

SOLAI MISTI LEGNO CALCESTRUZZO. METODI DI VERIFICA

Piero Gelfi, Professore Associato di Tecnica delle Costruzioni, dip. Ing. Civile Architettura Territorio e Ambiente (DICATA), Univ. Di Brescia, piero.gelfi@ing.unibs.it.

Alessandra Marini, Ricercatore di Tecnica delle Costruzioni, dip. Ing. Civile Arch. Terr. Ambiente, Univ. Di Brescia, alessandra.marini@ing.unibs.it.

Pubblicata in due parti sui numeri 153 e 154 della rivista L'Edilizia.

1. INTRODUZIONE

Il problema del recupero degli edifici esistenti è ormai un tema di grande attualità, sia per la scarsità di aree edificabili, sia per la necessità di adeguare gli edifici alle nuove azioni (per esempio le azioni sismiche) previste dalla normativa tecnica.

Nel recupero o nel rinforzo degli edifici esistenti, riveste particolare importanza il problema degli impalcati che spesso sono lignei e non sono idonei a resistere ai carichi di progetto attuali. Interventi sui solai lignei risultano normalmente necessari ove si intenda favorire il comportamento scatolare degli edifici in muratura nel quale i solai devono agire come diaframmi di piano rigidi.

Esigenze estetiche attuali spingono all'utilizzo del legno anche per la realizzazione di solai nuovi, dove è comunque necessaria la presenza di una sottile lastra collaborante (Fig. 1) per garantire la rigidezza e la resistenza necessarie. La lastra di rinforzo può essere realizzata in calcestruzzo armato ordinario [1, 5, 19, 20, 22] o ad alte prestazioni [2], in acciaio [3], oppure in legno [4], anche se la lastra sottile di calcestruzzo (Fig. 1) è quella che spesso si presenta come la più pratica nelle tradizioni costruttive italiane.

Per realizzare la collaborazione tra il legno ed il calcestruzzo sono state proposte in letteratura varie tipologie di connessione [1, 5, 6]. Nel presente lavoro viene descritto nel dettaglio il comportamento della connessione a piolo che, oltre ad essere una tecnica di impiego facile, economico, flessibile ed affidabile, è ben documentata in letteratura e contemplata nelle normative vigenti sulle strutture in legno.

La deformabilità della connessione, che nelle travi composte in acciaio-calcestruzzo può essere normalmente trascurata, influenza invece notevolmente la resistenza e soprattutto la rigidezza delle travi in legno-calcestruzzo. L'ipotesi di connessione infinitamente rigida e sezioni piane, frequentemente adottata dai progettisti (in quanto la connessione deformabile porta sviluppi analitici relativamente gravosi), non risulta quindi particolarmente idonea per la verifica della sezione mista se non si adottano opportuni fattori correttivi per una stima più accurata della rigidezza e della resistenza della connessione [7]. Non si deve infine trascurare la forte influenza dell'umidità del legno sul comportamento generale della trave e sulla rigidezza e resistenza della connessione in particolare.

Scopo del presente lavoro è mettere a confronto i risultati ottenuti con soluzioni che tengono conto della rigidezza della connessione con quelli ottenuti con la teoria classica che prevede il comportamento a sezioni piane. Vengono presentate formulazioni analitiche per il calcolo della rigidezza e della resistenza della connessione che possono risultare particolarmente utili nei casi pratici non previsti dalle normative, tra i quali si può citare il possibile distacco fra soletta e travetto, dovuto per esempio alla presenza di un assito passante (Fig. 1b), che riduce notevolmente la rigidezza della connessione.

Per il calcolo delle deformazioni e delle sollecitazioni viene illustrato l'approccio basato sul comportamento elastico dei materiali e della connessione, noto, nell'ambito delle strutture in legno, come metodo di Möhler [8], già illustrato in precedenza [9] e qui riproposto con simbologia di uso più comune nell'ingegneria strutturale. Viene inoltre presentato l'approccio classico basato sull'ipotesi di connessione perfetta e conservazione delle sezioni piane, definito nel seguito "metodo n", che può

essere usato a patto di adottare opportune modifiche. Tutte le formulazioni teoriche sono anche confrontate con i risultati sperimentali ottenuti presso il Laboratorio Prove Materiali dell'Università di Brescia su elementi in scala reale

L'accento è inoltre posto sulle verifiche da eseguire in base ai criteri delle nuove normative (Eurocodice 5 [10] e CNR-DT 206 [11]). Un esempio di calcolo finale, che costituirà la seconda parte dell'articolo, verrà pubblicato in un prossimo numero della rivista. L'esempio illustrerà sia la fase di predimensionamento che la fase di verifica e metterà a confronto i risultati teorici con quelli sperimentali.

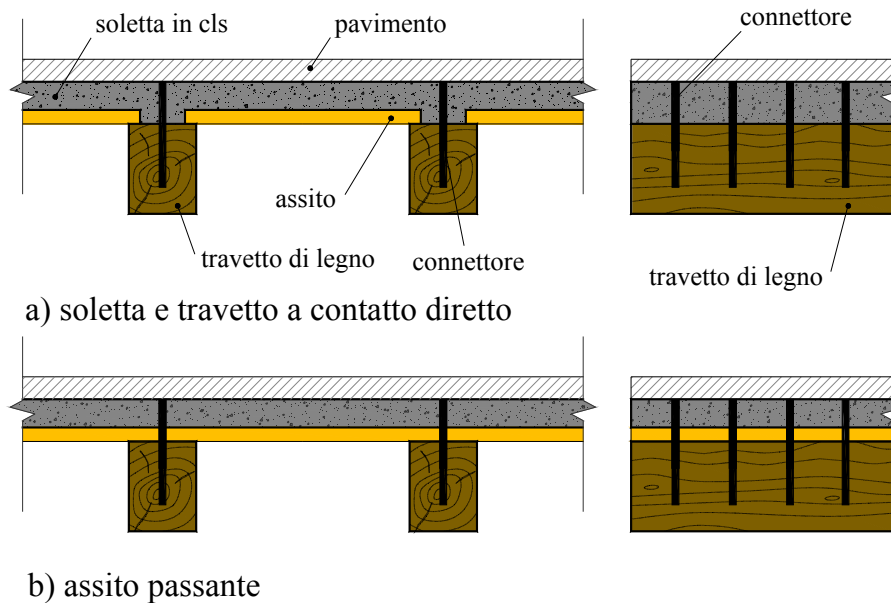


Figura 1. Sezione tipo di un solaio in legno irrigidito con lastra in calcestruzzo.

2. METODO DI PROGETTO DELLA TRAVE COMPOSTA

Il rinforzo dei solai in legno è necessario soprattutto per incrementare la rigidità della struttura in modo da risolvere il problema della eccessiva deformabilità in esercizio.

La progettazione del rinforzo viene condotta in esercizio, limitando la deformabilità della struttura composta. La deformabilità è controllata attraverso il rapporto luce altezza (L/H) della trave e la rigidità del collegamento (K_p).

Rapporti luce altezza della trave compresi entro l'intervallo $L/H=15\div 25$ permettono di limitare la freccia in mezzera (v) e le rotazioni agli appoggi (φ), evitando danni alle strutture portate (pavimenti, tramezze, etc. [7]).

La rigidità del collegamento influenza in modo determinante la deformabilità della trave composta [12-14]. In [14] si dimostra che l'incremento di freccia (Δv) dovuto alla deformabilità della connessione è proporzionale allo scorrimento (δ) tra la lastra di calcestruzzo ed il travetto di legno (Fig. 2). In fase di progettazione è pertanto necessario limitare lo scorrimento δ in modo da non incrementare eccessivamente la deformabilità del sistema [7].

Inoltre è importante controllare il tasso di lavoro del legno teso sotto carichi permanenti che condiziona l'incremento di freccia viscosa [15-17]. Le deformazioni anelastiche accumulate nel legno, dovute principalmente a significative variazioni delle condizioni igrotermiche, diventano rilevanti quando il

tasso di lavoro supera il 50% della tensione caratteristica di rottura [15]. Viceversa quando le sollecitazioni generate dal carico permanente sono inferiori ad $1/4 \div 1/5$ della tensione di rottura, le deformazioni viscosse risultano modeste [15]. La limitazione della tensione del legno sotto carico permanente entro $\sigma_{wg}=6 \div 7$ MPa, consente di evitare l'accumulo di deformazioni viscosse importanti.

3. METODI DI VERIFICA DELLO STATO TENSIONALE E DEFORMATIVO

Il comportamento della trave mista in legno-calcestruzzo non è lineare a causa soprattutto del legame taglio slittamento della connessione. Tuttavia, nelle applicazioni correnti, per una trave ben progettata, il comportamento non si discosta troppo dalla linearità e si possono quindi adottare metodi di calcolo approssimati basati sull'ipotesi lineare.

Nel seguito vengono illustrati due metodi per il calcolo dello stato di sforzo e di deformazione della trave composta. Il primo metodo, noto come metodo di Möhler, ipotizza una connessione deformabile con legame lineare. Il secondo metodo, che chiameremo metodo n "modificato", parte dall'ipotesi di connessione infinitamente rigida della teoria classica e ne corregge i risultati per tener conto della sua deformabilità.

Entrambi i metodi permettono una valutazione sufficientemente accurata, per le applicazioni pratiche, della resistenza e della rigidezza della trave mista.

L'incremento di deformazione nel tempo, dovuto alla viscosità e alle variazioni igrotermiche, può essere valutato forfettariamente o calcolato a partire da valori ridotti dei moduli elastici e della rigidezza della connessione.

Nel caso di travi di dimensioni notevoli sarà opportuno ricorrere ad analisi più approfondite, mettendo in conto almeno la non linearità di comportamento della connessione, come illustrato nell'esempio di calcolo riportato al paragrafo 5 .

3.1 Metodo di Möhler

Il metodo approssimato di Möhler [8] è l'estensione al legno della teoria delle sezioni miste sviluppata da Newmark [18]. Il metodo è utilizzato, con simbologia diversa, nell'Appendice B dell'Eurocodice 5 per il calcolo delle travi composte con giunti meccanici.

Il metodo si basa sulle seguenti ipotesi:

- conservazione delle sezioni piane per le due sezioni parziali (soletta e travetto) ma non per la sezione composta;
- comportamento elastico lineare dei materiali e della connessione;
- piccoli spostamenti e uguaglianza degli abbassamenti e delle curvature;
- connessione uniformemente distribuita lungo l'asse della trave.

Se il passo s dei connettori non è costante lungo l'asse della trave, per seguire l'andamento del taglio, ma varia fra un minimo s_{min} e un massimo s_{max} (comunque non superiore a $4 s_{min}$) si potrà adottare nei calcoli un passo equivalente:

$$s_{eq} = 0,75s_{min} + 0,25s_{max}$$

Il metodo si basa sul calcolo della rigidezza flessionale efficace della trave composta, ricavata con le ipotesi sopra esposte.

Con riferimento alla trave mista semplicemente appoggiata e soggetta a carico uniformemente distribuito, il momento di inerzia efficace della sezione composta omogeneizzata al legno si ottiene dalla formula:

$$I_{\text{eff}} = I_0 + \gamma(I_{\text{id}} - I_0) \quad (1)$$

con:

$$1/\gamma = 1 + \pi^2 \frac{E_w(I_{\text{id}} - I_0)}{d_G^2 K_p L^2} s$$

e con il seguente significato dei simboli:

- γ = coefficiente di efficacia;
- E_w e E_c = moduli elastici del legno e del calcestruzzo;
- I_{id} = momento d'inerzia della sezione ideale omogeneizzata al legno (mm^4);
- $I_0 = I_w + nI_c$ (mm^4) = momento d'inerzia della sezione priva di connessione omogeneizzata al legno;
- $n = E_c/E_w$ coefficiente di omogeneizzazione;
- d_G = distanza fra i baricentri della soletta e del travetto (mm);
- s = passo dei connettori (mm);
- K_p = rigidità del singolo connettore (N/mm);
- L = luce della trave (mm).

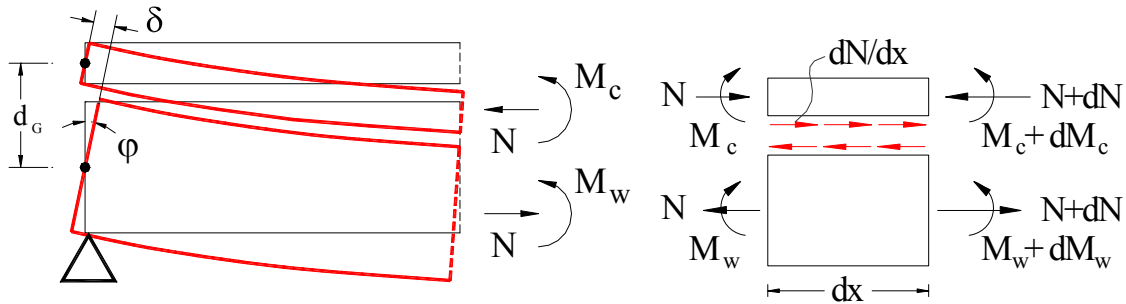


Figura 2. Azioni interne nella soletta e nel travetto.

Le aliquote M_c e M_w (Fig. 2) del momento flettente esterno M , portate per flessione rispettivamente dalla soletta di calcestruzzo e dal travetto, si possono calcolare con le formule:

$$M_c = \frac{nI_c}{I_{\text{eff}}} M; \quad M_w = \frac{I_w}{I_{\text{eff}}} M \quad (2)$$

L'aliquota rimanente del momento flettente, che chiameremo M_N , è equilibrata dalla coppia Nd_G , essendo N la forza di scorrimento (taglio longitudinale) trasmessa dalla connessione. Pertanto l'azione assiale N diviene:

$$N = \frac{M_N}{d_G} = \frac{M - M_c - M_w}{d_G} \quad (3)$$

$$N = \frac{M}{d_G} \left(1 - \frac{I_0}{I_{\text{eff}}} \right) = \frac{M}{d_G} \gamma \frac{I_{\text{id}} - I_0}{I_{\text{eff}}} \quad (3')$$

Le tensioni nella soletta e nel travetto si calcolano con le formule note della pressoflessione:

$$\sigma_c = -\frac{N}{A_c} \mp \frac{M_c}{W_c} \quad \sigma_w = \frac{N}{A_w} \mp \frac{M_w}{W_w} \quad (4)$$

Il flusso di taglio all'interfaccia (q) è pari a:

$$q = \frac{dN}{dx} = \frac{1}{d_G} \gamma \frac{I_{\text{id}} - I_0}{I_{\text{eff}}} \frac{dM}{dx} = \frac{1}{d_G} \gamma \frac{I_{\text{id}} - I_0}{I_{\text{eff}}} V \quad (5)$$

La forza V_p di taglio nel connettore più sollecitato risulta:

$$V_p = q_s = \gamma \frac{I_{id} - I_0}{d_G I_{eff}} S V_{max} = \gamma \frac{S_c}{I_{eff}} S V_{max} \quad (6)$$

Essendo S_c il momento statico della soletta, omogeneizzata al legno, rispetto al baricentro della sezione ideale. L'Equazione 6 fornisce tuttavia valori eccessivamente a favore di sicurezza perché non tiene conto della deformabilità della connessione, che ridistribuisce la forza di scorrimento. Una stima più accurata può essere ottenuta a partire dalla relazione "esatta" riportata in [14] fra l'incremento di rotazione $\Delta\varphi$ sull'appoggio e lo slittamento massimo δ fra soletta e travetto:

$$\Delta\varphi = \delta/d^* \quad \text{con} \quad d^* = \frac{I_{id}}{S_c} \quad (7)$$

L'incremento di rotazione $\Delta\varphi$ può essere espresso in funzione dell'incremento di freccia Δv in mezzeria, dovuto alla deformabilità della connessione, dalla relazione $\Delta\varphi = \alpha \Delta v / L$ con $\alpha = 3,2$ nel caso di trave in semplice appoggio con carico uniformemente distribuito. Si può scrivere quindi:

$$V_p = K_p \delta = K_p \frac{\alpha \Delta v d^*}{L} \quad (6')$$

3.2 Metodo n

Nella pratica professionale il calcolo della sezione mista in legno-calcestruzzo è stato spesso condotto, in analogia al calcolo della sezione mista in acciaio-calcestruzzo, trascurando la deformabilità della connessione, ipotizzando quindi la conservazione delle sezioni piane ed adottando il valore del momento d'inerzia della sezione ideale omogeneizzata in base al rapporto n dei moduli elastici del calcestruzzo e del legno (Fig. 3a).

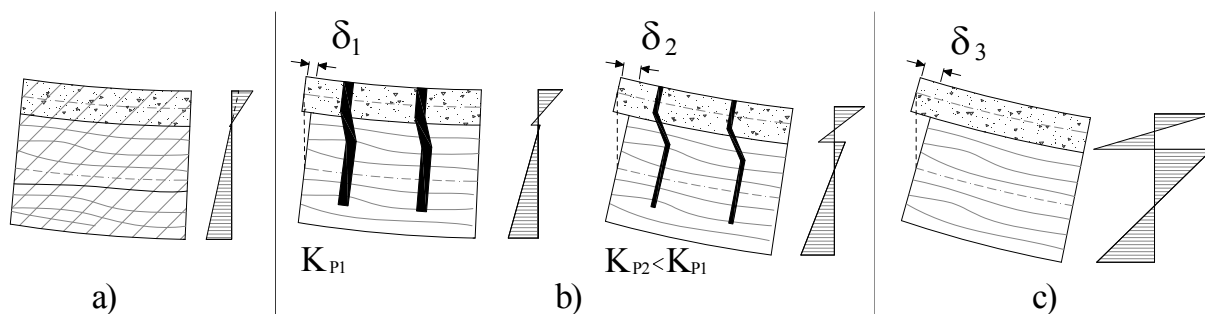


Figura 3. Distribuzione delle tensioni in funzione della rigidità del collegamento: a) connessione rigida; b) connessione deformabile; c) nessuna connessione.

La sottostima dello stato tensionale (Fig. 3a e 3b) è in genere coperta dall'uso di valori prudenziali della tensione ammissibile. L'ipotesi di connessione rigida comporta invece la sottovalutazione delle deformazioni.

Per tener conto della deformabilità della connessione e continuare ad utilizzare il metodo nelle applicazioni correnti, qualora si ritenga troppo oneroso l'impiego del metodo di Möhler per il calcolo della rigidità efficace, si può procedere nel modo che segue.

In [7] e [14] si è dimostrato che l'incremento Δv di freccia dovuto alla deformabilità della connessione è legato al massimo slittamento δ (Fig. 2 e 3) fra soletta e travetto dalla semplice relazione approssimata:

$$\Delta v = 10 \delta \quad (9)$$

Fissato il valore dell'incremento di freccia e quindi dello slittamento, nota la rigidezza K_p del connettore, si ricava la resistenza V_p ad esso richiesta:

$$V_p = K_p \delta$$

Per definire il passo s dei connettori si può assumere, in modo conservativo, che la forza di scorrimento unitaria da affidare ai pioli sia quella della teoria classica data dalla formula di Jourawski:

$$V_p/s = \frac{S_c}{I_{id}} V_{max}$$

essendo S_c il momento statico omogeneizzato al legno della soletta rispetto al baricentro della sezione ideale e V_{max} il valore massimo del taglio provocato dai carichi. In presenza di un carico uniformemente distribuito i pioli potranno essere posati con passo costante s per un quarto della luce verso gli appoggi; il passo potrà essere raddoppiato nella zona centrale.

Noto l'incremento di freccia Δv , si calcola il valore approssimato del momento d'inerzia efficace:

$$I_{eff} = \frac{V_{id}}{v_{id} + \Delta v} I_{id}$$

con il quale si può procedere al calcolo delle sollecitazioni con le Equazioni 3 e 4.

3.3 Confronto tra metodo n e teoria di Möhler: studio parametrico

Nel seguito è riportato uno studio parametrico volto a chiarire le differenze tra la teoria classica e il metodo di Möhler. Lo studio è condotto per un solaio di luce $L=4,4m$, interasse dei travetti di 50 cm, spessore della soletta di 5 cm, rapporto tra l'altezza e la larghezza del travetto $h_w/b_w=1,5$, spessore dell'assito $t=22mm$.

In Figura 4 si osserva come, in funzione della rigidezza della connessione (K_p), il momento d'inerzia efficace della sezione composta calcolato con il metodo di Möhler (I_{eff}), pur maggiore del momento d'inerzia della sezione del travetto di legno (I_w), possa essere significativamente inferiore al momento d'inerzia ideale della teoria classica (I_{id}). Il rapporto I_{eff}/I_{id} tende asintoticamente all'unità per valori di rigidezza che tuttavia non sono comuni per le connessioni correnti (vedi paragrafo 4).

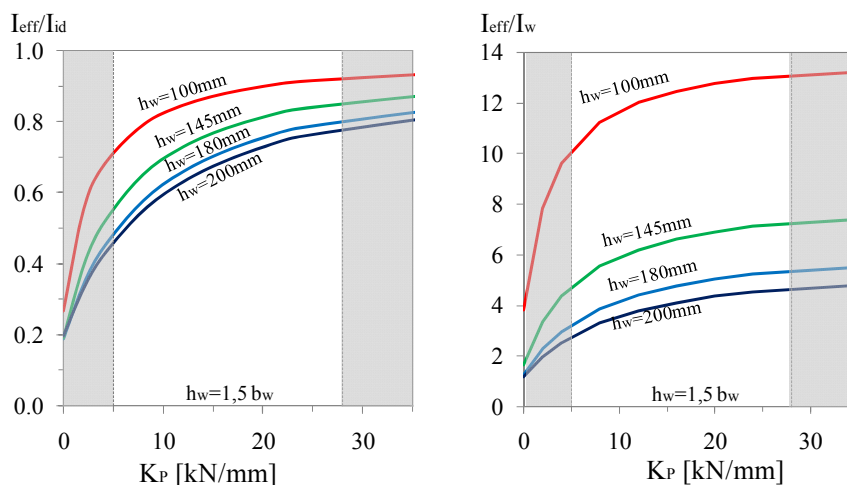


Figura 4. Rapporto tra la rigidezza I_{eff} e la rigidezza I_{id} in funzione della rigidezza K_P del connettore.

In Figura 5 è riportato il rapporto tra l'incremento di tensione nel legno e nel calcestruzzo dovuto alla deformabilità della connessione ($\Delta\sigma_w = \sigma_w - \sigma_{wid}$, $\Delta\sigma_c = \sigma_c - \sigma_{cid}$) e gli sforzi valutati con la teoria classica (σ_{wid} , σ_{cid}) al crescere dell'altezza della sezione e per differenti valori della rigidezza della connessione. Dal diagramma è evidente come il metodo n sottostimi le tensioni nel legno e nel calcestruzzo. L'incremento di tensione del legno ($\Delta\sigma_w$) è relativamente modesto ($\Delta\sigma_w = 10 \div 25\% \sigma_{wid}$) nell'intervallo di valori correnti di rigidezza delle connessioni a piolo ($K_P = 8 \div 17.5 \text{ kN/mm}$) e di altezza dei travetti.

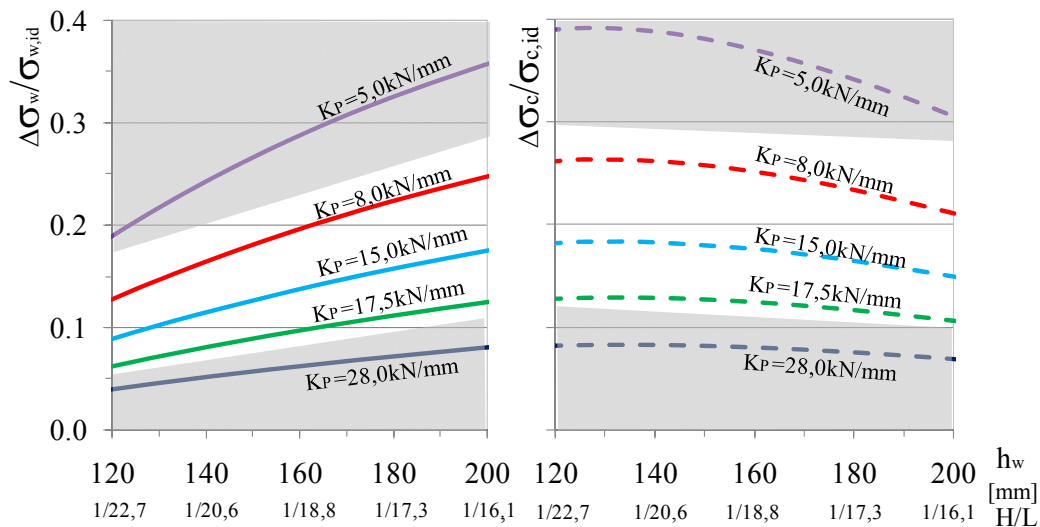


Figura 5. Incrementi di sollecitazione nel legno e nel calcestruzzo in funzione della rigidezza K_P del connettore.

4. PROGETTO DELLE CONNESSIONI

Il comportamento sperimentale di singoli connettori soggetti ad azioni di taglio puro lungo l'interfaccia tra la soletta di calcestruzzo e il travetto di legno mostra un andamento marcatamente non lineare [19, 20], caratterizzato dal valore della rigidezza iniziale (K_P) e del carico ultimo (V_u).

La rigidezza K_P e la capacità portante V_u della connessione possono essere determinate tramite prove sperimentali (UNI-EN 26891 [21]) oppure sulla base di modellazioni analitiche disponibili in letteratura [1, 10, 11, 20].

L'approccio teorico è di particolare interesse anche applicativo in quanto un'indagine sperimentale rappresentativa delle varie soluzioni progettuali risulterebbe particolarmente onerosa a causa dei numerosi parametri in gioco.

Nel seguito l'analisi è limitata alle connessioni ottenute mediante pioli ricavati da barre lisce di acciaio, infissi a secco entro fori calibrati.

Con riferimento al modello teorico presentato in [20] in presenza di un distacco t tra gli elementi, normalmente pari allo spessore dell'assito interposto (Fig. 6), è possibile calcolare analiticamente i valori della resistenza e della rigidezza di unioni trave-soletta per le quali risultino verificate le seguenti condizioni:

$$L_{w,tot} \geq 6d \quad L_{c,tot} \geq 3d$$

dove $L_{w,tot}$ è la lunghezza di affondamento dello spinotto nell'elemento in legno, $L_{c,tot}$ è la lunghezza di affondamento dello spinotto nel calcestruzzo e d è il diametro del connettore.

Il connettore è modellato come una trave su suolo elastico di lunghezza illimitata (Fig. 6a). La sua rigidezza K_p è data dalla relazione [20]:

$$K_p = \frac{12(\alpha_c \alpha_w)^3 E_S J_P}{Z} \quad (14)$$

$$\text{con: } \alpha_c = \sqrt[4]{k_c / (4E_S J_P)}; \quad \alpha_w = \sqrt[4]{k_w / (4E_S J_P)};$$

$$Z = 3 \cdot (\alpha_c^2 + \alpha_w^2) \cdot (\alpha_c + \alpha_w) + 3 \cdot t \alpha_c \alpha_w (\alpha_c + \alpha_w)^2 + 3 \cdot t^2 \alpha_c^2 \alpha_w^2 (\alpha_c + \alpha_w) + t^3 \alpha_c^3 \alpha_w^3$$

dove:

- k_c è la rigidezza del calcestruzzo;
- k_w è la rigidezza del legno, variabile in funzione del contenuto d'acqua;
- E_S è il modulo di Young del connettore;
- $J_P = \pi d^4 / 64$ è la momento d'inerzia del piolo;
- t è il distacco tra la soletta in calcestruzzo e la trave in legno, eventualmente pari allo spessore dell'assito interposto
- d è il diametro del connettore.

È possibile usare una formula semplificata se, oltre alle condizioni poste sulla lunghezza di affondamento nel legno e nel calcestruzzo, risultano soddisfatte le seguenti disuguaglianze:

$$1000 < k_w < 1400 \text{ N/mm}^2; \quad 12 < d < 20 \text{ mm}; \quad 0 < t < 50 \text{ mm}.$$

In tal caso la (14), attraverso uno sviluppo in serie, si può approssimare nella seguente relazione:

$$K_p = 124000 \frac{d}{(4.34 + t/d)^3} \quad (14')$$

Assumendo che la rottura avvenga con la formazione di due cerniere plastiche all'interno del gambo del connettore (Fig. 6b), possibile con i valori di $L_{w,tot}$ e $L_{c,tot}$ ipotizzati in precedenza, la capacità portante V_u della connessione si può assumere pari a:

$$V_u = \sqrt{\frac{2\beta}{1+\beta}} \sqrt{2M_y f_{hw} d + \frac{\beta}{1+\beta} \frac{(f_{hw} t d)^2}{2}} - \frac{\beta}{1+\beta} f_{hw} t d \quad \text{con } \beta = \frac{f_{hc}}{f_{hw}} \quad (15)$$

dove:

- f_{hw} è la resistenza a rifollamento del legno variabile in funzione del contenuto d'acqua;
- f_{hc} è la resistenza a rifollamento del calcestruzzo;
- M_y è il momento resistente plastico del piolo che può essere posto pari $M_y = f_y d^3 / 6$ o determinato sperimentalmente secondo EN409 [23];
- f_y è la tensione di snervamento del connettore;

L'applicazione del modello richiede la conoscenza della rigidezza e della resistenza a rifollamento del calcestruzzo (k_c , f_{hc}) e del legno (k_w , f_{hw}).

In assenza di dati sperimentali, per la rigidezza del calcestruzzo, la cui variabilità ha un'influenza modesta sulla rigidezza della connessione, si può assumere il valore $k_c = 10000 \text{ MPa}$.

Il valore della resistenza a rifollamento f_{hc} del calcestruzzo può essere posto pari a circa 4-5 volte il valore della resistenza a compressione.

I valori di k_w ed f_{hw} possono essere ricavati con prove di rifollamento (UNI EN 383:1994, [24]) e sono funzione del contenuto d'acqua del legno (MC). In mancanza di dati sperimentali si può adottare il valore conservativo proposto dalla normativa [10, 11] $f_{hw,k} = 0,082(1 - 0,01d) \rho_k$.

Per il legno d'abete con un contenuto d'acqua standard MC=12% i valori tipici sono compresi negli intervalli: $800 < k_w < 1400 \text{MPa}$; $22 < f_{hw} < 36 \text{MPa}$.

In Figura 7 si evidenzia la significativa riduzione di rigidità (K_P ; Eq. 14) e di carico ultimo (V_u ; Eq. 15) della connessione al crescere del distacco t tra soletta e travetto. In presenza di un assito passante la deformabilità della connessione aumenta in modo significativo perché il contributo irrigidente del tavolato, sollecitato normalmente alla fibratura, va trascurato. La soluzione dell'assito passante, è comunque quasi sempre preferita perché semplifica notevolmente le operazioni di messa in opera. In questo caso è necessario adottare connettori di maggior diametro oppure diposti ad interassi inferiori.

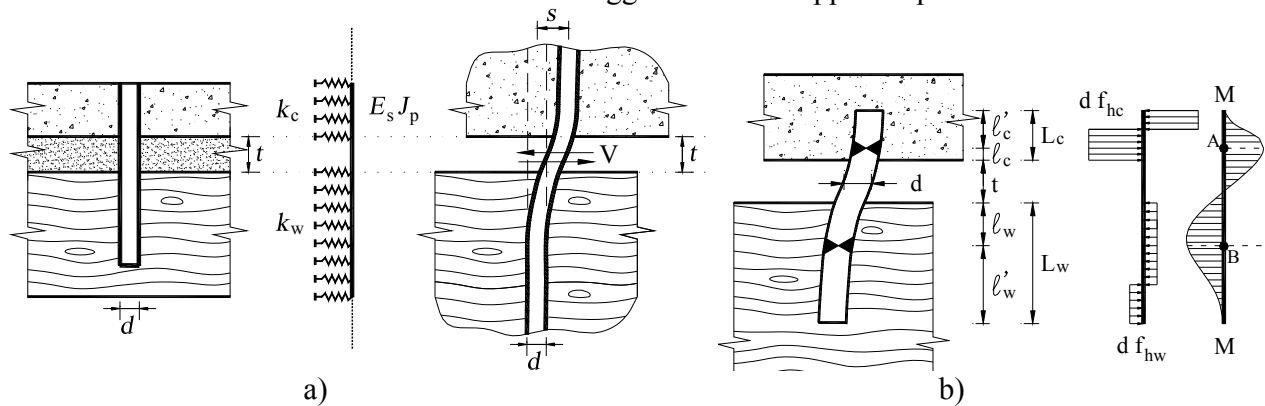


Figura 6: Modello per il calcolo: (a) della rigidità; (b) della capacità portante della connessione [20].

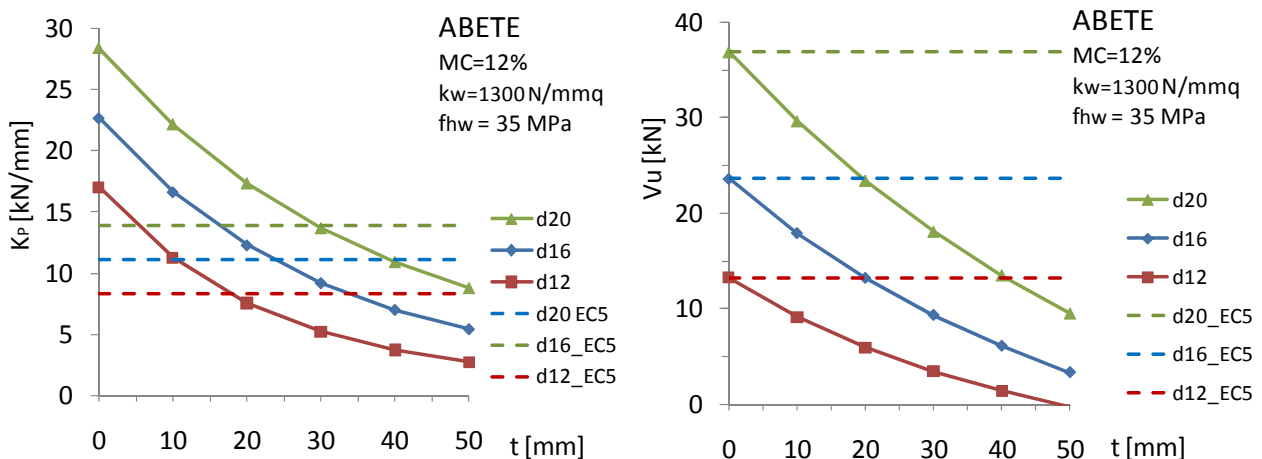


Figura 7. Variazione della rigidità (K_P , Eq. 14) e della capacità portante (V_u , Eq. 15) della connessione in funzione dello spessore dell'assito passante (t).

4.1 Confronto del modello analitico proposto con le formulazioni dell'Eurocodice

In mancanza di più approfondite determinazioni sperimentali, l'EC5 e la CNR-DT 206 propongono la seguente espressione approssimata per il calcolo del modulo di scorrimento istantaneo sotto l'azione dei carichi di esercizio (K_{ser}), corrispondente alla rigidezza del singolo connettore (K_P):

$$K_P = K_{ser} = 2\rho_m^{1.5}d/23 \text{ [N/mm]} \quad (16)$$

dove:

- ρ_m è il valore medio della massa volumica del legno in Kg/m³
- d è il diametro del connettore in mm.

Per le verifiche allo stato limite ultimo si adotta una rigidezza ridotta pari a: $K_u = 2/3K_{ser}$.

È importante osservare che l'Equazione 16 non contempla il caso di soletta distaccata dal travetto, ad esempio per la presenza di un assito passante. In tale circostanza, peraltro frequente, l'eurocodice fornisce valori di rigidezza non sempre a favore di sicurezza (Fig. 7).

Viceversa, si osserva che nel caso di contatto diretto tra travetto e soletta ($t=0$) l'Equazione 16 fornisce valori conservativi. Valori ben superiori possono essere adottati con sperimentazione diretta della connessione secondo la UNI-EN 26891 [21] oppure, disponendo dei valori della rigidezza e della resistenza a rifollamento del legno (k_w e f_{hw}), adottando la formulazione teorica riportata precedentemente (Eqq. 14 e 15). È opportuno segnalare che i risultati sperimentali, ottenuti con prove con carichi monotonici e di breve durata, sono spesso falsati dall'incollaggio iniziale tra lastra di calcestruzzo e travetto, il cui rilevante contributo irrigidente è perso dopo pochi cicli igrotermici e di carico e non deve essere considerato.

Per la resistenza caratteristica $F_{VR,k}$ del singolo spinotto l'eurocodice fa riferimento al caso di trave composta con legname di caratteristiche meccaniche diverse e al meccanismo di rottura con due cerniere plastiche. La formulazione sostanzialmente coincide con l'Equazione 15 per $t=0$. Nella formula dell'eurocodice è presente un coefficiente moltiplicatore 1,15 e il momento resistente plastico è sostituito con il momento di snervamento, che può essere determinato sperimentalmente con riferimento alla EN 409 [23] o calcolato con l'espressione:

$$M_{y,Rk} = 0,3f_{u,k}d^{2,6} \quad (17)$$

dove $f_{u,k}$ è la resistenza a rottura del materiale in MPa. Non è contemplato il caso della presenza di un assito passante. Si osserva che la formulazione dell'EC5 porta a valori non conservativi per $t>0$ (Fig. 7).

4.2 Confronto dei risultati analitici e sperimentali

Il modello analitico è stato ampiamente verificato sperimentalmente. In Figura 8 sono riportate le curve relative a connessioni tra soletta in calcestruzzo e legno lamellare con spinotti di diametro pari a 12 mm, con assito passante e interrotto. Le caratteristiche meccaniche del legno f_{hw} e k_w introdotte nel modello sono indicate nel grafico e sono state misurate sperimentalmente.

Le curve teoriche sono in buon accordo con i risultati sperimentali. In particolare si evidenzia la consistente perdita di rigidezza e resistenza della connessione in presenza di assito passante. Nel grafico è riportata per confronto la curva proposta dall'eurocodice che non tiene conto della presenza dell'assito.

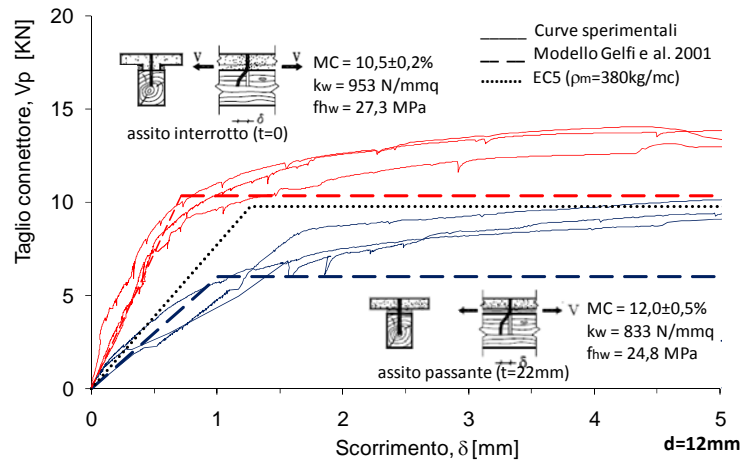


Figura 8. Curve taglio-scorrimento: valori sperimentali e teorici.

5. ESEMPIO APPLICATIVO

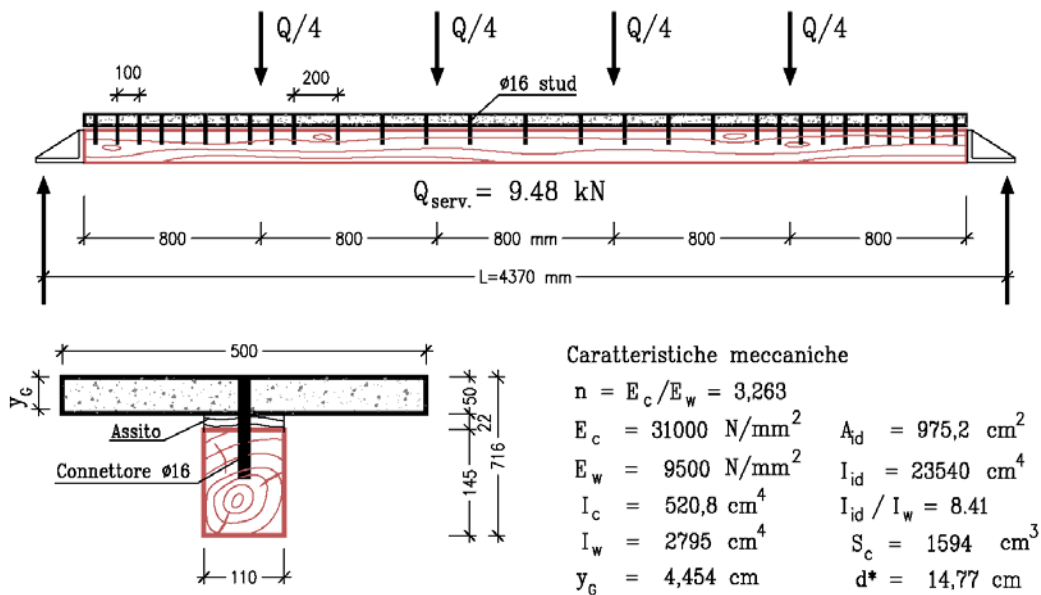


Figura 9. Caratteristiche geometriche e meccaniche della trave composta.

L'esempio applicativo è condotto assumendo le caratteristiche geometriche e meccaniche della trave testata sperimentalmente in [19] (Fig. 9), in modo da poter operare utili confronti con i risultati teorici. La trave è rappresentativa di un solaio con luce netta di 4 m, luce di calcolo di 4,37 m, interasse dei travetti di 0,50 m. La soletta in calcestruzzo ha una lunghezza pari alla luce netta. Le due teste in acciaio che prolungano la trave di legno non sono a contatto con la soletta per non ostacolarne lo scorrimento.

Il solaio è progettato per un carico totale di esercizio di $5,5 \text{ kN/m}^2$, cui corrisponde un carico sul travetto $q = 2,75 \text{ kN/m}$ e un momento in mezzeria di $6,565 \text{ kNm}$, calcolato considerando q applicato

sull'intera luce di calcolo. Nella prova sperimentale i quattro carichi concentrati indicati in figura provocano lo stesso momento del carico distribuito q .

I pioli $\phi 16$, in acciaio Fe 510, sono passanti attraverso l'assito e sono stati infissi in fori calibrati di diametro leggermente inferiore. L'interasse per un quarto della luce è pari a 100 mm e raddoppia nella zona centrale. La profondità di infissione nel legno è di quattro diametri, valore leggermente inferiore a quello consigliato dalle normative. La rigidezza e la resistenza, misurate sperimentalmente, sono $K_p = 17 \text{ kN/mm}$ e $V_u = 13 \text{ kN}$.

La soletta è armata con rete elettrosaldata $\phi 6$ maglia $10 \times 10 \text{ cm}$.

In Figura 9 sono riportate le caratteristiche geometriche e meccaniche della trave mista.

5.1 Progetto della connessione

In fase di predimensionamento, per il progetto della connessione si può utilizzare la classica teoria di Jourawski applicata alla sezione ideale omogeneizzata al legno. Si ottiene la forza di scorrimento da affidare a ciascun connettore con passo $s = 100 \text{ mm}$:

$$V_p = \frac{V S_c}{I_{id}} s = \frac{4,74 \cdot 1594 \cdot 10^3}{23540 \cdot 10^4} 100 = 3,21 \text{ kN}$$

essendo S_c il momento statico omogeneizzato al legno della soletta rispetto al baricentro della sezione ideale e $V = 4,74 \text{ kN}$ il valore massimo del taglio in esercizio.

La resistenza sperimentale ultima della connessione viene raggiunta con scorrimenti di oltre 3 mm (Fig. 12). Se si considera però la forza corrispondente ad uno scorrimento convenzionale ultimo $\delta = 1 \text{ mm}$, che è pari a circa 10 kN, il piolo risulta sollecitato in esercizio a circa 1/3 della sua resistenza, con uno scorrimento di circa 0,2 mm.

I valori della rigidezza e della resistenza ricavati analiticamente con le Equazioni 14 e 15 risultano rispettivamente $V_u = 12,9 \text{ kN}$ e $K_p = 11,6 \text{ kN/mm}$, avendo assunto $f_{hw} = 35 \text{ MPa}$, $k_w = 1300 \text{ MPa}$, $f_{hc} = 120 \text{ MPa}$, $k_c = 10000 \text{ MPa}$, $f_y = 350 \text{ MPa}$. Mentre vi è buon accordo tra il valore teorico e quello sperimentale della resistenza (Fig. 12), il valore sperimentale della rigidezza (17 kN/mm) è notevolmente superiore al valore teorico a causa dell'effetto irrigidente dell'assito che non è considerato, a favore di sicurezza, nell'eq. 14.

5.2. Confronti con i risultati sperimentali

Per l'applicazione alla trave sperimentale del metodo di Möhler, che ipotizza connettori equidistanti su tutta la luce, si deve usare un valore ridotto della rigidezza. Poiché nella prova sperimentale la soletta non si estende su tutta la luce e quindi mancano i connettori nel tratto vicino agli appoggi, non è possibile adottare il passo equivalente descritto al punto 3.1. Si può invece adottare una rigidezza equivalente tale per cui la connessione manifesti la stessa resistenza globale a scorrimento. Ipotizzando, per semplicità, che l'andamento della forza di scorrimento sia lineare, la rigidezza dei connettori, a passo costante ($s = 100 \text{ mm}$), può essere ridotta nel rapporto fra l'area tratteggiata di Figura 10 e l'area totale del triangolo. Si ottiene $K_p = 17 \cdot 0,733 = 12,4 \text{ kN/mm}$.

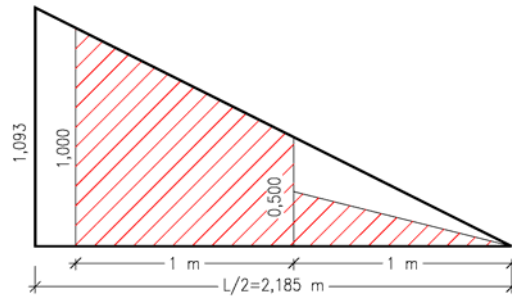


Figura 10. Calcolo della rigidezza equivalente.

I parametri per l'applicazione del metodo di Möhler sono i seguenti (vedi Figura 9):

- momento d'inerzia della sezione omogeneizzata al legno e priva di connessione:
 $I_0 = I_w + nI_c = 2795 + 3,263 \cdot 520,8 = 4494 \text{ cm}^4$
- momento d'inerzia della sezione ideale omogeneizzata al legno e con connessione perfetta:
 $I_{id} = 23540 \text{ cm}^4$
- ordinata dell'asse neutro della sezione ideale:
 $y_G = 4,454 \text{ cm}$
- distanza fra i baricentri della soletta e del travetto:
 $d_G = 11,95 \text{ cm}$
- coefficiente di efficacia:

$$1/\gamma = 1 + \pi^2 \frac{E_w(I_{id} - I_0)}{d_G^2} \frac{i}{KL^2} = 1 + \pi^2 \frac{9500(23540 - 4494) \cdot 10^4}{119,5^2} \frac{100}{12400 \cdot 4370^2} = 1,528$$

- momento d'inerzia efficace della sezione composta:

$$I_{eff} = I_0 + \gamma(I_{id} - I_0) = 4494 + \frac{23540 - 4494}{1,528} = 16960 \text{ cm}^4$$

La deformabilità della connessione riduce quindi il momento d'inerzia al 72% del valore ideale, ma è comunque pari a sei volte il valore del momento d'inerzia del solo travetto di legno.

La freccia istantanea è data da:

$$f = \frac{5}{384} \frac{qL^4}{E_w I_{eff}} = 8,11 \text{ mm}$$

In Figura 11 la curva sperimentale carico-freccia è confrontata con le curve teoriche ottenute applicando il metodo di Möhler, considerando la sezione ideale con connessione perfetta ed eseguendo un'analisi non lineare agli elementi finiti.

Nell'analisi agli elementi finiti il travetto e la soletta sono stati modellati con elementi beam a comportamento lineare. Il piolo è stato modellato con molle non lineari inserite fra i nodi della soletta e link rigidi collegati ai nodi del travetto (Fig. 12). I nodi del travetto e della soletta sono inoltre collegati con link tipo biella per impedire gli spostamenti relativi verticali. In Figura 12 sono rappresentate anche la curva taglio-scorrimento sperimentale del piolo, la curva adottata per l'analisi non lineare e la curva teorica (Eqq. 14 e 15).

I digrammi di Figura 11 mostrano un buon accordo fra il comportamento analitico, numerico e quello sperimentale. In particolare si osserva che il metodo di Möhler fornisce risultati accurati fino a valori del carico superiori al doppio del carico di esercizio.

Si noti che il comportamento marcatamente non lineare della trave composta, con una freccia a rottura elevatissima (pari a $L/41$) ed uno scorrimento agli appoggi di 7 mm, è dovuto alla non comune resistenza a flessione manifestata dal travetto che ha raggiunto tensioni dell'ordine dei 70 MPa. Nel

caso in esame, a causa della grande deformazione, la connessione si è quasi completamente plasticizzata.

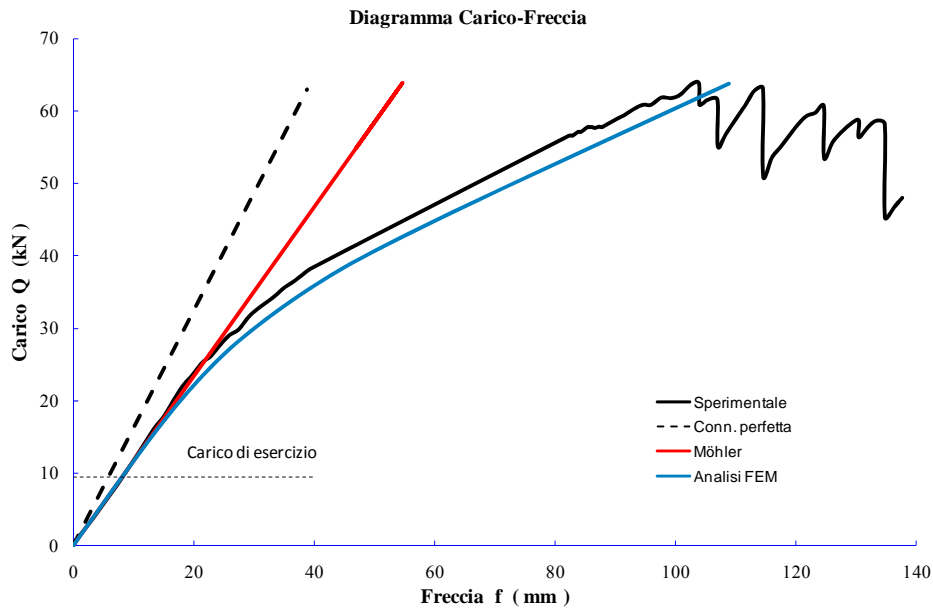


Figura 11. Confronto fra risultati sperimentali e teorici.

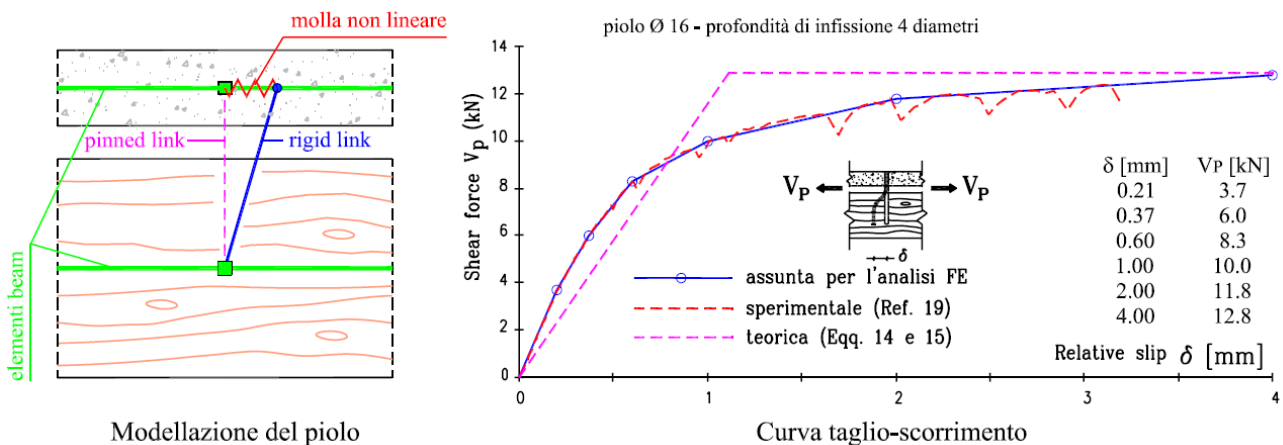


Figura 12. Schematizzazione del piolo per l'analisi agli elementi finiti.

5.3 Verifica allo Stato Limite Ultimo (SLU)

Nella verifica allo stato limite ultimo consideriamo per semplicità un unico valore $\gamma_F = 1,5$ del coefficiente parziale di sicurezza sia per il carico permanente che per quello variabile. Si assume quindi il valore $q_{sd} = 1,5 \cdot 2,75 = 4,125$ kN/m per il carico distribuito di progetto, cui corrisponde il momento $M_{sd} = 9,847$ kNm e il taglio $V_{sd} = 9,013$ kN. La verifica viene eseguita con il metodi di Möhler. Per il calcolo dello stato tensionale si può assumere, in accordo L'EC5 [10], un modulo di scorrimento ridotto (modulo secante):

$$K_{pu} = K_u = 2/3 K_{ser} = 2/3 \cdot 12,4 = 8,27 \text{ kN/mm}$$

Gli effetti della viscosità sullo stato tensionale sono nulli, se si considerano riduzioni nella stessa proporzione dei moduli elastici del legno e del calcestruzzo e del modulo di scorrimento. Anche i risultati sperimentali, seppur scarsi, non indicano variazioni nel tempo della resistenza ultima.

Il coefficiente di efficacia (Eq. 1), calcolato con il valore di K_{pu} , vale $\gamma = 0,558$ e il momento d'inerzia efficace vale $I_{eff} = 15130 \text{ cm}^4$ ($I_{eff}/I_{id} = 0.64$; $I_{eff}/I_w = 5.41$).

La soletta e il travetto sono soggetti ai seguenti valori del momento flettente:

$$M_c = \frac{nI_c}{I_{eff}} M = \frac{3,263 \cdot 520,8}{15130} 9,847 = 1,106 \text{ kNm} \quad M_w = \frac{I_w}{I_{eff}} M = \frac{2795}{15130} 9,847 = 1,819 \text{ kNm}$$

La forza di scorrimento N (taglio longitudinale) trasmessa dalla connessione vale:

$$N = \frac{M}{d_G} \gamma \frac{I_{id} - I_0}{I_{eff}} = \frac{9,847}{0,1195} 0,558 \frac{23540 - 4494}{15130} = 57,9 \text{ kN}$$

Le tensioni nella soletta e nel travetto valgono quindi (positive le trazioni):

$$\sigma_c = -\frac{N}{A_c} \mp \frac{M_c}{W_c} = -2,317 \mp 5,311 = \begin{matrix} -7,628 \\ +2,994 \end{matrix} \text{ MPa}$$

$$\sigma_w = \frac{N}{A_w} \mp \frac{M_w}{W_w} = 3,631 \mp 4,720 = \begin{matrix} -1,089 \\ +8,351 \end{matrix} \text{ MPa}$$

Si noti che, in assenza di connessione, cioè con il solo travetto portante, la tensione massima nel legno sarebbe di ben 25,5 MPa, mentre nell'ipotesi di connessione perfetta, essa sarebbe di 7,2 MPa. La deformabilità della connessione induce quindi un aumento del 16% della tensione massima nel legno.

Il valore di progetto della resistenza di calcolo a flessione $f_{m,0,d}$ si ricava da quello caratteristico indicato nei profili prestazionali della UNI-EN 338 [25] in base alla classe di resistenza. Ipotizzando la classe di resistenza C24 (valore medio per il legno massiccio), la classe di durata del carico "media" e la classe di servizio 1, si ha:

$$f_{m,0,d} = k_{mod} \frac{f_{m,0,d}}{\gamma_M} = 0,8 \frac{24}{1,3} = 14,77$$

essendo k_{mod} il coefficiente di correzione della resistenza e γ_M il coefficiente parziale per la resistenza.

La verifica di resistenza del legno è ampiamente soddisfatta.

Poiché nel calcolo delle sollecitazioni si tiene conto del contributo flessionale della soletta, essa va verificata allo stato limite ultimo come sezione in calcestruzzo armato, soggetta all'azione assiale N di compressione e al momento flettente M_c . Nel caso in esame la rete elettrosaldata $\phi 6$ 10x10 soddisfa ampiamente la verifica.

Per la verifica della connessione si può calcolare la forza V_p di taglio nel piolo più sollecitato con la eq. 6:

$$V_p = \gamma \frac{S_c}{I_{eff}} s V = 0,558 \frac{1594 \cdot 10^3}{15130 \cdot 10^4} 100 \cdot 9,013 = 5,30 \text{ kN}$$

oppure, per una stima più accurata che tiene conto della deformabilità della connessione, con la eq. 6':

$$V_p = K\delta = 8,270 \cdot 0,527 = 4,36 \text{ kN}$$

$$\text{con: } \delta = \frac{\alpha \Delta v d^*}{L} = \frac{3,2 \cdot 4,87 \cdot 147,7}{4370} = 0,527 \text{ mm}$$

nella quale $\Delta v = 13,63 - 8,76 = 4,87 \text{ mm}$ è la differenza fra i valori della freccia calcolati con I_{eff} e con I_{id} . Si noti che l'incremento di freccia Δv dovuto alla deformabilità della connessione è circa uguale a dieci volte lo slittamento massimo δ fra soletta e travetto.

Il valore del taglio sollecitante del piolo va confrontato con il valore di progetto della resistenza, ottenuto applicando al valore caratteristico, dato dall'eq. 15, il coefficiente di correzione della resistenza k_{mod} e il coefficiente parziale per la resistenza γ_M :

$$V_p = 4,36 < F_{V,Rd} = k_{mod} \frac{V_u}{\gamma_M} = 0,8 \frac{12,9}{1,3} = 7,94 \text{ kN}$$

La formula dell'eurocodice non è applicabile perché non considera la presenza dell'assito.

5.4 Verifica allo Stato Limite di Esercizio (SLE)

La verifica allo stato limite di esercizio va eseguita considerando gli effetti della viscosità e delle variazioni di umidità.

Con il carico totale di esercizio nella combinazione rara ($q_k = 2,75 \text{ kN/m}$), la luce di calcolo di 4,37 m, le caratteristiche meccaniche iniziali di Figura 9 e $K_{ser} = 12,4 \text{ kN/mm}$, si hanno i seguenti valori della freccia istantanea in mezzera:

$$v_{id,inst} = 5,84 \text{ (calcolata con } I_{id}) \quad v_{eff,inst} = 8,11 \text{ mm} = L/539 \text{ (calcolata con } I_{eff})$$

Per effetto della viscosità del calcestruzzo e del legno e delle variazioni di umidità, la freccia aumenta nel tempo. I pochi dati sperimentali disponibili [15, 17, 26] indicano che le deformazioni sotto carichi di esercizio possono raddoppiare per strutture all'interno degli edifici e quadruplicare all'esterno. Il fenomeno si stabilizza normalmente dopo due-tre anni. Il calcolo può essere eseguito adottando i seguenti valori ridotti delle rigidità [10]:

$$E_{c,fin} = \frac{E_c}{1 + \varphi}; \quad E_{w,fin} = \frac{E_w}{1 + k_{def}}; \quad K_{ser,fin} = \frac{K_{ser}}{1 + 2k_{def}}$$

Adottando per il coefficiente di deformazione k_{def} il valore 0,6 (classe di servizio 1) e per il coefficiente di viscosità φ il valore 2, applicando il metodo di Möhler con il carico di esercizio (combinazione rara), si ottiene un valore della freccia a tempo infinito $v_{eff,fin} = 15,83 \text{ mm}$, valore quasi doppio rispetto a quello istantaneo.

Il calcolo dell'incremento di freccia andrebbe però eseguito considerando la combinazione di carico quasi permanente $q = 1,75 + 0,2 \cdot 1,00 = 1,95 \text{ kN/m}$, con la quale risulta $v_{eff,fin} = 11,23 \text{ mm}$ e quindi un incremento di freccia per viscosità $v_{creep} = 11,23 - 1,95/2,75 \cdot 8,11 = 5,48 \text{ mm} = L/797$. Incrementi di freccia dell'ordine di $L/500$ possono ritenersi compatibili anche in presenza di tramezze o pavimenti fragili.

5.5 Verifica col metodo n

Con il valore del carico allo stato limite ultimo e le caratteristiche meccaniche iniziali di Figura 9, la tensione massima del travetto è pari a:

$$\sigma_w = \frac{M}{I_{id}} y_{id} = \frac{9,847 \cdot 10^6}{23540 \cdot 10^4} (217 - 44,5) = 7,22 \text{ MPa}$$

Il valore della tensione, rispetto a quello calcolato col metodo di Möhler, è sottostimato di:

$$\Delta \sigma_w = 8,35 - 7,22 = 1,13 \text{ MPa (15\%)}$$

La tensione in esercizio per il solo carico permanente, ipotizzando un carico variabile di 2 kN/m^2 , è di soli 3,1 MPa. Sono pertanto da escludere fenomeni viscosi rilevanti.

Il valore massimo della forza di taglio sul connettore, calcolato con la teoria classica e con il carico di esercizio, è:

$$V_p = \frac{S_c}{I_{id}} V_{max} S = \frac{1594 \cdot 10^3}{23540 \cdot 10^4} 6,009 \cdot 100 = 4,069 \text{ kN}$$

Lo scorrimento massimo vale:

$$\delta = \frac{V_p}{K_p} = \frac{4,069}{12,4} = 0,328 \text{ mm}$$

e l'incremento di freccia diviene $\Delta v = 10 \delta = 3,28 \text{ mm}$.

Dal valore della freccia totale $v_{eff,inst} = 5,84 + 3,28 = 9,12 \text{ mm}$ si ricava il momento d'inerzia efficace $I_{eff} = 5,84 \cdot 23540 / 9,12 = 15070 \text{ cm}^4$, valore in buon accordo con quello calcolato col metodo di Möhler (15130 cm^4). Il calcolo delle sollecitazioni si esegue poi con le eq. 2, 3 e 4.

OSSERVAZIONI CONCLUSIVE

La deformabilità della trave composta dipende fortemente dalla rigidità della connessione. La valutazione della freccia può effettuarsi a partire dal calcolo della rigidità efficace (metodo di Möhler) oppure della rigidità ideale (metodo n) aggiungendo l'incremento di freccia dovuto allo scorrimento.

Lo sforzo di trazione nel legno aumenta come conseguenza della deformabilità della connessione. Il metodo di Möhler consente di stimare con buona approssimazione lo stato tensionale. Per valori comuni della rigidità della connessione ($K_p = 8 \div 17.5 \text{ kN/mm}$) e per normali rapporti H/L, l'incremento di tensione è comunque modesto, pari a circa il 10÷25% della tensione calcolata con la teoria classica nell'ipotesi di connessioni infinitamente rigide.

Le formulazioni teoriche proposte per la valutazione della rigidità e della resistenza delle connessioni a piolo permettono di utilizzare i criteri di verifica delle nuove normative anche nel caso di presenza di distacco fra soletta e travetto, normalmente causato dalla presenza di un assito passante, che risulta particolarmente utile per ragioni costruttive e di sicurezza del cantiere.

Bibliografia

- 1 Piazza M., Turrini G. "Una tecnica di recupero statico dei solai in legno", Recuperare, 5, 6, 7, Milano, 1983.
- 2 Meda A., Riva P., "Strengthening of wooden floors with high performance concrete slabs, *International Journal for Restoration of Buildings and Monuments*, Aedificatio Verlag, No 6, 2001.
- 3 Gelfi P., Giuriani E., "Studio sperimentale di travi miste legno-acciaio con connettori a piolo", Atti del "IV Workshop Italiano sulle Costruzioni Composte", Università di Palermo, 23-24 novembre 2000, Ed. Flaccovio, ISBN 88-7558-443-2, pag. 254-268.
- 4 Modena C., Tempesta F., Tempesta P. "Il recupero a secco di impalcati in legno", L'edilizia 3/4: 38-45 (1998).
- 5 Gelfi P., Ronca P., "Il consolidamento dei solai in legno: studio sperimentale sui connettori tra trave in legno e cappa in calcestruzzo armato", L'Edilizia N. 5, maggio 1993, anno VII, pagg. 41-50.
- 6 Ballerini M., Piazza M., "Solai lignei composti con connettori in calcestruzzo – comportamento statico", L'Edilizia n. 2, 60-65, 2001
- 7 Giuriani E., "Solai in legno rinforzati con lastra collaborante. Criteri per il dimensionamento", L'Edilizia. 2003.

- 8 Möhler K. "Über das Tragverhalten von Biegeträgern und Druckstäben mit zusammengesetzten Querschnitt und nachgiebigen Verbindungsmitteln". Habilitation. Technical University of Karlsruhe. 1956: I-II: 1-73.
- 9 Capretti S., Ceccotti A., "Solai composti legno-calcestruzzo: metodo di calcolo secondo l'Eurocodice 5", L'Edilizia n. 12, 747-752, Milano, 1992.
- 10 UNI EN 1995-1-1, "Eurocodice 5. Progettazione delle strutture di legno. Parte 1-1: Regole generali – Regole comuni e regole per gli edifici", 2005.
- 11 CNR-DT 206/2006, "Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo delle Strutture di Legno".
- 12 Giuriani E., "Comportamento delle sezioni miste in acciaio e calcestruzzo con connettori deformabili", Corso di Perfezionamento per le costruzioni in c.a. F.lli Pesenti, Politecnico di Milano, Vol. 5, 1983.
- 13 Gubana A., "Un approccio analitico per il calcolo delle deformazioni di travi miste con connettori a comportamento non lineare", Proc. 2nd Italia Workshop on Composite Structures, Dep. Of Analysis and Structural Design, Univ. Napoli Federico II, 1995, pp. 259-272.
- 14 Gelfi P., Giuriani E., "Influence of Slab-Beam Slip on the Deflection of Composite Beams", *International Journal for Restoration of Buildings and Monuments*, Aedificatio Verlag, , Vol. 9, No 5, 2003, pag. 475-490, ISSN 0947-4498.
- 15 Van de Kuilen, J.W.G. "Duration of load effects in timber joints", Doctoral Thesis, Delft, The Nederland, 1999.
- 16 Fragiaco M., Ceccotti, A., "Long-term behavior of timber-concrete composite beams. I: Finite element modeling and validation." *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 132 No. 1, 2006, pp. 13-22.
- 17 Fragiaco M., "Long-term behavior of timber-concrete composite beams. II: Numerical analysis and simplified evaluation." *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 132 No. 1, 2006, pp. 23-33.
- 18 Newmark N. M., Siess C. P., Viest I. M., "Tests and Analysis of Composite Beams with Incomplete Interaction", Proc. Society for Experimental Stress Analysis, Vol. 9, n. 1, 1951.
- 19 Gelfi P., Giuriani E., "Behaviour of stud connectors in wood-concrete composite beams", "Structural Studies, Repair and Maintenance of Historical Buildings VI": proceedings of the sixth international conference (Stremah 99), Dresden, Germany, Wit Press, 1999, p. 565-578, ISBN 1-85312-690X, ISSN 1368-1435.
- 20 Gelfi P., Giuriani E., Marini A., "Stud Shear Connection Design for Composite Concrete Slab and Wood Beams", *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 128, No 12, pag. 1544-1550, December 2002, ISSN 0733-9445.
- 21 UNI EN 26891, "Strutture in legno. Assemblaggi realizzati tramite elementi meccanici di collegamento. Principi generali per la determinazione delle caratteristiche di resistenza e deformabilità".
- 22 Ceccotti A., "Composite concrete-timber structures". *Journal of Structural Engineering Materials* 4:264-275. 2002.
- 23 EN 409, "Timber structures. Test methods. Determination of the yield moment of dowel type fasteners. Nails".
- 24 UNI EN 383, "Strutture di legno. Metodi di prova. Determinazione della resistenza al rifollamento e dei moduli locali di rigidezza per elementi di collegamento di forma cilindrica".
- 25 UNI EN 338: "Legno strutturale - Classi di resistenza".
- 26 Ronca P., Gelfi P., Giuriani E., "The behaviour of a Wood-Concrete Composite Beam under Cyclic and Long Term Loads", "Structural Repair and Maintenance of Historical Buildings II":

proceedings of the second international conference (Stremah 91), Seville, Spain, Vol. 1, Brebbia, C.A., p. 263-275, 1991.