1

AVVERTENZA. Poiché alcune figure nel testo, a causa di un problema di stampa, risultano avere delle linee troppo sottili, le rendiamo disponibili online con uno spessore maggiore perché siano più facilmente leggibili.

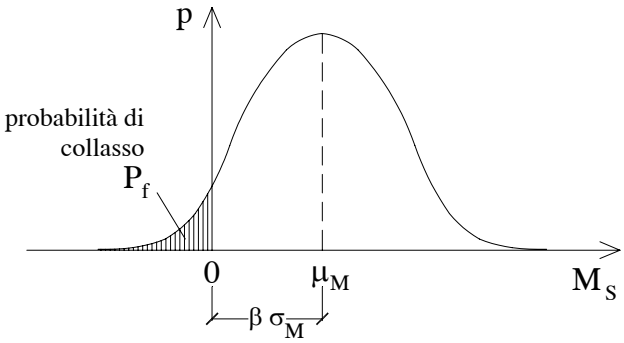


Figura 1.1 Funzione di densità di probabilità gaussiana del margine di sicurezza $M_S = R - S$.

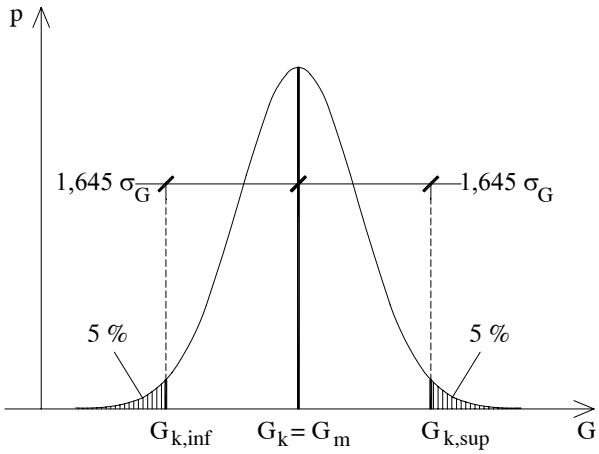


Figura 1.2 Valore caratteristico di un'azione permanente; se il coefficiente di variazione è trascurabile $G_k = G_m$, se il coefficiente di variazione è elevato si definiscono un valore caratteristico inferiore $G_{k,\text{inf}}$ ed uno superiore $G_{k,\text{sup}}$.

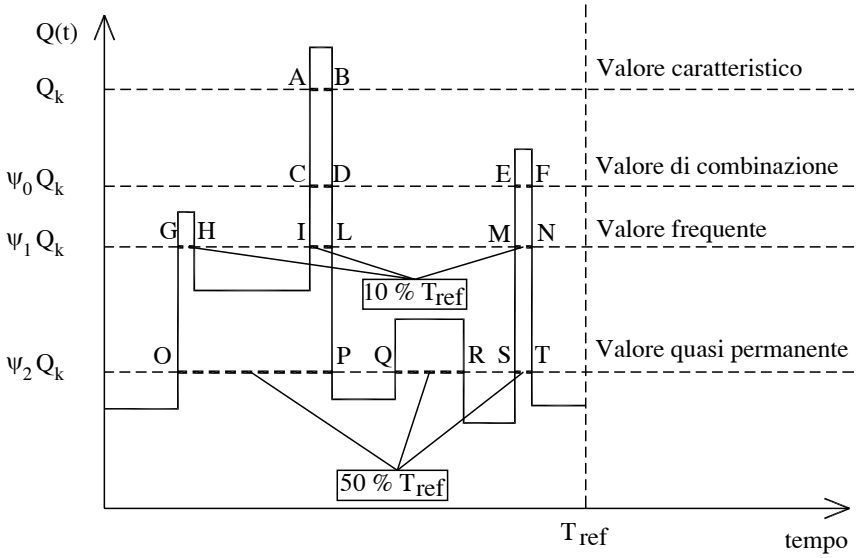


Figura 1.3 Illustrazione schematica dei valori rappresentativi delle azioni variabili.

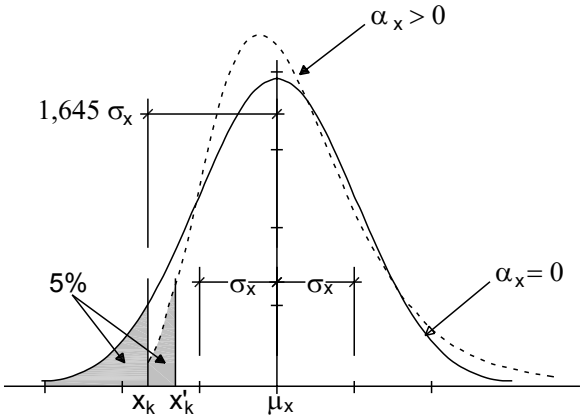


Figura 1.4 Distribuzioni normale (linea continua) e log-normale (linea tratteggiata).

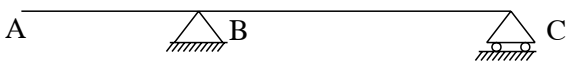
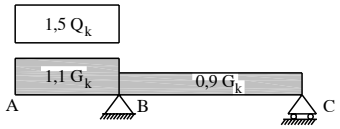


Figura 1.5 Trave su due appoggi con sbalzo.

Prospetto 1.1 Combinazioni di carico per gli SLU EQU, STR/GEO.

Stato limite: EQU (ribaltamento intorno a B)



Stato limite: STR/GEO

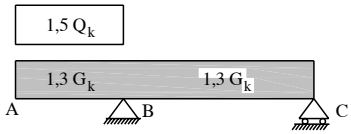
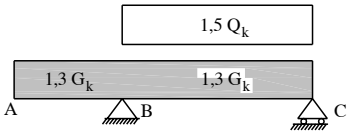
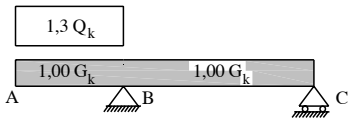
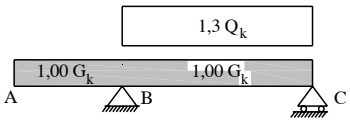
	Effetti da massimizzare	
	Momento flettente e taglio in B	Momento flettente e taglio nella campata BC
Insieme B		
Insieme C		

Figura 1.6 Trave continua su quattro appoggi.

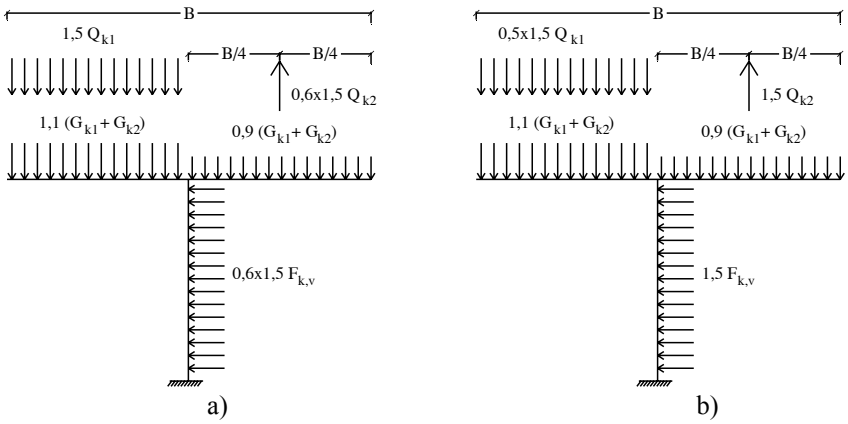


Figura 1.7 Combinazione di carico per la verifica dell'equilibrio statico: a) neve dominante, b) vento dominante.

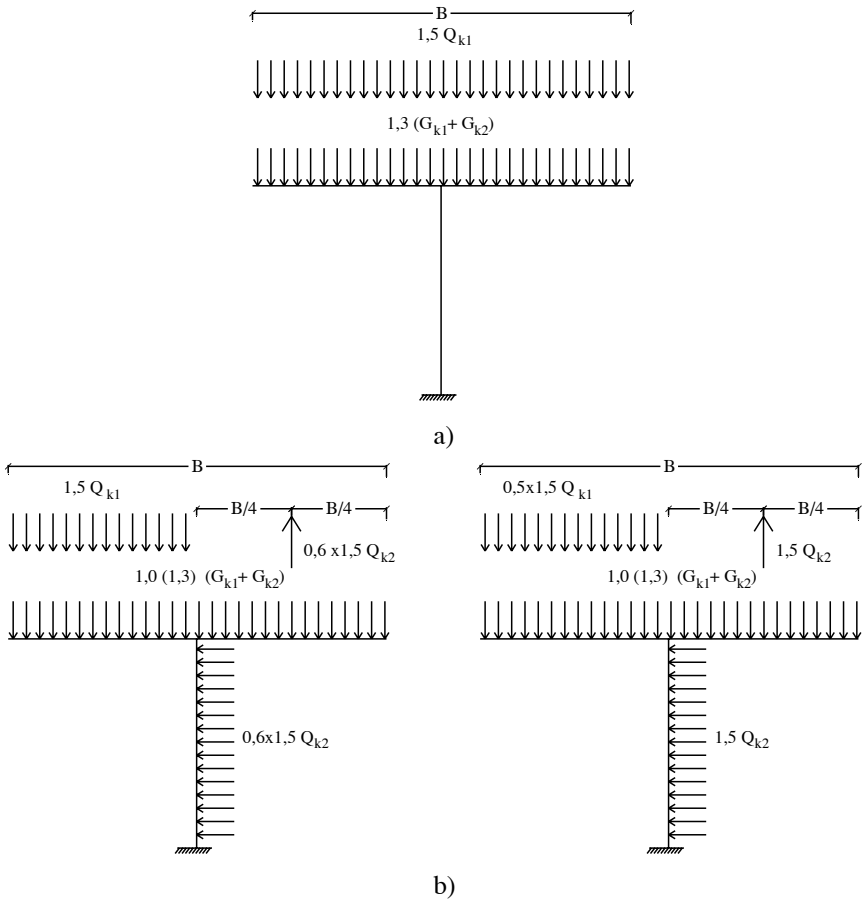


Figura 1.8 Combinazione di carico per la verifica del pilastro a compressione (a) ed a pressoflessione (b) con neve dominante (a sinistra) e vento dominante (a destra) (nei due schemi in basso è stato indicato tra parentesi il coefficiente $\gamma_G = 1{,}3$ da utilizzare per il peso proprio G_k1 e quello permanente G_k2 se questi carichi sono a sfavore di sicurezza nella verifica considerata).

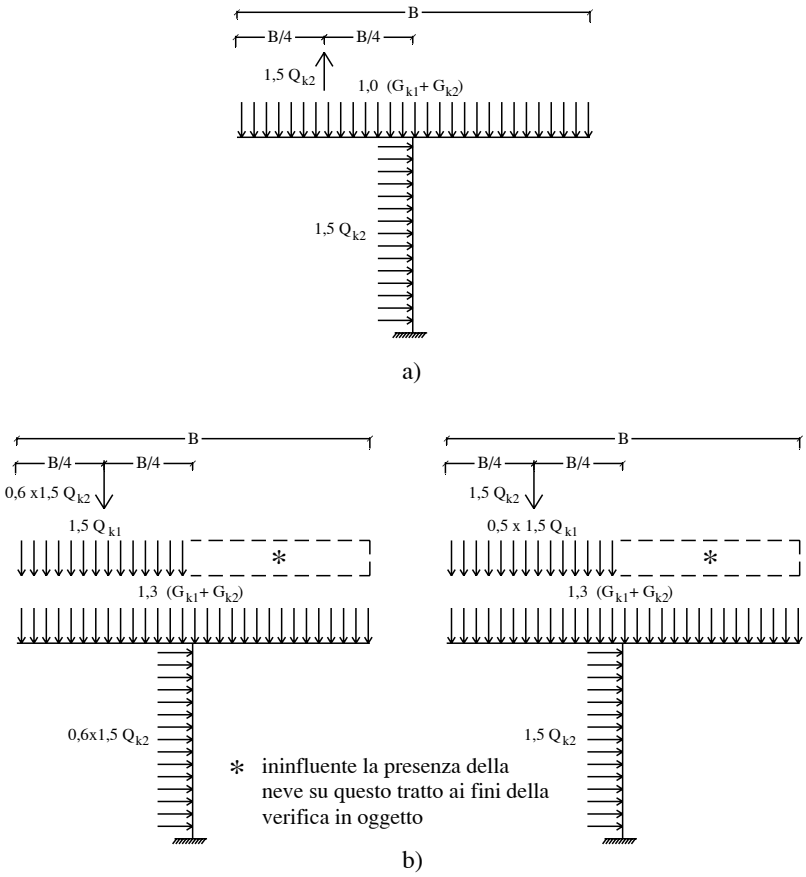


Figura 1.9 Combinazione di carico per la verifica delle travi a sbalzo (sezione di incastro a sinistra del pilastro): (a) massimo momento flettente positivo all'incastro, (b) massimo momento flettente negativo all'incastro con neve dominante (a sinistra) e vento dominante (a destra). (A = area su cui è applicata la forza risultante, pari all'area della tettoia).

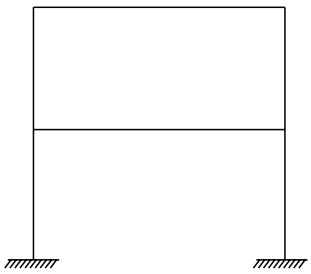


Figura 1.10 Telaio a nodi rigidi di due piani con copertura praticabile.

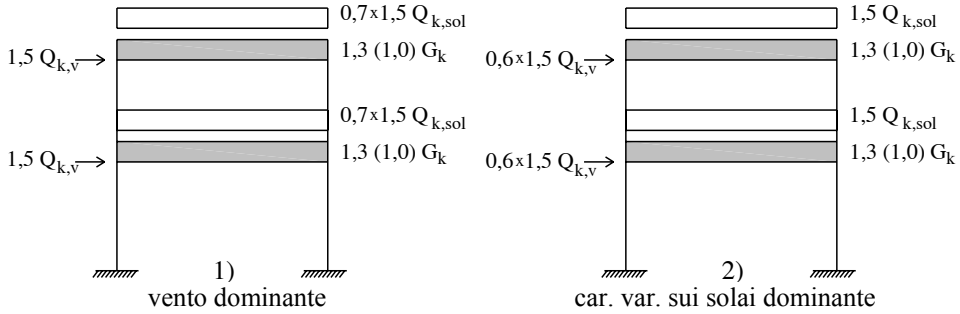


Figura 1.11 Combinazioni di carico in presenza di vento per lo stato limite STR e per lo stato limite STR/GEO (Combinazione 1 dell'Approccio 1 ed Approccio 2) (tra parentesi tonde è indicato il coefficiente parziale del carico permanente quando è favorevole).

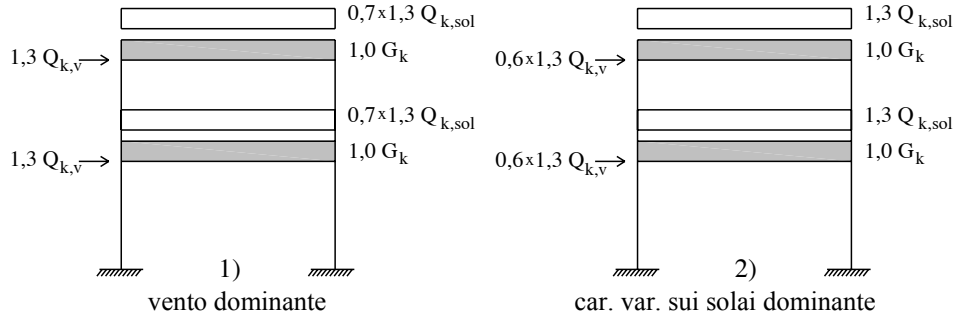


Figura 1.12 Combinazioni di carico in presenza di vento per lo stato limite STR/GEO (Combinazione 2 dell'Approccio 1) (nell'insieme C $\gamma_G = 1,0$ sia che il carico permanente sia sfavorevole sia che esso sia favorevole).

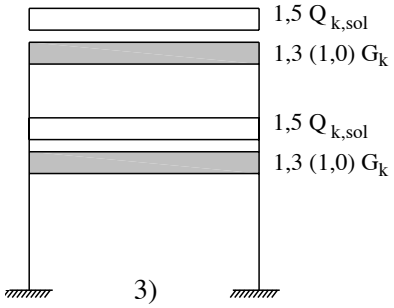


Figura 1.13 Combinazione di carico in assenza di vento per lo stato limite STR e per lo stato limite STR/GEO (Combinazione 1 dell'Approccio 1 ed Approccio 2) (tra parentesi tonde è indicato il coefficiente parziale del carico permanente quando esso è favorevole).

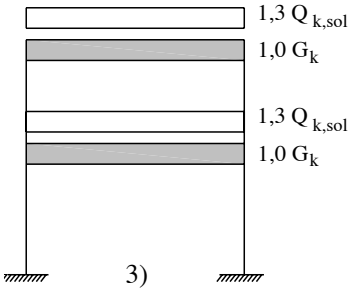


Figura 1.14 Combinazioni di carico in assenza di vento per lo stato limite STR/GEO (Combinazione 2 dell'Approccio 1) (nell'insieme C $\gamma_G = 1,0$ sia che il carico permanente sia sfavorevole sia che esso sia favorevole).

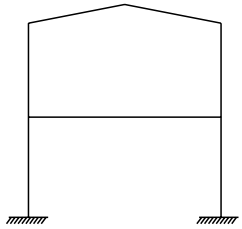


Figura 1.15 Telaio a nodi rigidi di due piani con copertura non praticabile.

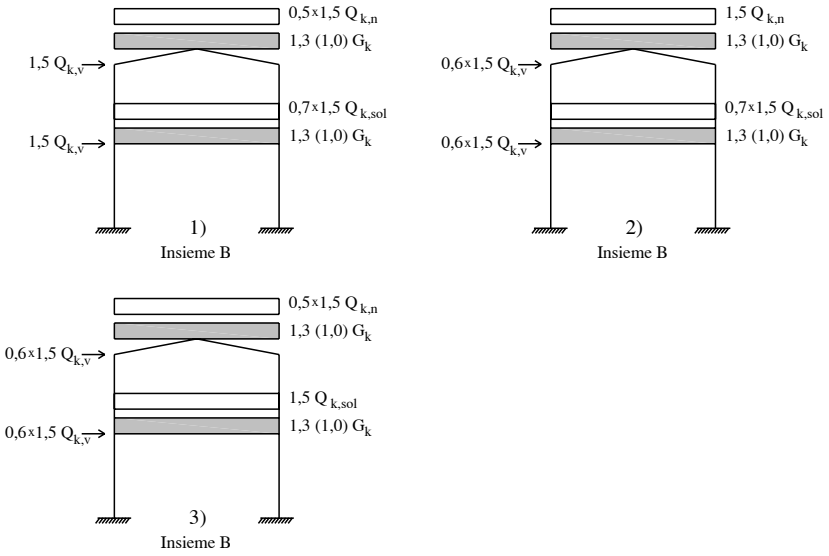


Figura 1.16 Combinazioni di carico in presenza di vento con l'insieme B (insieme A1 – NTC 2008) dei coefficienti parziali, corrispondenti alla combinazione 1 dell'approccio 1 e all'unica combinazione dell'approccio 2 (stati limite STR e STR/GEO) (tra parentesi tonde è indicato il coefficien-

te parziale del carico permanente quando esso è favorevole).

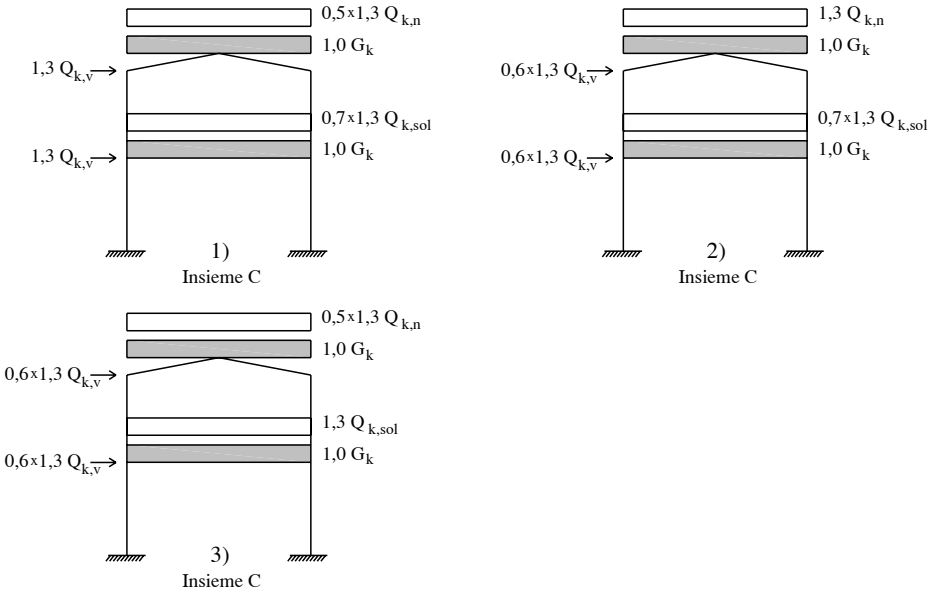


Figura 1.17 Combinazioni di carico in presenza di vento con l'insieme C (insieme A2 – NTC 2008) dei coefficienti parziali, corrispondenti alla combinazione 2 dell'approccio 1 (stato limite STR/GEO) (nell'insieme C $\gamma_G = 1{,}0$ per carico permanente sfavorevole o favorevole).

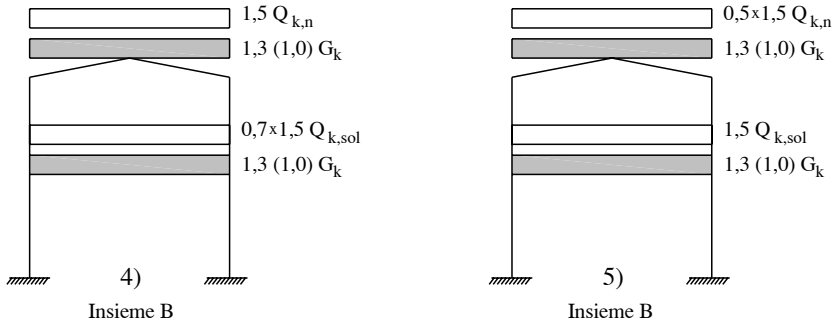


Figura 1.18 Combinazioni di carico in assenza di vento con l'insieme B (insieme A1 – NTC 2008) dei coefficienti parziali, corrispondenti alla combinazione 1 dell'approccio 1 e all'unica combinazione dell'approccio 2 (stati limite STR e STR/GEO) (tra parentesi tonde è indicato il coefficiente parziale del carico permanente quando esso è favorevole).

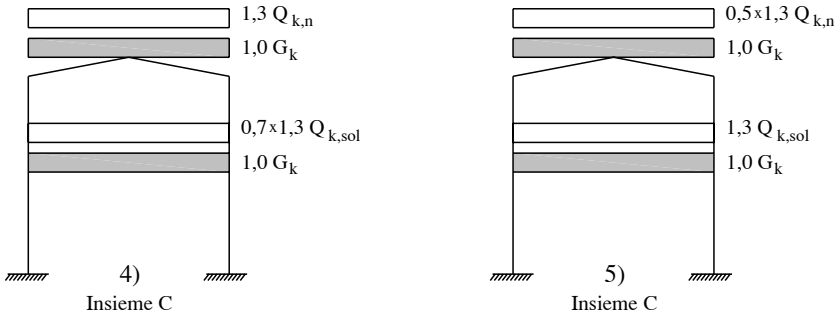


Figura 1.19 Combinazioni di carico in assenza di vento con l'insieme C (insieme A2 – NTC 2008) dei coefficienti parziali, corrispondenti alla combinazione 2 dell'approccio 1 (stato limite STR/GEO) (nell'insieme C $\gamma_G = 1,0$ per carico permanente sfavorevole o favorevole).

Esempio 1. Combinazioni di carico per un edificio industriale

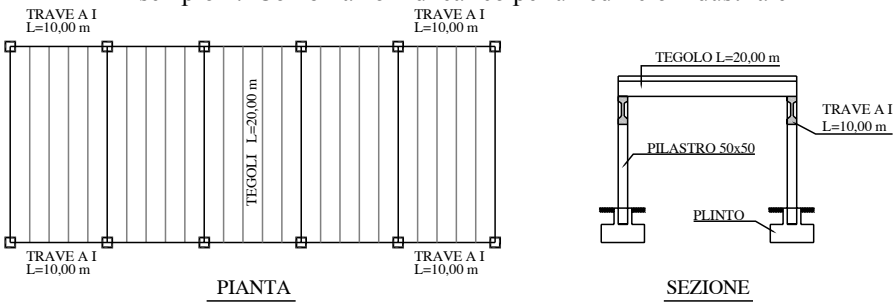


Figura 1.20 Pianta e sezione trasversale di edificio industriale monopiano a struttura prefabbricata in c.a.

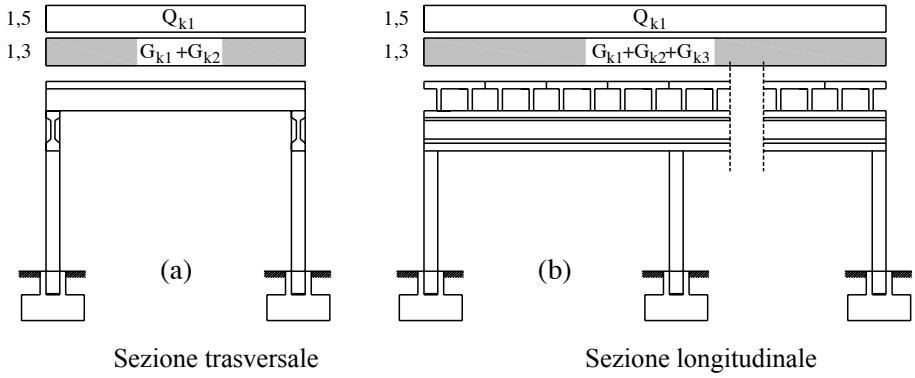


Figura 1.21 Combinazione di azioni per la verifica dei tegoli (a) e delle travi ad I (b) allo stato limite STR.

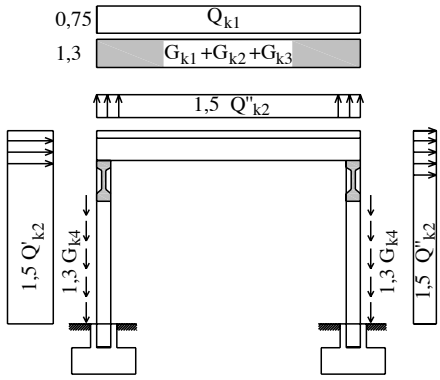
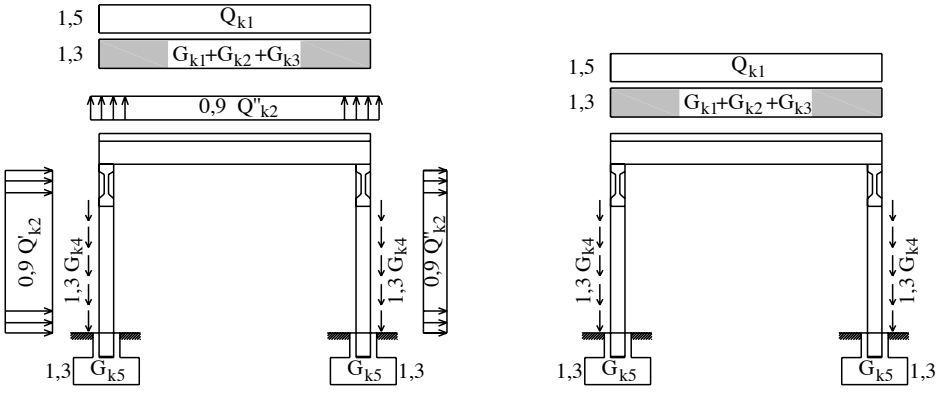


Figura 1.22 Combinazione di azioni per la verifica dei pilastri allo stato limite STR.



Vento sfavorevole Vento favorevole

Azione dominante neve

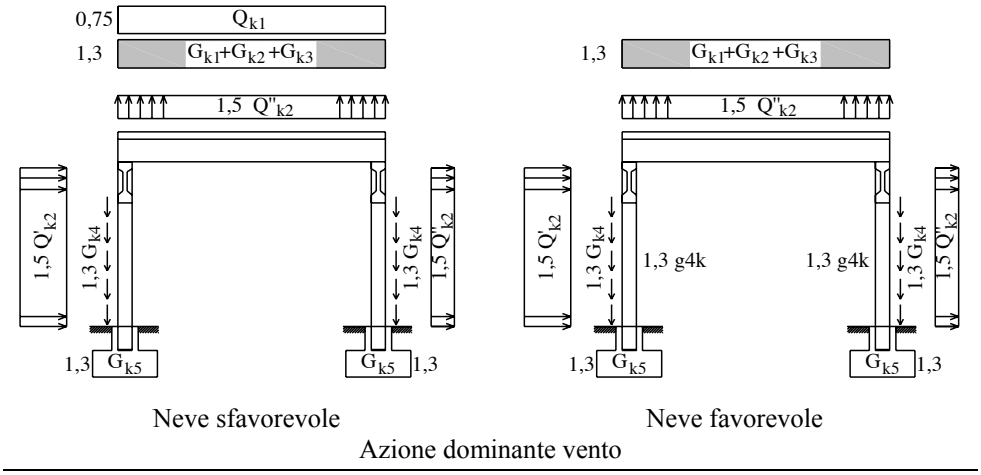
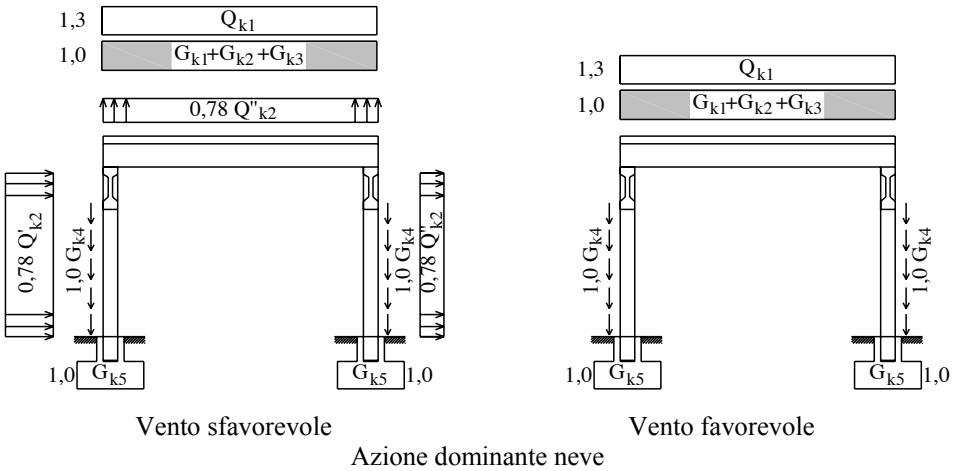


Figura 1.23 Combinazione di azioni n° 1 dell'Approccio 1 per la verifica delle fondazioni allo stato limite STR/GEO (Insieme B = Insieme A1 – NTC 2008).



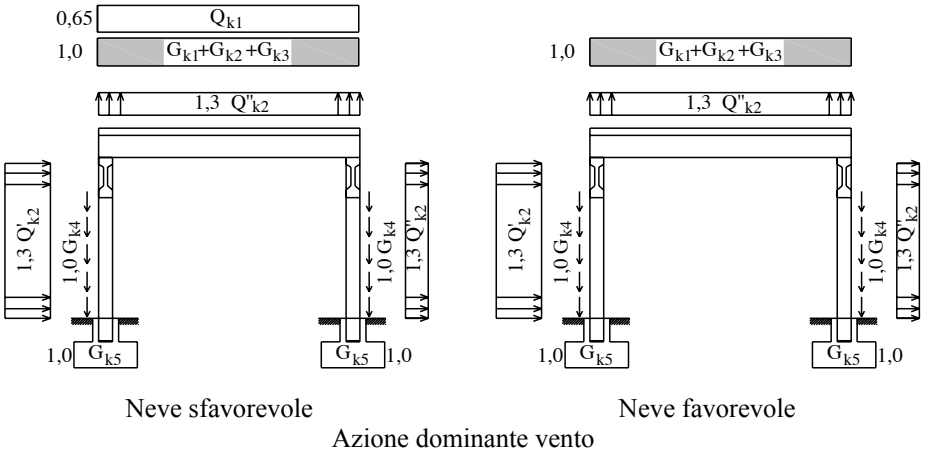


Figura 1.24 Combinazione di azioni n° 2 dell'Approccio 1 per la verifica delle fondazioni allo stato limite STR/GEO (Insieme C = Insieme A2 – NTC 2008).

2

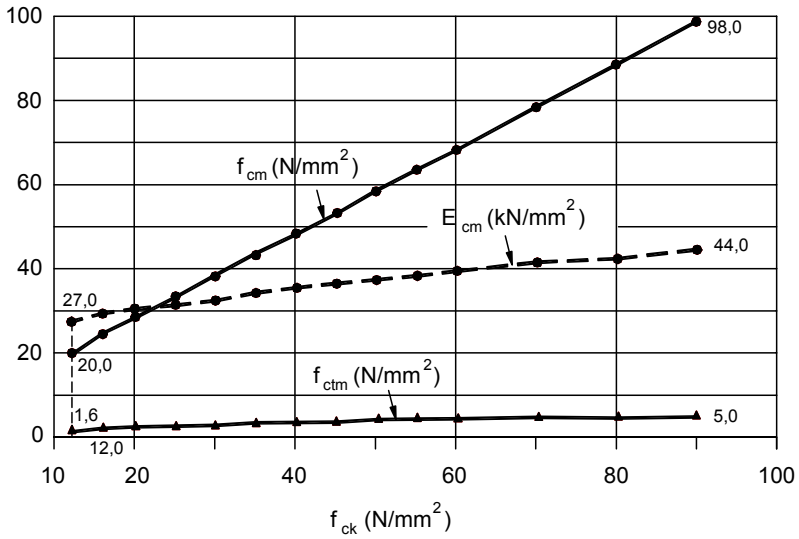


Figura 2.1 Valori di f_{cm}, f_{ctm} e E_{cm} in funzione di f_{ck}.

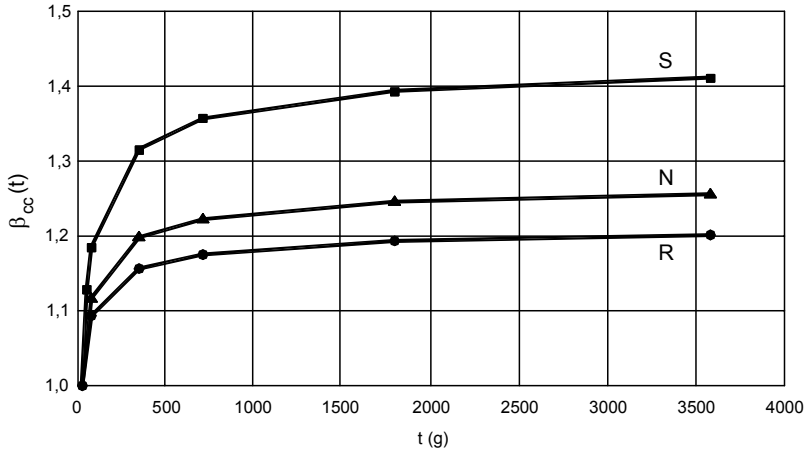


Figura 2.2 Valori di β_{cc} in funzione del tempo (giorni).

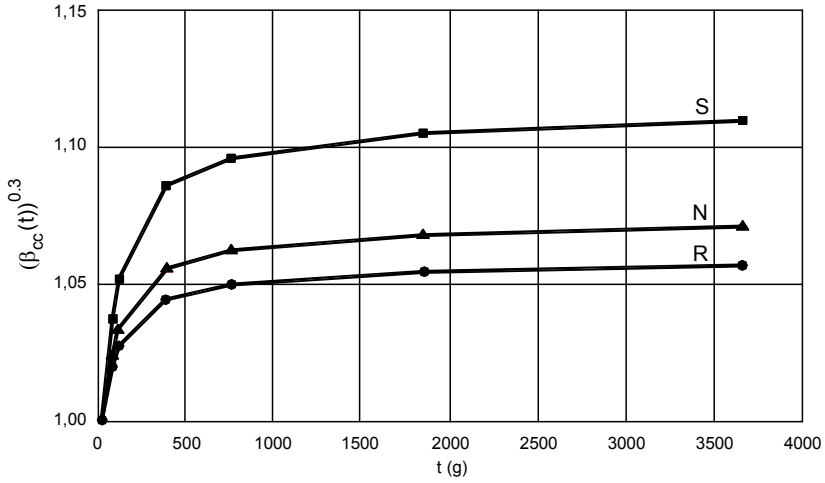


Figura 2.3 Valori di $(\beta_{cc})^{0,3}$ in funzione del tempo (giorni).

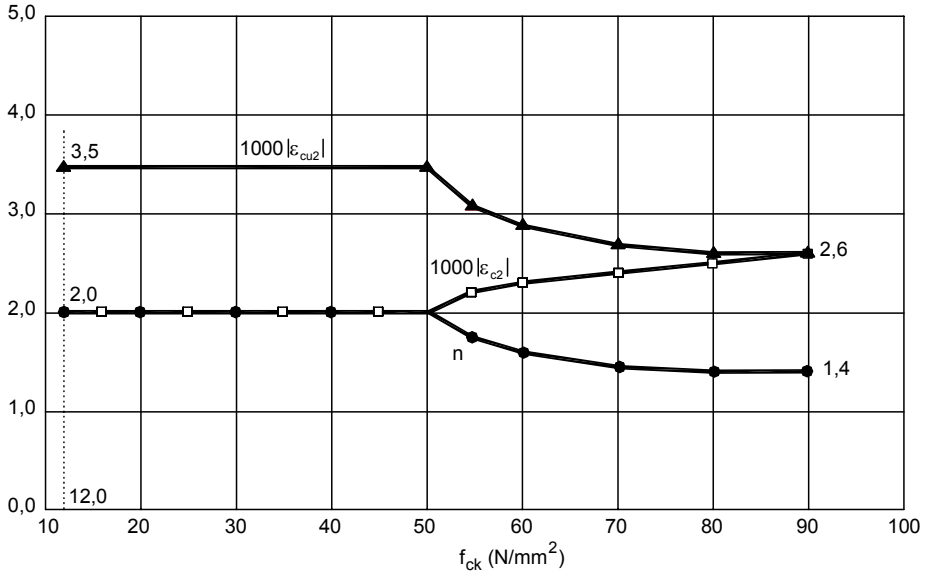


Figura 2.4 Valori di n, ε_{c2} e ε_{cu2} in funzione di f_{ck}.

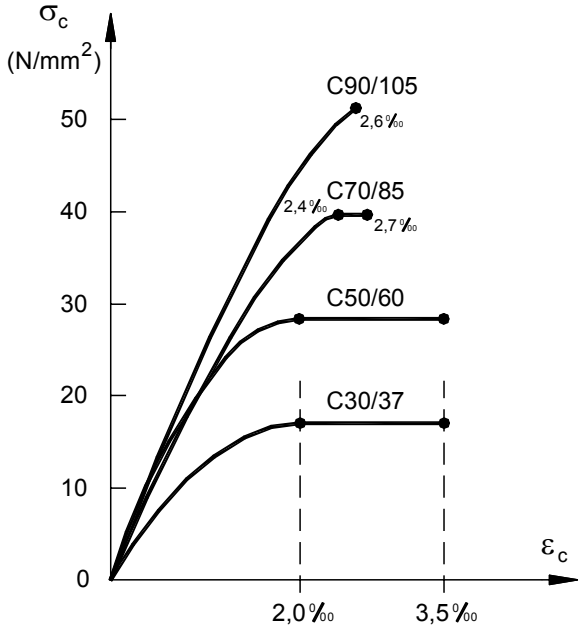


Figura 2.5 Diagrammi parabola-rettangolo per C ≤ 50/60 e parabola generalizzata-rettangolo per C > 50/60.

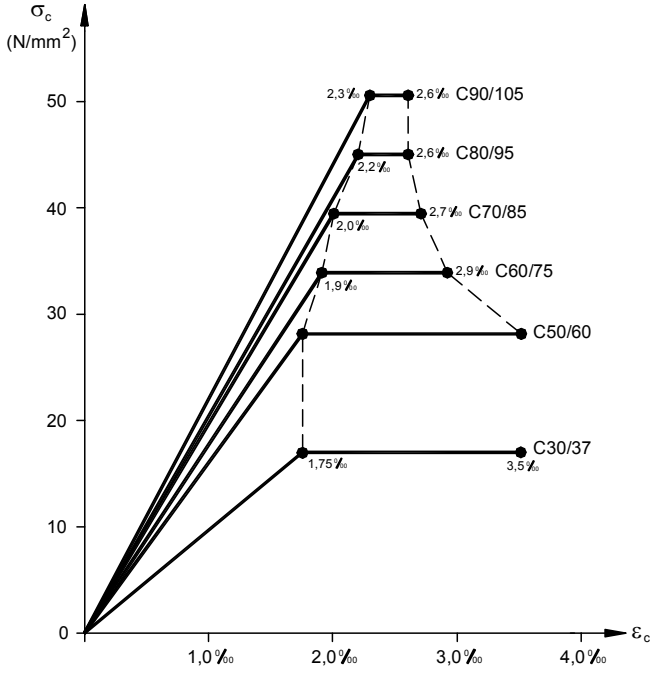


Figura 2.6 Diagrammi bilineari.

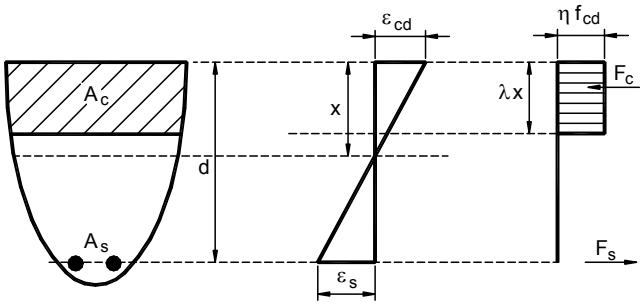


Figura 2.7 Distribuzione rettangolare delle tensioni [fig. 3.5].

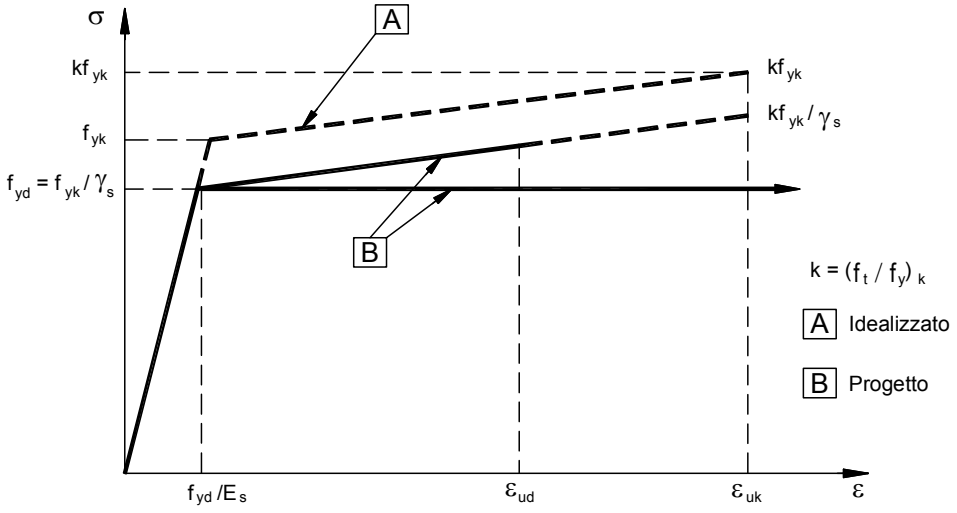


Figura 2.8 Diagrammi idealizzato e di progetto per acciaio ordinario [fig. 3.8].

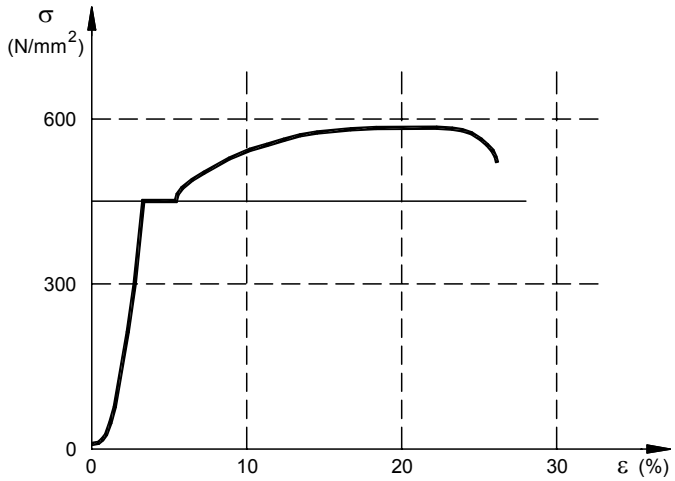


Figura 2.9 Diagramma sperimentale tensione-deformazione di una barra di acciaio per cemento armato.

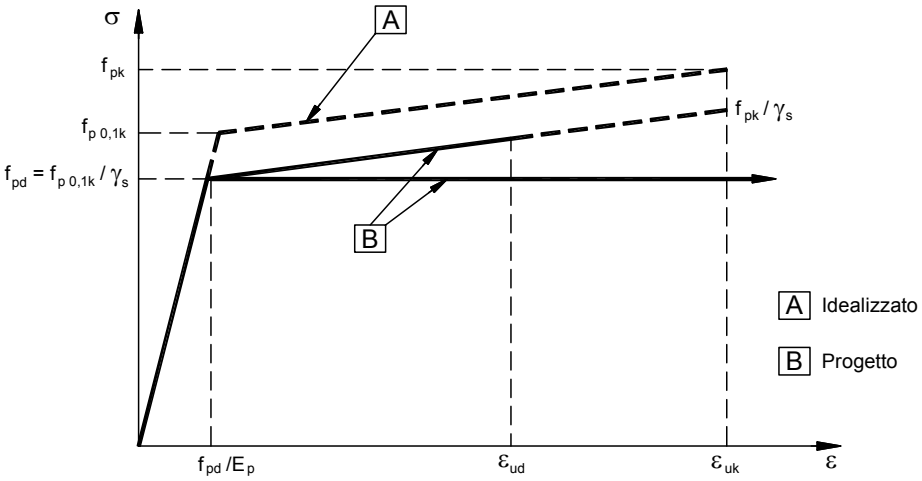


Figura 2.10 Diagrammi tensioni–deformazioni idealizzato e di progetto per acciai da precompressione [fig. 3.10].

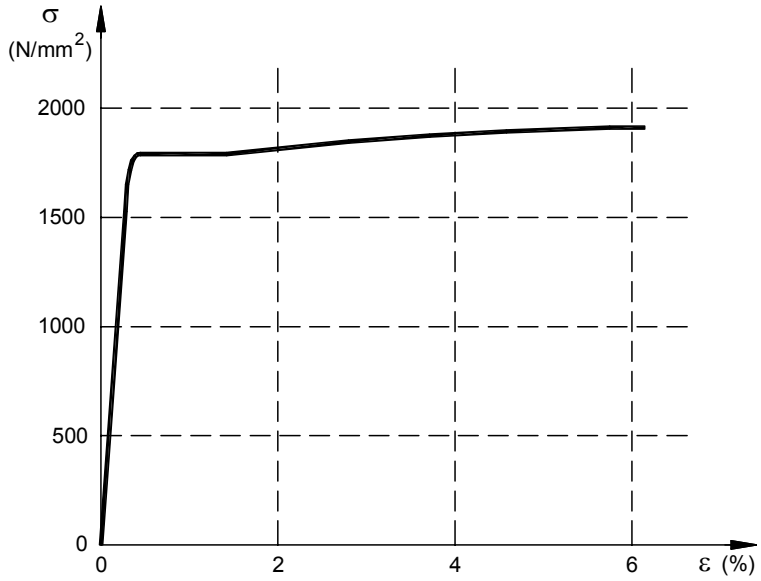


Figura 2.11 Diagramma sperimentale tensione–deformazione di un trefolo di acciaio per precompressione.

3

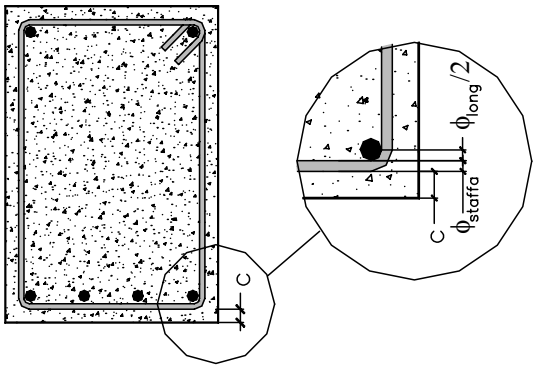


Figura 3.1 Copriferro in una trave a sezione rettangolare.

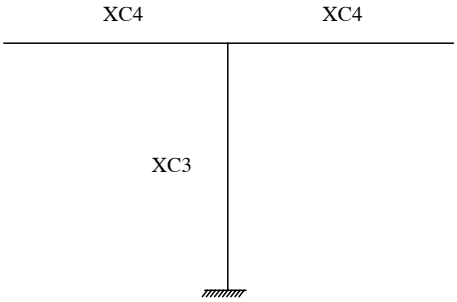


Figura 3.2 Schema di pensilina di c.a.

4

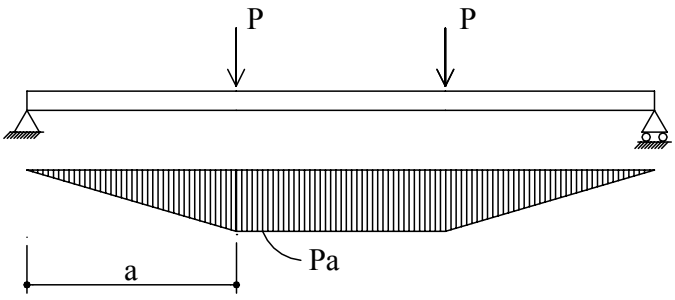


Figura 4.1 Schema della trave e diagramma del momento flettente.

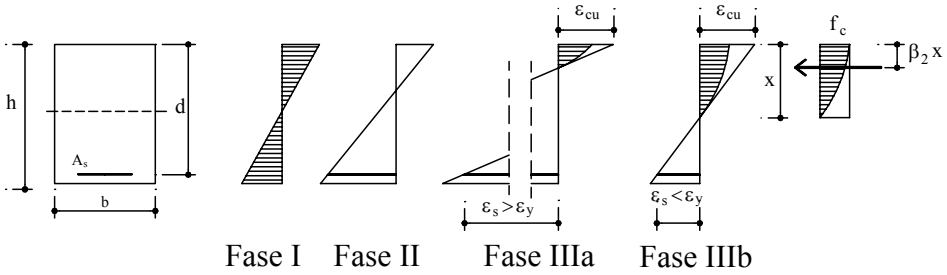


Figura 4.2 Evoluzione del comportamento a rottura della sezione.

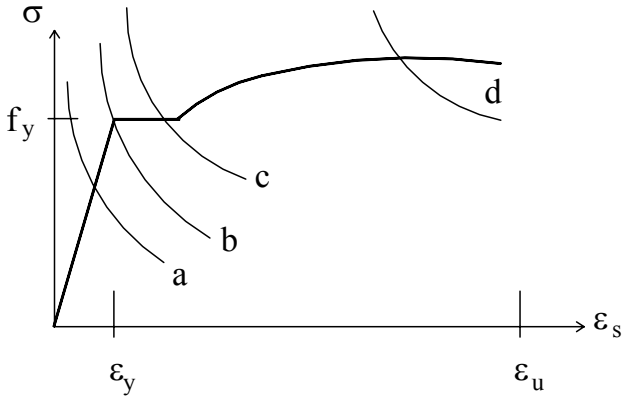


Figura 4.3 Diagramma tensione–deformazione dell'armatura e iperboli di rottura.

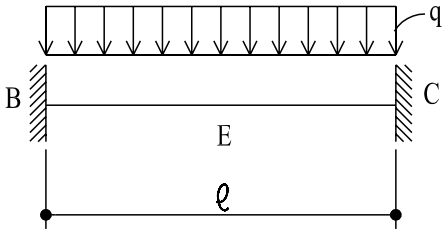


Figura 4.5 Geometria della trave.

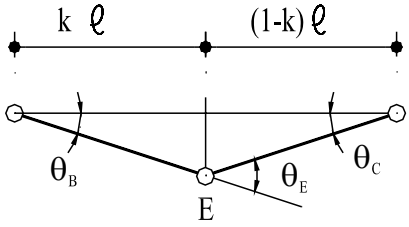


Figura 4.6 Meccanismo di riferimento.

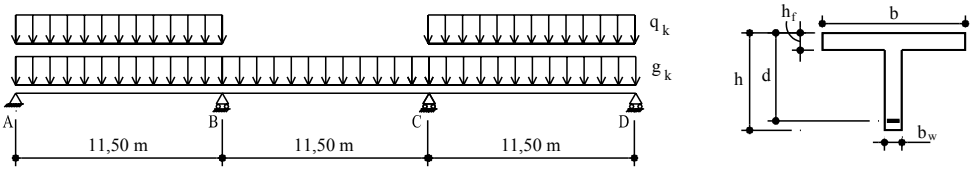


Figura 4.7 Geometria della trave e della sezione trasversale.

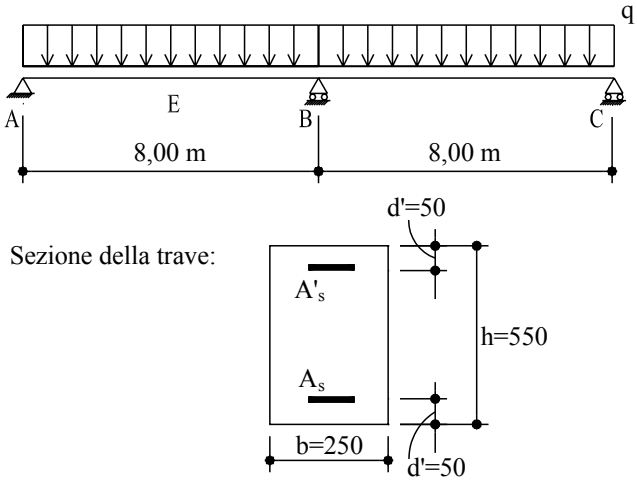


Figura 4.8 Geometria della trave e della sezione trasversale.

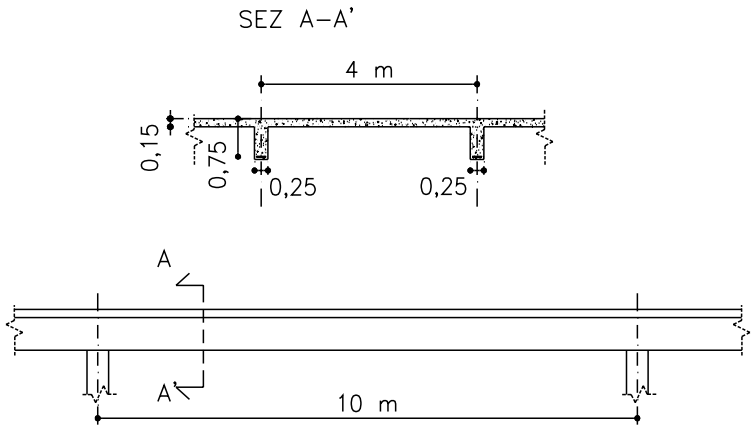


Figura 4.13 Geometria della struttura.

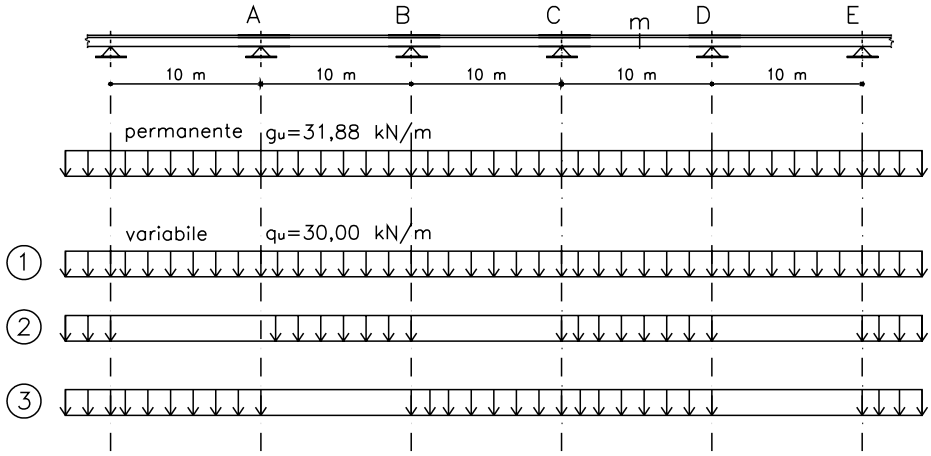


Figura 4.14 Condizioni di carico per lo stato limite ultimo.

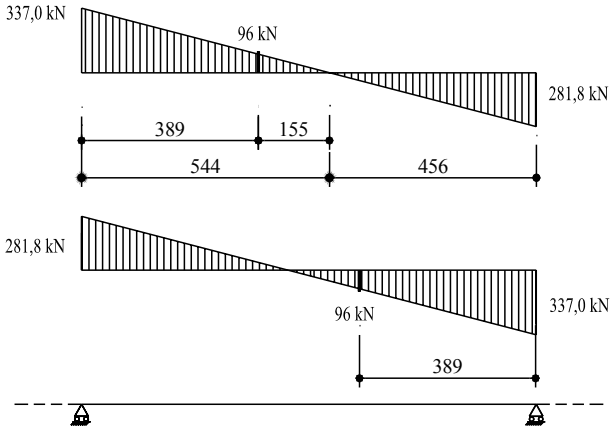


Figura 4.15 Diagrammi del taglio allo stato limite ultimo.

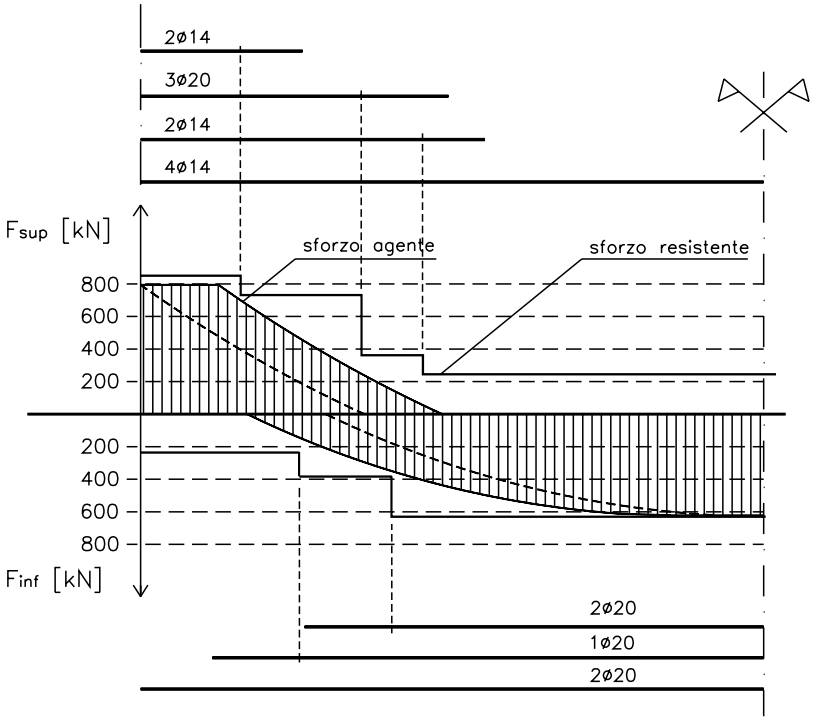


Figura 4.16 Forze agenti e forze resistenti nei correnti superiore ed inferiore della trave.

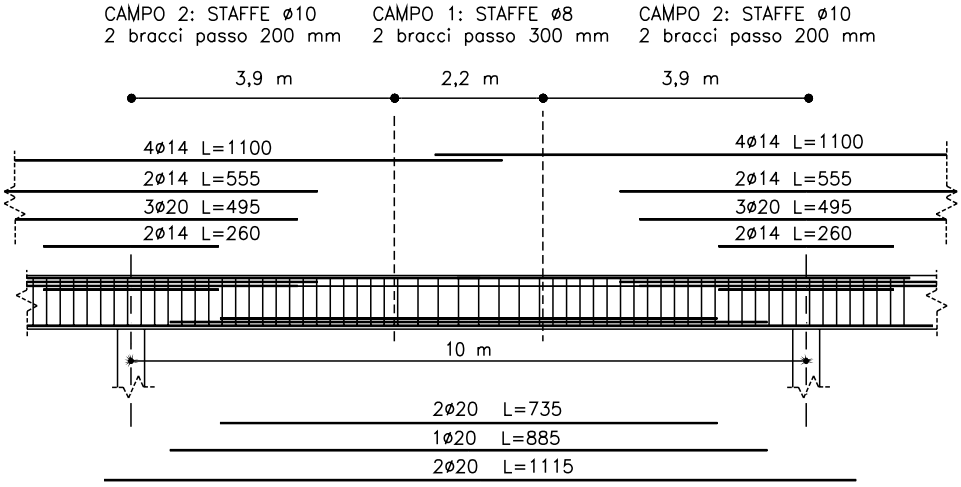


Figura 4.17 Disposizione delle armature longitudinali e trasversali.

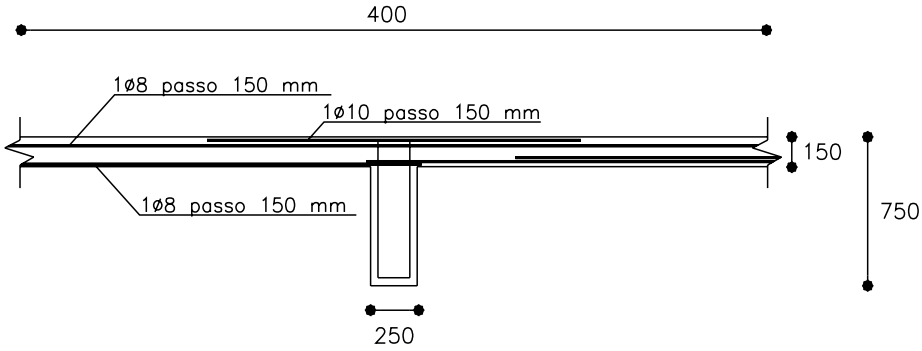


Figura 4.18 Disposizione delle armature nella connessione anima-piattabanda.

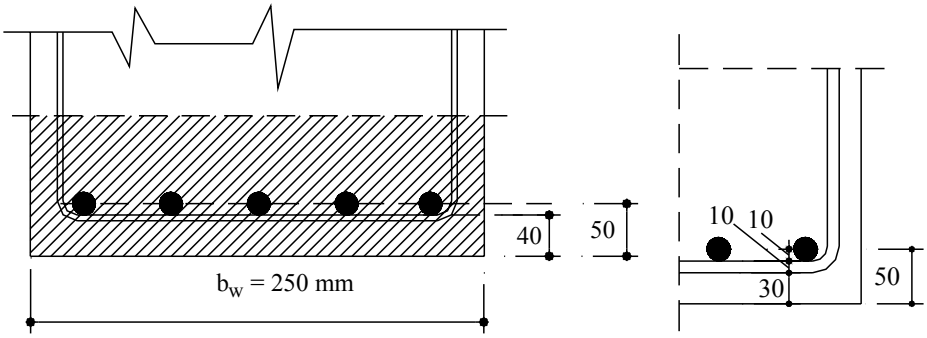


Figura 4.19 Sezione di campata: computo dell'area $A_{c,\text{eff}}$.

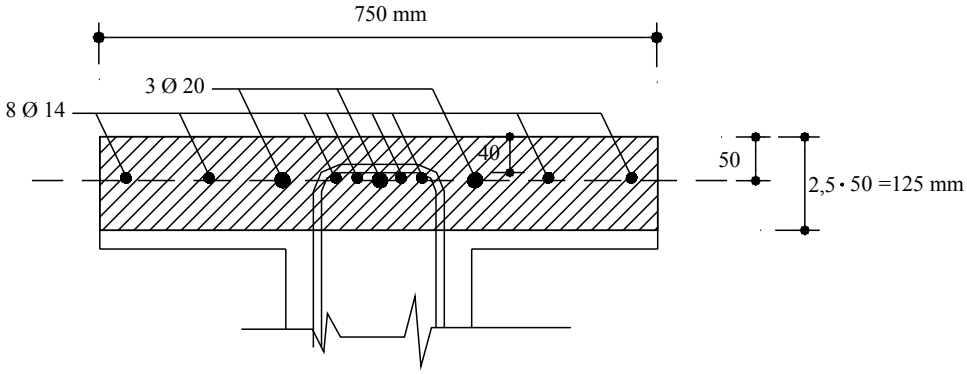


Figura 4.20 Sezione di appoggio: computo dell'area $A_{c,\text{eff}}$.

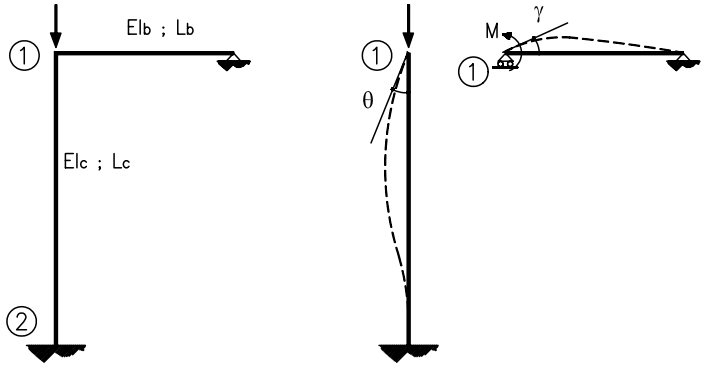


Figura 5.1 Determinazione della flessibilità *k*.

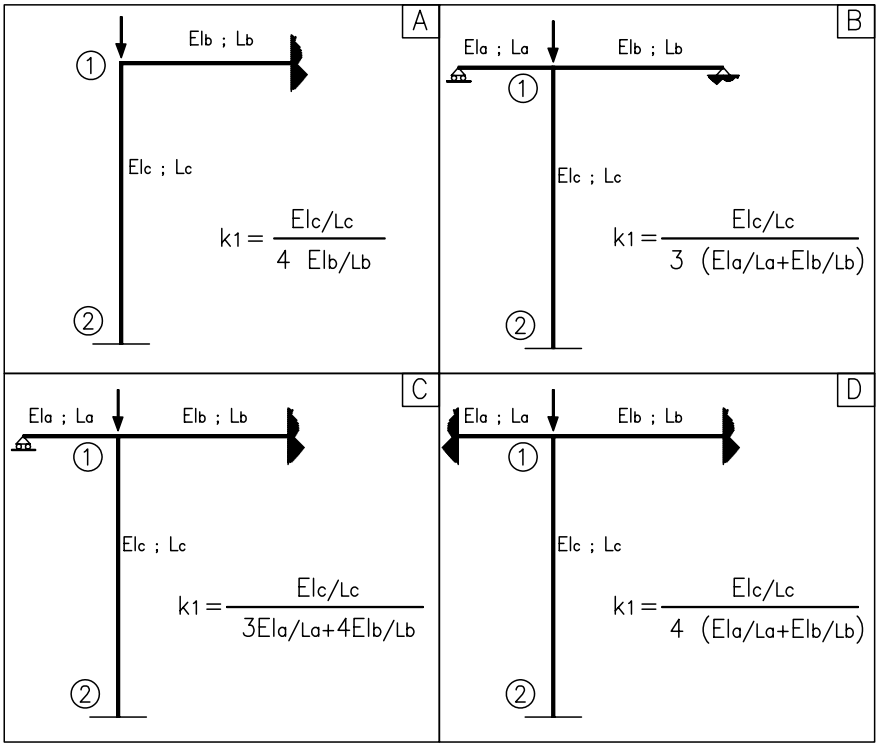


Figura 5.2 Determinazione della flessibilità *k* per alcuni schemi di vincolo.

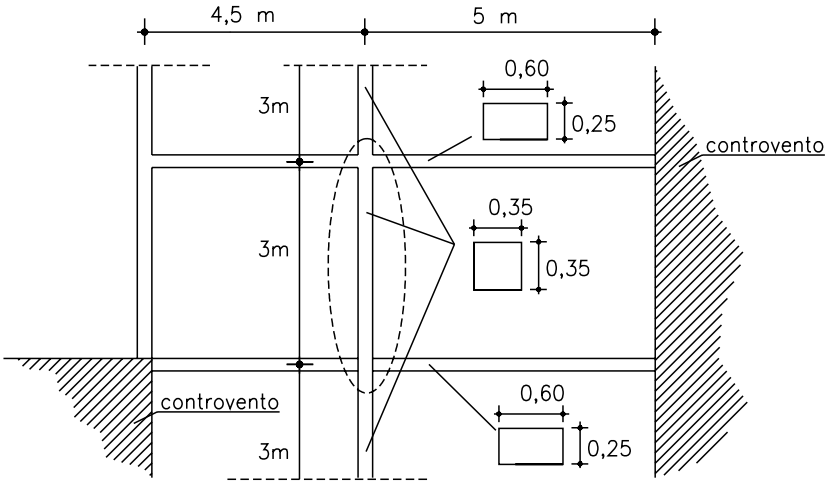


Figura 5.3 Calcolo della snellezza: geometria della struttura.

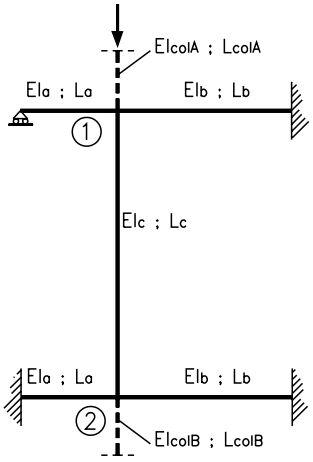


Figura 5.4 Calcolo delle flessibilità dei nodi superiore e inferiore del pilastro.

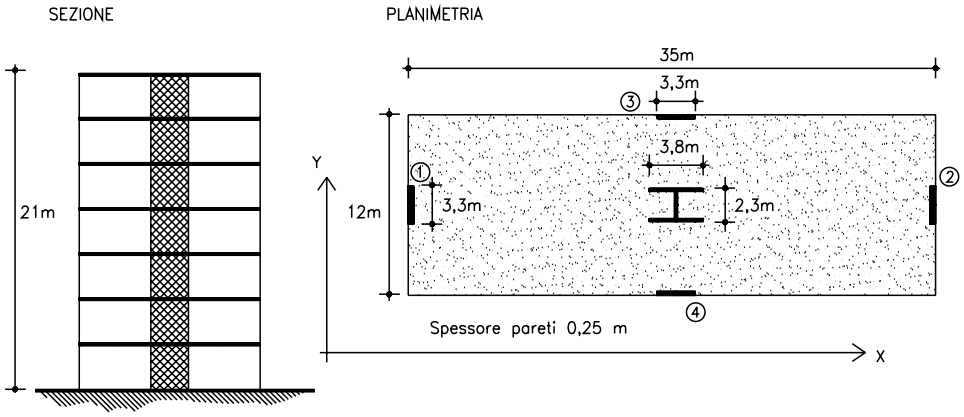


Figura 5.5 Schema strutturale dell'edificio.

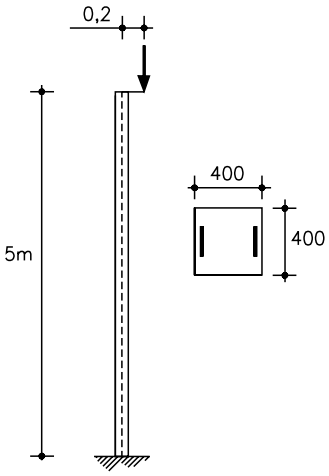


Figura 5.6 Esempio 1: schema della struttura.

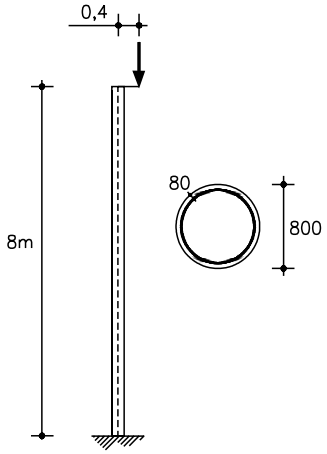


Figura 5.9 Esempio 2: schema della struttura.

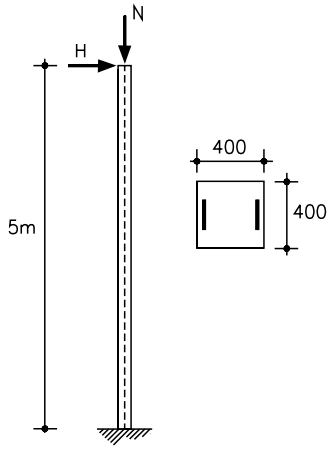


Figura 5.10 Esempio 3: schema della struttura.

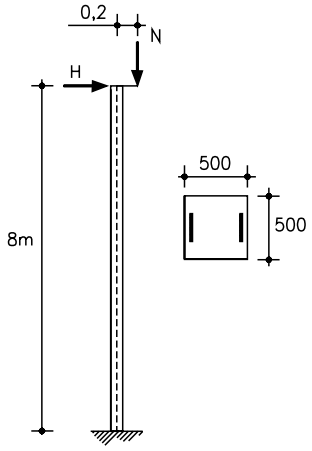


Figura 5.13 Esempio 4: schema della struttura.

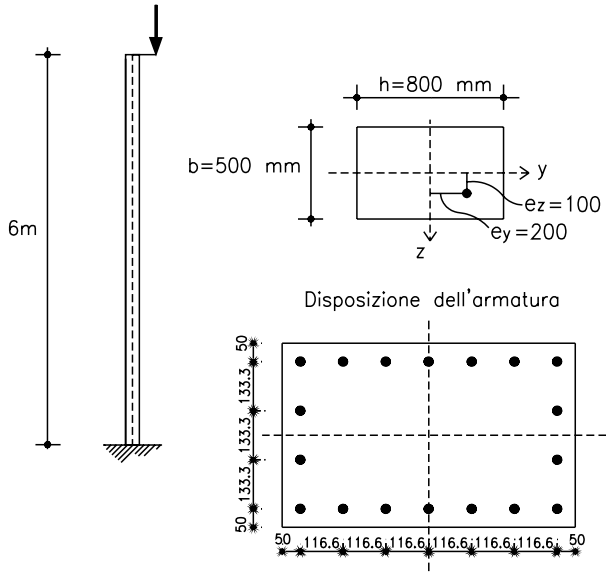


Figura 5.14 Esempio 5: schema della struttura e disposizione dell'armatura.

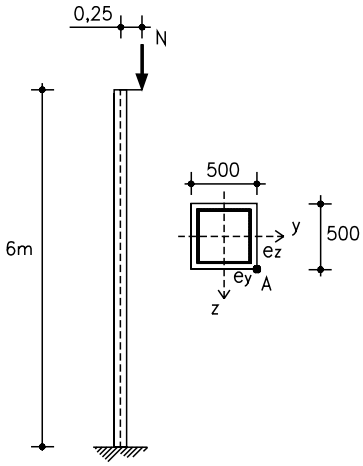


Figura 5.15 Esempio 6: schema della struttura.

6

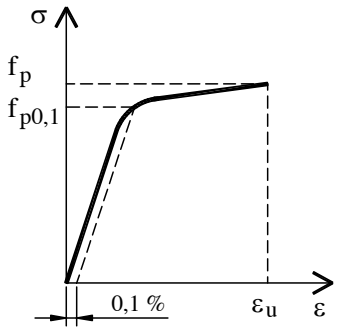


Figura 6.1 Diagramma tensioni–deformazioni tipico per acciai da precompressione.

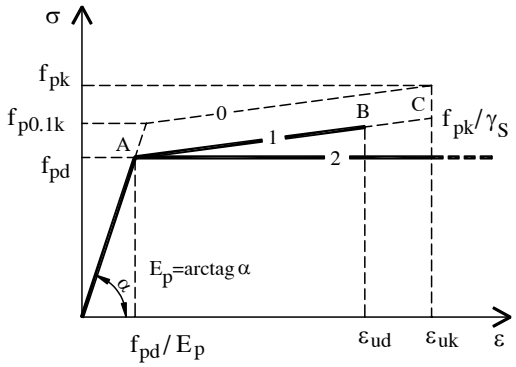


Figura 6.2 Diagramma tensioni–deformazioni di progetto di un acciaio da precompressione.

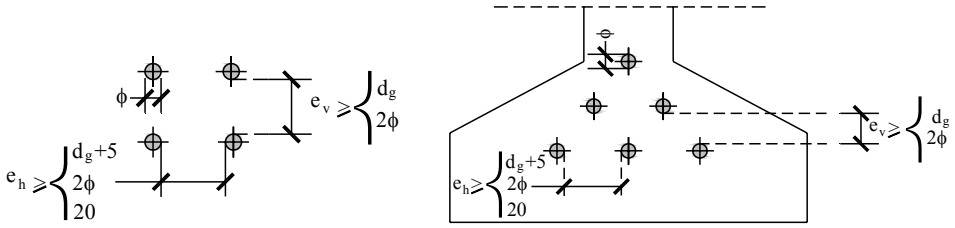


Figura 6.3 Minima distanza libera fra armature di precompressione pre-tese (d_g = diametro massimo degli inerti, ϕ = diametro delle armature) ([Figura 8.14]).

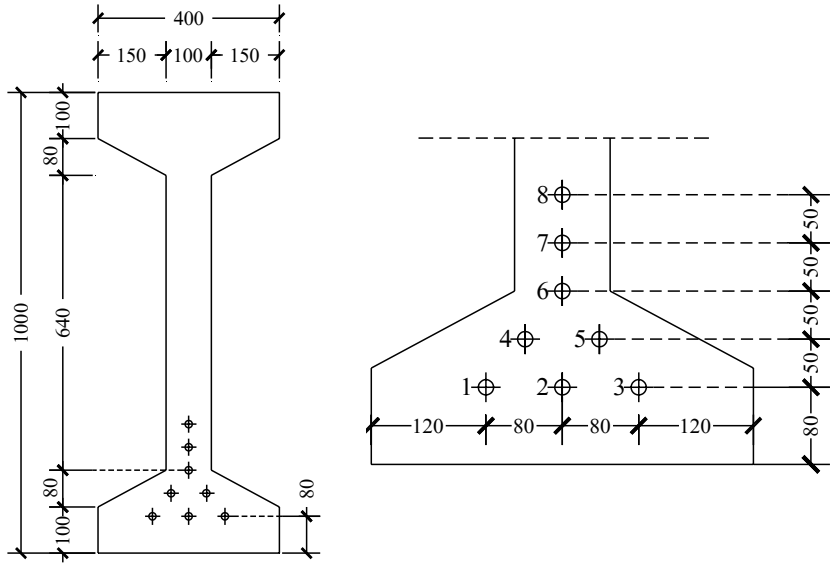


Figura 6.4 Sezione di trave con armature pre-tese con indicazione degli interassi tra i trefoli.

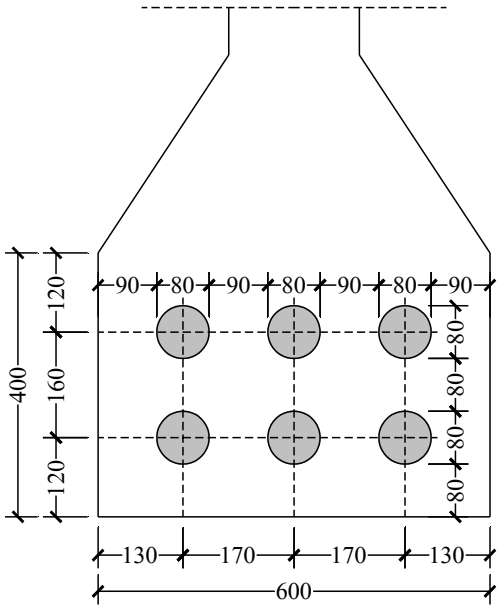


Figura 6.5 Disposizione di cavi con guaina di 80 mm di diametro esterno; il diametro massimo degli inerti è pari a 30 mm.

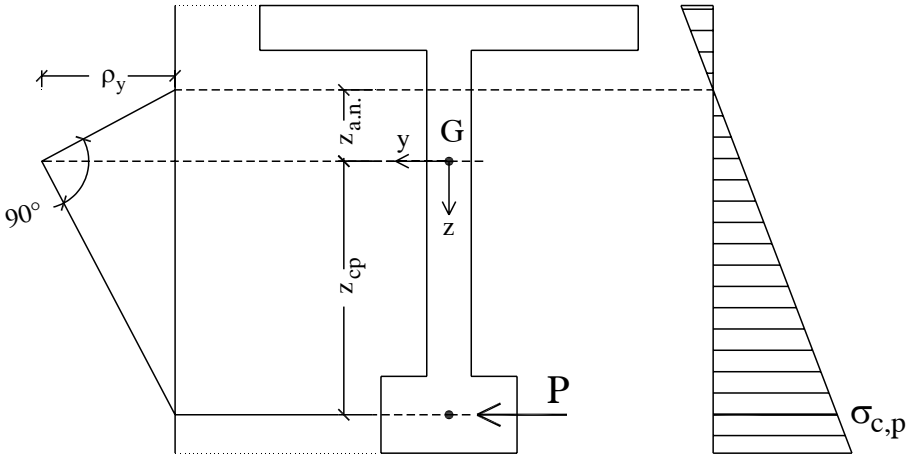


Figura 6.6 Andamento delle tensioni nel calcestruzzo prodotte dalla sola forza *P* di precompressione ($z_{cp} \cdot z_{a.n.} = \rho_y^2$ dove ρ_y è il raggio d'inerzia rispetto all'asse baricentrico y).

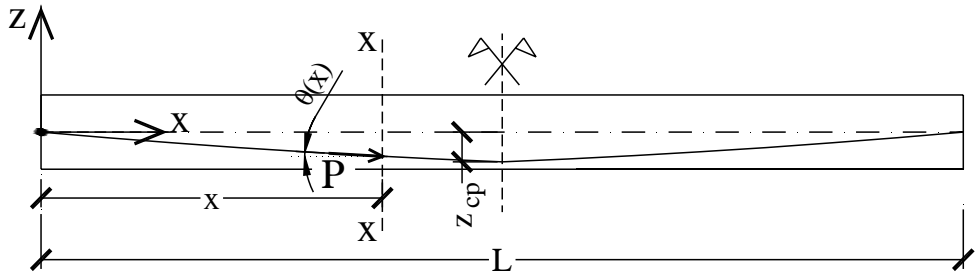


Figura 6.7 Forza di precompressione *P* indotta dal singolo cavo nella sezione di ascissa *x*.

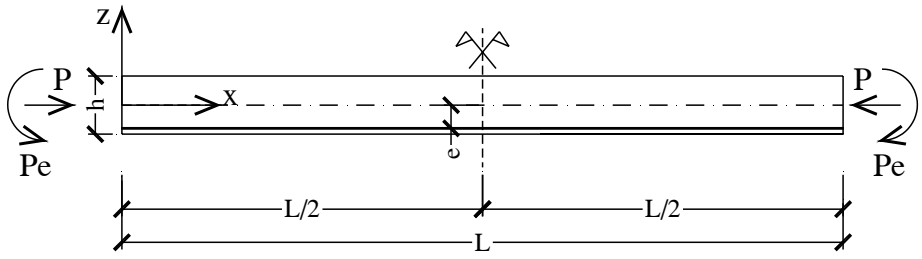


Figura 6.8 Cavo risultante con andamento rettilineo di eccentricità costante *e*.

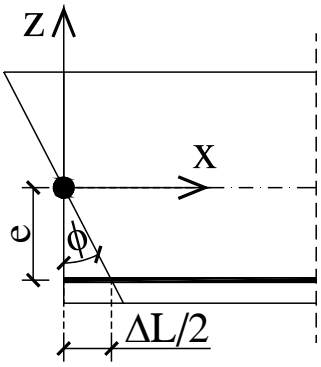


Figura 6.9 Rotazione della sezione iniziale e corrispondente accorciamento dei cavi.

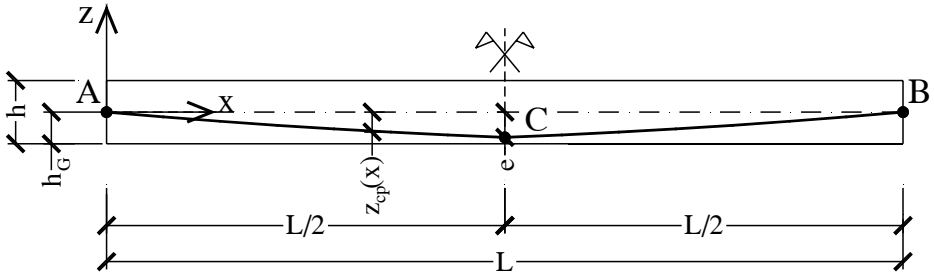


Figura 6.10 Cavo risultante con andamento parabolico ed ancoraggi posti in corrispondenza dei baricentri delle sezioni di estremità.

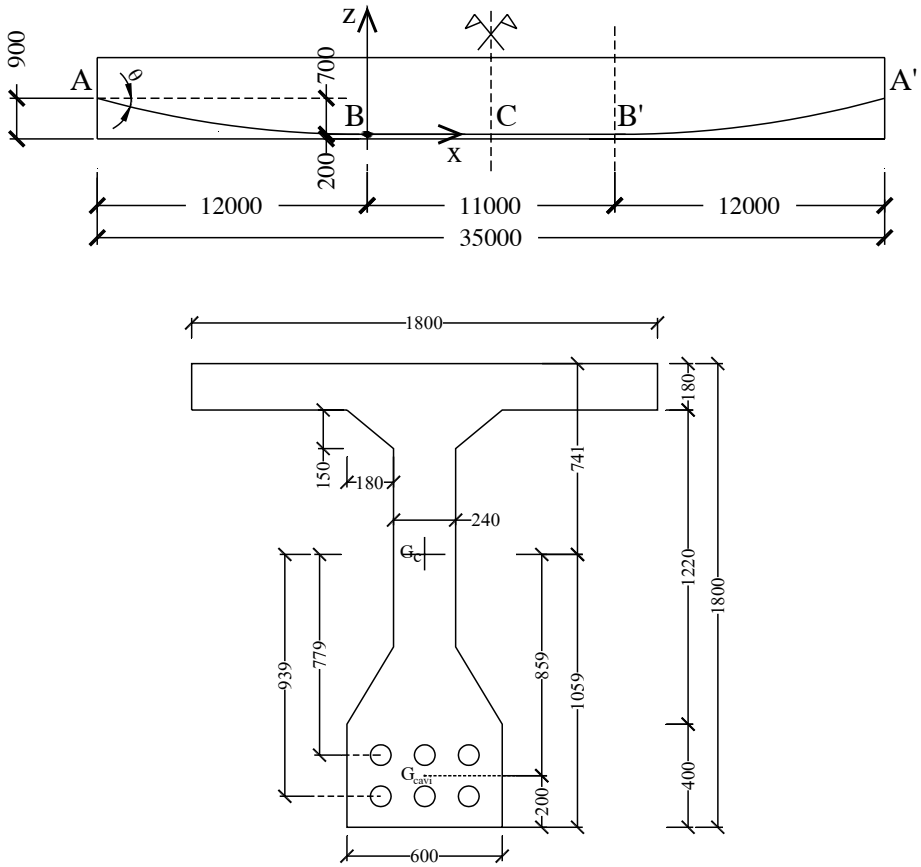


Figura 6.11 Sezione longitudinale e trasversale di trave con armature post-tese (quote in mm).

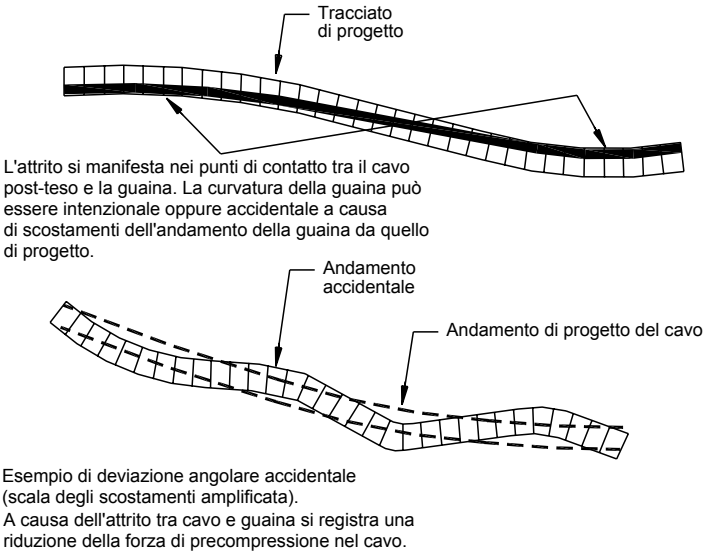


Figura 6.12 Deviazione accidentale della guaina rispetto al profilo di progetto.

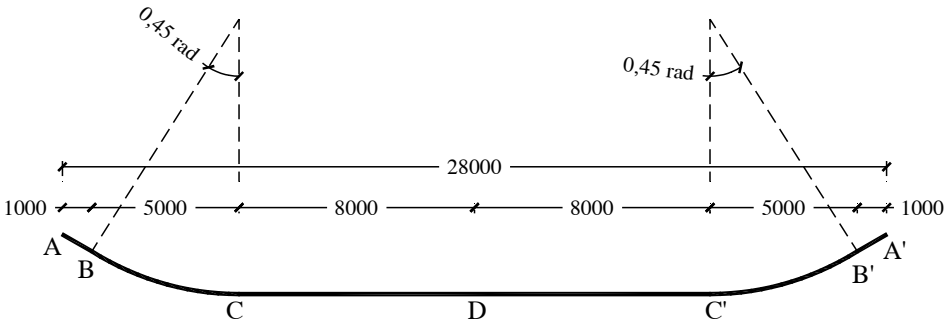


Figura 6.13 Cavo di precompressione simmetrico (quote in mm).

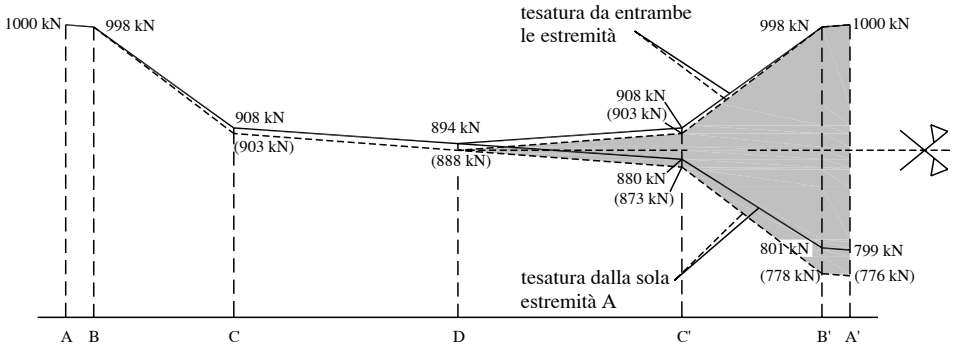


Figura 6.14 Perdite per attrito per messa in tensione da entrambe le estremità o dalla sola estremità sinistra; sono rappresentate sia le curve che si ottengono con l'espressione esponenziale (linee continue) sia quelle ottenute con l'espressione lineare approssimata (linee tratteggiate e valori racchiusi tra parentesi tonde).

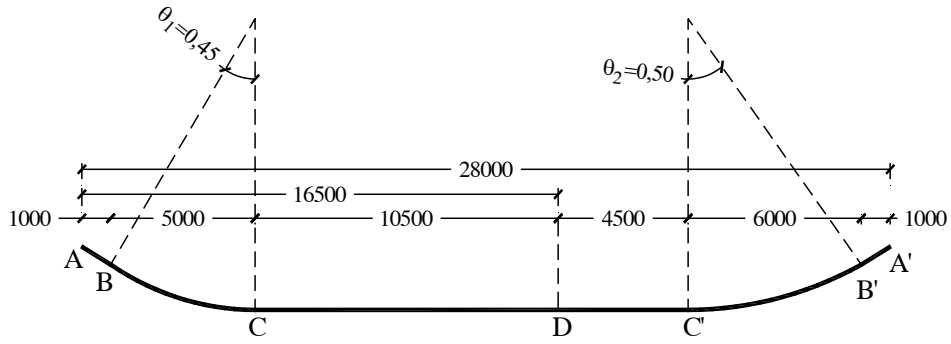


Figura 6.15 Cavo non simmetrico (quote in mm).

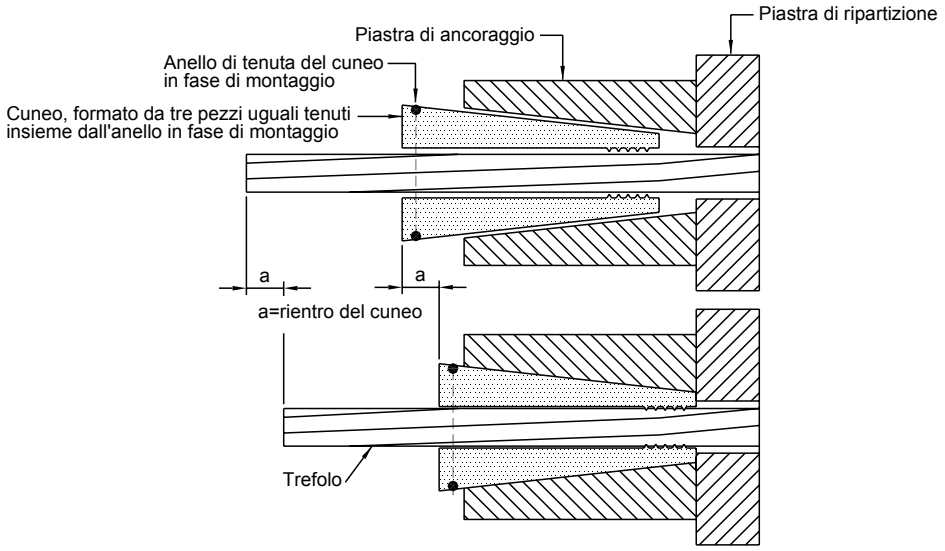


Figura 6.16 Rientro a di un dispositivo di ancoraggio: $a = 2 \div 6$ mm.

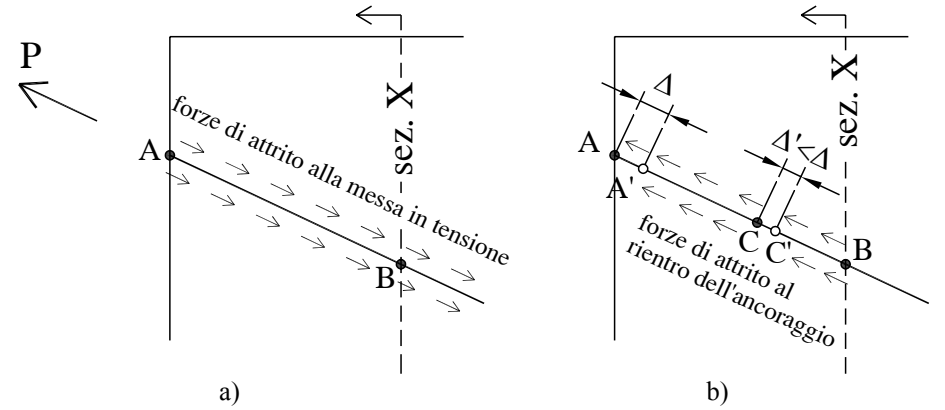


Figura 6.17 Andamento delle forze di attrito: (a) alla messa in tensione del cavo e (b) al rientro Δ dell'ancoraggio in A (la perdita di allungamento del cavo è smorzata dall'attrito con la guaina, cosicché il punto C subisce uno spostamento $\Delta' < \Delta$); il fenomeno è opposto a quello osservato durante le operazioni di tiro, con la differenza che esso interessa solo un tratto iniziale AB del cavo.

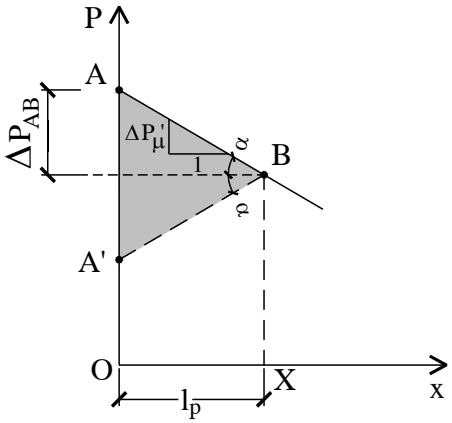


Figura 6.18 Tratto interessato dal rientro dell'ancoraggio (le rette AB e A′B sono simmetriche rispetto all'asse orizzontale passante per B; $\Delta P_{\mu}'$ = perdita per attrito per unità di lunghezza).

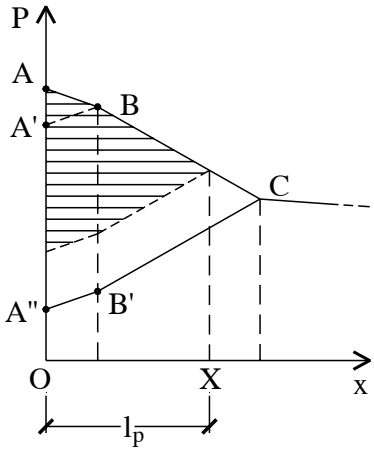


Figura 6.19 Calcolo delle aree per la determinazione del tratto interessato dal rientro dell'ancoraggio.

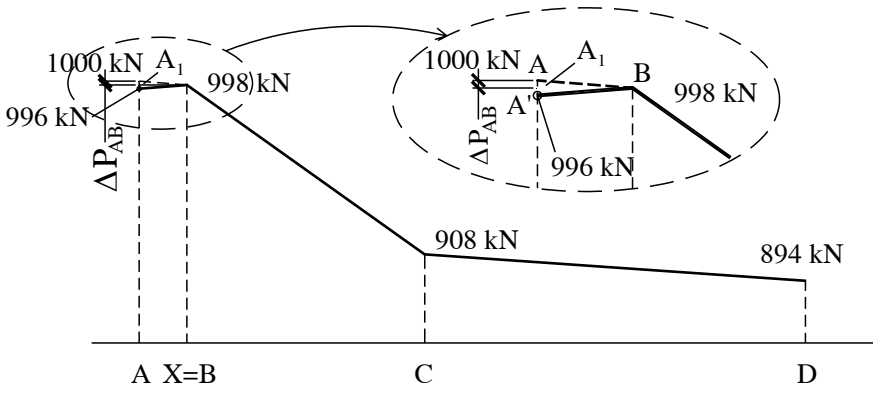


Figura 6.20 Andamento dello sforzo di pretensione nell'ipotesi che la sezione X coincida con la sezione B (la linea tratteggiata rappresenta l'andamento di $P(x)$ nel tratto AB in assenza di rientro degli ancoraggi).

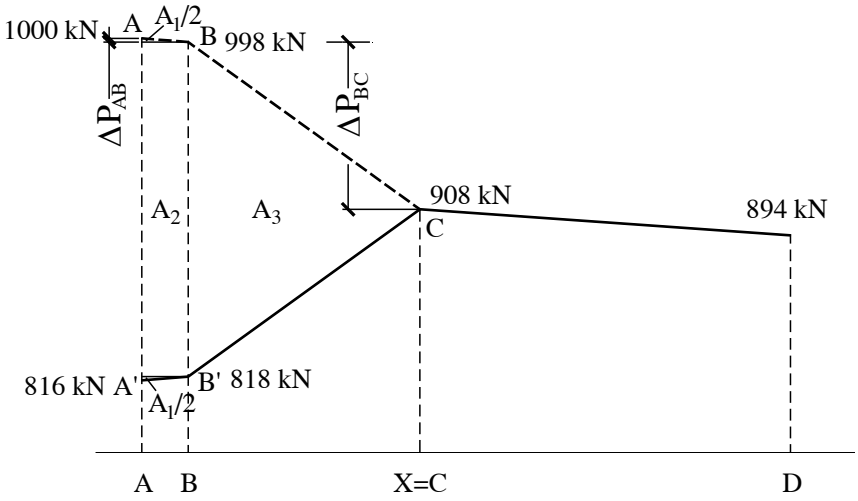


Figura 6.21 Andamento dello sforzo di pretensione nell'ipotesi che la sezione X coincida con la sezione C (le linee tratteggiate rappresentano l'andamento di $P(x)$ nel tratto AC in assenza di rientro degli ancoraggi).

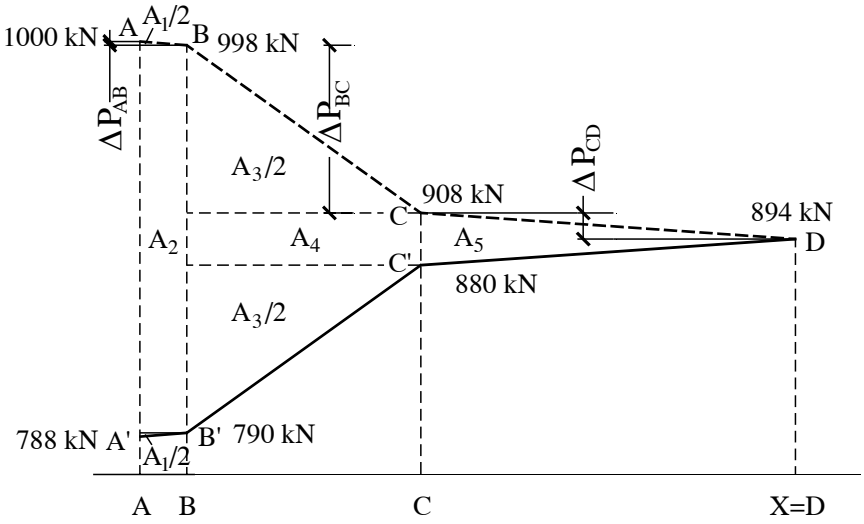


Figura 6.22 Andamento dello sforzo di pretensione nell'ipotesi che la sezione X coincida con la sezione D (le linee tratteggiate rappresentano l'andamento di $P(x)$ in assenza di rientro degli ancoraggi).

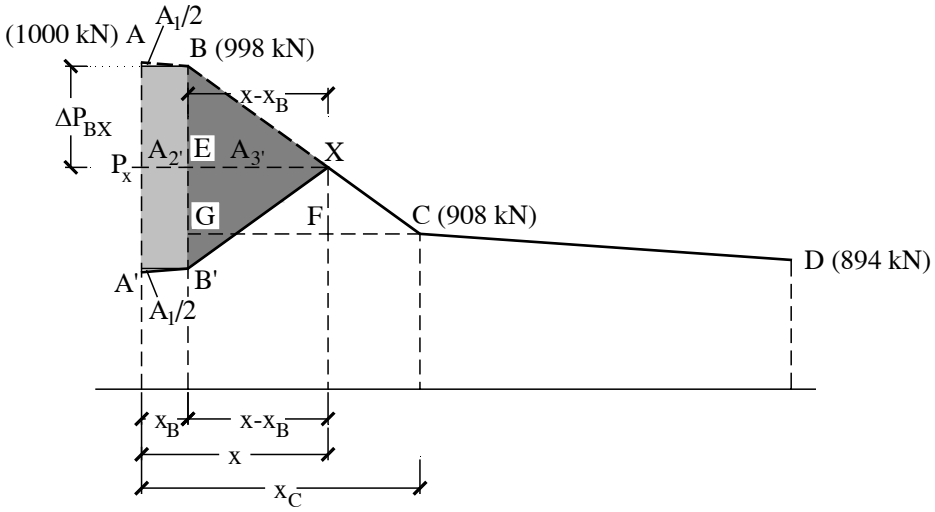


Figura 6.23 Aree relative all'effettiva posizione della sezione X.

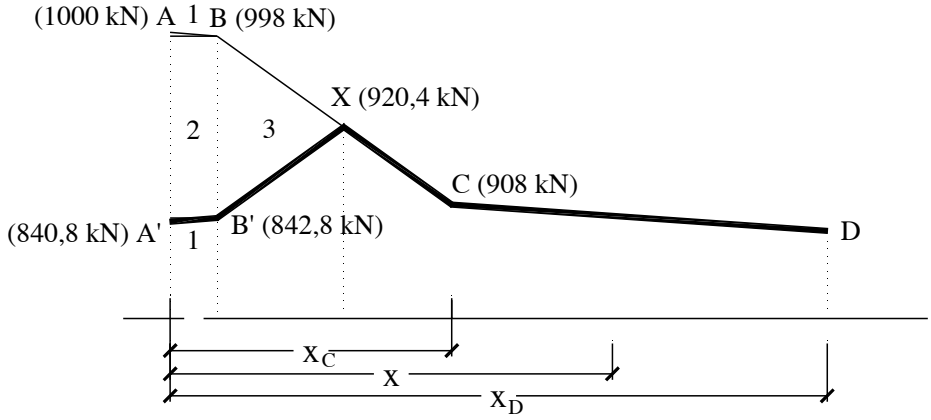


Figura 6.24 Andamento dello sforzo di precompressione scontate le perdite per attrito e per rientro dei dispositivi di ancoraggio.

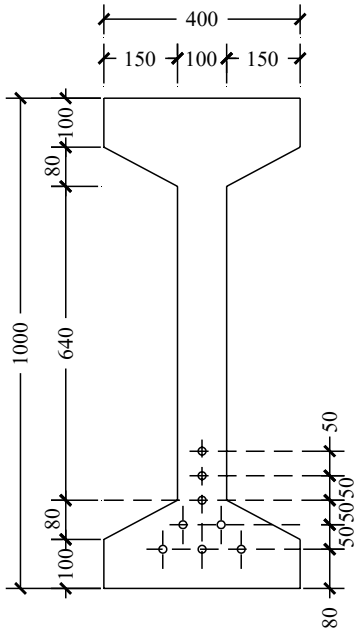


Figura 6.25 Sezione trave ad armature pre-tese.

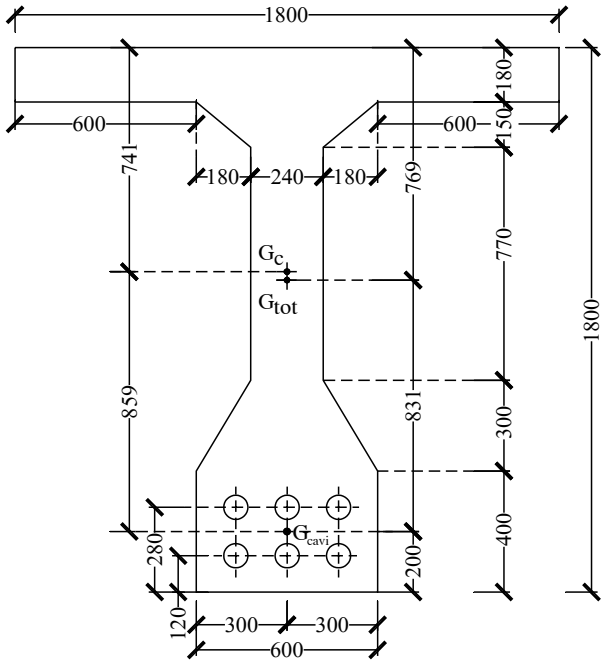


Figura 6.26 Sezione trave con armature post-tese.

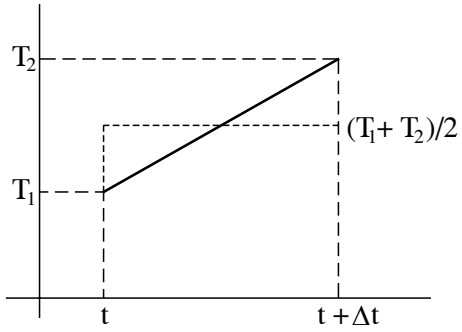
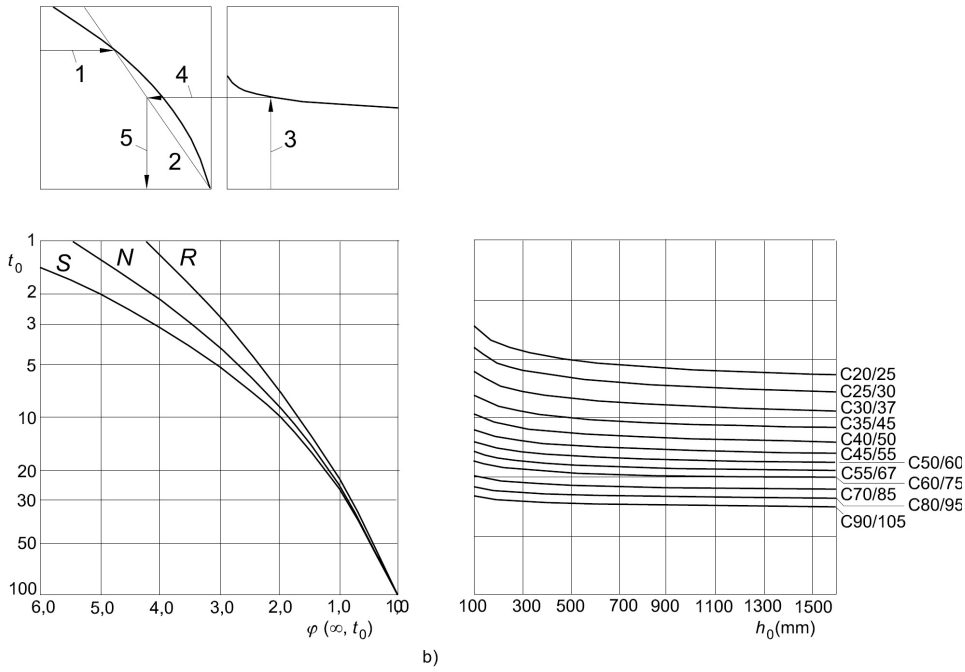


Figura 6.27 Ciclo termico con variazione lineare della temperatura da T_1 a T_2 nell'intervallo di tempo Δt.



Nota:
- il punto d'intersezione tra le linee 4 e 5 può anche essere al di sopra del punto 1.
- per t_0 > 100 è sufficientemente accurato assumere t_0 = 100 (e utilizzare la linea tangente).

Figura 6.28 Grafico per il calcolo del coefficiente di viscosità per RH = 50 % [Figura 3.1].

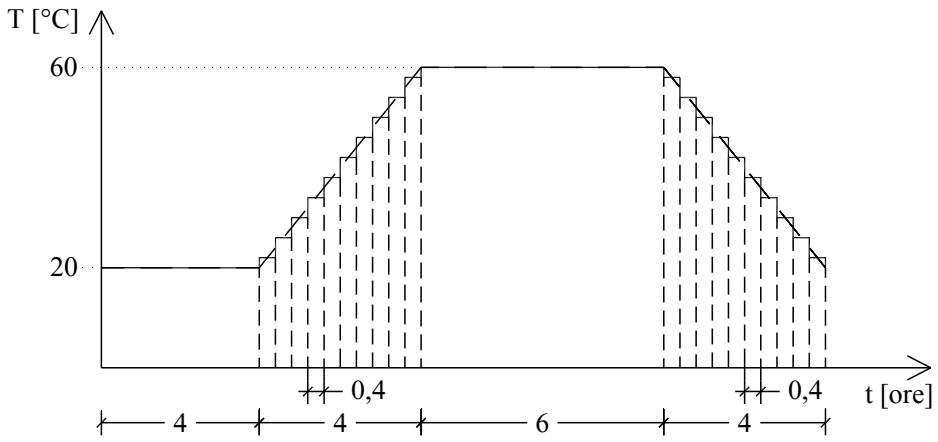


Figura 6.29 Approssimazione dei tratti inclinati del ciclo termico con tratti a temperatura costante.

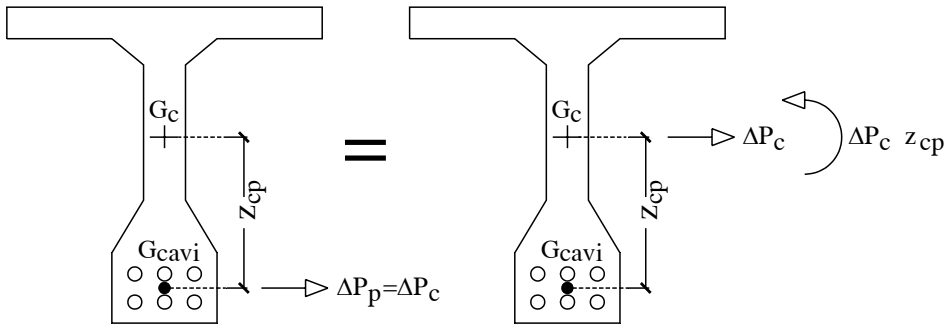


Figura 6.30 Riduzione ΔP_c della forza di precompressione (la riduzione di tensione di compressione nel calcestruzzo a livello del baricentro dei cavi si calcola facilmente una volta trasportata la forza ΔP_c nel baricentro della sezione ed aggiunto il momento di trasporto $\Delta P_p\, z_{cp}$).

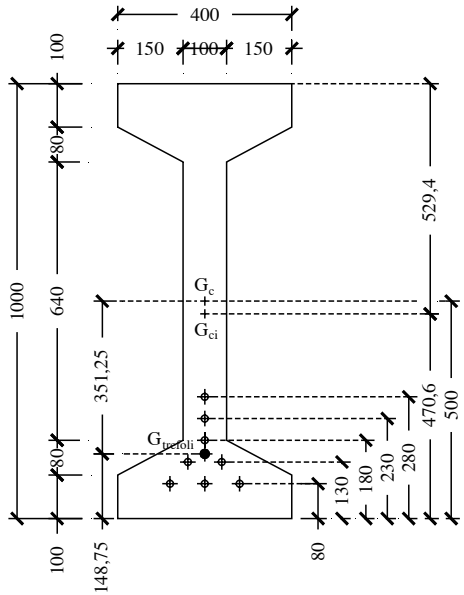


Figura 6.31 Sezione della trave ad armature pre-tese dell'Esempio 19 (G_c: baricentro geometrico, G_{ci}: baricentro della sezione ideale omogeneizzata a calcestruzzo).

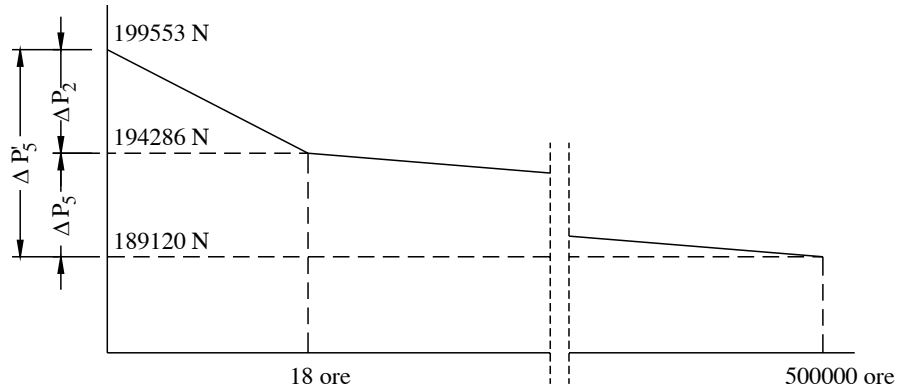


Figura 6.32 Perdita per rilassamento in ogni trefolo a 18 e a 500000 ore.

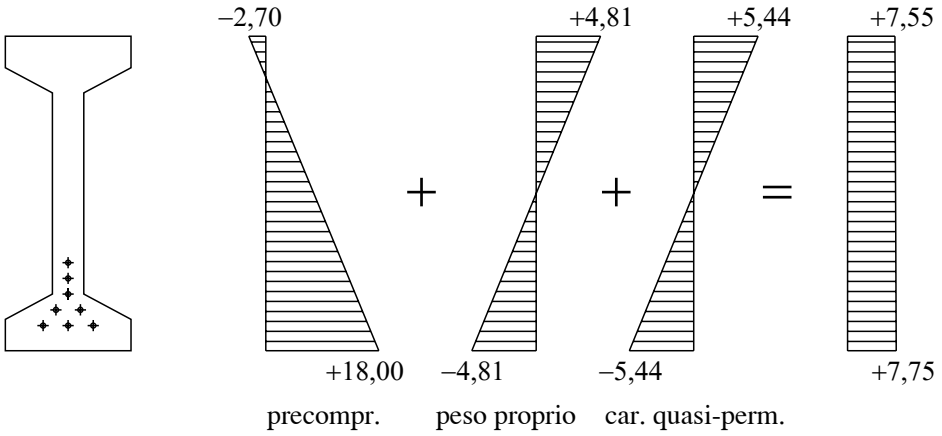


Figura 6.33 Andamento delle tensioni normali nel calcestruzzo (valori positivi = tensioni di compressione).

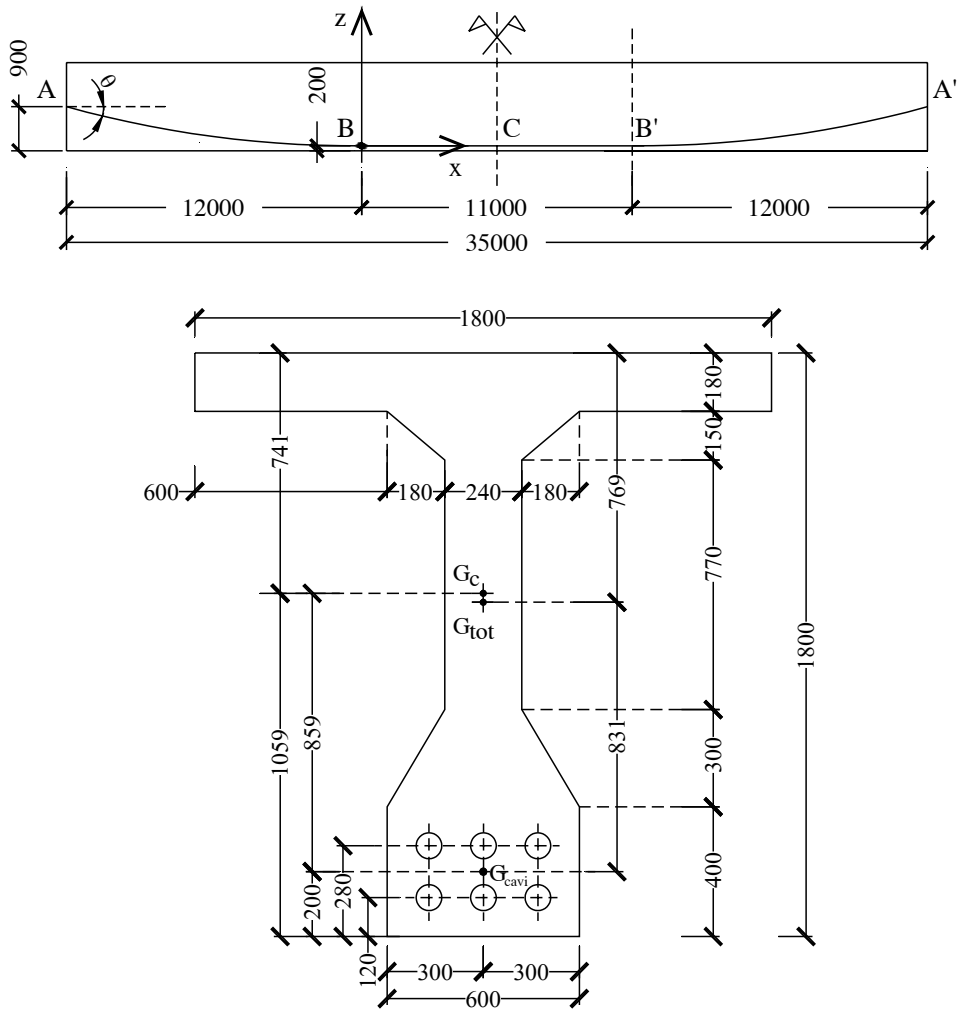


Figura 6.34 Trave con armature post-tese: andamento del cavo risultante e sezione trasversale in mezzeria, dove sono indicati i baricentri della sezione geometrica (G_{tot}), della sezione depurata dell'area delle guaine (G_c) e dei cavi (G_{cavi}).

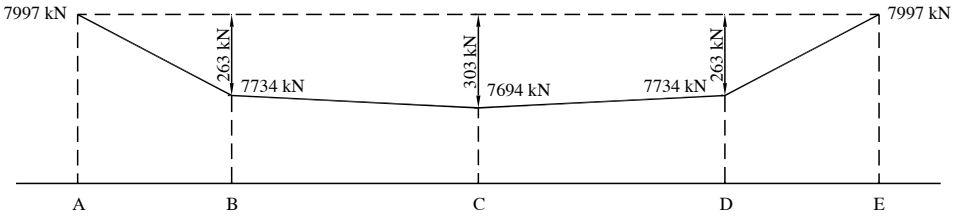


Figura 6.35 Andamento dello sforzo di precompressione, avendo già tenuto conto della perdita per attrito per tesatura da entrambe le estremità.

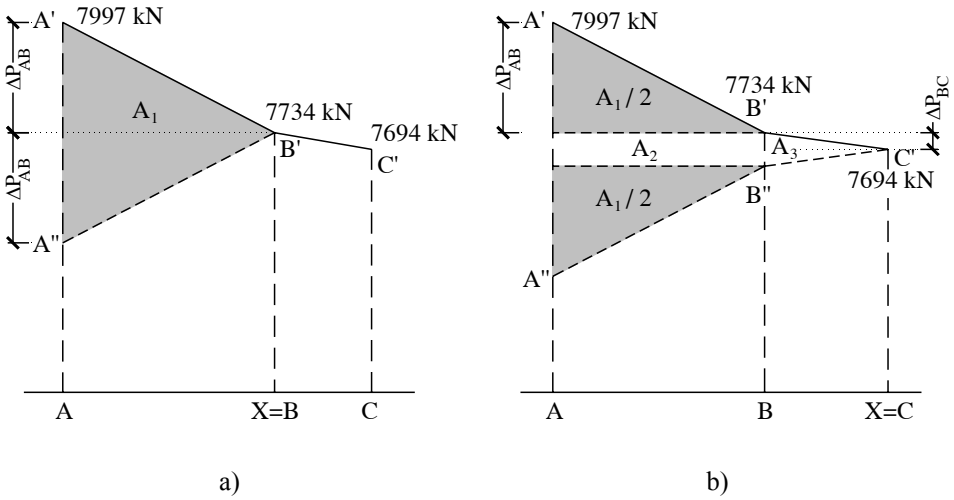


Figura 6.36 Calcolo delle aree sottese dal diagramma dello sforzo di precompressione: a) sezione X coincidente con la sezione B, b) sezione X coincidente con la sezione C.

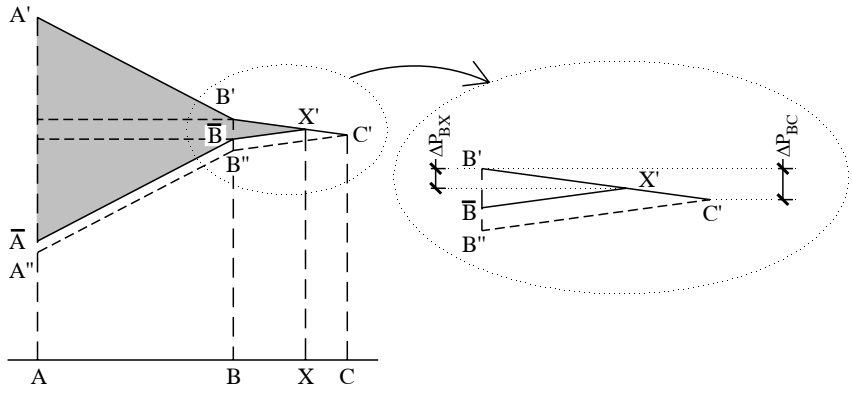


Figura 6.37 Calcolo delle aree relative all'effettiva posizione della sezione X.

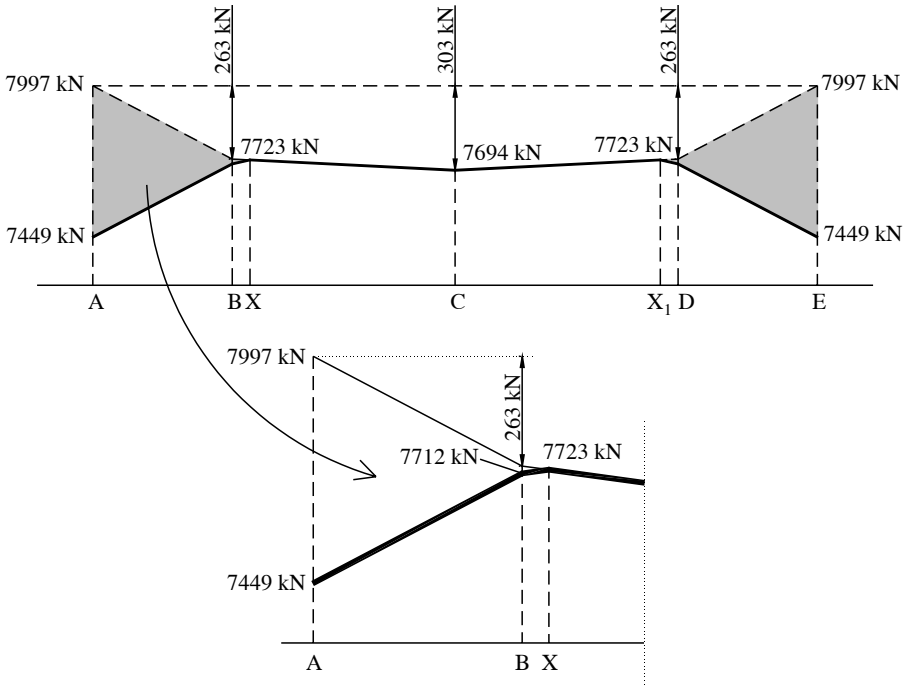


Figura 6.38 Andamento dello sforzo di precompressione, scontate le perdite per attrito e per rientro dei dispositivi di ancoraggio.

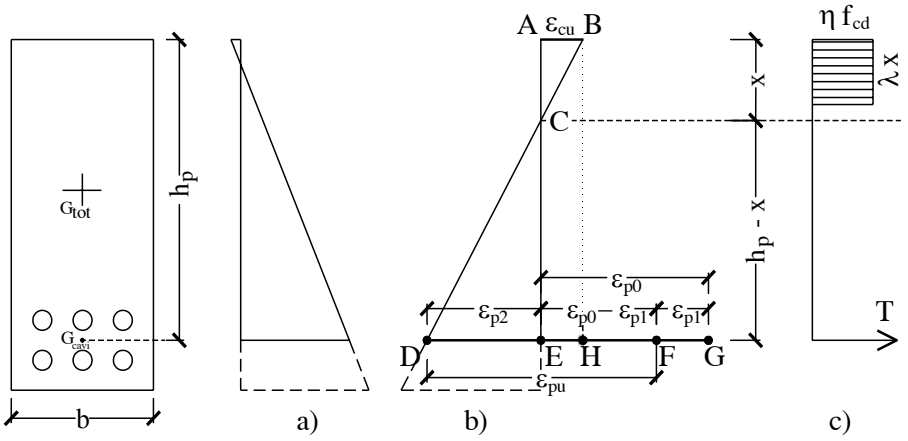


Figura 6.39 Sezione in c.a.p. ad armature aderenti: a) Deformazioni indotte dalla precompressione (ε_{p0}) e dai carichi permanenti (ε_{p1}), b) Deformazione al collasso (ε_{p2}), c) blocco delle compressioni ("*stress-block*") sul calcestruzzo e risultante delle forze di trazione nei cavi.

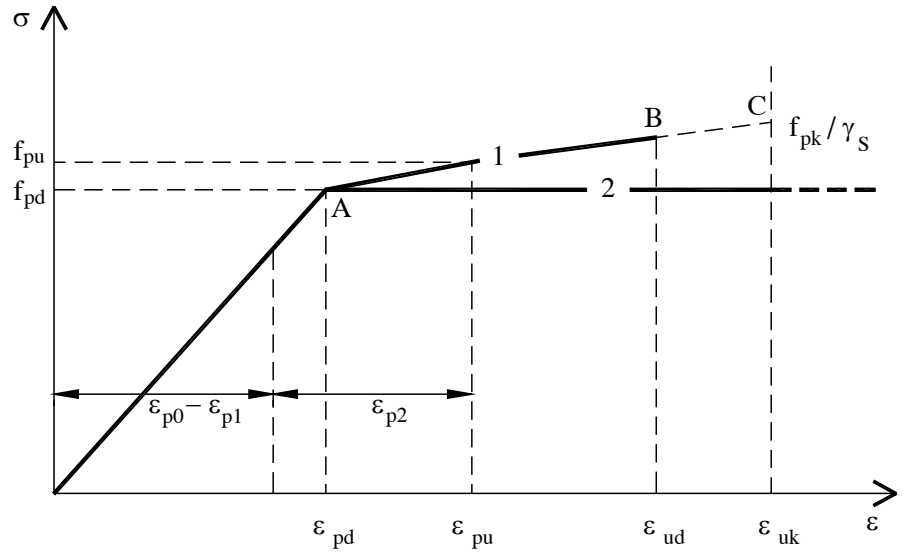


Figura 6.40 Diagramma σ–ε con indicazione delle deformazioni ($\varepsilon_{p0} - \varepsilon_{p1}$) ed ε_{p2}.

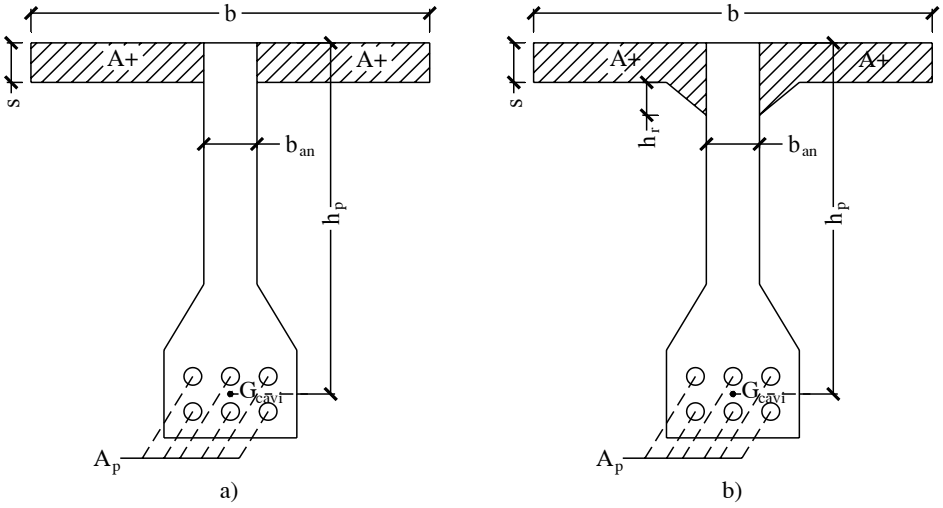


Figura 6.41 Sezione precompressa a T; il tratteggio evidenzia l'area A^+ da considerare nel calcolo di ω^*_p: a) senza raccordi tra anima e piattabanda, b) con raccordi.

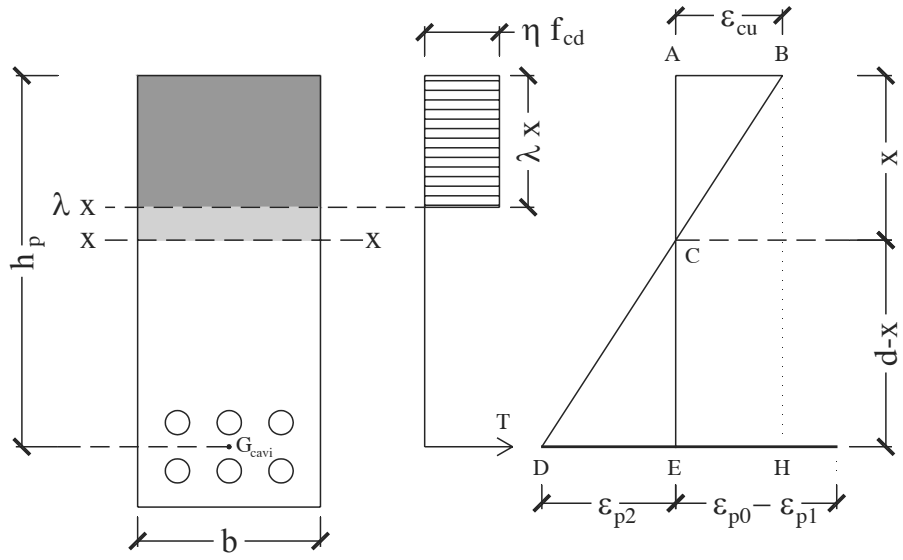


Figura 6.42 Diagramma tensioni e deformazioni a rottura di una sezione rettangolare precompressa.

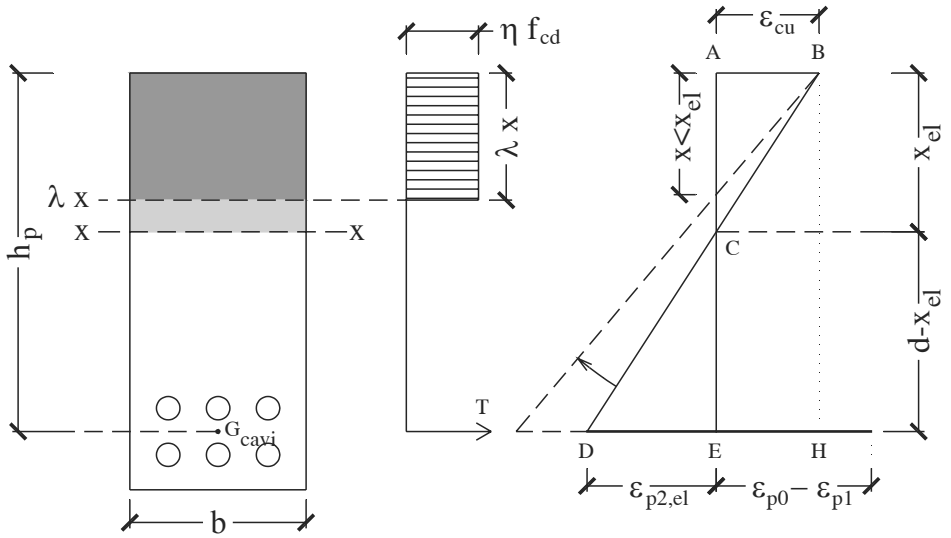


Figura 6.43 Posizione x_{el} dell'asse neutro corrispondente alla deformazione limite elastica dell'acciaio da precompressione e posizione x dell'asse neutro per $\omega_p < \omega_{p,el}$.

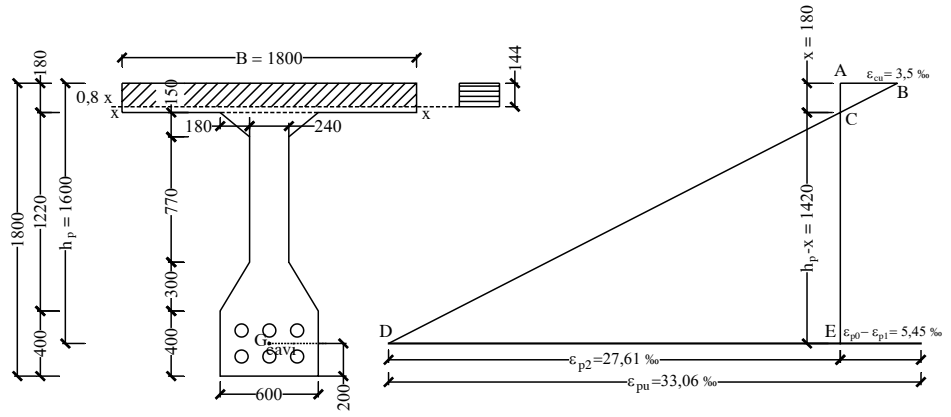


Figura 6.44 Posizione dell'asse neutro di primo tentativo.

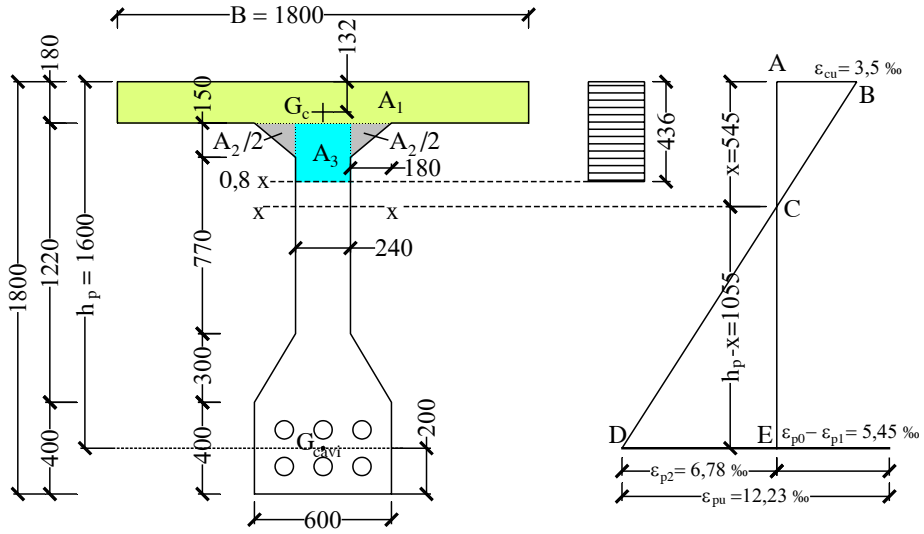


Figura 6.45 Posizione dell'asse neutro a rottura.

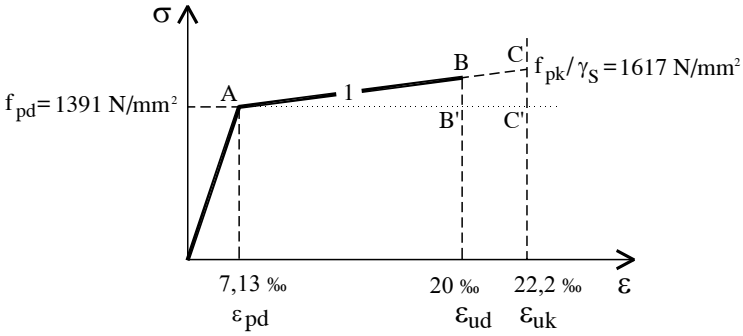


Figura 6.46 Diagramma elastico – incrudente per l'acciaio da precompressione.

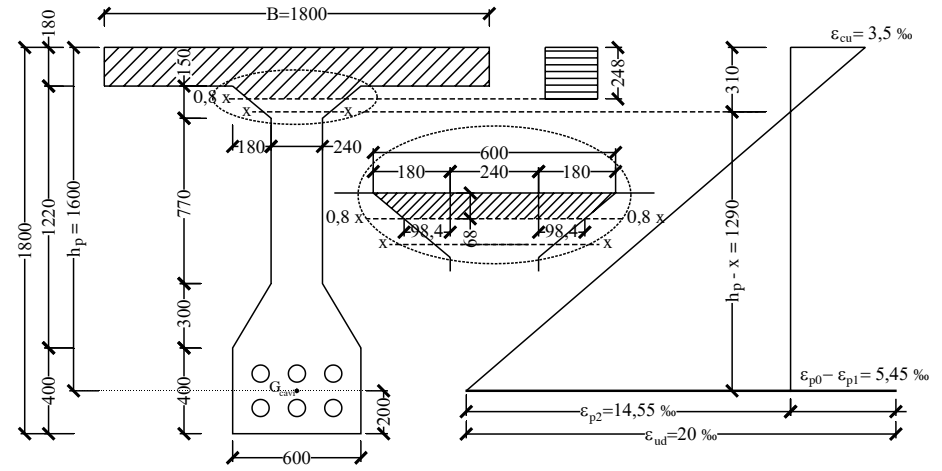


Figura 6.47 Posizione dell'asse neutro a rottura per raggiungimento contemporaneo delle deformazioni ultime nel calcestruzzo e nell'acciaio da precompressione.

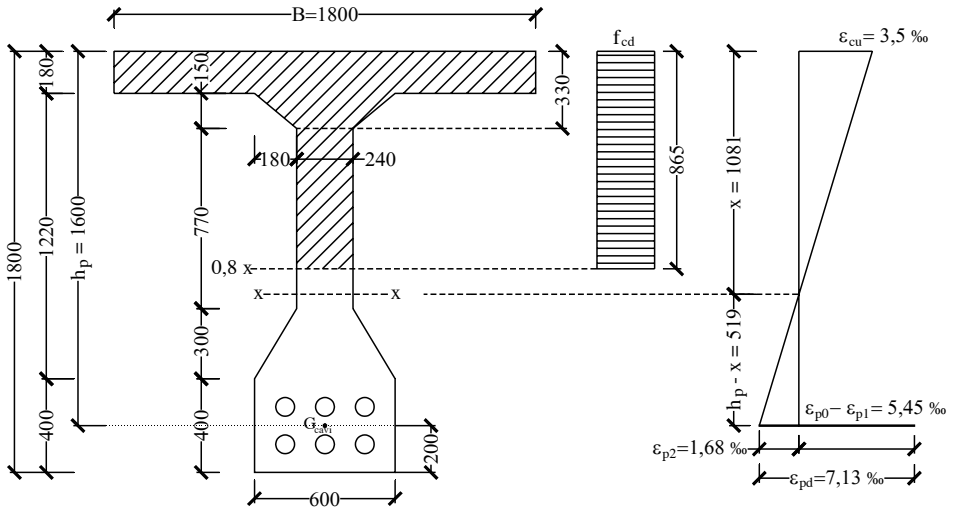


Figura 6.48 Posizione dell'asse neutro a rottura per raggiungimento della deformazione ultima nel calcestruzzo e di quella al limite di elasticità nell'acciaio da precompressione.

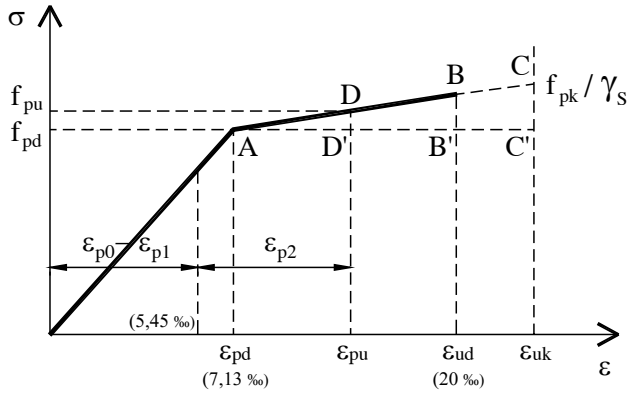


Figura 6.49 Diagramma σ–ε con indicazione della deformazione ε_{pu} e della tensione associata f_p.

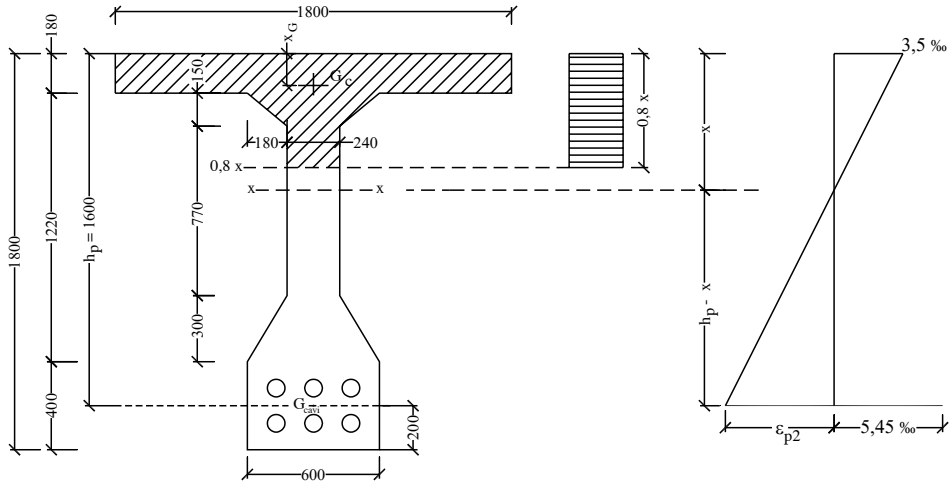


Figura 6.50 Posizione dell'asse neutro a rottura per raggiungimento della deformazione ultima nel calcestruzzo.

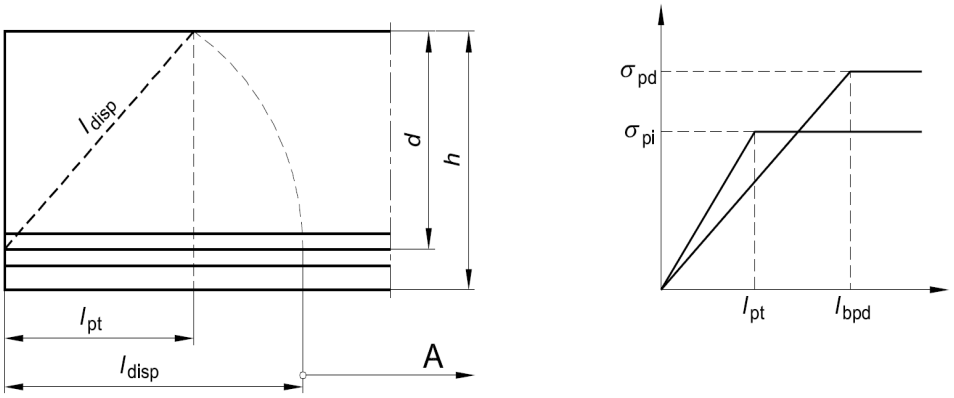


Figura 6.51 Trasferimento della precompressione in elementi pre-tesi; parametri di lunghezza per armature pre-tese (*d* è la distanza del baricentro delle armature pre-tese dal lembo superiore, A: distribuzione lineare delle tensioni nella sezione dell'elemento) [Fig. 8.16].

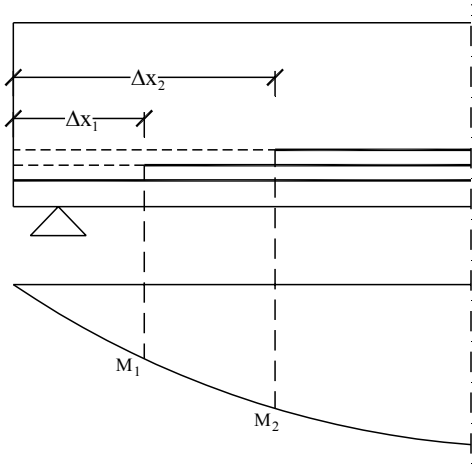


Figura 6.52 Armature inguainate nel tratto iniziale della trave.

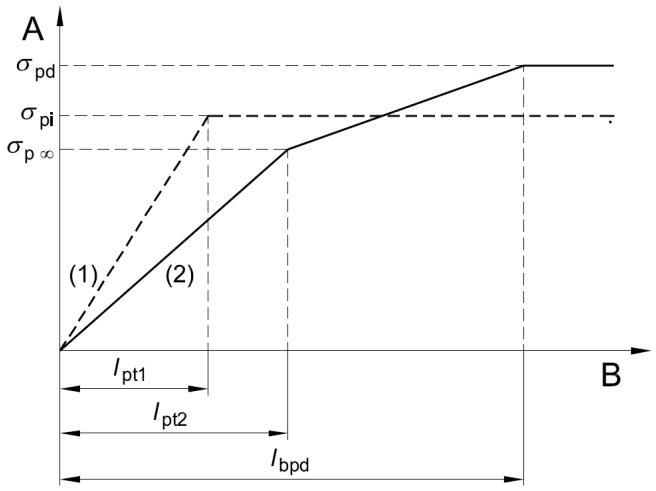
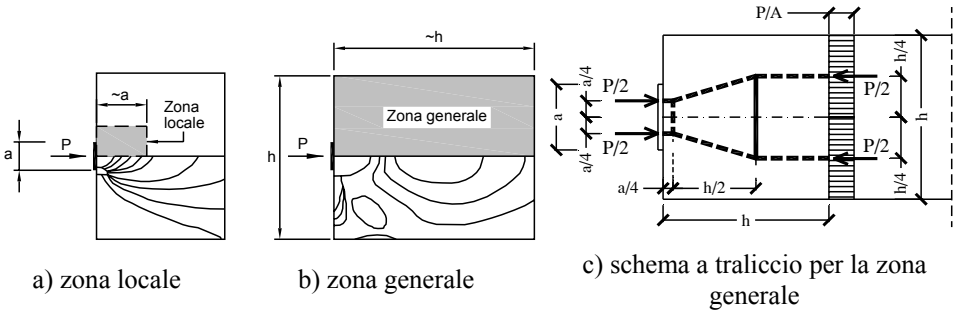


Figura 6.53 Tensioni nella zona di ancoraggio di elementi pre-tesi: (1) al rilascio delle armature, (2) allo stato limite ultimo (A = tensione nell'armatura da precompressione, B = distanza dall'estremità) [Figura 8.17].



a) zona locale b) zona generale c) schema a traliccio per la zona generale

Figura 6.54 Zona locale e zona generale in un ancoraggio di un cavo post-teso.

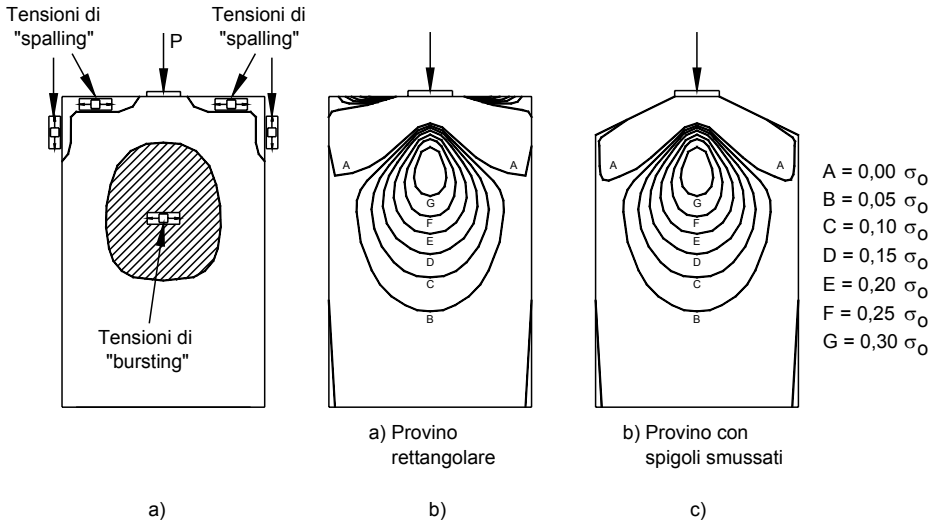


Figura 6.55 Tensioni di *spalling* in presenza di un solo cavo di precompressione in posizione centrata (Burdet, 1990): a) evidenziazione delle zone soggette a tensioni di *spalling* o a tensioni di "bursting", b) andamento della tensione σ_0 ortogonale al cavo in presenza delle zone laterali di calcestruzzo, (c) andamento di σ_0 in assenza di queste zone.

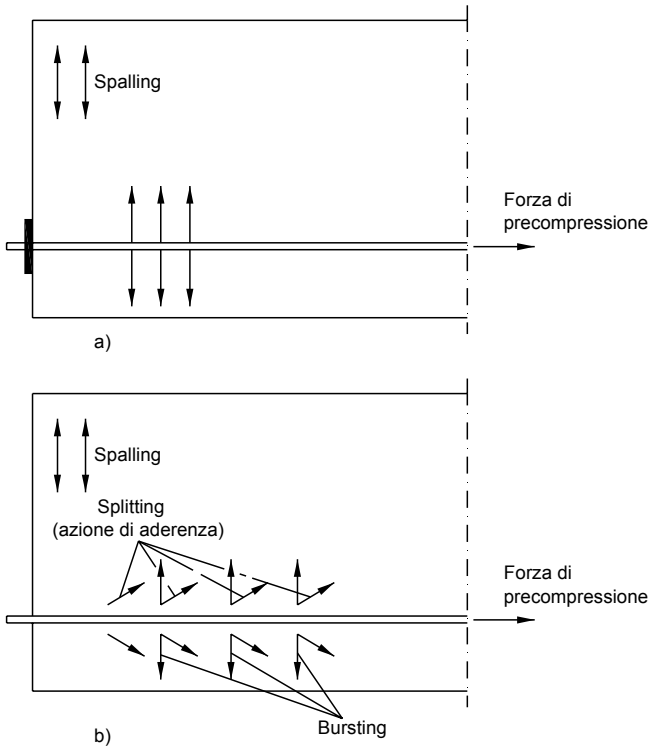


Figura 6.56 Tensioni di "spalling" in presenza di una forza di precompressione eccentrica (Model Code 1990).

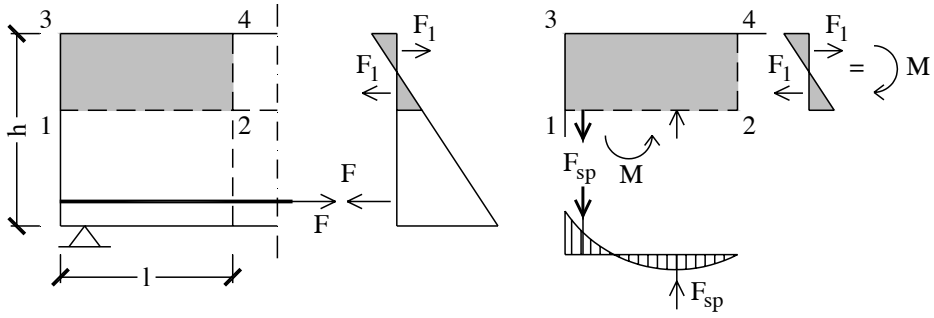
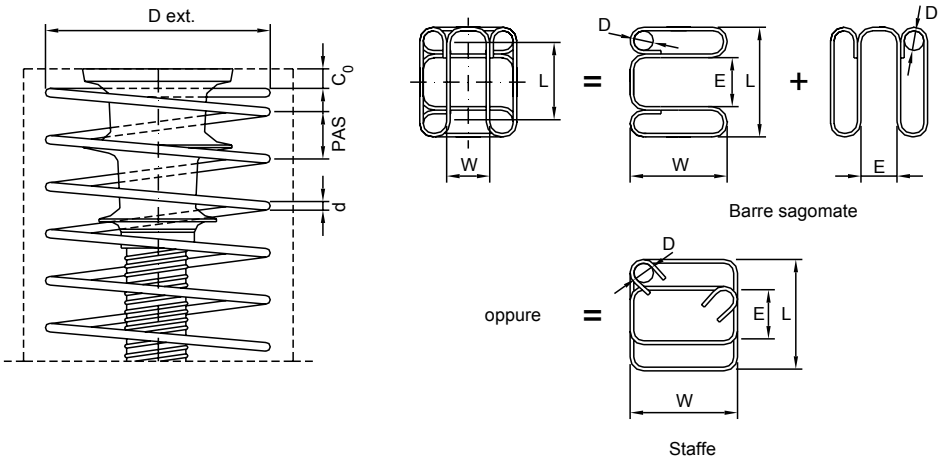
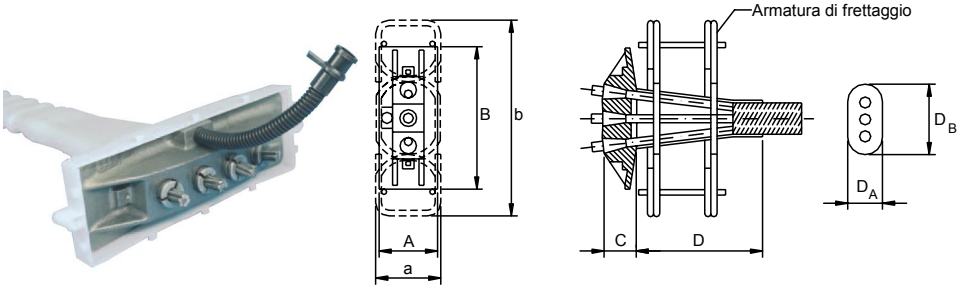


Figura 6.57 Tensioni di "spalling" in presenza di una forza di precompressione eccentrica (Model Code 1990).



a)



b)

Figura 6.58 Esempi di armature di frettaggio nella zona locale di un cavo post-teso: a) per una sezione alta (trave), b) per una sezione sottile (piastra).

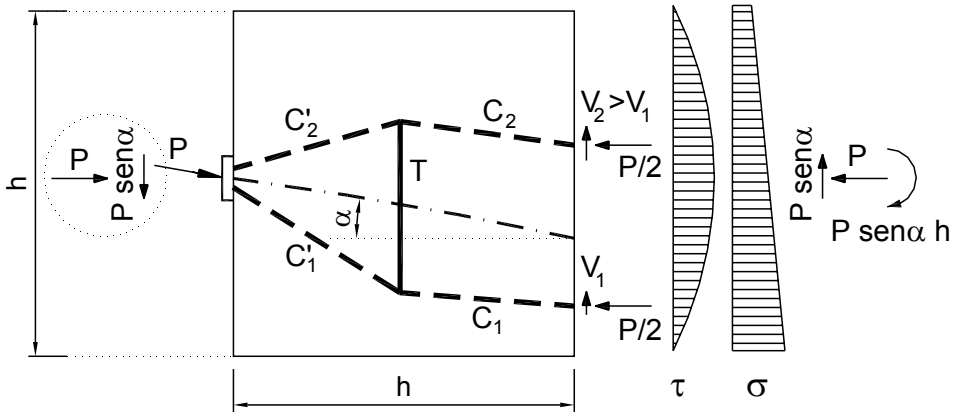


Figura 6.59 Modello S&T per la zona di ancoraggio di un cavo inclinato con eccentricità nulla ed inclinazione α; i puntoni C_1 e C_2 hanno inclinazioni diverse perché le forze trasversali V_1 e V_2 sono assegnate ad ognuno dei due puntoni sulla base della distribuzione parabolica degli sforzi tangenziali (linee tratteggiate = puntoni, linee continue=tiranti).

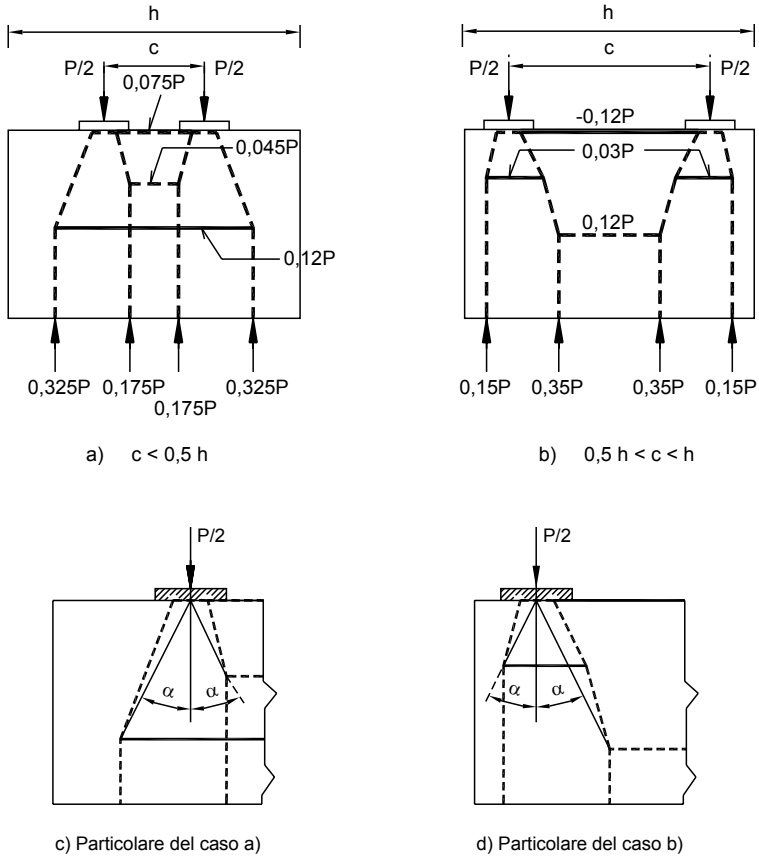


Figura 6.60 Modelli S&T per due ancoraggi disposti simmetricamente costruiti sulla base delle linee isostatiche ricavate dall'analisi elastica in fase non fessurata: a) $c < 0{,}5\,h$, b) $0{,}5\,h < c < h$, dove c è l'interasse tra gli ancoraggi e h l'altezza della sezione (linee tratteggiate = puntoni, linee continue=tiranti).

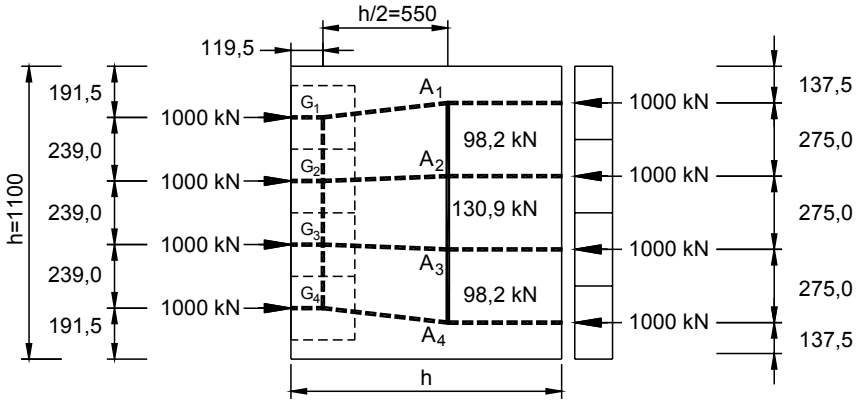


Figura 6.61 Esempio di modello S&T di un ancoraggio multiplo (4 cavi) (linee tratteggiate = puntoni, linee continue=tiranti).

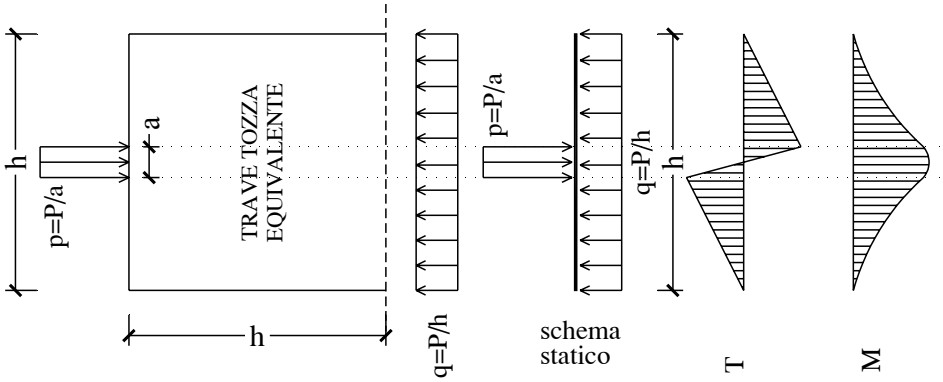


Figura 6.62 Trave tozza equivalente per ancoraggio singolo in posizione centrata.

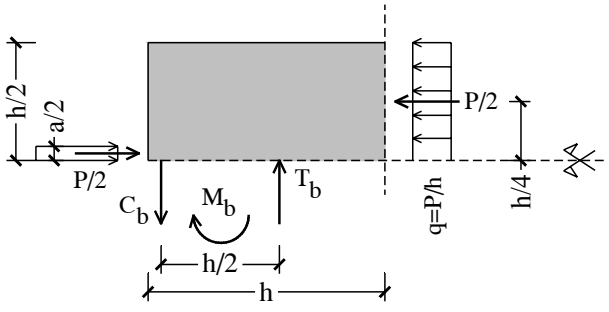


Figura 6.63 Momento flettente M_b nella sezione di mezzeria della trave tozza equivalente di un ancoraggio singolo in posizione centrata.

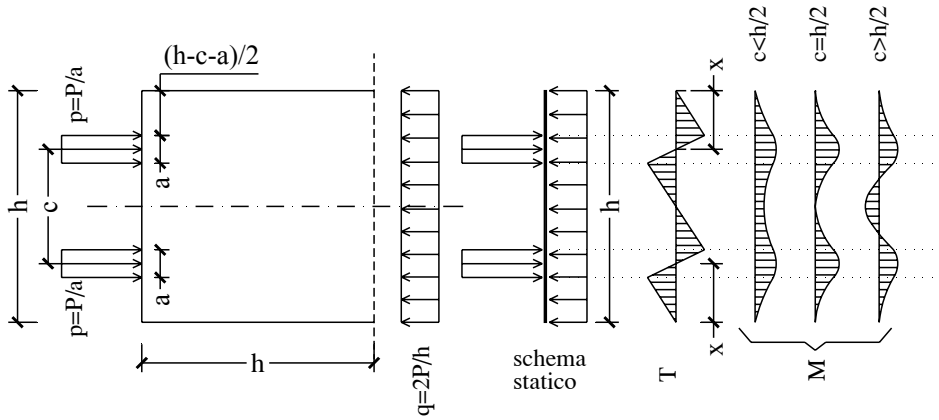


Figura 6.64 Trave tozza equivalente di due ancoraggi simmetrici in posizione centrata.

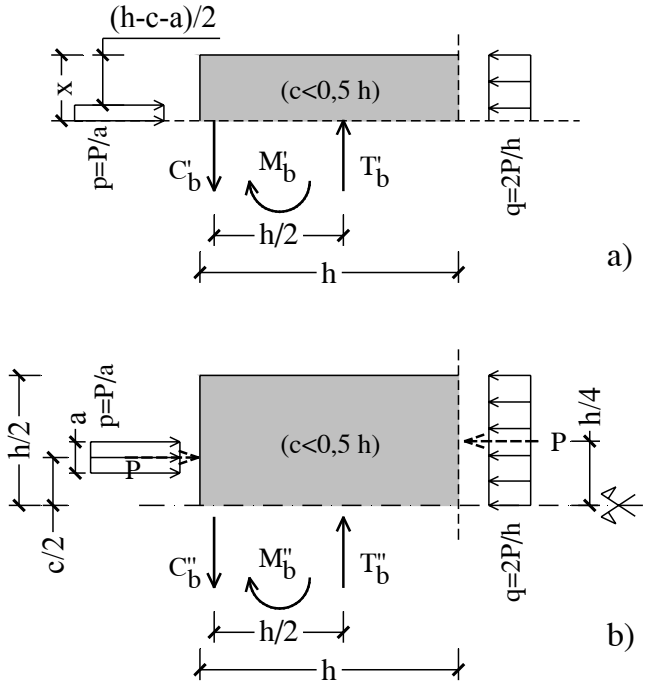


Figura 6.65 Momenti di "bursting" per la trave tozza equivalente di due ancoraggi simmetrici in posizione centrata con $c < 0{,}5\ h$: a) nella sezione posta sull'asse dell'ancoraggio superiore, b) nella sezione posta sull'asse della trave.

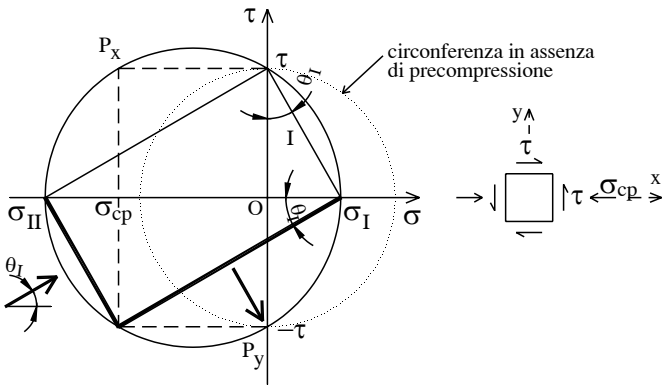


Figura 6.66 Circonferenza di Mohr in presenza di precompressione con indicazione delle giaciture principali e delle direzioni principali.

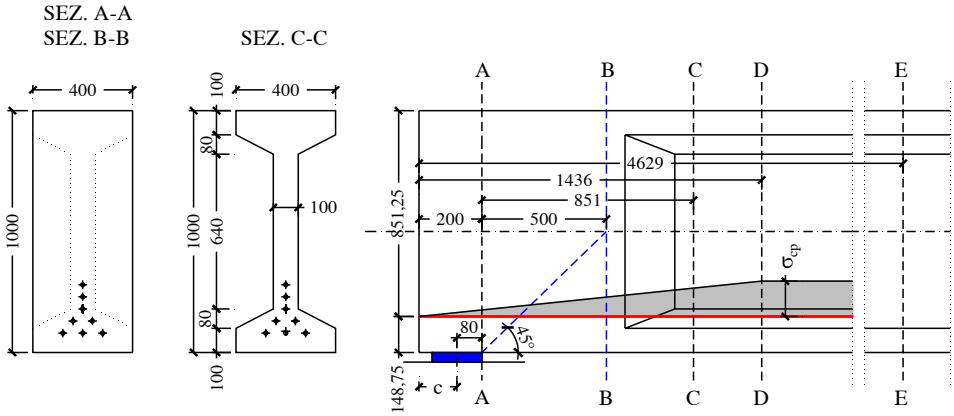
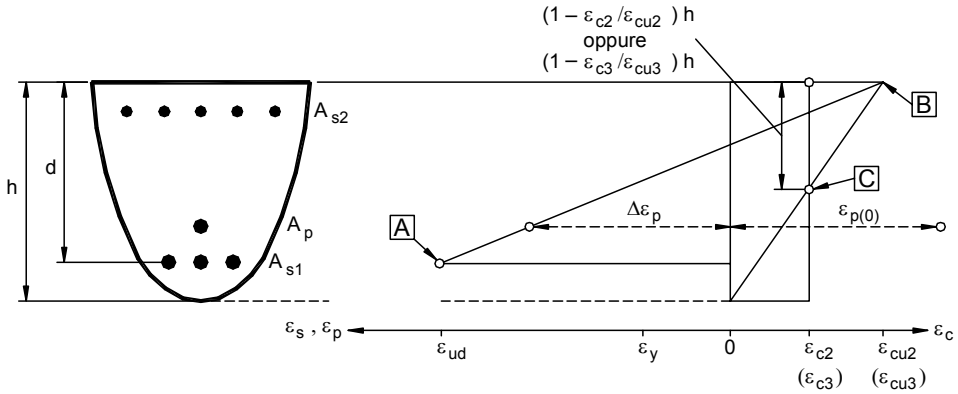


Figura 6.67 Sezioni trasversali e sezione longitudinale dell'appoggio.

7



A - Deformazione limite dell'armatura tesa
B - Deformazione limite del calcestruzzo compresso
C - Deformazione limite del calcestruzzo per compressione semplice

Figura 7.1 Possibili distribuzioni delle deformazioni allo stato limite ultimo [fig. 6.1].

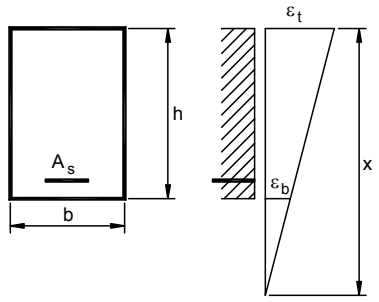


Figura 7.2 Sezione rettangolare con asse neutro virtuale.

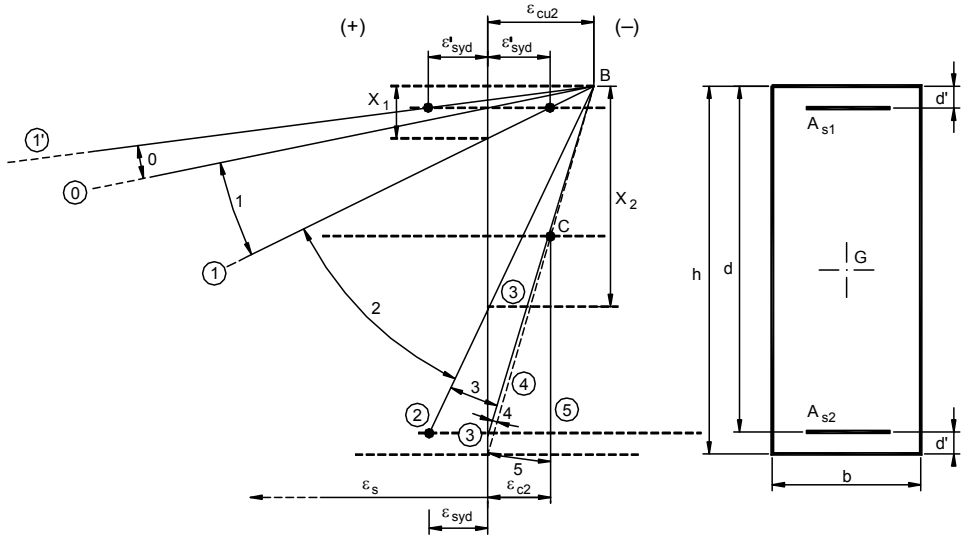


Figura 7.3 Configurazioni deformate di una sezione rettangolare.

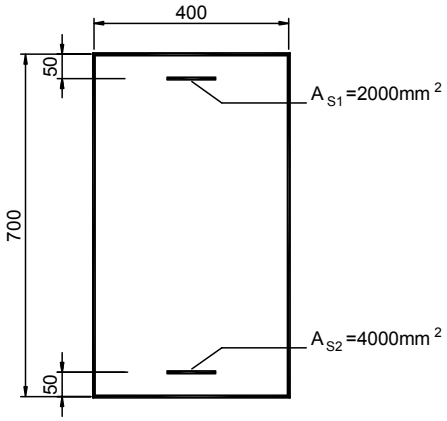


Figura 7.4 Geometria e armatura della sezione.

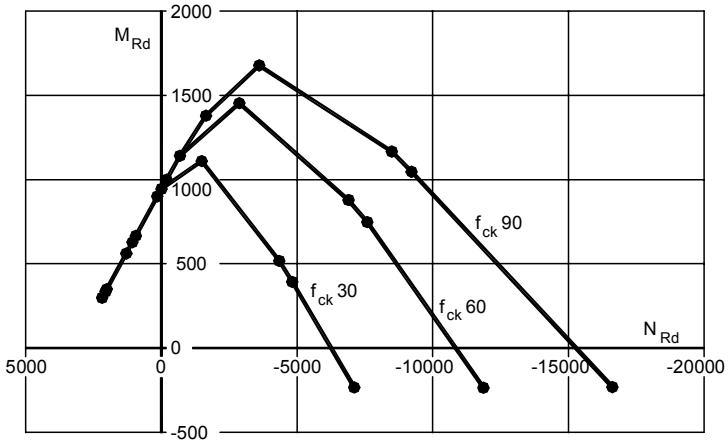


Figura 7.5 Diagrammi di interazione $N_{Rd} - M_{Rd}$.

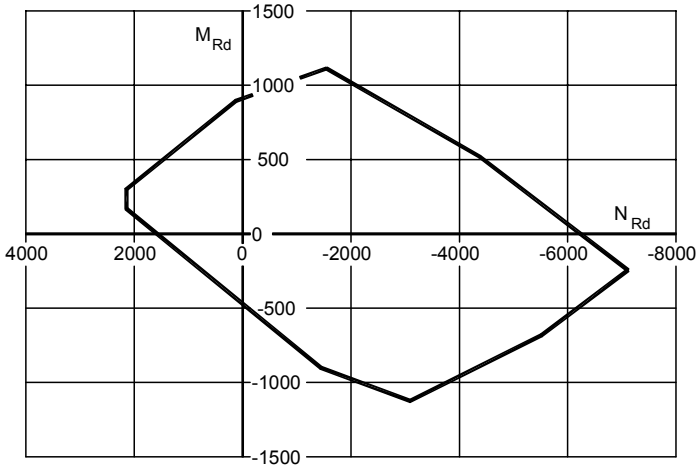


Figura 7.6 Diagramma di interazione $N_{Rd} - M_{Rd}$.

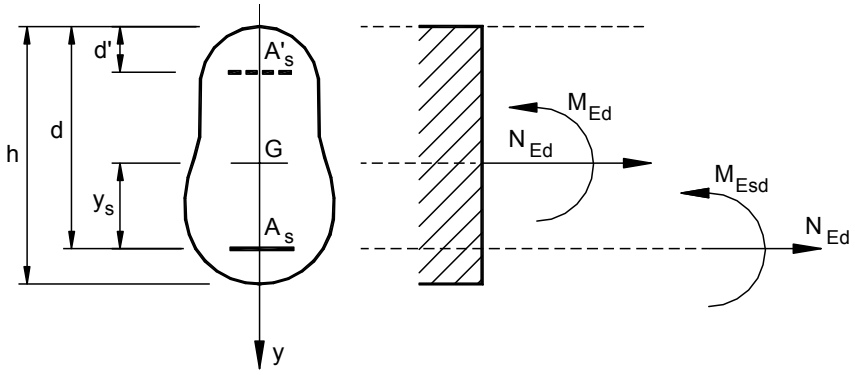


Figura 7.7 Flessione retta semplice e composta con grande eccentricità.

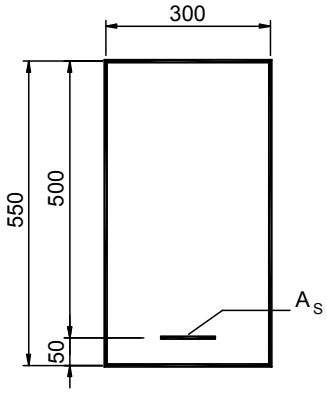


Figura 7.8 Flessione – Esempio 1: sezione e posizione dell'armatura.

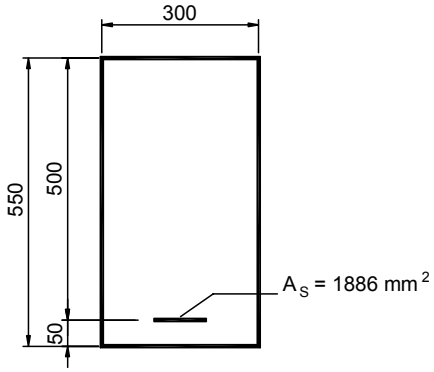


Figura 7.9 Flessione – Esempio 2: sezione e armatura.

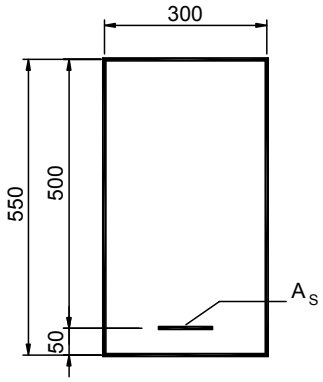


Figura 7.10 Flessione – Esempio 3: sezione e posizione dell'armatura.

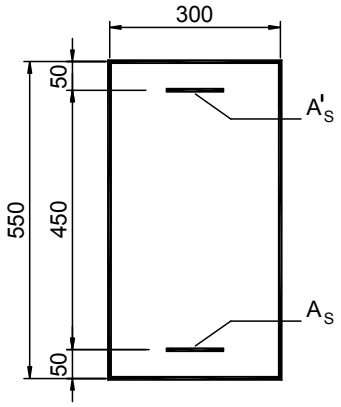


Figura 7.11 Flessione – Esempio 4: sezione e posizione dell'armatura.

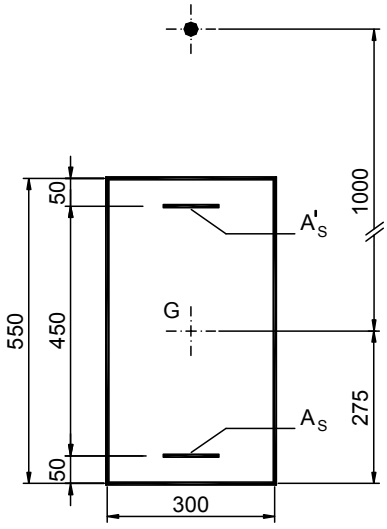


Figura 7.12 Pressoflessione – Esempio 1: sezione e centro di pressione.

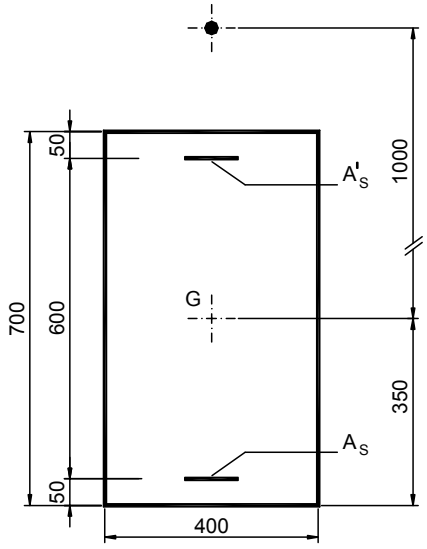


Figura 7.13 Pressoflessione – Esempio 2: sezione e centro di pressione.

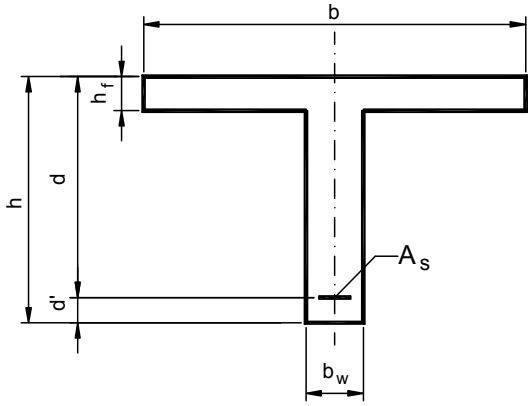


Figura 7.14 Sezione a T: geometria e notazioni.

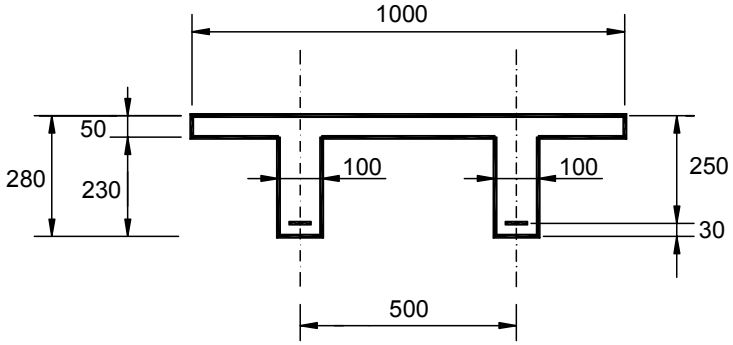


Figura 7.15 Flessione – Esempio 1: sezione del solaio.

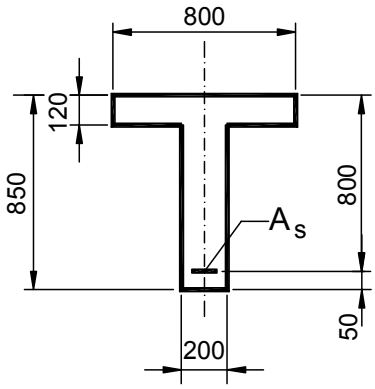


Figura 7.16 Flessione – Esempio 2: sezione.

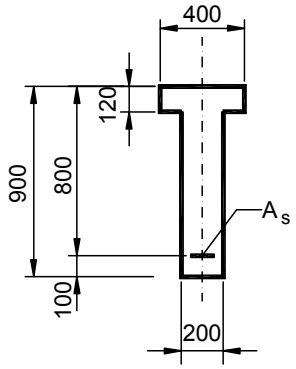


Figura 7.17 Flessione – Esempio 3: sezione.

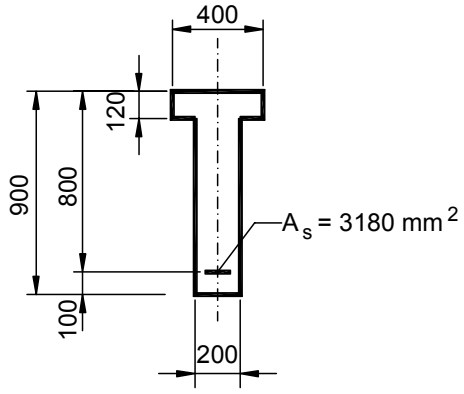


Figura 7.18 Flessione – Esempio 5: sezione.

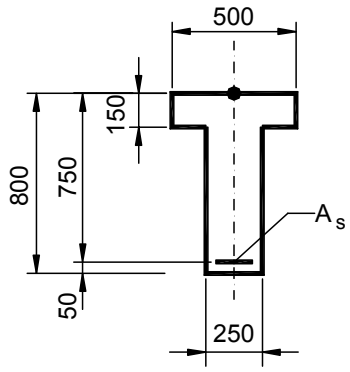


Figura 7.19 Pressoflessione – Esempio 1: sezione.

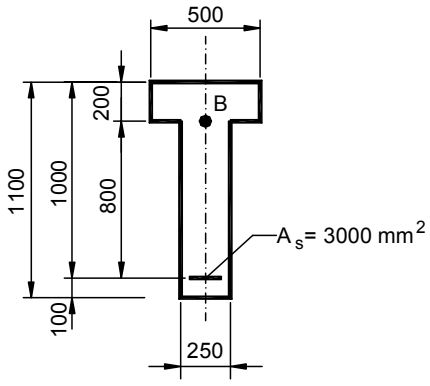


Figura 7.20 Pressoflessione – Esempio 2: sezione.

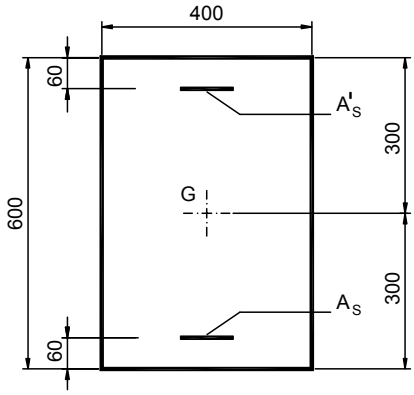


Figura 7.21 Pressoflessione retta con piccola eccentricità – Esempio 1: sezione.

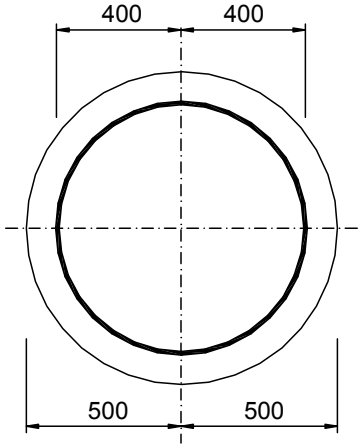


Figura 7.22 Pressoflessione retta con piccola eccentricità – Esempio 2: sezione.

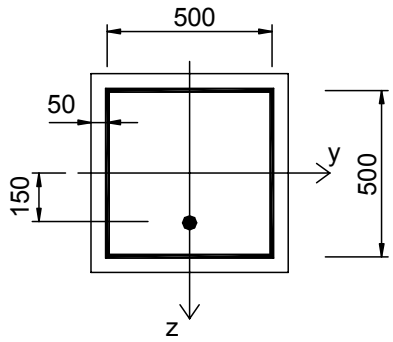


Figura 7.23 Pressoflessione retta con piccola eccentricità – Esempio 3: sezione.

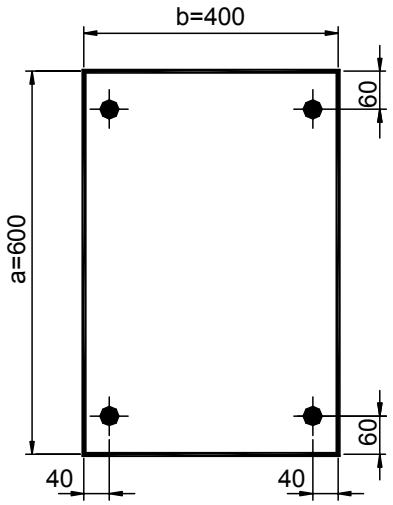


Figura 7.24 Pressoflessione deviata – Sezione.

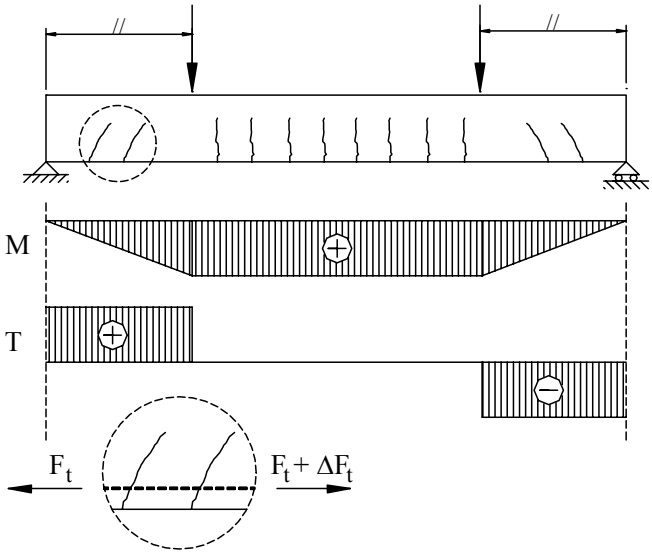


Figura 8.1 Trave priva di armature trasversali.

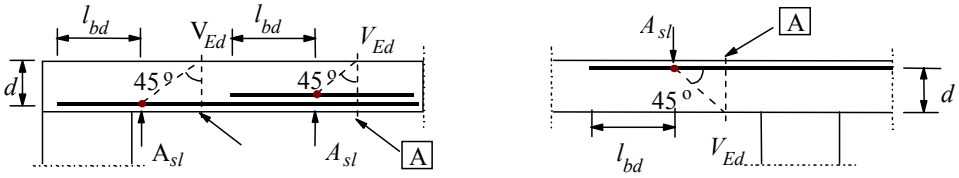


Figura 8.2 Definizione di A_{sl} nell'espressione [6.2a] [Fig.6.3].

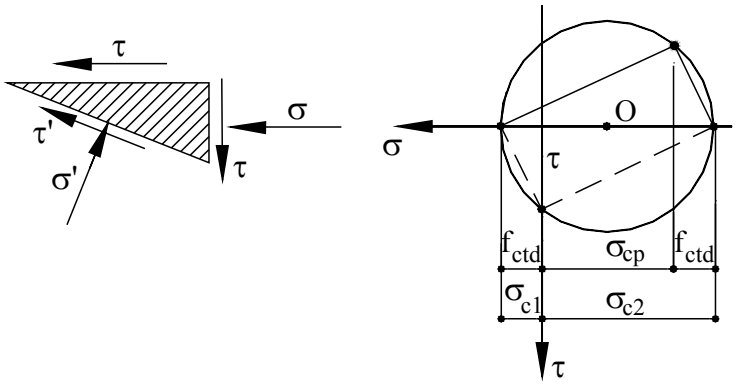


Figura 8.3 La circonferenza di Mohr nel caso di trave precompressa priva di armatura trasversali.

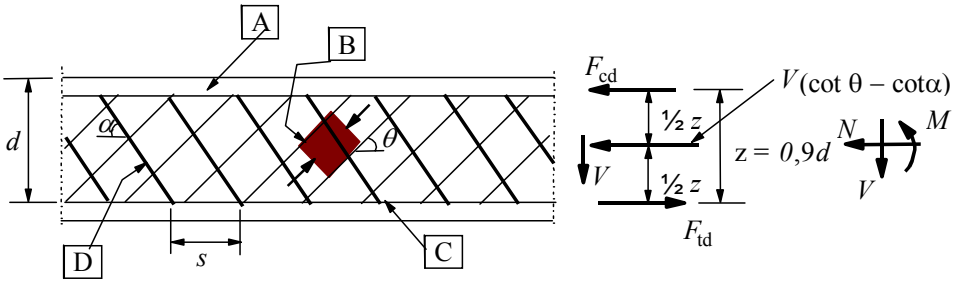


Figura 8.4 Modelo a traliccio per travi dotate di armatura trasversale [6.5].

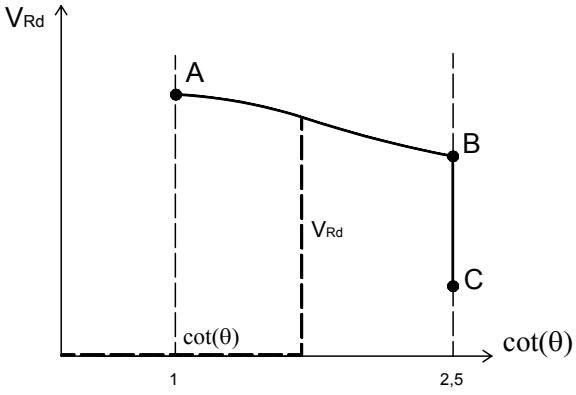


Figura 8.6 Taglio resistente V_{Rd} in funzione di cotθ.

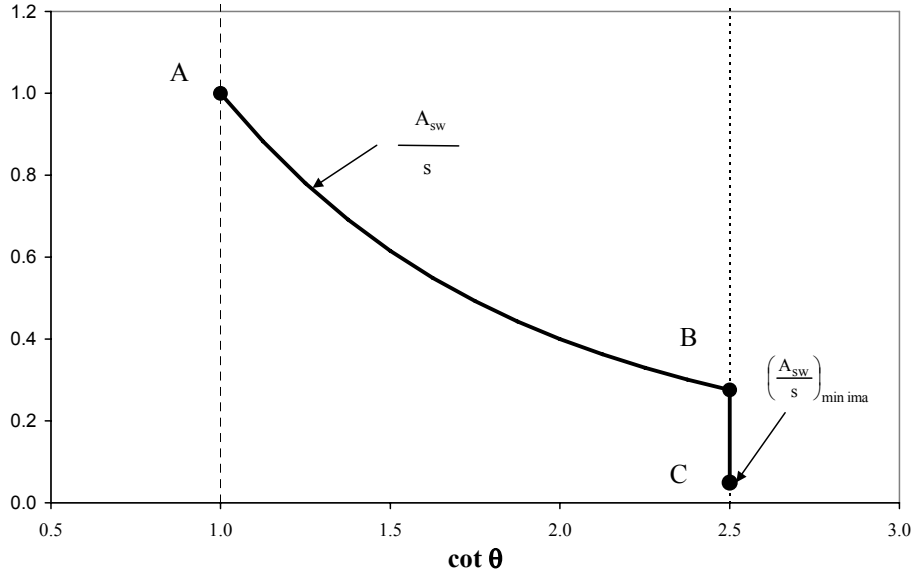


Figura 8.7 Armatura trasversale normalizzata in funzione di cotθ.

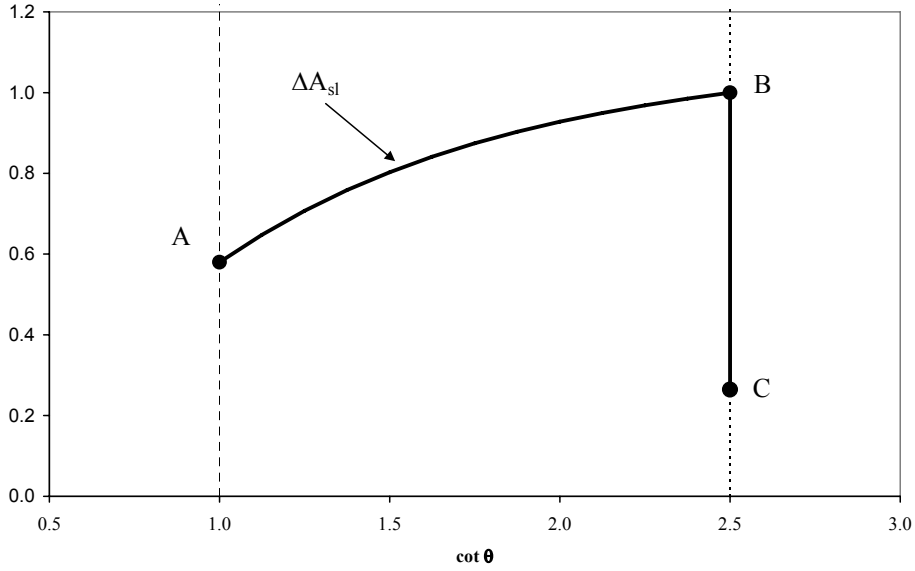


Figura 8.8 Armatura longitudinale normalizzata in funzione di cotθ.

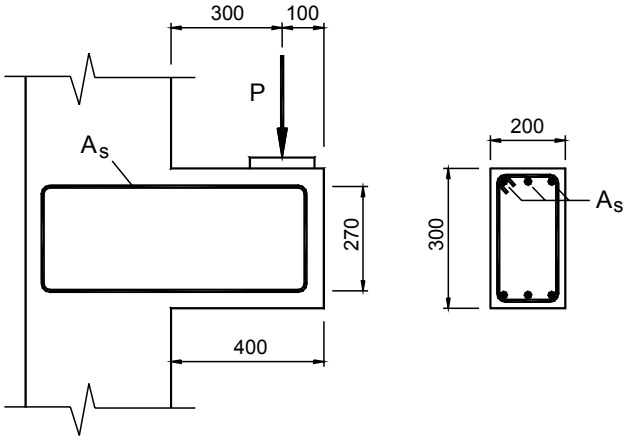


Figura 8.9 Schema della mensola.

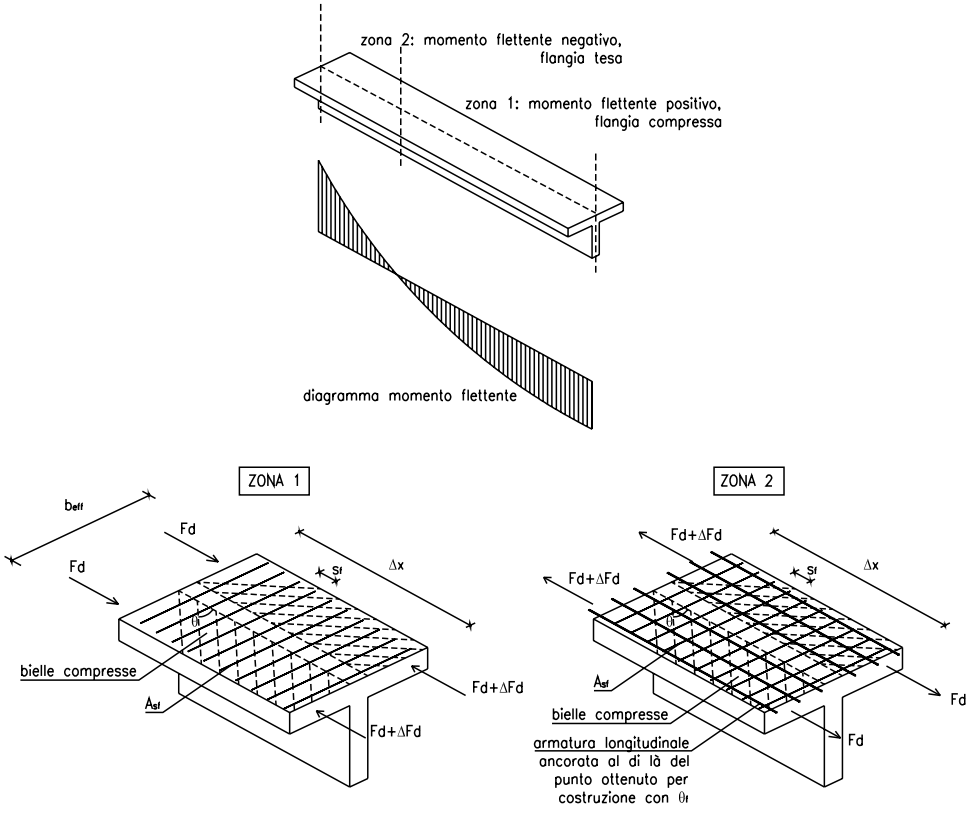


Figura 8.10 Collegamento della piattabanda all'anima di una trave a T.

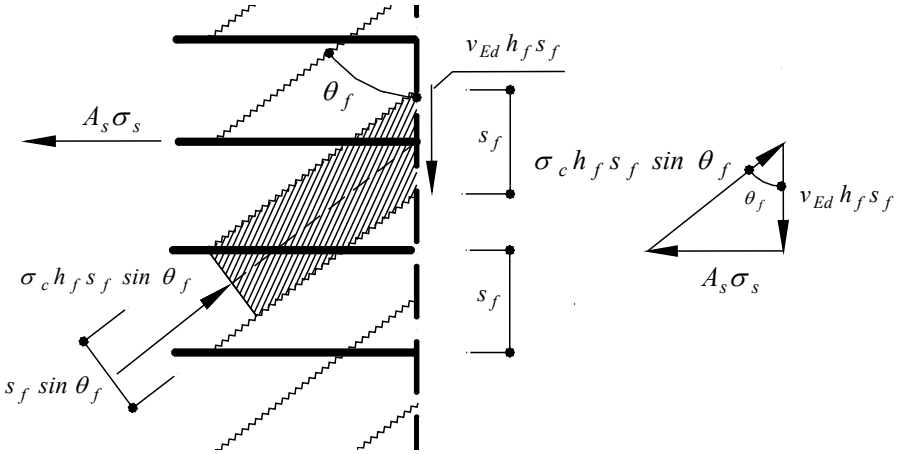


Figura 8.11 Collegamento piattabanda-anima - equilibrio di un nodo.

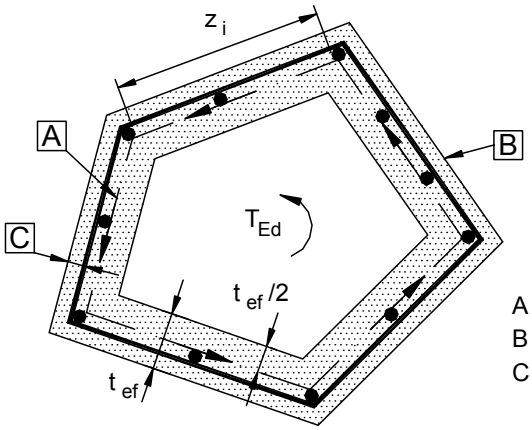


Figura 8.12 Torsione: notazioni e definizioni [6.11].

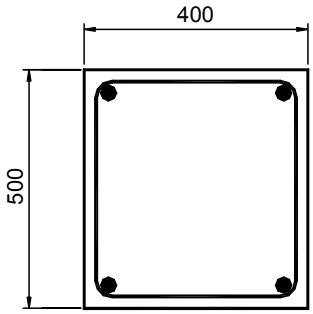


Figura 8.13 Torsione – esempio 1, sezione della trave.

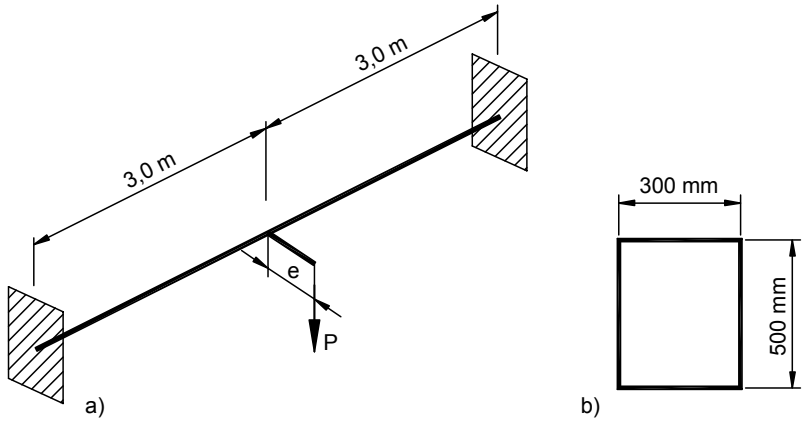


Figura 8.14 Interazione taglio-torsione - a) Schema statico; b) sezione della trave.

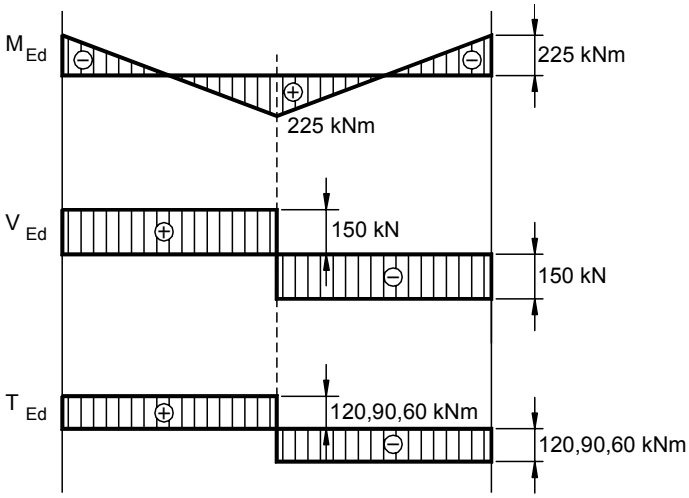


Figura 8.15 Diagrammi M_{Ed}, V_{Ed}, T_{Ed}.

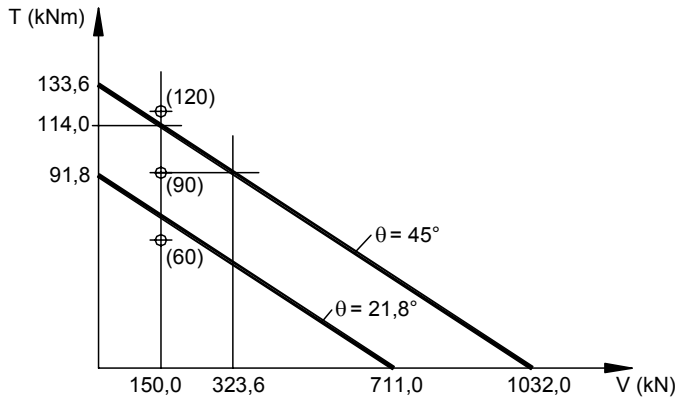


Figura 8.16 Diagrammi d'interazione $V_{Rd,\max} - T_{Rd,\max}$.

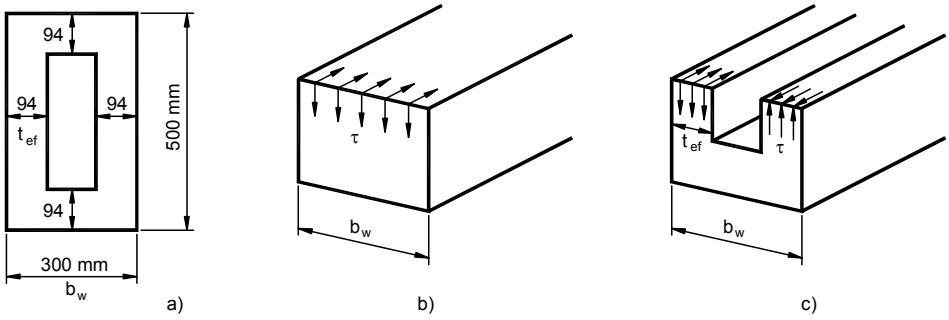


Figura 8.17 a) sezione resistente; b) tensioni τ di taglio; c) tensioni τ di torsione.

9

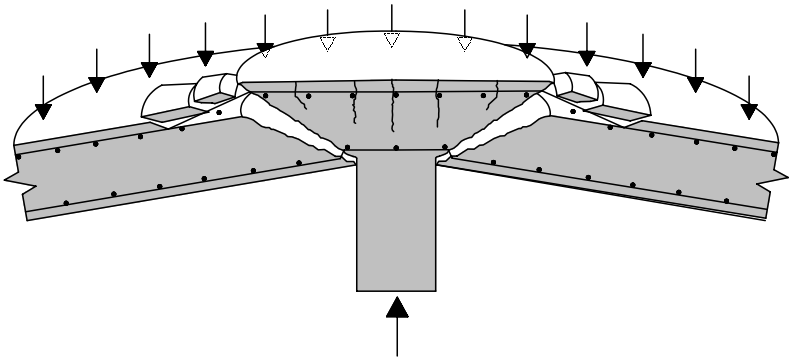


Figura 9.1 Sezione schematica della rottura a punzonamento di una piastra in corrispondenza di un pilastro interno a sezione circolare.

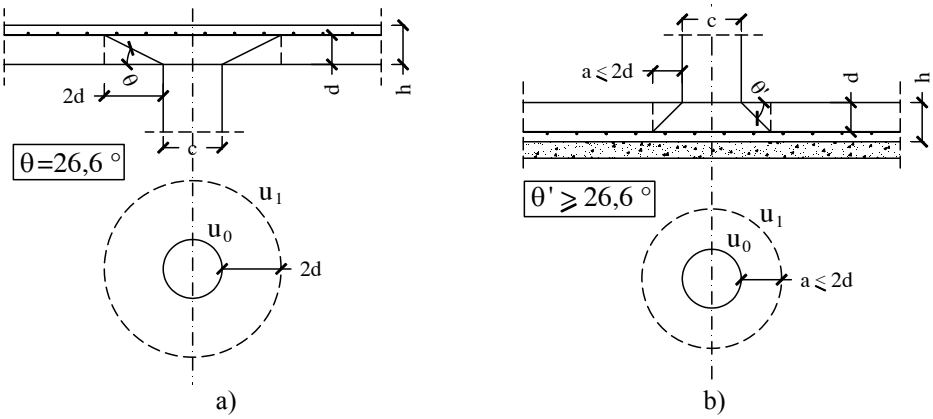


Figura 9.2 Perimetro di verifica di base u_1 secondo EC2 per un pilastro a sezione circolare: a) piastra, b) fondazione (u_0 è il perimetro del pilastro).

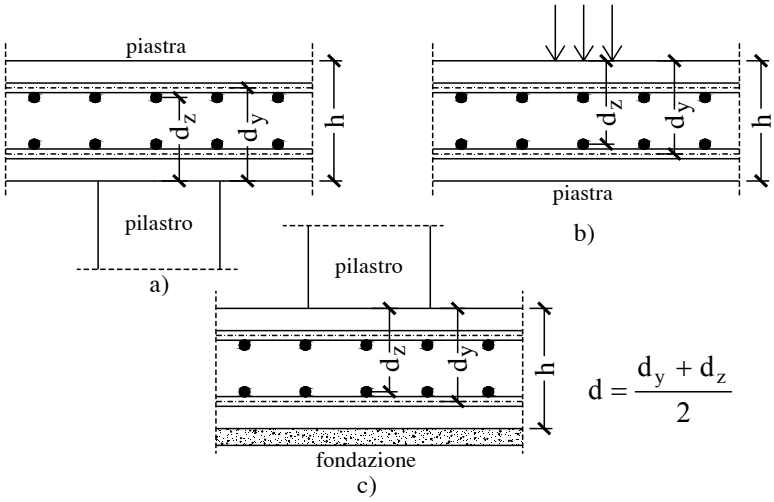


Figura 9.3 Altezze utili nelle due direzioni ortogonali y e z: a) piastra su pilastro, b) carico concentrato su piastra, c) fondazione.

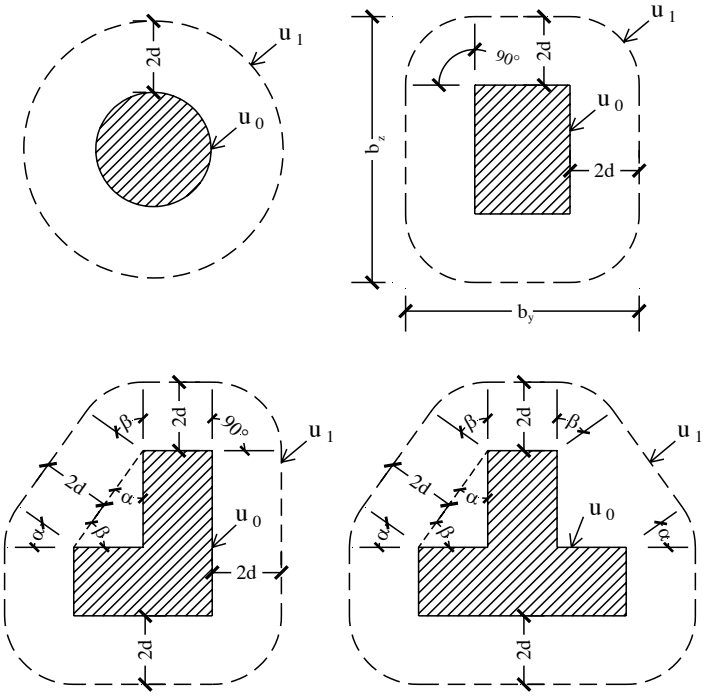


Figura 9.4 Perimetri di verifica di base per diverse forme di sezione o area caricata [Fig. 6.13].

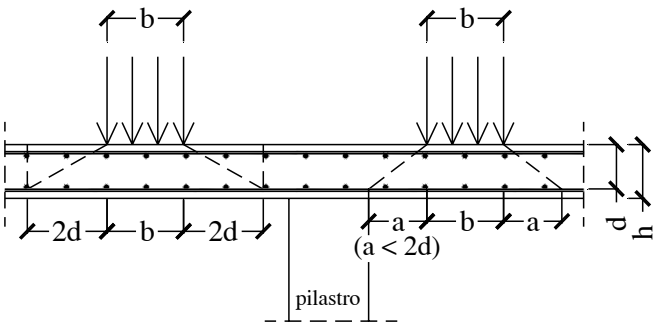


Figura 9.5 Zona caricata posta a distanza maggiore di 2*d* dal pilastro (a sinistra) ed a distanza minore di 2*d* (a destra).

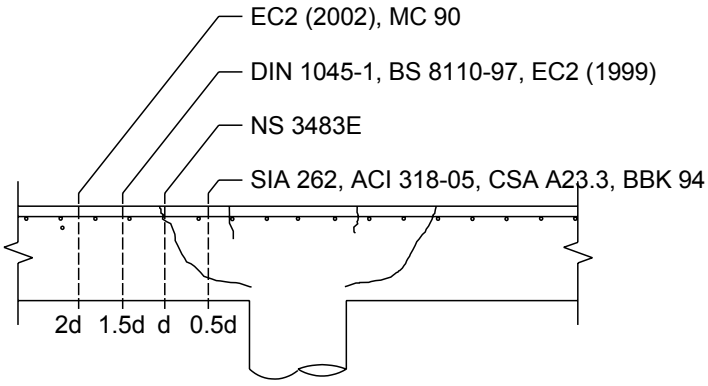


Figura 9.6 Perimetri critici per la verifica a punzonamento secondo varie normative (ACI – Stati Uniti, BBK – Svezia, BS – Gran Bretagna, CSA – Canada, MC90 – Model Code 1990, DIN – Germania, NS - Norvegia, SIA – Svizzera (Guandalini, 2005).

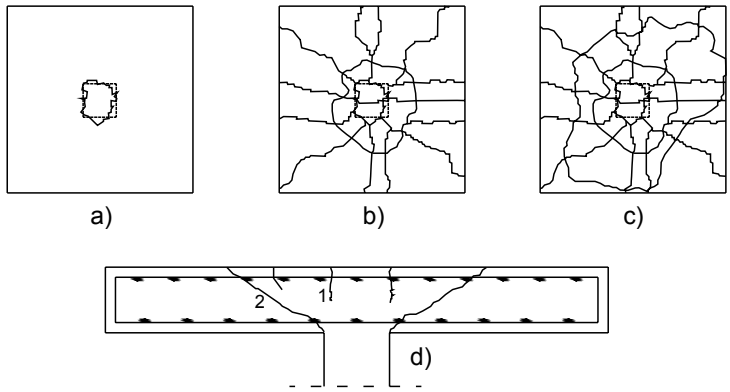


Figura 9.7 Evoluzione del quadro fessurativo sulla faccia superiore tesa di una piastra al crescere del carico di punzonamento (a, b, c); vista in sezione del quadro fessurativo finale con fessure 1-circonferenziali e 2-radiali (d).

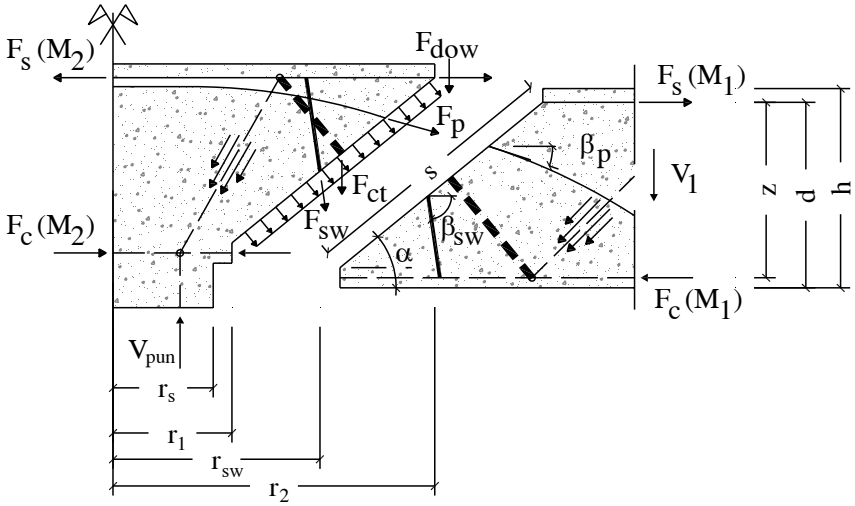


Figura 9.8 Modello analitico del meccanismo resistente a taglio-punzonamento: in grassetto il tirante di calcestruzzo (che ha uno sviluppo tronco conico); la capacità resistente a punzonamento di base della piastra viene fatta corrispondere alla resistenza del tirante tronco conico di calcestruzzo (Menetrey, 1996). Significato dei simboli: r_1, r_2 = distanze inferiore e superiore della fessura dall'asse del pilastro; r_{sw} = distanza del punto di intersezione dell'armatura trasversale con la fessura dallo stesso asse; β_{sw}, β_p = inclinazione delle armature trasversali ordinarie e delle armature da precompressione, F_{dow} = forza dovuta all'effetto bietta nell'armatura superiore, F_{ct} = componente verticale della risultante delle trazioni sulla superficie tronco-conica della fessura, F_p = sforzo di precompressione, F_{sw} = sforzo nell'armatura trasversale.

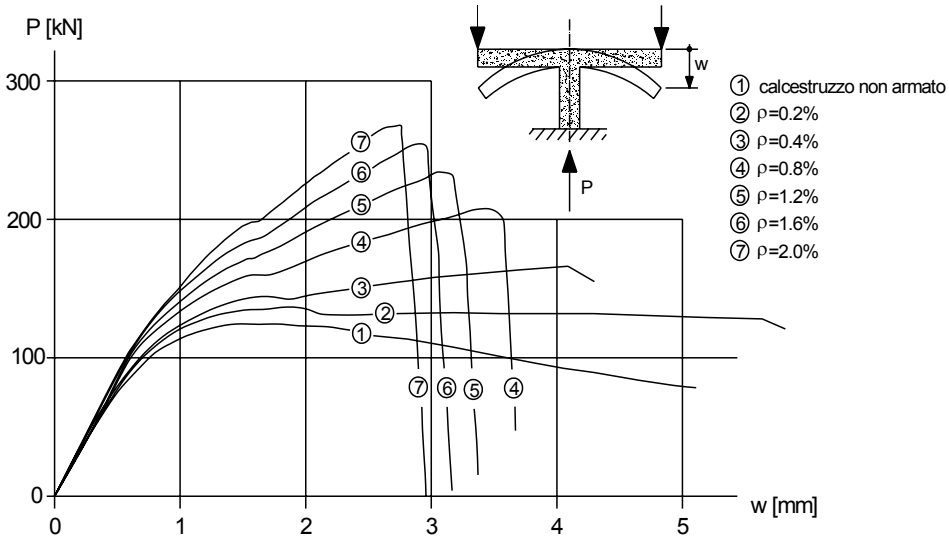


Figura 9.9 Influenza della percentuale di armatura flessionale sulla risposta a punzonamento (Menétrey, 2002).

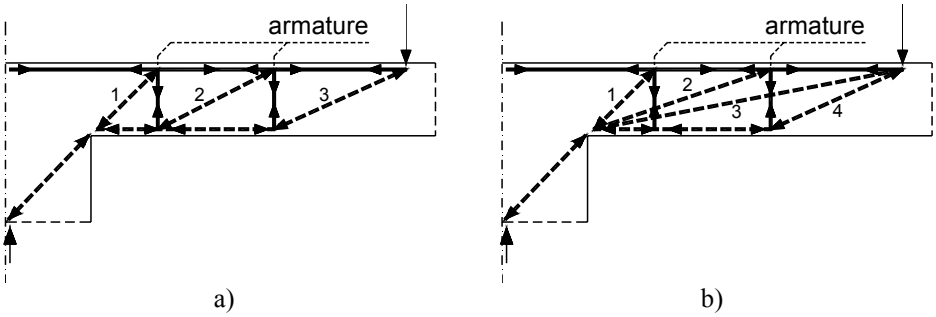


Figura 9.10 Modelli a puntoni e tiranti per piastre con bassa (a) o alta (b) percentuale di armatura flessionale (CEB-FIP, 2001).

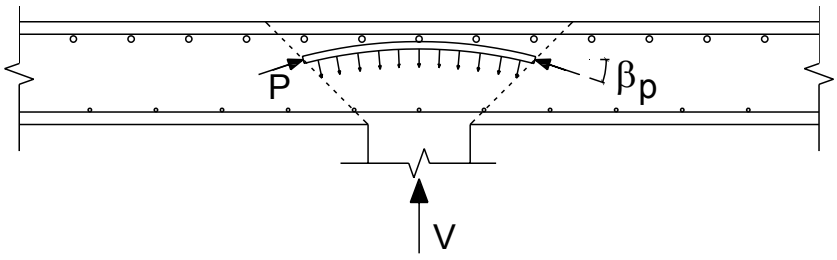
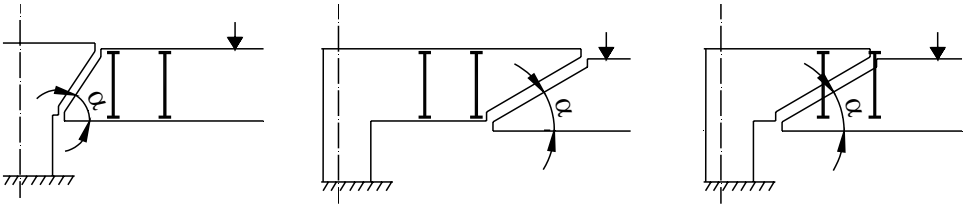
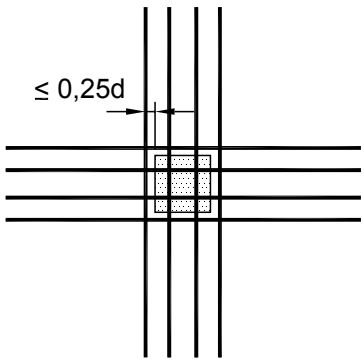


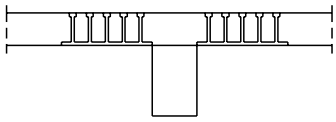
Figura 9.11 Contributo alla resistenza a punzonamento offerto da armature da precompressione inclinate.



a) b) c)

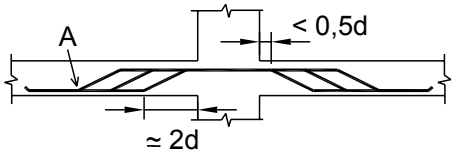
Figura 9.12 Posizione della superficie di rottura a punzonamento di piastre con armature trasversali: a) tra pilastro e prima fila di armature, b) al di là dell'ultima fila di armature, c) nella regione provvista di armature trasversali (CEB-FIP, 2001).





b_1) Cuciture verticali

b_2) Disposizione diagonale

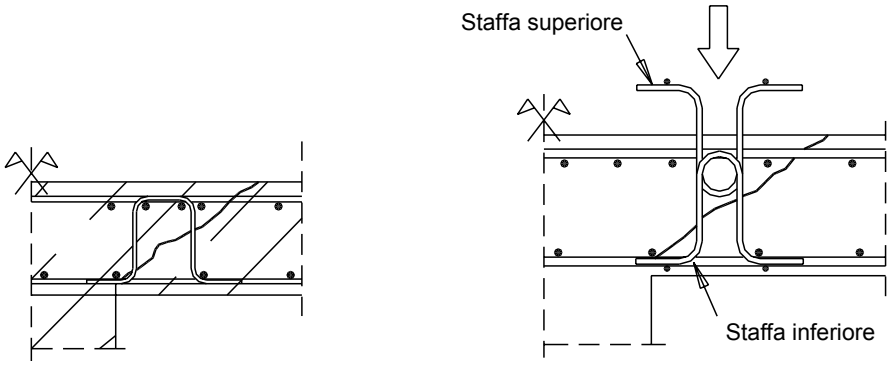


a) barre piegate

b_3) Disposizione ortogonale

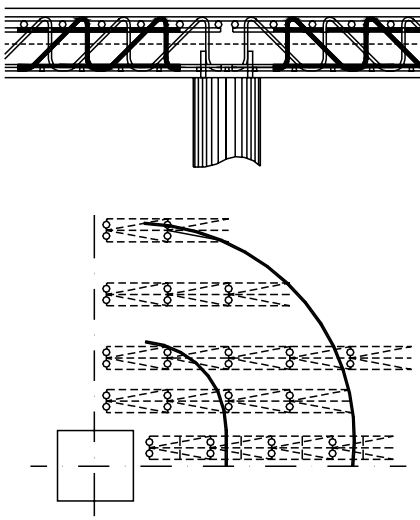
a) Barre piegate (A = perimetro di verifica più esterno che richiede armatura a taglio; il perimetro A dista non più di 1,5*d* dal perimetro u_{out} definito al par. 9.13)

Figura 9.13 Tipologie di armature a punzonamento.



c) Staffe (Beutel & al. 2002, Broms 2007)
e) Legature verticali prefabbricate (sistema ROM – http://www.rom.co.uk/)

Figura 9.14 Tipologie di armature a punzonamento.



f) Tralicci metallici formati da coppie di barre sagomate emergenti da lastre prefabbricate (*predalles*) (sistema FILIGRAN – http://www.filigran.de/)

Figura 9.15 Tipologie di armature a punzonamento.

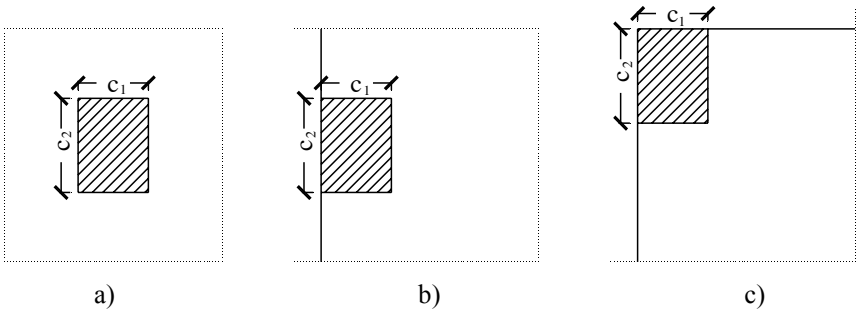


Figura 9.16 Pilastro a sezione rettangolare; a) pilastro interno, b) pilastro di bordo, c) pilastro d'angolo.

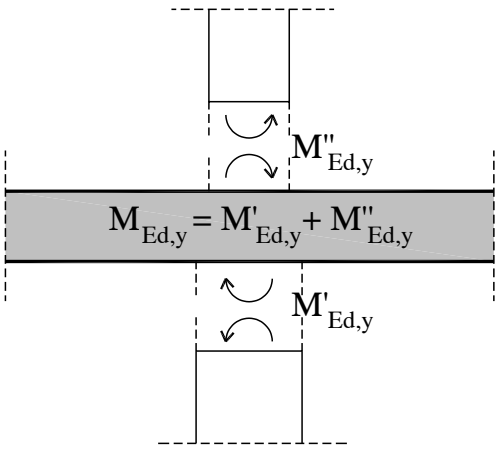


Figura 9.17 Momenti $M'_{Ed,y}$ e $M''_{Ed,y}$ trasmessi alla piastra dal pilastro inferiore e da quello superiore.

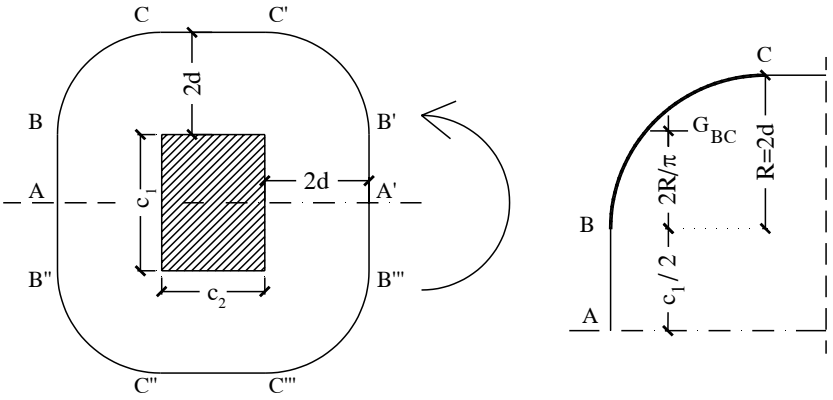


Figura 9.18 Calcolo di W_1 per pilastro interno a sezione rettangolare (a destra è indicata la posizione del baricentro dell'arco di circonferenza BC di raggio R=2*d* rispetto all'asse AA').

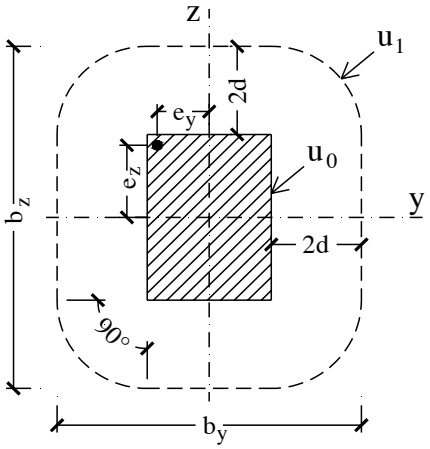


Figura 9.19 Dimensioni esterne (b_y e b_z) del perimetro di verifica di un pilastro interno a sezione rettangolare ed eccentricità (e_y ed e_z) nelle due direzioni y e z.

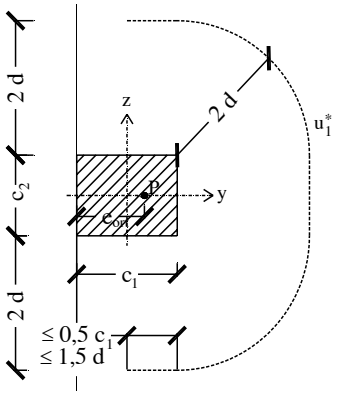


Figura 9.20 Perimetro di verifica ridotto u_1* per pilastro di bordo con eccentricità ortogonale al bordo rivolta verso l'interno [Figura 6.20] (P = centro di pressione).

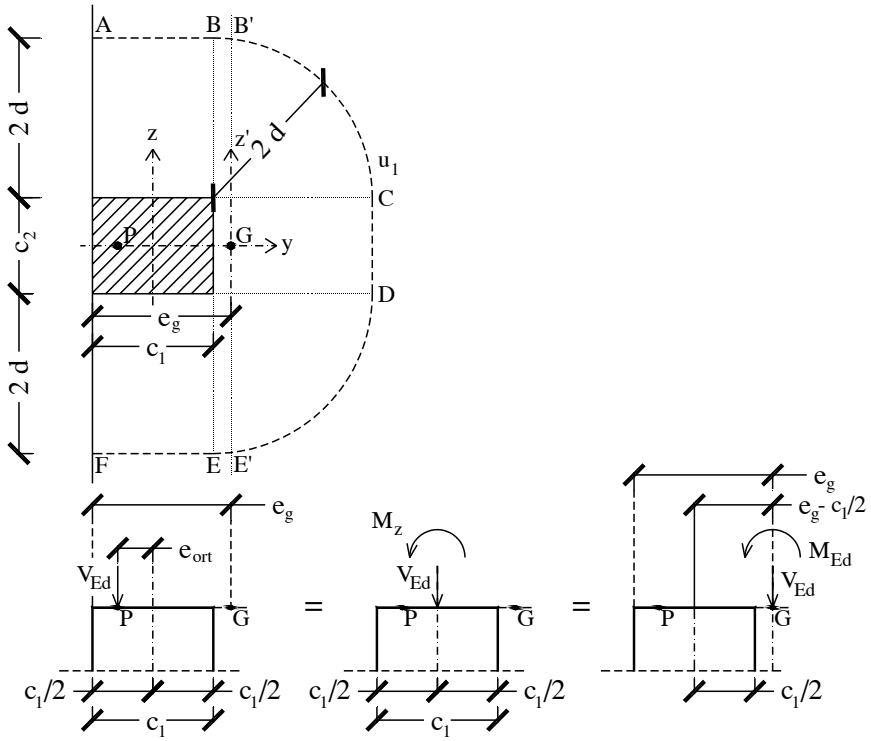


Figura 9.21 Pilastro di bordo con eccentricità ortogonale al bordo rivolta verso l'esterno (P = centro di pressione, G = baricentro del perimetro critico u_1).

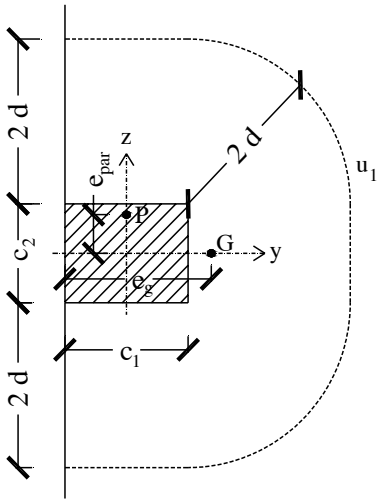


Figura 9.22 Pilastro di bordo con eccentricità e_{par} parallela al bordo (P = centro di pressione, G = baricentro del perimetro critico u_1).

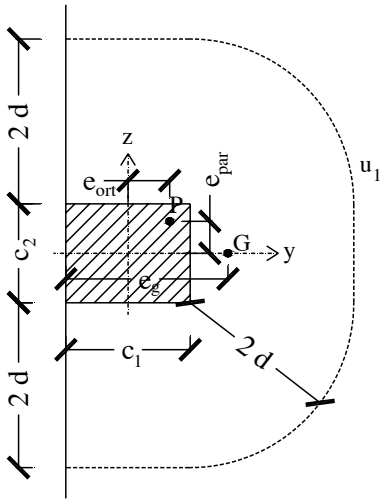


Figura 9.23 Pilastro di bordo con eccentricità in entrambe le direzioni, dove quella ortogonale al bordo è rivolta verso l'interno (P = centro di pressione, G = baricentro del perimetro critico u_1).

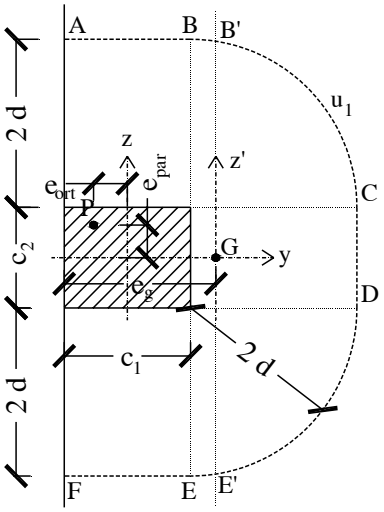


Figura 9.24 Pilastro di bordo con eccentricità in entrambe le direzioni, dove quella ortogonale al bordo è rivolta verso l'esterno (P = centro di pressione, G = baricentro del perimetro critico u_1).

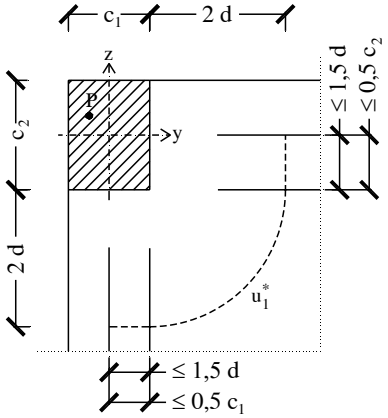


Figura 9.25 Perimetro di verifica ridotto u_1* e sua distanza dai bordi per pilastro d'angolo [Figura 6.20b].

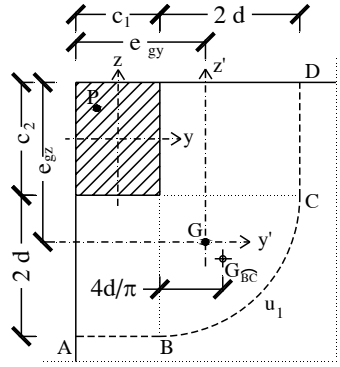


Figura 9.26 Pilastro d'angolo con eccentricità verso l'esterno (P = centro di pressione, G = baricentro del perimetro critico u_1, G_{BC} = baricentro dell'arco BC).

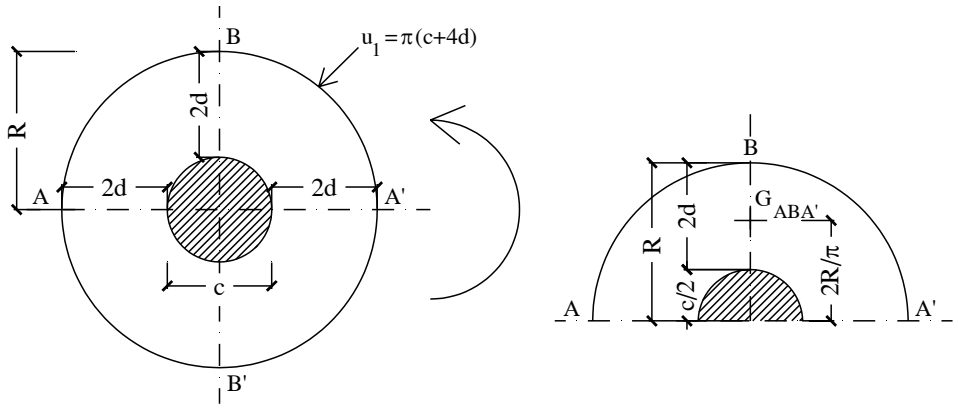


Figura 9.27 Schema per il calcolo di W_1 per un pilastro interno a sezione circolare (a destra è indicata la posizione del baricentro $G_{ABA'}$ della semicirconferenza ABA').

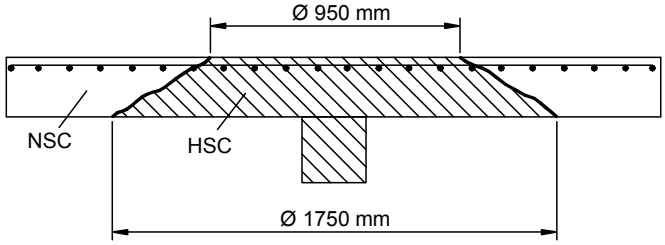


Figura 9.28 Piastra con calcestruzzo ad alta resistenza in corrispondenza del pilastro (CEB-FIP, 2001).

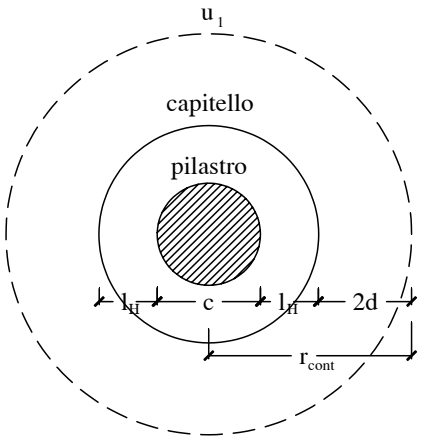


Figura 9.29 Capitello e perimetro critico di un pilastro a sezione circolare.

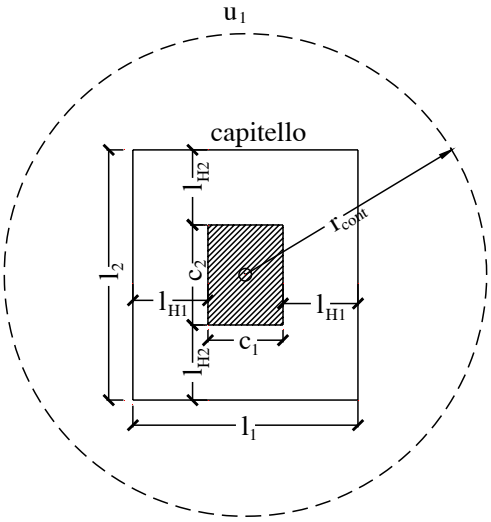


Figura 9.30 Capitello di pilastro a sezione rettangolare.

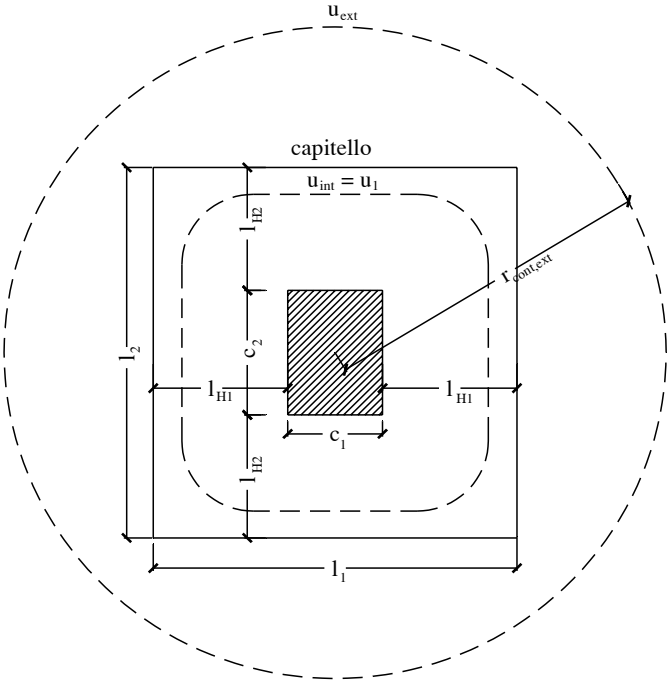


Figura 9.31 Capitello di pilastro a sezione rettangolare con $l_H > 2h_H$.

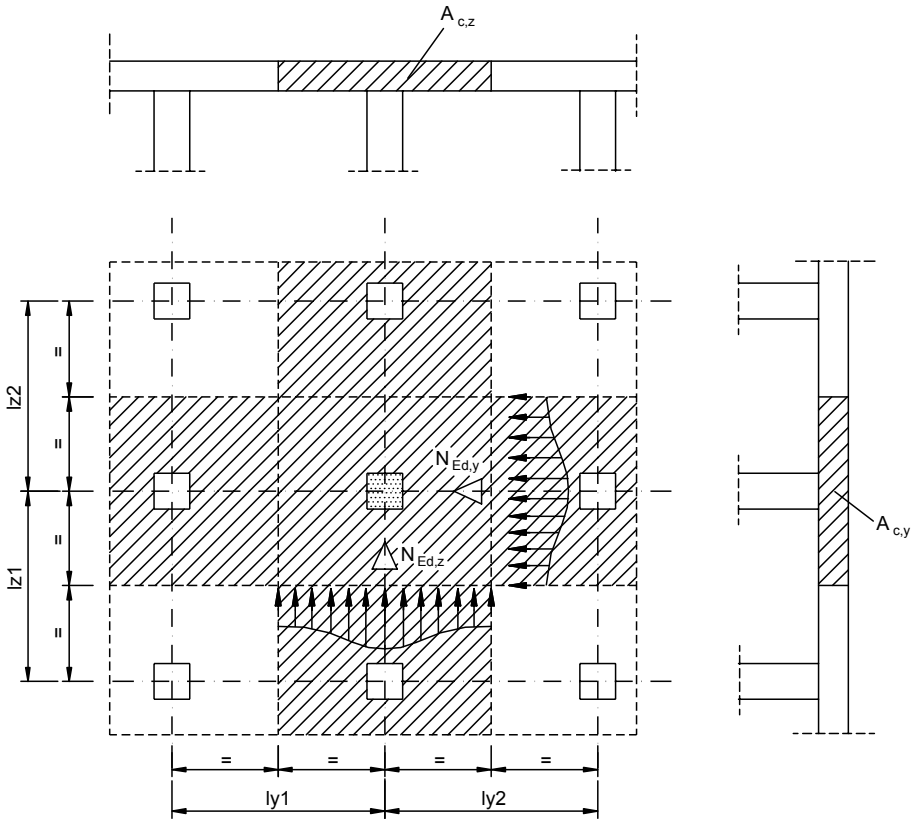


Figura 9.32 Schema per il calcolo di $N_{Ed,y}$ e $N_{Ed,z}$ e delle corrispondenti aree di calcestruzzo per un pilastro interno.

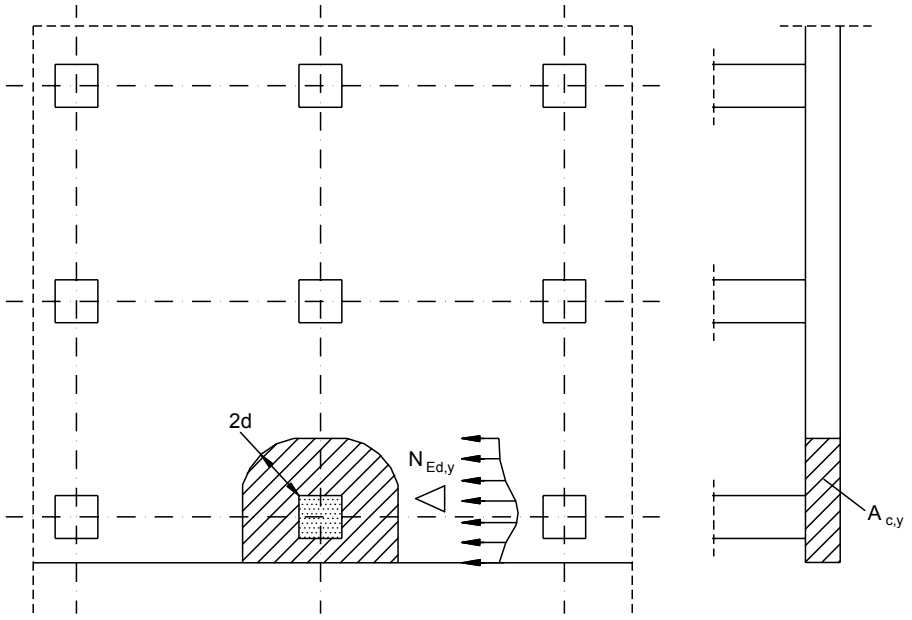


Figura 9.33 Schema per il calcolo di $N_{Ed,y}$ e della corrispondente area di calcestruzzo per un pilastro di bordo.

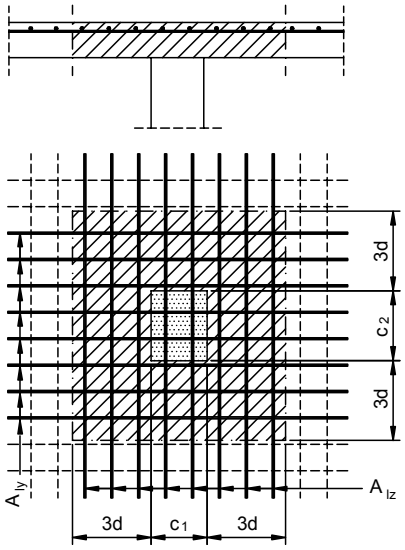
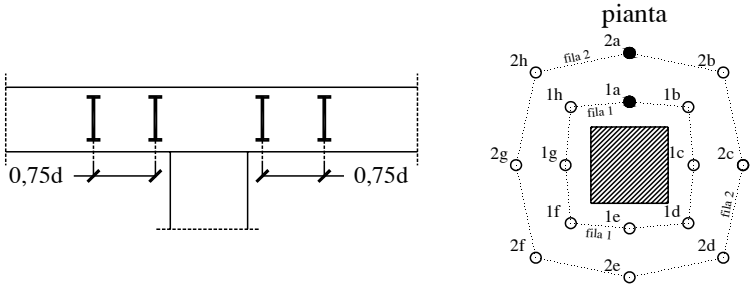


Figura 9.34 Strisce di piastra sulle quali calcolare le percentuali geometriche di armatura nelle due direzioni (nella sezione è indicata solo l'armatura superiore di cui si tiene conto nella verifica a punzonamento).

Prospetto 9.1 Valori (kN) di $V''_{Rd,cs} = [1{,}5\ (d/s_r)\ A_{sw} f_{ywd,ef}]$ per cuciture verticali poste su due o più file con passo radiale $s_r = 0{,}75\text{d}$ ($V''_{Rd,cs} = 2\ A_{sw} f_{ywd,ef}$). Il prospetto riporta i valori ottenuti considerando l'area di una sola cucitura verticale per fila (pallini neri nello schema grafico sottostante, che mostra il caso di due file di cuciture).



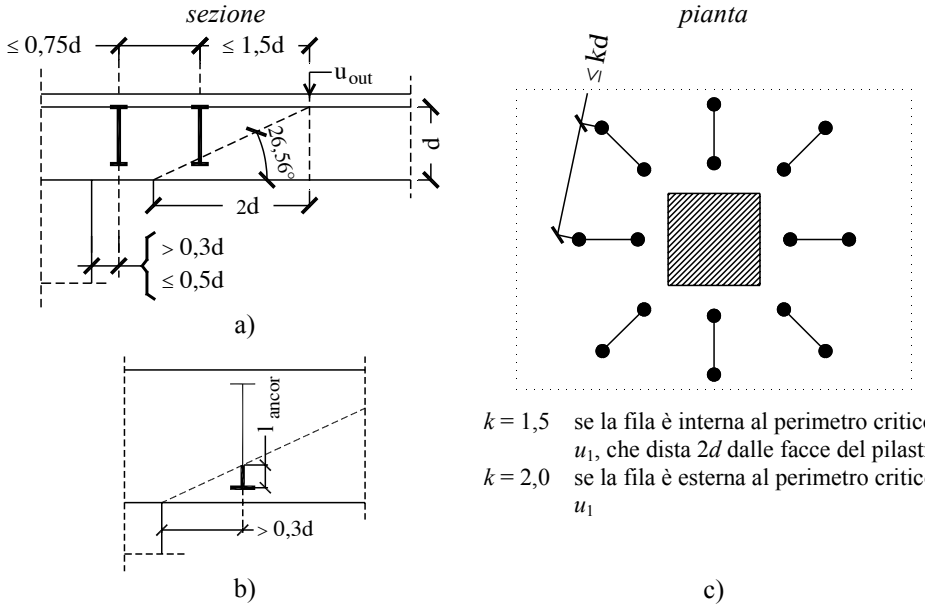


Figura 9.35 Limitazioni geometriche per le cuciture verticali (*studs*).

Prospetto 9.2 Diametro minimo di una cucitura verticale (di acciaio B450C) al variare dell'altezza utile della piastra e della resistenza caratteristica a compressione del calcestruzzo ($s_r = 0{,}75\ d$, $s_t = 1{,}5\ d$). (1)

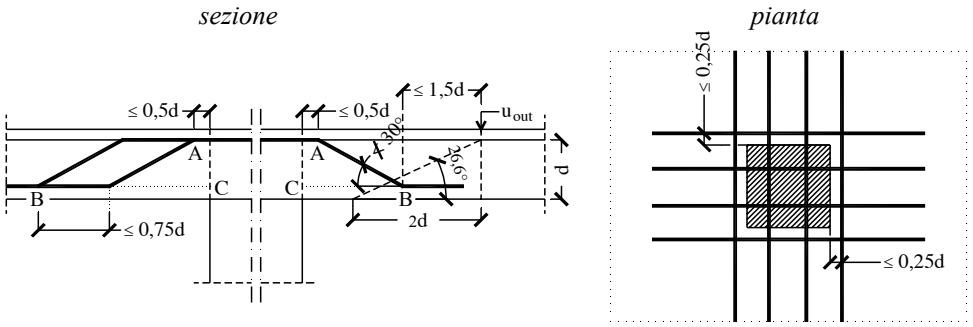
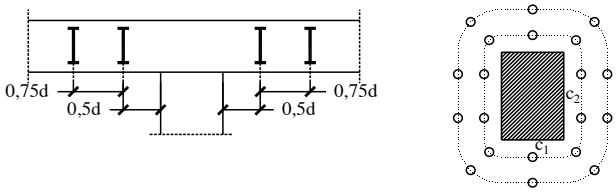


Figura 9.36 Limitazioni geometriche per barre piegate (A=punto più vicino al pilastro, B=punto più vicino a u_{out}).

Prospetto 9.3 Valori di $A_{sw,max}$ (mm^2) su ogni fila per cuciture verticali disposte su due file ed alle distanze massime indicate nell'EC2 per pilastro a sezione rettangolare. I valori sono stati calcolati per calcestruzzo della piastra di classe C25/30 e percentuale geometrica di armatura flessionale $\rho_l = 2\%$ (valore massimo ammesso da EC2 nel calcolo di $v_{Rd,c}$).

Prospetto valido per l'EC2, ossia considerando nel calcolo di $V_{Rd,cs}$ il contributo resistente del calcestruzzo.



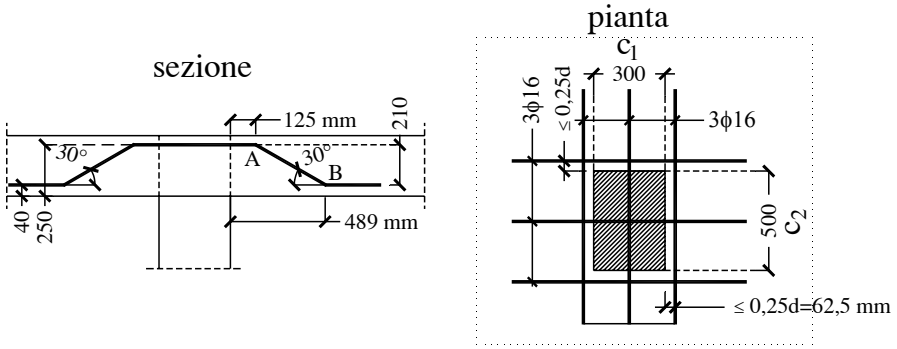


Figura 9.37 Armature a punzonamento dell'Esempio 9 formate da una sola fila di barre piegate a 30° (calcolo secondo EC2 per V_{Ed} = 800 kN).

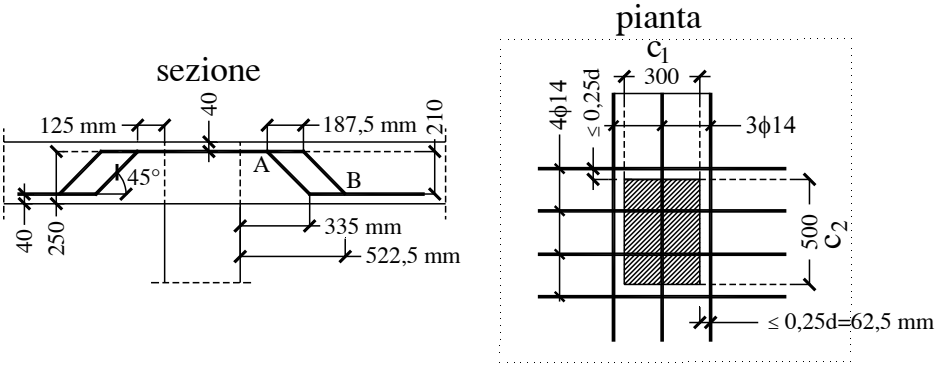


Figura 9.38 Armature a punzonamento dell'Esempio 9 formate da barre piegate a 45° su due file (calcolo secondo EC2 per V_{Ed} = 920 kN).

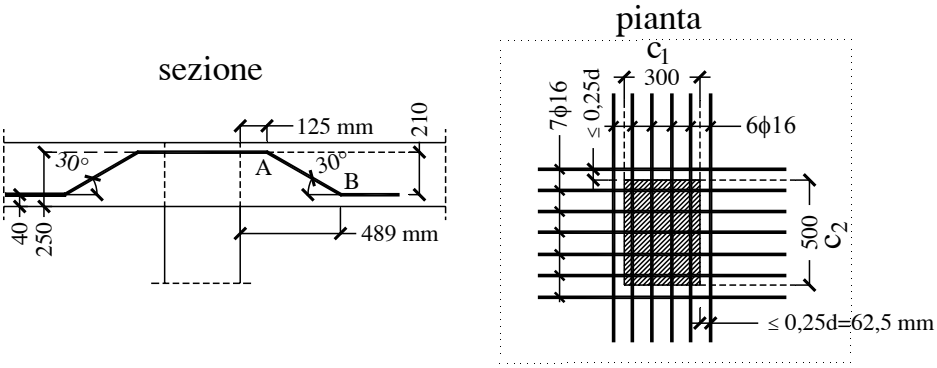


Figura 9.39 Armature a punzonamento dell'Esempio 9 formate da barre piegate a 30° su una fila (calcolo secondo NTC 2008 per V_{Ed} = 800 kN; cfr. fig. 9.47).

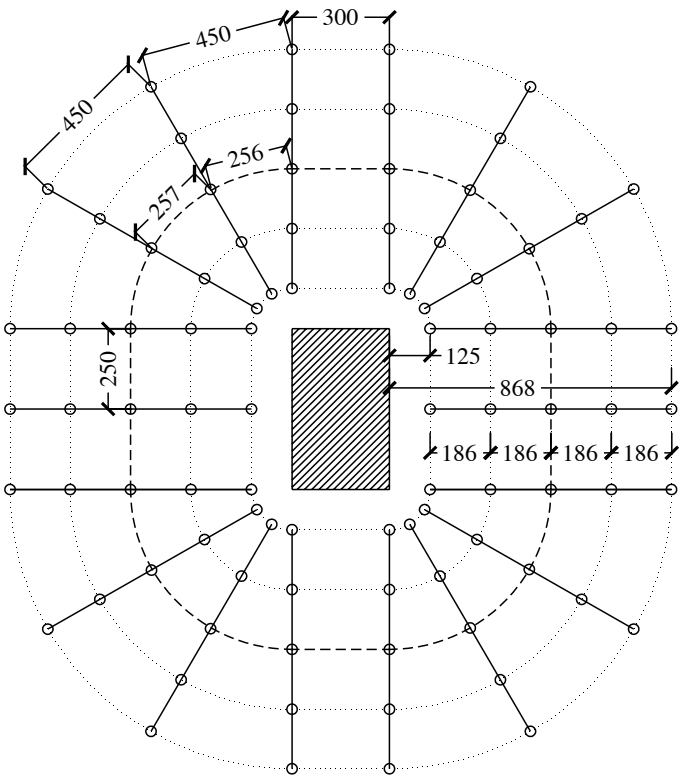


Figura 9.40 Armature a punzonamento dell'Esempio 10 formate da cuciture verticali (*studs*) (il perimetro critico u_1 è evidenziato con la linea tratteggiata; per le file di armature poste all'interno di u_1 deve risultare $s_r \le 1{,}5d = 375$ mm, mentre per quelle esterne a u_1 $s_r \le 2d = 500$ mm).

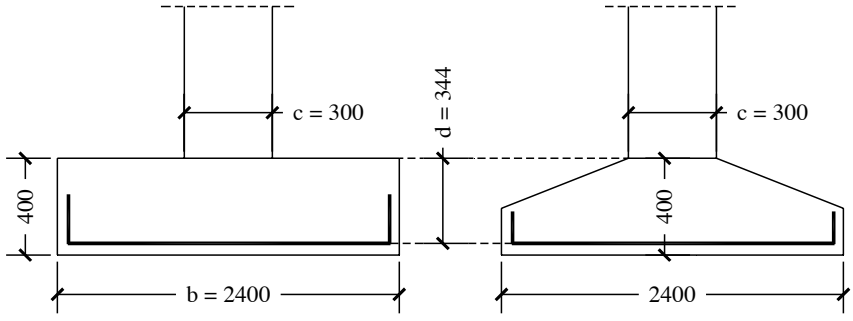


Figura 9.41 Geometria e dimensioni del plinto di fondazione dell'Esempio 11 (l'esempio è valido sia per il plinto di sinistra ad estradosso piano, sia per quello di destra con estradosso inclinato).

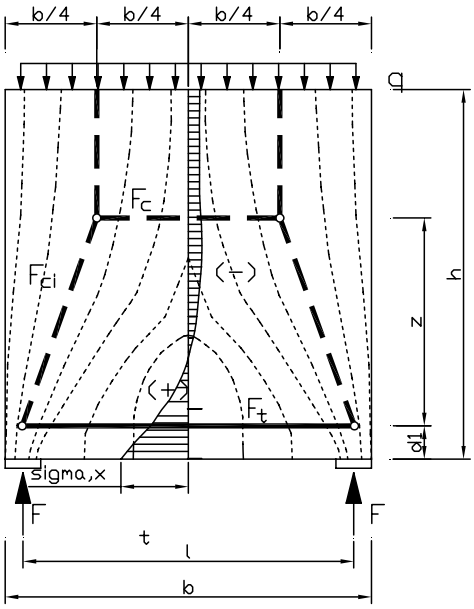


Figura 10.1 Modello S&T di una trave parete.

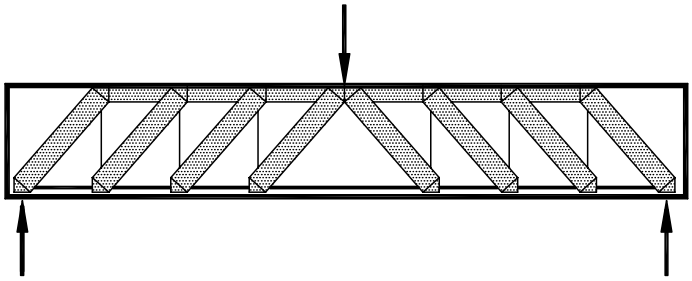


Figura 10.2 Traliccio di Ritter-Mörsch.

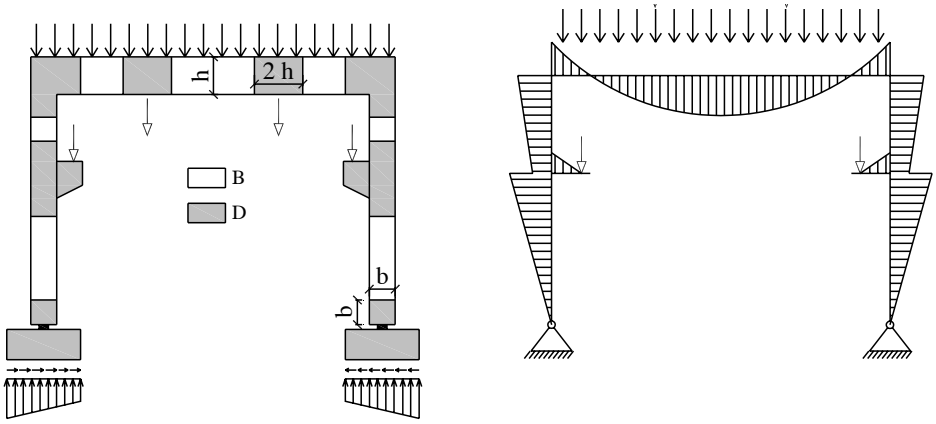


Figura 10.3 Suddivisione di un portale in zone "D" e "B" (ogni zona "D" si estende su ciascun lato della discontinuità per un tratto pari all'altezza dell'elemento strutturale).

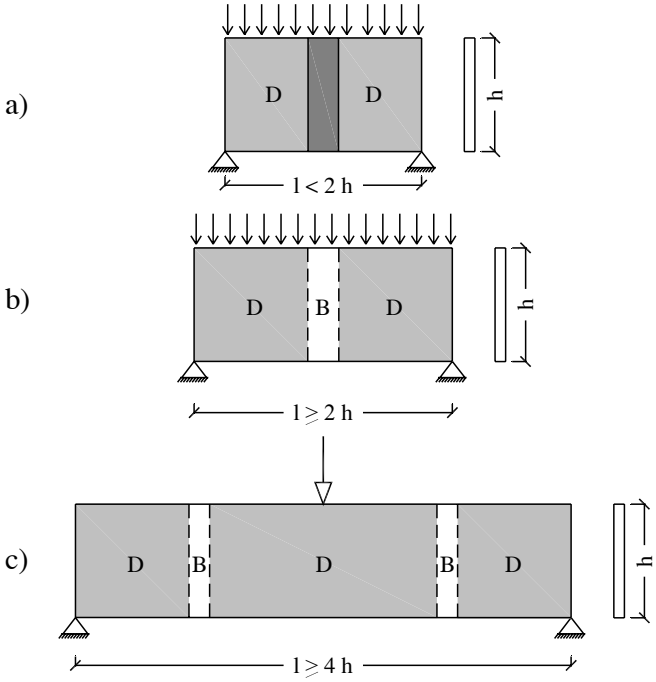


Figura 10.4 Suddivisione in zone "D" e "B" di travi appoggiate di diversa snellezza (ogni zona "D" si estende su ogni lato della discontinuità - rappresentata dal carico concentrato e dalla reazione vincolare - per un tratto pari all'altezza *h* dell'elemento strutturale).

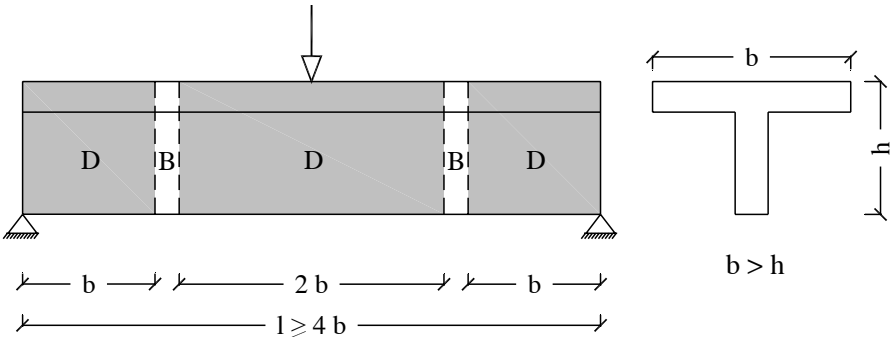


Figura 10.5 Suddivisione in zone "D" e "B" di una trave con sezione a T di larghezza *b* maggiore dell'altezza *h*.

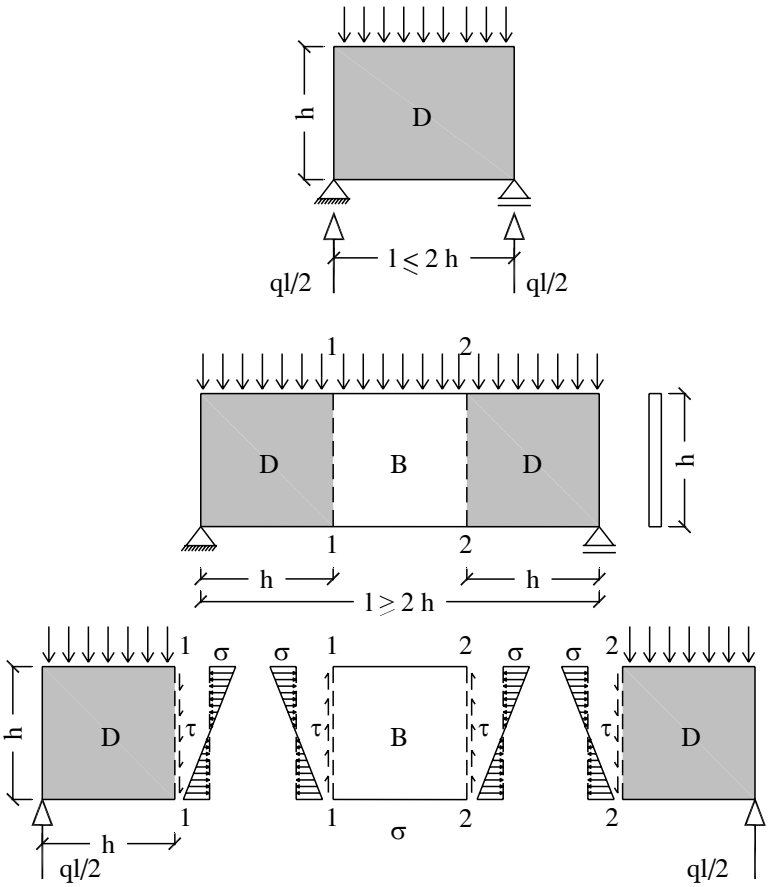


Figura 10.6 Determinazione delle forze al contorno di una regione "D": per la trave in alto ($l \leq 2h$) le forze al contorno coincidono con i carichi esterni e con le reazioni vincolari, mentre per la trave in basso ($l > 2\,h$) le forze sul bordo delle regioni "D" all'interfaccia con la regione "B" sono date dal momento risultante e dal taglio risultante nelle sezioni di estremità 1-1 e 2-2 della regione "B".

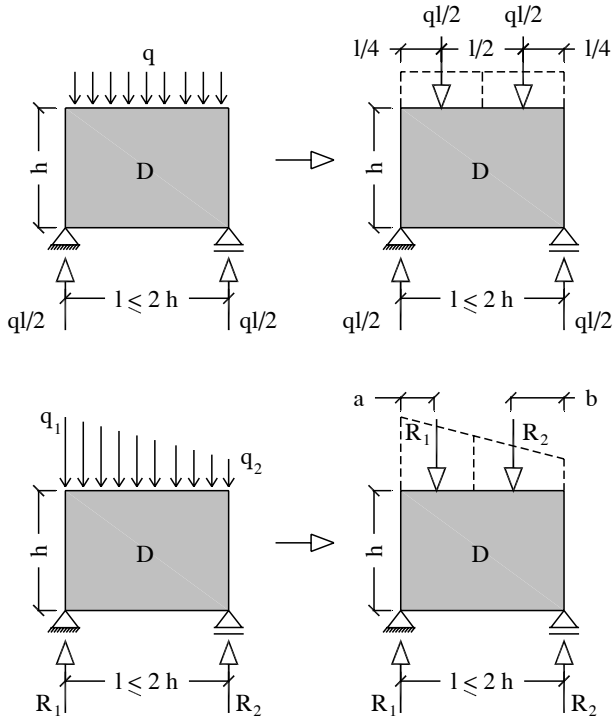


Figura 10.7 Schematizzazione di carichi distribuiti sui bordi (a sinistra) con forze concentrate equivalenti (a destra).

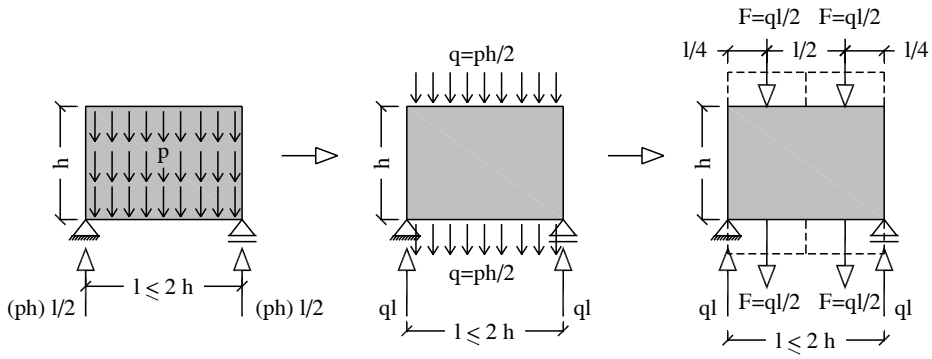


Figura 10.8 Schematizzazione di un carico distribuito per unità di superficie all'interno di una trave parete (carico *p* a sinistra) con carichi distribuiti sui bordi (carichi *q* al centro) e forze concentrate equivalenti (carichi *F* a destra).

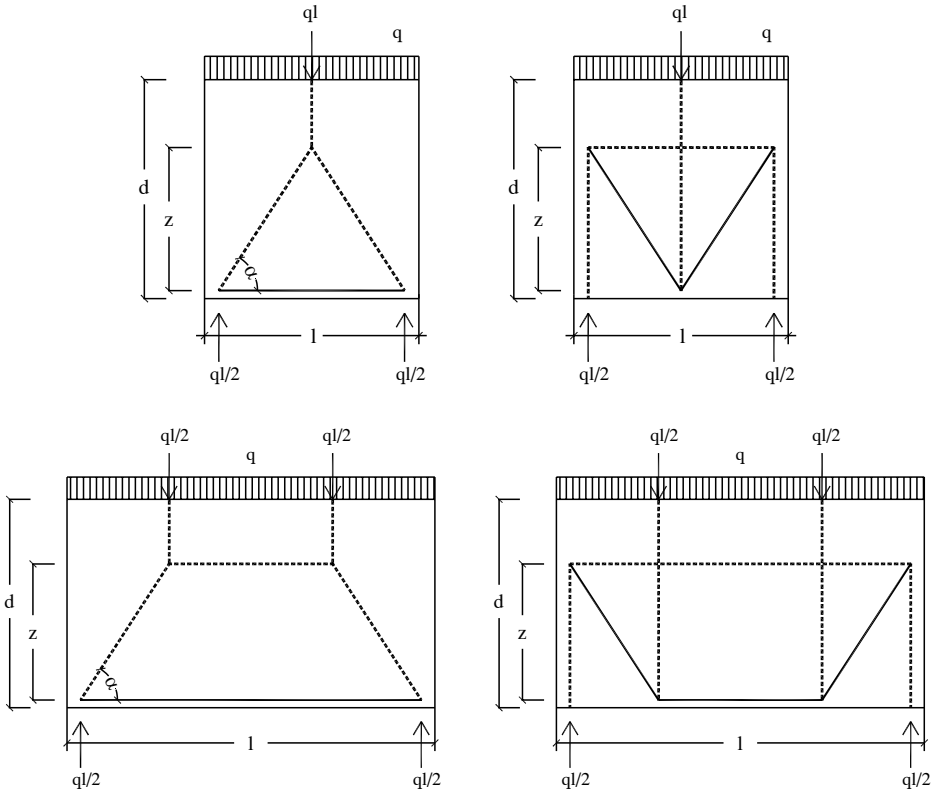


Figura 10.9 Possibili modelli S&T per una trave parete (linee tratteggiate = puntoni, linee continue = tiranti).

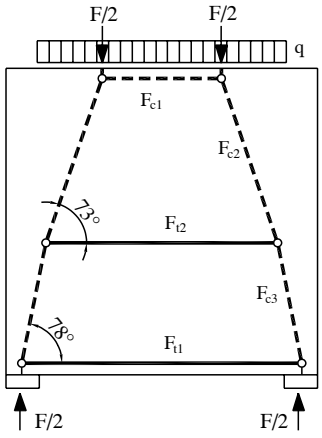


Figura 10.10 Modello della trave parete della figura 10.1 adattato alla distribuzione di sforzi dello SLU (puntoni = linee tratteggiate, tiranti = linee continue).

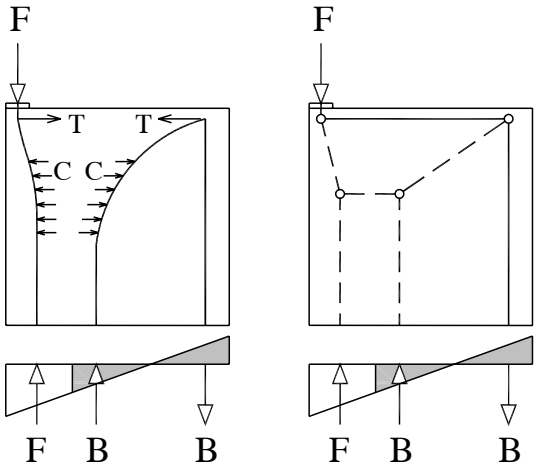


Figura 10.11 Percorsi di carico di una trave parete (puntoni = linee tratteggiate, tiranti = linee continue).

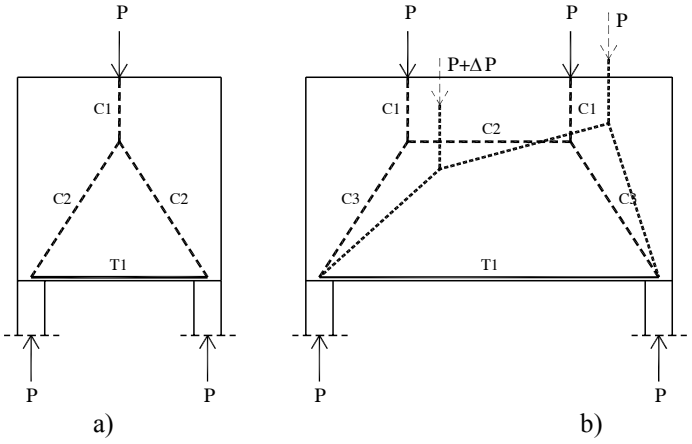


Figura 10.12 Esempio di modello tirante-puntone isostatico (a sinistra) e labile ma staticamente determinato (a destra) (*nella figura di destra è evidenziato il cinematismo conseguente all'applicazione di un incremento di carico ΔP solo al carico di sinistra*).

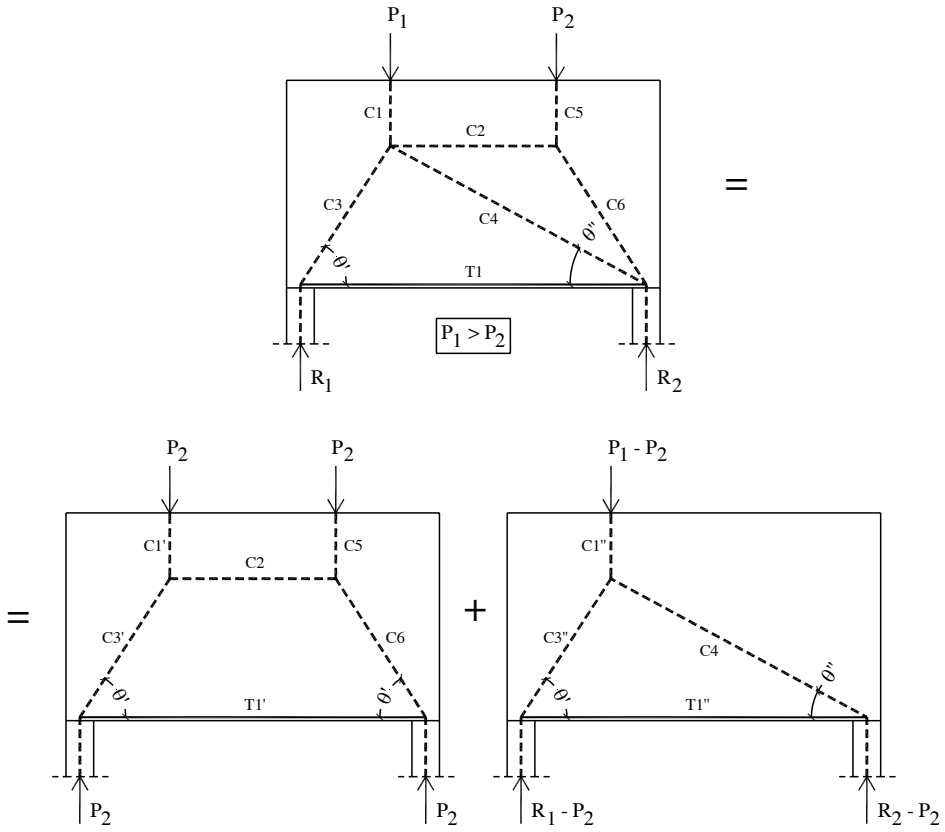


Figura 10.13 Esempio di modello tirante-puntone staticamente determinato per una trave parete soggetta a due carichi concentrati non simmetrici; il traliccio si può pensare come sovrapposizione di un traliccio labile (in basso a sinistra) e di uno isostatico (in basso a destra).

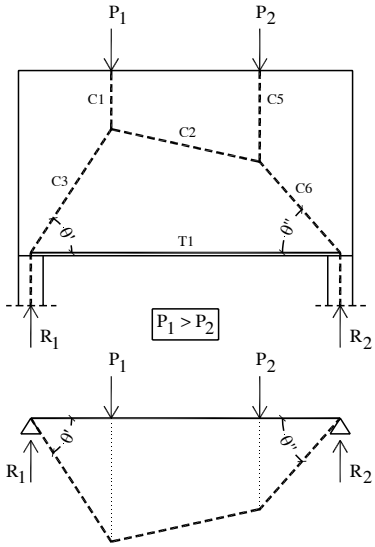


Figura 10.14 Trave parete soggetta a due carichi concentrati non simmetrici: identificazione del modello S&T a partire dal diagramma del momento flettente della trave snella con la stessa luce e soggetta agli stessi carichi.

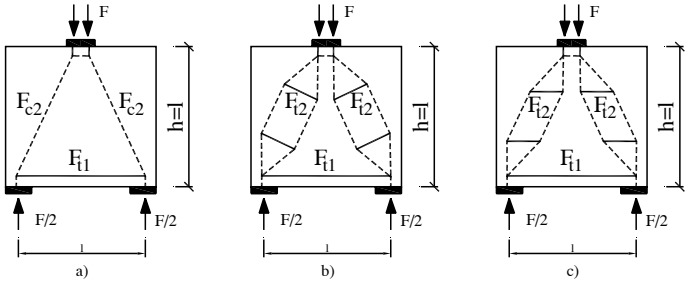


Figura 10.15 Trave parete soggetta a carico concentrato: a) modello S&T di base, b) modello raffinato con tiranti inclinati, c) modello raffinato con tiranti orizzontali (puntoni = linee tratteggiate, tiranti = linee continue).

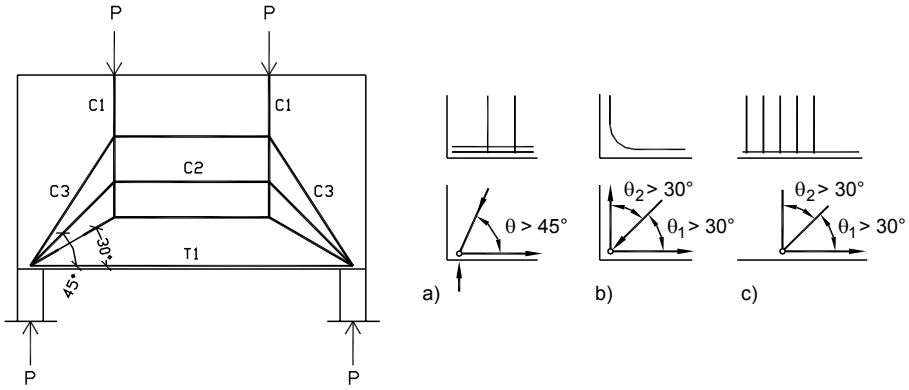


Figura 10.16 Variazione del modello S&T di una trave parete al variare dell'angolo tra puntoni inclinati e tirante orizzontale da 30° (valore minimo) a valori maggiori di 45°: intersezione di un puntone con uno (a) o con due tiranti ortogonali (b e c).

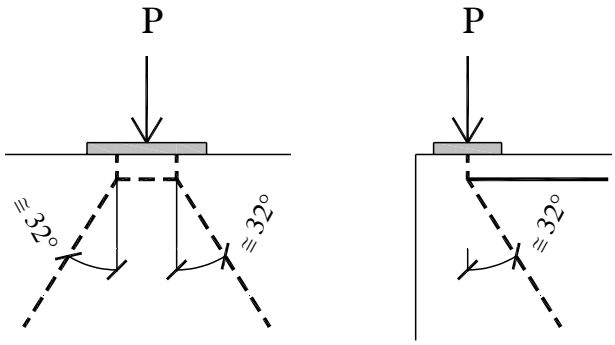


Figura 10.17 Angolo di diffusione di un carico concentrato (dalla teoria dell'elasticità).

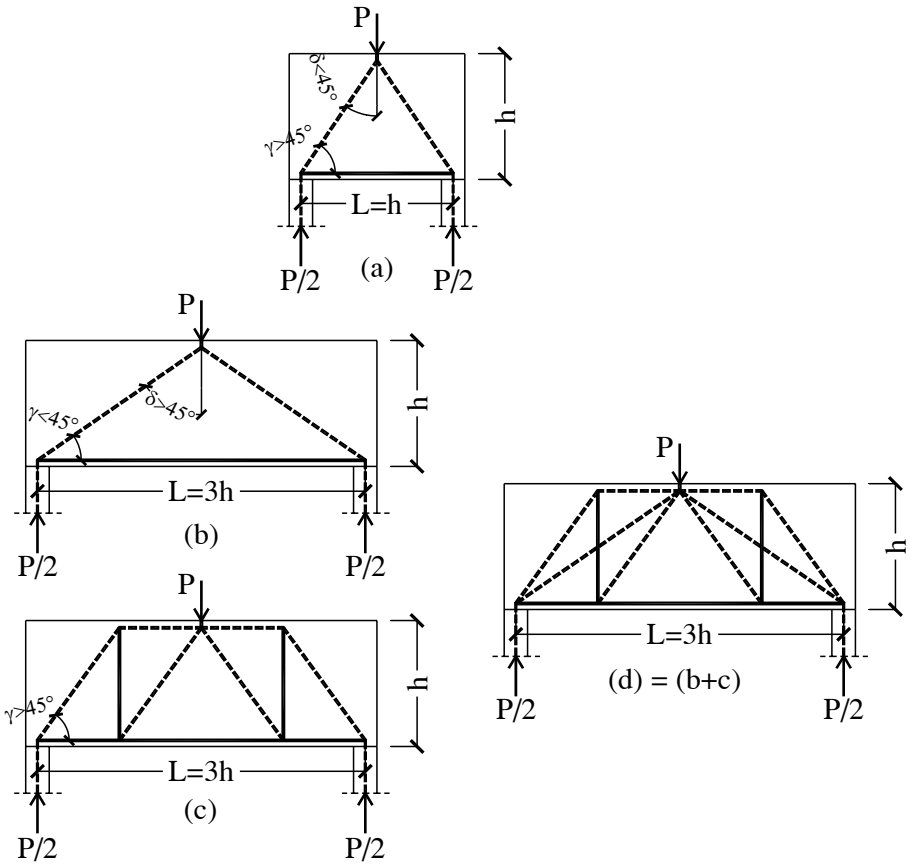


Figura 10.18 Modelli tirante-puntone di una trave parete al variare della snellezza.

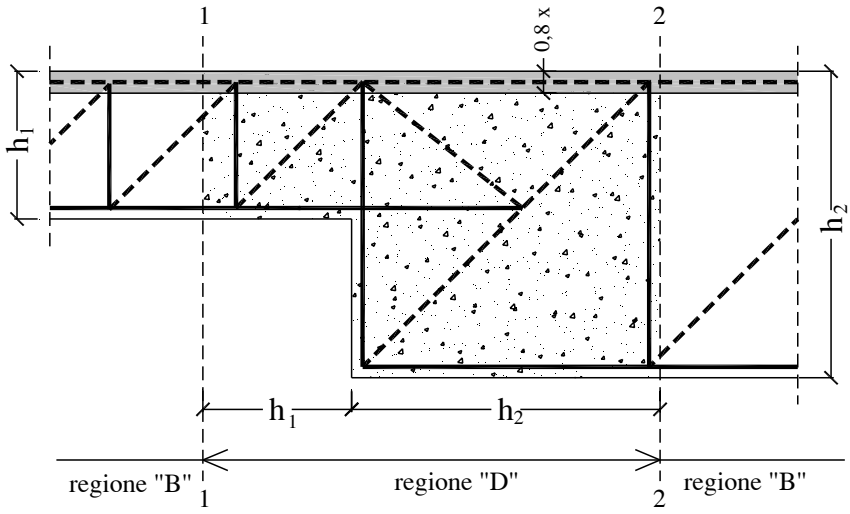
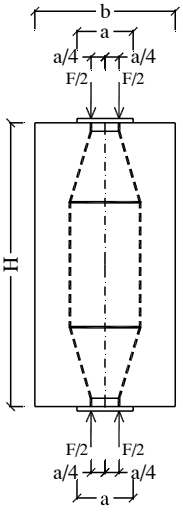
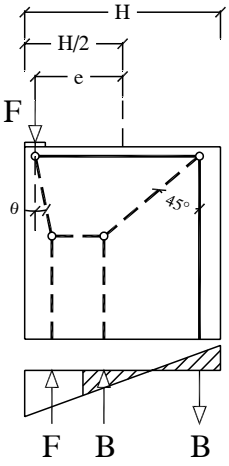
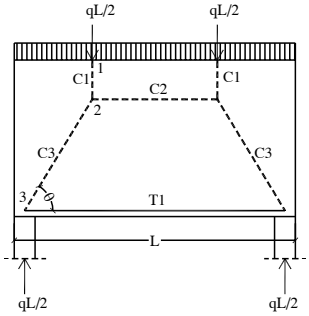


Figura 10.19 Distanza minima delle aste dai bordi: il corrente superiore avrà una distanza dal bordo non inferiore a 0,4 x, dove x è la profondità dell'asse neutro calcolata nella regioni "B" adiacenti (si può assumere $x = \max(x_1; x_2)$ essendo x_1 e x_2 le profondità dell'asse neutro nella sezione 1-1 a sinistra della regione "D" e nella sezione 2-2 a destra).

Prospetto 10.1 Modelli S&T ricorrenti.

Sigla	Descrizione	Geometria	Dove si utilizza
D1	Diffusione di forze concentrate centrate all'interno di un puntone (par. 10.6.1)		Puntoni di tutti i modelli S&T (tranne i campi di compressione prismatici o a ventaglio)
D2	Diffusione di un carico eccentrico (par. 10.6.2)		Precompressione eccentrica
D3	Carico distribuito sul bordo di una trave parete (par. 10.6.3)		Trave parete Precompressione centrata con due cavi posti ai lembi della sezione (*si immagini di sostituire nella figura i pilastri con le testate dei due cavi*)

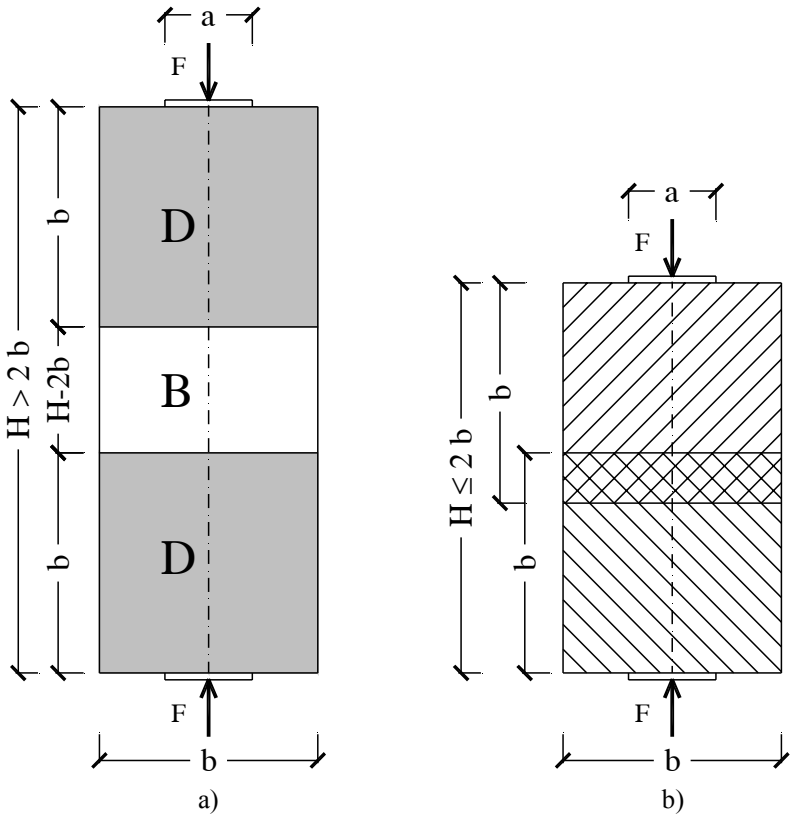


Figura 10.20 Puntone con discontinuità parziale ($H > 2 \cdot b$) e con discontinuità totale ($H \leq 2 \cdot b$).

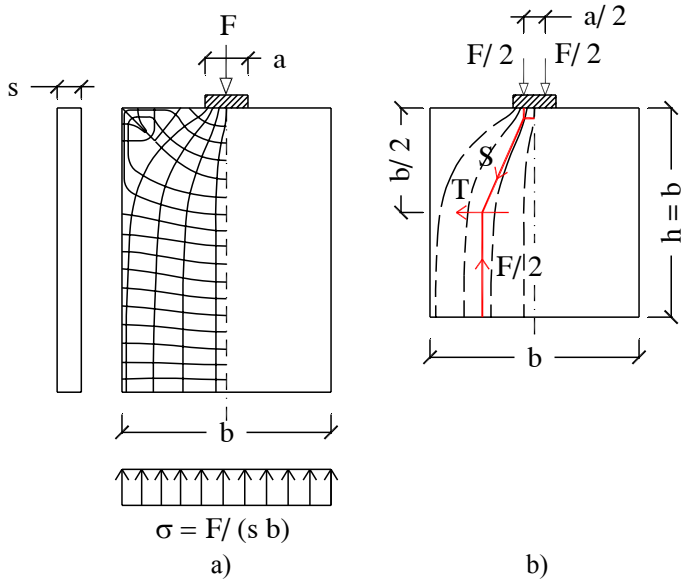


Figura 10.21 Schema di diffusione di un carico concentrato secondo Mörsch.

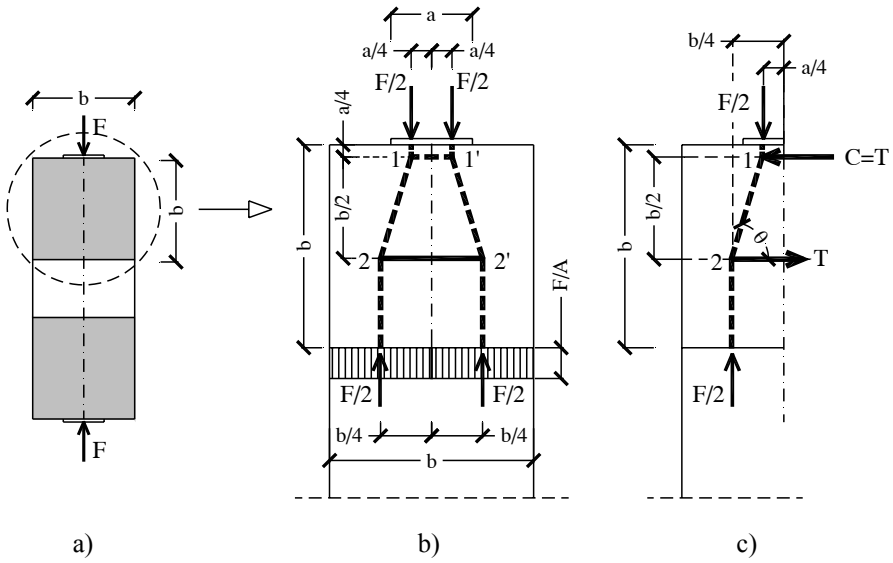


Figura 10.22 Modello tirante-puntone per il calcolo della forza *T* nel tirante trasversale di un puntone con discontinuità parziale (puntoni = linee tratteggiate, tiranti = linee continue) [Figura 6.25].

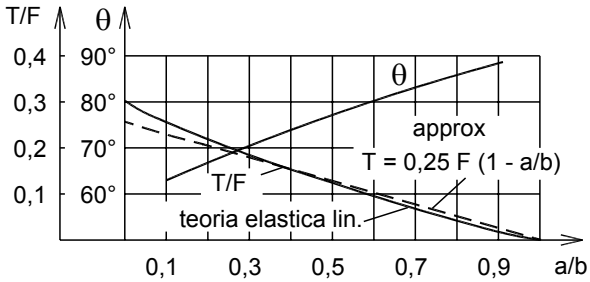


Figura 10.23 Andamento della forza trasversale e dell'inclinazione θ dei puntoni inclinati al variare di a/b ricavati con il modello S&T della figura 10.22 (la curva tratteggiata è invece relativa ai risultati ottenuti dall'analisi elastica del problema).

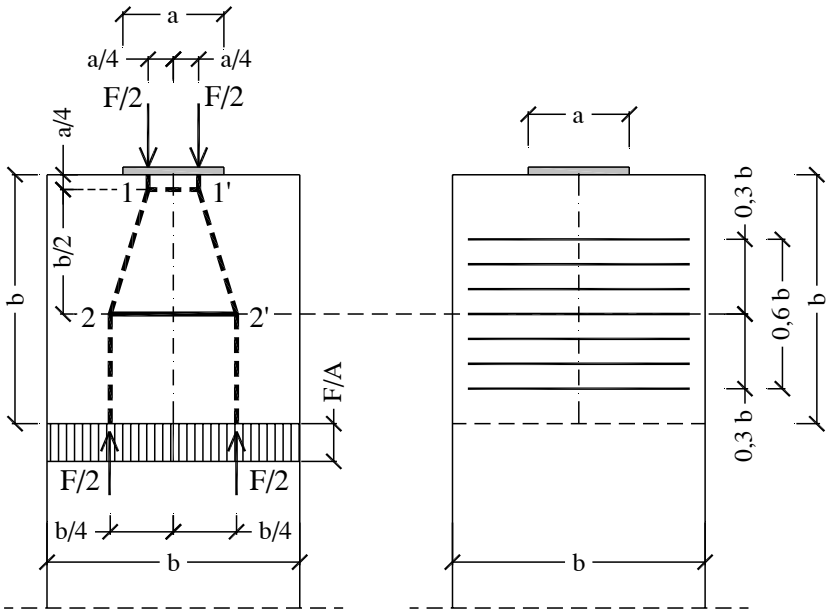


Figura 10.24 Disposizione delle armature di frettaggio (le armature sono centrate sul tirante 2-2' del modello S&T ed interessano un tratto lungo 0,6 *b*).

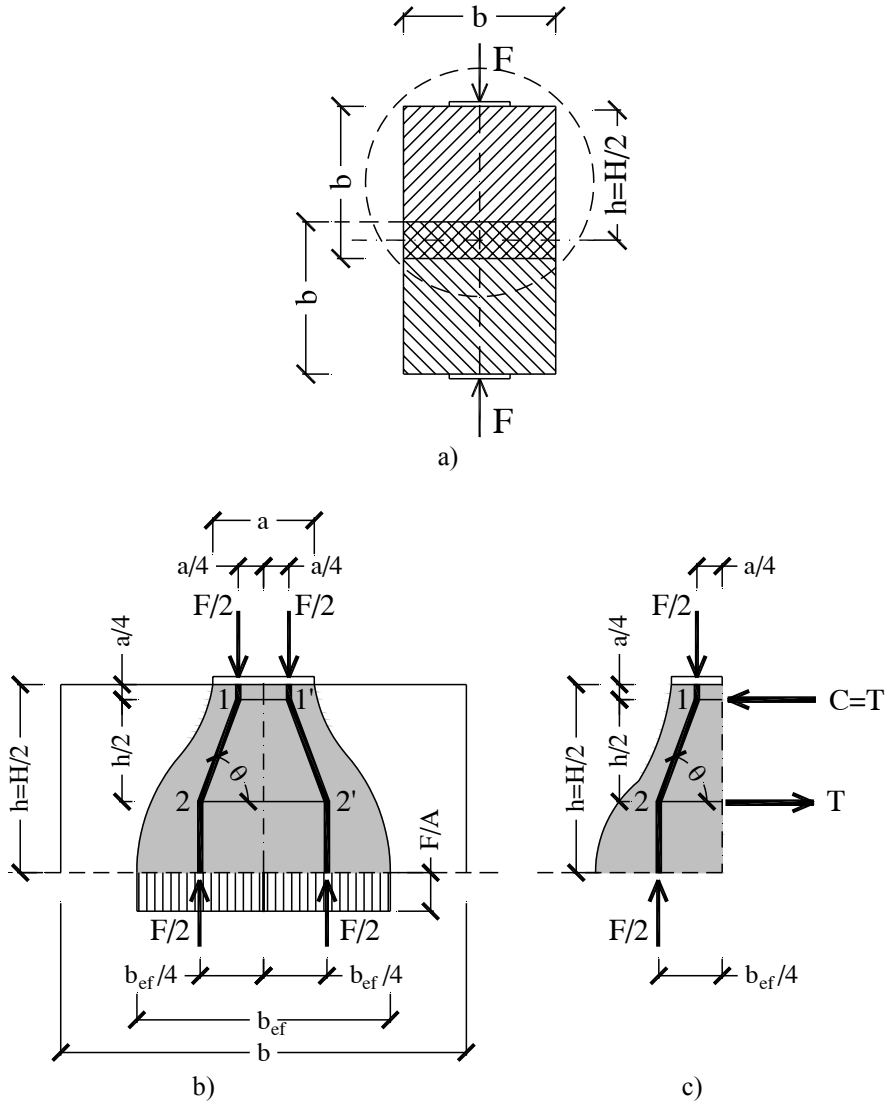


Figura 10.25 Modello tirante-puntone per il calcolo della forza *T* nel tirante trasversale di un puntone con discontinuità totale [Figura 6.25]: a) sovrapposizione delle regioni "D" nella zona centrale del puntone; b) modello S&T; c) equilibrio alla rotazione di metà modello.

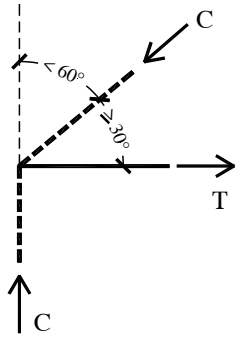


Figura 10.26 Deviazione massima (< 60°) dell'asse di un puntone.

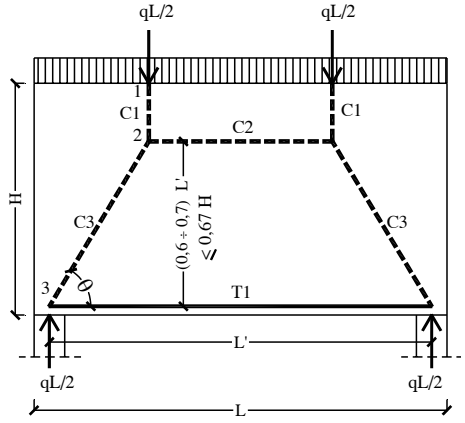


Figura 10.27 Trave parete su due appoggi soggetta ad un carico uniformemente distribuito sul bordo superiore.

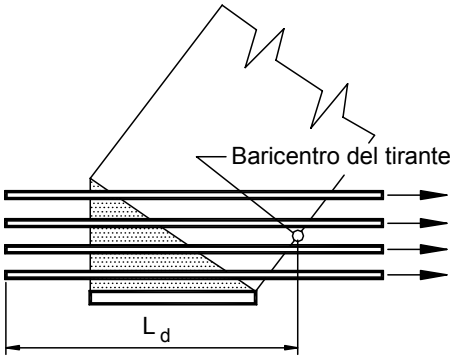


Figura 10.28 Ancoraggio in rettilineo delle armature in un nodo.

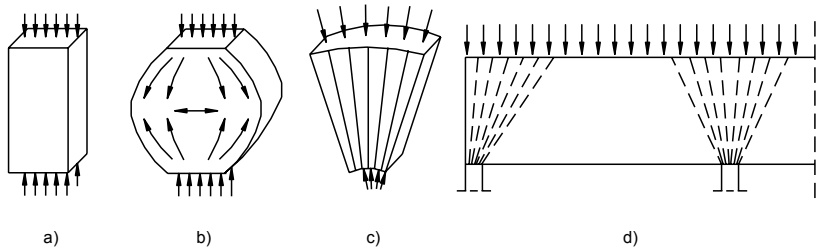


Figura 10.29 Campi tensionali di compressione: (a) “prismatico”, (b) a “collo di bottiglia”, (c, d) a “ventaglio”.

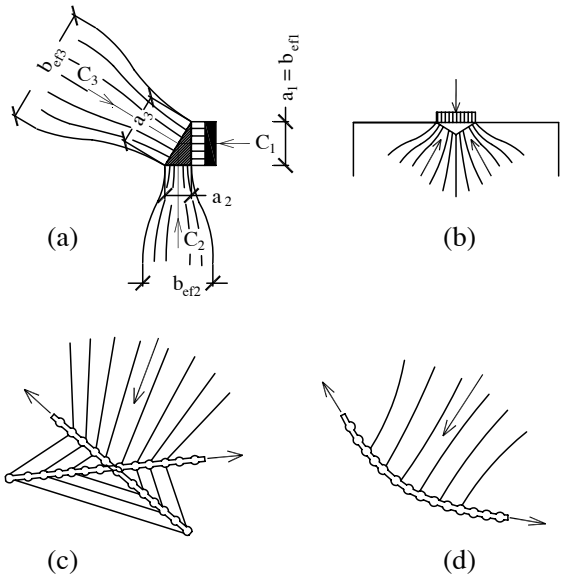


Figura 10.30 Nodi concentrati (a,b) e nodi diffusi (c,d).

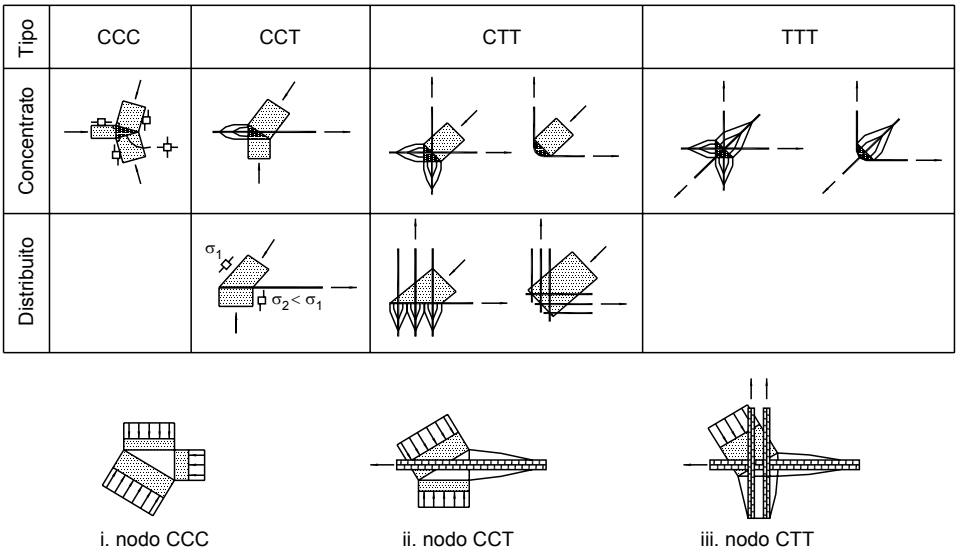


Figura 10.31 Tipi di nodo.

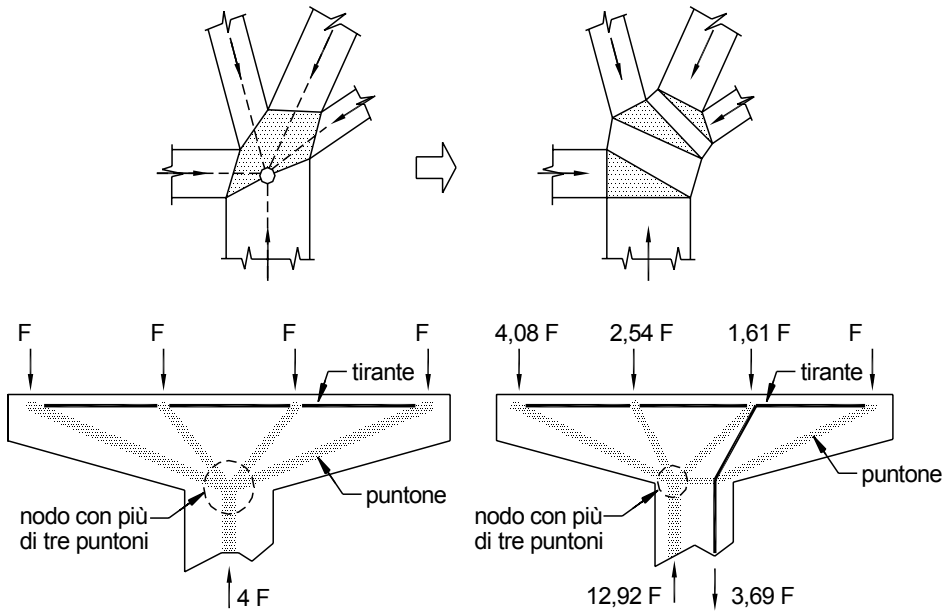


Figura 10.32 Esempi di nodi in cui confluiscono più di tre aste (in alto è mostrata la suddivisione di un nodo poligonale in tre nodi triangolari).

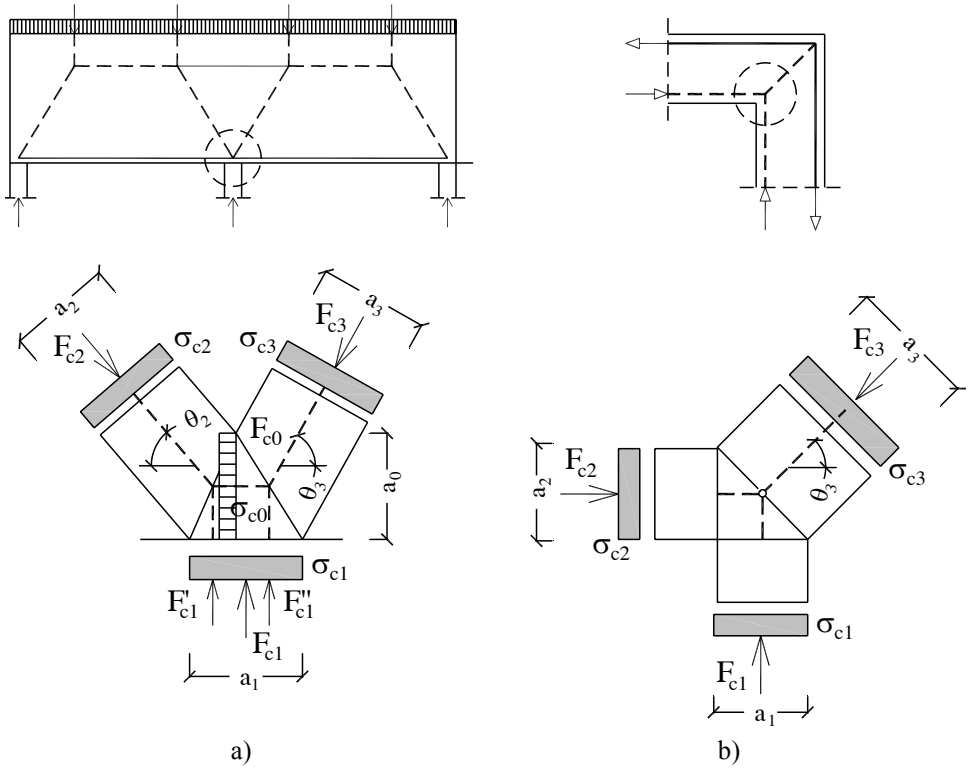
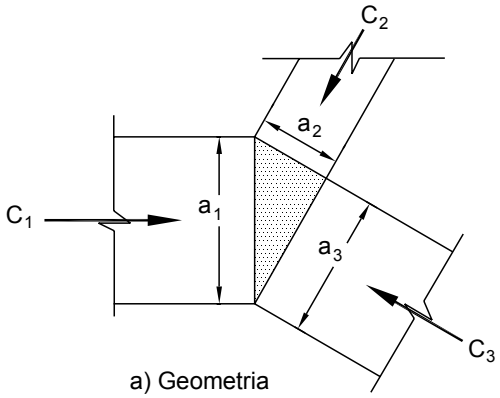


Figura 10.33 Nodi compressi con tre puntoni complanari: a) nodo sull'appoggio di continuità di una trave parete, b) nodo nell'angolo di un portale soggetto a momento negativo (che tende a chiudere il nodo).



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

Figura 10.34 Nodo idrostatico.

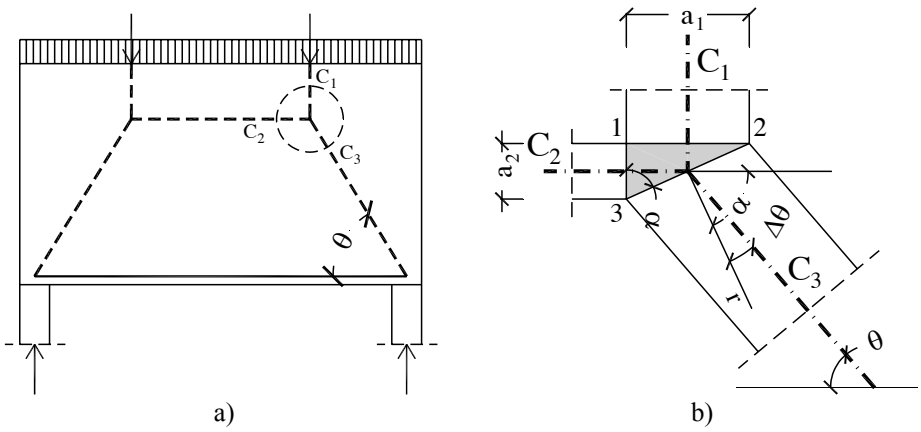


Figura 10.35 Esempio di nodo non idrostatico.

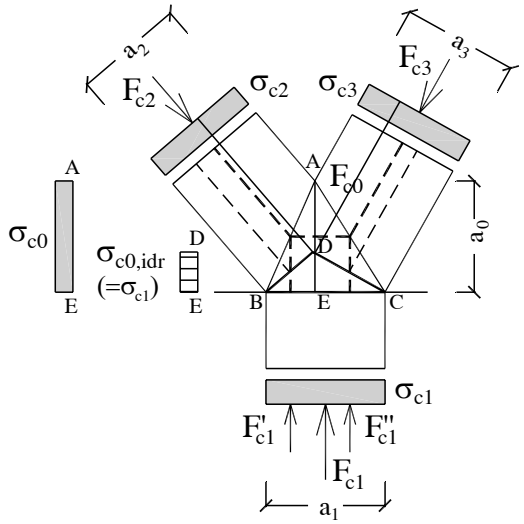


Figura 10.36 Nodo non idrostatico (ABC) e nodo idrostatico (DBC): i due nodi hanno la stessa base, ma altezze diverse (il nodo idrostatico è di altezza minore).

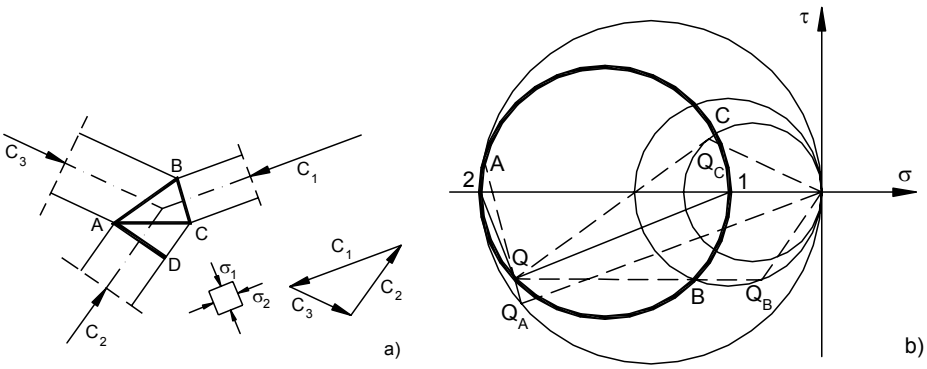


Figura 10.37 Costruzione grafica di Mohr per la determinazione dello stato di sforzo in un nodo CCC (Marti, 1985).

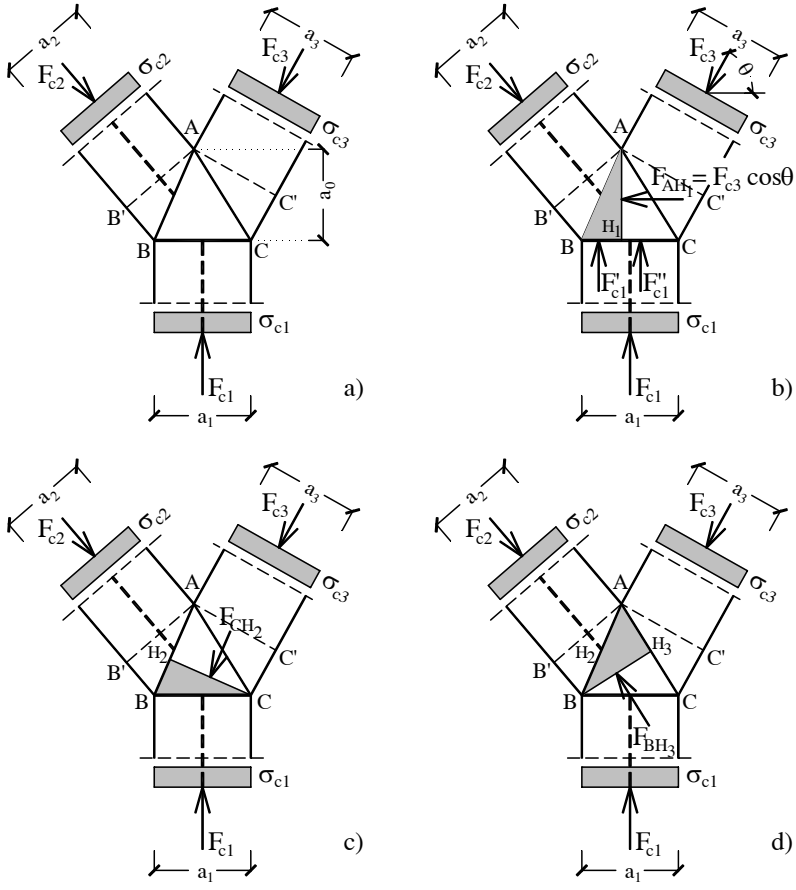


Figura 10.38 Nodo CCC: a) verifica sulle facce ortogonali agli assi dei puntoni (AB', AC', BC); b), c), d) verifica sulle sezioni del nodo perpendicolari alle facce nodali.

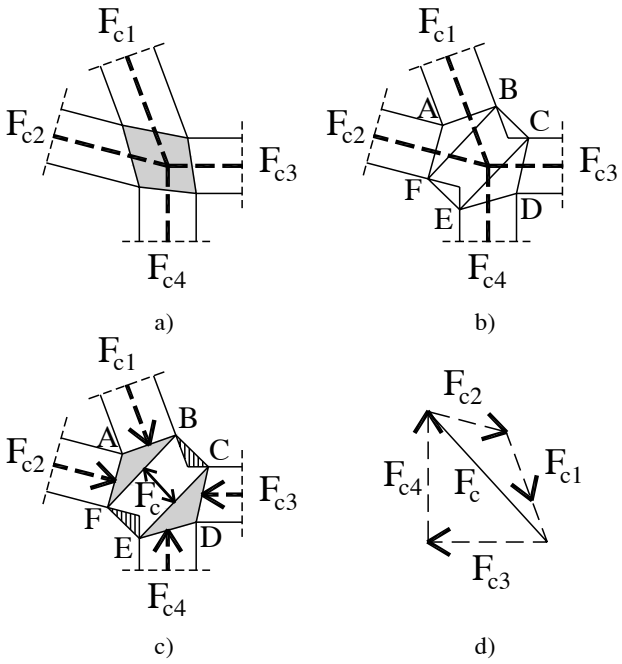
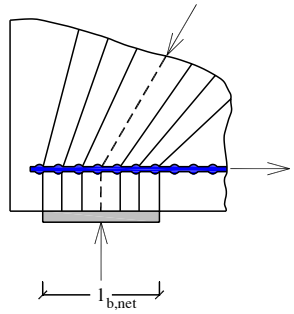
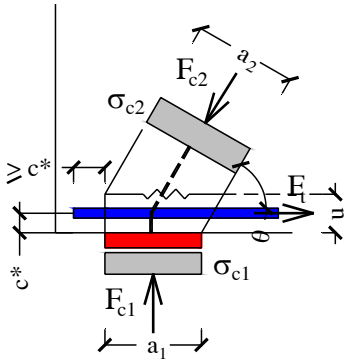
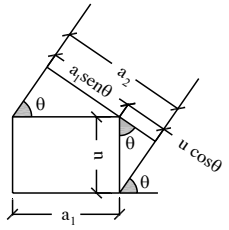
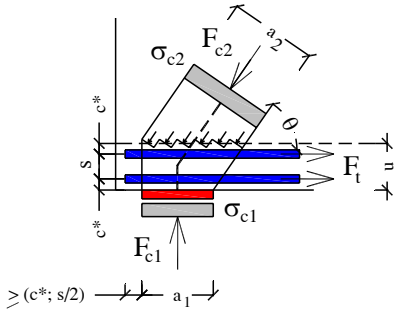


Figura 10.39 Nodo quadrangolare: a) geometria, b) suddivisione del nodo, c) puntone BCEF interno al nodo, con tratteggiate le porzioni non comprese nella geometria iniziale, d) poligono delle forze.

Prospetto 10.2 Altezza effettiva u di un nodo CCT.

Tipo di nodo		Altezza effettiva
 lunghezza di ancoraggio	un solo strato di armatura che non prosegue oltre il campo di compressione deviato	$u = 0$
	un solo strato di armatura che si prolunga oltre il puntone di almeno c^*, dove c^* è la distanza dell'asse dell'armatura dal bordo inferiore	$u = 2\ c^*$ il prolungamento della barra per un tratto c^* oltre il campo di compressione deviato, consente una distribuzione dello sforzo a partire dall'estremo della barra su un'altezza almeno pari a $2\ c^*$, nell'ipotesi di diffusione degli sforzi a 45° su ambo i lati della barra
 	n strati di armatura posti ad interasse s, che si estendono oltre il campo di compressione deviato per un tratto pari al valore massimo tra c^* e $s/2$	$u = 2\ c^* + (n\text{-}1)\ s$ come per il caso precedente, considerando una diffusione a 45° degli sforzi dalle estremità delle barre verso il nodo

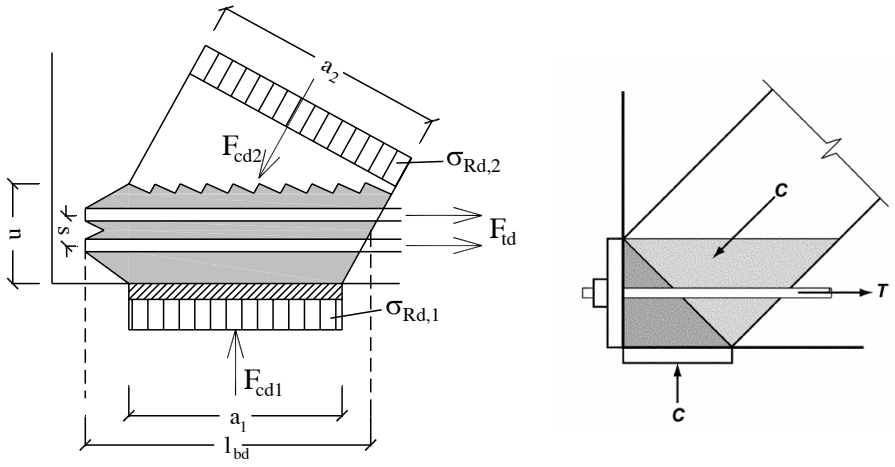


Figura 10.40 Nodo CCT di un appoggio di estremità: a) barre ancorate per aderenza nel nodo, b) tirante ancorato con piastra.

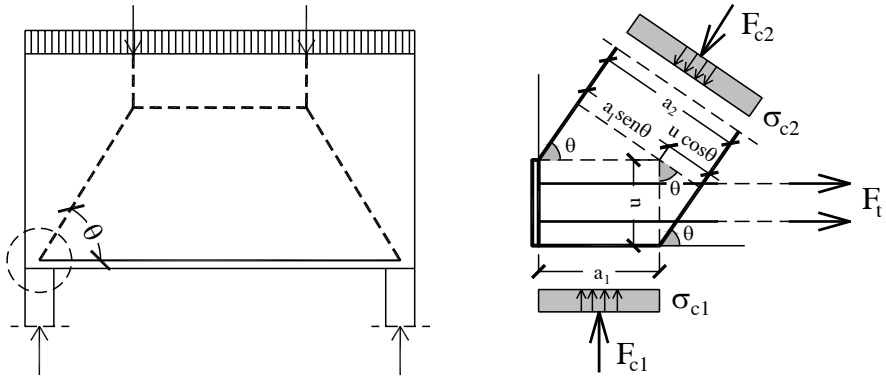


Figura 10.41 Schema per il calcolo della larghezza a_2 del puntone diagonale di un nodo CCT sull'appoggio di estremità di una trave parete.

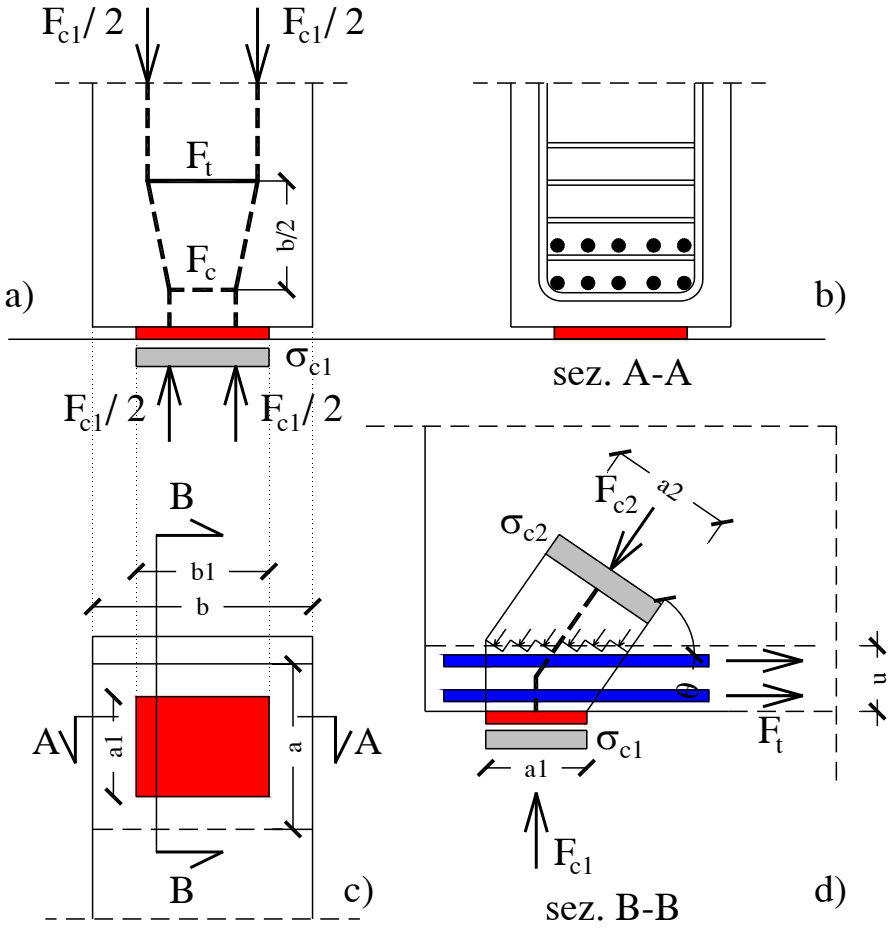


Figura 10.42 Nodo CCT con diffusione sia nel piano dell'elemento strutturale (in basso a destra) sia nel piano ortogonale allo spessore (in alto a sinistra).

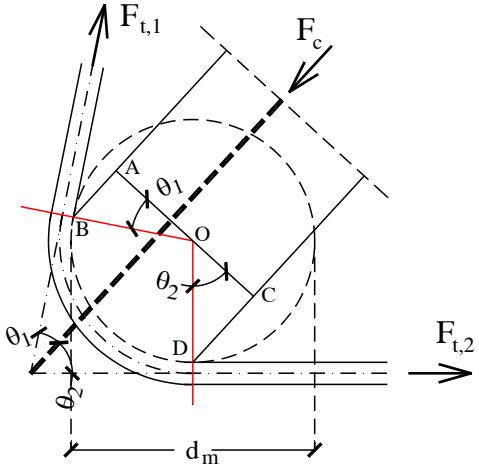


Figura 10.43 Nodo CTT con barra piegata.

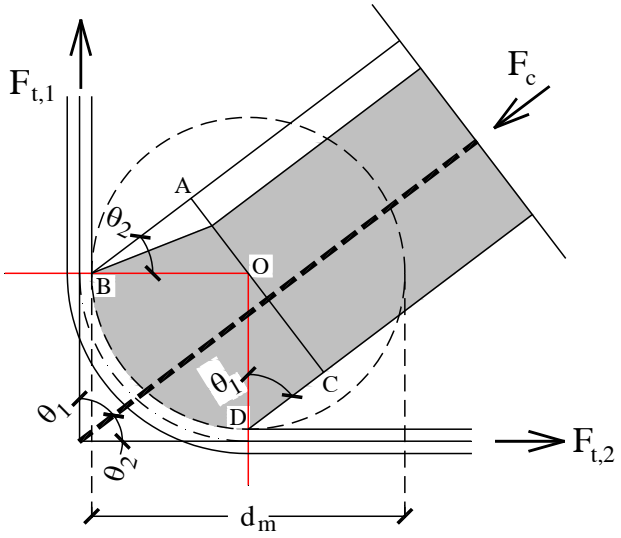


Figura 10.44 Nodo CTT con tiranti ortogonali ($\theta_1 + \theta_2 = 90°$).

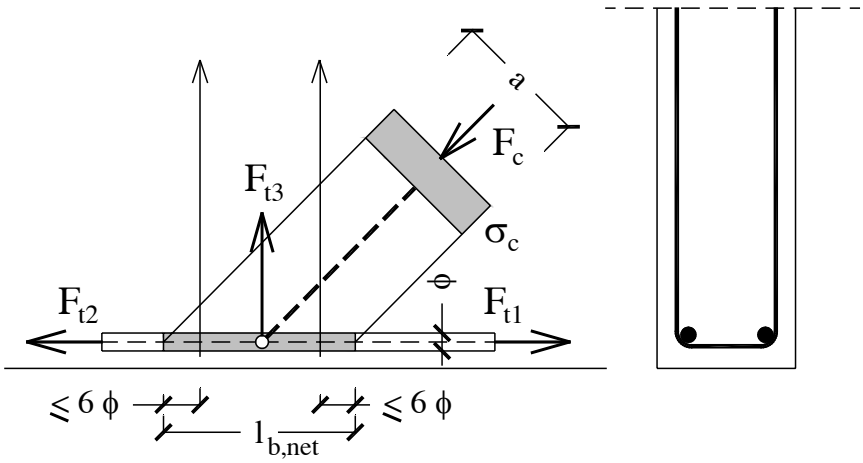


Figura 10.45 Nodi con tiranti posti in direzioni ortogonali.

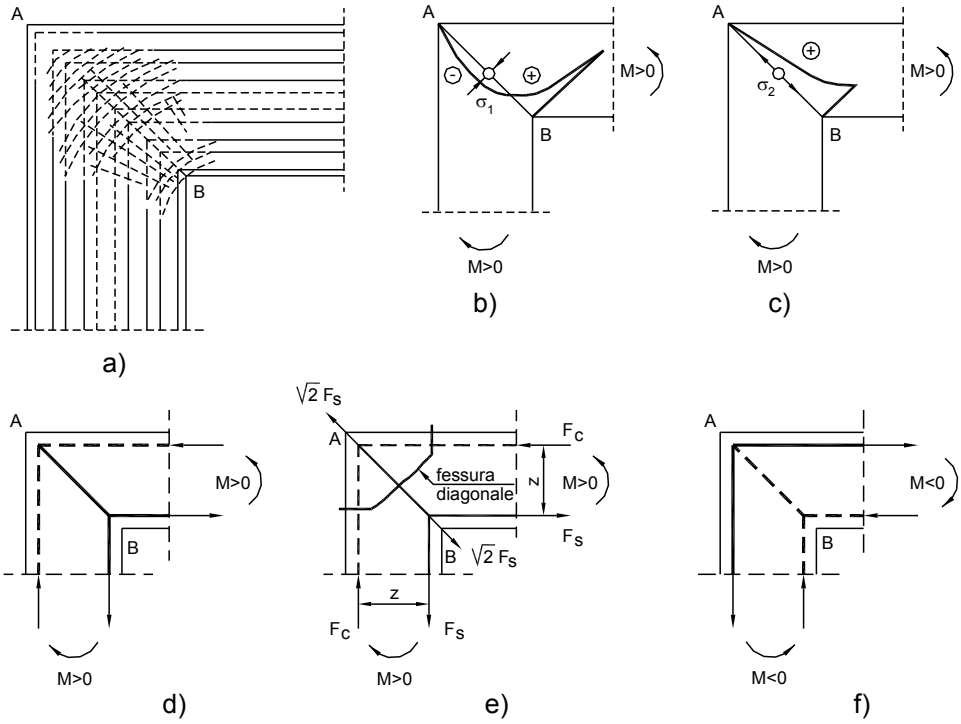


Figura 10.46 Angolo di portale soggetto a *momento flettente positivo*: a) linee isostatiche, b) tensioni normali di trazione parallele alla diagonale, c) tensioni normali sulla sezione diagonale, d) modello S&T, e) fessura diagonale. Oppure a *momento flettente negativo*: f) modello S&T.

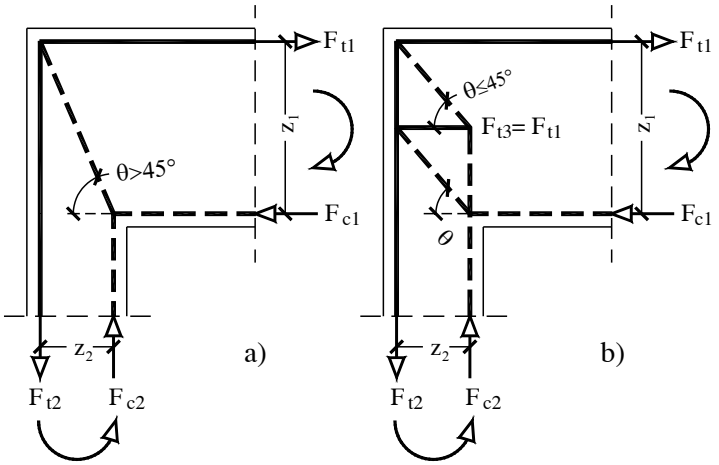


Figura 10.47 Modello S&T di un nodo soggetto a momento flettente negativo con $h_{trave} >> h_{pil}$: a) modello non accettabile per l'eccessiva ampiezza dell'angolo θ e la piccola ampiezza dell'angolo tra il puntone diagonale e l'armatura tesa del pilastro; b) modello corretto.

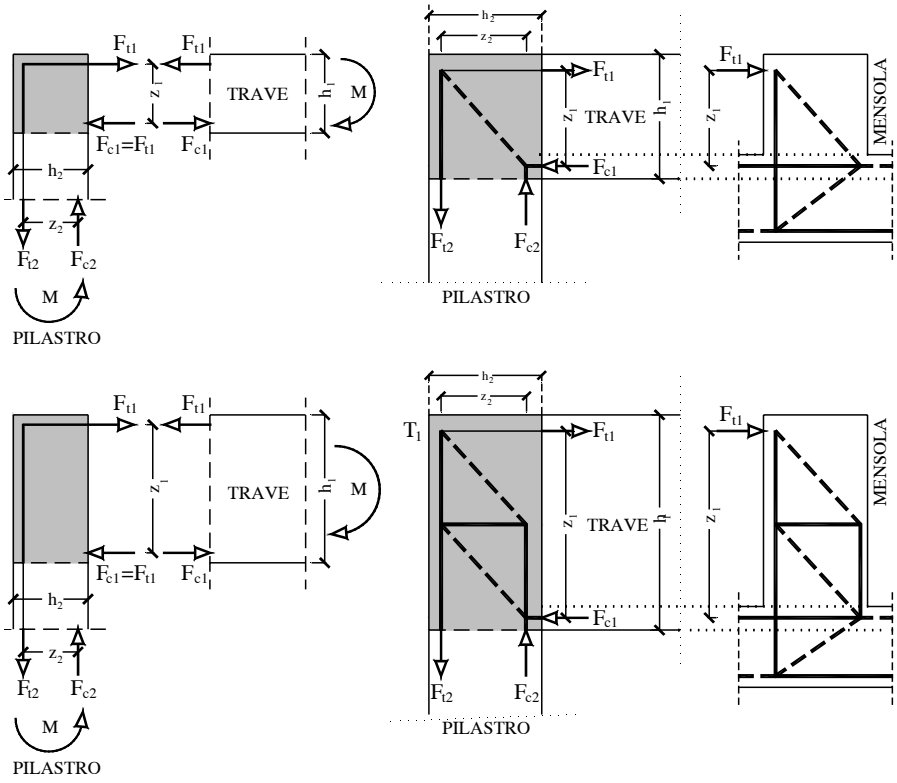


Figura 10.48 Modelli S&T per angoli di portali soggetti a momenti flettenti negativi: analogia con i modelli S&T di mensole tozze.

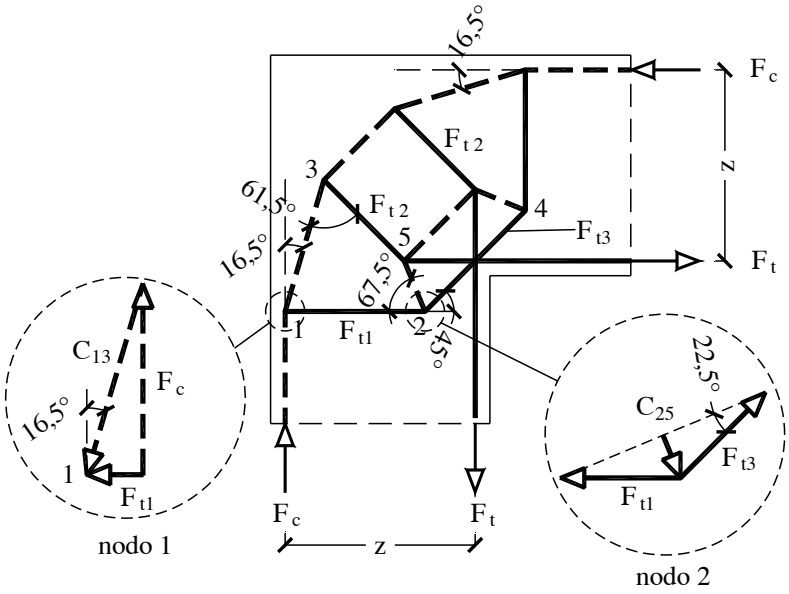


Figura 10.49 Angolo di portale soggetto ad elevato momento flettente positivo: modello S&T (in alto) e possibili disposizioni delle armature (in basso) [Figura J.4].

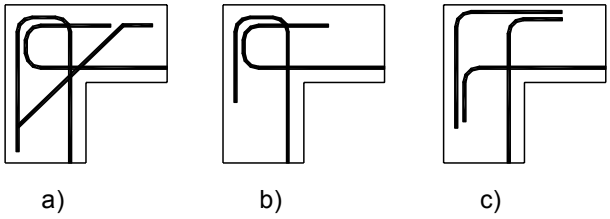


Figura 10.50 Efficienza dell'angolo di un portale soggetto a momento flettente positivo in funzione della tipologia di armatura: a) 100 %, b) e c): 25 ÷ 35 %.

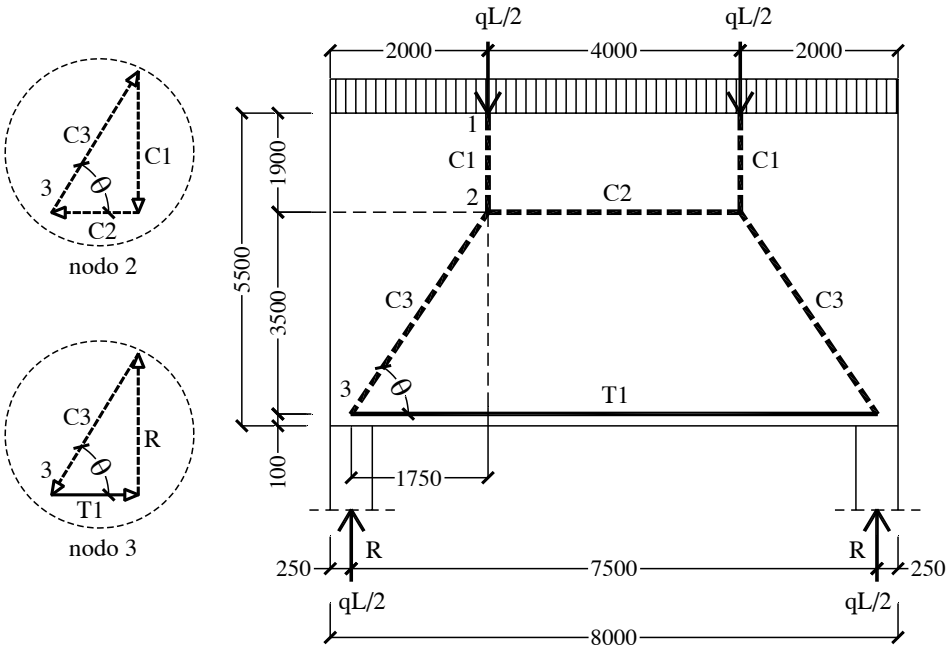


Figura 10.51 Modello S&T della trave parete.

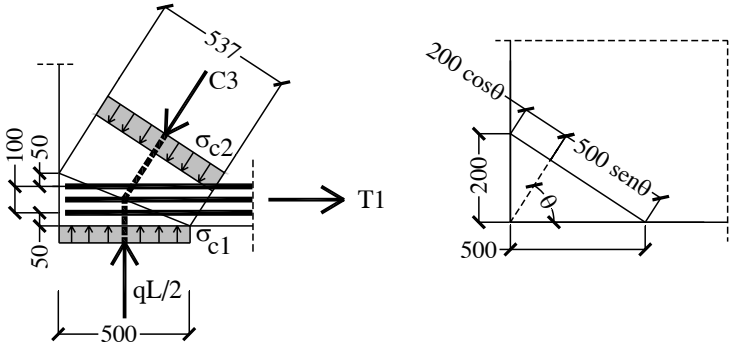


Figura 10.52 Nodo 3.

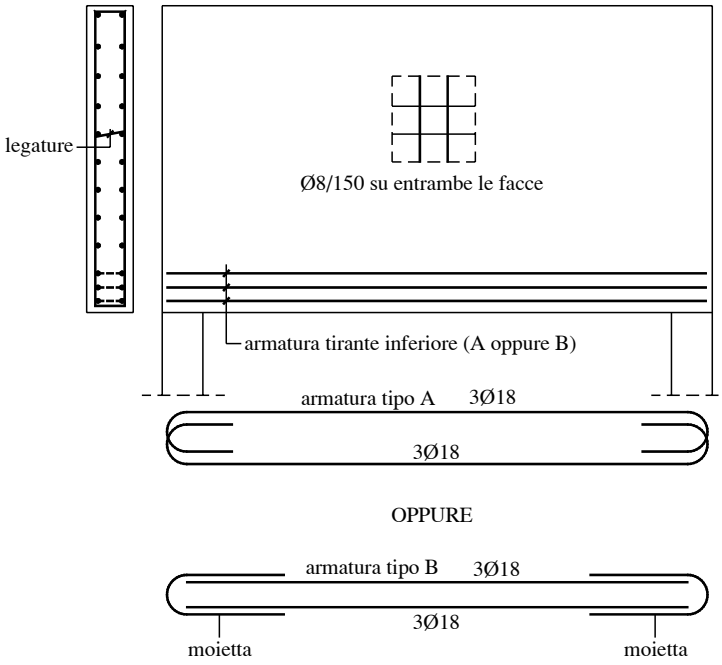


Figura 10.53 Schema delle armature della trave parete.

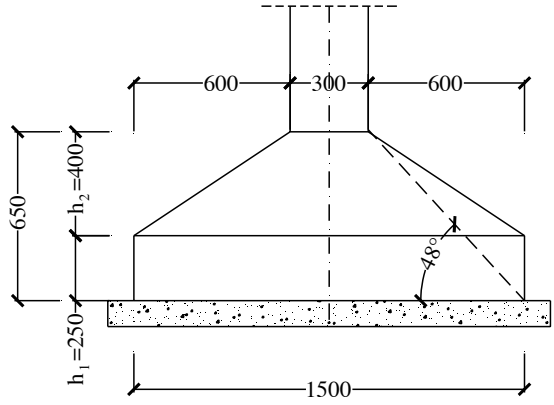


Figura 10.54 Plinto tozzo.

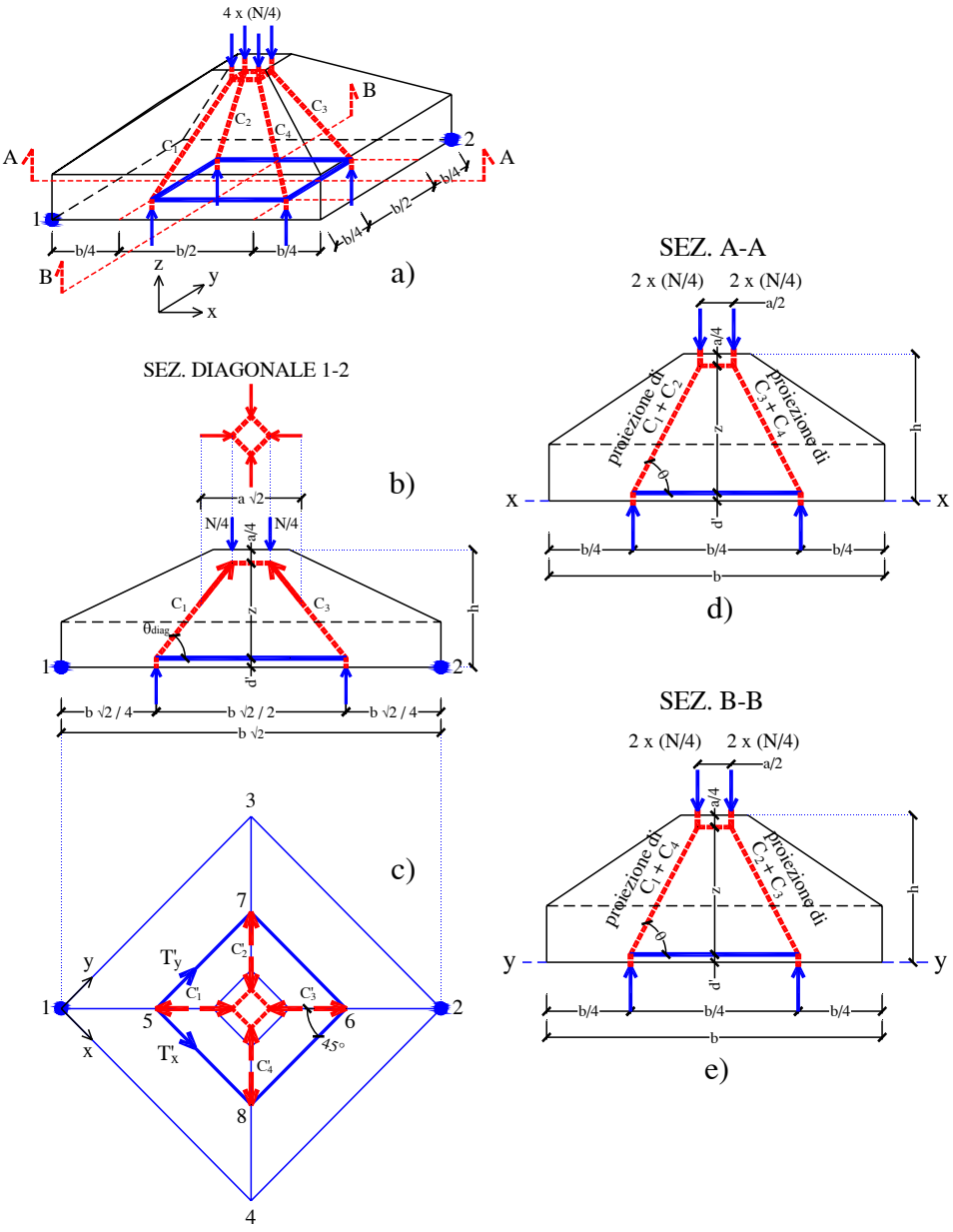


Figura 10.55 Modello S&T di un plinto tozzo con carico centrato.

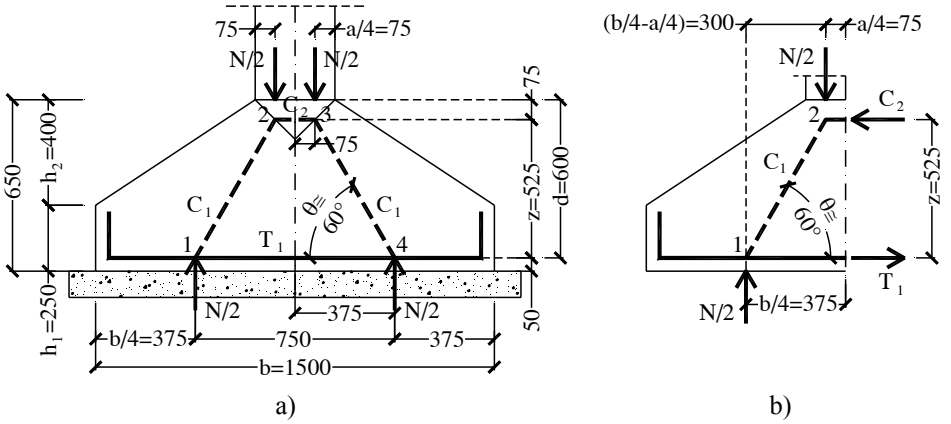


Figura 10.56 Modello S&T ottenuto sezionando indifferentemente secondo A-A o B-B il plinto; il tirante T_1 rappresenta lo sforzo T_x se si considera la sez. A-A e lo sforzo T_y se si considera la sez. B-B.

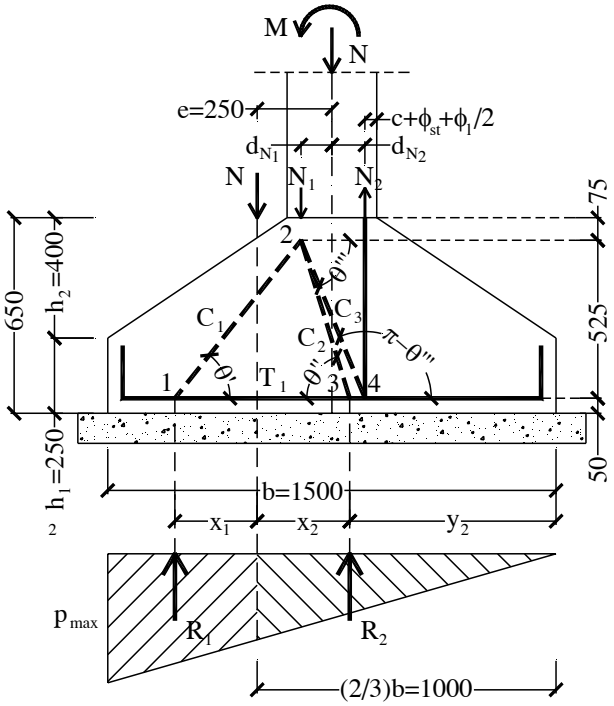


Figura 10.57 Modello S&T per plinto con carico eccentrico ($e = b/6$).

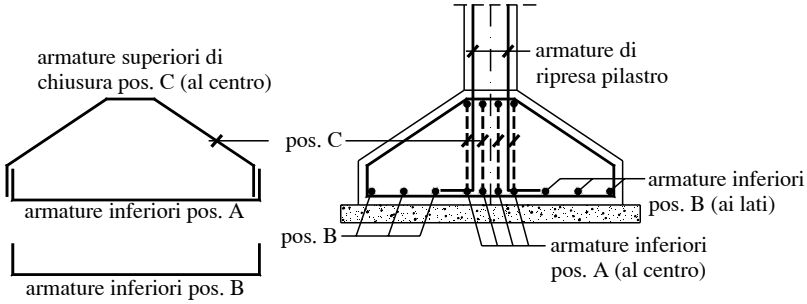


Figura 10.58 Disposizione schematica delle armature nel plinto di fondazione.

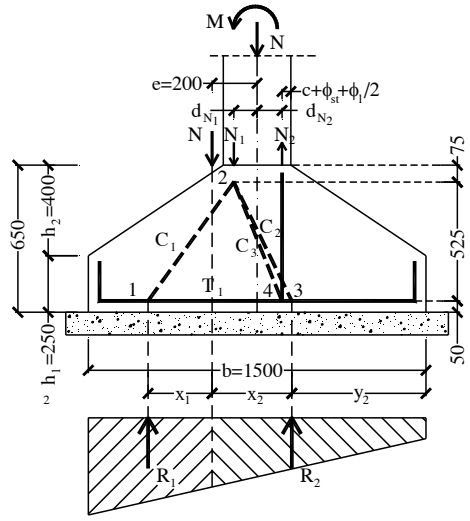


Figura 10.59 Modello S&T di plinto con carico eccentrico ($e < b/6$).

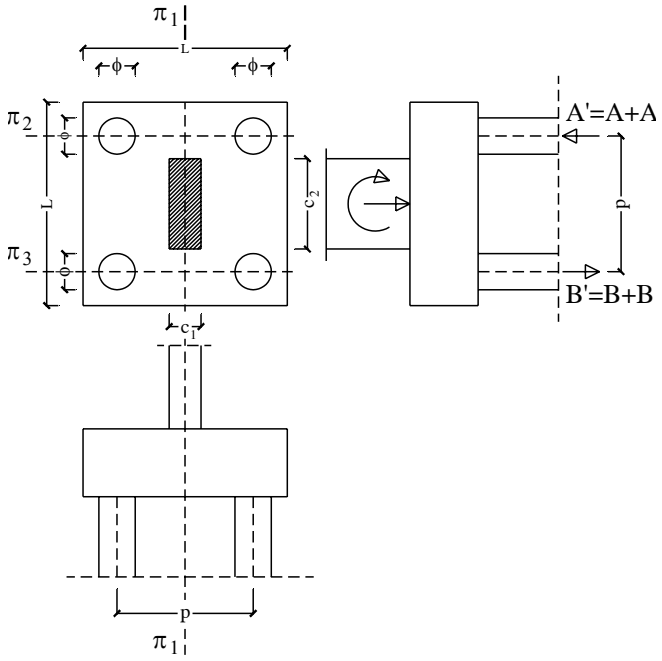


Figura 10.60 Plinto di fondazione su pali.

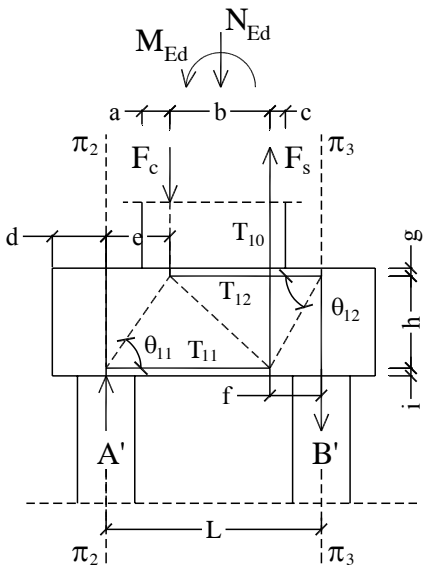


Figura 10.61 Modello S&T nel piano π_1.

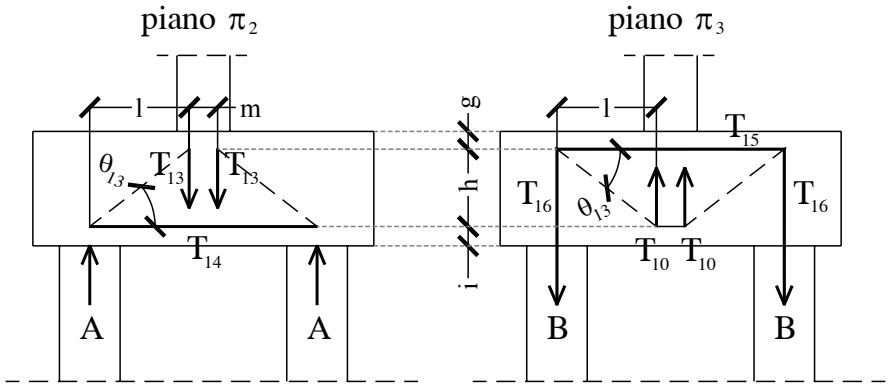


Figura 10.62 Modelli S&T nel piano π_2 e nel piano π_3.

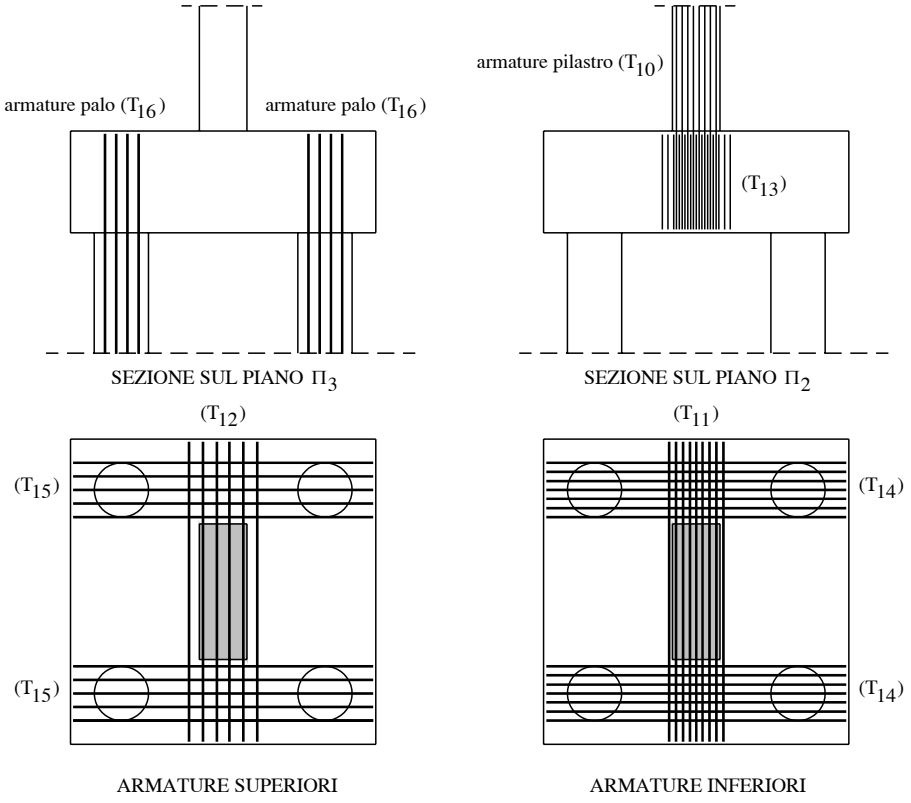


Figura 10.63 Disposizione schematica delle armature nel plinto su quattro pali.

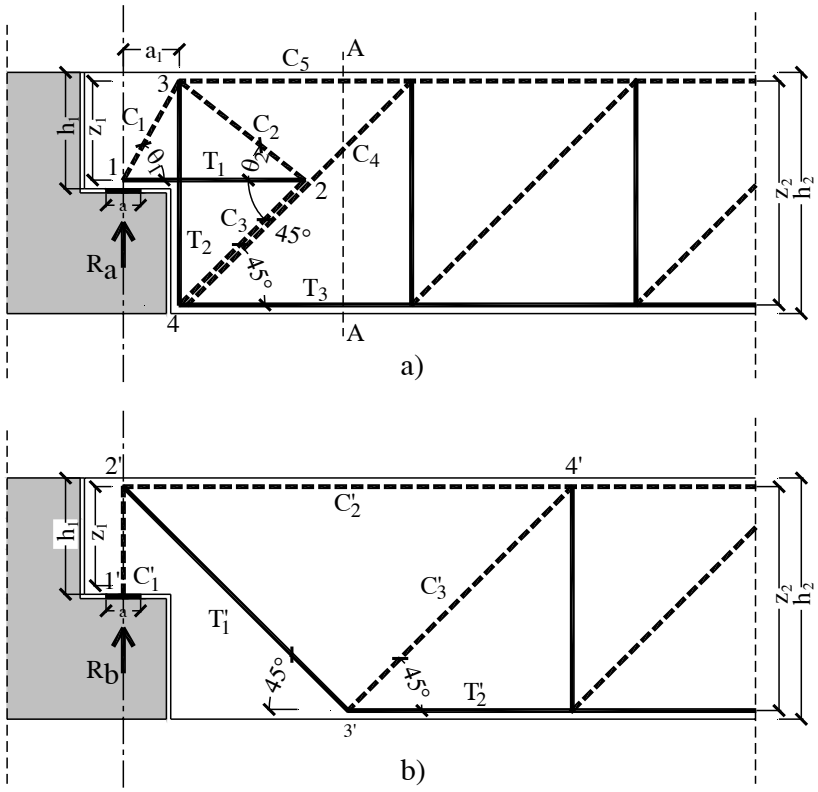


Figura 10.64 Modelli S&T di una sella Gerber.

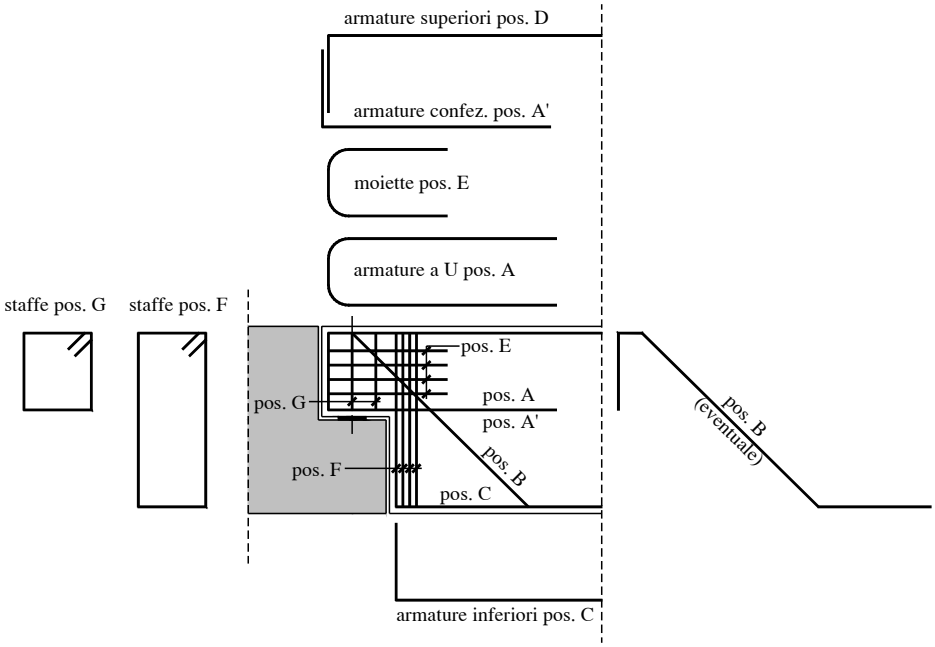


Figura 10.65 Disposizione schematica delle armature nella sella Gerber. Se il progetto è eseguito con riferimento al solo traliccio a), l'armatura inclinata (pos. B) non è necessaria.

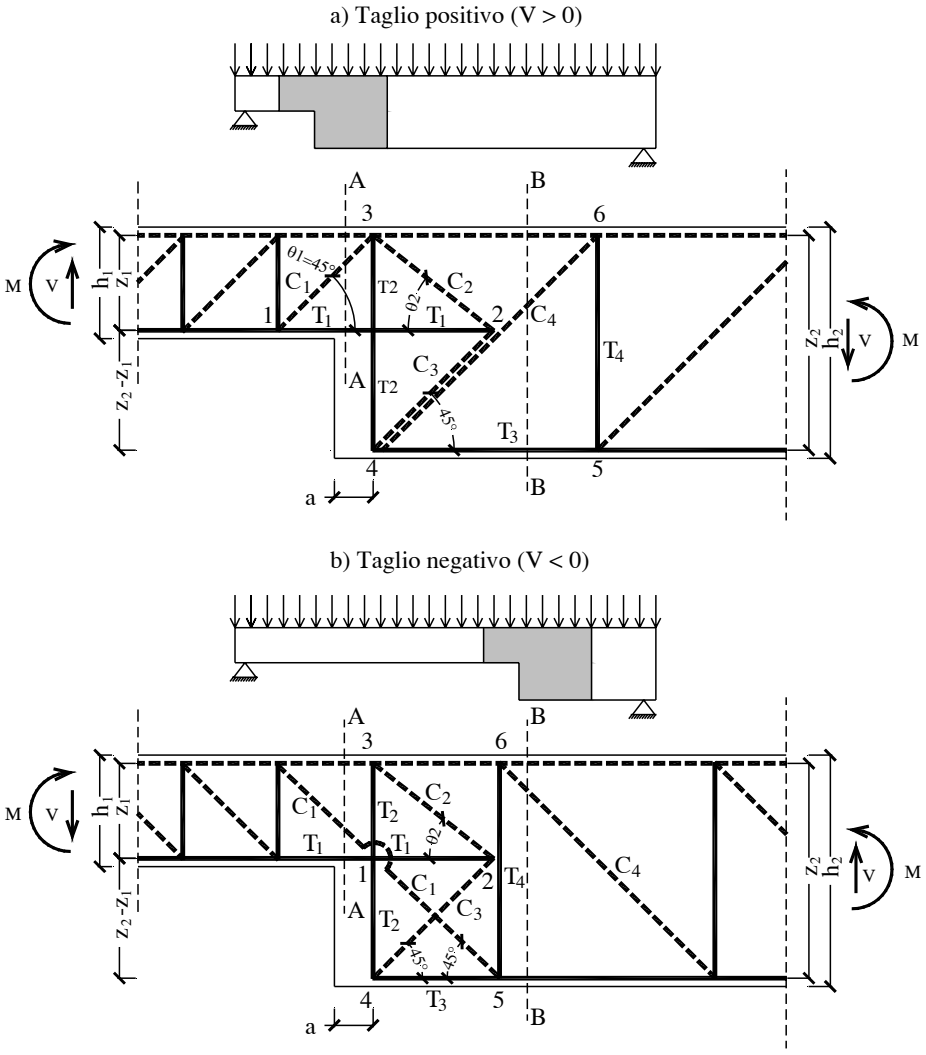


Figura 10.66 Modello S&T per una brusca variazione dell'intradosso di una trave inflessa con $h_2 > 2h_1$: a) con taglio positivo, b) con taglio negativo (i valori di V e M sono calcolati in corrispondenza della variazione di sezione; il tirante verticale T_2 tra i nodi 3 e 4 è posto a distanza a dal cambio di sezione, perché le staffe verticali che lo costituiscono sono distribuite su un tratto lungo $2a$, fig. 10.75).

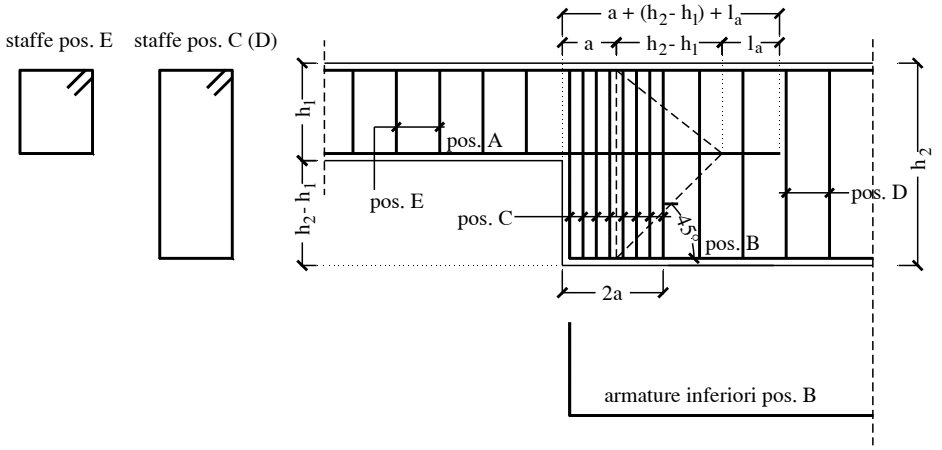


Figura 10.67 Disposizione schematica delle armature in corrispondenza di una brusca variazione dell'intradosso di una trave inflessa con $h_2 > 2h_1$ (l'armatura in pos. *A* va prolungata di un tratto pari ad $(a + h_2\text{-}h_1 + l_a)$, dove a è pari alla metà del tratto su cui sono distribuite le staffe *C* e l_a è la lunghezza di ancoraggio).

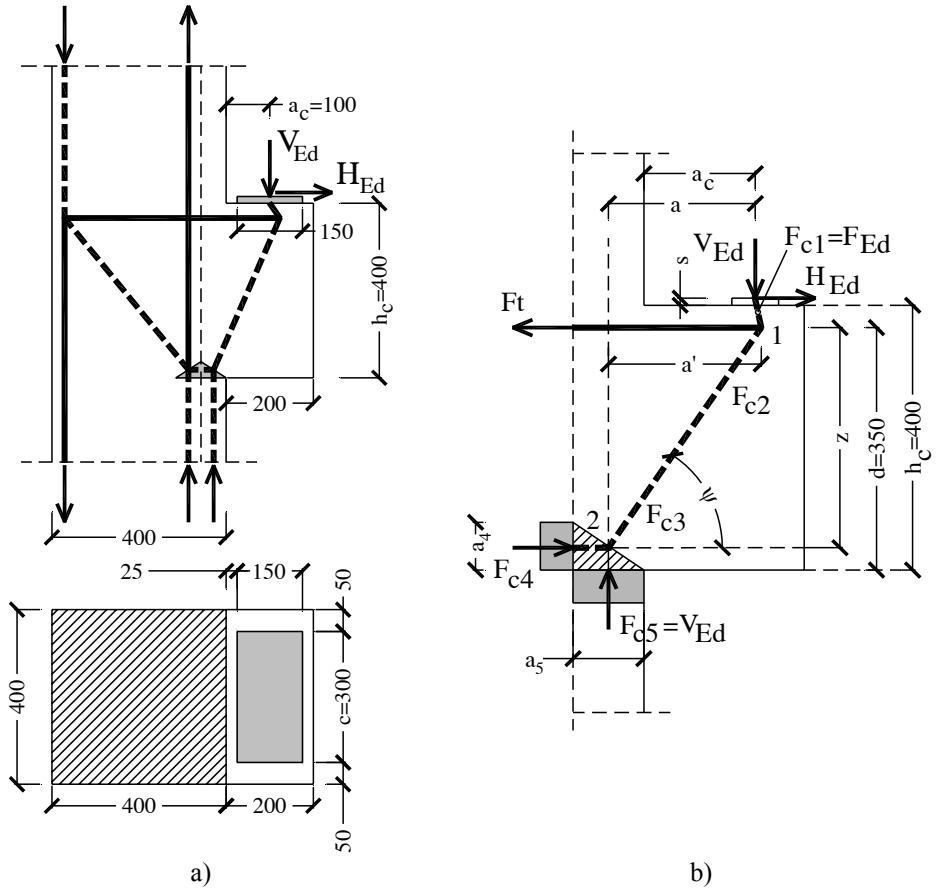


Figura 10.68 Mensola tozza di 200×400 mm: a) geometria e modello S&T di mensola e pilastro (il modello S&T indicato per il pilastro ipotizza la presenza di momenti antiorari nelle sezioni inferiore e superiore), b) modello S&T della mensola; per comodità di notazione lo sforzo nel puntone inclinato è indicato con F_{c2} nel nodo 1 e con F_{c3} (= F_{c2}) nel nodo 1.

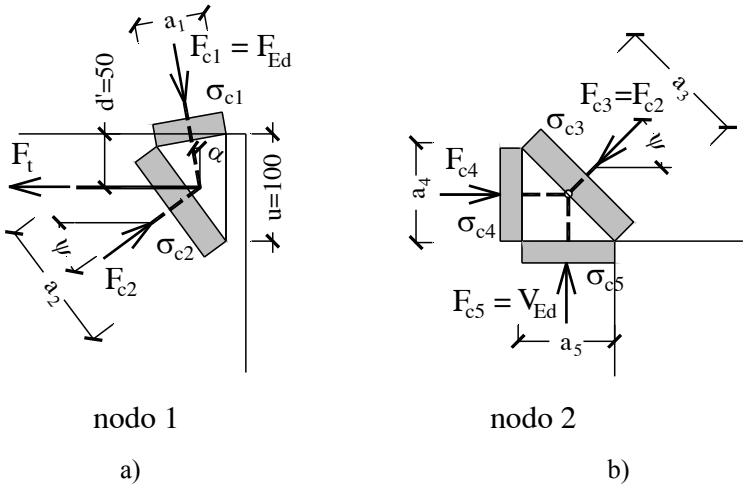


Figura 10.69 Nodi 1 e 2 del traliccio.

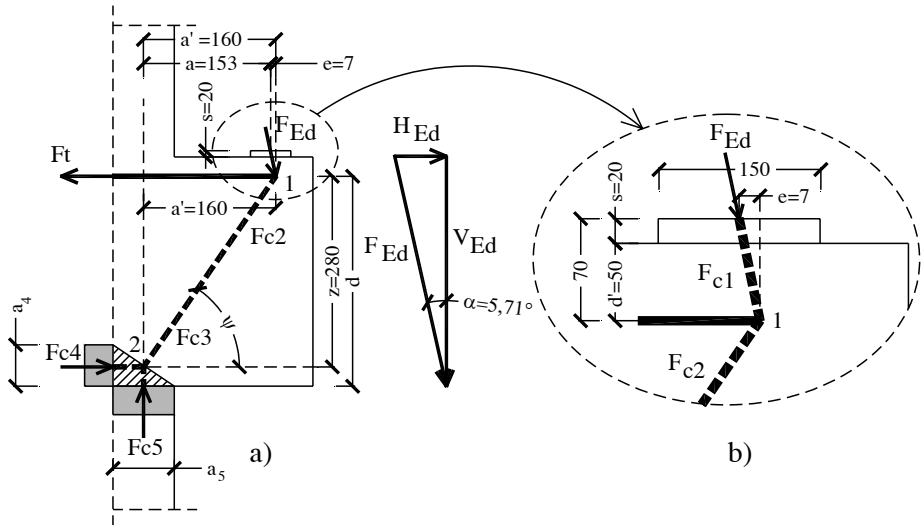


Figura 10.70 Schema di calcolo della forza di trazione nell'armatura principale.

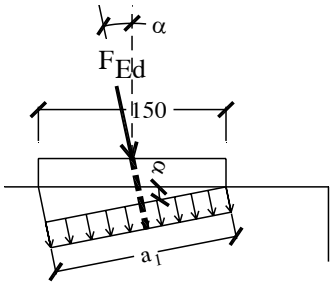


Figura 10.71 Larghezza a_1 del puntone F_{c1}.

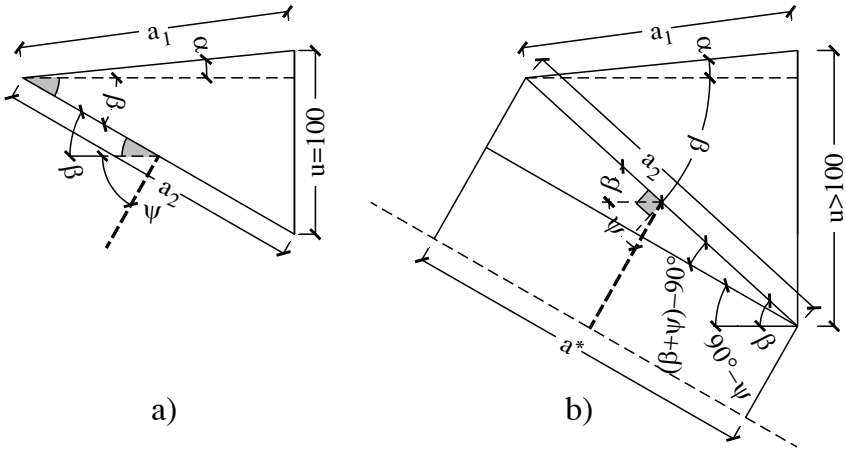
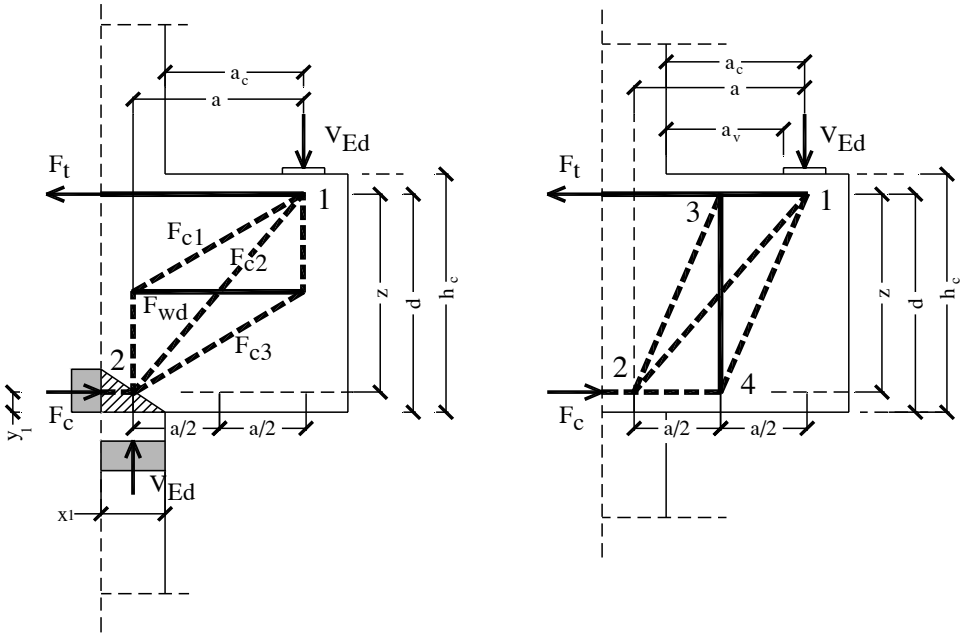


Figura 10.72 Geometria del nodo 1 (nodo sotto la piastra di carico): a) $u = 100$ mm, b) $u > 100$ mm.



a) b)

Figura 10.73 Mensola tozza: a) $a_c \le h_c/2$, b) $a_c > h_c/2$.

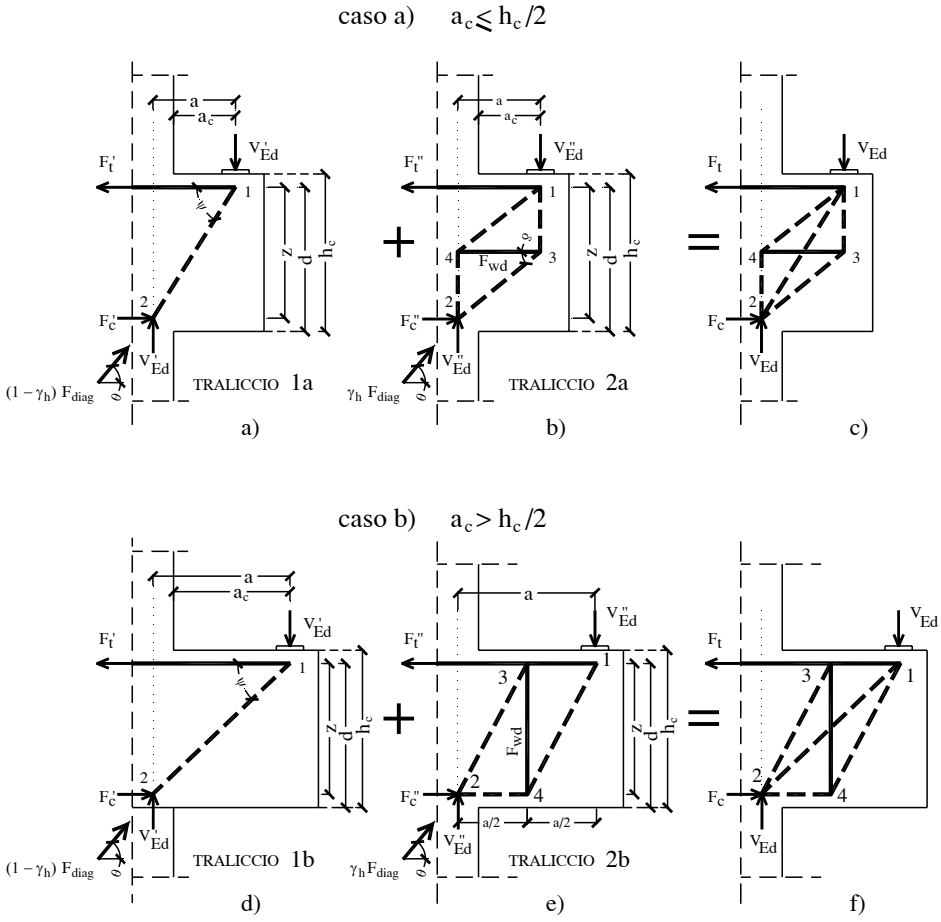


Figura 10.74 Modello S&T di una mensola tozza come somma di due tralicci elementari: caso a) (in alto) per una mensola con $a_c \leq h_c / 2$; caso b) (in basso) per una mensola con $a_c > h_c/2$.

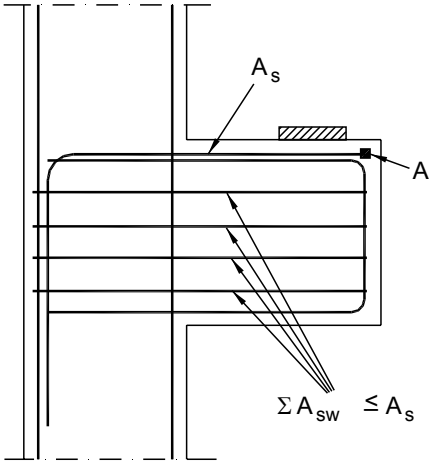


Figura 10.75 Mensola dotata di armatura secondaria orizzontale: A = dispositivi di ancoraggio o cappi (vedi figura 10.77), $A_{s,\text{main}}$ = armatura principale, $\Sigma A_{s,\text{lnk}}$ = armatura secondaria orizzontale.

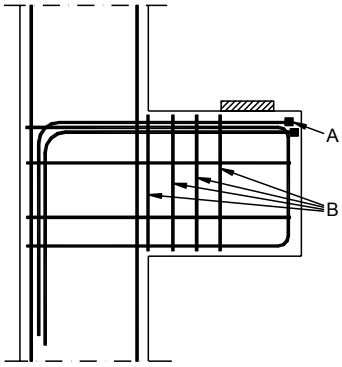


Figura 10.76 Mensola dotata di armatura secondaria verticale: A = dispositivi di ancoraggio o cappi (vedi figura 10.77), B = armatura secondaria costituita da staffe chiuse verticali.

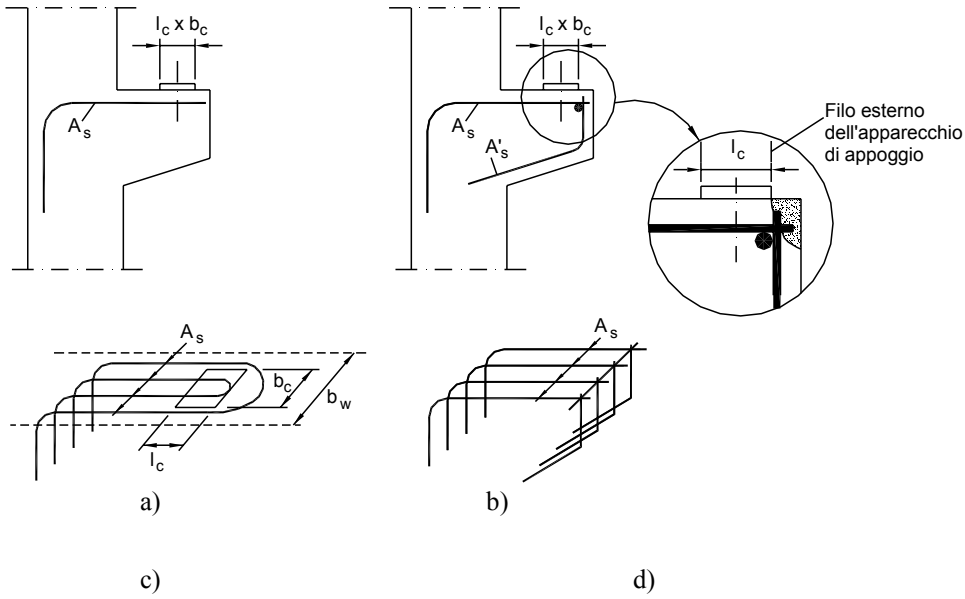


Figura 10.77 Possibili configurazioni di armatura per una mensola tozza: a) conformazione a cappio delle armature superiori, b) barre rettilinee saldate ad una barra trasversale, c) piastra di ancoraggio, c) barre ancorate con dispositivi meccanici.

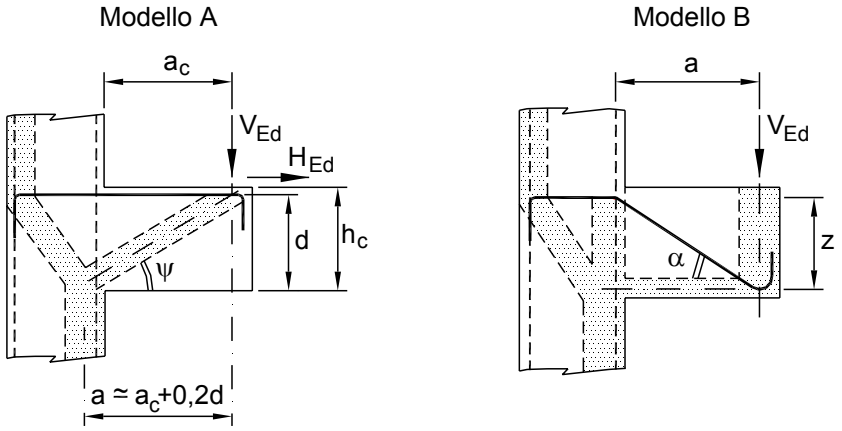


Figura 10.78 Modelli indicati dalla Circolare alle NTC 2008 per la mensola tozza: il progetto può essere eseguito con riferimento al solo modello A, oppure considerando anche il modello B funzionante in parallelo con il primo (sono stati adottati gli stessi simboli degli esempi precedenti, diversi da quelli che compaiono nelle figure C4.1.7 e C4.1.8 della Circolare).

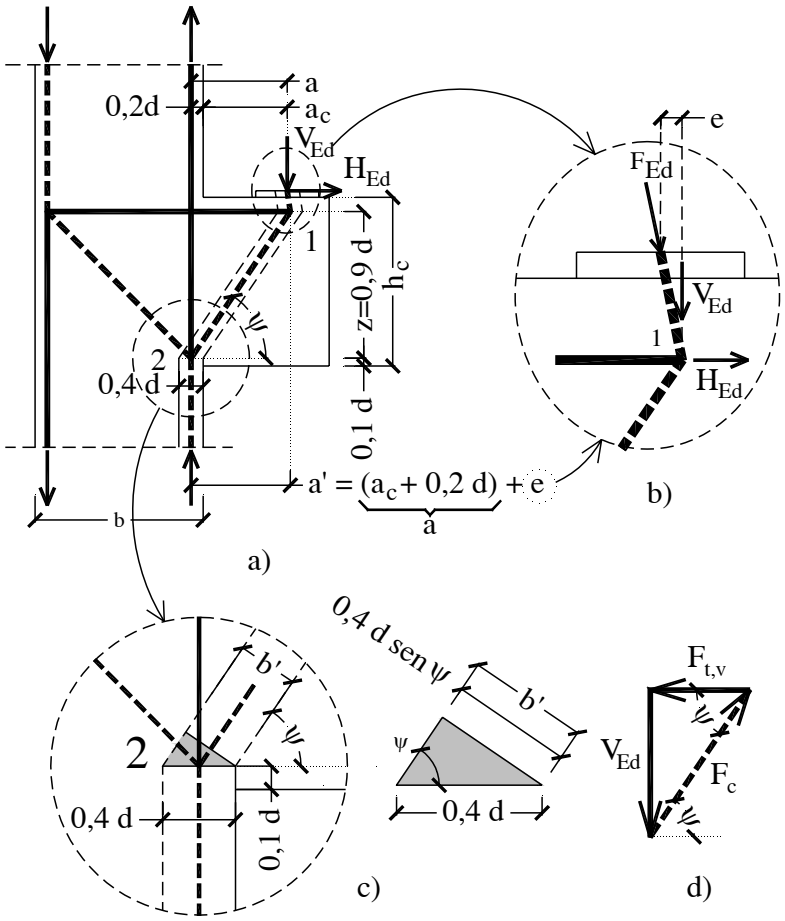


Figura 10.79 Modello A della Circolare alle NTC 2008 per la mensola tozza: a) modello S&T, b) nodo 1, c) nodo 2, d) triangolo delle forze nel nodo 2.

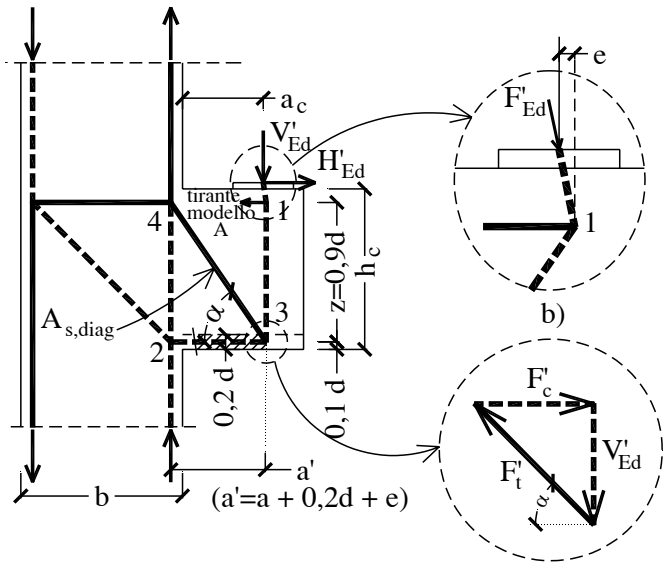


Figura 10.80 Modello B della Circolare alle NTC 2008 per la mensola tozza (si fa osservare che l'armatura diagonale ha la stessa inclinazione della biella 1-2 del modello A, cosicché $\alpha = \psi$).

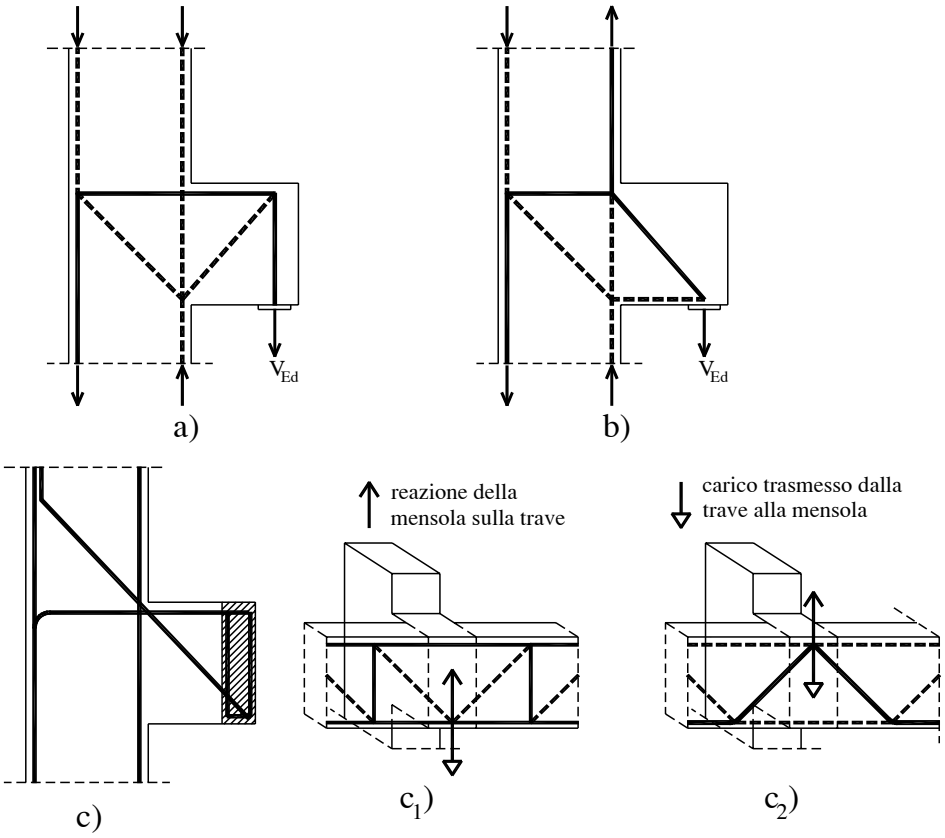


Figura 10.81 Mensola tozza: a) e b) carico all'intradosso, c) trave portata della stessa altezza della mensola: c_1) carico trasmesso dalle bielle inclinate di calcestruzzo c_2) carico trasmesso da eventuali ferri piegati.

11

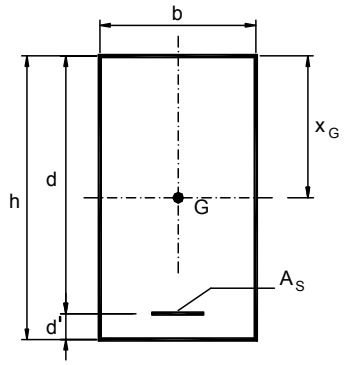


Figura 11.1 Sezione rettangolare con armatura tesa.

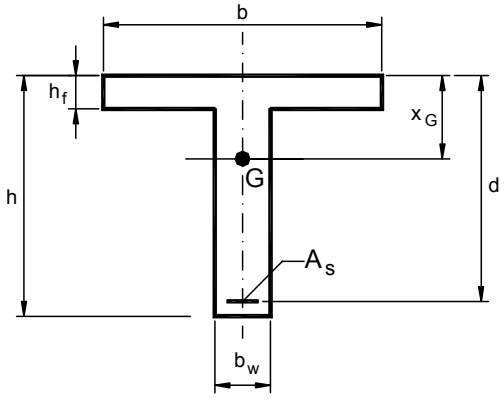


Figura 11.2 Sezione a T con armatura tesa.

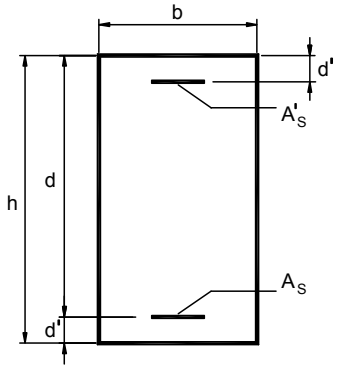


Figura 11.3 Sezione rettangolare – notazioni.

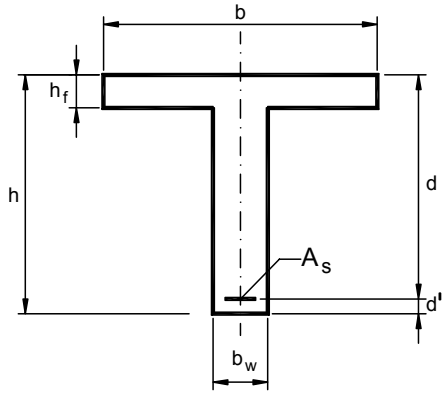


Figura 11.4 Sezione a T – notazioni.

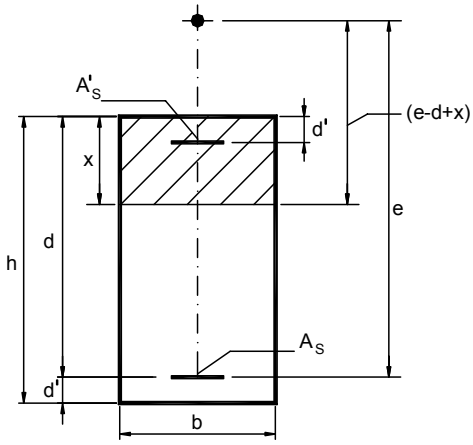


Figura 11.5 Sezione rettangolare pressoinflessa con grande eccentricità.

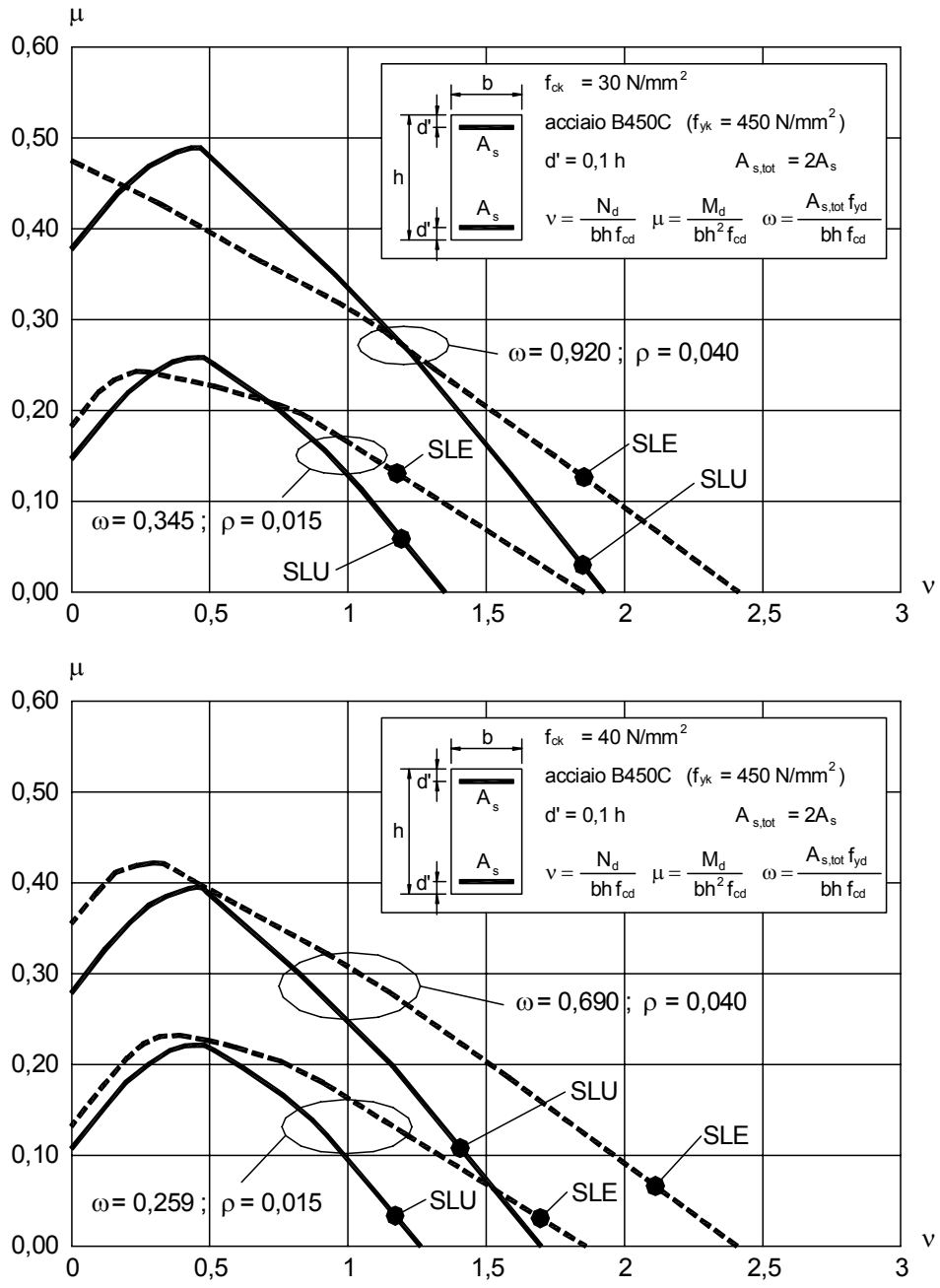


Figura 11.6 Diagrammi di interazione SLU – SLE.

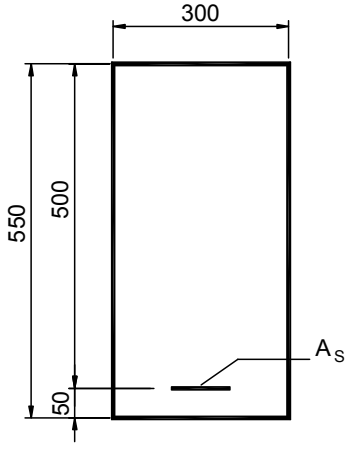


Figura 11.7 Flessione: esempio 1, sezione rettangolare.

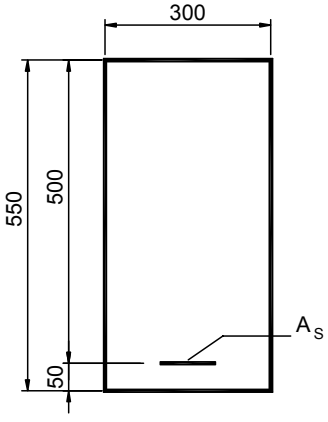


Figura 11.8 Flessione: esempio 2, sezione rettangolare.

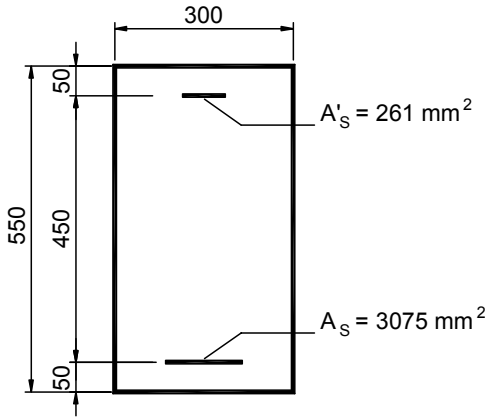


Figura 11.9 Flessione: esempio 3, sezione rettangolare.

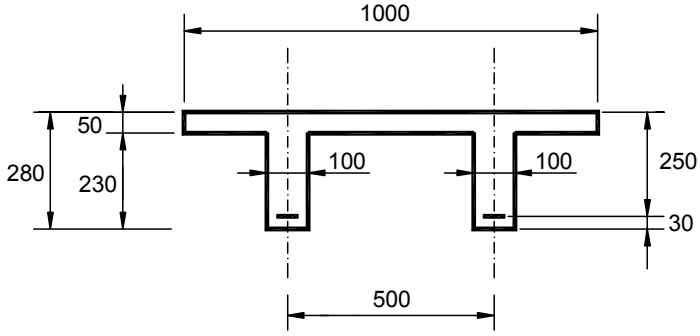


Figura 11.10 Flessione: esempio 1, sezione solaio.

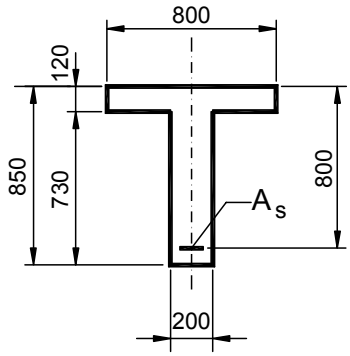


Figura 11.11 Flessione: esempio 2, sezione a T.

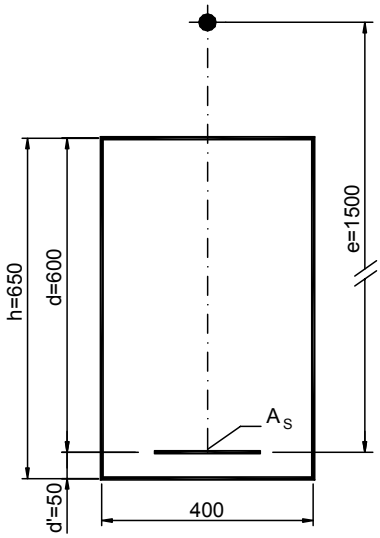


Figura 11.12 Pressoflessione: esempio 1, sezione rettangolare.

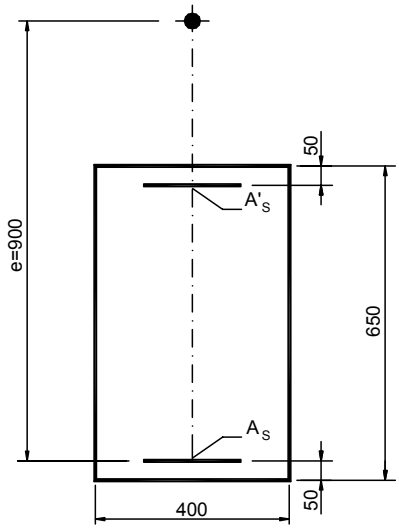


Figura 11.13 Pressoflessione: esempio 2, sezione rettangolare.

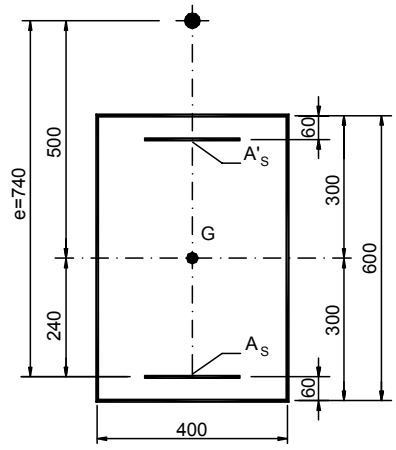


Figura 11.14 Pressoflessione: esempio 3, sezione rettangolare.

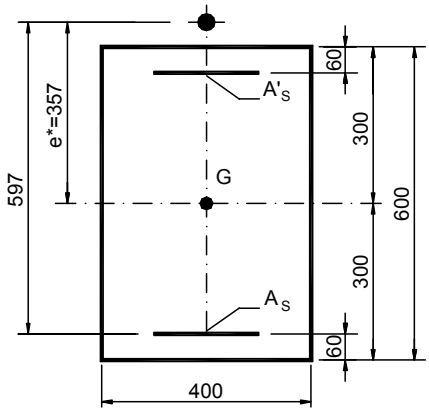


Figura 11.15 Pressoflessione: esempio 4, sezione rettangolare.

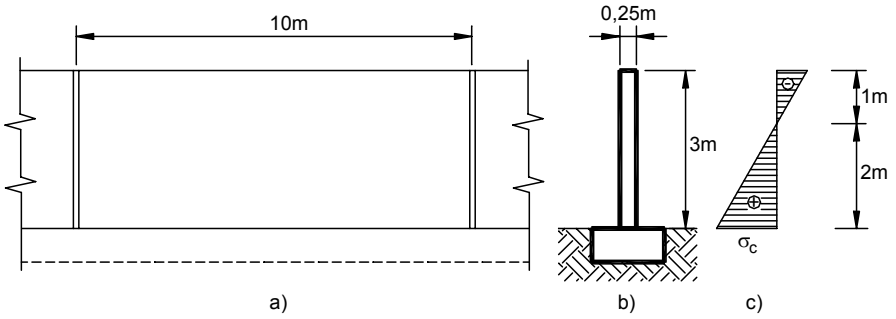


Figura 11.16 Geometria del muro.

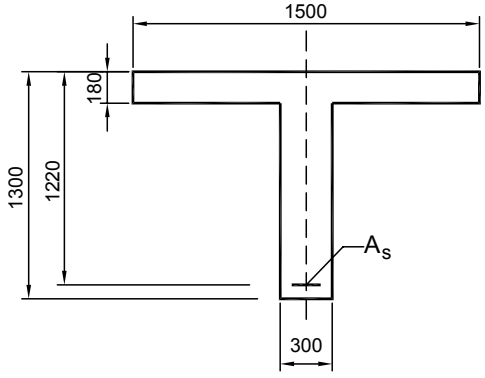


Figura 11.17 Geometria della sezione.

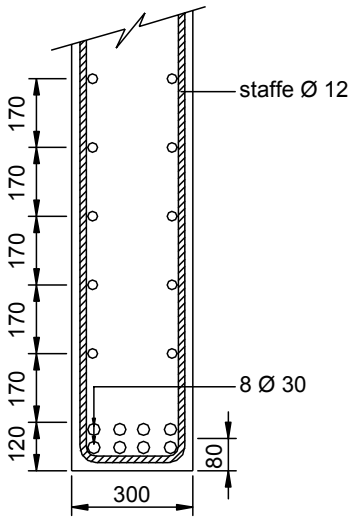


Figura 11.18 Disposizione dell'armatura di pelle.

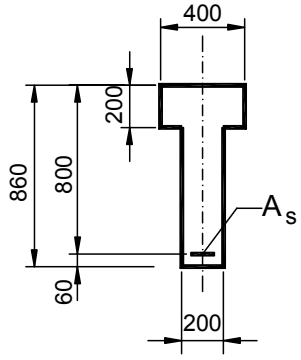


Figura 11.19 Geometria della sezione.

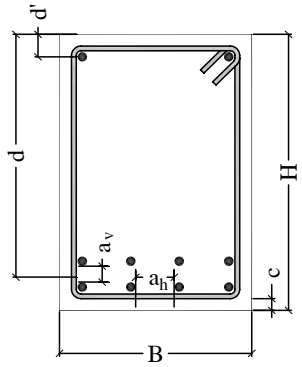


Figura 12.1 Distanza libera orizzontale e verticale tra le barre; le barre disposte su più strati orizzontali devono essere allineate verticalmente.

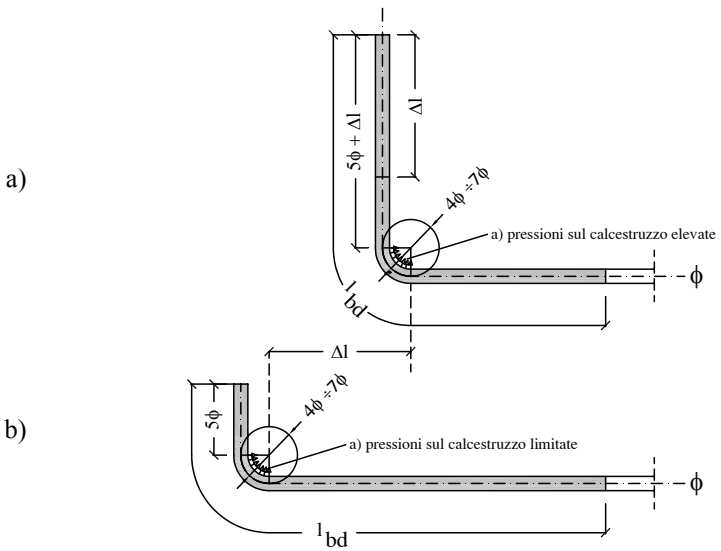


Figura 12.2 a) Ancoraggio di barra che richiede una lunghezza maggiore di 5ϕ oltre la piegatura per cui nella piegatura la tensione nella barra è ancora elevata e lo sono anche le pressioni radiali sul calcestruzzo); b) ancoraggio di barra che non richiede una lunghezza maggiore di 5ϕ oltre la piegatura, cosicché nella piegatura la tensione nella barra e le pressioni radiali sul calcestruzzo sono piccole.

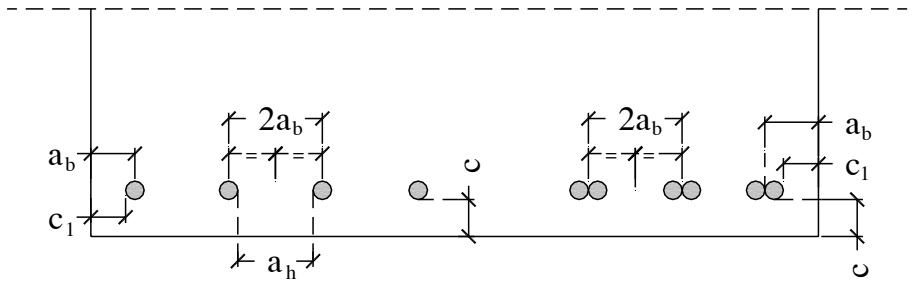


Figura 12.3 Distanza a_b per barre singole (a sinistra) e per gruppi di barre (a destra).

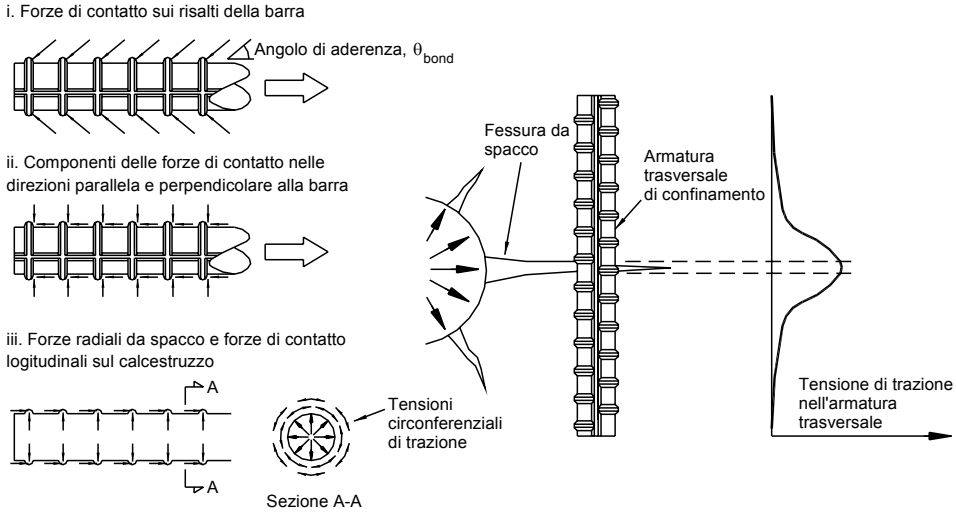


Figura 12.5 Meccanismo di trasferimento delle tensioni di aderenza.

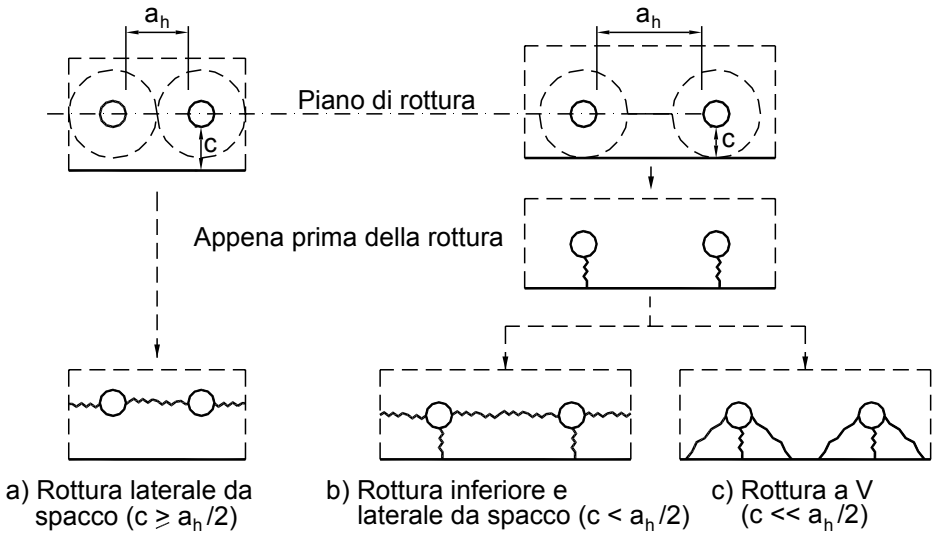


Figura 12.6 Forma delle superfici per crisi di aderenza di barre singole.

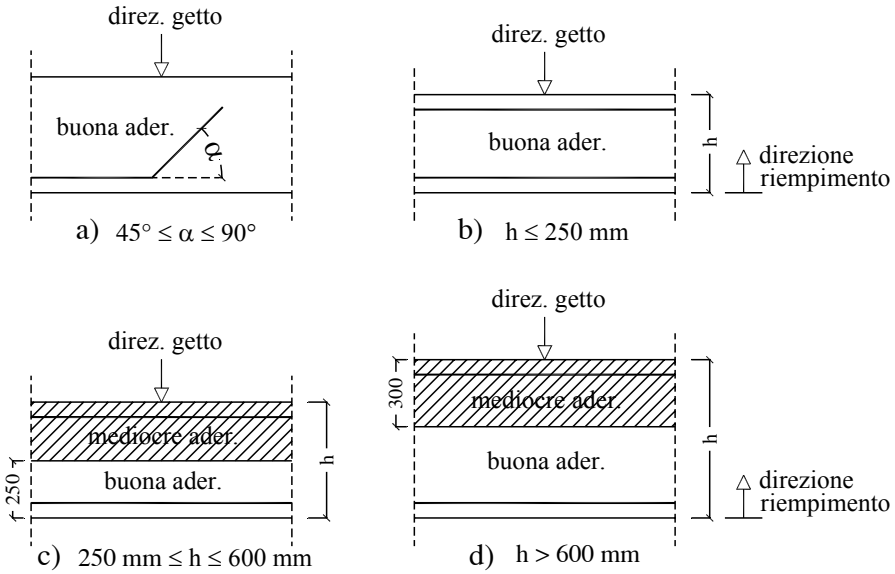


Figura 12.9 Descrizione delle condizioni di aderenza: a) e b) buone condizioni di aderenza per tutte le barre; c) e d) mediocri condizioni di aderenza per le barre *nella* zona tratteggiata; buone condizioni di aderenza per le barre *esterne* alla zona tratteggiata [Figura 8.2].

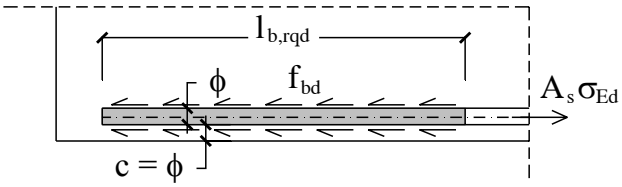


Figura 12.10 Lunghezza di ancoraggio necessaria di base.

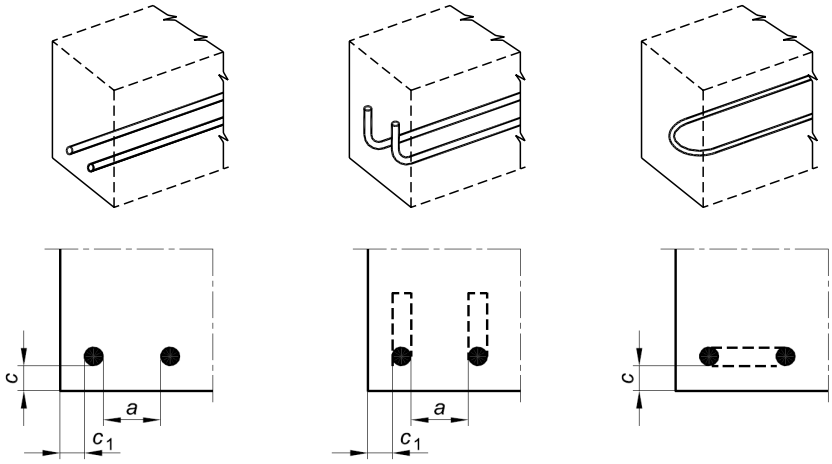


Figura 12.11 Valori di c_d per travi e piastre [Figura 8.3].

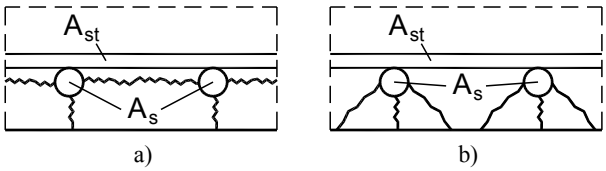


Figura 12.15 Barra trasversale disposta all'interno delle barre da ancorare.

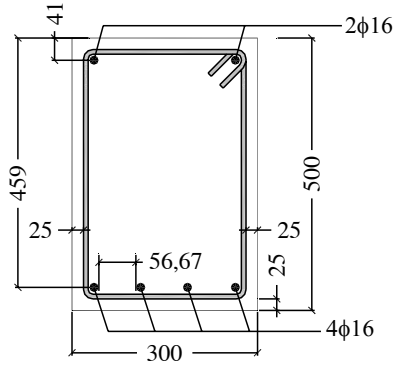


Figura 12.17 Sezione rettangolare della trave.

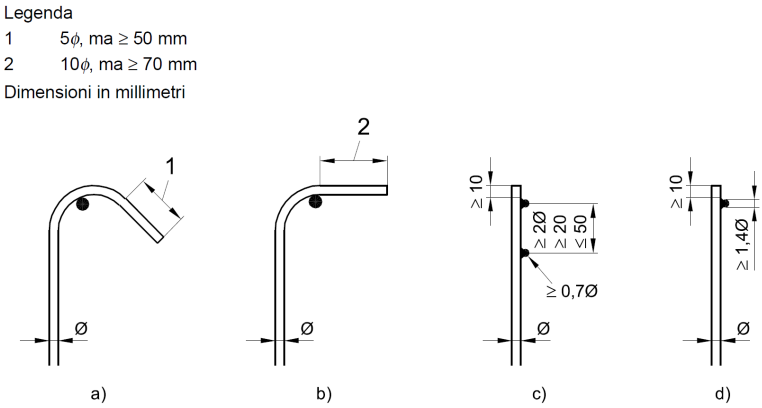


Figura 12.18 Ancoraggio di staffe [Figura 8.5].

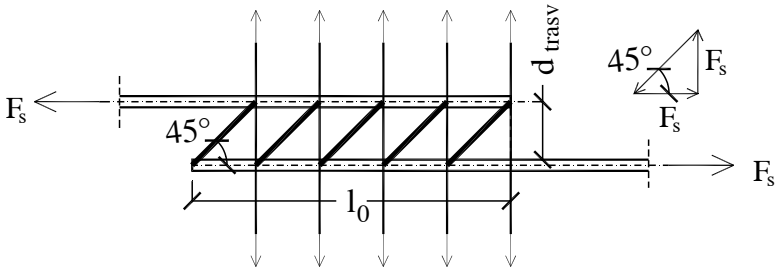


Figura 12.22 Schema di trasferimento della forza di trazione tra due barre sovrapposte (in alto) e relativo quadro fessurativo (in basso) [Model Code 1990].

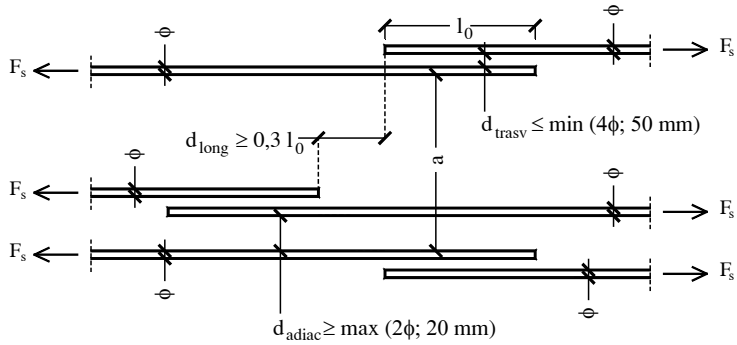


Figura 12.23 Pianta con indicazione delle distanze minime tra due barre sovrapposte (d_{trasv}) e tra le barre adiacenti di due diverse sovrapposizioni (d_{adiac}) (si noti il diverso significato delle distanze *a* e d_{adiac}: a è la distanza tra due sovrapposizioni poste nella stessa sezione, mentre d_{adiac} è la distanza tra due sovrapposizioni adiacenti sfalsate) [Figura 8.7].

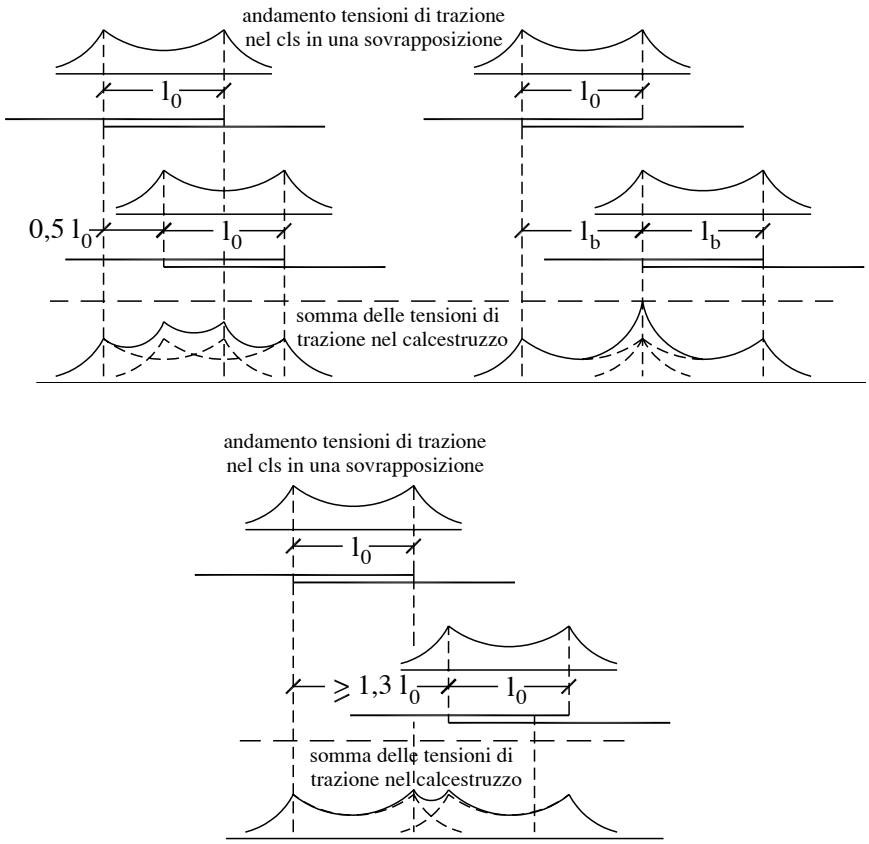


Figura 12.24 Andamento qualitativo delle tensioni di trazione nel calcestruzzo al variare dello sfalsamento tra sovrapposizioni adiacenti.

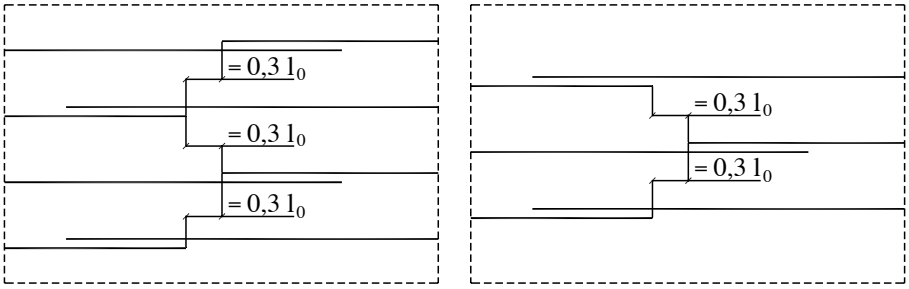


Figura 12.25 Esempio di sovrapposizioni che rispettano la limitazione sulla distanza minima longitudinale d_{long} tra sovrapposizioni adiacenti: a) quattro barre ; b) tre barre con disposizione simmetrica.

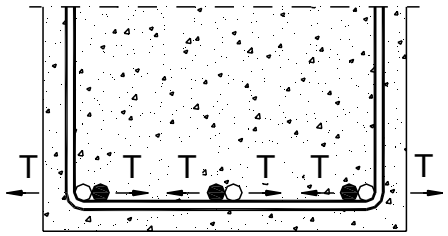


Figura 12.26 Effetto di ricucitura del braccio inferiore di una staffa per più sovrapposizioni poste sullo stesso strato.

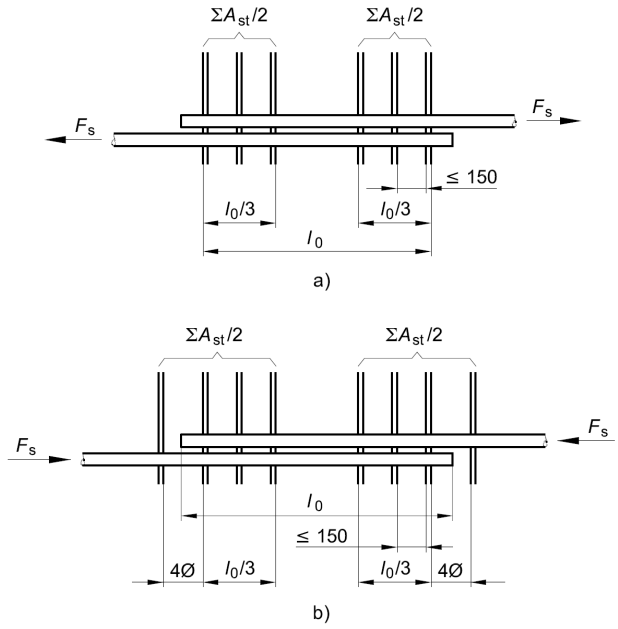


Figura 12.28 Armatura trasversale in corrispondenza di barre sovrapposte: a) barre in trazione, b) barre in compressione [Figura 8.9].

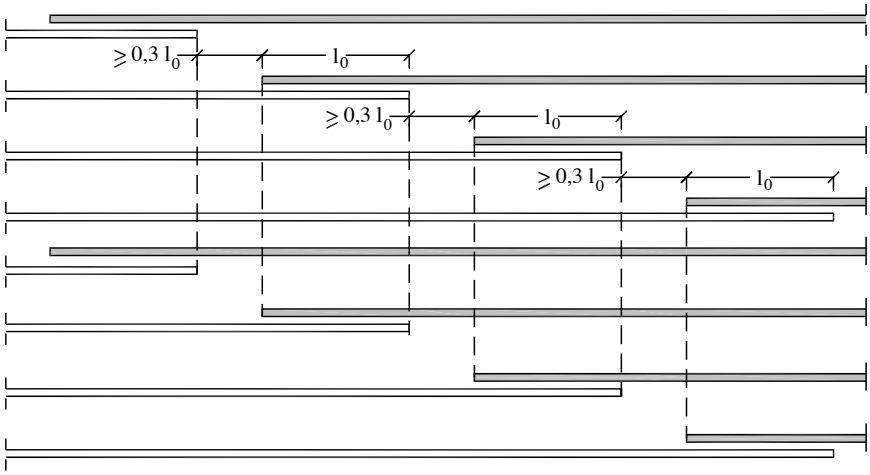


Figura 12.29 Esempio di sfalsamento in pianta delle barre di una piastra per limitare al 25 % la percentuale di barre sovrapposte nella stessa sezione.

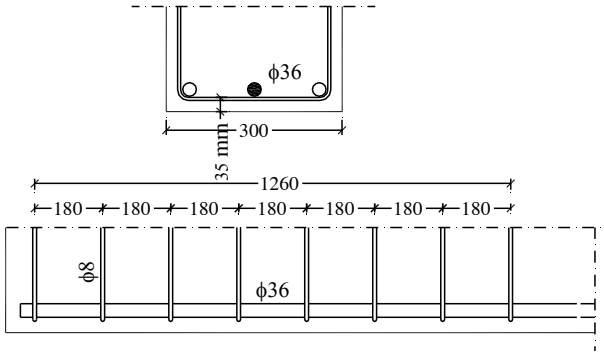


Figura 12.32 Ancoraggio delle barre ϕ 36 dell'Esempio 4.

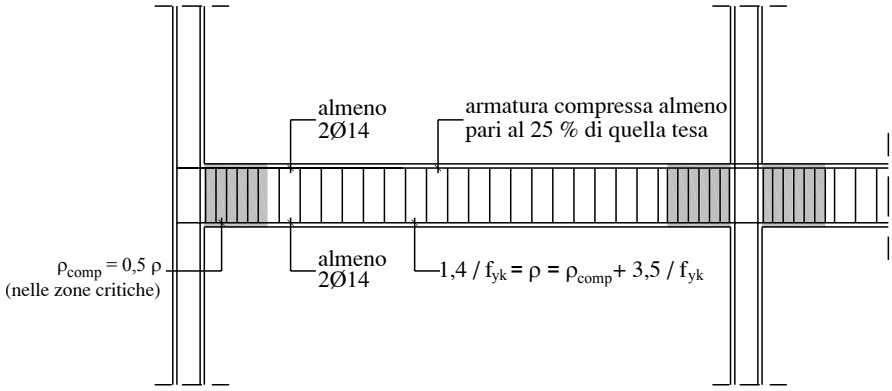


Figura 12.39 Prescrizioni NTC 2008 per l'armatura longitudinale delle travi.

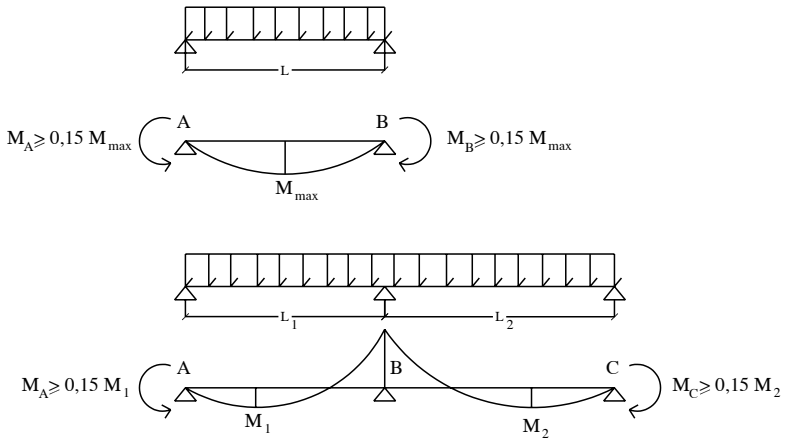
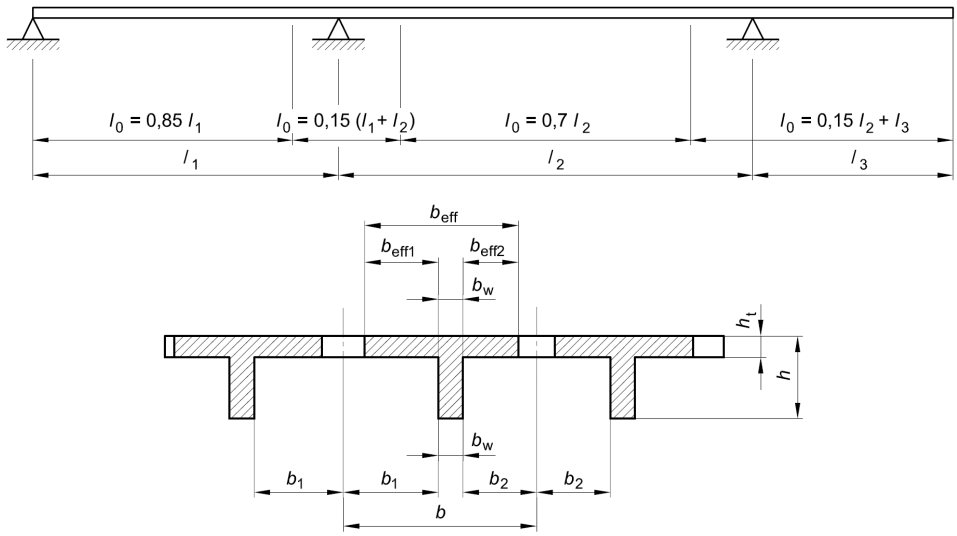


Figura 12.40 Momenti minimi per il progetto delle armature a flessione agli appoggi.



$$b_{eff} = \Sigma\, b_{eff,i} + b_w \le b, \text{ dove } b_{eff,i} = 0{,}2\, b_i + 0{,}1\, l_0 \le \min(0{,}2\, l_0;\, b_i)$$

Figura 12.41 Larghezza efficace della piattabanda di una sezione a T [Fig. 5.2 e 5.3].

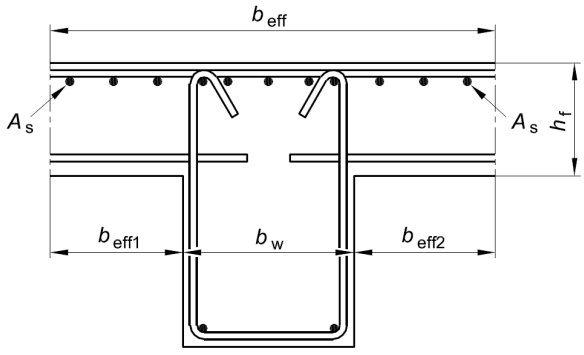


Figura 12.42 Disposizione dell'armatura superiore in una sezione a T [Figura 9.1].

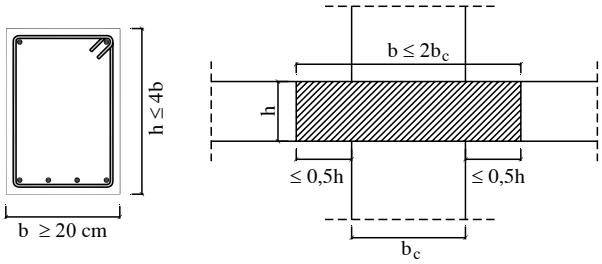


Figura 12.43 Prescrizioni delle NTC 2008 per le dimensioni delle sezioni delle travi.

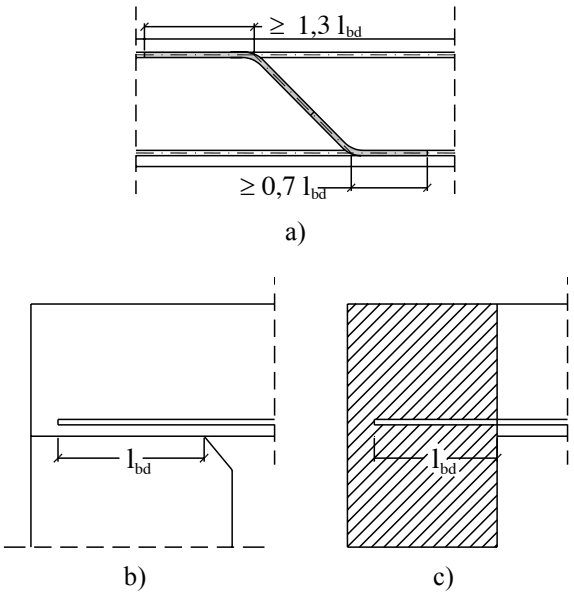


Figura 12.45 Ancoraggio di ferri piegati: a) zona tesa in alto e zona compressa in basso. Ancoraggio su un appoggio terminale: b) appoggio diretto su muro o pilastro, c) appoggio indiretto: trave che interseca un'altra trave che la sostiene [Figura 9.3].

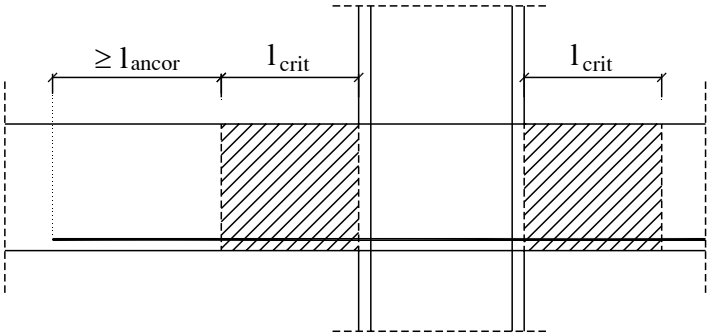


Figura 12.48 Esempio di ancoraggio delle armature di una trave oltre il nodo, fuori dalle zone critiche (///) secondo le NTC 2008.

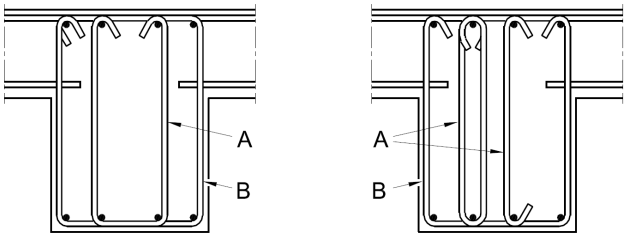


Figura 12.49 Esempi di armatura a taglio: A = alternative per staffe interne, B = staffe di chiusura [Figura 9.5].

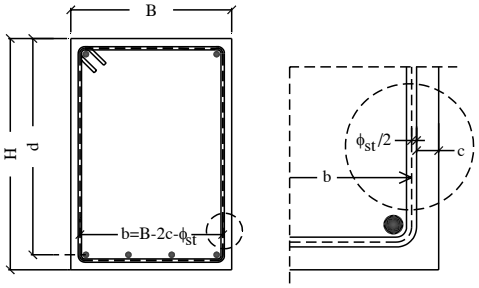


Figura 12.50 Interasse tra i bracci esterni delle staffe.

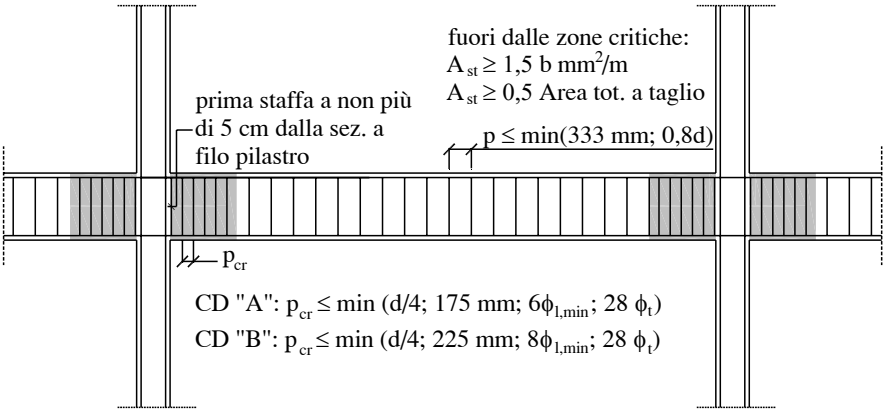


Figura 12.51 Prescrizioni NTC 2008 per le staffe delle travi nelle zone critiche e fuori da esse.

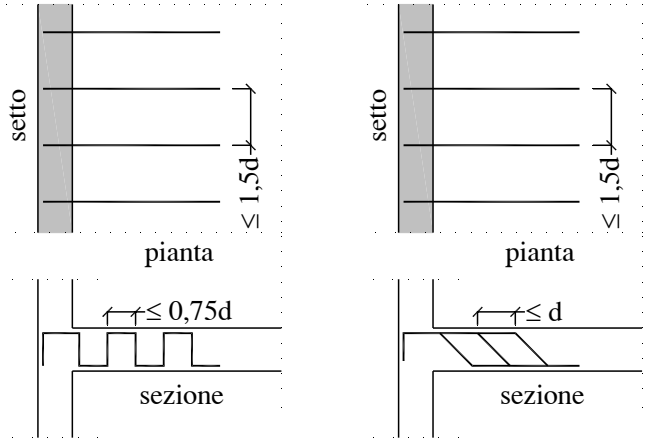


Figura 12.58 Massimo passo longitudinale e trasversale di armature a taglio in una piastra.

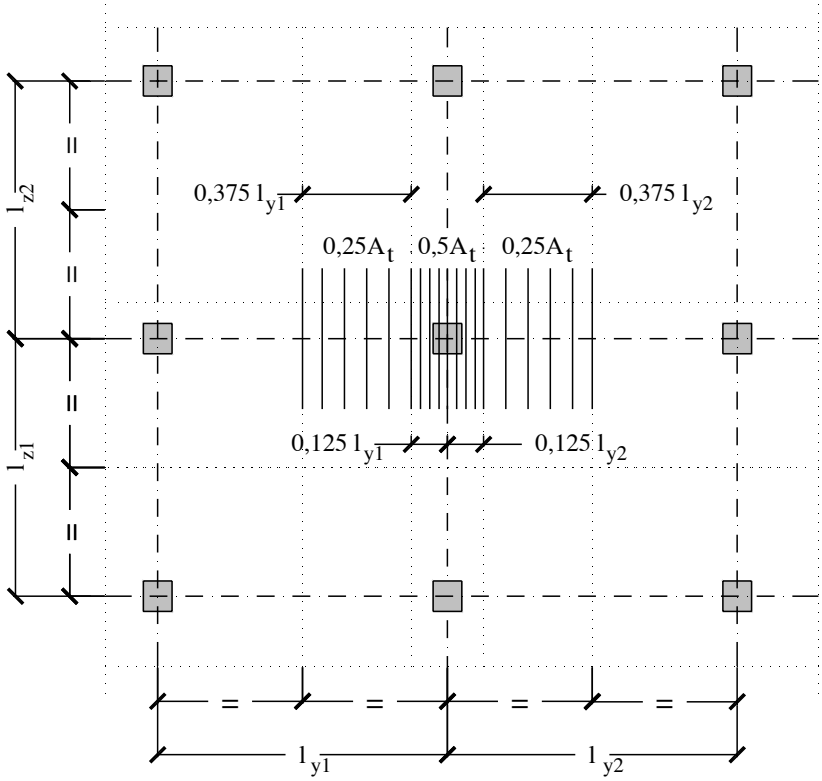


Figura 12.59 Esempio di armature di estradosso in una piastra senza nervature in corrispondenza di un pilastro interno (per maggiore chiarezza sono disegnate solo le armature nella direzione z, essendo y-z il piano medio della piastra).

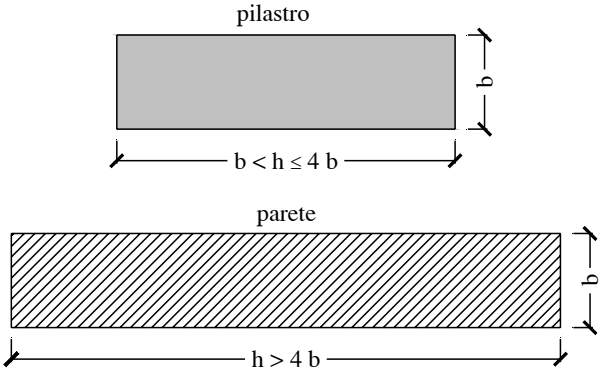


Figura 12.61 Dimensioni della sezione trasversale di un pilastro e di una parete.

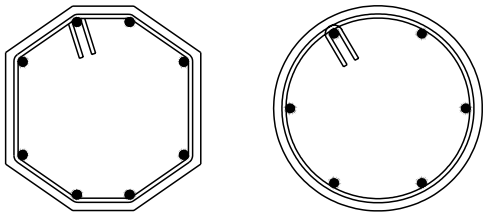


Figura 12.62 Numero minimo di armature longitudinali nei pilastri.

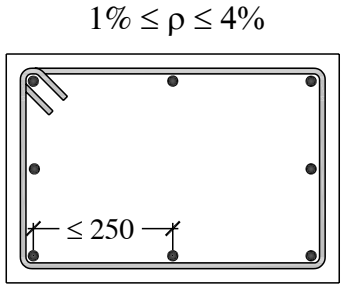


Figura 12.63 Limiti sulla percentuale geometrica di armatura e distanza massima delle barre in un pilastro secondo NTC 2008.

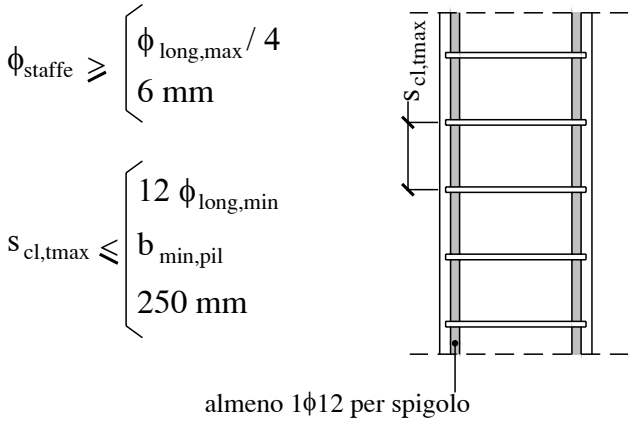


Figura 12.64 Diametro minimo e passo massimo delle staffe nei pilastri.

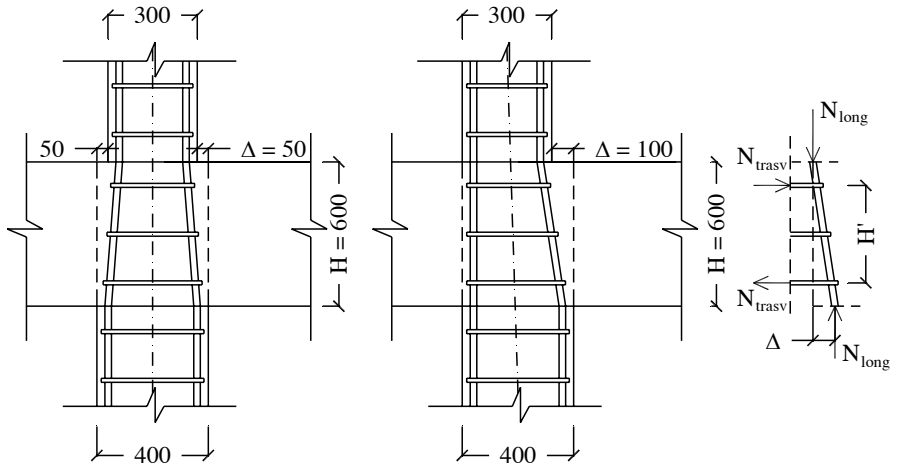


Figura 12.65 Armature trasversali nei pilastri in corrispondenza di variazioni di sezione: a) $\Delta/H = 50/600 = 1/12$, non è richiesto nessun calcolo delle armature trasversali; b) $\Delta/H = 100/600 = 1/6 > 1/12$, occorre verificare le armature trasversali considerando le forze trasversali che si generano.

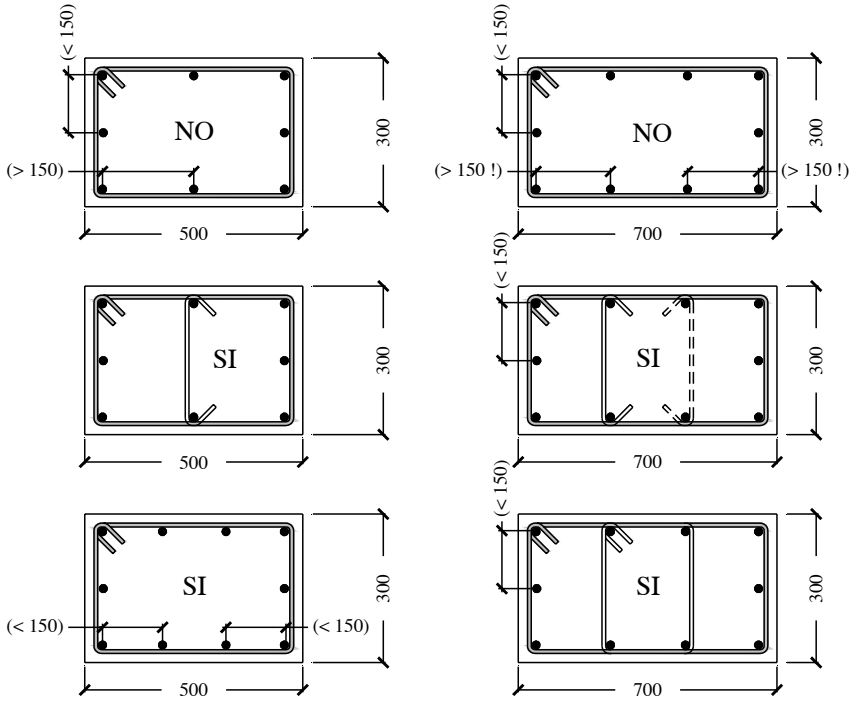


Figura 12.66 Distanza massima delle barre non vincolate da una barra vincolata.

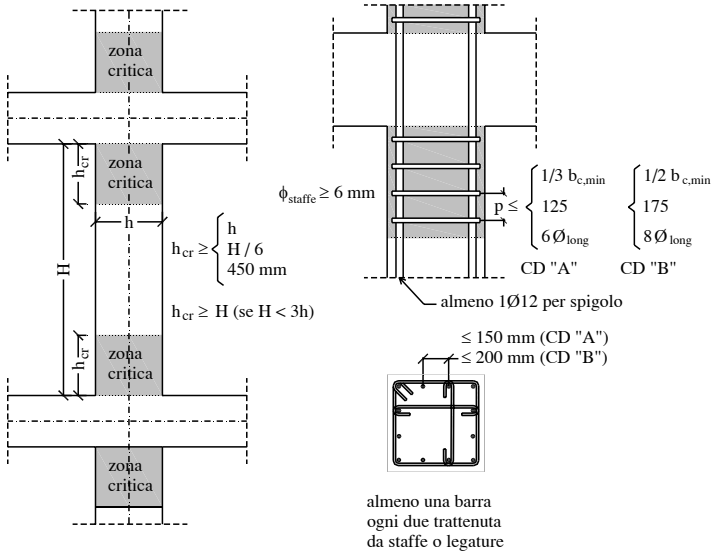


Figura 12.67 Armature nelle zone critiche dei pilastri (NTC 2008).

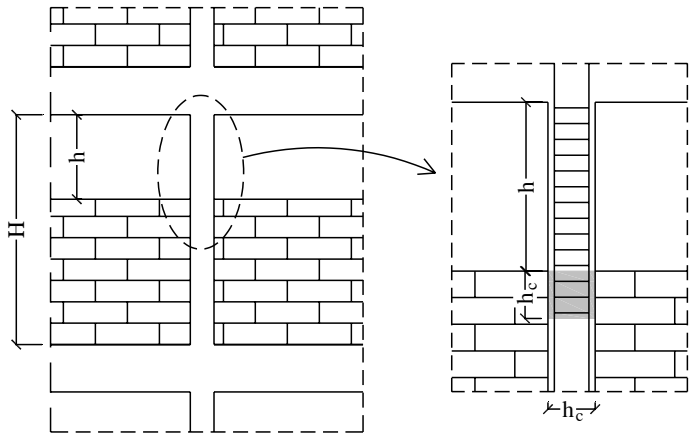


Figura 12.68 Pilastro con tamponamento che non si estende sull'intera altezza con $h > 1{,}5\ h_c$; se $h < 1{,}5\ h_c$ vanno previste armature bidiagonali.

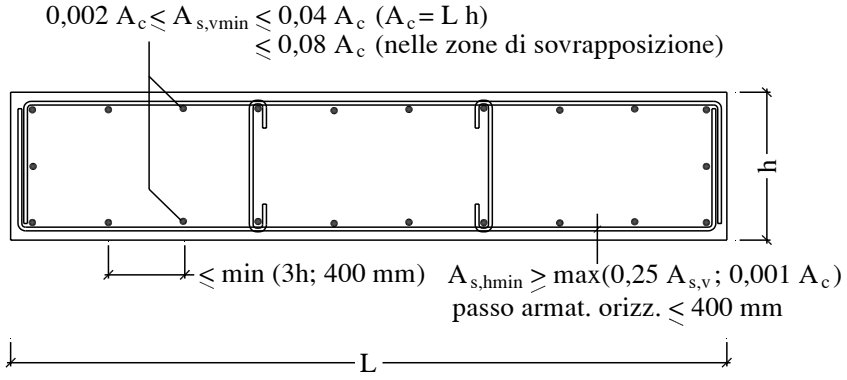


Figura 12.69 Disposizione armature in una parete secondo EC2.

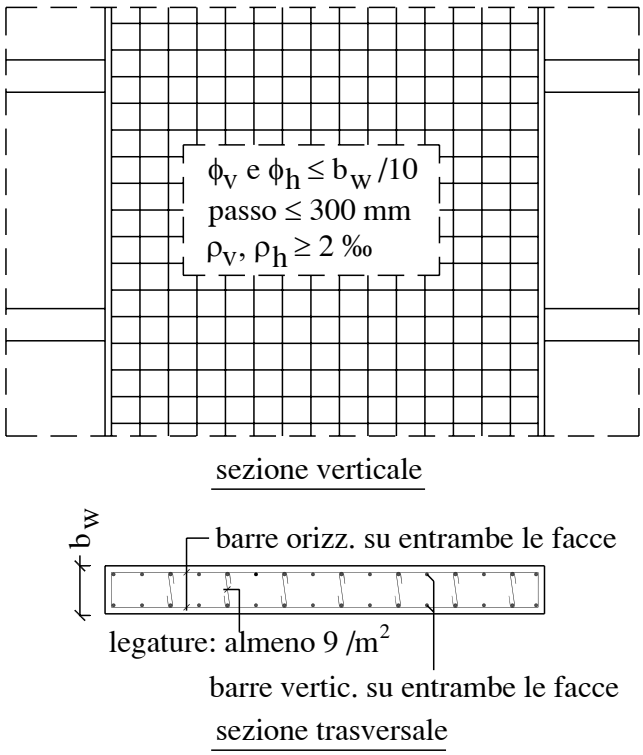


Figura 12.70 Disposizione delle armature al di fuori della zona critica di una parete secondo NTC 2008.

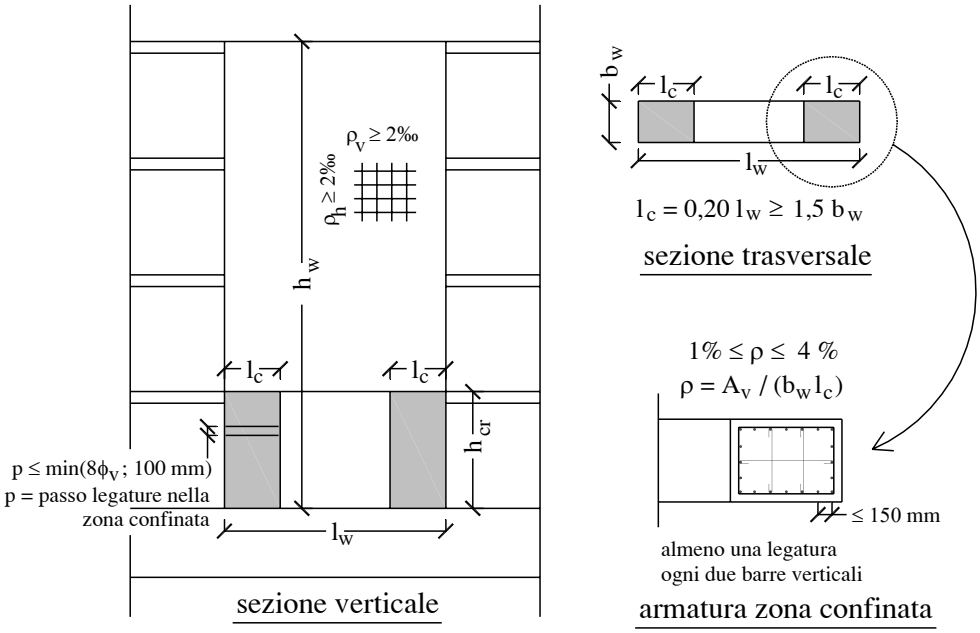


Figura 12.71 Estensione ed armature delle zone confinate alla base di una parete secondo NTC 2008.

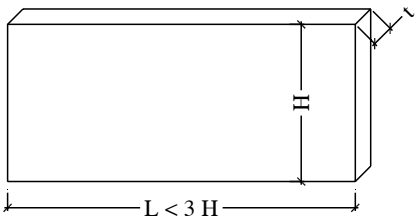


Figura 12.72 Geometria di una trave parete.