

Lezione

COMPLEMENTI DI TECNICA DELLE COSTRUZIONI

Prof. Pier Paolo Rossi

Università degli Studi di Catania

ZONE DI ANCORAGGIO

Elementi con armature pretese

Zone di ancoraggio

Ancoraggio delle armature pretese

Nelle zone di ancoraggio di armature di precompressione pre-tese, si raccomanda di considerare i seguenti parametri di lunghezza:

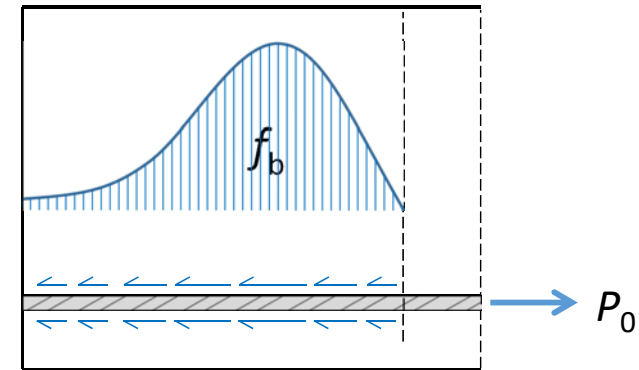
- **lunghezza di trasmissione** l_{pt}
necessaria per trasferire completamente al calcestruzzo la forza di precompressione (P_0)

Zone di ancoraggio

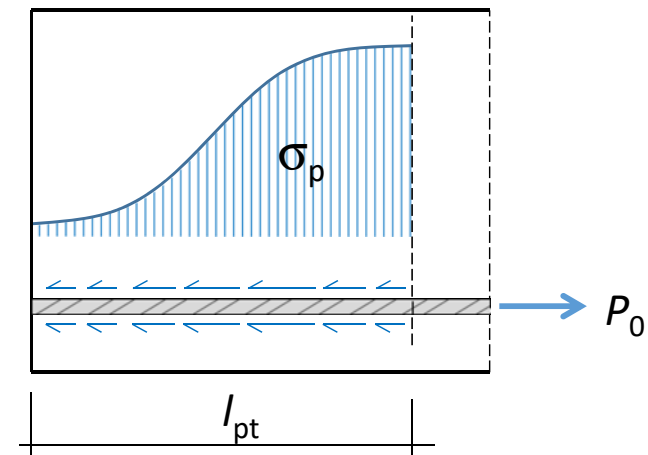
Ancoraggio delle armature pretese

Al trasferimento della precompressione ...

... la tensione di aderenza tra cavo e calcestruzzo
è molto bassa all'estremità libera del cavo ed
aumenta spostandosi verso l'interno della
membratura per poi diminuire in funzione dei
ridotti scorrimenti.



... la tensione nei cavi pretesi
è nulla all'estremità libera del cavo ed
aumenta spostandosi verso l'interno della
membratura. A partire da una distanza pari a
quella di trasferimento la tensione nel cavo
rimane sostanzialmente costante.



Zone di ancoraggio

Tensione di aderenza tra armature pre-tese e calcestruzzo

Al trasferimento della precompressione, la pretensione può essere assunta (per semplicità) trasferita al calcestruzzo per mezzo di una tensione d'aderenza costante.

Il meccanismo resistente di aderenza è dovuto a :

- aderenza chimica tra acciaio e calcestruzzo
- attrito all'interfaccia acciaio calcestruzzo
- ingranamento tra cavo e calcestruzzo

Zone di ancoraggio

Tensione di aderenza tra armature pre-tese e calcestruzzo

Al trasferimento della precompressione, la pretensione può essere assunta (per semplicità) trasferita al calcestruzzo per mezzo di una tensione d'aderenza costante.

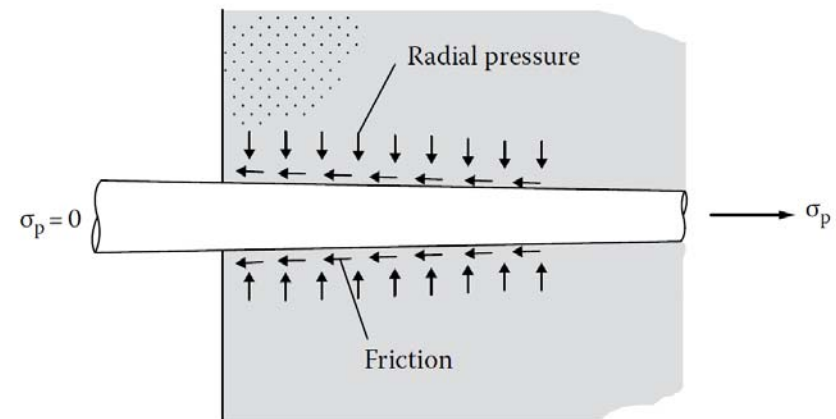
La tensione di aderenza dipende da :

- dimensione del cavo
- condizioni della superficie
- grado di compattazione del calcestruzzo
- grado di fessurazione del calcestruzzo
- metodo di rilascio

Zone di ancoraggio

Effetto Hoyer in membrane con armature pre-tese

- All'atto della tesatura del cavo, il diametro del cavo si riduce (effetto del coefficiente di Poisson)
- Al trasferimento della precompressione, all'estremità della membratura la parte scarica del cavo ritorna al suo originale diametro mentre al di là della distanza di trasmissione il diametro del cavo continua ad essere ridotto
- All'interno della lunghezza di trasmissione, il cavo teso esercita una pressione radiale sul calcestruzzo che contribuisce ad impedire lo sfilamento del cavo.



Tale azione di cuneo è nota come ... **effetto Hoyer**

Zone di ancoraggio

Tensione di aderenza tra armature pre-tese e calcestruzzo

Al rilascio dei cavi, la pretensione può essere assunta trasferita al calcestruzzo per mezzo di una tensione d'aderenza costante :

$$f_{bpt} = \eta_{p1} \eta_1 f_{ctd}(t)$$

dove :

η_{p1} coefficiente che considera
il tipo di cavo e la situazione di aderenza al rilascio
= 2.7 per fili improntati
= 3.2 per trefoli a 3 e 7-fili

η_1 = 1.0 condizioni di buona aderenza
= 0.7 in caso diverso ... a meno che un valore più elevato
possa essere giustificato per le speciali circostanze di esecuzione

$f_{ctd}(t)$ valore di progetto della resistenza al tempo del rilascio = $\alpha_{ct} \cdot 0.7 \cdot f_{ctm}(t) / \gamma_c$

Zone di ancoraggio

Lunghezza di trasmissione in elementi con armature pre-tese

Il valore base della lunghezza di trasmissione è:

$$l_{pt} = \alpha_1 \alpha_2 \phi \sigma_{pm0} / f_{bpt}$$

dove :

α_1 = 1.0 per rilascio graduale

= 1.25 per rilascio brusco

α_2 = 0.25 cavi con sezione circolare

= 0.19 trefoli con 3 o 7-fili

ϕ

diametro nominale del cavo

σ_{pm0}

tensione del cavo dopo il rilascio

Il valore di progetto della lunghezza di trasmissione dovrebbe essere presa come il meno favorevole tra i due valori :

$$l_{pt1} = 0.8 l_{pt}$$

or

$$l_{pt2} = 1.2 l_{pt}$$

Nota: usualmente il valore minore è usato per verifiche locali al rilascio, mentre il valore maggiore per le verifiche allo stato limite ultimo.

Zone di ancoraggio

Lunghezza di dispersione in elementi con armature pre-tese

Nelle zone di ancoraggio di armature di precompressione pre-tese, si raccomanda di considerare i seguenti parametri di lunghezza:

- **lunghezza di diffusione** l_{disp}
necessaria affinché le tensioni si diffondano gradualmente nel calcestruzzo fino a dar luogo a una distribuzione lineare sulla sezione

Zone di ancoraggio

Lunghezza di dispersione in elementi con armature pre-tese

La lunghezza di dispersione l_{disp}
può essere valutata come :

$$l_{\text{disp}} = \sqrt{l_{\text{pt}}^2 + d}$$

dove :

d altezza utile della sezione

l_{pt} lunghezza di trasmissione

Zone di ancoraggio

Lunghezza di ancoraggio in elementi con armature pre-tese

Nelle zone di ancoraggio di armature di precompressione pre-tese, si raccomanda di considerare i seguenti parametri di lunghezza:

- **lunghezza di ancoraggio** l_{bpd}
necessaria per ancorare completamente al calcestruzzo la forza dell'armatura di precompressione allo stato limite ultimo

Nota: le concentrazioni di tensione all'interno delle zone di trasmissione in una membratura con cavi pretesi non sono usualmente così severe come nelle zone di ancoraggio di membrature con cavi post-tesi.

Zone di ancoraggio

Tensione di ancoraggio in elementi con armature pre-tese

- L'ancoraggio dei cavi deve essere verificato nelle sezioni dove la tensione di trazione eccede $f_{ctk0.05}$
La forza di trazione deve essere calcolata considerando la sezione fessurata
- Laddove la tensione di trazione è inferiore a $f_{ctk0.05}$ non è necessaria alcuna verifica

Zone di ancoraggio

Tensione di ancoraggio in elementi con armature pre-tese

In verifiche allo SLU, la pretensione può essere assunta trasferita al calcestruzzo per mezzo di una tensione d'aderenza costante :

$$f_{bpd} = \eta_{p2} \eta_1 f_{ctd}$$

dove :

- η_{p2} coefficiente che considera
il tipo di cavo e la situazione di aderenza all'ancoraggio
= 1.4 per fili improntati
= 1.2 per trefoli a 3 e 7-fili
- η_1 = 1.0 condizioni di buona aderenza
= 0.7 in caso diverso ... a meno che un valore più elevato
possa essere giustificato per le speciali circostanze di esecuzione
- f_{ctd} valore di progetto della resistenza = $\alpha_{ct} \cdot 0.7 \cdot f_{ctm} / \gamma_c$

Zone di ancoraggio

Lunghezza di ancoraggio in elementi con armature pre-tese

Il valore base della lunghezza di ancoraggio è:

$$l_{bpd} = l_{pt2} + \alpha_2 \phi (\sigma_{pd} - \sigma_{pm\infty}) / f_{bpd}$$

dove :

α_1 = 1.0 per rilascio graduale

= 1.25 per rilascio brusco

α_2 = 0.25 cavi con sezione circolare

= 0.19 trefoli con 3 o 7-fili

l_{pt2} = 1.2 l_{pt}

$\sigma_{pm\infty}$ pretensione ridotta di tutte le perdite di carico

σ_{pd} tensione di trazione agente

ϕ diametro nominale del cavo

σ_{pm0} tensione del cavo dopo il rilascio

Elementi con armature post-tese

Zone di ancoraggio

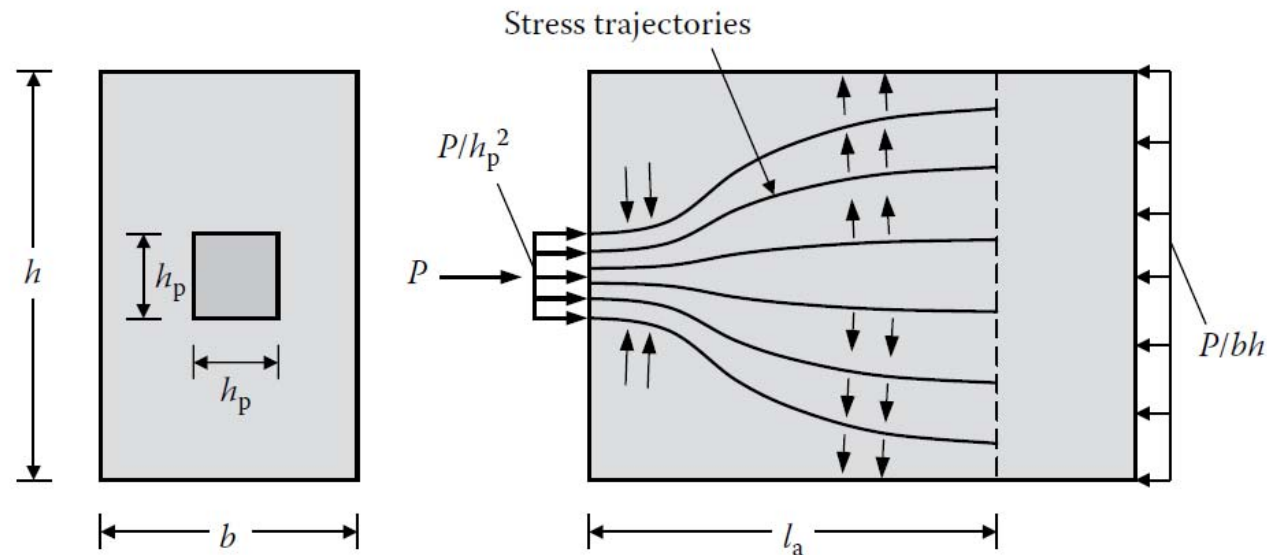
Meccanismi di rottura in elementi con armature post-tese

Le zone di ancoraggio possono raggiungere la crisi per :

- incontrollata fessurazione o espulsione del calcestruzzo a causa di insufficiente armatura trasversale ben ancorata
- schiacciamento del calcestruzzo immediatamente retrostante la piastra di ancoraggio di testate a causa di dimensionamento inadeguato della piastra o di manodopera scadente risultante in calcestruzzo mal compattato

Zone di ancoraggio

Stato tensionale in elementi con armature post-tese

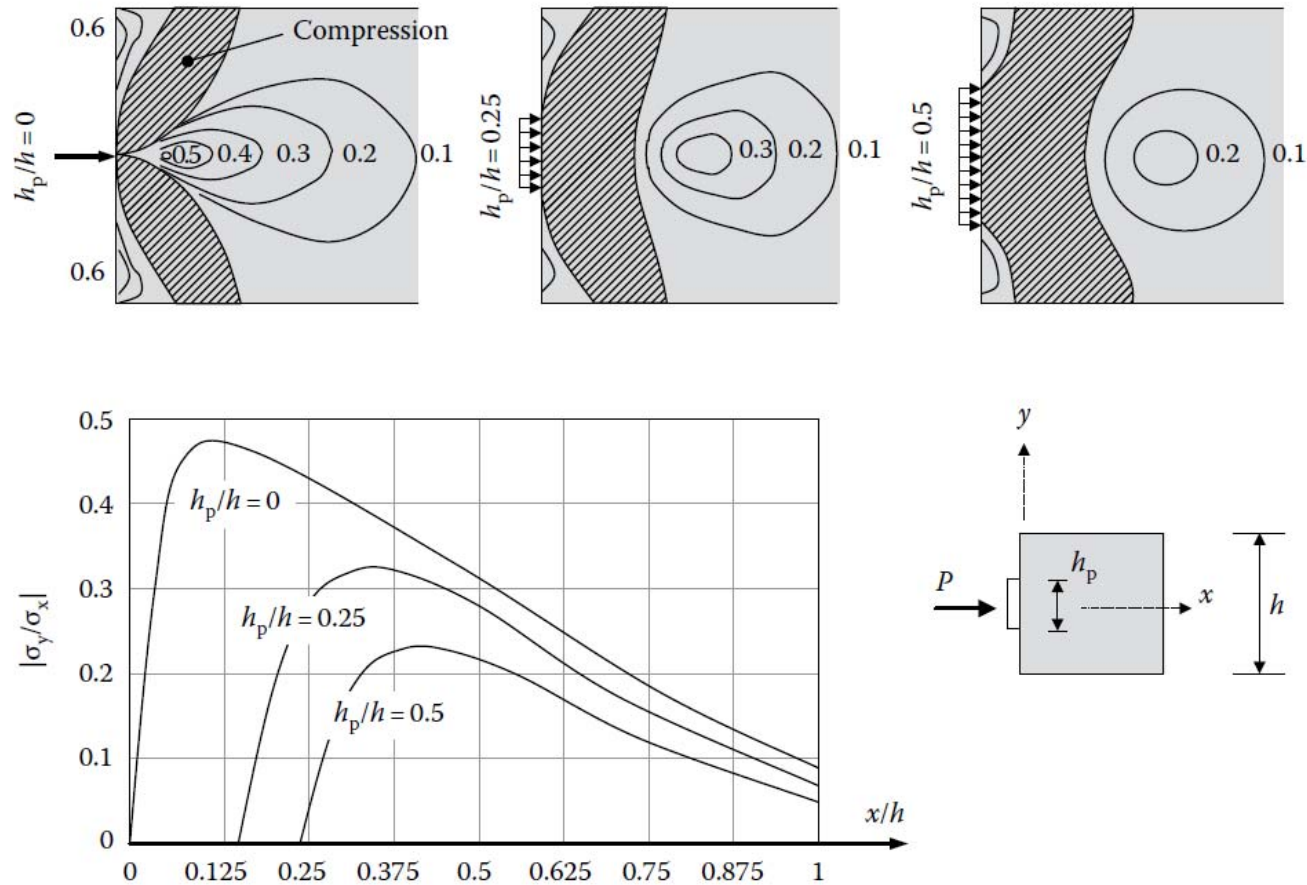


Nelle regioni disturbate :

- non vale l'ipotesi di conservazione delle sezioni piane e non si applica la teoria del De Saint Venant.
- le tensioni di compressione si diffondono determinando elevate tensioni trasversali finché ad una distanza dalla piastra di ancoraggio pari circa all'altezza della sezione si ripristina la distribuzione lineare di deformazioni e tensioni.

Zone di ancoraggio

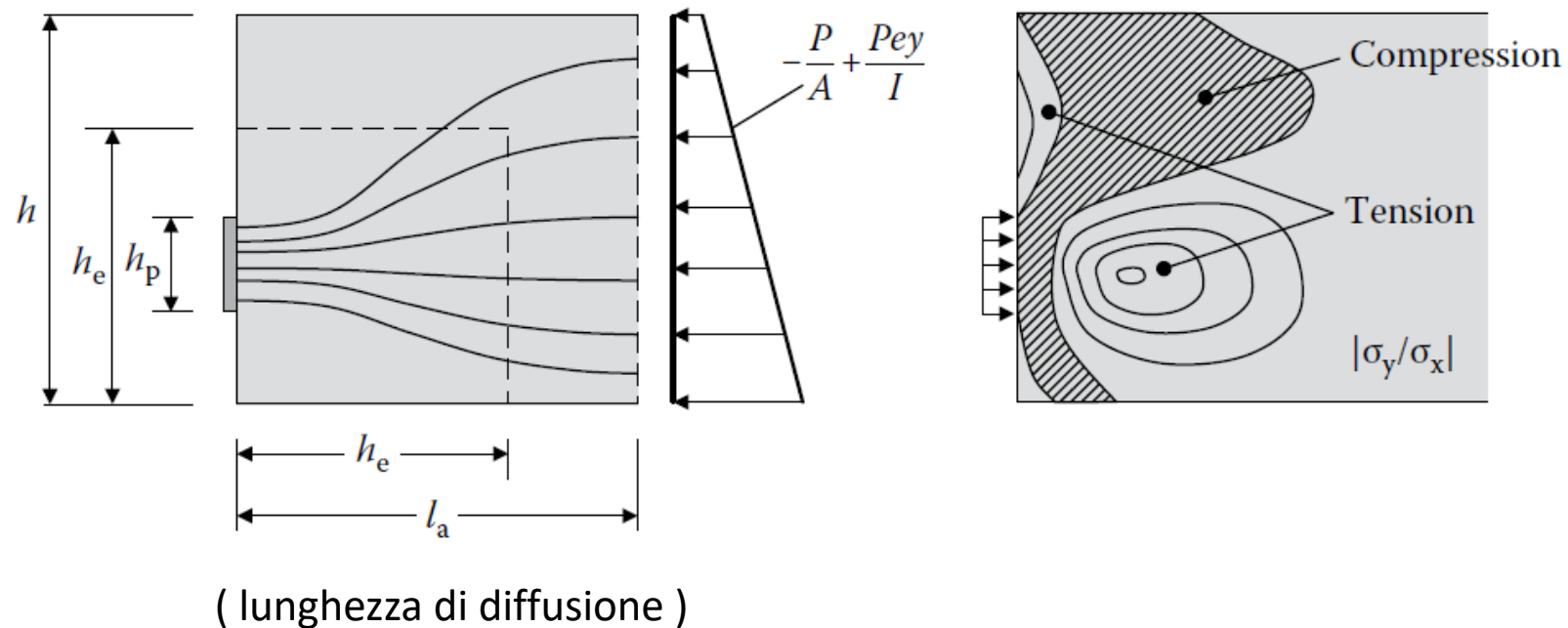
Tensioni elastiche in elementi con armature post-tese



ancoraggio singolo e centrato

Zone di ancoraggio

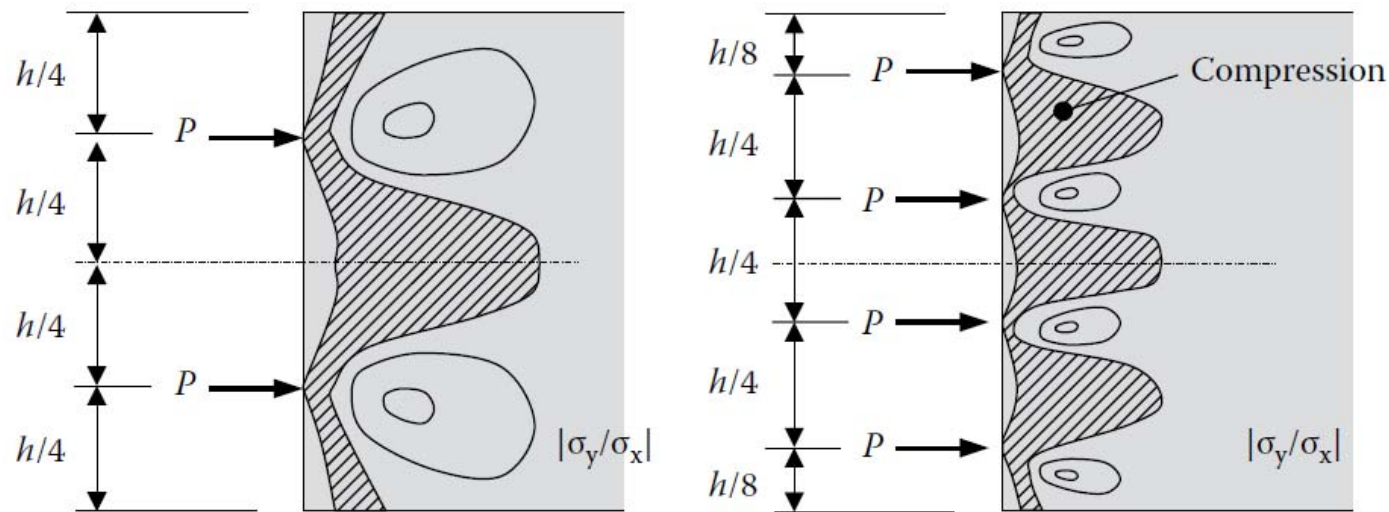
Tensioni elastiche in elementi con armature post-tese



ancoraggio singolo e asimmetrico

Zone di ancoraggio

Tensioni elastiche in elementi con armature post-tese



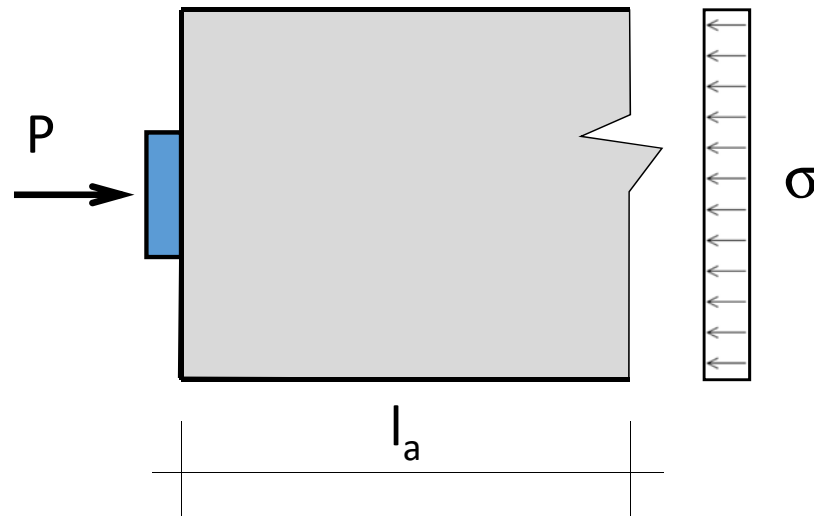
ancoraggi multipli e simmetrici

Zone di ancoraggio

Tensioni elastiche in elementi con armature post-tese

Gli effetti dell'ancoraggio di cavi post-tesi possono essere calcolati mediante :

- metodo in cui la zona di ancoraggio è considerata come una trave alta caricata su un lato dalle tensioni trasmesse dalla piastra di ancoraggio e sull'altro da distribuzioni di tensioni linearmente distribuite e staticamente equivalenti ([metodo dei momenti](#))

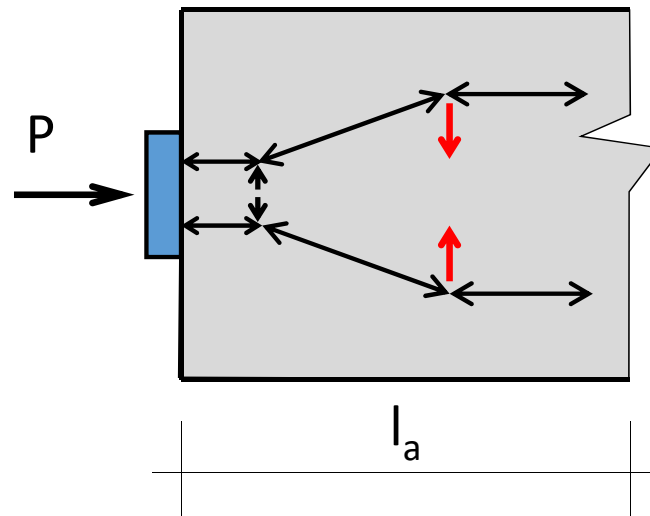


Zone di ancoraggio

Tensioni elastiche in elementi con armature post-tese

Gli effetti dell'ancoraggio di cavi post-tesi possono essere calcolati mediante :

- metodo in cui le tensioni trasmesse dalla piastra di ancoraggio sono trasferite mediante un modello costituito da puntoni e tiranti (modello tiranti e puntoni)

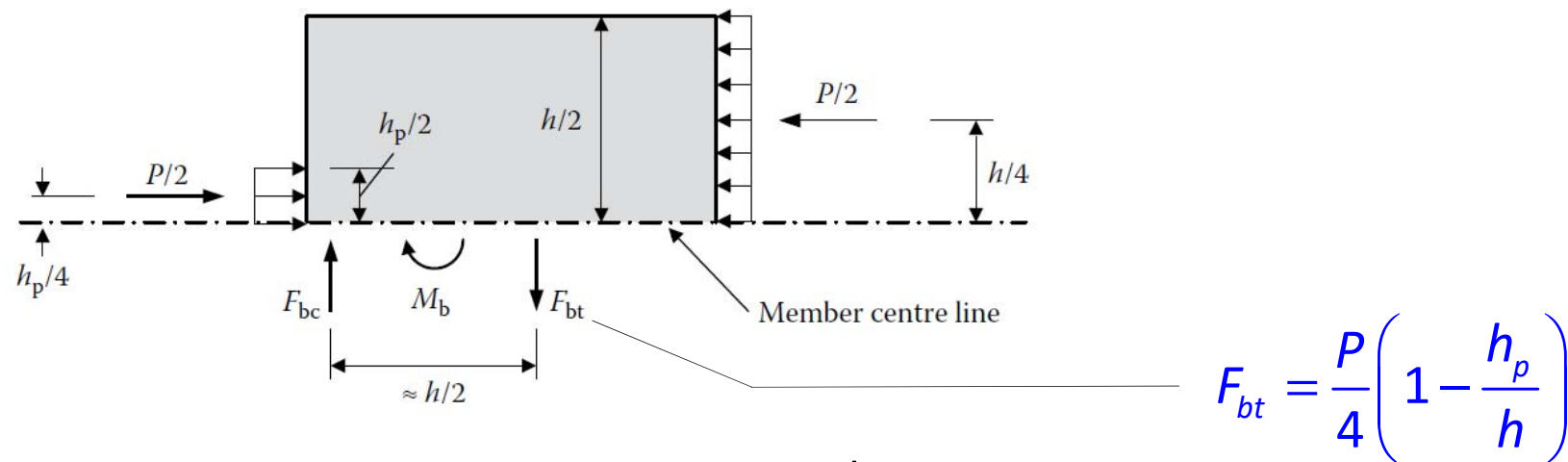
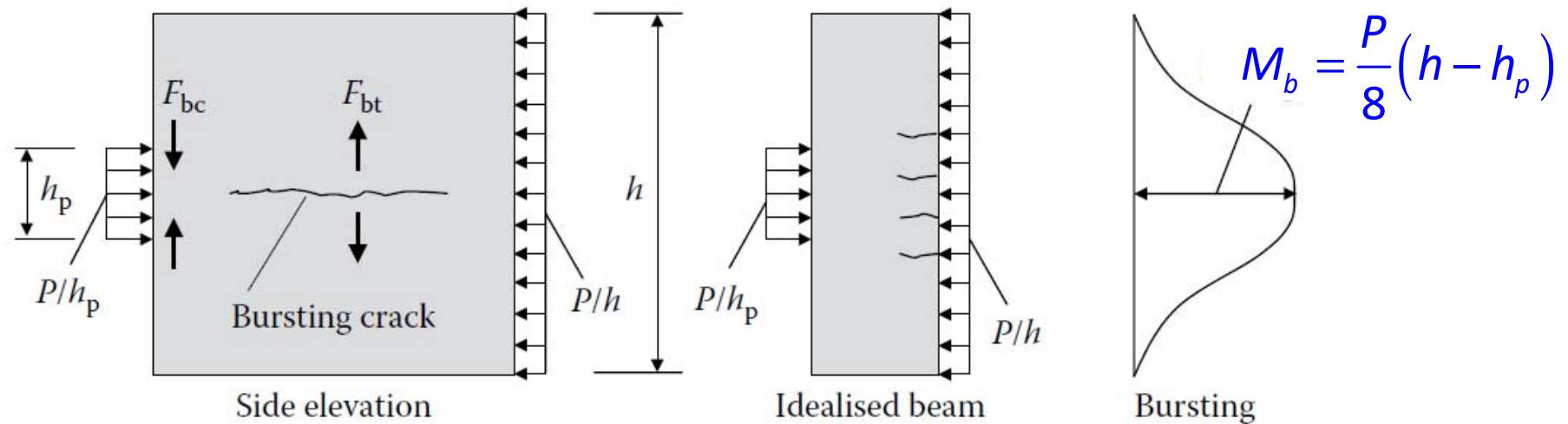


Analisi delle zone di ancoraggio

Metodo dei momenti

Zone di ancoraggio

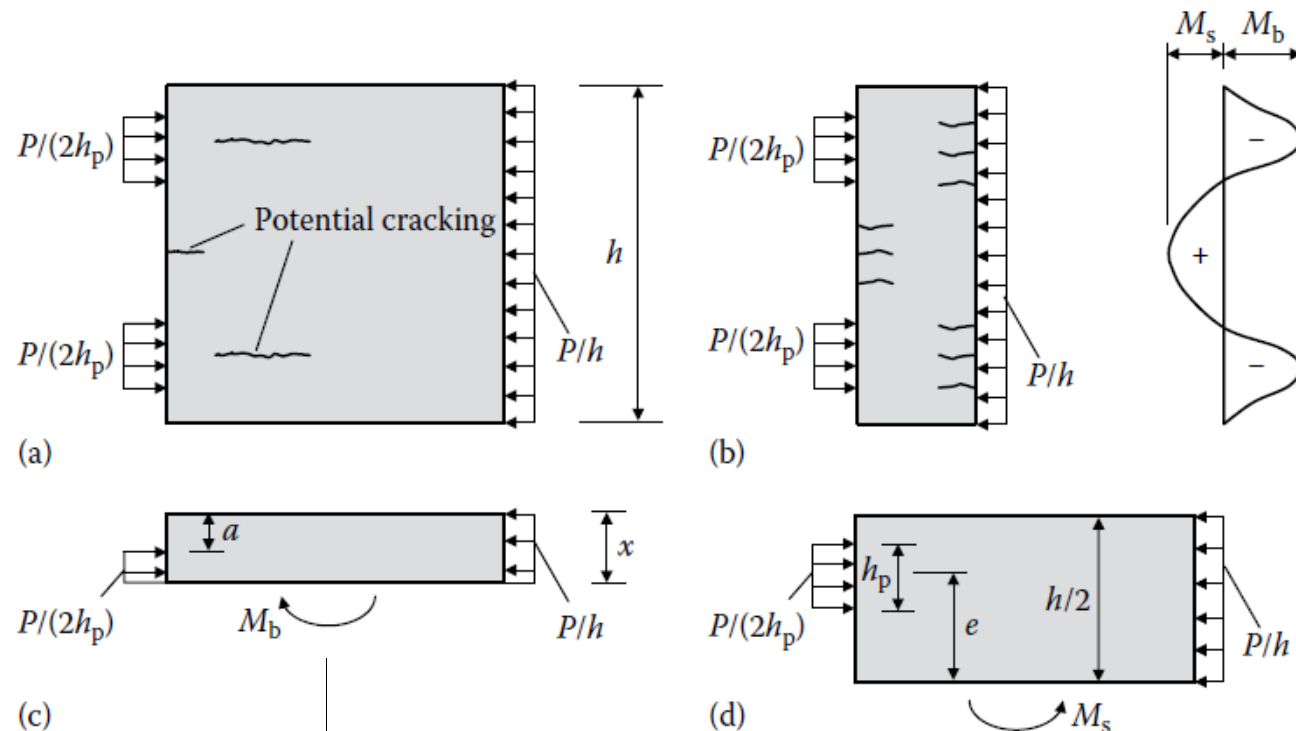
Verifica in elementi con armature post-tese



ancoraggio singolo e centrato

Zone di ancoraggio

Verifica in elementi con armature post-tese



$$x = \frac{ah}{(h - 2h_p)}$$

$$M_b = \frac{Px^2}{2h} - \frac{P(x - a)^2}{4h_p}$$

$$M_s = \frac{P}{2} \left(e - \frac{h}{4} \right)$$

(punto di taglio nullo)

ancoraggio doppio e simmetrico

Zone di ancoraggio

Verifica in elementi con armature post-tese

L'armatura trasversale necessaria per contrastare M_b (bursting) può essere calcolata mediante la relazione :

$$A_{sb} = \frac{F_{bt}}{\sigma_{sb}}$$

dove :

σ_{sb} tensione limite, se non superiore a 300 MPa

non è necessario alcun controllo dell'ampiezza delle fessure

A_{sb} area dell'armatura uniformemente distribuita tra $0.2h_e$ e $1.0h_e$ dalla faccia caricata

h_e dimensione corrispondente al doppio della distanza dell'asse della piastra di ancoraggio dal bordo o da altro asse di piastra (il minore tra i due)

Zone di ancoraggio

Verifica in elementi con armature post-tese

L'armatura trasversale necessaria per contrastare M_s (spalling) può essere calcolata mediante la relazione :

$$A_{ssp} = \frac{F_{spt}}{\sigma_{ssp}} = \frac{M_s}{\sigma_{ssp} l_{sp}}$$

dove :

σ_{ss} tensione limite, se non superiore a 300 MPa
non è necessario alcun controllo dell'ampiezza delle fessure

A_{ssp} area dell'armatura uniformemente da disporsi
quanto più vicina al bordo caricato

l_{sp} dimensione corrispondente 0.5 volte l'altezza della trave (singolo ancoraggio)
oppure a 0.6 volte la distanza tra assi di ancoraggio (doppio ancoraggio)

Zone di ancoraggio

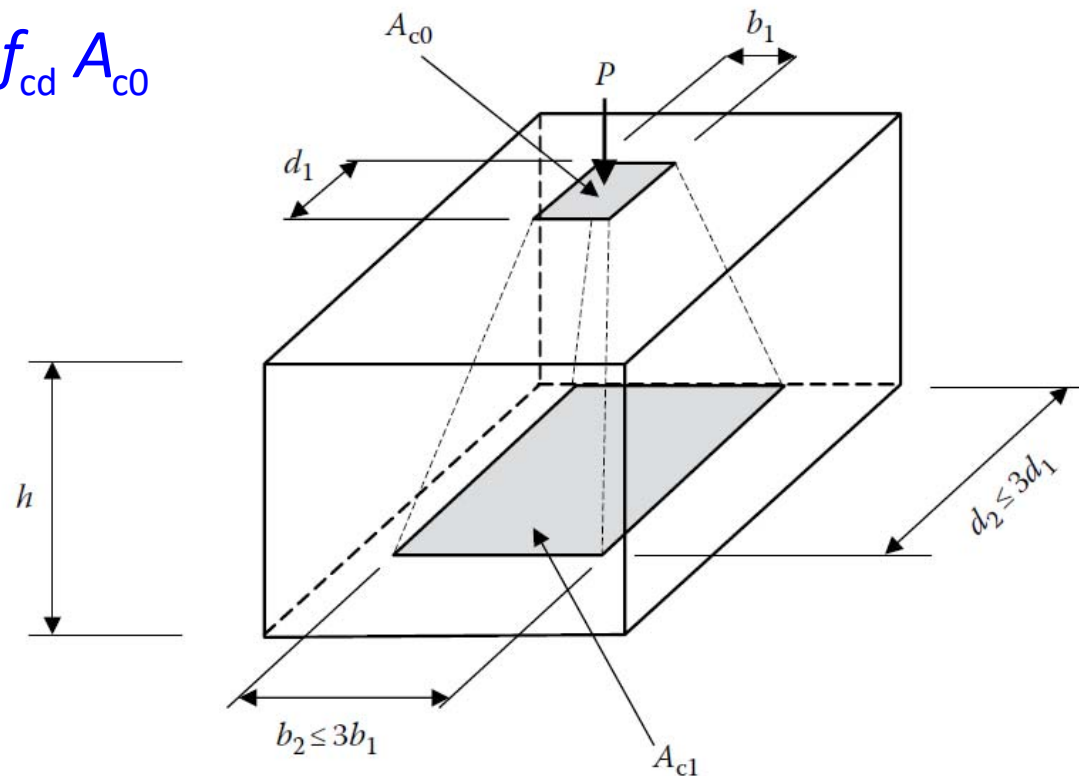
Verifica in elementi con armature post-tese

La resistenza allo schiacciamento dell'area di calcestruzzo retrostante la piastra di ancoraggio può essere calcolata mediante la relazione :

$$F_{Rdu} = A_{c0} f_{cd} \sqrt{A_{c1} / A_{c0}} \leq 3.0 f_{cd} A_{c0}$$

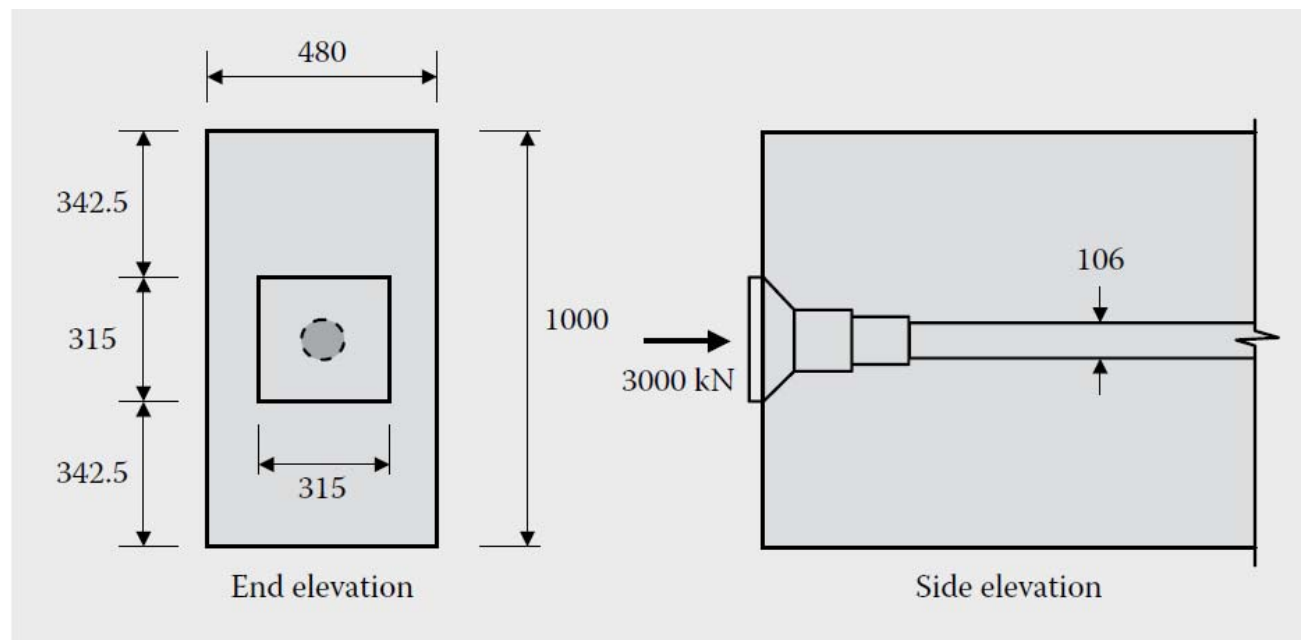
$$h \geq (b_2 - b_1)$$

$$h \geq (d_2 - d_1)$$



Verifica di zone di ancoraggio

Esempio



Calcestruzzo

Classe di resistenza C40/50

$f_{ck}(t)=40$ MPa

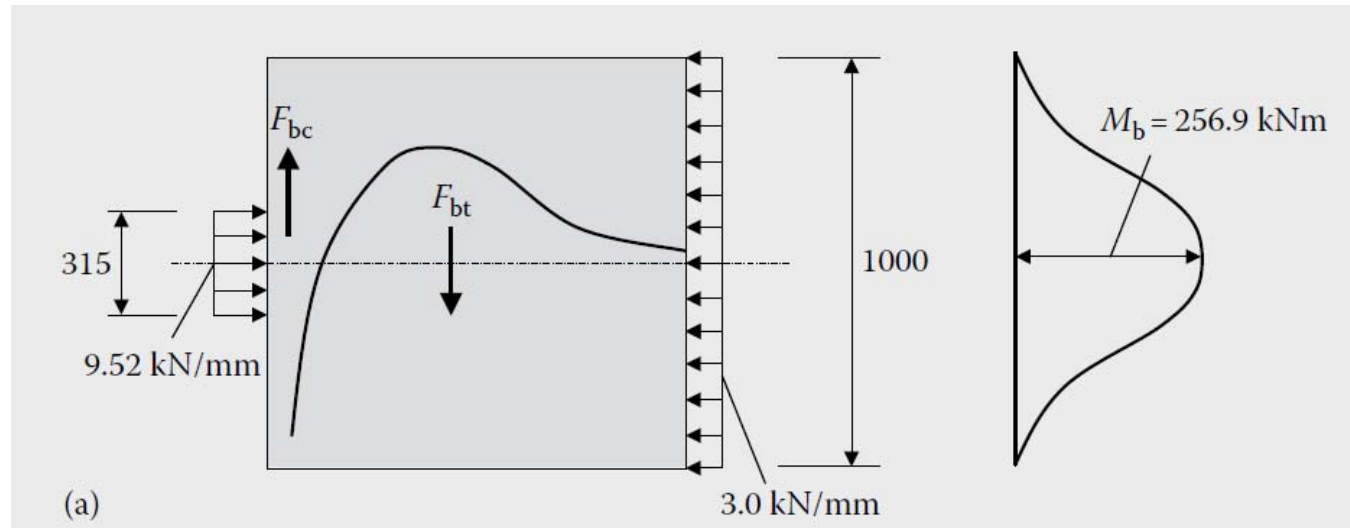
$$A_{c0} = 315 \cdot 315 - (\pi \cdot 106^2) / 4 = 90.4 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$$

$$A_{c1} = 480 \cdot 480 = 230.4 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$$

$$F_{Rdu} = 90.4 \cdot 10^3 \cdot 26.67 \cdot \sqrt{230.4 \cdot 10^3 / (90.4 \cdot 10^3)} = 3849 \text{ kN}$$

Verifica di zone di ancoraggio

Esempio – momento nel piano verticale



$$M_b = \frac{P}{8}(h - h_p) = \frac{3000 \cdot 10^3}{8}(1000 - 315) = 256.9 \text{ kNm}$$

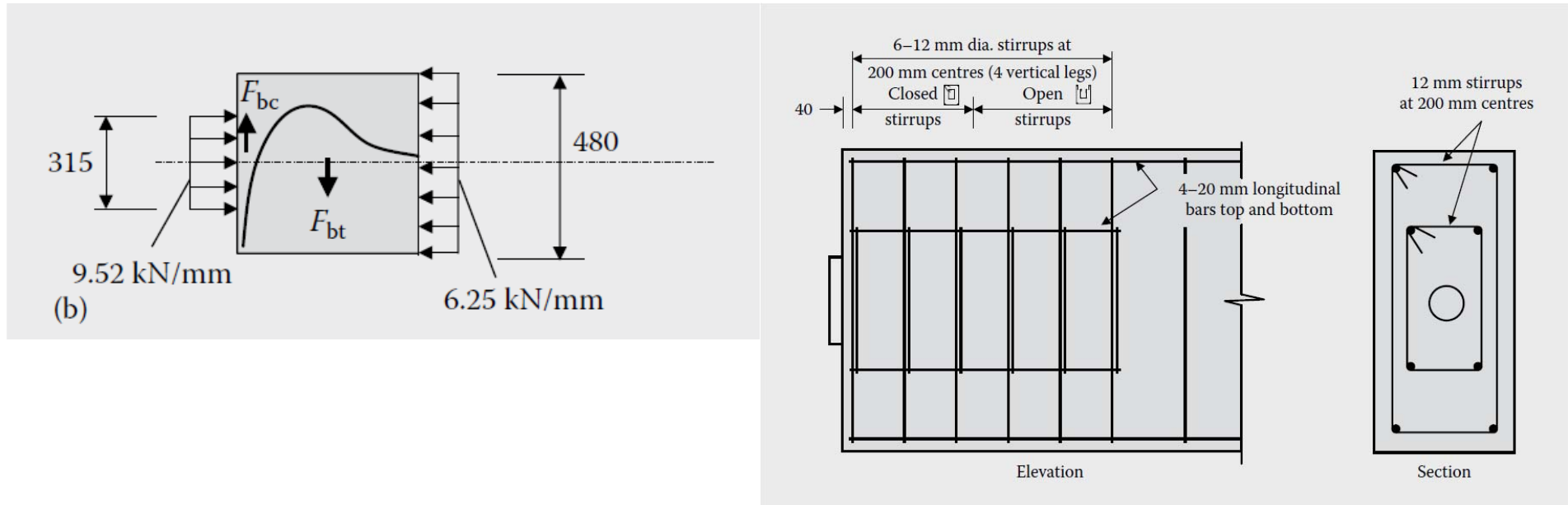
$$F_{bt} = \frac{M_b}{h/2} = \frac{256.9 \cdot 10^6}{1000/2} = 513.8 \text{ kN}$$

$$A_{sb} = \frac{F_{bt}}{\sigma_{sb}} = \frac{513.8 \cdot 10^3}{300} = 1713 \text{ mm}^2$$

$$\phi 12 / 20 \text{ (4 bracci)} = 1760 \text{ mm}^2 \text{ in } 800 \text{ mm}$$

Verifica di zone di ancoraggio

Esempio – momento nel piano orizzontale



$$M_b = \frac{P}{8}(h - h_p) = \frac{3000 \cdot 10^3}{8}(480 - 315) = 61.9 \text{ kNm}$$

$$F_{bt} = \frac{M_b}{h/2} = \frac{61.9 \cdot 10^6}{480/2} = 257.8 \text{ kN}$$

$$A_{sb} = \frac{F_{bt}}{\sigma_{sb}} = \frac{257.8 \cdot 10^3}{300} = 860 \text{ mm}^2$$

$$\phi 12 / 20 (4 \text{ bracci}) = 1760 \text{ mm}^2 \text{ in } 800 \text{ mm}$$

Analisi delle zone di ancoraggio

Metodo con puntoni e tiranti

Modello tirante-puntone

Introduzione

Il modello prevede l'individuazione di un traliccio reticolare quale modello strutturale resistente.

- Le aste compresse (puntoni) sono materializzate dal calcestruzzo
- Le aste tese (tiranti) sono costituite dalle armature

Modello tirante-puntone

Introduzione

Il metodo di verifica con modello tirante puntone prevede l'applicazione del primo teorema dell'analisi plastica (teorema del limite inferiore o teorema statico)

Questo teorema può enunciarsi nel seguente modo:

Se la distribuzione degli sforzi all'interno di una struttura soddisfa tutte le condizioni di equilibrio e non viola le condizioni di resistenza dei materiali, il carico associato a tale distribuzione non supera quello di collasso.

Modello tirante-puntone

Introduzione

L'analisi limite può essere applicata alle strutture in c.a. solo se sono sufficientemente duttili.

Ad esempio, in una struttura intelaiata è necessario che le sezioni delle aste abbiano una capacità di rotazione tale da consentire la formazione di tutte le cerniere plastiche là dove il modello dell'analisi limite le prevede, pertanto il collasso delle sezioni deve avere luogo per flessione con le armature in campo plastico.

Quindi, la geometria di un modello tirante-puntone deve essere scelta in modo tale che tutte le aste del traliccio possano attingere la loro resistenza di progetto e non si verifichi la rottura anticipata di un'asta o di un nodo.

Modello tirante-puntone

Introduzione

Secondo l'Eurocodice 2,
il modello tirante-puntone può essere utilizzato per il progetto di :

- zone di continuità
- zone di discontinuità

Le regioni di continuità sono indicate come regioni “B”
(da “Bernoulli” o dall’inglese “beam”) e sono costituite da quelle zone
di travi e piastre dove l’ipotesi di Saint Venant è soddisfatta.

Le regioni di discontinuità sono invece caratterizzate
dalla presenza di discontinuità di tipo statico o geometrico
(regioni tipo “D”, dall’inglese “discontinuity”),
dove l’ipotesi di Saint Venant non è soddisfatta.

Modello tirante-puntone

Estensione delle zone di discontinuità

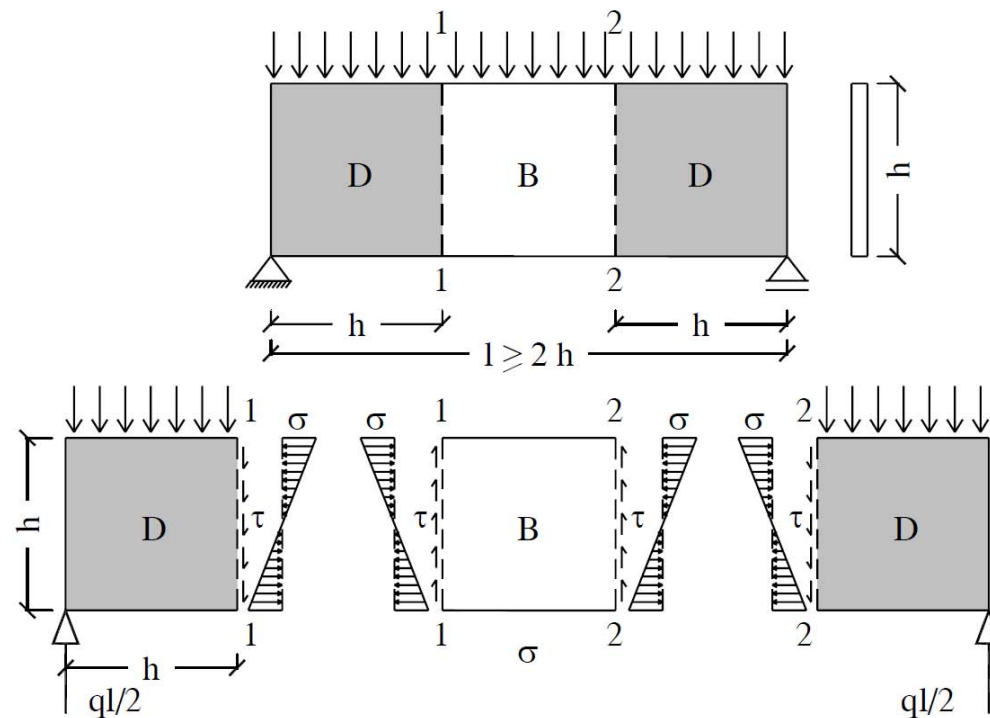
L'estensione delle zone di discontinuità può essere determinata applicando il postulato del Saint Venant, secondo il quale a sufficiente distanza dall'area su cui sono applicati i carichi esterni, lo stato di tensione non dipende dalla particolare distribuzione di questi carichi, ma solo dalla risultante e dal momento risultante.

La distanza alla quale questa condizione può ritenersi soddisfatta è all'incirca uguale alla maggiore delle dimensioni dell'area caricata.

Modello tirante-puntone

Forze agenti sulle zone di discontinuità

Le forze al contorno delle regioni “D” sono date dai carichi e dalle reazioni vincolari applicate su tali zone e dalle caratteristiche della sollecitazione agenti nelle sezioni terminali delle zone “B” adiacenti.

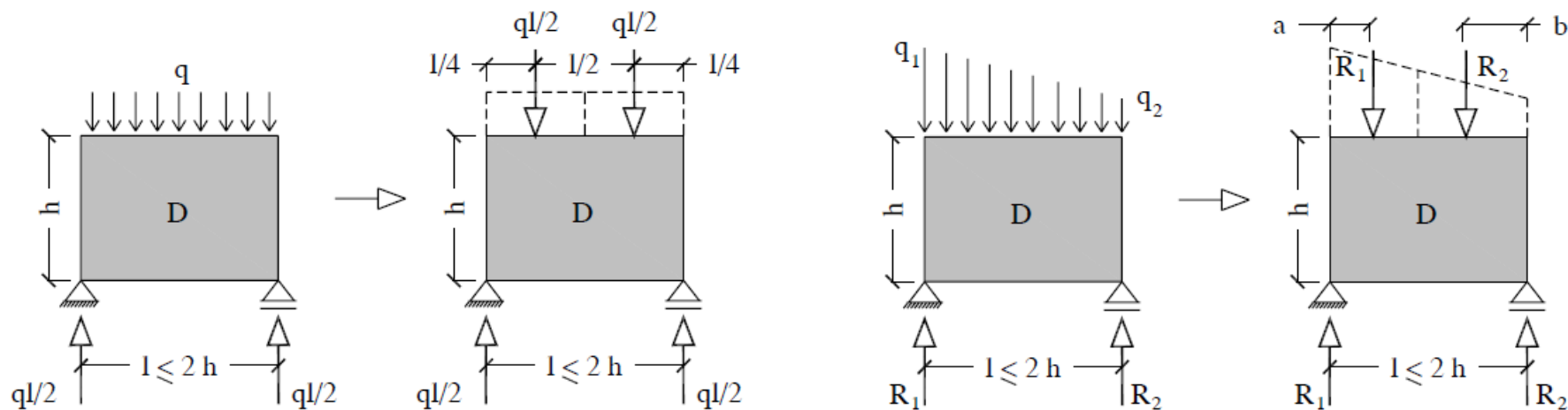


Modello tirante-puntone

I carichi

I carichi distribuiti sui bordi della regione di discontinuità sono sostituiti con carichi concentrati equivalenti.

Per esempio, nelle travi soggette a carico uniforme o trapezoidale i carichi distribuiti sono suddivisi ciascuno in due parti di intensità pari alle corrispondenti reazioni vincolari.



Modello tirante-puntone

Individuazione del modello

Il modello è individuato ricordando che :

- il comportamento in fase non fessurata dipende dalle caratteristiche elastiche della membratura
- il comportamento in fase fessurata, e ancora più ultima, dipende dalla disposizione dell'armatura (perché il calcestruzzo non reagisce a trazione)



Per non richiedere alla struttura una elevata capacità di redistribuzione degli sforzi in fase plastica è opportuno che le armature siano disposte secondo le isostatiche di trazione in fase non fessurata

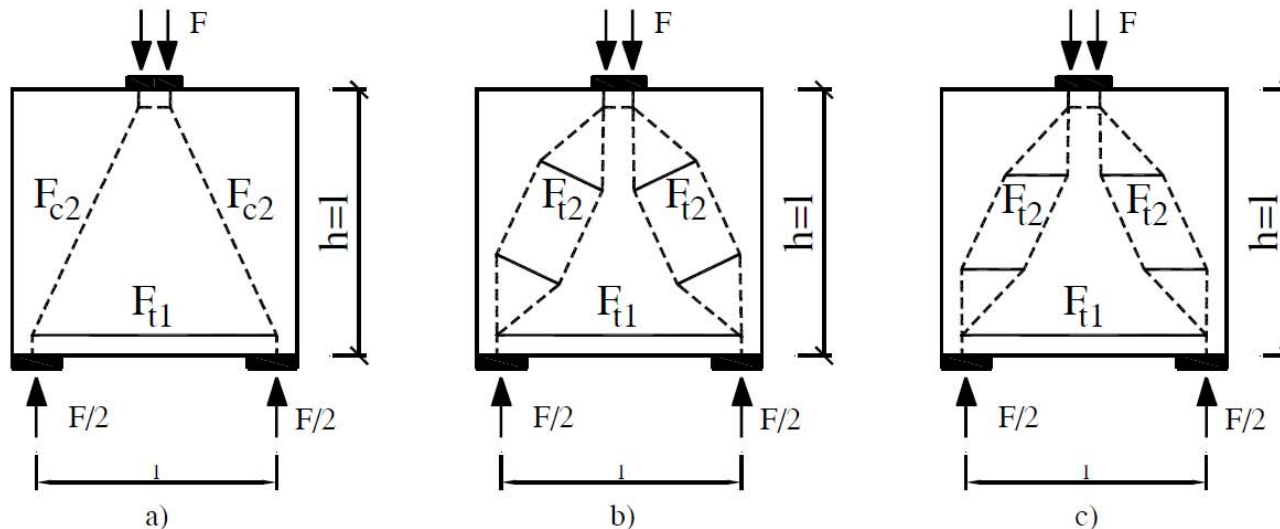
Individuazione del modello

The diagram illustrates the internal force distribution in a rectangular plate under a uniform load q . The plate has a total width b and thickness t . The load is applied over a central region of width l . The diagram shows the distribution of internal forces: normal force F_c , shear force F_{ci} , and bending moment F_t . The coordinate system (x, z) is shown at the bottom left corner.

Individuazione del modello

Regole pratiche

Conviene disporre i tiranti in modo da semplificare la distribuzione delle armature, utilizzando armature parallele oppure ortogonali ai bordi dell'elemento strutturale.



Individuazione del modello

Regole pratiche

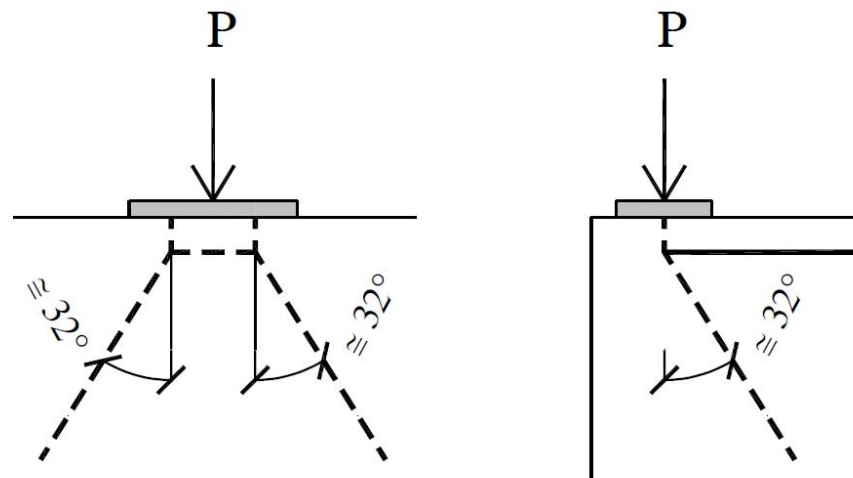
Gli angoli tra i puntoni ed i tiranti devono preferibilmente essere almeno pari a 45° , fatta eccezione per quei nodi dove un puntone interseca due tiranti ortogonali. In particolare, bisogna evitare angoli inferiori a 30° .

La limitazione sull'angolo tra puntoni e tiranti confluenti in un nodo serve a limitare la fessurazione ed evitare che l'accorciamento dei puntoni e l'allungamento dei tiranti avvengano all'incirca nella stessa direzione.

Individuazione del modello

Regole pratiche

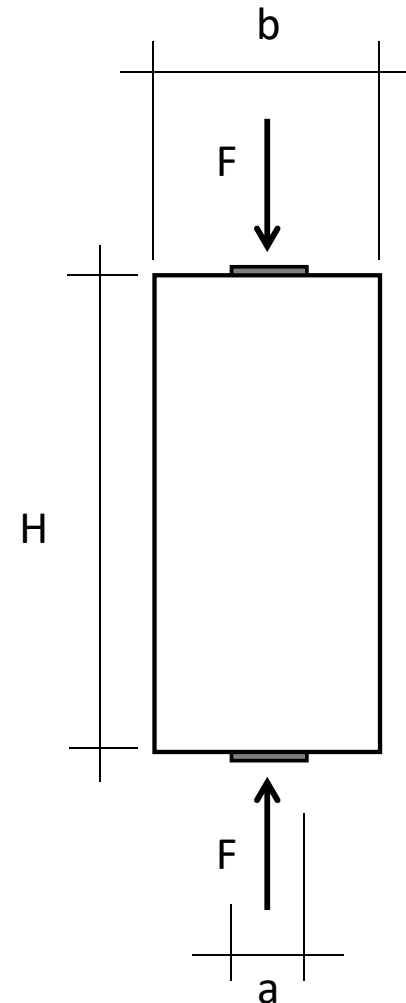
Le forze concentrate applicate sul bordo di un elemento strutturale tendono a diffondersi secondo un angolo di circa 32.5° , come si deduce dalla teoria dell'elasticità in un semispazio infinito



Modello di diffusione di una forza

Semplice puntone

- Se $H > 2b$ (**discontinuità parziale**)
le due regioni “D” non occupano tutto il puntone
ed al centro rimane una regione “B”
dove le isostatiche sono parallele all’asse del puntone
- Se $H \leq 2b$ (**discontinuità totale**)
le due regioni “D” si sovrappongono
e la diffusione del carico avviene
su una larghezza ridotta



Modello di diffusione di una forza

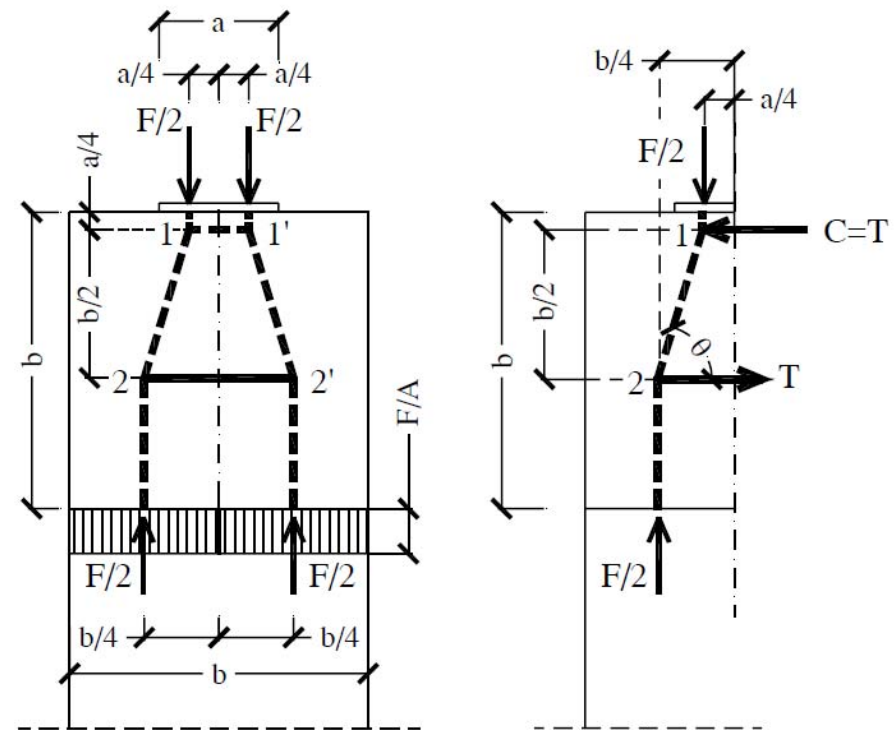
Parziale discontinuità in semplice puntone

Dall'equilibrio alla rotazione del puntone inclinato 1-2 si ha:

$$T \frac{b}{2} = \frac{F}{2} \left(\frac{b}{4} - \frac{a}{4} \right) \Rightarrow \frac{T}{F} = 0.25 \left(1 - \frac{a}{b} \right)$$

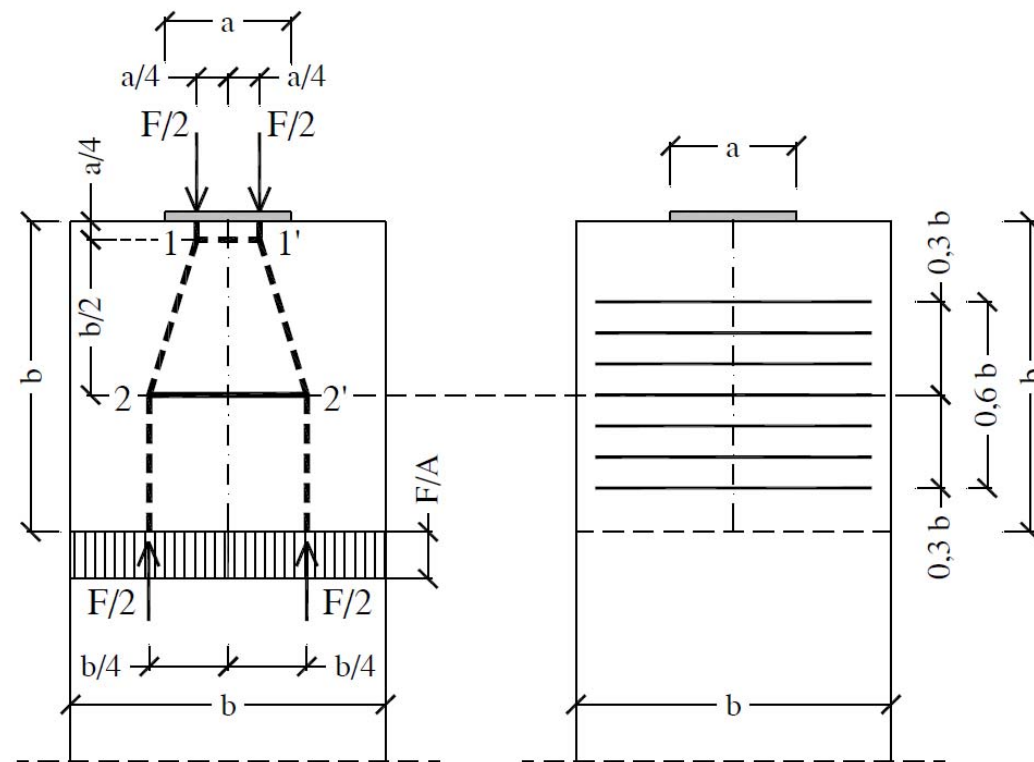
La tangente dell'angolo di inclinazione θ dei puntoni con l'orizzontale vale :

$$\operatorname{tg} \theta = \frac{b/2}{b/4 - a/4} = \frac{2}{1 - a/b}$$



Modello di diffusione di una forza

Parziale discontinuità in semplice puntone



Disposizione delle armature di frettaggio

Modello di diffusione di una forza

Totale discontinuità in semplice puntone

La larghezza b_{ef} della zona di diffusione della forza F vale:

$$b_{\text{ef}} = 0.5H + 0.65a$$

Dall'equilibrio alla rotazione del
puntone inclinato si ha:

$$\frac{T}{F} = 0.25 \left(1 - 0.7 \frac{a}{H} \right)$$

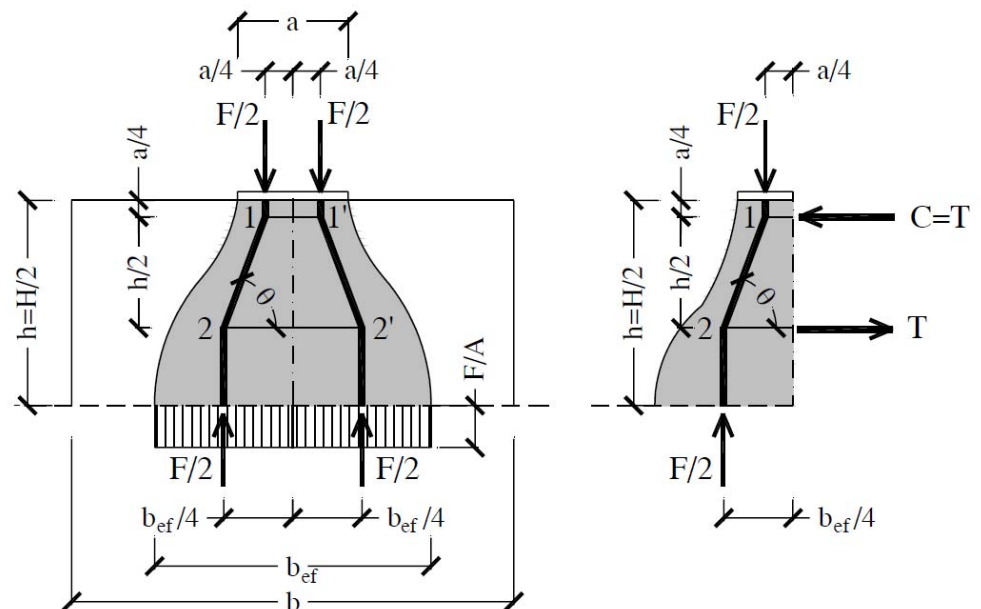
La tangente dell'angolo θ vale :

$$tg\theta = \frac{1}{0.5 - 0.35a/H}$$

Il braccio della coppia interna è pari alla metà dell'altezza della zona di diffusione:

$$z = b/2 = H/4$$

$$z = h/2 = H/4$$



Modello di diffusione di una forza

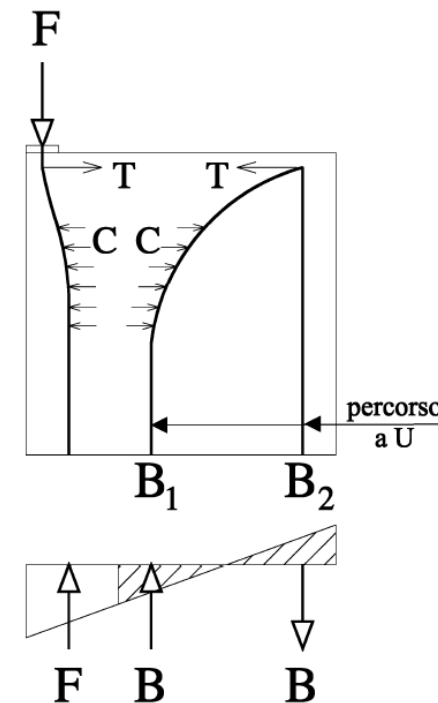
Forza eccentrica

Il diagramma degli sforzi sul bordo inferiore della regione è suddiviso in :

- parte sinistra con risultante uguale a F
- parte destra con risultante nulla (due forze uguali e contrarie)

Il percorso di carico associato alle due forze B uguali e contrarie entra nella regione di discontinuità in B_1 ed esce in B_2 , con un andamento ad U .

In corrispondenza di tale andamento nasce una distribuzione di forze C di deviazione degli sforzi di compressione



Modello di diffusione di una forza

Forza eccentrica

Il braccio della coppia interna z può essere assunto pari alla distanza tra le due forze B (la biella compressa C_2 è orientata a 45°)

Le lunghezze h' e h'' valgono:

$$h' = 0.5H \left[1 + H/(6e) \right]$$

$$h'' = 0.5H \left[1 - H/(6e) \right]$$

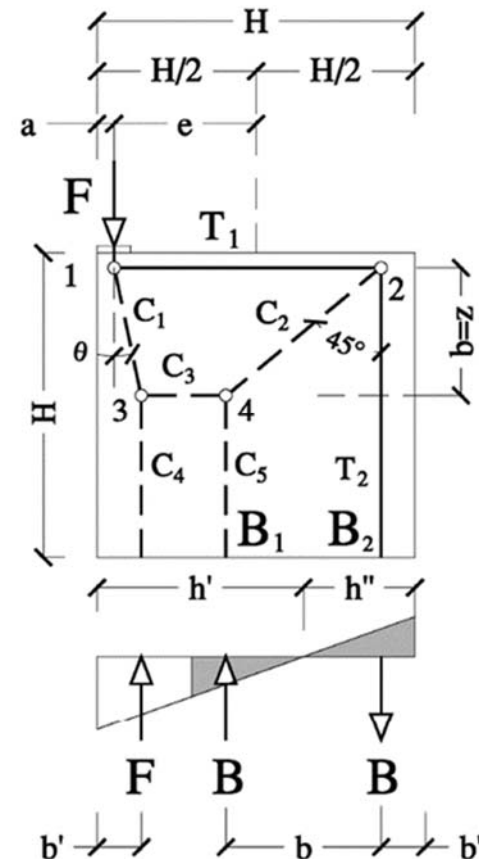
con la limitazione : $H/6 < e < H/2$

Le lunghezze b , b' e b'' valgono:

$$b = (2H/3) \left[1 - H/(6e) \right]$$

$$b' = (H/e)^2 \left[(18e - H)/216 \right]$$

$$b'' = H/6 \left[1 - H/(6e) \right]$$



Modello di diffusione di una forza

Forza eccentrica

Dagli equilibri ai nodi
si ottiene:

$$C_1 = F / \cos \theta$$

$$C_2 = \sqrt{2} F \operatorname{tg} \theta$$

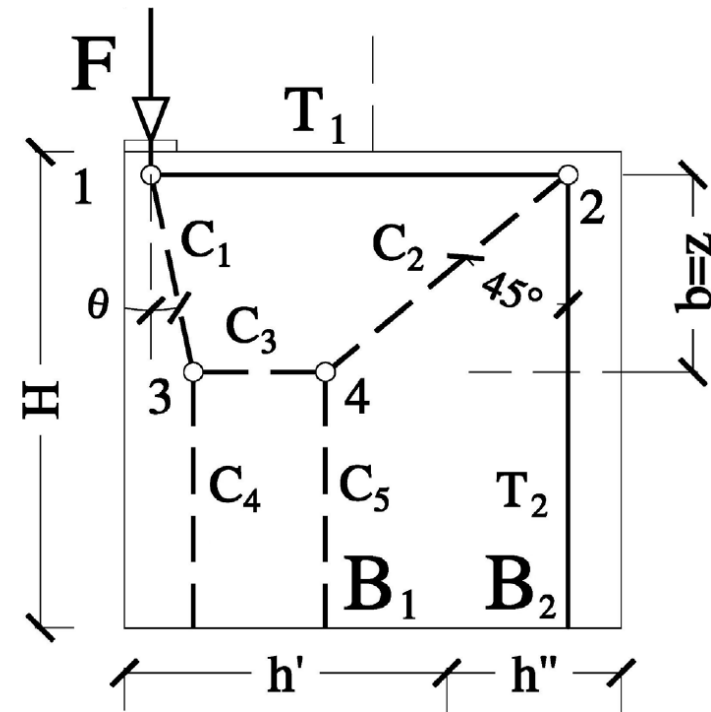
$$C_3 = F \operatorname{tg} \theta$$

$$C_4 = F$$

$$C_5 = F \operatorname{tg} \theta$$

$$T_1 = F \operatorname{tg} \theta$$

$$T_2 = F \operatorname{tg} \theta$$



Modello di diffusione di una forza

Trave parete

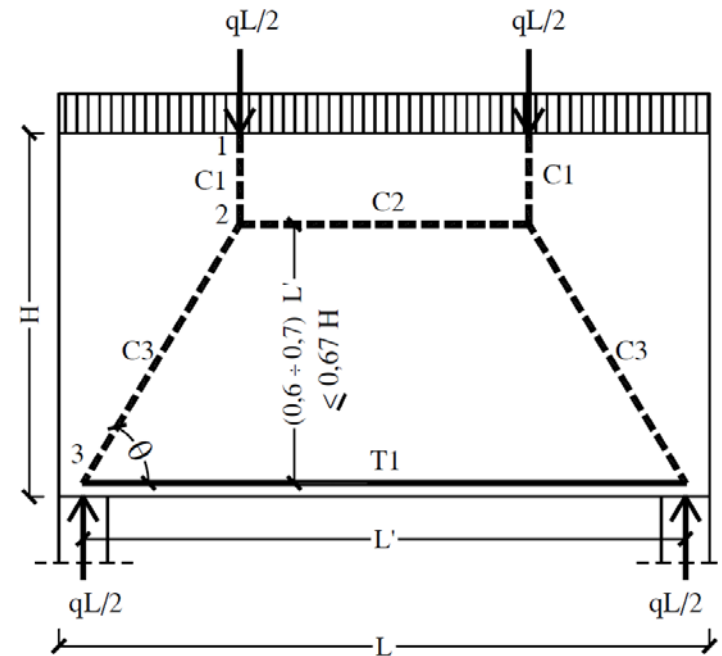
Dagli equilibri ai nodi
si ottiene:

$$C_1 = qL/2$$

$$C_2 = qL/(2\operatorname{tg}\theta)$$

$$C_3 = qL/(2\operatorname{sen}\theta)$$

$$T_1 = qL/(2\operatorname{tg}\theta)$$



Modello puntoni e tiranti

Verifiche

La rottura di un traliccio tirante-puntone può essere causata da:

- snervamento di uno o più tiranti;
- schiacciamento di un puntone di calcestruzzo;
- schiacciamento di un nodo;
- sfilamento di uno o più tiranti in corrispondenza di un nodo.

Nota !

Le Norme Tecniche per le Costruzioni prescrivono che nella verifica dei modelli tirante-puntone la resistenza associata allo snervamento delle armature sia inferiore a quella associata agli altri meccanismi di collasso, per garantire una rottura di tipo duttile dell'elemento strutturale.

Verifica del traliccio

Le armature

Le armature metalliche sono utilizzate come :

- tiranti del modello tirante-puntone (armature principali)
- elementi atti a resistere alle forze di trazione dovute alla diffusione del carico, che si instaurano in direzione ortogonale ai campi di compressione (armatura di frettaggio).

L'area A della sezione di ciascun tirante si ottiene dividendo

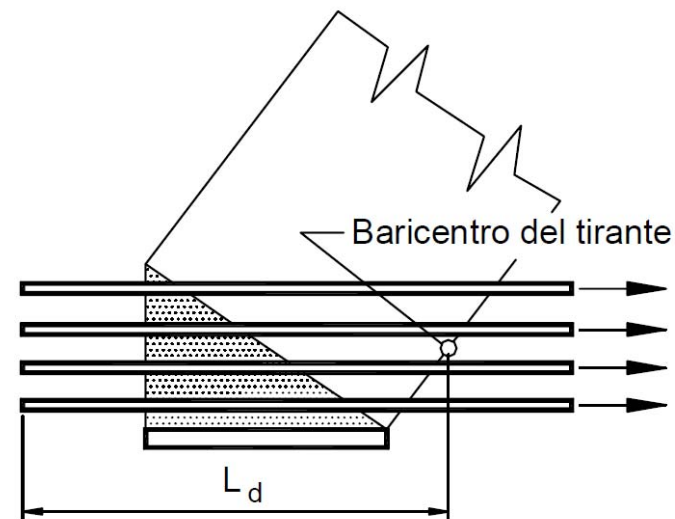
lo sforzo normale di progetto N_{Ed} per la resistenza di progetto dell'acciaio: $A \geq N_{Ed}/f_{yd}$

Verifica del traliccio

Le armature

L'armatura principale va distribuita sull'altezza del nodo.
I tiranti formati da più barre vanno disposti su più strati per evitare la congestione delle barre d'armatura e per migliorare la resistenza del nodo

La lunghezza di ancoraggio inizia in corrispondenza della sezione dove le traiettorie degli sforzi di compressione nel puntone intercettano le barre e sono deviate da queste. Le armature devono essere poi prolungate almeno fino alla faccia opposta del nodo



Verifica del traliccio

I puntoni di calcestruzzo

In assenza di campi di tensione trasversali,
la resistenza di progetto di un puntone di calcestruzzo coincide con la
resistenza di progetto del calcestruzzo:

$$\sigma_{Rd} = f_{cd}$$

In presenza di campi di tensione trasversali,
la resistenza di progetto di un puntone di calcestruzzo vale
(per calcestruzzi di classe non superiore alla C70/85):

$$\sigma_{Rd} = 0.6 v' f_{cd} \quad (1)$$

$$\sigma_{Rd} = 0.5 f_{cd} \\ \text{(NTC08)}$$

$$(1) \quad v' = 1 - f_{ck}/250 \quad \text{con } f_{ck} \text{ in MPa}$$

Verifica del traliccio

I nodi

Un nodo di un modello S&T è definito come un volume di calcestruzzo contenuto all'interno delle intersezioni tra i campi di compressione dei puntoni e tra questi e le barre di armatura e/o le forze esterne.

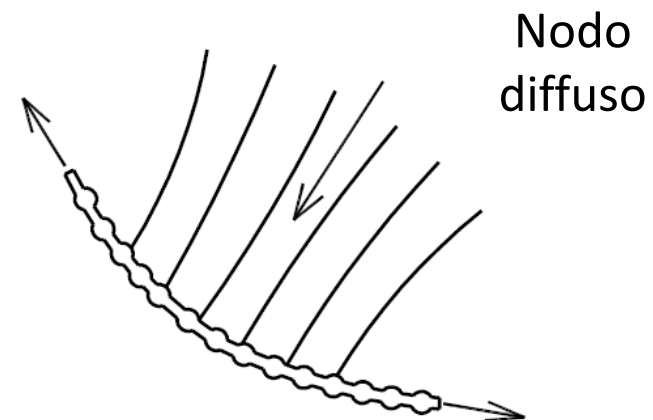
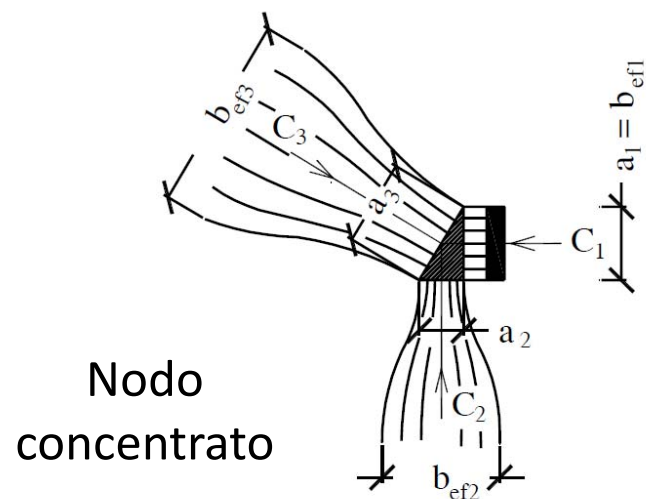
I nodi sono “zone critiche” perché sede di un brusco cambiamento di direzione delle forze con conseguente concentrazione degli sforzi.

Verifica del traliccio

I nodi

In base a geometria ed estensione i nodi si classificano in :

- **concentrati** - gli sforzi sono deviati in una zona molto ristretta rispetto alla lunghezza delle aste che vi confluiscono
- **diffusi** - gli sforzi sono deviati in una zona estesa

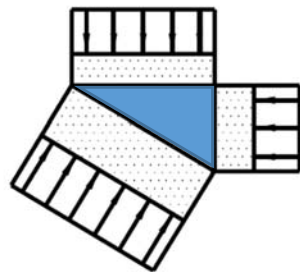


Verifica del traliccio

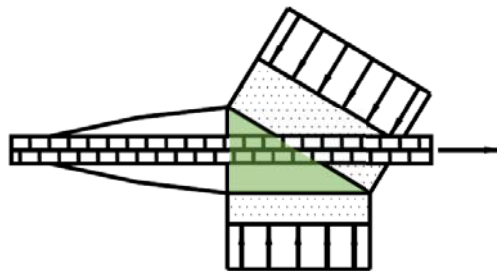
I nodi

In funzione del tipo di aste che vi confluiscono, i nodi possono essere suddivisi in quattro tipologie :

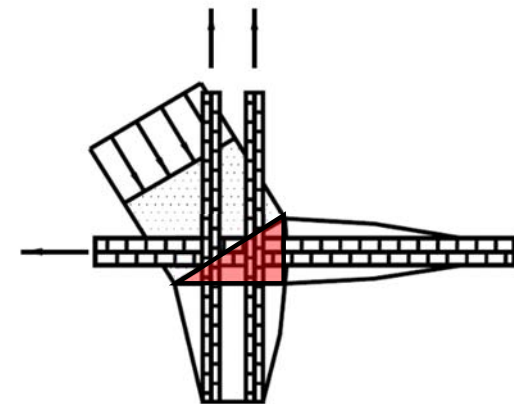
- CCC tre puntoni
- CCT due puntoni ed un tirante
- CTT un puntone e due tiranti
- TTT tre tiranti



CCC



CCT



CTT

Verifica del traliccio

I nodi

La resistenza di progetto dei nodi è un'aliquota della resistenza a compressione del calcestruzzo ed è definita dal fattore di efficienza v

$$\sigma_{Rd} = v f_{cd}$$

Il fattore di efficienza assume valori diversi per i nodi CCC, CCT e CTT.

In particolare, i nodi CCT e CTT hanno fattori di efficienza più piccoli dei nodi CCC, perché le tensioni di trazione trasmesse per aderenza dalle barre d'armatura ne diminuiscono la resistenza.

Verifica del traliccio

Resistenza di progetto dei nodi

Tipo di nodo	Fattore di efficienza	Resistenza di progetto ⁽¹⁾	
CCC	K1=1.0	$\sigma_{1Rd,max}$	$1.00 (v' f_{cd})^{(2)}$
CCT	K2=0.85	$\sigma_{2Rd,max}$	$0.85 (v' f_{cd})$
CTT	K3=0.75	$\sigma_{3Rd,max}$	$0.75 (v' f_{cd})$
TTT	-	-	$\min (f_{yd} f_{bd})$
Compressione triassiale (3D)		$\sigma_{4Rd,max}$	$3.00 (v' f_{cd})$

Nota : (1) valori di resistenza validi per classi $\leq C70/85$

(2) $v' = 1 - f_{ck}/250$ con f_{ck} in MPa

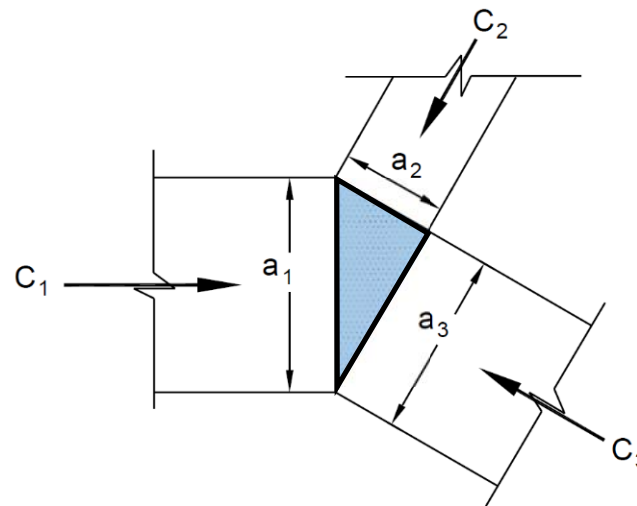
Verifica del traliccio

I nodi compressi idrostatici (CCC)

Se un nodo compresso è caratterizzato da :

- facce ortogonali ai puntoni
- dimensioni delle sezioni trasversali dei puntoni proporzionali agli sforzi normali di compressione

esso è denominato “nodo idrostatico”,
poiché caratterizzato da una tensione normale uguale su ogni giacitura



Nodo idrostatico

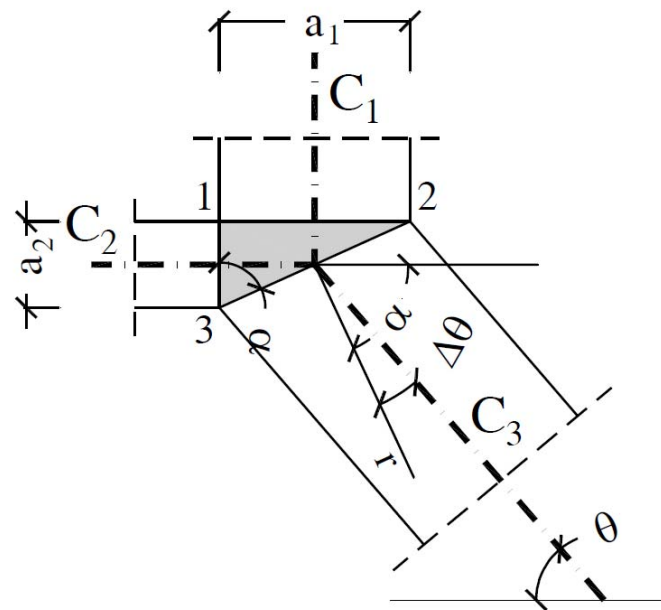
$$C_1/a_1 = C_2/a_2 = C_3/a_3$$

Verifica del traliccio

I nodi compressi non idrostatici (CCC)

Nei nodi non idrostatici le facce nodali non sono ortogonali agli assi dei puntoni e le tensioni di compressione nei puntoni sono diverse.

Schlaich (1987) raccomanda che il rapporto tra le tensioni di compressione massima e minima non sia superiore a due.



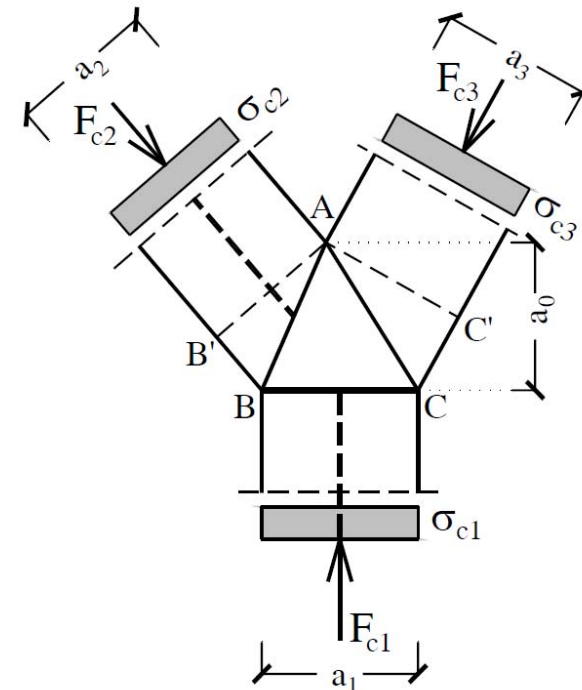
Verifica del traliccio

I nodi compressi non idrostatici (CCC)

Per i nodi non idrostatici la resistenza si ottiene moltiplicando la resistenza del calcestruzzo per la più piccola delle seguenti dimensioni:

- l'area della faccia nodale sulla quale agisce lo sforzo di compressione F_c , presa perpendicolarmente alla retta di azione di F_c ;

$$\sigma_R = \min \left\{ \frac{F_{c1}}{a_1 b}, \frac{F_{c2}}{a_2 b}, \frac{F_{c3}}{a_3 b}, \dots \right\}$$

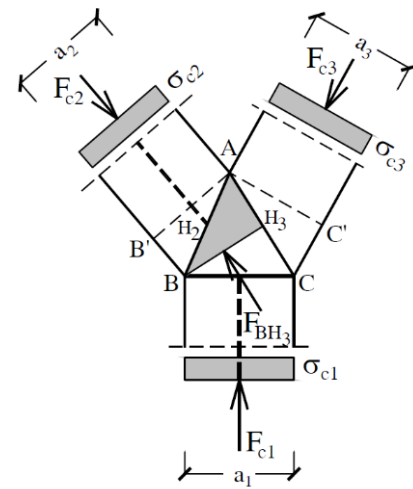
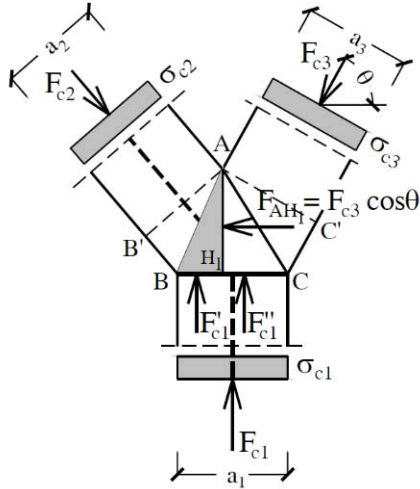
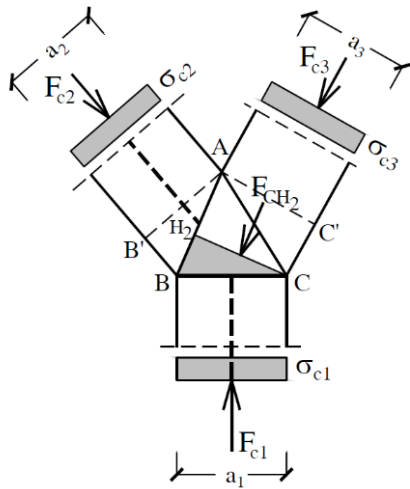


I nodi compressi non idrostatici (CCC)

Per i nodi non idrostatici la resistenza si ottiene moltiplicando la resistenza del calcestruzzo per la più piccola delle seguenti dimensioni:

- l'area di una sezione che divide il nodo in due.

$$\sigma_R = \min \left\{ \frac{F_{c1}}{a_1 b}, \frac{F_{c2}}{a_2 b}, \frac{F_{c3}}{a_3 b}, \frac{F_{AH1}}{AH_1 b}, \frac{F_{CH2}}{CH_2 b}, \frac{F_{BH3}}{BH_3 b} \right\}$$



FINE