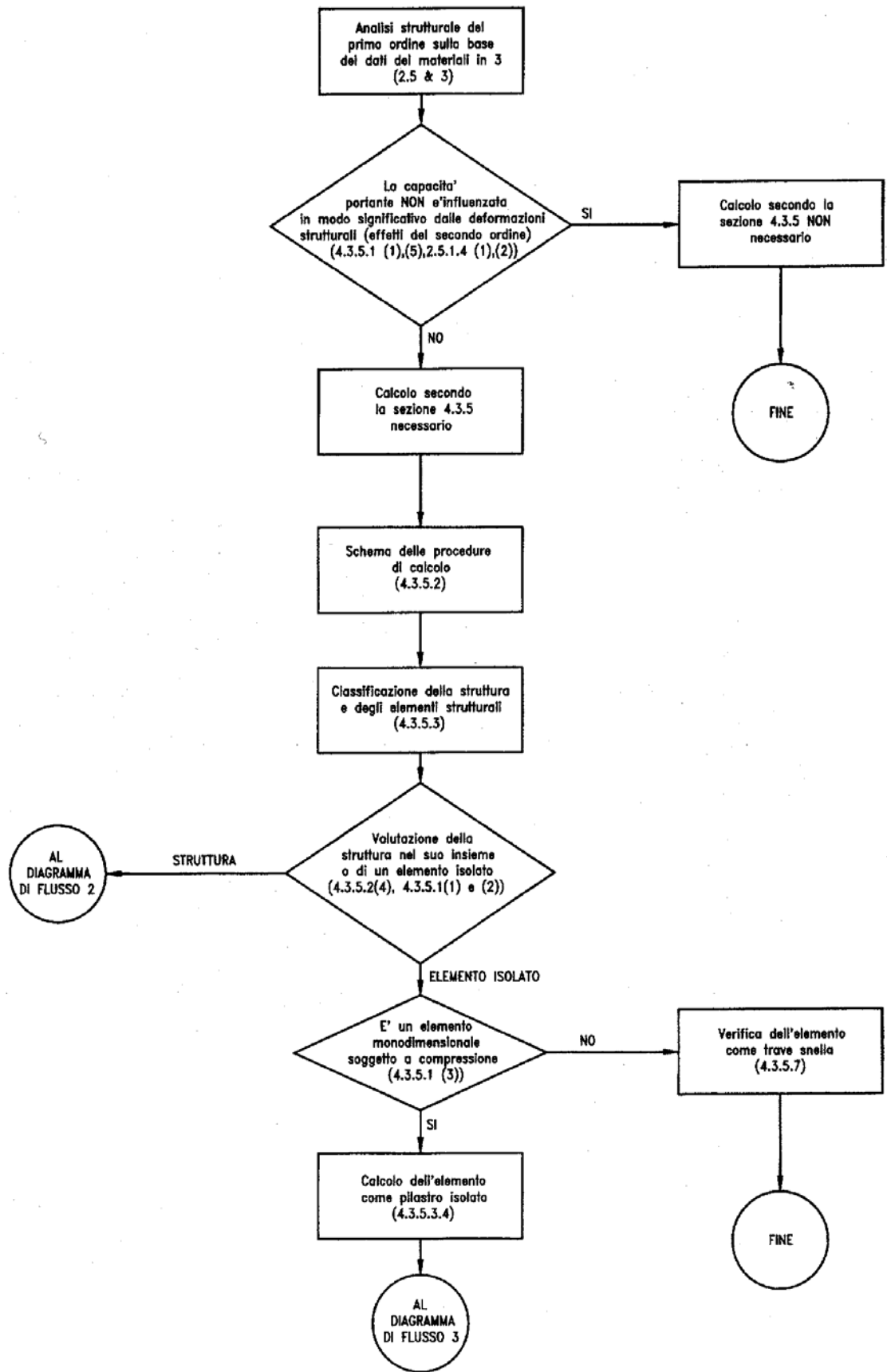


Fig. A 3.2 - Diagramma di flusso 2: Applicazione delle indicazioni di cui in 4.3.5 e A 3 agli stati limite ultimi per deformazione della struttura nel suo insieme.

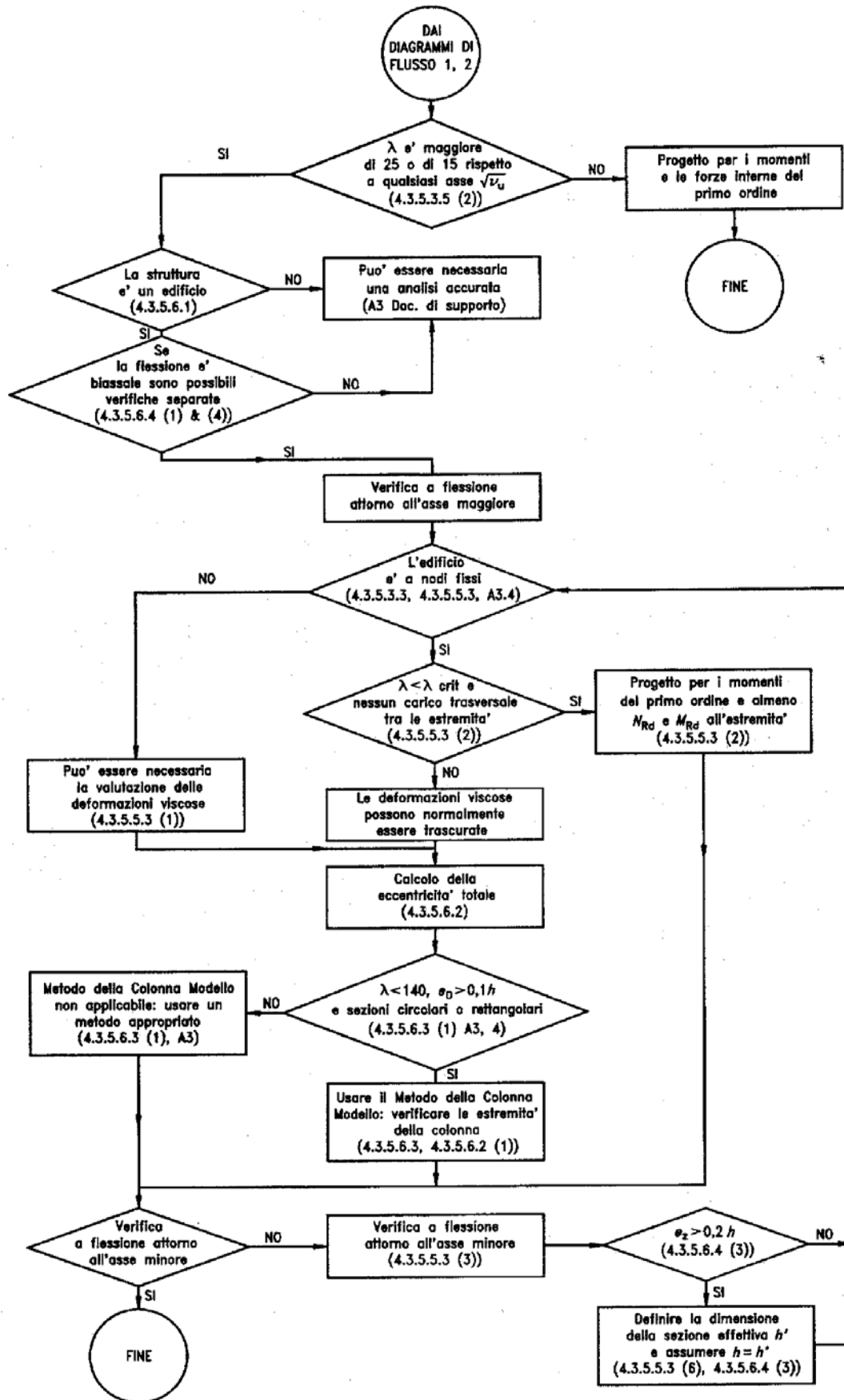


Fig. A 3.3 - Diagramma di flusso 3: Procedure di calcolo per pilastri isolati

A 3.2. Strutture a nodi fissi

- (1) Posto che gli elementi di controvento siano distribuiti in modo ragionevolmente simmetrico nell'ambito dell'edificio, i telai controventati possono essere classificati a nodi fissi se la rigidità flessionale degli elementi di controvento soddisfa il criterio seguente:

per $n \leq 3$: $h_{tot} \cdot \sqrt{(F_V / E_{cm} I_c)} \leq 0.2 + 0.1 n$ [A 3.1]

per $n \geq 4$: $h_{tot} \cdot \sqrt{(F_V / E_{cm} I_c)} \leq 0.6$ [A 3.2]

dove:

n è il numero dei piani;

h_{tot} è l'altezza totale della struttura, in metri, misurata dalla superficie superiore delle fondazioni o da un sottostrato non deformabile;

$E_{cm} I_c$ è la somma delle rigidità flessionali nominali di tutti gli elementi verticali di controvento, come definiti in 4.3.5.3.2 (1), che agiscono nella direzione considerata. Negli elementi di controvento la tensione di trazione del calcestruzzo, alla combinazione di carico considerata nelle condizioni di servizio, non deve essere maggiore, di regola, del valore $f_{ctk,0.05}$ definito in 3.1.2.3. Se la rigidità degli elementi di controvento è variabile lungo la loro altezza, si adotterà una rigidità equivalente;

F_V è la somma di tutti i carichi verticali (agenti sugli elementi di controvento e sugli elementi controventati) in condizioni di esercizio (cioè $\gamma_F = 1$).

È da notare che ci sono casi in cui le equazioni precedenti sono prudenziali.

- (2) Se le equazioni [A 3.1] o [A 3.2] non sono soddisfatte, la struttura è classificata a nodi mobili e deve essere calcolata di conseguenza.
- (3) I telai senza elementi di controvento possono essere considerati a nodi fissi se ciascun elemento verticale del telaio che resiste a più del [70%] della forza assiale media $N_{Sd,m} = \gamma_F F_V / n$ (n indica il numero di elementi verticali in un piano) ha un rapporto di snellezza λ minore o uguale al più grande valore tra 25 o $15 / \sqrt{\nu_u}$ (vedere fig. A 3.4).

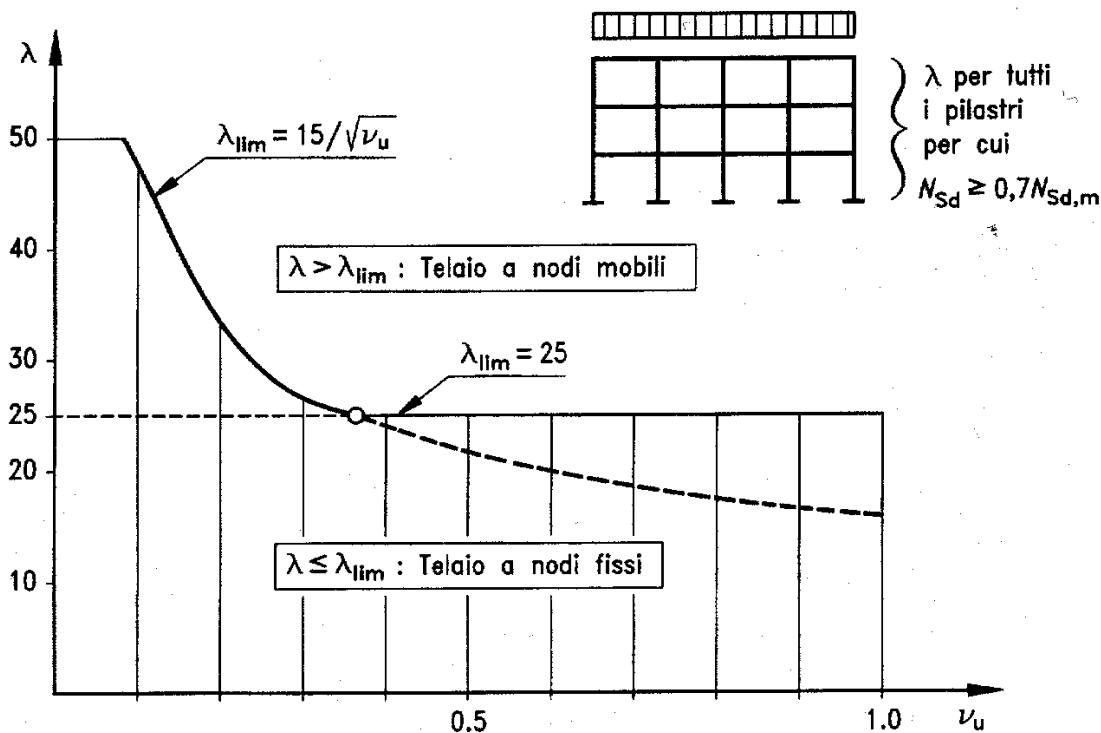


Fig. A 3.4 - Limiti di snellezza nei telai [A 3.2]

A 3.3. Elementi di controvento in strutture controventate

- (1) In aggiunta a 4.3.5.3.2 (1) e per evitare forze orizzontali negli elementi controventati (per esempio pilastri), gli elementi di controvento sono progettati di regola per resistere a tutti i carichi orizzontali agenti sulla struttura (100%).

A 3.4 Dati specifici

- P(1) Per il calcestruzzo deve essere usato un diagramma tensioni-deformazioni che ne rappresenti adeguatamente il reale comportamento.
- P(2) Se non stabilito diversamente, deve essere considerato il contributo della resistenza a trazione del calcestruzzo tra le fessure (tension stiffening).
- P(3) Gli effetti della viscosità devono essere considerati se si presume che siano in grado di ridurre in modo significativo la stabilità strutturale.
- P(4) Deve essere adottato per l'acciaio lo stesso diagramma tensioni-deformazioni usato per il progetto delle sezioni (vedere 4.2.2.3.2)
- P(5) Si assume che le sezioni piane si mantengano piane, come stabilito in 4.3.1.2.
- (6) Per il calcestruzzo si utilizzerà il diagramma tensioni-deformazioni definito in 4.2.1.3.3.a), assumendo per f_c e E_c i valori:

$$f_c = f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c \quad [A3.3]$$

$$E_c = E_{cd} = E_{cm} / \gamma_c$$

Per il fattore di sicurezza γ_c si applica quanto indicato in A 3.1, P(3) e (6).

- (7) È sempre prudentiale trascurare gli effetti del calcestruzzo teso tra le fessure. In ogni caso, quando viene usato il metodo della colonna modello (vedere 4.3.5.6.3) tale contributo non deve, di regola, essere considerato.
- (8) Per semplificare, gli effetti viscosi possono essere ignorati se l'incremento dei momenti flettenti del primo ordine per effetto delle deformazioni viscosi e delle forze assiali non è maggiore del 10%. Dove necessario, gli effetti della viscosità possono essere valutati utilizzando metodi approssimati basati su quanto indicato in 2.5.5 o, in alternativa, assumendo un legame tensioni-deformazioni del calcestruzzo modificato oppure mediante una correzione dell'eccentricità addizionale o della inclinazione non intenzionale definite in 2.5.1.
Se non stabilito diversamente, per il calcolo delle deformazioni viscosi saranno utilizzati i fattori di sicurezza indicati in A 3.1.
- (9) Negli edifici a nodi fissi possono in generale essere trascurate le deformazioni viscosi di elementi snelli compressi collegati rigidamente a entrambe le estremità a piastre o travi, poiché i loro effetti sono in genere compensati da altri fenomeni che non sono considerati nel calcolo. Nei pilastri interni i vincoli di estremità riducono le deformazioni viscosi in misura tale da renderle trascurabili. Nei pilastri di bordo, con eccentricità differenti alle due estremità, la viscosità incrementa le deformazioni, ma non riduce la capacità portante poiché tali deformazioni non si sommano agli spostamenti critici dei pilastri nel relativo stato di rottura.

A 3.5. Telai a nodi mobili

- P(1) I telai a nodi mobili devono essere progettati utilizzando i dati forniti in 4.3.5.4 e A 3.4. Occorre considerare le imperfezioni geometriche equivalenti e, se necessario per ragioni di stabilità della struttura, le deformazioni viscosi.
- (2) Al posto di una analisi accurata possono essere utilizzati i metodi semplificati definiti in 4.3.5, purché sia garantito il livello di sicurezza richiesto.
- (3) Per telai di forma regolare possono essere utilizzati metodi semplificati che introducono, per esempio, carichi orizzontali di calcolo incrementati o momenti flettenti che tengono conto, in aggiunta agli effetti delle imperfezioni geometriche, degli effetti del secondo ordine, I telai regolari sono, per esempio, quelli formati da travi e pilastri che hanno rigidità nominali approssimativamente uguali e rapporto di snellezza medio λ_m di ciascun piano minore o uguale al maggior valore tra:

$$50 \text{ oppure } 20 / \sqrt{v_u} \quad [A 3.4]$$

dove:

λ_m è il rapporto di snellezza medio di tutti i pilastri compresi nel piano in esame (vedere 4.3.5.3.5)

$$v_u = N_{Sd} / A_c \cdot f_{cd}$$

- (4) Se il rapporto di snellezza medio λ_m è maggiore del valore fornito dalla equazione [A 3.4], per soddisfare P(1) e (2) occorre, di regola, fare riferimento alla bibliografia appropriata.

APPENDICE 4

Verifica delle inflessioni mediante calcolo

A 4.0. Simbologia (vedere anche 1.6 e 1.7)

$E_{c,eff}$	Modulo elastico efficace del calcestruzzo
M_{cr}	Momento di fessurazione
N_{cr}	Forza assiale che provoca la fessurazione
$(1/r)_{cs}$	Curvatura per ritiro
S	Momento statico dell'area dell'armatura rispetto al baricentro della sezione
α	Un parametro di deformazione (come una deformazione unitaria, uno spostamento, una curvatura o una rotazione)
α_1	Valore di α calcolato per la sezione non fessurata
α_{11}	Valore di α calcolato per la sezione completamente fessurata
α_e	Rapporto tra i moduli elastici $E_S/E_{c,eff}$
β_1	Coefficiente che tiene conto delle proprietà di aderenza dell'armatura ordinaria
β_2	Coefficiente che tiene conto della natura e durata del carico
ϵ_{CS}	Deformazione di ritiro non impedito
ζ	Coefficiente di distribuzione
σ_S	Tensione nell'acciaio teso calcolata nell'ipotesi di sezione fessurata
σ_{Sr}	Tensione nell'acciaio teso calcolata nell'ipotesi di sezione fessurata sotto il carico di fessurazione
ϕ	Coefficiente di viscosità

A 4.1. Generalità

- P(1) Questa appendice definisce le procedure da adottare nel calcolo delle deformazioni e descrive un metodo di calcolo semplificato appropriato per elementi quali telai, travi e piastre.
- P(2) La deformazione di elementi di calcestruzzo armato ordinario e precompresso è influenzata da un gran numero di fattori, nessuno dei quali conosciuto con certezza. Il risultato del calcolo non deve essere considerato una previsione accurata dell'inflessione prevedibile. Per tale ragione viene evitato l'impiego di metodi di calcolo eccessivamente sofisticati.

A 4.2. Requisiti per il calcolo delle deformazioni

- P(1) Il metodo di calcolo adottato deve simulare il comportamento reale della struttura con un livello di accuratezza adeguato agli obiettivi del calcolo. In particolare, nel caso in cui si ritiene che la fessurazione degli elementi possa avvenire, si deve considerare l'influenza della fessurazione sulle deformazioni del corrente teso e su quelle del corrispondente corrente compresso.
- P(2) Dove risulti appropriato, si devono prendere in considerazione:
- gli effetti della viscosità e del ritiro;
 - l'effetto irrigidente del calcestruzzo teso tra le fessure;
 - la fessurazione risultante da carichi antecedenti;
 - l'influenza di azioni indirette come la temperatura;
 - il tipo di carico: statico o dinamico;
 - il valore appropriato del modulo di elasticità del calcestruzzo tenendo conto del tipo di inerte e della maturazione al momento della messa in carico.
- P(3) Deve essere sottolineato che, se ci si aspetta la fessurazione sono le azioni considerate, per il calcolo delle deformazioni non vale il principio di sovrapposizione degli effetti.
- (4) Possono essere utilizzati metodi semplificati, posto che il loro grado di approssimazione risulti accettabile per il caso particolare considerato.
- (5) Negli edifici sarà normalmente sufficiente considerare le inflessioni per effetto della combinazione di carico quasi permanente, assumendo che tale carico sia di lunga durata.

- (6) Occasionalmente può essere necessario prendere in conto deformazioni dovute a cause diverse dalla flessione, per esempio deformazioni dovute a taglio o torsione o ad accorciamenti differenziali di elementi verticali in edifici alti. Tali eventualità non sono comunque ulteriormente contemplate nella presente norma.

A 4.3. Metodi di calcolo

- (1) Si assume che esistano due condizioni limite per la deformazione delle sezioni di calcestruzzo:
- la condizione non fessurata. In tale stato l'acciaio ed il calcestruzzo agiscono insieme in campo elastico sia in trazione che in compressione;
 - la condizione completamente fessurata. In tale stato l'influenza del calcestruzzo teso viene ignorata.
- (2) Saranno considerati come non fessurati gli elementi che non ci si attende risultino caricati oltre il livello che provocherebbe il superamento della resistenza a trazione del calcestruzzo in un punto qualsiasi dell'elemento stesso. Gli elementi che si presume si fessurino si comporteranno in maniera intermedia tra le condizioni di sezione non fessurata e completamente fessurata. Per gli elementi soggetti prevalentemente a flessione una stima adeguata del comportamento è fornita dall'equazione:

$$\alpha = \zeta \alpha_{II} + (1 - \zeta) \alpha_I \quad [A4.1]$$

dove:

α è il parametro da considerare, che può essere per esempio una deformazione, una curvatura o una rotazione [semplificando, può essere anche una inflessione. Vedere (3)];

α_I, α_{II} sono rispettivamente valori del parametro calcolati nelle ipotesi di sezione non fessurata e totalmente fessurata;

ζ è il coefficiente di distribuzione dato dall'equazione:

$$\zeta = 1 - \beta_1 \beta_2 (\sigma_{sr} / \sigma_s)^2 \quad [A 4.2]$$

dove:

β_1 è il coefficiente che tiene conto delle proprietà di aderenza delle armature ordinarie

= 1 per barre ad aderenza migliorata

= 0,5 per barre lisce;

β_2 è il coefficiente che tiene conto della durata del carico o di carichi ripetuti

= 1 per carico singolo di breve durata

= 0,5 per carichi permanenti o per molti cicli di carichi ripetuti;

σ_s è la tensione nell'acciaio teso calcolata nell'ipotesi di sezione fessurata;

σ_{sr} è la tensione nell'acciaio teso calcolata nell'ipotesi di sezione fessurata sotto il carico che induce la fessurazione nella sezione in esame;

Nota - σ_s / σ_{sr} può essere sostituito da M/M_{cr} nel caso di flessione o da N/N_{cr} per trazione pura.

ζ è pari a zero per la sezione non fessurata.

Le proprietà critiche del materiale, richieste per consentire la determinazione delle deformazioni dovute a carichi, sono la resistenza a trazione e il modulo elastico efficace del calcestruzzo.

Il prospetto 3.1 indica una serie di valori possibili per la resistenza a trazione. In generale, si ottiene una stima migliore del comportamento se viene utilizzato f_{cm} .

Un valore stimato del modulo di elasticità del calcestruzzo può essere ottenuto, dal prospetto 3.2. La presa in conto della viscosità può essere effettuata utilizzando un modulo efficace calcolato con l'equazione [A 4.3]:

$$E_{c,eff} = E_{cm} / (1 + \phi) \quad [A4.3]$$

dove: ϕ è il coefficiente di viscosità (vedere prospetto 3.3).

Le curvature indotte dal ritiro possono essere valutate mediante l'equazione [A 4.4]:

$$(1/r)_{cs} = \varepsilon_{cs} \alpha_e S / I \quad [A 4.4]$$

dove:

$(1/r)_{cs}$ è la curvatura dovuta al ritiro;

ε_{cs} è la deformazione di ritiro libero (vedere prospetto 3.3);

S è il momento statico dell'area di armatura rispetto al baricentro della sezione;

I è il momento d'inerzia della sezione;

α_e è il rapporto tra i moduli elastici $E_s/E_{c,eff}$.

Per definire la curvatura finale mediante l'equazione [A 4.1], S e I devono di regola essere calcolati sia per la condizione non fessurata che per la condizione totalmente fessurata.

- (2) Il metodo di calcolo delle inflessioni più rigoroso; utilizzando il metodo descritto in (2), consiste nel calcolare la curvatura in più sezioni lungo l'asse dell'elemento e successivamente l'inflessione mediante integrazione numerica. Il lavoro che tale metodo richiede non è normalmente giustificato e risulta generalmente accettabile calcolare l'inflessione una volta nell'ipotesi che l'intero elemento non sia fessurato, un'altra nell'ipotesi che lo stesso sia totalmente fessurato, utilizzando poi l'equazione [A4.1]. Tale ultimo approccio non è direttamente applicabile a sezioni fessurate soggette a forza normale significativa.

COMITATO EUROPEO DI NORMAZIONE

CEN

Il Comitato Europeo di Normazione (CEN), i cui membri sono elencati nella prima pagina della presente norma europea, ha lo scopo di facilitare gli scambi di beni e di servizi tra i Paesi membri, armonizzando le rispettive norme nazionali e cooperando con le organizzazioni europee politiche, economiche e scientifiche interessate alla normazione.

Il CEN si avvale largamente dei lavori dell'organizzazione Internazionale di Normazione (ISO) e ricorre ad essi ogniqualvolta ciò sia possibile al fine di introdurre l'applicazione in Europa.

Il CEN è costituito da:

- un'Assemblea Generale e un Consiglio di Amministrazione dei quali fa parte un rappresentante di ogni membro;
- una Segreteria Centrale;
- vari Comitati Tecnici, le cui Segreterie sono affidate ai diversi membri.

Nei lavori tecnici relativi all'elaborazione delle norme europee, è data la priorità agli argomenti che sono affidati al CEN dalle Comunità Europee e dall'Associazione Europea di Libero Scambio.

Eurocodice 2

Progettazione delle strutture di calcestruzzo Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici

(UNI ENV 1992-1-1)

Approvazione del progetto di norma europea sperimentale ENV - Commissione "Ingegneria strutturale" dell'UNI:

19 apr. 1990.

Approvazione della versione in lingua italiana - Commissione "Ingegneria strutturale" dell'UNI:

22 apr. 1992.

Ratifica - Presidente dell'UNI delibera del

13 gen. 1993.