

Appunti sulle Solette Composte Acciaio-Calcestruzzo

1	Solette composte	1
1.1	Introduzione	1
1.2	Simboli	2
1.3	Resistenza a flessione.....	2
1.3.1	Flessione positiva	3
1.3.2	Flessione negativa	7
1.4	Resistenza a Taglio-Scorrimento	7
1.5	Resistenza a Taglio	8
1.6	Punzonamento	9
1.7	Carichi concentrati su punti o linee.....	10
1.8	Stati Limite di Esercizio.....	11
1.8.1	Fessurazione	11
1.8.2	Deformabilità.....	13
1.8.3	Controllo delle tensioni in esercizio	14
1.9	Resistenza in condizioni di incendio.....	14
1.9.1	Cenni in merito alla determinazione del carico di incendio	15
1.10	Rassegna delle principali prescrizioni normative.....	15
1.11	Esempio di calcolo	16
1.12	Bibliografia	16
1.13	Glossario	16

1 Solette composte

1.1 Introduzione

Le solette composte acciaio-calcestruzzo sono costituite da un getto di calcestruzzo su una lamiera grecata ritenuti “collaboranti” per effetto di un sistema di connessione essenzialmente basato sui meccanismi di aderenza acciaio-calcestruzzo e sull’ingranamento tra quest’ultimo ed “increspature” praticate sulla superficie della lamiera grecata stessa.

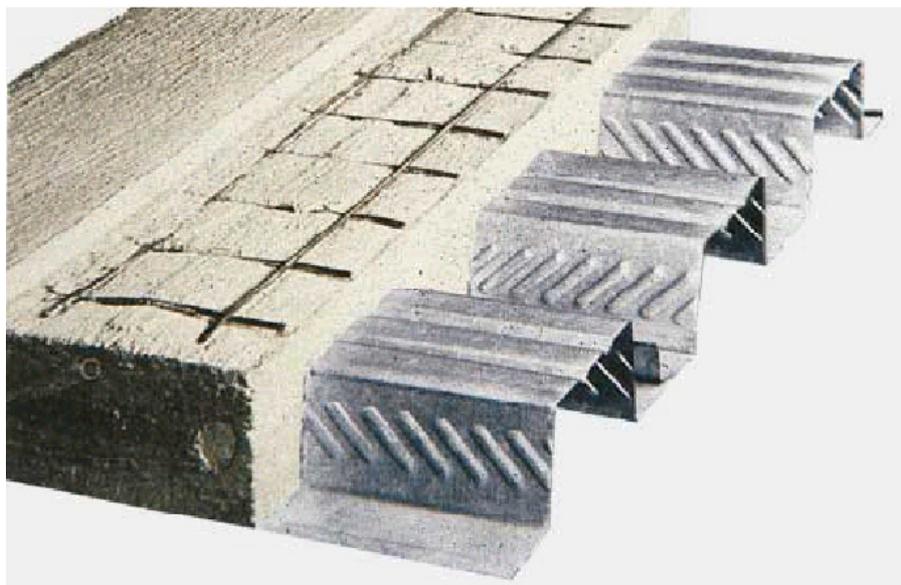


Figura 1.1: esempio di lamiera grecata per la realizzazione di una soletta composta acciaio-calcestruzzo

Nei paragrafi che seguono verranno esposti i punti fondamentali della progettazione di solette composte acciaio-calcestruzzo, adottando il Metodo Semi-Probabilistico agli Stati Limite secondo quanto specificato dai seguenti documenti normativi nazionali:

- D.M. M.I.TT. 14/01/2008: *Approvazione del nuovo testo sulle nuove Norme Tecniche*, Supplemento Ordinario n.30 alla Gazzetta Ufficiale n.29 del 4 febbraio 2008;
- Circolare 2 febbraio 2009 contenente le Istruzioni per l’applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al DM 14 gennaio 2008, Gazzetta Ufficiale n. 47 del 26 febbraio 2009 – Suppl. Ordinario n. 27;
- C.N.R. 10016/2000: "Travi composte in acciaio e calcestruzzo: istruzioni per l'impiego nelle costruzioni".

Per gli aspetti eventualmente non coperti dalla normativa nazionale si farà riferimento alle prescrizioni degli Eurocodici, ed in particolare ai due seguenti documenti:

- UNI EN 1994 1-1: Design of composite steel and concrete structures - Part 1.1: General rules and rules for buildings
- UNI ENV 1993 1-3:: General rules – Supplementary rules for cold formed thin gauge members and sheeting.

1.2 Simboli

I simboli utilizzati nel presente paragrafo sono elencati nel seguito:

- b larghezza di riferimento (generalmente pari ad 1 m) nell'analisi e nelle verifiche della lamiera e della soletta;
- b_0 larghezza della fibra di calcestruzzo all'altezza del baricentro della lamiera grecata;
- h_t altezza complessiva della soletta composta acciaio-calcestruzzo;
- h_c spessore minimo di calcestruzzo al di sopra della lamiera;
- d_p distanza tra l'estradosso della sezione ed il baricentro geometrico della lamiera grecata;
- e distanza del baricentro della lamiera grecata rispetto all'estradosso della stessa ($e=h_t-d_p$);
- e_p distanza dell'asse neutro plastico baricentro plastico della lamiera grecata rispetto all'estradosso della stessa ($e=h_t-d_p$);

Quanto alle grandezze relative alle caratteristiche meccaniche dei materiali si adotta la medesima simbologia prevista dalla Norma Tecnica per le Costruzioni.

1.3 Resistenza a flessione

Le solette composte sono generalmente soggette ad uno stato di flessione. Nella progettazione di tali membrature è necessario considerare le diverse fasi costruttive e gli schemi statici che in esse si determinano. Quanto alle prime, possono generalmente distinguersi due situazioni tipiche:

- fase di getto, nella quale la lamiera grecata assolve alla duplice funzione di cassero a perdere ed elemento portante del peso corrispondente al calcestruzzo umido e ad eventuali carichi derivanti dai mezzi di cantiere;
- fase di esercizio, nella quale si determina la collaborazione tra lamiera grecata e calcestruzzo che costituiscono un elemento resistente unico rispetto al quale compete la portanza rispetto alle azioni da sovraccarichi permanenti e variabili.

Nella fase di getto, la notevole deformabilità della sezione costituita dalla sola lamiera grecata (il cui spessore varia generalmente tra 0,6 e 1,2 mm) e la sua sensibilità a fenomeni di instabilità locale, determina spesso la necessità di ricorrere al puntellamento della lamiera stessa. Sono possibili, dunque, due diverse modalità di realizzazione della fase di getto:

- getto con lamiera puntellata (propped slab), nel qual caso la lamiera viene sostenuta in fase di getto da un numero sufficiente (e fissato dal progettista) di puntelli intermedi che ne vincolano l'inflessione e

ne modificano lo schema statico, riducendo tanto le luci quanto le sollecitazioni flettenti e taglianti indotte dai carichi presenti;

- getto con lamiera non puntellata (unpropped slab), praticabile quando le luci sono piccole e le inflessioni della lamiera stessa sotto i carichi risultano contenute entro i limiti previsti al punto 4.3.6.4.2 della NTC (cioè, se la freccia dovuta al calcestruzzo fresco ed al peso proprio della lamiera non risulti maggiore di $L/120$ o 20 mm).

Nel primo caso, le verifiche in fase di getto vanno condotte con riferimento allo schema che si viene a determinare per la presenza dei puntelli. Riducendosi drasticamente le azioni sulla lamiera e le sue inflessioni dovute al peso del calcestruzzo fresco, si può ritenere che nel caso di soletta gettata con puntelli, tutte le azioni (peso proprio, sovraccarichi permanenti e variabili) competano in fase di esercizio alla sezione composta acciaio calcestruzzo. Nel caso di lamiera non puntellata, invece, si deve ritenere che, in condizioni di esercizio, il peso proprio (della lamiera e del calcestruzzo fresco) gravino sulla sola lamiera grecata, mentre alla sezione composta competano essenzialmente le azioni dovute ai sovraccarichi.

1.3.1 Flessione positiva

Le solette composte sono generalmente calcolate facendo riferimento a condizioni vincolari di semplice appoggio. In tali casi, largamente maggioritari nella pratica, la verifica in condizioni ultime consiste nel confrontare il valore di calcolo del momento sollecitante M_{Ed} con il corrispondente valore del momento resistente M_{Rd} . Nel caso di una soletta in semplice appoggio di luce L soggetta a carichi uniformemente distribuiti g_k , g'_k e q_k , il primo può facilmente valutarsi con riferimento al carico di progetto ottenuto dalla seguente combinazione allo SLU:

$$q_{Ed} = \gamma_{G1} \cdot g_k + \gamma_{G2} \cdot g'_k + \gamma_Q \cdot q_k \quad (1.1)$$

come previsto dalla combinazione definita al punto 2.5.3 della NTC – D.M. 2008. La eventuale presenza e la possibile contemporaneità di azioni concentrate Q_k va pure considerata nella valutazione della sollecitazione flettente di calcolo M_{Ed} .

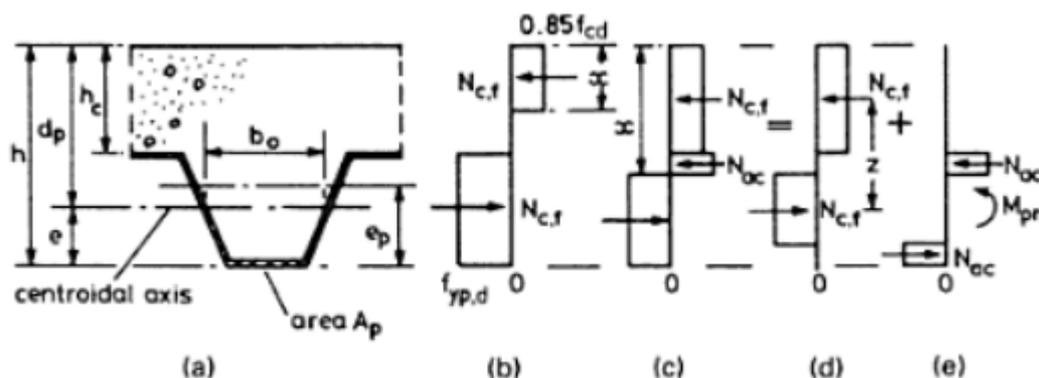


Figura 1.2: sezione di riferimento e possibili distribuzioni di tensioni allo SLU per flessione positiva

Con riferimento a tale valore sollecitante di calcolo bisogna, dunque, determinare il valore resistente M_{Rd} utilizzando ad esempio l'ipotesi di stress block per la distribuzione delle tensioni nel calcestruzzo compresso e di legame elasto-plastico per la lamiera metallica. Le due seguenti sotto-sezioni trattano in

dettaglio i due casi di asse neutro interno alla soletta in c.a. o secante la lamiera grecata, secondo la schematizzazione riportata nella Figura 1.2.

1.3.1.1 Asse neutro al di sopra della lamiera metallica

Nel caso in oggetto si deve ipotizzare che la distanza x dell'asse neutro allo SLU risulti minore dello spessore minimo della soletta di calcestruzzo h_c . Le tensioni nel calcestruzzo al disopra dell'asse neutro sono uniformemente pari a $f_{cd} = 0.85f_{ck} / \gamma_c$, mentre la lamiera grecata di sezione A_p (nella larghezza di riferimento b) risulta in sollecitata in trazione e soggetta ad una tensione di calcolo $f_{ad} = f_{ak} / \gamma_{M0}$. Inoltre, per una eventuale armatura A_s posta (con copri ferro d') in zona compressa nella larghezza di riferimento b , potrebbe essere ipotizzata una tensione pari a quella di snervamento il cui valore di calcolo è $f_{sd} = f_{sk} / \gamma_s$. In definitiva, l'equilibrio alla traslazione in direzione longitudinale rispetto all'orditura della lamiera grecata si porrebbe nella seguente forma analitica:

$$bxf_{cd} + A_s'f_{sd} - A_p f_{ad} = 0, \quad (1.2)$$

da cui

$$x = \frac{A_p f_{ad} - A_s' f_{sd}}{bf_{cd}}. \quad (1.3)$$

Il calcolo del valore di progetto del momento resistente si ottiene considerando che la risultante delle tensioni di trazione (uniformi) agenti sulla sezione della lamiera grecata è applicata nel baricentro della sezione ad una distanza e dall'intradosso della membratura. In definitiva, scrivendo il momento risultante rispetto a tale punto (scelta inessenziale rispetto al valore di M_{Rd} che risulta invariante rispetto al punto di calcolo essendo la distribuzione di forze equivalente a zero come avviene in flessione) si ottiene:

$$M_{Rd} = bxf_{cd} \cdot (h_t - 0.5x - e) + A_s' f_{sd} \cdot (h_t - d' - e). \quad (1.4)$$

In conclusione, si osserva che la l'equilibrio alla traslazione descritto dalla (1.2) dimostra che, nel caso di asse neutro interno alla soletta in c.a. si ha la seguente uguaglianza tra la risultante N_c delle compressioni (in calcestruzzo ed armatura compressa) ed il valore di calcolo dello sforzo normale plastico $N_{p,pl,Rd}$ della lamiera grecata:

$$N_c = bxf_{cd} + A_s' f_{sd} = A_p f_{ad} = N_{p,pl,Rd} \quad (1.5)$$

Pertanto le due condizioni seguenti risultano equivalenti:

$$x \leq h_c \quad N_c = N_{p,pl,Rd} \quad (1.6)$$

Inoltre, essendo evidente che il massimo sforzo di compressione $N_{c,pl,Rd}$ agente nella soletta in condizioni ultime risulta sempre non minore di N_c :

$$N_c \leq N_{c,max} = bh_c f_{cd} + A_s' f_{sd}, \quad (1.7)$$

le due condizioni seguenti risultano equivalenti

$$x \leq h_c \quad N_{c,pl,Rd} \geq N_{p,pl,Rd} \quad (1.8)$$

ovvero, l'asse neutro allo SLU è interno alla soletta se e solo se lo sforzo normale plastico $N_{p,pl,Rd}$ di quest'ultima risulta maggiore di quello della lamiera metallica $N_{c,pl,Rd}$. Pertanto, la seconda disuguaglianza riportata nella (1.8) rappresenta una condizione necessaria e sufficiente per stabilire che l'asse neutro sia interno alla soletta in c.a. e, dunque, il valore di calcolo del momento resistente M_{Rd} si possa determinare tramite la (1.4).

1.3.1.2 Asse neutro all'interno della lamiera metallica

Nel caso opposto, ovvero se risulta maggiore lo sforzo normale plastico $N_{p,pl,Rd}$ nella lamiera grecata, allora l'asse neutro non potrà che intersecare la lamiera grecata, ovvero vale la seguente equivalenza tra le due disequazioni seguenti:

$$x \geq h_c \quad N_{c,pl,Rd} \leq N_{p,pl,Rd} \quad (1.9)$$

Pertanto, valendo la seconda relazione (che può essere controllata facilmente calcolandosi i due termini della disequazione) si determina una distribuzione di tensioni allo SLU rappresentate nella Figura 1.2c). In tale situazione si trascura il contributo statico relativo al calcestruzzo posto all'interno delle nervature tra h_c ed x . Tale distribuzione può essere scomposta nelle due parti riportate nella Figura 1.2d) ed e) e, dunque, il momento resistente può esprimersi per sovrapposizione come segue:

$$M_{Rd} = N_{c,pl,Rd} \cdot z + M_{pr} \quad (1.10)$$

nella quale M_{pr} , rappresenta il momento risultante della distribuzione di tensioni in Figura 1.2e), può essere visto come il valore del momento plastico $M_{p,pl}$ sulla sezione della lamiera grecata, ridotto per la presenza di uno sforzo normale $N_{c,pl,Rd}$.

Per la valutazione dei due contributi relativi alla (1.10), ed in particolare per la stima del braccio z e del momento M_{pr} , si può adottare un procedimento approssimato di calcolo, sulla cui accuratezza esistono, comunque, diverse conferme di natura sperimentale. Il valore delle sollecitazioni sulla soletta è pari alla sua resistenza plastica di calcolo:

$$N_{c,pl,Rd} = bh_c f_{cd} + A_s f_{sd} \quad (1.11)$$

Per l'equilibrio alla traslazione la risultante delle tensioni N_a sulla lamiera grecata deve essere pari a $N_{c,pl,Rd}$; inoltre, poiché una parte della sezione è compressa, la risultante N_a è minore dello sforzo normale plastico $N_{a,pl,Rd}$ e, detta N_{ac} la risultante delle compressioni nella soletta, è possibile decomporre la distribuzione di tensioni sulla sezione composta in due parti:

- una prima parte consiste in una coppia di forze di segno opposto di valore $N_{c,pl,Rd}$ (N_{cf} nella Figura 1.2d) con braccio z ;
- una seconda coppia di forze di valore N_{ac} equivalenti ad un momento M_{pr} sulla sezione metallica (Figura 1.2e).

Il momento resistente M_{pr} , rappresenta il momento plastico di una sezione come quella della lamiera grecata analizzata "plasticamente" considerando che il calcestruzzo riduce ed, al limite elimina, la possibilità di instabilità locali caratteristiche delle sezioni in classe 4. Tale momento, dunque, rappresenta il momento plastico ridotto per la presenza di uno sforzo normale (di trazione) sulla lamiera grecata pari proprio ad

$N_{c,pl,Rd}$, in forza dell'equilibrio e dell'equivalenza a zero delle tensioni interne derivanti da uno stato tensionale di flessione.

Il valore di M_{pr} , può quindi derivarsi dal momento plastico in flessione $M_{a,pl,Rd}$, tenendo conto di una riduzione legata allo sforzo normale agente, il quale non può essere maggiore dello sforzo normale plastico $N_{a,pl,Rd}$. Il procedimento per il calcolo di queste quantità è relativamente semplice, ma la notevole variabilità delle caratteristiche meccaniche e geometriche introduce qualche difficoltà formale nella determinazione di relazioni generali. Pertanto, il valore del momento M_{pr} e la distanza z possono valutarsi secondo le relazioni semplificate riportate nel paragrafo 9.7 dell'Eurocodice 4 (EN 4 1994-1-1, 2005):

$$M_{pr} = M_{p,pl} \cdot \left(1 - \frac{N_{c,pl,Rd}}{A_p f_{ad}} \right) \leq M_{p,pl} \quad (1.12)$$

$$z = h_t - 0.5 \cdot h_c - e_p + (e_p - e) \cdot \frac{N_{c,pl,Rd}}{A_p f_{ad}} \quad (1.13)$$

Nel caso in cui si voglia tener conto della presenza di armatura nella soletta, il termine $0,5h_c$ (punto di applicazione degli sforzi nel calcestruzzo nel caso di armatura nulla) dovrebbe essere sostituito con la distanza tra l'estradosso e il punto di applicazione degli sforzi di compressione in armatura e calcestruzzo valutabile come segue:

$$\lambda x = 0.5 \cdot h_c - \frac{A_s f_{sd}}{b h_c f_{cd} + A_s f_{sd}} \cdot (0.5 h_c - d') \quad (1.14)$$

In linea di principio, la relazione (1.12) restituisce il momento plastico della lamiera grecata $M_{p,pl}$ in assenza di sforzo normale, nel caso in cui $N_{c,pl,Rd}$, ovvero se non esiste alcuna collaborazione tra calcestruzzo e lamiera: in quel caso, infatti, la lamiera risulta perfettamente inflessa. Al contrario il momento nella lamiera è nullo nel caso in cui $N_{c,pl,Rd} = A_p f_{ad} = N_{p,pl,Rd}$, ovvero quando l'asse neutro è proprio al limite tra le due condizioni (1.8) e (1.9), ovvero se $x = h_c$.

1.3.1.3 Effetto della parziale connessione

Nei due paragrafi precedenti si è ipotizzata la completa collaborazione tra la parte in cemento armato e la lamiera metallica. A questo proposito si è visto che la risultante nelle compressioni nel calcestruzzo (e , quindi, per l'equilibrio, anche delle trazioni nell'acciaio) è pari alla seguente relazione:

$$N_{cf} = \min \{ N_{p,pl,Rd}; N_{c,pl,Rd} \} \quad (1.15)$$

come può facilmente considerarsi confrontando le relazioni (1.8) e (1.9). La possibilità che esista questa completa collaborazione (ovvero che possa considerarsi l'ipotesi di conservazione delle sezioni piane ed applicare il calcolo nella maniera in cui è stato esposto sopra) dipende dalla presenza di un efficace sistema di connessione. Al limite, se non ci fosse alcuna aderenza tra lamiera e calcestruzzo, non si potrebbe effettuare il calcolo esposto ed, anzi, si avrebbero scorrimenti di interfaccia e si potrebbero distinguere due assi neutri, uno per la soletta in c.a. e l'altro per la lamiera. Al variare dell'aderenza da assente a completa, il valore della forza N_c applicata nella soletta varia da 0 (poiché in assenza di connessione sia la lamiera

grecata che la soletta sarebbero semplicemente inflessi) a N_{cf} , che rappresenta la forza nel caso di perfetta aderenza e collaborazione.

Pertanto, in queste condizioni è ancora possibile valutare un momento M_{Rd} definibile dalla relazione (1.10), ma considerando una forza $N_c \leq N_{cf}$ anche per il calcolo di M_{pr} che per z tramite le relazioni (1.12) e (1.13):

$$M_{Rd,red} = N_c \cdot z(N_c) + M_{pr}(N_c). \quad (1.16)$$

1.3.2 Flessione negativa

Quanto alla flessione negativa, la soletta può essere soggetta a questo stato di tensione nel caso di membratura realizzata con schema continuo. Il calcolo della posizione dell'asse neutro viene effettuato applicando una relazione di stress block ad una distribuzione di tensioni come quella rappresentata nella Figura 1.3. Nei casi di interesse pratico, infatti, l'armatura metallica superiore non è mai tanto grande da determinare una posizione dell'asse neutro che tagli la parte in calcestruzzo.

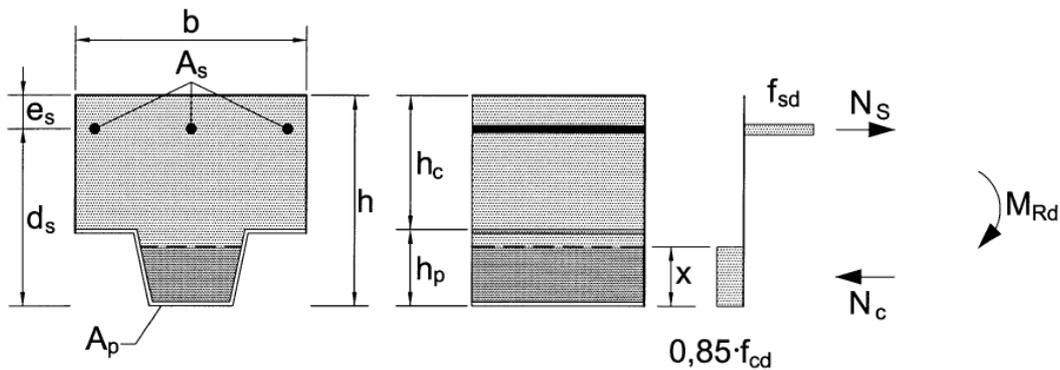


Figura 1.3: Esempio di soletta composta in flessione negativa.

Pertanto la ricerca dell'asse neutro può avvenire tramite la scrittura di una equazione di equilibrio alla traslazione:

$$(b_p + 2x / \cos \alpha) t_p \cdot f_{ad} + A_c(x) f_{cd} - A_s f_{sd} = 0, \quad (1.17)$$

essendo α l'angolo di inclinazione rispetto alla verticale della nervatura della lamiera e $A_c(x)$ l'area di calcestruzzo compresa al disotto nella corda a distanza x dall'intradosso. In definitiva, stabilita la posizione $x_{G,c}$ del baricentro di quell'area attraverso la sua distanza dal lembo inferiore, si calcola il momento come segue:

$$M_{Rd} = (b_p \cdot (h_t - d') + 2x / \cos \alpha \cdot (h_t - d' - x/2)) t_p \cdot f_{ad} + A_c(x) f_{cd} \cdot (h_t - d' - x_{G,c}). \quad (1.18)$$

1.4 Resistenza a Taglio-Scorrimento

In linea di principio la resistenza a taglio-scorrimento può essere determinata tramite il metodo $m-k$ (cfr. Appendice B.3.1 dell'Eurocodice 4, EN 1994 1-1, 2005) basato su valori sperimentali della resistenza di aderenza tra calcestruzzo e lamiera grecata. Tale resistenza dovrebbe essere fornita dai produttori di lamiere e determinata tramite le procedure sperimentali standard descritte nella citata appendice dell'EC4. Noti che

siano tali valori è possibile determinare la resistenza rispetto a meccanismi di crisi di taglio-scorrimento, tramite la seguente relazione di natura sperimentale:

$$V_{l,Rd} = \frac{bd_p}{\gamma_{M2}} \cdot \left(\frac{mA}{bL_s} + k \right). \quad (1.19)$$

essendo L_s la cosiddetta luce di taglio della soletta, valutabile in linea di principio come rapporto tra il momento ed il taglio massimi. Nel caso di solette soggette a carichi uniformemente distribuiti tale rapporto è proprio pari a $L/4$, mentre per forze applicate bisogna considerare la più piccola delle distanze tra tali forze ed un appoggio. Inoltre, nel caso di solette con schema continuo, è possibile considerare i seguenti valori per la luce di taglio L_s :

- 0,8L per campate interne;
- 0,9L per campate esterne.

La NTC D.M. 2008 fa riferimento ad un metodo alternativo basato sulla conoscenza del valore di progetto della resistenza a taglio longitudinale $\tau_{u,Rd}$ anch'essa di natura sperimentale e derivante da indagini fatte dal produttore per ogni tipologia di lamiera grecata per solette composte collaboranti. Tale resistenza è riferita alla larghezza b (e non alla lunghezza dello sviluppo della lamiera grecata) e consente, dunque il calcolo di un valore del taglio resistente può effettuarsi come segue:

$$V_{l,Rd} = \tau_{u,Rd} bL_s. \quad (1.20)$$

Nel caso che si adotti una progettazione della soletta in parziale connessione bisogna verificare che il valore di N_c non superi la corrispondente resistenza allo scorrimento e , dunque, verificare la validità della seguente relazione d'ordine:

$$N_c(x) = \tau_{u,Rd} bL_x \leq N_{cf}. \quad (1.21)$$

1.5 Resistenza a Taglio

La resistenza a taglio (verticale) $V_{v,Rd}$ può essere calcolata tramite le relazioni generalmente utilizzate nel caso di strutture in c.a. non armate a taglio. Si può fare ad esempio riferimento alla formulazione della NTC – D.M. 2008 nella quale:

$$V_{v,Rd} = \max \left[0.18 \cdot k \cdot \frac{(100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c}; v_{\min} \right] \cdot b_0 d_p. \quad (1.22)$$

in cui:

$$\rho_1 = \frac{A_p}{bd_p},$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d_p}} \leq 2,$$

$$v_{\min} = 0,035 \cdot k^{3/2} f_{ck}^{1/2}.$$

1.6 Punzonamento

Anche la verifica di Punzonamento, rivolta alla valutazione della massima forza concentrata $V_{p,Rd}$ applicabile sulla struttura, deve essere condotta in maniera analoga a quanto previsto per le strutture in c.a. Il perimetro critico deve essere comunque determinato ipotizzando una diffusione degli sforzi a partire dall'area d'impronta per una distanza pari allo spessore minimo del calcestruzzo h_c .

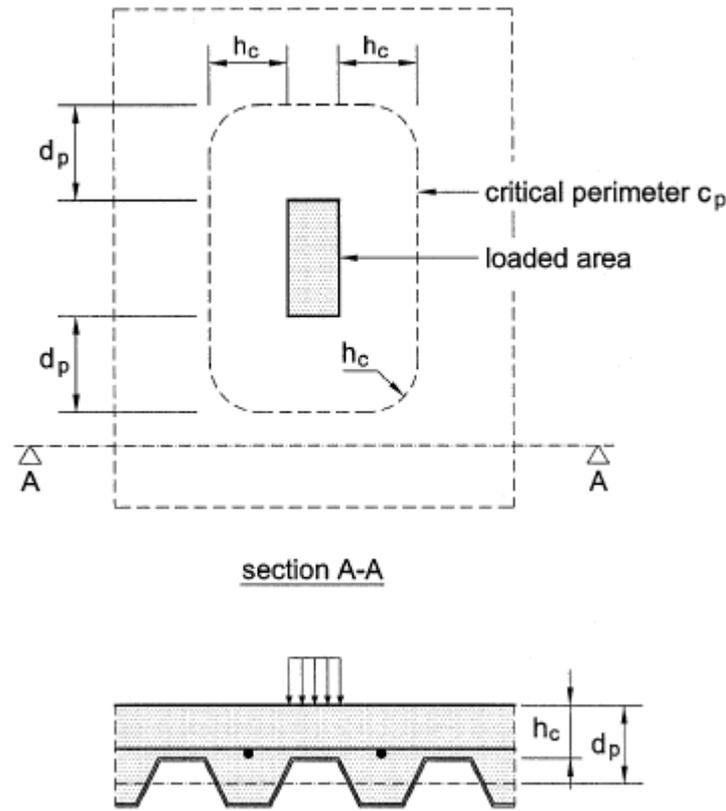


Figura 1.4: Perimetro critico per la verifica a punzonamento.

In particolare, tale perimetro può esprimersi come segue:

$$C_p = 2\pi h_c + 2 \cdot (2d_p + a_p - 2h_c) + 2b_p + 8h_f. \quad (1.23)$$

Il valore resistente del punzonamento può essere calcolato come segue:

$$V_{p,Rd} = C_p \cdot h_c \cdot v_{Rd}. \quad (1.24)$$

nel quale si può valutare

$$v_{Rd} = \max \left[0.18 \cdot k \cdot \frac{(100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c}; v_{\min} \right], \quad (1.25)$$

similmente a quanto visto per il taglio verticale. Il valore del rapporto geometrico di armatura ρ_1 potrà calcolarsi come media geometrica tra quelli riportati nelle due direzioni

$$\rho_1 = \sqrt{\rho_{1y} \cdot \rho_{1z}} \leq 0,02, \quad (1.26)$$

assumendo in una direzione il valore legato derivante dalla lamiera grecata e, nell'altro, quello dovuto alla eventuale presenza di armatura di ripartizione trasversale. In caso questa sia assente si dovrà assumere $\rho_1=0$ e, dunque, nella relazione (1.25) prevarrà il termine legato a v_{\min} .

1.7 Carichi concentrati su punti o linee

Nel caso di carico concentrato su un'area a_p e b_p , posto ad una distanza L_p dall'appoggio di una trave con luce L , si può assumere che il carico sia in realtà distribuito, per effetto della diffusione all'interno dello spessore, su un'area di dimensioni $a_m b_m$ definite come segue:

$$a_m = a_p + 2 \cdot (h_f + h_c), \quad (1.27)$$

$$b_m = b_p + 2 \cdot (h_f + h_c). \quad (1.28)$$

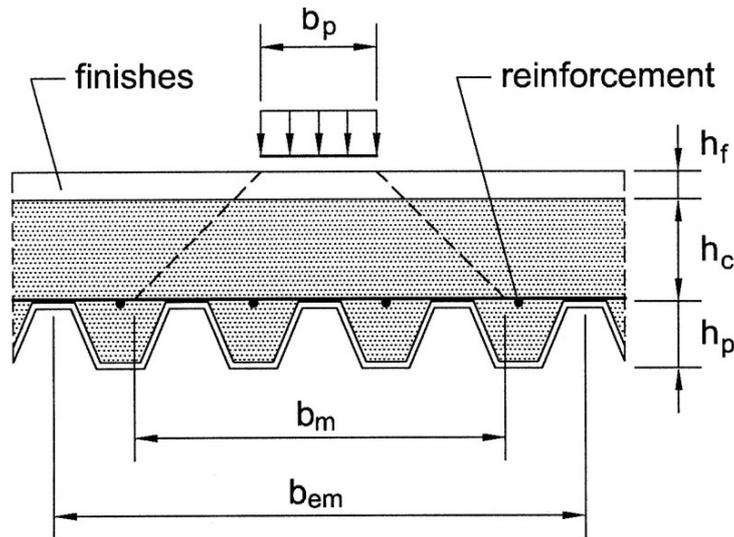


Figura 1.5: Larghezza efficace della soletta composta soggetta a carico concentrato.

Ai fini dell'analisi globale si può definire una larghezza efficace b_e pari dipendente, oltre che da b_m , anche dalla posizione del carico rispetto alla luce della soletta secondo la seguente relazione:

$$b_e = b_m + k \cdot L_p \left[1 - \frac{L_p}{L} \right]. \quad (1.29)$$

tramite la quale si osserva un aumento di tale larghezza nel caso di carichi che siano posti vicini alla mezzeria. Nella relazione precedente il valore di k può essere posto pari a 2, nel caso di verifiche a flessione e taglio longitudinale (tranne che nel caso di campate interne di travi continue). Per la verifica a taglio verticale, invece, si deve assumere $k=1$.

In definitiva, nel caso di travi in semplice appoggio soggette ad un carico concentrato Q_p posto a distanza L_p dall'appoggio, si può determinare un momento sollecitante per unità di larghezza il cui valore di calcolo m_{Ed} può essere espresso come segue:

$$m_{Ed} = Q_p L_p \cdot \frac{1 - \frac{L_p}{L}}{b_e}. \quad (1.30)$$

Infine, la presenza di un carico puntuale determina anche una inflessione in direzione opposta legata alla differenza tra la larghezza b_m della zona su cui si considera ripartito il carico e quella efficace b_e considerata per le verifiche. In particolare, si può determinare la seguente relazione semplificata:

$$M_{Ed,t} = Q_p \cdot \frac{b_e - b_m}{8} \quad (1.31)$$

Per far fronte a questo momento è necessario prevedere la presenza di una opportuna armatura trasversale poiché la lamiera grecata, per ragioni di forma, non ha resistenza in direzione trasversale.

1.8 Stati Limite di Esercizio

Gli aspetti legati al comportamento in esercizio sono di notevole importanza per le solette composte, essendo esse direttamente interessate nella fruizione della struttura. Pertanto, è necessario verificarne le prestazioni nei confronti di fenomeni quali la fessurazione, le inflessioni (ed indirettamente le vibrazioni degli impalcati) ed i livelli di tensione in esercizio. Queste valutazioni vengono condotte sulla struttura considerando i materiali reagenti in regime elastico-lineare considerando il calcestruzzo teso completamente reagente (nel caso di verifica allo Stato Limite di Apertura delle fessure), parzialmente reagente per effetto del fenomeno di tension-stiffening (ad esempio, per la valutazione dell'ampiezza delle fessure o anche per le inflessioni) o non reagente a trazione.

Trattandosi della verifica di una membratura in regime elastico è necessario tener conto delle eventuali variazioni di schema che si verificano nel passaggio dalla fase di getto a quella di esercizio.

1.8.1 Fessurazione

In linea di principio, la valutazione del fenomeno di fessurazione del calcestruzzo riguarda tutte le parti in cui quel materiale è soggetto a trazione. Nel caso delle solette composte, essendo presente una lamiera grecata a proteggere le armature inferiori da eventuali fenomeni di degrado, il problema della fessurazione può essere trascurato nel caso di momenti positivi sulla soletta stessa.

Al contrario, in corrispondenza della sezione di appoggio di una soletta continua (specialmente nel caso in cui essa sia stata progettata come semplicemente appoggiata e realizzata in condizioni puntellate in fase di getto) il problema della fessurazione e del tasso di lavoro delle armature superiori deve essere controllato.

Tale controllo va effettuato applicando relazioni essenzialmente derivanti dalla formula di Navier per la flessione di sezioni in campo lineare, tenendo conto della diversa rigidità dei materiali tramite la definizione di un coefficiente di omogeneizzazione n .

La combinazione di carico da considerare per la definizione dello Stato Limite di interesse dipende essenzialmente dalle condizioni ambientali secondo la tabella introdotta al punto 4.1.IV della NTC – D.M. 2008 e riportata di seguito.

Quanto ai carichi, nel caso di membrature puntellate in fase di getto, tutte le azioni sollecitano la sezione composta e, quindi, vanno considerate nella combinazione di verifica. Al contrario, per le membrature non puntellate non va considerato l'effetto del peso proprio della lamiera grecata e del calcestruzzo fresco.

Tabella 1.1: Criteri di scelta dello Stato Limite di fessurazione

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_d	Stato limite	w_d
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

Lo Stato Limite di Fessurazione si articola, come di consueto, nei seguenti livelli:

- Stato Limite di decompressione;
- Stato Limite di formazione delle fessure;
- Stato Limite di ampiezza delle fessure.

Trattandosi di elementi inflessi, gli stati limite di interesse sono essenzialmente gli ultimi due. Nel primo caso è possibile calcolarsi la posizione dell'asse neutro y considerando la sezione completamente reagente e, dunque, (anche trascurando la presenza della lamiera grecata e dell'armatura superiore) si può definire il baricentro geometrico della sezione in calcestruzzo a distanza y_G dall'estradosso:

$$y_G = \frac{S_{y,0}}{A_c}. \quad (1.32)$$

Essendo il momento statico $S_{y,0}$ della sezione in calcestruzzo di area A_c calcolato rispetto all'asse tangente all'estradosso. Definito, dunque, il momento d'inerzia I_G della medesima sezione rispetto allo stesso asse baricentrico, si può calcolare come segue il valore del momento di prima fessurazione:

$$M_{cr} = \frac{I_G}{y_G} \cdot \sigma_t = \frac{I_G}{y_G} \cdot \frac{f_{ctm}}{1,2}. \quad (1.33)$$

Se il momento sollecitante risulta maggiore di quello di fessurazione è necessario valutare l'ampiezza delle fessure che può determinarsi facendo il prodotto della deformazione media del calcestruzzo ϵ_{sm} e la distanza media tra le fessure $\Delta_{s,max}$. Tale prodotto va moltiplicato per il fattore 1,7 per passare dal valore medio a quello di progetto (che in condizioni di esercizio ha significato di frattile di ordine 95%). La prima si ottiene interpolando la deformazione ϵ_{s1} calcolata per la sezione completamente reagente (e nell'ipotesi che l'armatura non ne influenzi significativamente il valore):

$$\epsilon_{s1} = n \frac{M_{Ed,SLE}}{E_s I_G} \cdot (y_G - d'). \quad (1.34)$$

La seconda può calcolarsi dopo aver valutato la posizione del baricentro elastico in condizioni fessurate ed il momento d'inerzia baricentrico I_2 della sezione reagente costituita da calcestruzzo (eventualmente lamiera compressa) ed armatura tesa. Il valore della deformazione si determina allora come segue:

$$\epsilon_{s2} = \frac{\sigma_s}{E_s} = n \frac{M_{Ed,SLE}}{E_s I_2} \cdot (y_2 - d'). \quad (1.35)$$

In definitiva, il valore medio della deformazione può derivarsi (trattandosi di un elemento inflesso) come segue:

$$\varepsilon_{sm} = \varepsilon_{s1} \cdot \left(\frac{M_{cr}}{M_{Ed,SLE}} \right)^2 + \varepsilon_{s2} \cdot \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_{Ed,SLE}} \right)^2 \right]. \quad (1.36)$$

Una diversa formulazione è proposta dalla circolare esplicativa della NTC - D.M. 14/01/2008

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{cm}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \rho_{eff})}{E_s} \geq 0,6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}. \quad (1.37)$$

Si rimanda al punto C4.1.2.2.4.6 della citata Circolare per la definizione dei parametri coinvolti nella formula (1.37), legati essenzialmente alla resistenza a trazione del calcestruzzo ed al rapporto geometrico di armatura metallica. Si osserva, comunque, che sia la formula (1.36) che la (1.37) definiscono una deformazione media ε_{sm} ottenuta riducendo quella derivante da un calcolo in regime completamente fessurato per tener conto del cosiddetto fenomeno di tension-stiffening.

Infine, quanto alla distanza tra le fessure $\Delta_{s,max}$, essa è essenzialmente funzione del diametro ϕ delle barre e, nel caso in cui l'interfero non sia superiore a $5(c+\phi/2)$ si adotta una relazione del tipo:

$$\Delta_{s,max} = k_3 c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{eff}}. \quad (1.38)$$

nella quale oltre al ricoprimento c , compaiono i seguenti fattori:

- $k_1=0,8$ (per barre ad aderenza migliorata);
- $k_2=0,5$ (nel caso di flessione);
- $k_3=3,4$;
- $k_4=0,425$.

In definitiva il valore di calcolo dell'ampiezza delle fessure si può determinare come segue:

$$w_d = 1.7 \cdot \varepsilon_{sm} \cdot \Delta_{s,max}. \quad (1.39)$$

Ulteriori dettagli sulla verifica allo SLE per fessurazione possono desumersi dal punto C4.1.2.2.4.6 della citata Circolare esplicativa. In particolare, la verifica di fessurazione può essere condotta direttamente in termini di tensioni σ_s nell'acciaio controllando che siano verificate le limitazioni in termini di diametro e spaziatura descritte dalle tabelle C4.III e C.4.1.III della suddetta Circolare esplicativa.

1.8.2 Deformabilità

La valutazione delle inflessioni dovute al peso del calcestruzzo in fase di getto ovvero ai carichi in esercizio deve essere oggetto di una verifica esplicita al fine di garantire aspetto estetico e funzionalità dell'impalcato. Nei casi in cui la tensione tangenziale d'interfaccia, calcolata in regime elastico lineare e considerando le azioni allo stato limite di esercizio non superi il 30% della resistenza a tagli $\tau_{u,Rd}$, si possono calcolare le frecce senza considerare l'amplificazione derivante dalla parziale interazione.

Il valore della freccia dovuta al peso proprio della lamiera ed al peso del calcestruzzo in condizioni di getto non deve superare il limite di $L/180$ o i 20 mm. Per la situazione in esercizio si fa generalmente riferimento alla combinazione rara. Come per le verifiche di membrature in c.a., vanno controllate due valori di freccia:

- la massima freccia (che deve essere non maggiore di $L/250$);
- l'incremento di freccia dovuto all'effetto di viscosità e carichi variabili (non minore di $L/350$).

Quanto alla viscosità, il suo effetto può essere valutato tramite metodi algebrizzati quali il metodo EM, ovvero definendo un valore efficace del modulo di Young per il calcestruzzo (e , dunque, per il suo coefficiente di omogeneizzazione) nei casi di carico permanenti:

$$E_{c,eff} = \frac{E_c}{1 + \varphi} \quad (1.40)$$

essendo φ il coefficiente di viscosità, da determinarsi secondo quanto prescritto per le strutture in c.a.

Infine, si possono applicare gli stessi limiti del rapporto L/h per ritenere non significativa la verifica di deformabilità. In particolare, tali limiti vanno posti in termini di rapporto L/d_p ritenendo, potendo assumere i seguenti limiti superiori:

- 25 per solette semplicemente appoggiate;
- 32 le campate di riva di travi continue;
- 35 per le campate centrali di travi continue.

1.8.3 Controllo delle tensioni in esercizio

Quanto al controllo delle tensioni in esercizio, si tratta di un aspetto generalmente legato alla parte in calcestruzzo, avendo tali limiti l'obiettivo di limitarne i tassi di lavoro e, di conseguenza, i fenomeni deformativi di natura differita nel tempo. Per tali verifiche si applicano *tout-court* le prescrizioni riportate al punto 4.1.2.2.5 della NTC – D.M. 2008 per le membrature in c.a.

1.9 Resistenza in condizioni di incendio

Il tema della resistenza al fuoco è uno degli aspetti-chiave della progettazione delle strutture in acciaio e delle strutture composte acciaio-calcestruzzo. Essendo state queste ultime inizialmente anche per proteggere le membrature metalliche dall'esposizione diretta all'azione dell'incendio (si pensi ad esempio al caso delle colonne composte con sezione completamente rivestita), alcune tipologie di membrature risultano ancora piuttosto esposte all'azione dell'incendio. Le solette, ad esempio, sono un esempio di membratura che risulta particolarmente esposta all'azione dell'incendio. In generale gli edifici sono suddivisi in compartimenti da elementi di separazione. Il tipo di azione attesa da incendio attesa sulla struttura è legata al cosiddetto carico d'incendio, essenzialmente legato alla destinazione d'uso ed alle attività che hanno luogo nella struttura.

Le pareti e gli impalcati che delimitano un comparto devono avere funzione di separazione tra le varie parti della struttura. Queste funzioni possono essere raggiunte applicando due criteri:

- criterio di isolamento termico (I), che consiste nella limitazione del calore trasmesso per conduzione dai materiali che costituiscono tali partizioni;
- criterio di integrità (E), che riguarda la capacità di impedire il passaggio di fiamme e fumo da un comparto all'altro.

Le strutture di un comparto devono avere una capacità portante (R) che assicuri fissati obiettivi prestazionali per la struttura colpita dall'incendio per un tempo fissato. Ad esempio, se la classe di resistenza all'incendio di un elemento o comparto è R60, quel tempo non deve essere minore di 60 minuti.

Per gli aspetti inerenti la definizione dei fattori parziali di sicurezza da applicare sui materiali e per quelli necessari a definire le combinazioni di carico di interesse, si rimanda al paragrafo 3.6 della NTC – D.M. 2008. Nello stesso paragrafo sono definiti i cinque livelli prestazionali relativi alla funzione della struttura in oggetto ed alle conseguenze derivanti dal crollo di sue parti.

Per situazioni progettuali eccezionali, il progetto dovrà dimostrare la robustezza della costruzione mediante procedure di scenari di danno per i quali i fattori parziali γ_M dei materiali possono essere assunti pari ai valori precisati per il calcestruzzo nel § 4.1.4 e per l'acciaio nel § 4.2.6. Le verifiche di resistenza al fuoco potranno eseguirsi con riferimento a UNI EN 1994-1-2, utilizzando i coefficienti γ_M (v. § 4.3.8) relativi alle combinazioni eccezionali.

Il tema della verifica al fuoco delle strutture composte prescinde gli obiettivi del presente corso. Per questo tema si rimanda a testi specifici citati nella bibliografia.

1.9.1 Cenni in merito alla determinazione del carico di incendio

Per la determinazione del carico di incendio, argomento che prescinde i temi trattati nel corso, si rimanda alle prescrizioni del Decreto 9 marzo 2007 Determinazione delle prestazioni di resistenza al fuoco degli edifici ed ai testi specifici citati nella bibliografia.

1.10 Rassegna delle principali prescrizioni normative

Nel presente paragrafo vengono passate in rassegna le principali prescrizioni relative ai dettagli costruttivi per solette composte. Tali prescrizioni sono tratte dalla NTC – D.M. 14/01/2008 e risultano sostanzialmente coerenti con la corrispondente normativa nazionale (Eurocodice 4, EN 1994 1-1).

Qualora le solette continue siano progettate come semplicemente appoggiate in accordo con il precedente § 4.3.6.1, la sezione trasversale dell'armatura di controllo della fessurazione non deve essere minore di 0,2% dell'area della sezione trasversale del calcestruzzo posta al di sopra delle nervature nelle costruzioni non puntellate in fase di getto, e di 0,4% dell'area della sezione trasversale del calcestruzzo posta al di sopra delle nervature per le costruzioni puntellate in fase di getto.

Lo spessore delle lamiere grecate impiegate nelle solette composte non deve essere inferiore a 0,8 mm. Lo spessore della lamiera potrà essere ridotto a 0,7 mm quando in fase costruttiva vengano studiati idonei provvedimenti atti a consentire il transito in sicurezza di mezzi d'opera e personale.

L'altezza complessiva h del solaio composto non deve essere minore di 80 mm. Lo spessore del calcestruzzo h_c al di sopra dell'estradosso delle nervature della lamiera non deve essere minore di 40 mm.

Se la soletta realizza con la trave una membratura composta, oppure è utilizzata come diaframma orizzontale, l'altezza complessiva non deve essere minore di 90 mm ed h_c non deve essere minore di 50 mm.

Le solette composte sostenute da elementi di acciaio o calcestruzzo devono avere una larghezza di appoggio minima di 75 mm, con una dimensione di appoggio del bordo della lamiera grecata di almeno 50 mm.

Nel caso di solette composte sostenute da elementi in diverso materiale, tali valori devono essere portati rispettivamente a 100 mm e 70 mm.

Nel caso di lamiere sovrapposte o continue che poggiano su elementi di acciaio o calcestruzzo, l'appoggio minimo deve essere 75 mm e per elementi in altro materiale 100 mm.

1.11 Esempio di calcolo

1.12 Bibliografia

- R. P. Johnson: Composite Structures of Steel and Concrete - Volume 1: Beams, Slabs, Columns, and Frames for Buildings, Blackwell Scientific Publications, Second Edition (Oxford, UK);
- D. J. Oehlers, M. A. Bradford (1995): Composite steel and concrete structural members : fundamental behaviour, Kidlington, Oxford, U.K. ; Tarrytown, N.Y. : Pergamon, 1995.
- E. Nigro, S. Pustorino, G. Cefarelli, P. Princi: Progettazione di Strutture Composte acciaio-calcestruzzo in caso di incendio secondo gli euro codici e le norme tecniche per le costruzioni, Hoepli, 2009.

1.13 Glossario

Nel seguito si elencano una serie di termini ed espressioni della letteratura anglosassone relative alla teoria ed alla progettazione delle solette composte acciaio-calcestruzzo:

<i>False ceiling</i>	controsoffittatura
<i>Fire load density</i>	carico d'incendio
<i>Hogging bending (or moment)</i>	flessione (momento) negativo
<i>Sagging bending (or moment)</i>	flessione (momento) positivo