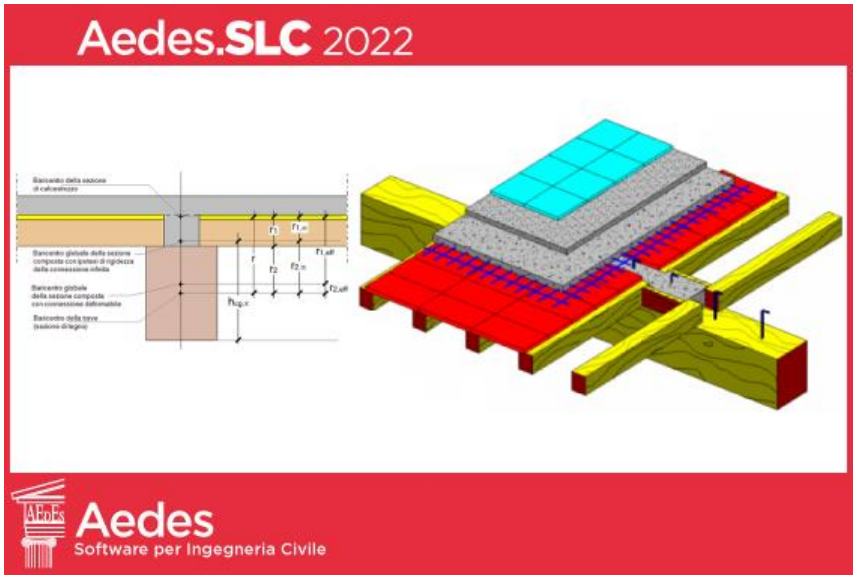
Copyright

Aedes
Software per Ingegneria Civile



Aedes.**SLC**

Solai misti in **L**egno e **C**alcestruzzo.
Teoria, Manuale d'uso, Esempi applicativi

Ultima revisione di questo documento: 23.03.2022

Tutti i diritti sono riservati, anche di riproduzione parziale, a norma di legge e delle convenzioni internazionali. Nessuna parte di questo volume può essere riprodotta in qualsiasi forma o mezzo elettronico o meccanico, per alcun uso, senza il permesso scritto della AEDES Software per Ingegneria Civile.

© 1997-2022 AEDES Software per Ingegneria Civile
Via F. Aporti 32 - 56028 SAN MINIATO (PI)
Tel.: +39 0571 401073 - www.aedes.it
Amministrazione: info@aedes.it - Supporto tecnico: assistenza@aedes.it

AVVERTENZE E CONDIZIONI D'USO

La AEDES Software si riserva il diritto di apportare miglioramenti o modifiche al programma SLC, descritto nella documentazione ad esso associata, in qualsiasi momento e senza preavviso.
Il software e la documentazione allegata, anche se curati con scrupolosa attenzione, non possono comportare specifiche responsabilità di AEDES per involontari errori o inesattezze: pertanto, l'utilizzatore è tenuto a controllare l'esattezza e la completezza del materiale utilizzato. Le correzioni relative ad eventuali errori tipografici saranno incluse nelle versioni di aggiornamento.
SLC è di esclusiva proprietà della AEDES e viene concesso in uso non esclusivo secondo i termini e le condizioni riportati nel contratto di licenza d'uso. L'utente non avrà diritto ad utilizzare SLC fino a quando non avrà sottoscritto la suddetta licenza d'uso.
L'utente è responsabile della scelta di SLC al fine del raggiungimento dei risultati voluti, nonché dell'installazione, dell'uso dello stesso e dei relativi risultati.
Le sole garanzie fornite dalla AEDES in merito a SLC sono quelle riportate nella licenza d'uso. La AEDES non garantisce che le funzioni contenute in SLC soddisfino le esigenze dell'utente o funzionino in tutte le combinazioni che possono essere scelte per l'uso da parte dell'utente.
I nomi dei prodotti citati nella documentazione di SLC possono essere marchi di fabbrica o marchi registrati dalle rispettive Società.

INDICE

A. LA TEORIA

A.1. INTRODUZIONE
- A.1.1. NORMATIVA DI RIFERIMENTO
- A.1.2. BIBLIOGRAFIA

A.2. FONDAMENTI TEORICI
- A.2.1. TEORIA DELLE TRAVI INFLESSE COMPOSTE CON CONNESSIONE DEFORMABILE
  - A.2.1.1. TEORIA ESATTA
  - A.2.1.2. VERSIONE SEMPLIFICATA DELLA SOLUZIONE GENERALE
- A.2.2. L'APPROCCIO DELL'EUROCODICE 5
- A.2.3. CONFRONTO FRA METODO GENERALE E METODO EC5
- A.2.4. COMPORTAMENTO DINAMICO

A.3. CAPACITA' DEGLI ELEMENTI
- A.3.1. L'ESEMPIO UTILIZZATO COME LINEA-GUIDA
- A.3.2. LEGNO
- A.3.3. CALCESTRUZZO
- A.3.4. SISTEMA DI CONNESSIONE
- A.3.5. CARICHI
  - A.3.5.1. COMBINAZIONE DELLE AZIONI
- A.3.6. VISCOSITA' DEI MATERIALI
  - A.3.6.1. VISCOSITA' DEL LEGNO
  - A.3.6.2. VISCOSITA' DEL CALCESTRUZZO
  - A.3.6.3. VISCOSITA' DELLA CONNESSIONE
- A.3.7. SPOSTAMENTI
  - A.3.7.1. SPOSTAMENTI ISTANTANEI (t=0)
  - A.3.7.2. SPOSTAMENTI A LUNGO TERMINE (t=inf.)
  - A.3.7.3. CONTRIBUTO DELLA DEFORMABILITA' A TAGLIO
  - A.3.7.4. ESPRESSIONI DI CALCOLO DEGLI SPOSTAMENTI A TEMPO 0 E inf.
  - A.3.7.5. LIMITI DI DEFORMABILITA'
- A.3.8. VIBRAZIONI IN ESERCIZIO
- A.3.9. ANALISI SISMICA
  - A.3.9.1. EFFETTI IMPULSIVI DELLE AZIONI SISMICHE
- A.3.10. RESISTENZA AL FUOCO

A.4. VERIFICHE DI SICUREZZA
- A.4.1. VERIFICHE DI RESISTENZA (SLU)
  - A.4.1.1. COMBINAZIONE DI CARICO (1) (CC1) (media durata)
    - A.4.1.1.1. CC1: VERIFICA A TEMPO t=0
    - A.4.1.1.2. CC1: VERIFICA A TEMPO t=inf.
  - A.4.1.2. COMBINAZIONE DI CARICO (2) (CC2) (lunga durata)
    - A.4.1.2.1. CC2: VERIFICA A TEMPO t=0
    - A.4.1.2.2. CC2: VERIFICA A TEMPO t=inf.
- A.4.2. VERIFICHE DI DEFORMABILITA' (SLE)
  - A.4.2.1. VERIFICA A TEMPO t=0

A.4.2.2. VERIFICA A TEMPO t=inf.
A.4.3. VERIFICA DEI TRAVETTI (ORDITURA SECONDARIA)
A.4.4. VERIFICA DI RESISTENZA AL FUOCO

A.5. COMPLEMENTI
A.5.1. SOLAI DI COPERTURA: TRAVI INCLINATE
A.5.2. FASI COSTRUTTIVE: PUNTELLAMENTO
A.5.3. DETTAGLI DI PROGETTAZIONE
A.5.4. DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA

B. MANUALE D'USO

B.1. GENERALITA'
B.1.1. AMBIENTE DI LAVORO

B.2. FINESTRA PRINCIPALE
B.2.1. BARRA DEGLI STRUMENTI
B.2.2. NAVIGATORE

B.3. FINESTRA PROGETTO
B.3.1. Dati PROGETTO
B.3.2. BARRA DEGLI STRUMENTI
B.3.3. Menu FILE
B.3.4. Menu OPZIONI

B.4. ESECUZIONE DEI CALCOLI

B.5. FINESTRA SOLAI
B.5.1. Dati SOLAI
B.5.1.1. Scheda TIPOLOGIA
B.5.1.2. Scheda GEOMETRIA
B.5.1.3. Scheda LEGNO
B.5.1.4. Scheda CALCESTRUZZO
B.5.1.5. Scheda CONNETTORI TRAVE
B.5.1.6. Scheda CONNETTORI TRAVETTO
B.5.1.7. Scheda CARICHI
B.5.1.8. Scheda FUOCO - VARIE
B.5.1.9. Scheda SISMICA - MURATURA
B.5.1.10. Scheda GRAFICA
B.5.2. Menu MODIFICA
B.5.3. Menu SPOSTA
B.5.4. Menu COPIA

B.6. FINESTRA TABELLA MATERIALI
B.6.1. Dati TABELLA MATERIALI
B.6.2. Menu MODIFICA
B.6.3. Menu OPZIONI

B.7. FINESTRA RISULTATI

B.8. FINESTRA COEFFICIENTI DI SICUREZZA

B.9. GRAFICA
- B.9.1. PIANTA, SEZIONI, PROSPETTI
- B.9.2. DIAGRAMMI SOLLECITAZIONI E SPOSTAMENTI
- B.9.3. DOMINIO DI RESISTENZA (CALCESTRUZZO)
- B.9.4. Menu IMMAGINE

B.10. FINESTRA RELAZIONE
- B.10.1. Menu FILE

B.11. FINESTRA GALLERIA

B.12. NOTE APPLICATIVE

C. ESEMPI APPLICATIVI E PROCEDURE DI VALIDAZIONE
- C.1. ESEMPIO_1: CASO DI RIFERIMENTO (VALIDAZIONE)
- C.2. ESEMPIO_2: DA ISTRUZIONI CNR-DT 206 R1/2018 (VALIDAZIONE)
- C.3. ESEMPIO_3: DA BIBLIOGRAFIA DI RIFERIMENTO
- C.4. ESEMPIO_4: CASI STUDIATI DA GIRHAMMAR_(VALIDAZIONE)
- C.5. ESEMPIO_5: ESEMPIO GUIDATO

A. LA TEORIA

A.1. INTRODUZIONE

La teoria delle travi composte con connessioni deformabili è trattata in molti articoli accademici e volumi editoriali; in Bibliografia (§A.1.2) si riportano le principali fonti di riferimento consultate per la stesura della documentazione e dell'organizzazione logica del software Aedes.SLC.

L'approccio adottato per l'elaborazione del software Aedes.SLC si fonda sulla teoria generale elaborata da U. A. Girhammar, anche insieme ad altri Autori, e presentata in vari lavori (vd. Bibliografia). Questa teoria è pienamente coerente con la metodologia proposta negli Eurocodici della quale l'inquadramento teorico di Girhammar supera alcuni limiti operativi, ad esempio su vincolamenti e tipologie di carico. Gli Eurocodici inseriscono il metodo di analisi delle sezioni composte nell'àmbito della normativa sulle strutture di legno (EC5); le formulazioni della teoria delle travi composte con connessioni deformabili possono essere tuttavia generalizzate all'accoppiamento di diversi materiali: non solo quindi legno-legno, ma anche, ad esempio, legno-calcestruzzo e acciaio-calcestruzzo. Questo aspetto viene esplicitamente trattato nei lavori di Girhammar: ciò costituisce un ulteriore superamento dei limiti del metodo di EC5, estendendo le possibilità applicative della teoria.

Fig. A.1.1. Solaio misto in legno-calcestruzzo ([11])

E' molto importante osservare che Girhammar ha analizzato non solo il comportamento statico ma anche quello dinamico: attraverso i suoi studi è possibile definire le proprietà dinamiche delle travi composte con connessioni deformabili. Si tratta di un aspetto di importanza fondamentale in relazione sia alle vibrazioni sotto carichi di esercizio, sia alla risposta sotto sollecitazioni sismiche. Diviene infatti possibile indagare in modo appropriato sugli effetti dell'azione sismica sui solai e sugli elementi portanti verticali a cui essi sono vincolati, con particolare attenzione al contenuto impulsivo: questo studio è reso disponibile in SLC. Notevole interesse riveste, in tale àmbito, lo studio dei particolari costruttivi agli appoggi dei solai misti: si tratta di nodi strutturali la cui capacità di resistenza viene confrontata con la sollecitazione derivante dal solaio, con conseguenti importanti considerazioni progettuali per la corretta definizione dell'intervento di consolidamento locale. Risulta evidente come l'intervento su un solaio esistente deve riguardare anche gli elementi verticali a cui il solaio è vincolato.
Il paragrafo §A.2 illustra la teoria generale delle travi composte con connessioni deformabili secondo la formulazione di Girhammar e coerentemente con EC5, come implementata nel software Aedes.SLC per le travi composte in legno-calcestruzzo. La teoria di Girhammar, in accordo con EC5 e con i documenti normativi vigenti, fornisce le sollecitazioni e gli spostamenti per i diversi

elementi strutturali (componenti di legno e di calcestruzzo e sistema di connessione). §A.3 si occupa delle capacità degli elementi in termini di resistenza e di deformazione e §A.4 delle verifiche di sicurezza, con riferimento alle norme vigenti: D.M. 17.1.2018, con Circolare 7 del 21.1.2019, e Istruzioni CNR-DT 206 R1/2018. Infine il paragrafo §A.5 contiene alcuni complementi.

A.1.1. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

[N.1] D.M. 17.1.2018: "Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni".
[N.2] Circolare 7 del 21.1.2019: "Circolare applicativa delle nuove Norme tecniche per le costruzioni approvate con D.M. 17 gennaio 2018".
[N.3] CNR-DT 206 R1/2018: Consiglio Nazionale delle Ricerche: Commissione di studio per la predisposizione e l'analisi di norme tecniche relative alle costruzioni. "Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo delle Strutture di Legno", evoluzione delle precedenti Istruzioni CNR-DT 206/2007.
Eurocodici strutturali, dei quali in particolare:
[N.4] Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture in calcestruzzo.
[N.5] Eurocodice 5 – Progettazione delle strutture in legno.
Nel testo del presente Manuale [N.1] e [N.2] sono indicati con NTC18 (i numeri di paragrafo preceduti da §C indicano la Circolare),[N.3] viene indicata con DT206, [N.4] con EC2, [N.5] con EC5.

A.1.2. BIBLIOGRAFIA DI RIFERIMENTO

[1] Girhammar U.A., Gopu V.K.A.: "Composite beam-columns with interlayer slip. Exact analysis", ASCE Journal of Structural Engineering 1993; 119(4): 1265–82.
[2] Girhammar U.A., Pan D.: "Exact static analysis of partially composite beams and beam-columns", International Journal of Mechanical Sciences 2007;49: 239–55.
[3] Girhammar U.A.: "A simplified analysis method for composite beams with interlayer slip", International Journal of Mechanical Sciences 2009;51: 515-30.
[4] Girhammar U.A., Pan D.: "Dynamic analysis of composite members with interlayer slip", International Journal Solids Structures 1993; 30(6): 797-823.
[5] Girhammar U.A., Pan D., Gustafsson A.: "Exact dynamic analysis of composite beams with partial interaction", International Journal of Mechanical Sciences 2009;51: 565-82.
[6] Girhammar U.A.: "Composite beam-columns with interlayer slip. Approximate analysis", International Journal of Mechanical Sciences 2008;50: 1636-49.
[7] Fragiacomo M.: "Comportamento a lungo termine di travi composte legno-calcestruzzo", Università degli Studi di Trieste, 2001.
[8] Mordà N.: "Principi di progetto delle travi miste legno-calcestruzzo", Maggioli Editore, 2016.
[9] Mangoni E.: "Nuovi sviluppi nel calcolo delle travi composte legno-calcestruzzo", Bollettino degli Ingegneri, Firenze, n.7-8, 2000.
[10] CIB-W18 Timber Structures – A review of meeting 1-43. 3. Structures and structural members Hans Jørgen Larsen Jørgen Munch-Andersen (ed.), Danish Timber Information 2011.
[11] Dias, A., Schänzlin, J., Dietsch, P. (eds.), Design of timber-concrete composite structures: A state-of-the-art report by COST Action FP1402 / WG 4, Shaker Verlag Aachen, 2018.
[12] Zhang B., Rasmussen B., Jorissen A., Harte A.: "Comparison of vibrational comfort assessment criteria for design of timber floors among the European countries", Engineering Structures 52 (2013) 592–607.

[13] Roks, M.H.: " The dynamic behaviour of timber-concrete composites", 2017, Eindhoven University of Technology.
[14] Mariani M., Pugi F.: "Effects of impulsive actions due to seismic jerk and local failures in masonry structures", XI International Conference on Structural Dynamics, EuroDyn 2020.
[15] Capretti S., Ceccotti A.: "Solai composti legno-calcestruzzo. Metodo di calcolo secondo l'Eurocodice 5", Bollettino degli Ingegneri, Firenze, n.10, 1992.
[16] Ceccotti A., Follesa M., Lauriola M.P.: "Le strutture di legno in zona sismica - Criteri e regole per la progettazione ed il restauro", CLUT, Milano, 2005.
[17] Piazza M., Tomasi R., Modena R.: "Strutture in legno. Materiale, calcolo e progetto secondo le nuove normative europee", Hoepli, Milano, 2005.
[18] Ceccotti A.: "Composite concrete–timber structures", Prog. Struct. Engng Mater. 2002; 4:264–275
[19] Gelfi P., Marini A.: "Solai misti legno-calcestruzzo. Metodi di verifica", Dip. Ingegneria Civile Architettura Territorio Ambiente, Università di Brescia, Riv. "L'Edilizia", n.153-154.
[20] Gelfi P.: "Solaio in legno-calcestruzzo. Esempio progettuale", Dip. Ingegneria Civile, Università di Brescia.
[21] Documentazione reperibile in *www.promolegno.com*, sito Internet in collaborazione con il Dipartimento di Ingegneria Meccanica e Strutturale dell'Università di Trento.
[22] G. Mezzadri: Tecniche per il restauro di strutture in legno, in: RECUPERO EDILIZIO vol.8: "Consolidamento e recupero strutturale", a cura di Luisella Gelsomino, ALINEA, Firenze, 1992.
[23] A. Ceccotti, A. Vignoli: Edifici con struttura in legno, "Commentario al D.M. 16.1.1996 ed alla Circ. n.65 del 10.4.1997 del Ministero LL.PP.", Servizio Sismico Nazionale (S.S.N.) - Associazione Nazionale Italiana di Ingegneria Sismica (A.N.I.D.I.S.), coord. F.Braga, 1998.
[24] "Legno e calcestruzzo nella ristrutturazione di vecchi solai", Riv. Metrocubo, CIMEL, Pordenone, n°54/1992.
[25] Università degli Studi di Brescia, materiale didattico on line a cura del Prof. Gelfi: http://gelfi.unibs.it/software/programmi_studenti.html. Software: Verifica Cemento Armato Stato Limite Ultimo, vers.7.7 (30 agosto 2011)

Nel testo del presente Manuale, il riferimento ad un paragrafo specifico di una fonte bibliografica viene indicato dal numero del paragrafo preceduto da quello della fonte, ad esempio:
[17],§2.4.4 indica il §2.4.4 della fonte [17] come indicata in Bibliografia.
I riferimenti fra i paragrafi del Manuale stesso sono indicati semplicemente dal simbolo § non accompagnato da altra fonte, normativa o di testo bibliografico: ad esempio, §A.3.6 indica il paragrafo §A.3.6 del presente Manuale.
Ulteriori convenzioni tipografiche.
Le seguenti simbologie evidenziano note, osservazioni e approfondimenti:

Suggerimento
Consigli per ottimizzare l'utilizzo del software.

Nota bene
Osservazioni e note che è opportuno conoscere.

Importante!
Da sapere: informazioni tecniche, approfondimenti, riferimenti normativi.

Attenzione
Da sapere assolutamente: aspetti particolarmente delicati.

A.2. FONDAMENTI TEORICI

A.2.1. TEORIA DELLE TRAVI INFLESSE COMPOSTE CON CONNESSIONE DEFORMABILE

La teoria delle travi inflesse composte con connessione deformabile studia l'accoppiamento di due elementi strutturali (le singole travi componenti), tra loro collaboranti attraverso un sistema di connessione.
A causa della deformazione, le singole travi componenti scorrono tra loro e chiamano in causa la capacità della connessione di opporsi a tale scorrimento: connessioni più rigide generano una struttura composta più efficiente. Il comportamento statico reale dipende dunque dalla rigidezza della connessione, ed è intermedio fra l'estremo di rigidezza nulla (inefficacia della connessione ai fini dello scorrimento) e l'estremo di rigidezza infinita (collegamento rigido con scorrimento impedito).
Sollecitazioni e deformazioni vengono determinate attraverso la teoria classica delle travi inflesse, fondata sull'ipotesi di conservazione delle sezioni piane. Nell'ipotesi limite di rigidezza della connessione nulla, le sezioni dei singoli componenti si mantengono piane ed il sistema può essere visto come due travi funzionanti in parallelo; nell'ipotesi di rigidezza infinita è la sezione composta a mantenersi piana con assenza di scorrimenti all'interfaccia trave - soletta. Nelle figure seguenti sono rappresentati i casi limite di connessione nulla e connessione rigida ed il caso reale di connessione deformabile. Le immagini si riferiscono al sistema legno-calcestruzzo, ma sono ugualmente valide per l'accoppiamento di altri materiali.

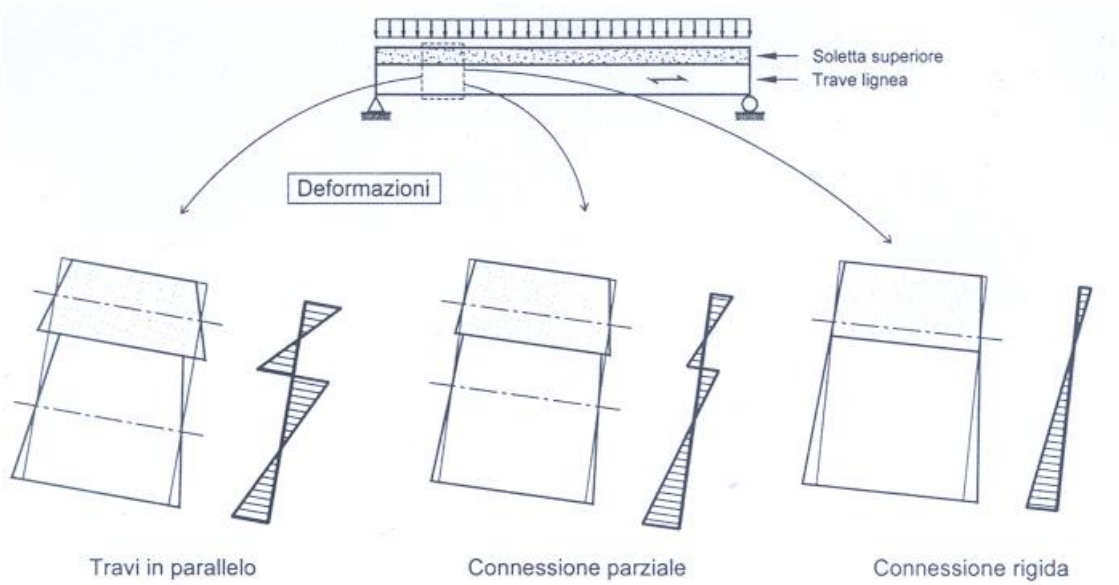


Fig. A.2.1-1. Deformazioni per flessione in una trave composta (da [9])

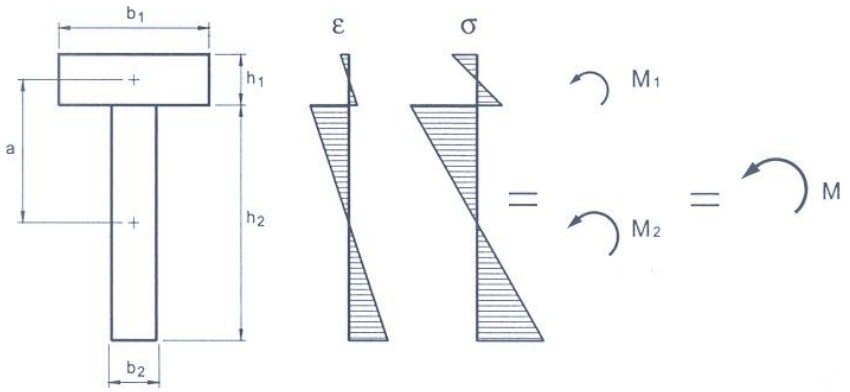


Fig. A.2.1-2. Deformazioni e tensioni da flessione in una trave composta con connessione a rigidezza nulla (da [9])

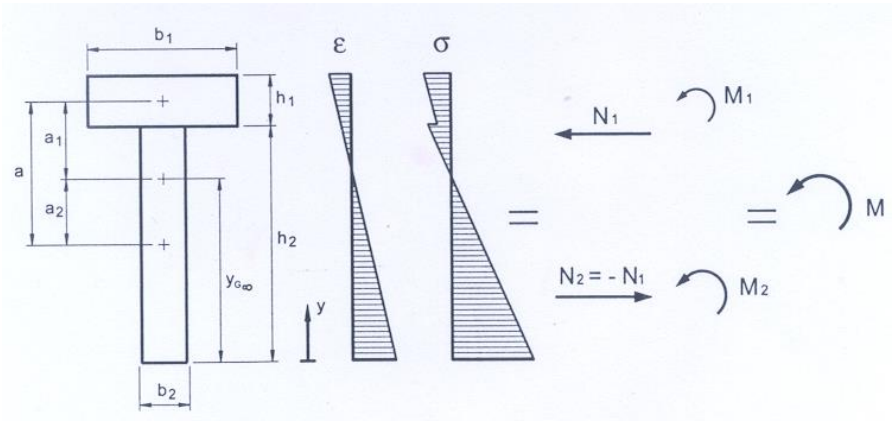


Fig. A.2.1-3. Deformazioni e tensioni da flessione in una trave composta con connessione a rigidezza infinita (da [9])

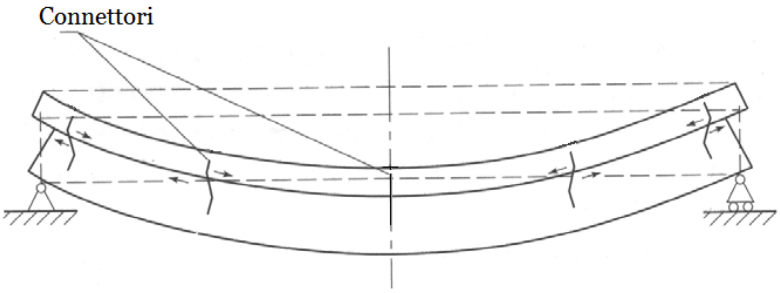


Fig. A.2.1-4. Trave composta semplicemente appoggiata caricata uniformemente

Per trasferire il carico tra le due travi componenti (es.: la superiore in calcestruzzo e l'inferiore in legno) si manifesta uno scorrimento nella giunzione, crescente da zero al centro (per simmetria) ad un valore massimo alle estremità (fig. A.2.1-4.). Il risultato sono tensioni di compressione nella parte superiore e di trazione nella parte inferiore che assorbono il momento della trave. Più rigido è il sistema di collegamento dei connettori, più efficace diventa il trasferimento tra le due parti. Come già evidenziato, se la connessione è molto rigida, la situazione corrisponde a un'unica trave con le sezioni dei due materiali completamente solidarizzate. Se la connessione è molto flessibile, le due

travi si comportano in parallelo e momenti e rigidezza corrispondono alla somma dei corrispondenti valori delle singole travi.
Il caso della connessione a rigidezza finita (connessione deformabile) è stato risolto analiticamente in modo rigoroso nell'ambito della teoria elastica. Data la complessità delle formulazioni che ne derivano, sono stati studiate opportune semplificazioni, consistenti sostanzialmente nella definizione di una 'rigidezza efficace' del sistema composto che viene inserita nelle consuete formule delle deformate delle travi inflesse. Questo tipo di semplificazione viene adottato anche nel metodo presente in EC5.
Girhammar [1] [2] [3] [4] [5] [6] ha proposto un'analisi molto approfondita che partendo dal metodo rigoroso giunge ad uno semplificato parallelo al metodo proposto da EC5 e, rispetto ad esso, migliorativo in quanto in grado di generalizzare le condizioni di vincolo e di carico.
E' molto importante tenere presente che la teoria dei sistemi composti prescinde dalla natura del materiale delle travi componenti: questo sia per la formulazione generale, sia per la semplificata, incluso il metodo dell'EC5 (anche se tale metodo è illustrato nell'ambito della normativa sul legno, appunto: EC5). Oltre alle strutture composte in legno-calcestruzzo, possono quindi essere considerati altri accoppiamenti, ad esempio legno-legno o acciaio-calcestruzzo, quest'ultimo di importanza rilevante negli interventi di consolidamento di solai con travi in ferro (putrelle), con elementi fra loro da un sistema di connessione deformabile.
Nel seguito, si illustrano, in successione:
• la teoria esatta delle strutture composte, che conduce alle equazioni differenziali che regolano il problema;
• le soluzioni esatte elaborate da Girhammar;
• l'approccio semplificato che Girhammar propone per l'applicabilità pratica della teoria;
• il confronto con il metodo di EC5.

A.2.1.1. TEORIA ESATTA

Ipotesi di base:
• comportamento elastico lineare dei materiali componenti e della connessione;
• conservazione delle sezioni piani per le singole travi componenti;
• ogni trave componente ha sezione e proprietà meccaniche costanti lungo il proprio asse;
• la deformabilità a taglio si considera trascurabile;
• uguaglianza di spostamento e curvatura sulla superficie di contatto fra i due componenti, e quindi, sotto l'ipotesi di piccoli spostamenti, uguaglianza di spostamento e curvatura fra le linee d'asse delle travi componenti:

$$w_1(x) = w_2(x), \;\; w_1^{II}(x) = w_2^{II}(x) \qquad (1)$$

(i pedici 1 e 2 indicano i due componenti. Per il solaio misto legno-calcestruzzo: 1=soletta in calcestruzzo, 2=trave in legno);
• il sistema di connessione, costituito da una distribuzione discreta di connettori lungo l'asse della trave, tutti con la stessa rigidezza a taglio k e posti ad interasse costante i, viene equiparato ad distribuzione continua uniforme caratterizzata dalla rigidezza per unità di lunghezza K (K si definisce 'modulo di scorrimento' della connessione):

$$K = \frac{k}{i} \quad (K = \text{cost.}) \tag{2}$$

Il comportamento elastico lineare della connessione e la sua distribuzione uniforme consentono la definizione del legame lineare fra l'azione tagliante di scorrimento $V_S(x)$ e lo scorrimento relativo all'interfaccia fra i due componenti $s(x)$:

$$K = \frac{V_S(x)}{s(x)} \tag{3}$$

La rigidezza della connessione K può essere vista come la forza che è necessario applicare all'unità di lunghezza del sistema di connessione per ottenere uno scorrimento unitario.

Si consideri la trave composta rappresentata in fig. A.2.1.1-1, sottoposta ad un carico ortogonale all'asse $q(x)$ avente distribuzione generica e ad un carico assiale F costante (in figura F è un carico assiale di trazione). Il carico assiale F si suppone agente in corrispondenza della linea d'asse baricentrica per la sezione composta con connessione infinitamente rigida (cg, ∞) e si scompone nei due carichi assiali F_1 e F_2 agenti nei baricentri dei componenti ($cg, 1$ e $cg, 2$) e proporzionali alle loro rigidezze assiali. Con queste ipotesi il carico F_i determina una compressione assiale nel componente senza contribuire alla flessione.
I vincoli alle estremità sono generici, e vengono rappresentati semplicemente da un cerchietto nero (fig. A.2.1.1-1(b)).
Si consideri una porzione infinitesima dx della trave composta, soggetta al carico assiale F e al carico distribuito q (fig. A.2.1.1-1 (c)). Momento, taglio, sforzo normale e taglio di scorrimento per unità di lunghezza sono indicati rispettivamente da M, V, N, V_S.
L'equilibrio dell'elemento viene espresso dalle seguenti equazioni:

$$(a)\ V' = -q, \quad (b)\ M' = V \ \Rightarrow\ (c)\ M'' = -q \tag{4}$$

Si definisce ora la posizione del baricentro della sezione composta nel caso di connessione con rigidezza infinita, che viene determinata pesando i contributi delle aree dei due componenti con i corrispondenti moduli elastici dei materiali. Con riferimento alla fig. A.2.1.1-1(a) risulta:

$$(a)\ z_{cg,\infty} = \frac{E_2 A_2}{E A_0}\, r, \quad (b)\ E A_0 = E_1 A_1 + E_2 A_2 \tag{5}$$

dove: r = distanza tra i baricentri delle sezioni dei due componenti; $z_{cg,\infty}$ = distanza del baricentro della sezione composta con connessione rigida dal baricentro dell'elemento 1 (Fig. A.2.1.1-1(a)).

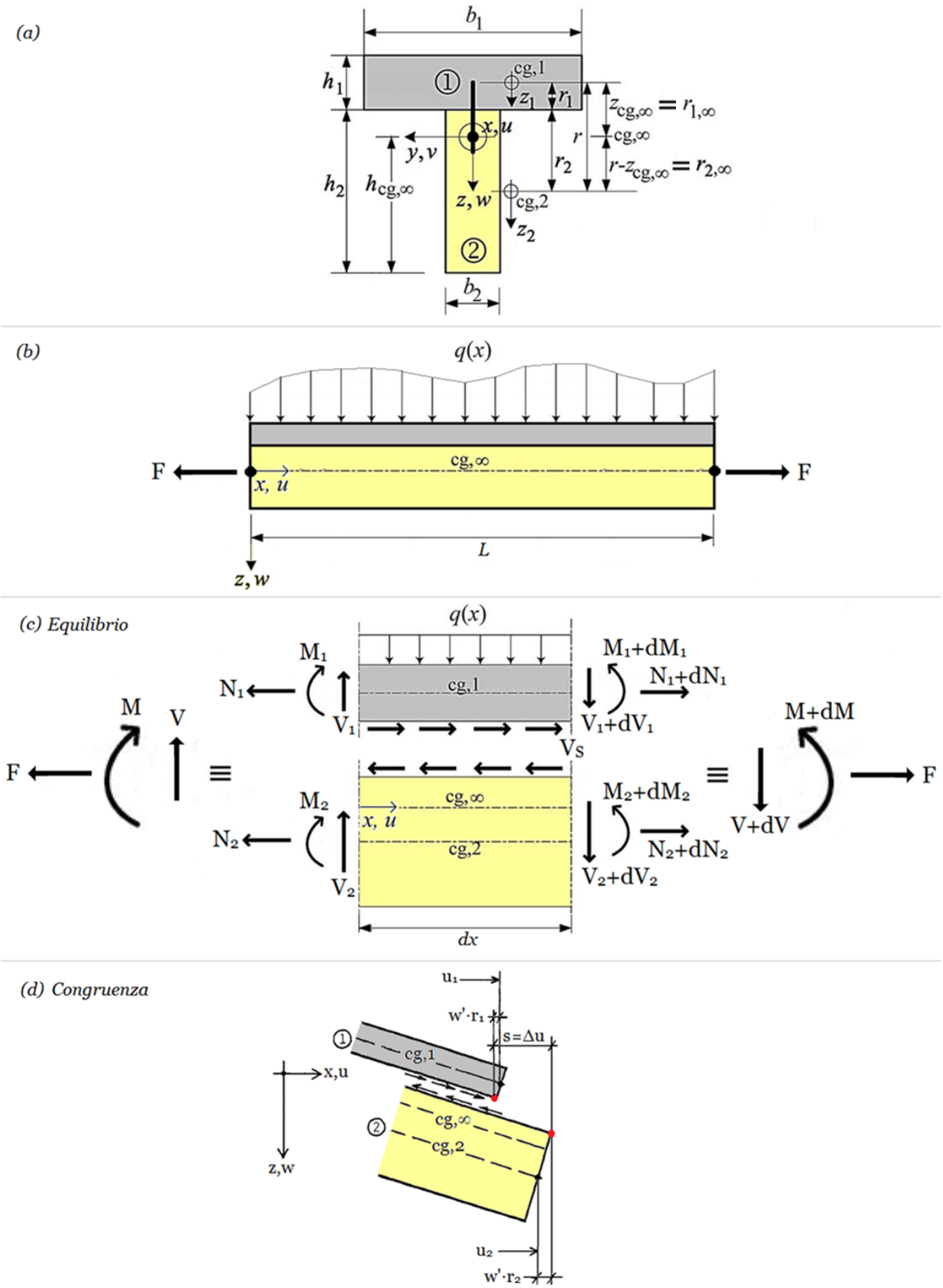


Fig. A.2.1.1-1. Trave composta: parametri geometrici, sollecitazioni e deformazioni

L'equivalenza fra azioni interne ed esterne, con riferimento alla faccia sinistra dell'elemento infinitesimo (per i momenti l'equilibrio è alla rotazione intorno a cg, ∞), fornisce:

$$(a)\ F = N_1 + N_2, \quad (b)\ V = V_1 + V_2, \quad (c)\ M = M_1 + M_2 - N_1 r + F(r - z_{cg,\infty}) \tag{6}$$

L'equilibrio alla traslazione orizzontale per i due componenti è dato da:

$$(a)\ N_1' = -V_S = -K \cdot s, \quad (b)\ N_2' = V_S = K \cdot s \tag{7}$$

L'equilibrio ai momenti per ognuno dei due componenti fornisce le seguenti relazioni:

$$(a)\ V_1 = M_1' + V_S r_1, \quad (b)\ V_2 = M_2' + V_S r_2 \tag{8}$$

Lo scorrimento fra i due componenti s (=Δu, vd. fig. A.2.1.1-1(d)) è dato da:

$$s = u_2 - u_1 + w'(r_1 + r_2) = u_2 - u_1 + w'r \tag{9}$$

ed essendo $\varepsilon = \frac{du}{dx} = u'$ la deformazione, differenziando la (9) si ottiene:

$$(a)\ s' = \varepsilon_2 - \varepsilon_1 + w''r, \ \text{con:}\ (b)\ w'' = -\frac{M_1}{E_1 J_1} = -\frac{M_2}{E_2 J_2} \Rightarrow M_1 = M_2 \frac{E_1 J_1}{E_2 J_2} \tag{10}$$

dove l'espressione del legame tra curvatura w'' e momento esprime la relazione di elasticità; $E_i J_i$ è la rigidezza flessionale del singolo componente. Combinando la (6)(c) con la (10)(b) si ottiene:

$$M_1 = \frac{E_1 J_1}{E J_0} \left[M - F\left(r - z_{cg\infty}\right) + N_1 r\right] \tag{11}$$

e analogamente:

$$M_2 = \frac{E_2 J_2}{E J_0} \left[M - F\left(r - z_{cg\infty}\right) + N_1 r\right] \tag{12}$$

dove EJ_0 è la rigidezza flessionale della sezione con connessione nulla, semplicemente pari alla somma delle rigidezze flessionali dei due componenti:

$$EJ_0 = E_1 J_1 + E_2 J_2 \tag{13}$$

Combinando (10)(b) e (11) si ottiene l'equazione differenziale dello spostamento w:

$$w'' = -\frac{M - F\left(r - z_{cg\infty}\right) + N_1 r}{EJ_0} \tag{14}$$

Derivando due volte e ricordando la (4)(c), si ottiene:

$$w^{IV} = \frac{q - N_1'' r}{EJ_0} \tag{15}$$

Inserendo la derivata seconda di N_1 (cfr. (7)), la (15) può scriversi nella forma:

$$EJ_0\, w^{IV} - Krs' = q \tag{16}$$

Derivando due volte l'equazione di congruenza (9) si ha:

$$s'' = u_2'' - u_1'' + w''' r \tag{17}$$

La legge elastica per sollecitazioni e deformazioni assiali fornisce:

$$N_i = E_i\, A_i\, \varepsilon_i = E_i\, A_i\, u_i' \;\Rightarrow\; u_i'' = \frac{N_i'}{E_i A_i} \tag{18}$$

Dalle (7) e (13) segue:

$$u_1'' = \frac{N_1'}{E_1 A_1} = -\frac{Ks}{E_1 A_1},\;\; u_2'' = \frac{N_2'}{E_2 A_2} = \frac{Ks}{E_2 A_2} \tag{19}$$

e inserendo la (19) nella (17) si ha:

$$s'' - K\left(\frac{1}{E_1 A_1} + \frac{1}{E_2 A_2}\right) s - w''' r = 0 \tag{20}$$

E' stato così ottenuto un sistema di equazioni accoppiate (la (16) e la (20)) nelle funzioni incognite spostamento $w(x)$ e scorrimento $s(x)$. Per separare le due funzioni, il sistema viene disaccoppiato ricavando le equazioni differenziali della linea elastica e dello scorrimento nella connessione (si omettono per brevità i passaggi, rinviando alla documentazione in bibliografia per ulteriori dettagli). L'equazione differenziale della linea elastica è:

$$w^{IV} - \alpha^2 w'' = \alpha^2 \frac{M}{EJ_\infty} - \frac{M''}{EJ_0} \tag{21}$$

dove:

$$\alpha^2 = K\left(\frac{EA_0}{EA_p} + \frac{r^2}{EJ_0}\right), \text{ con: } EA_0 = E_1A_1 + E_2A_2, \ EA_p = E_1A_1 \cdot E_2A_2 \tag{22}$$

$$EJ_\infty = EJ_0 + \frac{EA_p r^2}{EA_0}, \text{ con: } EJ_0 = E_1J_1 + E_2J_2 \tag{23}$$

Utilizzando la (23), da cui: $\frac{EA_0}{EA_p} = \frac{r^2}{(EJ_\infty - EJ_o)}$, il parametro α, moltiplicato per L per ottenere un parametro adimensionale, diviene:

$$\alpha L = \sqrt{\frac{Kr^2}{EJ_0(1 - EJ_0/EJ_\infty)}}L \tag{24}$$

Girhammar in [3] evidenzia così due parametri che governano il comportamento della trave composta con connessione deformabile: αL e il parametro di rigidezza relativa EJ_0/EJ_∞.
Nelle applicazioni pratiche, i valori del parametro αL sono compresi nell'intervallo fra 0.1 e 100, ed in molti casi $1 < \alpha L < 10$, mentre per il parametro adimensionale della rigidezza relativa, per componenti a sezione rettangolare, si ha: $0.25 \leq EJ_0/EJ_\infty < 1$.

La (23) esprime la rigidezza flessionale per connessione rigida come somma della rigidezza flessionale per connessione nulla (data da EJ_0, somma delle rigidezze flessionali dei due componenti) con i termini di trasposizione delle rigidezze assiali dei due componenti.
La (23) si comprende ricordando che per due aree concentrate poste a distanza r il momento d'inerzia rispetto al baricentro globale è esprimibile indipendentemente dalla posizione del baricentro stesso:

$$A_1r_1^2 + A_2r_2^2 = \frac{A_1A_2}{A_1 + A_2}r^2 \tag{25}$$

e considerando le rigidezze assiali al posto delle aree:

$$E_1A_1r_1^2 + E_2A_2r_2^2 = \frac{E_1A_1 \cdot E_2A_2}{E_1A_1 + E_2A_2}r^2 = \frac{EA_p}{EA_0}r^2 \tag{26}$$

Tornando alla (21), grazie alla (4)(c), si ottiene la forma definitiva per l'equazione della linea elastica:

$$w^{VI} - \alpha^2 w^{IV} = -\alpha^2\frac{q}{EJ_\infty} + \frac{q''}{EJ_0} \tag{27}$$

la cui soluzione generale è:

$$w = a_1\sinh(\alpha x) + a_2\cosh(\alpha x) + a_3x^3 + a_4x^2 + a_5x + a_6 + w_{ps} \tag{28}$$

dove le costanti $a_1, \dots, a_6$ dipendono dalle condizioni al contorno e w_{ps} è una soluzione particolare, di cui si omette per brevità l'espressione (cfr. [1]).
Per la trave composta con connessione deformabile, con carico generico e variamente vincolata agli estremi, è così noto lo spostamento. Attraverso le relazioni sopra illustrate, si ricavano tutte le caratteristiche di sollecitazione per la trave nel suo insieme e per i singoli componenti. Le espressioni, che derivano dall'analisi esposta, sono le seguenti.
Dalla (21) si ricava M e dalla (4)(b) segue V:

$$M = \frac{EJ_\infty}{\alpha^2} w^{IV} - EJ_\infty w'' - \frac{EJ_\infty}{\alpha^2 EJ_0} q, \;\; V = M' \tag{29}$$

dalla (14) si ricava N_1, dalla (6)(a) segue N_2 e dalla (7) si ricava V_S:

$$N_1 = \frac{1}{r}\left[F\left(r - z_{cg\infty}\right) - M - EJ_0 w''\right], \quad N_2 = -N_1 + F, \quad V_S = N_2' \tag{30}$$

M_1 e M_2 si ricavano direttamente dalla (10)(b); V_1 e V_2 si ottengono con la (8).
Casi particolari della soluzione generale sono la connessione nulla ($V_S = 0, K \to 0$) e la connessione rigida ($s = \Delta u = 0, K \to \infty$). Per la connessione nulla (per la quale: $w'' = -\frac{M}{EJ_0}$), si ottiene:

$$N_{1,0} = \frac{E_1 A_1}{EA_0} F, \quad N_{2,0} = \frac{E_2 A_2}{EA_0} F \tag{31}$$

$$V_{1,0} = \frac{E_1 J_1}{EJ_0} V, \quad V_{2,0} = \frac{E_2 J_2}{EJ_0} V, \quad V_{S,0} = 0 \tag{32}$$

$$M_{1,0} = \frac{E_1 J_1}{EJ_0} M, \quad M_{2,0} = \frac{E_2 J_2}{EJ_0} M \tag{33}$$

Per la connessione rigida (per la quale: $w'' = -\frac{M}{EJ_\infty}$), si ottiene:

$$N_{1,\infty} = \frac{E_1 A_1}{EA_0} F - \left(1 - \frac{EJ_0}{EJ_\infty}\right)\frac{M}{r}, \quad N_{2,\infty} = \frac{E_2 A_2}{EA_0} F + \left(1 - \frac{EJ_0}{EJ_\infty}\right)\frac{M}{r} \tag{34}$$

$$\begin{gathered} V_{1,\infty} = \left[\frac{E_1 J_1}{EJ_\infty} + \left(1 - \frac{EJ_0}{EJ_\infty}\right)\frac{r_1}{r}\right] V, \quad V_{2,\infty} = \left[\frac{E_2 J_2}{EJ_\infty} + \left(1 - \frac{EJ_0}{EJ_\infty}\right)\frac{r_2}{r}\right] V, \\ V_{S,\infty} = \left(1 - \frac{EJ_0}{EJ_\infty}\right)\frac{V}{r} = \frac{E_1 A_1 z_{cg\infty}}{EJ_\infty} V \end{gathered} \tag{35}$$

$$M_{1,\infty} = \frac{E_1 J_1}{EJ_\infty} M, \quad M_{2,\infty} = \frac{E_2 J_2}{EJ_\infty} M \tag{36}$$

Si osservi che nel caso della connessione rigida, l'espressione (34) dello sforzo normale per ognuno dei due elementi si compone di due termini: il primo corrisponde allo sforzo indotto dalla sollecitazione uniforme sotto l'azione del carico assiale F applicato nel baricentro della sezione composta; il secondo corrisponde allo sforzo determinato dalla flessione dovuta al carico distribuito q.

In [3] Girhammar ha fornito la soluzione esatta per la deformata w della trave composta con connessione deformabile per i più importanti tipi di vincolamento e di carico; le formulazioni sono riportate nelle tavole 1a e 1b delle figg. A.2.1.1-2 e A.2.1.1.-3. La formulazione esatta è riportata nella colonna: 'Exact deflection'. La colonna 'Approximate (effective) deflection' riporta invece, a confronto con la precedente, la formulazione approssimata, descritta nel paragrafo seguente A.2.1.2.

Table 1a
Exact and approximate (effective) deflection expressions for beams with the Euler boundary conditions: (1) cantilever; (2) simply supported; and (3) propped.

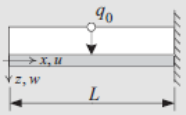
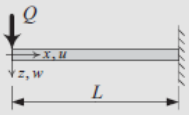
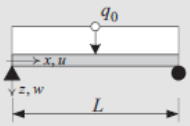
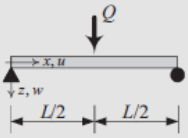
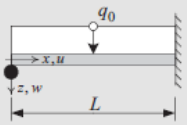
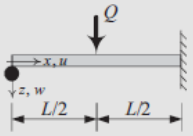
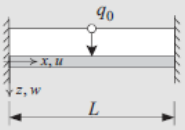
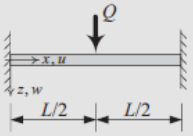
Load and boundary conditions	Exact deflection $w(x) = w_\infty(x) + w_{partial}(x)$ $w_{max} = w_{\infty,max} + w_{partial,max}$	Approximate (effective) deflection $w_{eff}(x) = w_\infty(x) EI_\infty / EI_{eff}$ $w_{eff,max} = w_{\infty,max} EI_\infty / EI_{eff}$
(1a) 	$w = w_\infty(x) + \frac{q_0}{\alpha^4 EI_\infty}\left(\frac{EI_\infty}{EI_0}-1\right)\left[\frac{(\alpha L - \sinh\alpha L)}{\cosh\alpha L}(\sinh\alpha x - \sinh\alpha L) + \cosh\alpha x - \cosh\alpha L - \frac{\alpha^2 x^2}{2} + \frac{\alpha^2 L^2}{2}\right]$	$w_{eff} = \frac{q_0 L^4}{8EI_{eff}}\left(\frac{x^4}{3L^4} - \frac{4x}{3L} + 1\right)$
	$w_{max} = w_{\infty,max} + \frac{q_0}{\alpha^4 EI_\infty}\left(\frac{EI_\infty}{EI_0}-1\right)\left[1 - \frac{1+\alpha L \sinh\alpha L}{\cosh\alpha L} + \frac{\alpha^2 L^2}{2}\right]$	$w_{eff,max} = \frac{q_0 L^4}{8EI_{eff}}$
(1b) 	$w = w_\infty(x) + \frac{Q}{\alpha^3 EI_\infty}\left(\frac{EI_\infty}{EI_0}-1\right)\left[\alpha L\left(1-\frac{x}{L}\right) - \frac{\sinh\alpha L - \sinh\alpha x}{\cosh\alpha L}\right]$	$w_{eff} = \frac{QL^3}{3EI_{eff}}\left(\frac{x^3}{2L^3} - \frac{3x}{2L} + 1\right)$
	$w_{max} = w_{\infty,max} + \frac{Q}{\alpha^3 EI_\infty}\left(\frac{EI_\infty}{EI_0}-1\right)(\alpha L - \tanh\alpha L)$	$w_{eff,max} = \frac{QL^3}{3EI_{eff}}$
(2a) 	$w = w_\infty(x) + \frac{q_0}{\alpha^4 EI_\infty}\left(\frac{EI_\infty}{EI_0}-1\right)\left[\frac{\cosh\alpha(x-L/2)}{\cosh(\alpha L/2)} - \frac{\alpha^2 x^2}{2} + \frac{\alpha^2 xL}{2} - 1\right]$	$w_{eff} = \frac{q_0 L^4}{24EI_{eff}}\frac{x}{L}\left(\frac{x^3}{L^3} - \frac{2x^2}{L^2} + 1\right)$
	$w_{max} = w_{\infty,max} + \frac{q_0}{\alpha^4 EI_\infty}\left(\frac{EI_\infty}{EI_0}-1\right)\left[\frac{1}{\cosh(\alpha L/2)} + \frac{\alpha^2 L^2}{8} - 1\right]$	$w_{eff,max} = \frac{5q_0 L^4}{384EI_{eff}}$
(2b) 	$w = w_\infty(x) + \frac{Q}{\alpha^3 EI_\infty}\left(\frac{EI_\infty}{EI_0}-1\right)\left[\frac{\alpha x}{2} - \frac{\sinh(\frac{1}{2}\alpha L)}{\sinh\alpha L}\sinh\alpha x\right]; \quad x<L/2$	$w_{eff} = \frac{QL^3}{12EI_{eff}}\frac{x}{L}\left(\frac{3}{4} - \frac{x^2}{L^2}\right); \quad 0 \le x < L/2$
	$w_{max} = w_{\infty,max} + \frac{Q}{\alpha^3 EI_\infty}\left(\frac{EI_\infty}{EI_0}-1\right)\left[\frac{\alpha L}{4} - \frac{\sinh^2(\frac{1}{2}\alpha L)}{\sinh\alpha L}\right]$	$w_{eff,max} = \frac{QL^3}{48EI_{eff}}$
(3a) 	$w = w_\infty(x) + \frac{q_0}{\alpha^4 EI_\infty}\left\{\left(\frac{EI_\infty}{EI_0}-1\right)\left[\cosh\alpha x - \frac{\alpha^2 x^2}{2} - 1 + a_1\frac{\sinh\alpha x}{\cosh\alpha L}\right] + \left(C_2 + \frac{\alpha L}{16}\right)\alpha^3 x^3 - \left[(6C_1 + 3\alpha^2 L^2)C_2 + \frac{3\alpha^3 L^3}{16}\right]\alpha x\right\}$	$w_{eff} = \frac{q_0 L^4}{48EI_{eff}}\frac{x}{L}\left(1+\frac{2x}{L}\right)\left(1-\frac{x}{L}\right)^2$
	where $a_1 = \frac{3\left[C_1\left(1-(\alpha^2L^2/2)\right) - (5\alpha^4L^4/24)\right]\cosh\alpha L - 3C_1}{3C_1(\sinh\alpha L - \alpha L\cosh\alpha L) - \alpha^3 L^3\cosh\alpha L} - \sinh\alpha L$ $C_1 = \frac{EI_\infty}{EI_0} - 1$ $C_2 = \frac{\left[(\alpha^4L^4/8) + C_1(1+(\alpha^2L^2/2))\right]\cosh\alpha L - C_1(1+\alpha L\sinh\alpha L)}{6C_1(\sinh\alpha L - \alpha L\cosh\alpha L) - 8\alpha^3 L^3\cosh\alpha L}$	
	$w_{max} = w_{\infty,max}(x = x_{max}) + w_{partial,max}(x = x_{max})$	$w_{eff,max} \approx \frac{q_0 L^4}{185EI_{eff}}$ for $x = 0.4215L$

Fig. A.2.1.1-2. Trave composta: spostamento verticale esatto e approssimato per diversi tipi di vincolamento e di carico. Prima parte (Table 1a) [3]

Table 1b
Exact and approximate (effective) deflection expressions for beams with the Euler boundary conditions: (3) propped and (4) built-in.

Load and boundary conditions	Exact deflection $w(x) = w_\infty(x) + w_{\text{partial}}(x)$ $w_{\max} = w_{\infty,\max} + w_{\text{partial,max}}$	Approximate (effective) deflection $w_{\text{eff}}(x) = w_\infty(x) EI_\infty / EI_{\text{eff}}$ $w_{\text{eff,max}} = w_{\infty,\max} EI_\infty / EI_{\text{eff}}$
(3b) 	$w = w_\infty(x) + C_1 \frac{C_2}{C_3} \frac{Q}{\alpha^3 EI_\infty} \sinh \alpha x + a_3 \frac{Q}{6\alpha^3 EI_\infty} \alpha^3 x^3 + a_5 \frac{Q}{6\alpha^3 EI_\infty} \alpha x + H\left(x - \frac{L}{2}\right) \frac{Q}{6\alpha^3 EI_\infty} \left(\frac{EI_\infty}{EI_0} - 1\right) \left[\sinh \alpha \left(x - \frac{L}{2}\right) - \alpha \left(x - \frac{L}{2}\right)\right]$ where $a_3 = \frac{C_2}{C_3} \cosh \alpha L + \cosh \frac{\alpha L}{2} - \frac{11}{16}$ $a_5 = \frac{C_2}{C_3} \left(6 \frac{C_1}{L} \sinh \alpha L + \alpha^3 L^3 \cosh \alpha L\right) - \alpha^3 L^2 \left(1 - \cosh \frac{\alpha L}{2}\right) + 6 \frac{C_1}{L} \left(\frac{\alpha L}{2} - \sinh \frac{\alpha L}{2}\right) - \frac{5\alpha^3 L^2}{16}$ $C_1 = \frac{EI_\infty}{EI_0} - 1$ $C_2 = \frac{5\alpha^3 L^3}{16} + \alpha^3 L^3 \left(\cosh \frac{\alpha L}{2} - 1\right) - 3C_1 \left(\frac{\alpha L}{2} + \sinh \frac{\alpha L}{2} - \alpha L \cosh \frac{\alpha L}{2}\right)$ $C_3 = 3C_1 (\sinh \alpha L - \alpha L \cosh \alpha L) - \alpha^3 L^3 \cosh \alpha L$	$w_{\text{eff}} = \frac{QL^3}{96EI_{\text{eff}}} \frac{x}{L} \left(3 - \frac{5x^2}{L^2}\right) + H\left(x - \frac{L}{2}\right) \frac{Q(x - L/2)^3}{6EI_{\text{eff}}}$
	$w_{\max} = w_{\infty,\max}(x = x_{\max}) + w_{\text{partial,max}}(x = x_{\max})$	$w_{\text{eff}} = \frac{QL^3}{48\sqrt{5}EI_{\text{eff}}}$ for $x = L/\sqrt{5}$
(4a) 	$w = w_\infty(x) + \frac{q_0}{\alpha^4 EI_\infty} \left(\frac{EI_\infty}{EI_0} - 1\right) \frac{\alpha L}{2} \left[\frac{\cosh \alpha (x - \frac{1}{2}L) - \cosh(\frac{1}{2}\alpha L)}{\sinh(\frac{1}{2}\alpha L)} + \alpha x \left(1 - \frac{x}{L}\right)\right]$ $w_{\max} = w_{\infty,\max} + \frac{q_0}{\alpha^4 EI_\infty} \left(\frac{EI_\infty}{EI_0} - 1\right) \frac{\alpha L}{2} \left[\frac{1 - \cosh(\frac{1}{2}\alpha L)}{\sinh(\frac{1}{2}\alpha L)} + \frac{\alpha L}{4}\right]$	$w_{\text{eff}} = \frac{q_0 L^4}{24EI_{\text{eff}}} \left(\frac{x}{L}\right)^2 \left(1 - \frac{x}{L}\right)^2$ $w_{\text{eff,max}} = \frac{q_0 L^4}{384EI_{\text{eff}}}$
(4b) 	$w = w_\infty(x) + \frac{Q}{2\alpha^3 EI_\infty} \left(\frac{EI_\infty}{EI_0} - 1\right) \times [(\cosh \alpha x - 1)\tanh(\alpha L/4) - \sinh \alpha x + \alpha x]; \quad x < L/2$	$w_{\text{eff}} = \frac{QL^3}{4EI_{\text{eff}}} \frac{x^2}{L^2} \left(\frac{1}{4} - \frac{x}{3L}\right)$ for $x < L/2$
	$w_{\max} = w_{\infty,\max} + \frac{Q}{2\alpha^3 EI_\infty} \left(\frac{EI_\infty}{EI_0} - 1\right) \times [(\cosh(\alpha L/2) - 1)\tanh(\alpha L/4) - \sinh(\alpha L/2) + (\alpha L/2)]$	$w_{\text{eff,max}} = \frac{QL^3}{192EI_{\text{eff}}}$

Notation: $H(x - L/2)$ is the Heaviside function.

Fig. A.2.1.1-3. Trave composta: spostamento verticale esatto e approssimato per diversi tipi di vincolamento e di carico. Seconda parte (Table 1b) [3]

Nella tavola 1b di fig. A.2.1.1.-3 la funzione di Heaviside: $H(x - L/2)$ è la funzione gradino definita da: $H(x) = 0 \; per \; x < 0, H(x) = 1 \; per \; x \geq 0$. Pertanto:
$H(x - L/2) = 0 \; per \; x < L/2, \;\; H(x - L/2) = 1 \; per \; x \geq L/2.$

A.2.1.2. VERSIONE SEMPLIFICATA DELLA SOLUZIONE GENERALE

Conoscendo quindi la deformata della trave, restano definite tutte le grandezze caratteristiche del comportamento strutturale di una trave sottoposta a un carico distribuito uniforme e a una forza assiale; a tal fine sono necessarie operazioni di derivazione operativamente onerose.
A causa della complessità delle formulazioni, Girhammar [3] ha esteso l'indagine al fine di determinare relazioni semplificate agevolmente applicabili in campo professionale, giungendo alla definizione di una 'rigidezza efficace' EJ_{eff} caratteristica del sistema con connessione deformabile, che consente l'applicazione delle relazioni valide per la trave composta con connessione rigida (34) (35) (36) semplicemente sostituendo EJ_∞ con EJ_{eff}.

La rigidezza efficace viene definita da Girhammar nell'ambito di applicazione della teoria del secondo ordine, ossia scrivendo le equazioni di equilibrio e di congruenza nella configurazione deformata (per tutti i dettagli della procedura si rinvia a [2]). Con la teoria del secondo ordine, l'equazione differenziale della linea elastica (27) si trasforma nella seguente:

$$w^{VI} - (\alpha^2 + \boldsymbol{\frac{F}{EJ_0}})\, w^{IV} + \boldsymbol{\alpha^2 \frac{F}{EJ_\infty} w''} = -\alpha^2 \frac{q}{EJ_\infty} + \frac{q''}{EJ_0} \qquad \textbf{(37)}$$

dove in grassetto sono evidenziati i termini aggiuntivi dovuti allo studio dell'equilibrio nella configurazione deformata. Girhammar ha risolto [2] la (37) fornendone la soluzione generale, applicabile quindi a elementi trave-colonna (beam-column) caratterizzati cioè sia da carico distribuito q sia da forza assiale F. Lo studio è proseguito osservando che considerando il solo carico assiale ($q = 0$) e quindi trattando il caso della 'colonna' pura, la (37) descrive la stabilità dell'equilibrio e consente la determinazione del carico critico, la cui espressione è data da:

$$P_{cr} = \frac{\theta_{cr}^2}{\theta_{cr,\infty}}\, P_{cr,\infty} \left[1 + \frac{EJ_\infty/EJ_0 - 1}{1 + \alpha^2/\theta_{cr}^2}\right]^{-1} \qquad (38)$$

dove:

$$\theta_{cr} = \pi/\mu L \qquad (39)$$

dipende dalle condizioni al contorno, ossia dalla lunghezza libera d'inflessione μL, e $P_{cr,\infty} = \theta_{cr,\infty}^2 EJ_\infty$ è il carico critico per la trave composta con connessione rigida. Considerando la (39), la (38) diviene:

$$P_{cr} = \frac{\mu_\infty^2}{\mu^2}\, P_{cr,\infty} \left[1 + \frac{EJ_\infty/EJ_0 - 1}{1 + (\mu/\pi)^2(\alpha L)^2}\right]^{-1} \qquad (40)$$

A questo punto, la rigidezza flessionale efficace viene definita in modo tale che:

$$\frac{P_{cr}}{EJ_{\text{eff}}} = \frac{P_{cr,\infty}}{EJ_\infty} \;\Rightarrow\; P_{cr,\infty} = \frac{P_{cr} \cdot EJ_\infty}{EJ_{\text{eff}}} \qquad (41)$$

e sostituendo la (41) nel membro a destra della (40) si ottiene:

$$EJ_{\text{eff}} = \frac{\mu_\infty^2}{\mu^2}\, EJ_\infty \left[1 + \frac{EJ_\infty/EJ_0 - 1}{1 + (\mu/\pi)^2(\alpha L)^2}\right]^{-1} \qquad (42)$$

Girhammar e Pan [2] hanno mostrato che i coefficienti del carico critico per travi composte con connessione deformabile per i quattro casi fondamentali di Eulero (appoggio-carrello, mensola, incastro-incastro scorrevole, incastro-carrello) possono essere considerati, da un punto di vista pratica, coincidenti con i valori corrispondenti alla trave composta con connessione rigida o equivalentemente alla trave ordinaria: $\mu \cong \mu_\infty$. I coefficienti μ_∞ sono noti dai manuali di Ingegneria,

ed il valore è: 1 per appoggio-carrello (cerniera-cerniera), 2 per la mensola, 0.5 per incastro-incastro scorrevole, ≈ 0.7 per incastro-appoggio.
Grazie all'equivalenza $\mu \cong \mu_\infty$, dalla (42) si ottiene l'espressione definitiva per la rigidezza flessionale efficace della trave composta con connessione deformabile:

$$EJ_{\text{eff}} \cong EJ_\infty \left[1 + \frac{EJ_\infty/EJ_0 - 1}{1 + (\mu/\pi)^2(\alpha L)^2}\right]^{-1} \tag{43}$$

E' così possibile applicare le relazioni valide per la trave composta con connessione rigida (34) (35) (36) sostituendo EJ_∞ con EJ_{eff}, ed ottenendo così le espressioni di **sforzo normale, taglio e momento utilizzabili per la progettazione di travi composte con connessione deformabile**:

$$(a)\ N_{1,\text{eff}} = \frac{E_1A_1}{EA_0}F - \left(1 - \frac{EJ_0}{EJ_{\text{eff}}}\right)\frac{M}{r}, \quad (b)\ N_{2,\text{eff}} = \frac{E_2A_2}{EA_0}F + \left(1 - \frac{EJ_0}{EJ_{\text{eff}}}\right)\frac{M}{r} \tag{44}$$

$$\begin{gathered}(a)\ V_{1,\text{eff}} = \left[\frac{E_1J_1}{EJ_{\text{eff}}} + \left(1 - \frac{EJ_0}{EJ_{\text{eff}}}\right)\frac{r_1}{r}\right]V, \quad (b)\ V_{2,\text{eff}} = \left[\frac{E_2J_2}{EJ_{\text{eff}}} + \left(1 - \frac{EJ_0}{EJ_{\text{eff}}}\right)\frac{r_2}{r}\right]V, \\ (c)\ V_{S,\text{eff}} = \left(1 - \frac{EJ_0}{EJ_{\text{eff}}}\right)\frac{V}{r} = \frac{E_1A_1z_{cg\text{eff}}}{EJ_{\text{eff}}}V\end{gathered} \tag{45}$$

$$(a)\ M_{1,\text{eff}} = \frac{E_1J_1}{EJ_{\text{eff}}}M, \quad (b)\ M_{2,\text{eff}} = \frac{E_2J_2}{EJ_{\text{eff}}}M \tag{46}$$

Le figg. A.2.1.1-2 e A.2.1.1.-3 mostrano, con riferimento alla funzione *w*, la corrispondenza fra la soluzione esatta espressa dalla (28) e quella approssimata ottenuta dalle formule della linea elastica valide per le travi ordinarie includendo in esse la rigidezza efficace.

La rigidezza efficace espressa dalla (43) può essere posta, tramite alcuni passaggi (omessi per brevità) nella forma:

$$EJ_{\text{eff}} = EJ_0 + \gamma(EJ_\infty - EJ_0) \tag{47}$$

dove:

$$\gamma = \frac{EJ_{\text{eff}} - EJ_0}{EJ_\infty - EJ_0} = \left[1 + \frac{\pi^2}{K\mu^2L^2}\cdot\frac{EA_p}{EA_0}\right]^{-1} \tag{48}$$

γ è un coefficiente adimensionale, $0 \le \gamma \le 1$, che rappresenta l'efficacia della connessione. Per collegamenti molto rigidi assume valori prossimi a 1: $EJ_{\text{eff}} \to EJ_\infty$ mentre per collegamenti molto deformabili tende a 0: $EJ_{\text{eff}} \to EJ_0$. Valori indicativi per la progettazione dei normali solai composti in legno-calcestruzzo sono compresi fra 0.4 e 0.7 ([17],§4.2.2.3: in tale riferimento il parametro è indicato con η).

La **tensione normale** può essere valutata con le note formule di Navier. Si consideri una sezione

con momento flettente positivo, che tende le fibre inferiori, con componente (1) compresso e componente (2) teso (cfr. fig. A.2.1.1-1). La massima tensione di compressione nel componente i=1 (con segno -) e la massima tensione di trazione nel componente i=2 (con segno +) sono date dalla seguente formula:

$$\sigma_{\mathrm{i,eff,max}} = \sigma_{\mathrm{n,i,eff}} + \sigma_{\mathrm{m,i,eff,max}} = \left[\mp\left(1 - \frac{EJ_0}{EJ_{\mathrm{eff}}}\right)\frac{1}{A_i r} + \frac{E_i z_{\mathrm{i,max}}}{EJ_{\mathrm{eff}}}\right] M \tag{49}$$

dove nel caso di sezioni rettangolari (cfr. fig. A.2.1.1-1), si ha: $z_{1,\max} = -h_1/2$, $z_{2,\max} = h_2/2$.

Per ognuno dei due componenti, sottoposto alle proprie sollecitazioni di sforzo normale e momento, si definisce la posizione dell'asse neutro del componente (rappresentato in fig. seg.), indicata, con la convenzione di Girhammar, con il simbolo $h_{\mathrm{na,i,eff}}$ (na = asse neutro):

$$h_{\mathrm{na,i,eff}} = \frac{h_i}{2}\cdot\left(1 + \frac{\sigma_{\mathrm{n,i,eff}}}{\sigma_{\mathrm{m,i,eff,max}}}\right) = \frac{h_i}{2}\cdot\left(1 + \frac{N_{i,\mathrm{eff}}/A_i}{M_{i,\mathrm{eff}}\cdot z_{\mathrm{i,max}}/J_i}\right) = \frac{h_i}{2}\cdot\left(1 + \frac{EJ_{\mathrm{eff}} - EJ_0}{rE_iA_iz_{\mathrm{i,max}}}\right) \tag{50}$$

dove sono state utilizzate le espressioni (44) (in assenza di carico assiale F) e (46) per sforzo normale e momento. Nel caso di sezione rettangolare, per la quale: $r_i = \frac{h_i}{2} = z_{\mathrm{i,max}}$, la (50) assume la forma (cfr. (26) in [3]):

$$h_{\mathrm{na,i,eff}} = r_i + \left(1 - \frac{EJ_0}{EJ_{\mathrm{eff}}}\right)\frac{EJ_{\mathrm{eff}}}{E_iA_ir} \tag{51}$$

In figura seguente è riportato il diagramma delle tensioni normali e del corrispondente asse neutro nelle sezioni dei componenti della trave per effetto delle sollecitazioni nei singoli componenti stessi.

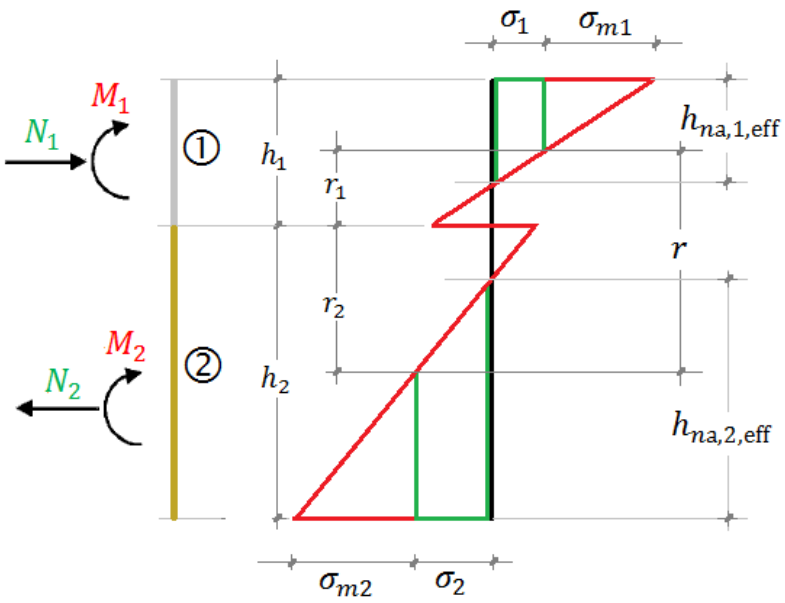


Fig. A.2.1.2-1. Sezione composta: stato di tensione nei singoli componenti

Per quanto riguarda **la tensione tangenziale**, questa viene espressa attraverso la formula di Jouravski nel seguente modo:

$$\tau_{\mathrm{i,eff,max}} = \frac{V \cdot ES_{\mathrm{i,max}}}{b_i\, EJ_{\mathrm{eff}}}. \quad \text{Per sezione rettangolare: } \tau_{\mathrm{i,eff,max}} = \frac{E_i h_{\mathrm{na,i,eff}}^2}{2\, EJ_{\mathrm{eff}}}\, V \tag{52}$$

dove $S_{\mathrm{i,max}}$ è il massimo momento statico della rigidezza assiale relativa al singolo componente. Per la sezione rettangolare: $ES_{\mathrm{i,max}} = E_i b_i h_{\mathrm{na,i,eff}}^2/2$, che conduce all'espressione riportata nella (52). Il termine in $h_{\mathrm{na,i,eff}}$, definito dalle (50) (51), da inserire nella (52) deve tener conto della possibilità che l'asse neutro nel singolo componente i-esimo sia esterno alla sezione del componente stesso, il che può avvenire se la sezione del componente risulta interamente compressa o tesa; è necessario pertanto inserire il seguente controllo su $h_{\mathrm{na,i,eff}}$:

$$h_{\mathrm{na,i,eff}} = min\begin{cases}\text{eq. (51)} \\ h_i\end{cases} \tag{53}$$

In Aedes.SLC la **verifica a taglio della sezione di calcestruzzo** viene eseguita in conformità con [N.1] (NTC18). Nel caso della sezione rettangolare (coincidente con la soletta), si utilizza la relazione (52), applicata peraltro anche per la trave di legno, e la verifica di sicurezza consiste nel controllo tra tensione tangenziale e resistenza a taglio definita nelle NTC18 in §4.1.11.1.
Se invece la tipologia del solaio forma un cordolo, come nel caso della doppia orditura formata da travi e travetti lignei, si distinguono il caso di armatura apposita per taglio (ferri longitudinali e staffatura) con verifica condotta secondo §4.1.2.5.3.2 di NTC18, ed il caso di calcestruzzo senza armature trasversali resistenti a taglio, trattato secondo §4.1.2.5.3.1 di NTC18 dove l'armatura longitudinale inferiore può essere o meno presente. In entrambi i casi, la verifica consiste nel confronto fra il taglio che compete alla sezione di calcestruzzo ed il taglio resistente.

Relativamente al **taglio progetto sui connettori**, la (45)(c) fornisce la forza di taglio per scorrimento per unità di lunghezza. Il taglio agente sul singolo connettore può immediatamente essere valutato moltiplicando tale forza per l'interasse dei connettori:

$$F_{\mathrm{S,eff}} = V_{\mathrm{S,eff}} \cdot i = \left(1 - \frac{EJ_0}{EJ_{\mathrm{eff}}}\right)\frac{V \cdot i}{r} \tag{54}$$

Lo **scorrimento** tra i due componenti della trave è dato da:

$$\Delta u = V_{\mathrm{S,eff}}/K \tag{55}$$

Essendo $EJ_{\mathrm{eff}} < EJ_{\infty}$, le sollecitazioni di progetto per la trave composta a connessione deformabile rispetto alla connessione rigida sono sempre caratterizzate dalle seguenti relazioni: sforzi normali minori e momenti maggiori nei singoli componenti; forze di scorrimento minori nel sistema di connessione.

A.2.2. L'APPROCCIO DELL'EUROCODICE 5

La generalità della soluzione completa di Girhammar, sia nella forma esatta che in quella approssimata, consente lo studio della trave composta con connessione deformabile per diverse condizioni di vincolo e di carico. Nei lavori di Girhammar viene condotto anche un confronto con la formulazione proposta da EC5; il confronto, come illustrato più avanti, garantisce la validità della soluzione completa anche dal punto di vista normativo. La formulazione di EC5 può essere infatti rivista come un caso particolare della soluzione generale.
EC5 tratta le travi assemblate meccanicamente nell'Appendice B di UNI ENV 1995-1-1. Il metodo proposto differisce dal metodo generale esposto in precedenza per le seguenti ipotesi aggiuntive:
• la trave è semplicemente appoggiata;
• si considera agente sulla trave un carico distribuito q in assenza di forza assiale;
• il carico distribuito è considerato variabile con legge sinusoidale con valore massimo q_0 nella mezzeria della trave:

$$q = q_0 \sin\left(\frac{\pi x}{L}\right) \tag{56}$$

Si tratta quindi di ipotesi restrittive rispetto al metodo generale già illustrato. La motivazione sulla scelta del carico sinusoidale consiste nello scopo di risolvere più agevolmente le equazioni differenziali che descrivono il problema. Ogni distribuzione di carico può essere espressa mediante una serie di Fourier (peraltro, alcuni studi [Mangoni] hanno esteso la trattazione di EC5 al caso di più tipi di distribuzione di carico applicando lo sviluppo in serie di Fourier).
Il carico uniforme trova una rappresentazione efficace con la distribuzione sinusoidale corrispondente al primo termine della serie di Fourier. Sia dato infatti un carico uniforme p(x)=p; la sua espressione in serie di Fourier è la seguente:

$$p(x) = \frac{4p}{\pi} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{n} \sin\left(\frac{n\pi x}{L}\right), \quad n = 1,3,5,\ldots \tag{57}$$

Considerando il solo primo termine, si ha:

$$p(x) = \frac{4p}{\pi} \sin\left(\frac{\pi x}{L}\right) \tag{58}$$

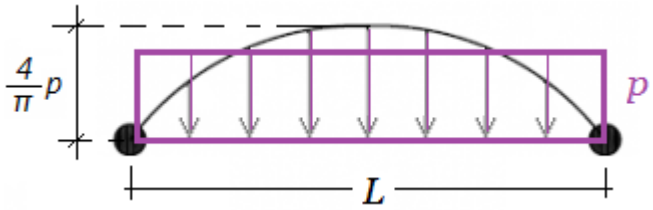


Fig. A.2.2-1. Carico uniforme approssimato con la prima onda sinusoidale

Per confrontare la distribuzione uniforme con la sinusoidale, confrontando il momento in mezzeria nei due casi si ha:
a) p costante: $M = pL^2/8 = 0.125\, pL^2$;

b) p sinusoidale: $M = \frac{4p}{\pi^3} L^2 = 0.129\, pL^2$,
essendo la legge del momento anch'essa sinusoidale e tale che derivando due volte si ottiene il carico ($M'' = -q$); come q, M assume il valore massimo per $x = L/2$:

$$M(x) = \frac{4p}{\pi} \frac{L^2}{\pi^2} \sin\left(\frac{\pi x}{L}\right) \tag{59}$$

Pertanto, considerando il carico sinusoidale, ossia il solo primo termine dello sviluppo in serie di Fourier del carico distribuito uniforme, si ha un errore di appena il 3.2%. Un carico ad onda sinusoidale rappresenta quindi con ottima approssimazione il carico distribuito uniforme, e da qui nasce l'ipotesi del metodo di EC5.

Tornando alla trave composta, riprendendo le (7), (9), (19) si ha:

$$(a)\ N_1' + K \cdot s = 0, \quad (b)\ N_2' - K \cdot s = 0, \quad con: \quad s = u_2 - u_1 + w'r \tag{60}$$

$$N_1' = E_1 A_1 u_1'', \quad N_2' = E_2 A_2 u_2'' \tag{61}$$

e si ottengono le seguenti due equazioni:

$$(a)\ E_1 A_1 u_1'' + K(u_2 - u_1 + w'r) = 0, \quad (b)\ E_2 A_2 u_2'' - K(u_2 - u_1 + w'r) = 0 \tag{62}$$

che consideriamo a sistema con la (16):

$$EJ_0\, w^{IV} - Krs' = q \ \Rightarrow\ EJ_0\, w^{IV} - K(u_2' - u_1' + w''r)\, r = q \tag{63}$$

Il sistema delle tre equazioni (62)(a), (62)(b) e (63) si risolve agevolmente grazie alla legge sinusoidale (56) del carico q. Tale ipotesi permette di esprimere le incognite degli spostamenti assiali u_1 u_2 e verticale w nel seguente modo (q è legato a w da una derivata pari, mentre w è legato a u da una derivata dispari):

$$u_1 = u_{10} \cos\left(\frac{\pi x}{L}\right), \quad u_2 = u_{20} \cos\left(\frac{\pi x}{L}\right), \quad w = w_0 \sin\left(\frac{\pi x}{L}\right) \tag{64}$$

Sostituendo queste espressioni nel sistema suddetto, il problema si riduce ad un sistema lineare nelle incognite u_{10}, u_{20}, w_0. Con una serie di passaggi, tralasciati per brevità, si ottengono le seguenti soluzioni:

$$w_0 = q_0 \frac{L^4}{\pi^4} \cdot \frac{1}{EJ_{\text{eff}}}, \quad u_{10} = w_0 \frac{\pi}{L} \frac{\gamma_1 E_2 A_2}{\gamma_1 E_1 A_1 + E_2 A_2}\, r, \quad u_{20} = -w_0 \frac{\pi}{L} \frac{\gamma_1 E_1 A_1}{\gamma_1 E_1 A_1 + E_2 A_2}\, r \tag{65}$$

dove la rigidezza efficace EJ_{eff} è espressa da:

$$EJ_{\text{eff}} = EJ_0 + \frac{\gamma_1 r^2 E_1 A_1}{1 + \gamma_1 \frac{E_1 A_1}{E_2 A_2}}, \quad \text{con: } \gamma_1 = \frac{1}{1 + \frac{\pi^2 E_1 A_1}{K L^2}} \tag{66}$$

La rigidezza efficace è la rigidezza flessionale equivalente della sezione composta. Il suo significato è evidente se si considera che le equazioni (64) e (65) consentono di esprimere lo spostamento verticale nel seguente modo:

$$w(x) = q_0 \frac{L^4}{\pi^4} \cdot \frac{1}{EJ_{\text{eff}}} \sin\left(\frac{\pi x}{L}\right) \tag{67}$$

e la (64) coincide con l'espressione dello spostamento verticale per una trave ordinaria sottoposta al medesimo carico sinusoidale:

$$q = q_0 \, sin\left(\frac{\pi x}{L}\right), \;\; M'' = -q, \;\; w^{IV} = \frac{q}{EJ} \Rightarrow M = q_0 \frac{L^2}{\pi^2} \sin\left(\frac{\pi x}{L}\right), \;\; w = q_0 \frac{L^4}{\pi^4} \cdot \frac{1}{EJ} \sin\left(\frac{\pi x}{L}\right) \tag{68}$$

Si ponga ora:

$$\gamma_2 = 1, \quad r_{2\text{eff}} = \frac{\gamma_1 E_1 A_1}{\gamma_1 E_1 A_1 + \gamma_2 E_2 A_2} r, \quad r_{1\text{eff}} = r - r_{2\text{eff}} = \frac{\gamma_2 E_2 A_2}{\gamma_1 E_1 A_1 + \gamma_2 E_2 A_2} r \tag{69}$$

dove r è la distanza fra i baricentri geometrici delle sezioni dei due componenti della trave (cfr. fig. A.2.1.1-1), e $r_{1\text{eff}}$ e $r_{2\text{eff}}$ sono le distanze fra i baricentri geometrici di sezione e il baricentro globale della sezione composta con connessione deformabile. La rigidezza efficace può essere espressa da:

$$EJ_{\text{eff}} = EJ_0 + \gamma_1 E_1 A_1 r_{1\text{eff}}^2 + \gamma_2 E_2 A_2 r_{2\text{eff}}^2 \tag{70}$$

ed è questa l'espressione della rigidezza efficace (rigidezza flessionale effettiva) fornita da EC5 in Appendice B: Travi giuntate meccanicamente (nella simbologia: $a_i \equiv r_{i\text{eff}}$):

B.2 Rigidezza a flessione efficace

(1) Si raccomanda che la rigidezza efficace a flessione sia assunta come:

$$(EI)_{ef} = \sum_{i=1}^{3} (E_i I_i + \gamma_i E_i A_i a_i^2) \quad \text{(B.1)}$$

utilizzando valori medi di E e in cui:

$$A_i = b_i h_i \quad \text{(B.2)}$$

$$I_i = \frac{b_i h_i^3}{12} \quad \text{(B.3)}$$

$$\gamma_2 = 1 \quad \text{(B.4)}$$

$$\gamma_i = [1 + \pi^2 E_i A_i s_i / (K_i l^2)]^{-1} \quad \text{per } i = 1 \text{ e } i = 3 \quad \text{(B.5)}$$

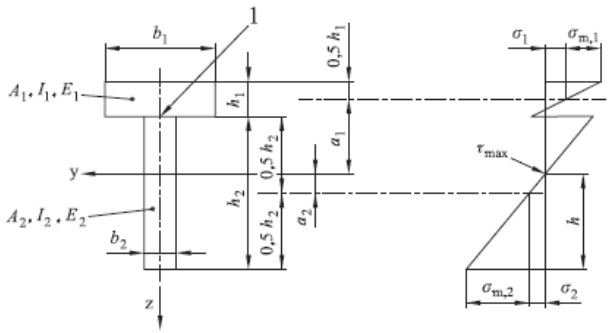
$$a_2 = \frac{\gamma_1 E_1 A_1 (h_1 + h_2) - \gamma_3 E_3 A_3 (h_2 + h_3)}{2 \sum_{i=1}^{3} \gamma_i E_i A_i} \quad \text{(B.6)}$$

dove i simboli sono definiti in figura B.1;

$K_i = K_{ser,i}$ per calcoli allo stato limite di esercizio;

$K_i = K_{u,i}$ per calcoli allo stato limite ultimo.

Per sezioni a T $h_3 = 0$



Riprendendo l'espressione del momento (64):

$$M = q_0 \frac{L^2}{\pi^2} \sin\left(\frac{\pi x}{L}\right) = M_0 \sin\left(\frac{\pi x}{L}\right) \tag{71}$$

e utilizzando le (69), le (65) possono essere espresse nel seguente modo:

$$w_0 = \frac{M_0}{EJ_{\text{eff}}} \frac{L^2}{\pi^2}, \quad u_{10} = w_0 \frac{\pi}{L} \gamma_1 r_{1\text{eff}} = \frac{M_0}{EJ_{\text{eff}}} \frac{L}{\pi} \gamma_1 r_{1\text{eff}}, \quad u_{20} = -\frac{M_0}{EJ_{\text{eff}}} \frac{L}{\pi} \gamma_2 r_{2\text{eff}} \tag{72}$$

Note le costanti w_0, u_{10}, u_{20}, restano definiti tutti gli spostamenti della trave ed è quindi possibile ricavare stati tensionali e sforzi da utilizzare per la verifica di sicurezza.
La **tensione normale** in corrispondenza dell'asse geometrico dell'elemento 1 vale, per la generica sezione posta all'ascissa x:

$$\sigma_1(x) = E_1 u_1' = -E_1 u_{10} \frac{\pi}{L} \sin\left(\frac{\pi x}{L}\right) \tag{73}$$

che grazie alla (71) e all'espressione di u_{10} della (72), assume la forma:

$$\sigma_1(x) = E_1 u_1' = -\frac{\gamma_1 E_1 r_{1\text{eff}} M(x)}{EJ_{\text{eff}}} \tag{74}$$

La massima tensione normale di compressione prodotta dal momento flettente, con riferimento a un momento positivo, è data da (ricordando l'espressione sinusoidale (64) di w):

$$\sigma_{m1}(x) = \frac{M_1}{J_1} z_{\text{i,max}} = -E_1 w'' z_{\text{i,max}} = E_1 z_{\text{i,max}} \frac{\pi^2}{L^2} w_0 \sin\left(\frac{\pi x}{L}\right) \tag{75}$$

Nel caso della sezione rettangolare, come noto, si ha: $z_{\text{i,max}} = -h_1/2$. Grazie alla (71) e all'espressione di w_0 della (72), la (75) diviene:

$$\sigma_{m1}(x) = -\frac{1}{2} \cdot \frac{E_1 h_1 M(x)}{EJ_{\text{eff}}} \tag{76}$$

Per il componente 2, le tensioni di trazione si ottengono in modo analogo. Le tensioni normali (74) (76) coincidono con le relazioni di EC5:

B.3 Tensioni normali

(1) Si raccomanda che le tensioni normali siano assunte come:

$$\sigma_i = \frac{\gamma_i E_i a_i M}{(EI)_{\text{ef}}} \tag{B.7}$$

$$\sigma_{m,i} = \frac{0{,}5 E_i h_i M}{(EI)_{\text{ef}}} \tag{B.8}$$

La massima **tensione tangenziale** si ottiene dalla formula di Jouravski, che EC5 propone, per il componente 2, nella forma approssimata (ipotizzando un asse neutro della sezione del componente 2 a metà altezza della sezione stessa):

$$\tau_{2,\text{eff,max}} = \frac{E_2 h_2^2}{2\, EJ_{\text{eff}}} V \tag{77}$$

come mostrato dal seguente estratto (si osservi che il componente 3 è assente nel caso esaminato):

B.4 Tensione massima a taglio

(1) Le massime tensioni di taglio si verificano dove le tensioni normali sono uguali a zero. Si raccomanda che le massime tensioni di taglio nell'anima (parte 2 in figura B.1) siano assunte come:

$$\tau_{2,\text{max}} = \frac{\gamma_3 E_3 A_3 a_3 + 0{,}5 E_2 b_2 h_2^2}{b_2 (EI)_{\text{ef}}} V \tag{B.9}$$

Per quanto riguarda lo **sforzo di scorrimento** sul singolo connettore, questo si ottiene moltiplicando il taglio di scorrimento per unità di lunghezza, per l'interasse dei connettori; ricordando inoltre la (7) si ottiene:

$$F_S(x) = V_S(x) \cdot i \;\; \Rightarrow \;\; F_S(x) = -N_1'(x) \cdot i \tag{78}$$

che per la (74) diviene:

$$F_S(x) = -\sigma_1'(x) \cdot A_1 \cdot i = \frac{\gamma_1 E_1 A_1 r_{1\text{eff}} M'(x)}{EJ_{\text{eff}}} \cdot i \tag{79}$$

e per la relazione (4)(b) fra taglio e momento si ottiene infine l'espressione che lega lo sforzo di scorrimento sul singolo connettore al taglio:

$$F_S(x) = \frac{\gamma_1 E_1 A_1 r_{1\text{eff}} i}{EJ_{\text{eff}}} \cdot V(x) \tag{80}$$

espressione coincidente, nel caso di sezione rettangolare, con la corrispondente di EC5:

B.5 Carico sul mezzo di unione

(1) Si raccomanda che il carico sul mezzo di unione sia assunto come:

$$F_i = \frac{\gamma_i E_i A_i a_i s_i}{(EI)_{\text{ef}}} V \tag{B.10}$$

dove:

i = 1 e 3, rispettivamente;

$s_i = s_i(x)$ è la spaziatura dei mezzi di unione come definita nel punto B.1.3(1).

A rigore, il metodo di EC5 è quindi valido per un carico distribuito di tipo sinusoidale, a cui corrisponde un momento variabile lungo la trave con la stessa legge. Nelle applicazioni pratiche, le formule di calcolo delle grandezze utilizzate per la verifica delle sezioni (tensioni (74) (76), sforzi sui connettori (79)) si estendono con buona approssimazione al carico uniformemente distribuito, inserendo nelle formule i momenti e i tagli complessivi dovuti a tale carico. Sotto il carico uniforme, il momento flettente assume andamento parabolico simile al sinusoidale (la bontà dell'approssimazione è stata già osservata in precedenza, confrontando il momento corrispondente al carico uniforme con quello prodotto dal carico sinusoidale).

A.2.3. CONFRONTO FRA METODO GENERALE E METODO EC5

Per validare dal punto di vista normativo l'applicazione del metodo generale, la corrispondente rigidezza efficace, espressa dalla (43), viene confrontata con l'espressione di EC5 (66); per il confronto si adottano ipotesi coerenti fra i due metodi. Ponendo quindi nella (43) il valore del coefficiente μ pari a 1, corrispondente al vincolamento di doppio appoggio, si può dimostrare (con una serie di passaggi qui omessi per brevità) che **le due espressioni della rigidezza efficace assumono il medesimo valore**.

Il metodo risolutivo generale, applicato nella sua versione semplificata (metodo approssimato) è quindi inclusivo del metodo proposto da EC5: si estende in tal modo la casistica delle tipologie strutturali che possono essere analizzate, rimuovendo le ipotesi sulla distribuzione del carico soltanto uniforme e sul vincolamento a doppio appoggio.

Dal punto di vista del vincolamento, si osservi che in EC5 sono presenti suggerimenti per schemi diversi dal doppio appoggio: per le travi continue le espressioni possono essere utilizzate adottando una luce pari a 0.8 volte la luce della trave (applicabile per le travi incastro-appoggio o incastro-incastro), e per le travi a mensola una luce pari al doppio di quella dello sbalzo. Applicando la teoria generale di Girhammar queste approssimazioni possono essere evitate.

Girhammar in [3] ha condotto una serie di test su alcuni casi-studio significativi, per confrontare i risultati fra metodo generale (nelle due versioni esatta e approssimata) e metodo di EC5: per il vincolo di doppio appoggio sottoposto al carico distribuito uniforme, i due metodi conducono al medesimo risultato, come evidenziato nell'immagine seguente.

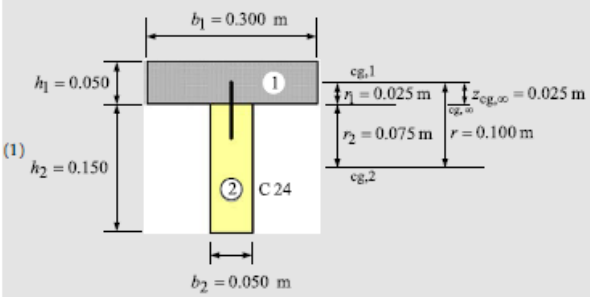
Cross-section	Modulus (GPa)	Axial stiffness (MN)	Bending stiffness (MN m^2)	Parameters
	$K = 0.05$ $E_1 = 12^a$ $E_2 = 8$	$E_1A_1 = 180$ $E_2A_2 = 60$ $EA_0 = 240$	$E_1I_1 = 0.0375$ $E_2I_2 = 0.113$ $EI_0 = 0.150$ $EI_\infty = 0.600$ $EI_{eff} = 0.439$ for $L = 4$ m and $\mu = 1$	$\alpha = 2.11$ m^{-1} $EI_0/EI_\infty = 0.250$ $\alpha L = 8.43$ for $L = 4$ m

Table 3
Comparisons of maximum deflections obtained from exact and approximate analysis for partially composite beams with different boundary conditions—composite timber–concrete beam design # 1 according to Table 2 ($\alpha = 2.11$ m^{-1}; $EI_0/EI_\infty = 0.250$; non-cracked concrete in compression).

Boundary and loading conditions	Exact $w_{\infty,max}$ (mm)	Exact w_{max} (mm)	Approximate (effective) $w_{eff,max}$ (mm)			
			Present method	Error (%)	Eurocode 5	Error (%)
Free–clamped ($\mu = 2$); $L = 2$ m; $\alpha L = 4.22$						
Distributed load ($q_0 = 1$ kN/m) (1a)	3.33	4.76	4.55	−4.4	4.55[a]	−4.4
Point load ($Q = 1$ kN) (1b)	4.44	6.16	6.07	−1.5	6.07[a]	−1.5
Pinned–pinned ($\mu = 1$); $L = 4$ m; $\alpha L = 8.44$						
Distributed load ($q_0 = 1$ kN/m) (2a)	5.56	7.56	7.59	+0.4	7.59	+0.4
Point load ($Q = 1$ kN) (2b)	2.22	3.08	3.03	−1.5	3.03	−1.5
Pinned–clamped ($\mu = 0.7$); $L = 4$ m; $\alpha L = 8.44$[k]						
Distributed load ($q_0 = 1$ kN/m) (3a)	2.31	4.01[l]	3.84	−4.1	3.55[b]	−11.5
					3.68[c]	−8.1
					3.64[d]	−9.1
Point load ($Q = 1$ kN) (3b)	0.994	1.76[l]	1.65	−6.1	1.53[b]	−13.3
					1.61[e]	−8.3
					1.60[f]	−9.2
Clamped–clamped ($\mu = 0.5$); $L = 4$ m; $\alpha L = 8.44$						
Distributed load ($q_0 = 1$ kN/m) (4a)	1.11	2.32	2.30	−1.0	1.71[b]	−26.7
					2.09[g]	−10.3
					2.09[h]	−10.1
Point load ($Q = 1$ kN) (4b)	0.556	1.16	1.15	−1.0	0.853[b]	−26.7
					1.15[i]	−1.0
					1.15[j]	−1.0

Exact and approximate (effective) solutions according to Table 1.

[a] For cantilevered beams, Eurocode 5 recommends that the effective beam length equals twice the actual length.
[b] For continuous beams, Eurocode 5 recommends that the effective beam length equals 0.8 of the relevant length.
[c–j] The effective beam length chosen as the distance between the two zero-moment points points in:
[c] Fully composite propped beam subjected to distributed load, i.e. $L = 0.75 \times 4 = 3$ m.
[d] Partially composite propped beam subjected to distributed load, i.e. $L = 0.7648 \times 4 = 3.06$ m.
[e] Fully composite propped beam subjected to point load, i.e. $L = 0.7273 \times 4 = 2.91$ m.
[f] Partially composite propped beam subjected to point load, i.e. $L = 0.7406 \times 4 = 2.96$ m.
[g] Fully composite clamped beam subjected to distributed load, i.e. $L = 0.5794 \times 4 = 2.32$ m.
[h] Partially composite clamped beam subjected to distributed load, i.e. $L = 0.5774 \times 4 = 2.31$ m.
[i] Fully composite clamped beam subjected to point load, i.e. $L = 0.5 \times 4 = 2.00$ m.
[j] Partially composite clamped beam subjected to point load, i.e. $L = 0.5 \times 4 = 2.00$ m.
[k] Evaluating the deflection at the midspan gives about 1% less accurate values.
[l] Maximum deflection occurs at $x_{max} = 1.74$ m ($0.440L$) for distributed load and $x_{max} = 1.87$ m ($0.468L$) for point load.

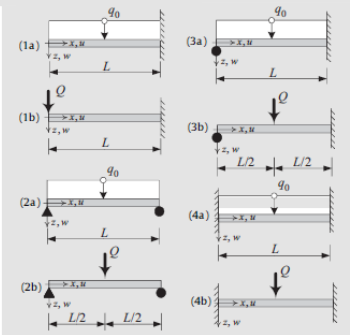


Fig. A.2.3-1. Esempio di trave composta in legno-calcestruzzo (Girhammar, [3]) e confronto tra teoria generale esatta, versione semplificata della teoria generale e metodo EC5 per diversi tipi di vincolamento e di carico (distribuito uniforme e concentrato)

Nel software SLC si applica il metodo generale di Girhammar: rimane in tal modo rispettata la normativa vigente (EC5) e contemporaneamente è possibile estendere la casistica della tipologia di trave composta per quanto riguarda i carichi ed i vincoli alle estremità.

A.2.4. COMPORTAMENTO DINAMICO

Il comportamento dinamico delle strutture composte, fra cui i solai misti, assume importanza fondamentale in relazione sia alle vibrazioni sotto carichi di esercizio, sia alla risposta sotto sollecitazioni sismiche. Girhammar [4] [5] propone un percorso di studio attraverso il quale è possibile definire le proprietà dinamiche delle travi composte con connessioni deformabili, ed in particolare la frequenza principale di vibrazione.
Lo studio di Girhammar è stato condotto con riferimento a vibrazioni libere e forzate, seguendo una procedura analitica che considera, per una trave composta a sezione costante, la generalità del carico e delle condizioni al contorno sui vincoli. Lo studio dinamico può quindi essere considerato parallelo allo studio statico presentato nel paragrafo precedente. Nel seguito si farà riferimento alle vibrazioni libere e alle frequenze fondamentali delle travi composte.

Si richiama anzitutto il comportamento dinamico di una trave ordinaria, costituita da un singolo componente. La trave sia ad asse rettilineo orientato secondo l'asse x, di materiale omogeneo con modulo di elasticità E, luce L, sezione costante di momento di inerzia J, massa m per unità di lunghezza. L'equazione della linea elastica della trave in regime di flessione retta (deformazione in un piano contenente uno degli assi principali d'inerzia della sezione trasversale) può essere espressa nella forma seguente:

$$EJ\,\frac{d^2w}{dx^2} = -M, \quad \frac{d^2M}{dx^2} = -q \quad \Rightarrow \quad EJ\frac{d^4w}{dx^4} = q \tag{81}$$

Per il principio di D'Alembert, la seconda legge della dinamica si può trasformare nell'equazione di equilibrio della massa introducendo la forza d'inerzia. Per lo studio della deformazione dinamica è' inoltre necessario il passaggio alle derivate parziali, in quanto lo spostamento w non è più funzione solo dello spazio x ma anche del tempo t: $w = w(x,t)$:

$$EJ\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} = q, \quad q = -\,m\frac{\partial^2 w}{\partial t^2} + p \quad \Rightarrow \quad EJ\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + \,m\frac{\partial^2 w}{\partial t^2} = p \tag{82}$$

dove p è un generico carico dinamico distribuito $p(x,t)$ che è nullo in caso di oscillazioni libere. Pertanto, le oscillazioni trasversali libere della trave ordinaria (a singolo componente) sono governate dalla seguente equazione differenziale:

$$EJ\,\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + m\frac{\partial^2 w}{\partial t^2} = 0 \tag{83}$$

In (83) si prescinde dallo smorzamento, che per le travi elastiche ha una limitata influenza sulla frequenza e sulla forma dei modi di oscillazione.
Nel caso delle vibrazioni stazionarie (tali sono le vibrazioni dove l'oscillazione non si propaga lungo x ed esistono dei punti detti 'nodi' che rimangono fissi, non subiscono cioè spostamenti nel tempo), la soluzione generale della (83) è data dalla seguente somma di funzioni ottenute tramite separazione delle variabili:

$$w(x,t) = \Phi(x) \cdot f(t) = \sum_n w_n(x,t) = \sum_n \Phi_n(x) \cdot f_n(t), \quad \text{con}: f_n(t) = \sin(\omega_n t + \varphi_n) \tag{84}$$

dove l'indice n indica l'n-esimo modo di vibrare, φ_n sono costanti dipendenti dalle condizioni iniziali (angoli di fase), le funzioni $\Phi_n(x)$ sono i modi principali di oscillazione trasversale e ω_n le corrispondenti pulsazioni. Derivando $w_n(x,t)$ due volte rispetto a t, si ha:

$$\frac{\partial^2 w_n}{\partial t^2} = -\omega_n^2 \Phi_n(x)\, sin(\omega_n t + \varphi_n) \tag{85}$$

e derivando quattro volte rispetto a x:

$$\frac{\partial^4 w_n}{\partial x^4} = \frac{d^4 \Phi_n}{dx^4}\, sin(\omega_n t + \varphi_n) \tag{86}$$

Sostituendo le (85) e (86) nella (83), ed eliminando il fattore comune $sin(\omega_n t + \varphi_n)$, si ottiene l'equazione che fornisce i modi principali di oscillazione:

$$EJ\, \frac{d^4 \Phi_n}{dx^4} - m\omega_n^2 \Phi_n = 0 \tag{87}$$

Ponendo:

$$k_n^4 = m\frac{\omega_n^2}{EJ} \qquad (\omega_n^2 = \frac{k_n^4 EJ}{m}) \tag{88}$$

la (87) assume la forma:

$$\frac{d^4 \Phi_n}{dx^4} - k_n^4 \Phi_n = 0 \tag{89}$$

che ammette come integrale generale:

$$\Phi_n(x) = c_1 \sin(k_n x) + c_2 \cos(k_n x) + c_3 \sinh(k_n x) + c_4 \cosh(k_n x) \tag{90}$$

Le condizioni ai limiti che consentono di determinare le costanti di integrazione $c_1, \dots, c_4$ e i coefficienti k_n sono quelle della statica, e cioè: per l'appoggio: $\Phi_n = 0$, $M = 0 \Rightarrow \Phi_n'' = 0$, per l'incastro: $\Phi_n = 0$, $\Phi_n' = 0$, per l'estremo libero: $M = 0 \Rightarrow \Phi_n'' = 0$, $V = 0 \Rightarrow \Phi_n''' = 0$.
Applicando le condizioni ai limiti e ricercando i valori di k_n che corrispondono a soluzioni non banali, si ricava con la (88) il valore della pulsazione ω_n dell'n-esimo modo di vibrare.
Posto:

$$k_n = \frac{\pi}{\mu_n L} \tag{91}$$

si ottengono i seguenti risultati per alcuni casi di vincolamento notevoli:

$$- \text{ doppio appoggio: } \mu_n = (n)^{-1}, \;\; \mu_1 = 1 \tag{92}$$

$$- \text{ incastro-appoggio: } \mu_n = (n + 1/4)^{-1}, \;\; \mu_1 = 0.8 \tag{93}$$

$$- \text{ doppio incastro: } \mu_n = (n + 1/2)^{-1}, \;\; \mu_1 = 0.667 \tag{94}$$

Si analizzi ora la trave composta, riprendendo l'equazione della linea elastica (27) con notazione esplicita per le derivate, e ricordando anche la definizione del parametro α data dalla (24):

$$\frac{d^6 w}{dx^6} - \alpha^2 \frac{d^4 w}{dx^4} = -\alpha^2 \frac{q}{EJ_\infty} + \frac{1}{EJ_0} \frac{d^2 q}{dx^2}, \quad \text{dove: } \alpha L = \sqrt{\frac{Kr^2}{EJ_0(1 - EJ_0/EJ_\infty)}} L \tag{95}$$

Come osservato per la trave ordinaria a singolo componente, nell'equazione del moto il carico q viene sostituito dalla forza d'inerzia più un eventuale carico dinamico, nullo nel caso delle oscillazioni libere. Poiché $w = w(x, t)$ si passa alle derivate parziali, e, con riferimento alle oscillazioni libere, si ha:

$$q = -m \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} \;\Rightarrow\; \frac{\partial^6 w}{\partial x^6} - \alpha^2 \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} = -\frac{\alpha^2}{EJ_\infty} \cdot \left(-m \frac{\partial^2 w}{\partial t^2}\right) + \frac{1}{EJ_0} \frac{\partial^2}{\partial x^2} \left(-m \frac{\partial^2 w}{\partial t^2}\right) \tag{96}$$

Pertanto, le oscillazioni trasversali libere della trave composta sono governate dalla seguente equazione differenziale:

$$\frac{\partial^6 w}{\partial x^6} - \alpha^2 \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + \frac{m}{EJ_0} \frac{\partial^4 w}{\partial t^2 \partial x^2} - \frac{\alpha^2 m}{EJ_\infty} \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} = 0 \tag{97}$$

Anche per questo caso valgono le (84) (85) (86). Sostituendo le (85) e (86) nella (97), ed eliminando il fattore comune $sin(\omega_n t + \varphi_n)$, si ottiene l'equazione che fornisce i modi principali di oscillazione:

$$\frac{d^6 \Phi_n}{dx^6} - \alpha^2 \frac{d^4 \Phi_n}{dx^4} - \omega_n^2 \frac{m}{EJ_0} \frac{d^2 \Phi_n}{dx^2} + \omega_n^2 \frac{\alpha^2 m}{EJ_\infty} \Phi_n = 0 \tag{98}$$

Anche la (98), come la (89), è un'equazione differenziale lineare a coefficienti costanti, ma di ordine superiore e la cui soluzione è data da:

$$\Phi_n = \sum_{i=1}^{6} c_i \, \mathrm{e}^{k_{i,n} x} \tag{99}$$

dove c_i sono costanti di integrazione, determinate dalle condizioni al contorno, e $k_{i,n}$ sono le radici dell'equazione caratteristica associata all'equazione differenziale:

$$\left(k_{i,n}^2\right)^3 - \ \alpha^2 \left(k_{i,n}^2\right)^2 - \omega_n^2 \frac{m}{EJ_0} k_{i,n}^2 + \omega_n^2 \frac{\alpha^2 m}{EJ_\infty} = 0 \tag{100}$$

La (100) è un'equazione cubica per la quale risulta: $k_{1,n}^2 < 0, k_{2,n}^2 > 0, k_{3,n}^2 > 0$, e le radici sono una immaginaria e due reali positive: $\pm i|k_{1,n}|, \pm k_{2,n}, \pm k_{3,n}$. L'integrale generale della (98) può essere espresso nella seguente forma:

$$\Phi_n(x) = c_1 \sin\left(|k_{1,n}|x\right) + c_2 \cos\left(|k_{1,n}|x\right) + c_3 \sinh\left(k_{2,n}x\right) + c_4 \cosh\left(k_{2,n}x\right) + c_5 \sinh\left(k_{3,n}x\right) + c_6 \cosh(k_{3,n}x) \tag{101}$$

avendo indicato con $|k_{1,n}|$ il valore assoluto della radice immaginaria $k_{1,n}$. La pulsazione ω_n dell'n-esimo modo di vibrare è un valore reale positivo, con $\omega_n^2 > 0$, e viene ricavata inserendo nel polinomio caratteristico la radice immaginaria $\pm i|k_{1,n}|$. La (100) diviene infatti:

$$-|k_{1,n}|^6 - \ \alpha^2 \ |k_{1n}|^4 + \omega_n^2 \left(\frac{m}{EJ_0} \left|k_{1,n}\right|^2 + \frac{\alpha^2 m}{EJ_\infty}\right) = 0 \tag{102}$$

da cui, omettendo per semplicità il valore assoluto e riferendosi quindi al valore reale dato dal modulo della radice immaginaria, si ottiene:

$$\omega_n^2 = \frac{{k_{1,n}}^6 + \alpha^2 {k_{1,n}}^4}{\frac{m}{EJ_0} {k_{1,n}}^2 + \frac{\alpha^2 m}{EJ_\infty}} \tag{103}$$

e definendo la pulsazione $\omega_{n,\infty}$ della trave composta con connessione infinitamente rigida e la pulsazione $\omega_{n,0}$ della trave composta con connessione nulla, con la formulazione (88) ricavata per trave a singolo componente, tenendo anche conto della (91):

$$\omega_{n,\infty}^2 = \frac{{k_{1,n,\infty}}^4 \, EJ_\infty}{m}, \quad \omega_{n,0}^2 = \frac{{k_{1,n,0}}^4 \, EJ_0}{m}, \quad \text{con: } k_{1,n,\infty} = k_{1,n,0} = \frac{\pi}{\mu_n L} \tag{104}$$

si ottiene infine:

$$\omega_n^2 = \frac{\omega_{n,\infty}^2 \frac{{k_{1,n}}^4}{{k_{1,n,\infty}}^4}}{1 + \frac{\frac{EJ_\infty}{EJ_0} - 1}{1 + \frac{\alpha^2}{{k_{1,n}}^2}}} = \frac{\omega_{n,0}^2 \frac{EJ_\infty}{EJ_0} \frac{{k_{1,n}}^4}{{k_{1,n,0}}^4}}{1 + \frac{\frac{EJ_\infty}{EJ_0} - 1}{1 + \frac{\alpha^2}{{k_{1,n}}^2}}} \tag{105}$$

La determinazione esatta della pulsazione ω_n dell'n-esimo modo di vibrare richiede una procedura numerica così organizzata:

(1) si assume un valore di ω_n di primo tentativo e si inserisce nella (100);
(2) si ricavano le radici $k_{1,n}, k_{2,n}, k_{3,n}$ e si sostituiscono nella (101);
(3) si applicano le condizioni al contorno ottenendo un sistema omogeneo di 6 equazioni nelle 6 variabili $c_1, \dots, c_6$. La soluzione non banale di questo sistema richiede che il determinante sia nullo; si controlla dunque se con i valori $k_{1,n}, k_{2,n}, k_{3,n}$ determinati al passo (2) il determinante si annulla.
(4) Se il determinante non è nullo, si modifica ω_n e si ripetono i passi (1)-(3) del procedimento iterativo.
(5) Raggiunta la precisione desiderata, resta definito il valore di $k_{1,n}$ e quindi, dalla (105), di ω_n.

Girhammar in [4] [5], dopo aver presentato la procedura per la soluzione esatta del problema dinamico, propone un metodo semplificato, in analogia con la soluzione del problema statico, attraverso la definizione di una rigidezza efficace che caratterizza la trave composta con connessione deformabile. Con analogia alla (104) è infatti possibile scrivere:

$$\omega_n^2 = \frac{{k_{1,n}}^4 \, EJ_{\text{eff}}}{m} \tag{106}$$

da cui:

$$\frac{\omega_n^2}{\omega_{n,\infty}^2} = \frac{{k_{1,n}}^4}{{k_{1,n,\infty}}^4} \, \frac{EJ_{\text{eff}}}{EJ_\infty} \tag{107}$$

Osservando la (105), la rigidezza efficace risulta così definita:

$$\frac{\omega_n^2}{\omega_{n,\infty}^2} = \frac{{k_{1,n}}^4}{{k_{1,n,\infty}}^4} \, \frac{EJ_{\text{eff}}}{EJ_\infty} = \frac{\dfrac{{k_{1,n}}^4}{{k_{1,n,\infty}}^4}}{1 + \dfrac{\dfrac{EJ_\infty}{EJ_0} - 1}{1 + \dfrac{\alpha^2}{{k_{1,n}}^2}}} \;\Rightarrow\; EJ_{\text{eff}} = \frac{EJ_\infty}{1 + \dfrac{\dfrac{EJ_\infty}{EJ_0} - 1}{1 + \dfrac{\alpha^2}{{k_{1,n}}^2}}} \tag{108}$$

Ponendo ora (vd. (104)):

$$k_{1,n} \approx k_{1,n,\infty} = k_{1,n,0} = \frac{\pi}{\mu_n L} \tag{109}$$

si ottiene la seguente espressione approssimata per la rigidezza efficace:

$$EJ_{\text{eff}} \approx \frac{EJ_\infty}{1 + \dfrac{\dfrac{EJ_\infty}{EJ_0} - 1}{1 + \dfrac{\alpha^2}{{k_{1,n,\infty}}^2}}} \tag{110}$$

ed in definitiva, dalla (106), l'espressione della pulsazione:

$$\omega_n^2 \approx \frac{{k_{1,n,\infty}}^4 \, EJ_{\text{eff}}}{m} \tag{111}$$

Sono così note le pulsazioni o equivalentemente le frequenze proprie della trave composta con connessione deformabile, ed in particolare la frequenza principale (per n=1). Nelle applicazioni pratiche, quindi, date le caratteristiche geometriche e sui materiali della trave composta, si calcolano le rigidezze della trave nell'ipotesi di connessione rigida e di connessione nulla, il parametro α, il valore di $k_{1n\infty} = \frac{\pi}{\mu_n L}$, con μ_n definito dalle (92)(93)(94): dalla (110) si ricava la rigidezza efficace e quindi dalla (111) la pulsazione propria.
Girhammar rileva che il procedimento approssimato consistente nella semplificazione introdotta con la (109) risulta equivalente alla soluzione esatta nel caso di vincolamento a doppio appoggio; l'approssimazione è invece meno buona per i casi di incastro-appoggio e doppio incastro, dove si registra un errore pari a circa il 10%.
Considerando i valori assunti dal parametro adimensionale αL per la maggior parte dei casi reali: $1 < \alpha L < 15$, Girhammar propone in [4] valori leggermente modificati per il coefficiente μ_1, relativo alla frequenza fondamentale e calcolato secondo le (93) e (94): 0.82 per l'incastro-appoggio (invece di 0.8), e 0.69 per il doppio incastro (invece di 0.667), riducendo l'errore del metodo approssimato rispetto a quello esatto a non oltre il 5%.

Nel software Aedes.SLC il metodo approssimato di Girhammar per il calcolo delle frequenze proprie della struttura mista viene applicato tenendo conto, per il modo principale, del correttivo citato per i casi di vincolamento incastro-appoggio e incastro-incastro.
Si osservi che nelle verifiche di sicurezza per i solai residenziali, i modi superiori vengono presi in considerazione nella verifica delle vibrazioni per il calcolo della velocità di risposta all'impulso unitario, ed in particolare, seguendo EC5, §7.3.3(2) e §7.3.3(5), si tiene conto del numero di modi che hanno frequenze fino a 40 Hz. Per il calcolo delle frequenze dei modi superiori ($n > 1$) il software Aedes.SLC fa riferimento alla formule approssimate corrispondenti alle (93) (94).
In ogni caso, Aedes.SLC controlla anche il numero di modi con frequenze fino a 40 Hz valutato in EC5 attraverso la formula (7.7) in §7.3.3(5), adottando, a favore di sicurezza, il massimo ottenuto fra l'applicazione delle relazioni di Girhammar e quella di EC5, e quindi il massimo valore di velocità di risposta da confrontare con il valore limite di EC5 fornito dalla (7.4) in §7.3.3(2):
$v \leq b^{(f_1 \zeta - 1)}$, con v espressa in $\mathrm{N/ms^2}$
dove b =120 secondo l'annesso nazionale italiano a EC5.

Osservazione 1: equivalenza della frequenza tra metodo di Girhammar ed Eurocodice 5 per solai con travi doppiamente appoggiate
La frequenza principale per un solaio rettangolare semplicemente appoggiato con travi di legno di luce L secondo (7.5) di §7.3.3(4) EC5, sostituendo la rigidezza flessionale della trave di legno con la rigidezza efficace del sistema composto, è espressa da:

$$f_1 = \frac{\pi}{2L^2}\sqrt{\frac{EJ_{\text{eff}}}{m}} \tag{112}$$

Tale relazione equivale alla frequenza ottenuta dalla pulsazione ω_1 ($f_1 = \frac{\omega_1}{2\pi}$) attraverso le relazioni (106),(109),(92). La frequenza definita dalla relazioni di Girhammar è quindi coerente anche con l'espressione proposta da EC5. Da tenere presente che EC5 specifica che la frequenza fondamentale del solaio dovrebbe soddisfare la condizione: $f_1 > 8$ Hz.

Osservazione 2: contributo della rigidezza trasversale
E' importante osservare che i solai costituiti da travi composte sono strutture bidimensionali, appartenenti al gruppo delle piastre ortotrope, che presentano modi di vibrare complessi, determinati dalla differente rigidezza nella direzione delle travi principali rispetto alla direzione ad esse trasversale. Nella tipologia ad orditura semplice, la rigidezza trasversale è fornita dalla soletta di calcestruzzo, come mostrato dall'immagine seguente, riferita all'accoppiamento acciaio-calcestruzzo ma illustrativa in generale del comportamento di tutti i solai composti fra i quali quindi anche il legno-calcestruzzo (con le travi in legno al posto dei profilati in acciaio).

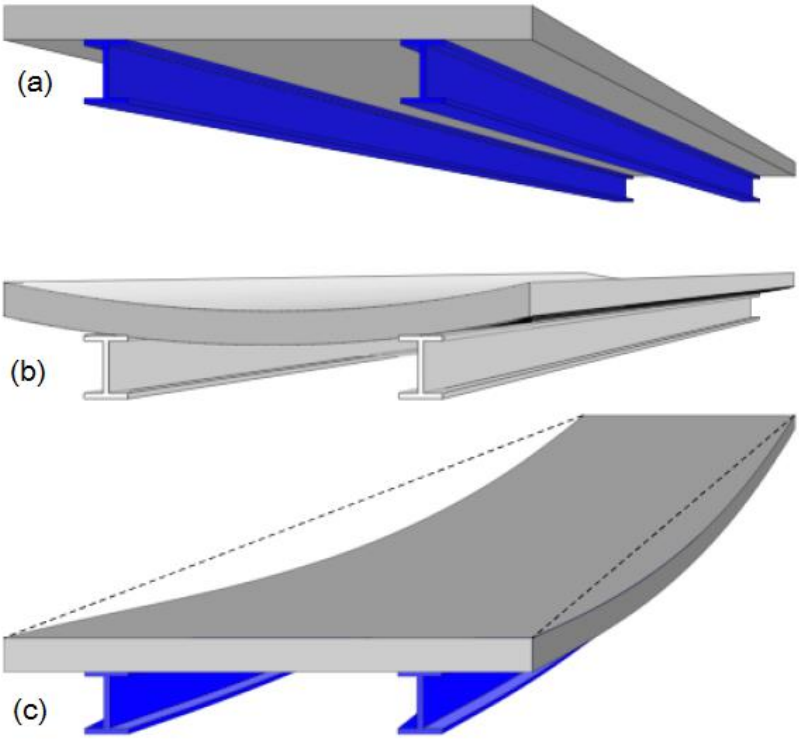


Fig. A.2.4-1. Decomposizione della forma modale nelle due direzioni principali del solaio composto (da [13])

Gli annessi nazionali a EC5 adottano, come l'Italia, la relazione (7.5) di §7.3.3(4) EC5 che considerando la rigidezza efficace assume la forma (112), eccetto Austria e Finlandia, che propongono un coefficiente correttivo per considerare l'influenza della rigidezza trasversale sulle frequenze proprie [12]. Peraltro, anche la Normativa tecnica italiana (§C.4.4.7 NTC18) per le verifiche alle vibrazioni raccomanda di tenere in conto la collaborazione laterale dipendente dalla rigidezza trasversale del solaio.
L'annesso ad EC5 dell'Austria specifica che la (112) può essere considerata nel caso che il solaio sia ancorato soltanto a due lati del perimetro, ossia quelli di vincolo delle travi principali, mentre nel caso che si sviluppi il comportamento a piastra ortotropa generato dal vincolamento lungo tutto il perimetro del solaio, la frequenza propria assume la seguente espressione:

$$f_1 = \frac{\pi}{2L^2}\sqrt{\frac{(EJ_{\text{eff}})_L}{\mu}}\sqrt{1+\left(\frac{L}{B}\right)^4\frac{(EJ)_B}{(EJ_{\text{eff}})_L}} \quad \text{(con vincolamento perimetrale)} \tag{113}$$

dove:
EJ_{eff} è la rigidezza nella direzione delle travi principali (in caso di sistema di connessione deformabile è la rigidezza efficace) riferita ad 1 m. (calcolata quindi dividendo EJ_{eff} per l'interasse delle travi principali);
μ è la massa per m^2, cioè per unità di area (si osservi che: $\frac{(EJ_{\text{eff}})_L}{\mu} = \frac{EJ_{\text{eff}}}{m}$, quindi la prima parte della (113): $\frac{\pi}{2L^2}\sqrt{\frac{(EJ_{\text{eff}})_L}{\mu}}$ coincide con la (112) e la seconda parte, ossia il fattore moltiplicativo: $\sqrt{1+\left(\frac{L}{B}\right)^4 \frac{(EJ)_B}{(EJ_{\text{eff}})_L}}$, è il coefficiente correttivo che tiene conto della rigidezza trasversale);
L è la luce della trave, o lunghezza del solaio (dimensione nella direzione della trave);
B è la larghezza globale del solaio (determinata dall'insieme delle travi con i loro interassi);
$(EJ)_B$ è la rigidezza trasversale del solaio per unità di lunghezza, cioè riferita ad 1 m. della sezione nella direzione trasversale. Nel caso di solai ad orditura semplice (pedice c=calcestruzzo):
$(EJ)_B = E_c b s^3/12$ con b =1.00 m
Nel caso di solai ad orditura doppia, si aggiunge la rigidezza per metro lineare dei travetti, fornita dalla loro sezione trasversale secondo l'espressione (pedice w = legno):
$\frac{E_w b_2 h_2^3}{12}/i_t$ con b_2, h_2 dimensioni della sezione del travetto e i_t interasse dei travetti.
Nel caso di connettori presenti anche nei travetti la rigidezza trasversale risulta incrementata: ai fini della verifica alle vibrazioni questo aspetto può essere trascurato a vantaggio di sicurezza.

L'annesso ad EC5 della Finlandia considera un coefficiente correttivo, e quindi una frequenza propria, maggiore rispetto alla norma dell'Austria:

$$f_1 = \frac{\pi}{2L^2}\sqrt{\frac{(EJ_{\text{eff}})_L}{\mu}}\sqrt{1+\left(2\left(\frac{L}{B}\right)^2+\left(\frac{L}{B}\right)^4\right)\frac{(EJ)_B}{(EJ_{\text{eff}})_L}} \tag{114}$$

ma eleva a 9 Hz il limite che il solaio dovrebbe soddisfare ($f_1 > 8$ Hz).
Aedes.SLC adotta la (113), coerente con la necessità di tenere conto della rigidezza trasversale ed il limite di frequenza del solaio pari a 8 Hz.

Osservazione 3. Moduli di elasticità per il calcolo delle frequenze proprie
Ai fini del calcolo delle frequenze proprie, seguendo §C4.4.7 NTC18, si deve adottare un valore di massa del solaio corrispondente alla combinazione di carico quasi-permanente: $G_1 + G_2 + \psi_2 Q_k$. I calcoli possono essere condotti sia utilizzando moduli di elasticità istantanei, sia tenendo conto dei coefficienti di viscosità: in questo secondo caso, ai moduli ridotti corrispondono frequenze più basse.

In sintesi
In definitiva, il comportamento dinamico della trave composta con connessione deformabile viene descritto mediante un procedimento approssimato basato sulla definizione di una rigidezza efficace, in modo analogo allo studio del comportamento statico; è opportuno osservare che la rigidezza efficace definita in àmbito statico si distingue dalla analoga in àmbito dinamico.
La teoria dinamica sviluppata da Girhammar in [4][5] si spinge fino al calcolo delle sollecitazioni e delle forme modali , prendendo anche in considerazione le oscillazioni forzate.
Ai fini applicativi del software Aedes.SLC, riguardanti la verifica delle vibrazioni ed il comportamento sismico sotto azioni impulsive, i parametri dinamici presi in considerazione si

limitano alle frequenze proprie. Le azioni sismiche impulsive verticali dovute alle variazioni di accelerazione (jerk) vengono tradotte in azioni statiche attraverso un'amplificazione della sollecitazione sismica coerente con i risultati degli studi recentemente condotti sul jerk verticale: per ulteriori approfondimenti si rimanda a §A.3.9.1.

A.3. CAPACITA' DEGLI ELEMENTI

In questo capitolo vengono anzitutto illustrate le relazioni che esprimono le capacità degli elementi costitutivi del sistema composto in legno-calcestruzzo (solaio misto) con connessione deformabile: la trave in legno, la soletta in calcestruzzo, i connettori. I parametri meccanici (moduli di elasticità) del legno e del calcestruzzo e la rigidezza dei connettori influiscono sul comportamento strutturale e quindi sulle caratteristiche di sollecitazione e di deformazione; le resistenze degli elementi determinano la soddisfazione o meno delle verifiche di sicurezza.
Le sollecitazioni dipendono ovviamente anche dai carichi e dai vincoli: il capitolo prosegue considerando i carichi e le loro combinazioni che devono essere considerate per le verifiche di sicurezza. Gli effetti della durata del carico, influenti per il comportamento a lungo termine, dipendono dalla viscosità dei materiali.

Le verifiche di resistenza, eseguite allo stato limite ultimo, si distinguono in flessione e taglio; lo sforzo normale è presente nel comportamento a pressoflessione / tensoflessione determinato nei due componenti (la trave in legno e la soletta in calcestruzzo) dallo scorrimento dovuto alla deformabilità del sistema di connessione; un ulteriore componente di sforzo assiale è presente nel caso delle coperture inclinate.
Per le verifiche di deformabilità viene fatto riferimento allo stato limite di esercizio.
Per quanto riguarda le vibrazioni dei solai, deve essere assicurato che le azioni in esercizio non producano vibrazioni tali da peggiorare la funzione della struttura o da causare un inaccettabile disturbo per gli utilizzatori. Secondo la Normativa vigente, deve essere valutata la freccia sotto l'azione di un carico concentrato e confrontata con i limiti previsti.
Per il comportamento della struttura sotto azioni sismiche, viene considerata l'accelerazione verticale eventualmente incrementata per tenere conto del contenuto impulsivo (jerk verticale).
La resistenza al fuoco completa lo studio di capacità della struttura in legno-calcestruzzo.

Per meglio comprendere le varie fasi di calcolo delle capacità e di verifica di sicurezza i contenuti di questo capitolo A.3. (Capacità degli elementi) e del successivo A.4. (Verifiche di sicurezza) vengono illustrati facendo riferimento, come linea-guida, ad un caso reale, ritenuto adeguatamente rappresentativo della casistica progettuale.

A.3.1. L'ESEMPIO UTILIZZATO COME LINEA-GUIDA

L'esempio utilizzato come linea-guida consiste in un solaio realizzato in legno-calcestruzzo con travi 200x240 mm. in legno conifera classe C24, connettori realizzati con barre di armatura ad aderenza migliorata con diametro Φ12, incollate nel legno tramite resina epossidica e annegate nella soletta di calcestruzzo di 40 mm., per un tratto pari a 20 mm.; per aumentare l'efficacia del connettore, le barre sono piegate all'estremità. L'orizzontamento è realizzato con orditura secondaria di travetti (di sezione 80x80 mm), con sovrastante assito di pianelle in cotto di spessore 35 mm. I travetti appoggiano per 40 mm. sull'estradosso della trave in legno, formando così nella sezione di calcestruzzo resistente un'anima di dimensioni 120x115 mm.

Il solaio è quindi con doppia orditura; i connettori sono presenti solo nelle travi principali.
In questa guida le verifiche strutturali sono riferite alla vita della struttura a calcestruzzo maturato, supponendo che le travi di legno siano puntellate in modo diffuso nella fase di getto (si rimanda ai paragrafi del capitolo B. riguardanti la descrizione delle funzionalità di Aedes.SLC per illustrare le

modalità con cui è possibile considerare fasi costruttive con puntellamenti assenti o concentrati).

SEZ.A-A : SEZIONE TRAVE (agli appoggi. In mezzeria: connettore singolo)

TRAVI sez. 200 x 240 mm., ad interasse 1250 mm.
Legno: Conifere e pioppo (EN 338) [CNR DT 206 R1/2018] [C24]
Luce libera: 4200 mm.
Connettori: #12, l = 265 mm.
Profondità di infissione = 120 mm.
Zone agli appoggi (l = 1050) : 2#12 / 150 mm.
Zona centrale (l = 2100) : 1#12 / 250 mm.

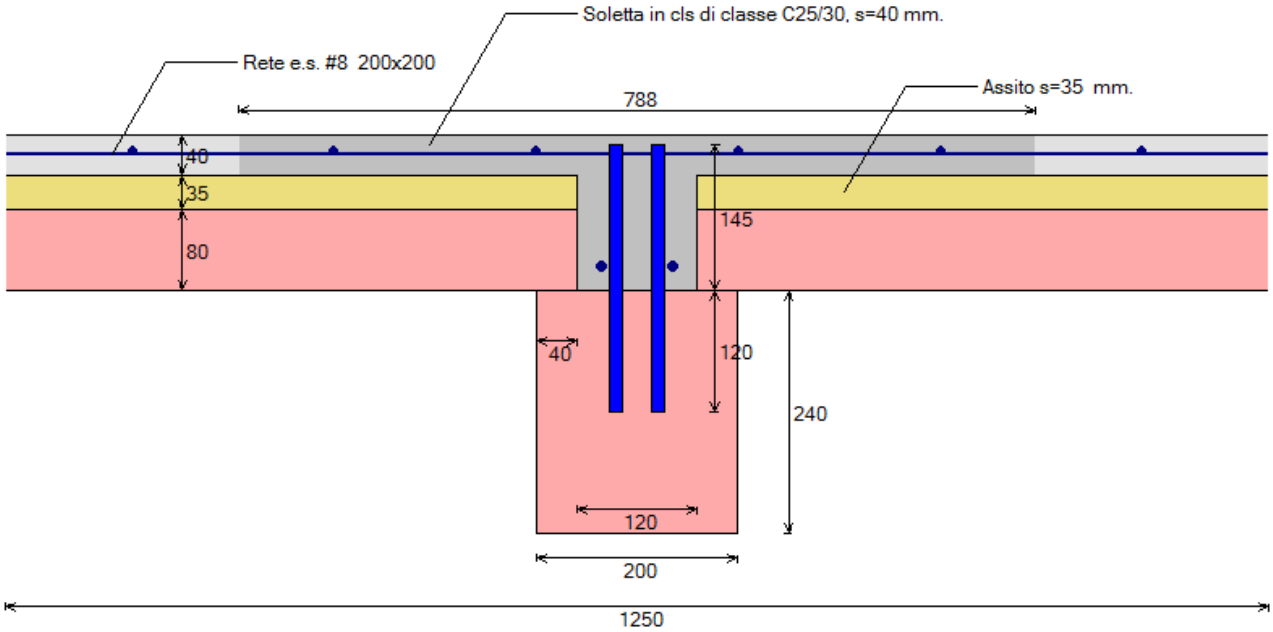


Fig. A.3.1-1.

SEZ.B-B : SEZIONE TRAVETTI (travetti senza connettori)

TRAVETTI sez. 80 x 80 mm., ad interasse 320 mm.
Legno: Conifere e pioppo (EN 338) [CNR DT 206 R1/2018] [C24]
Lunghezza: 1130 mm.

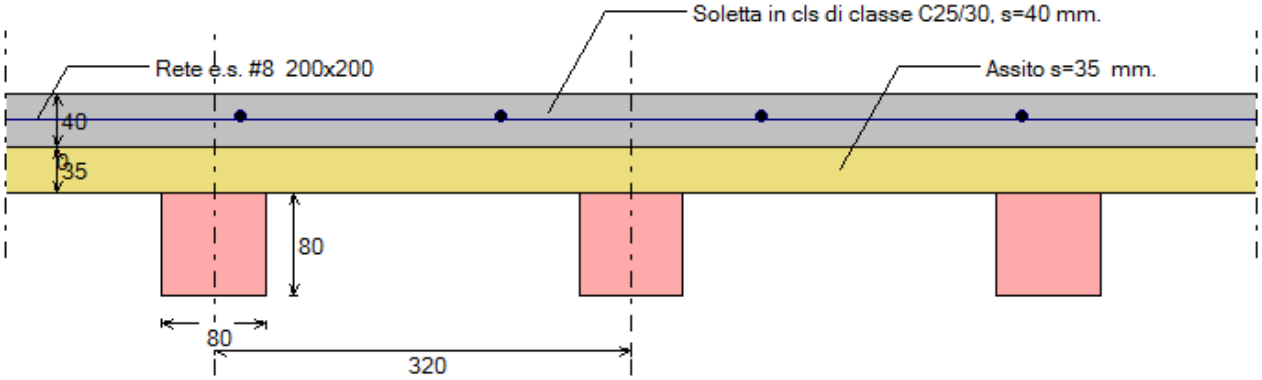


Fig. A.3.1-2.

SEZ.C-C : PROSPETTO TRAVE (sviluppo longitudinale)

TRAVI sez. 200 x 240 mm., ad interasse 1250 mm.
Legno: Conifere e pioppo (EN 338) [CNR DT 206 R1/2018] [C24]
Luce libera: 4200 mm.
Connettori: #12, l = 265 mm.
Profondità di infissione = 120 mm.
Zone agli appoggi (l = 1050) : 2#12 / 150 mm.
- lunghezza del tratto orizzontale di ancoraggio : 120 mm.
Zona centrale (l = 2100) : 1#12 / 250 mm.
- lunghezza del tratto orizzontale di ancoraggio : 120 mm.

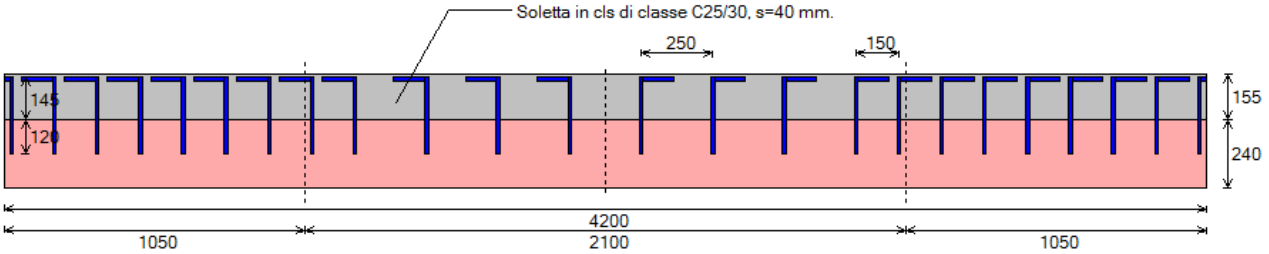


Fig. A.3.1-3.

SEZ.D-D : PROSPETTO TRAVETTI (sviluppo longitudinale)

TRAVETTI sez. 80 x 80 mm., ad interasse 320 mm.
Legno: Conifere e pioppo (EN 338) [CNR DT 206 R1/2018] [C24]
Lunghezza: 1130 mm.

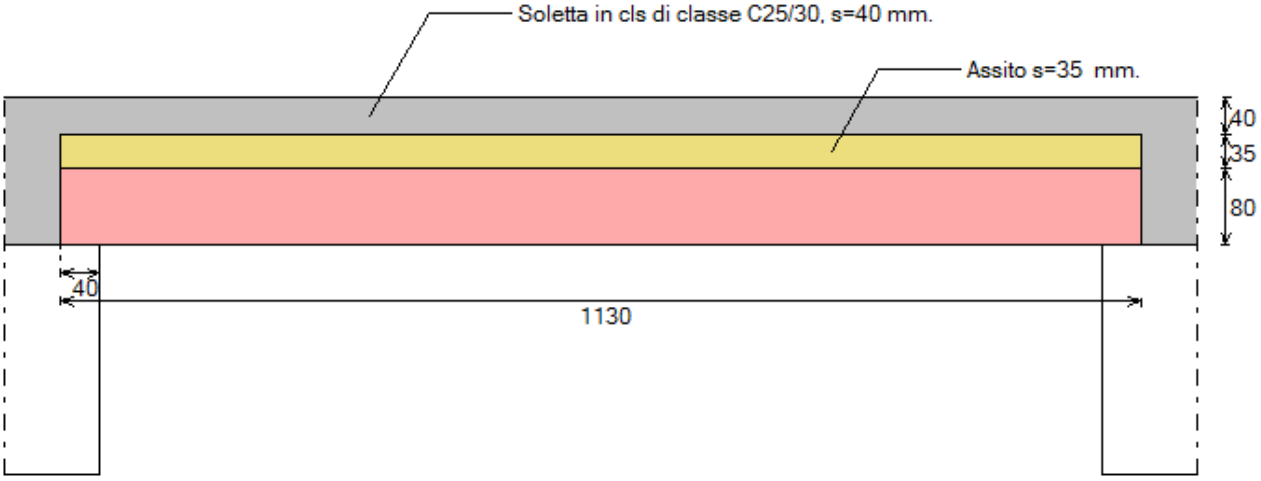


Fig. A.3.1-4.

Spessore soletta: s = 40 mm
Distanza tra soletta e trave (travetti + assito): t = 80+35 = 115 mm
Base della sezione della trave: b = 200 mm
Altezza della sezione della trave: h = 240 mm
Interasse tra le travi: i = 1250 mm
Luce teorica delle travi: l = 4.20 m = 4200 mm

Larghezza efficace della soletta (§4.3.2.3): $b_{eff} = 2 \cdot \beta\, b_e$
dove: $b_e = \min\{i/2, l/8\} = \min\{1250/2=625, 4200/8=525\} = 525$ mm
$\beta = (0.55 + 0.025\, l/b_e) = 0.55 + 0.025 \cdot 4200/525 = 0.75$
$\Rightarrow b_{eff} = 2 \cdot 0.75 \cdot 525 = 788$ mm

Diametro dei connettori: $\Phi = 12$ mm
Interasse dei connettori:
$s_{min} = 150$ mm agli appoggi (zone di lunghezza: l/4=4200/4=1050 mm)

s_{max}=250 mm in mezzeria (zona di lunghezza: l/2=2100 mm)
Profondità di infissione dei connettori nel legno: l_w = 120 mm (>=6 Φ= 72 mm)
Profondità di infissione dei connettori nel calcestruzzo: l_c = 30 mm (>=2.5 Φ = 30 mm)
Lunghezza dei connettori: $l_b = l_w + t + l_c$ = 120+115+30 = 265 mm

A.3.2. LEGNO

Classe di servizio: 1

Tab. 4.4.II - *Classi di servizio*

Classe di servizio 1	È caratterizzata da un'umidità del materiale in equilibrio con l'ambiente a una temperatura di 20 °C e un'umidità relativa dell'aria circostante che non superi il 65%, se non per poche settimane all'anno.
Classe di servizio 2	É caratterizzata da un'umidità del materiale in equilibrio con l'ambiente a una temperatura di 20 °C e un'umidità relativa dell'aria circostante che superi l'85% solo per poche settimane all'anno.
Classe di servizio 3	È caratterizzata da umidità più elevata di quella della classe di servizio 2.

Fig. A.3.2-1.

Legno conifera classe C24. Le resistenze caratteristiche sono rilevate da §17.1 DT206 (da cui si trae anche: massa volumica media: ρ_m = 420 kg/m^3):

Tabella A-1- Classi di resistenza secondo EN 338, per legno di conifere e di pioppo

Valori di resistenza modulo elastico e massa volumica		C14	C16	C18	C20	C22	C24	C27	C30	C35	C40	C45	C50
Resistenze [MPa]													
Flessione	$f_{m,k}$	14	16	18	20	22	24	27	30	35	40	45	50
Trazione parallela alla fibratura	$f_{t,0,k}$	7.2	8.5	10	11.5	13	14.5	16.5	19	22.5	26	30	33.5
Trazione perpendicolare alla fibratura	$f_{t,90,k}$	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4
Compressione parallela alla fibratura	$f_{c,0,k}$	16	17	18	19	20	21	22	24	25	27	29	30
Compressione perpendicolare alla fibratura	$f_{c,90,k}$	2.0	2.2	2.2	2.3	2.4	2.5	2.6	2.7	2.7	2.8	2.9	3.0
Taglio	$f_{v,k}$	3.0	3.2	3.4	3.6	3.8	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0
Modulo elastico [GPa]													
Modulo elastico medio parallelo alle fibre	$E_{0,mean}$	7	8	9	9.5	10	11	11.5	12	13	14	15	16
Modulo elastico caratteristico parallelo alle fibre	$E_{0,k}$	4.7	5.4	6.0	6.4	6.7	7.4	7.7	8.0	8.7	9.4	10.0	10.7
Modulo elastico medio perpendicolare alle fibre	$E_{90,mean}$	0.23	0.27	0.30	0.32	0.33	0.37	0.38	0.40	0.43	0.47	0.50	0.53
Modulo di taglio medio	G_{mean}	0.44	0.50	0.56	0.59	0.63	0.69	0.72	0.75	0.81	0.88	0.94	1.00
Massa volumica [kg/m^3]													
Massa volumica caratteristica	ρ_k	290	310	320	330	340	350	360	380	390	400	410	430
Massa volumica media	ρ_m	350	370	380	390	410	420	430	460	470	480	490	520

Fig. A.3.2-2.

Le resistenze di progetto vengono definite dalle relazioni proposte in §4.4.6, §4.4.7, §4.4.8.

Il valore di progetto X_d di una proprietà del materiale (o della resistenza di un collegamento) viene calcolato mediante la relazione:

$$X_d = \frac{k_{mod} X_k}{\gamma_M} \qquad [4.4.1]$$

dove:

X_k è il valore caratteristico della proprietà del materiale, come specificato al § 11.7, o della resistenza del collegamento. Il valore caratteristico X_k può anche essere determinato mediante prove sperimentali sulla base di prove svolte in condizioni definite dalle norme europee applicabili, come riportato nel paragrafo 11.7;

γ_M è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al materiale, i cui valori sono riportati nella Tab. 4.4.III;

k_{mod} è un coefficiente correttivo che tiene conto dell'effetto, sui parametri di resistenza, sia della durata del carico sia dell'umidità della struttura. I valori di k_{mod} sono forniti nella Tab. 4.4.IV.

Se una combinazione di carico comprende azioni appartenenti a differenti classi di durata del carico si dovrà scegliere un valore di k_{mod} che corrisponde all'azione di minor durata.

Il coefficiente γ_M è valutato secondo la colonna A della tabella 4.4.III. Si possono assumere i valori riportati nella colonna B della stessa tabella, per produzioni continuative di elementi o strutture, soggette a controllo continuativo del materiale dal quale risulti un coefficiente di variazione (rapporto tra scarto quadratico medio e valor medio) della resistenza non superiore al 15%. Le suddette produzioni devono essere inserite in un sistema di qualità di cui al § 11.7.

Tab. 4.4.III - *Coefficienti parziali γ_M per le proprietà dei materiali*

Stati limite ultimi	Colonna A γ_M	Colonna B γ_M
combinazioni fondamentali		
legno massiccio	1,50	1,45
legno lamellare incollato	1,45	1,35
pannelli di tavole incollate a strati incrociati	1,45	1,35
pannelli di particelle o di fibre	1,50	1,40
LVL, compensato, pannelli di scaglie orientate	1,40	1,30
unioni	1,50	1,40
combinazioni eccezionali	1,00	1,00

Per i materiali non compresi nella Tabella si potrà fare riferimento ai pertinenti valori riportati nei riferimenti tecnici di comprovata validità indicati nel Capitolo 12, nel rispetto dei livelli di sicurezza delle presenti norme.

Fig. A.3.2-3.

Tab. 4.4.IV - *Valori di k_{mod} per legno e prodotti strutturali a base di legno*

Materiale	Riferimento		Classe di servizio	Classe di durata del carico: Permanente	Lunga	Media	Breve	Istantanea
Legno massiccio	UNI EN 14081-1		1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
Legno lamellare incollato (*)	UNI EN 14080		2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
LVL	UNI EN 14374, UNI EN 14279		3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90
Compensato	UNI EN 636:2015		1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
			2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
			3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90
Pannello di scaglie orientate (OSB)	UNI EN 300:2006	OSB/2	1	0,30	0,45	0,65	0,85	1,10
		OSB/3 –	1	0,40	0,50	0,70	0,90	1,10
		OSB/4	2	0,30	0,40	0,55	0,70	0,90
Pannello di particelle (truciolare)	UNI EN 312 :2010	Parti 4, 5	1	0,30	0,45	0,65	0,85	1,10
		Parte 5	2	0,20	0,30	0,45	0,60	0,80
		Parti 6, 7	1	0,40	0,50	0,70	0,90	1,10
		Parte 7	2	0,30	0,40	0,55	0,70	0,90
Pannello di fibre, pannelli duri	UNI EN 622-2:2005	HB.LA, HB.HLA 1 o 2	1	0,30	0,45	0,65	0,85	1,10
		HB.HLA 1 o 2	2	0,20	0,30	0,45	0,60	0,80
Pannello di fibre, pannelli semiduri	UNI EN 622-3:2005	MBH.LA1 o 2	1	0,20	0,40	0,60	0,80	1,10
		MBH.HLS1 o 2	1	0,20	0,40	0,60	0,80	1,10
			2	-	-	-	0,45	0,80
Pannello di fibra di legno, ottenuto per via secca (MDF)	UNI EN 622-5:2010	MDF.LA, MDF.HLS	1	0,20	0,40	0,60	0,80	1,10
		MDF.HLS	2	-	-	-	0,45	0,80

Fig. A.3.2-4.

Il coefficiente parziale per le proprietà dei materiali viene valutato secondo la colonna A: γ_M = 1.5.

Le **classi di durata del carico** da considerare sono due·:
1) permanente (per combinazioni di carico comprendenti i soli permanenti): k_{mod} = 0.6
2) media durata (per combinazioni di carico comprendenti tutti i carichi, permanenti e variabili): k_{mod} = 0.8
3) istantanea (per combinazione di carico sismica): k_{mod} = 1.1

Le **resistenze di progetto** si distinguono fra i tre casi di classi di durata del carico:
(trazione e compressione: parallele alla fibratura)
1) permanente: k_{mod} / γ_M = 0.6/1.5 = 0.4
da cui:
resistenza a flessione di progetto : f_{md} = 24·0.4 = 9.60 N/mm^2
resistenza a trazione di progetto: f_{td} = 14.5·0.4 = 5.80 N/mm^2
resistenza a compressione di progetto: f_{cd} = 21·0.4 = 8.40 N/mm^2
resistenza a taglio di progetto: f_{vd} = 4.0·0.4 = 1.60 N/mm^2
2) media durata: k_{mod} / γ_M = 0.8/1.5 = 0.533
da cui:
resistenza a flessione di progetto : f_{md} = 24·0.533 = 12.79 N/mm^2
resistenza a trazione di progetto: f_{td} = 14.5·0.533 = 7.73 N/mm^2
resistenza a compressione di progetto: f_{cd} = 21·0.533 = 11.20 N/mm^2
resistenza a taglio di progetto: f_{vd} = 4.0·0.533 = 2.13 N/mm^2
3) istantanea: k_{mod} / γ_M = 1.1/1.5 = 0.733
da cui:
resistenza a flessione di progetto : f_{md} = 24·0.733 = 17.59 N/mm^2
resistenza a trazione di progetto: f_{td} = 14.5·0.733 = 10.63 N/mm^2
resistenza a compressione di progetto: f_{cd} = 21·0.733 = 15.39 N/mm^2
resistenza a taglio di progetto: f_{vd} = 4.0·0.733 = 2.93 N/mm^2

Alle resistenze di progetto a flessione (f_{md}) e a trazione (f_{td}) è possibile applicare il coefficiente moltiplicativo per l'effetto altezza k_h calcolato in base alla natura del legno, massiccio o lamellare, e alle dimensioni della sezione, secondo le indicazioni normative in §11.7.1.1 di NTC18 e §4.2.1 di DT206:
Per elementi in legno massiccio, se h è minore di 150 mm.:
$k_h = \min \{(150/h)^{0.2} ; 1.3\}$.
Per elementi in legno lamellare, la formulazione del coefficiente correttivo è analoga, ma con riferimento ad un'altezza di sezione inflessa < 600 mm (invece di 150):
$k_h = \min \{(600/h)^{0.1} ; 1.1\}$.
Nel caso in esame si ha (legno massiccio):
• trave: altezza della sezione: 240 > 150 mm e quindi k_h = 1.000;
• travetto: altezza della sezione: 80 < 150 mm e quindi:
$k_h = \min \{(150/80)^{0.2}; 1.3\} = \min\{1.134; 1.3\} = 1.134$.

Moduli elastici:
modulo elastico medio parallelo alle fibre:
$E_{0,mean}$ = 11 GPa = 11000 N/mm^2, valore da assumere per verifiche a tempo 0;
modulo di taglio medio:
$G_{,mean}$ = 0.69 GPa = 690 N/mm^2, valore da assumere per verifiche a tempo 0.

Considerando i vari tipi di sollecitazione che possono interessare la sezione trasversale degli

elementi in legno dei solai, si riepilogano in sintesi (testo tratto dal D.M.17.1.2018) le relazioni di verifica riguardanti: flessione retta (travi orizzontali in solo legno); tensoflessione (travi orizzontali accoppiate con calcestruzzo); pressoflessione (travi inclinate); flessione deviata (travi di copertura ad asse orizzontale ma a sezione inclinata); taglio (la pressoflessione del legno può manifestarsi anche in travi orizzontali accoppiate con calcestruzzo, nelle sezioni di momento negativo presente in caso di vincoli alle estremità di incastro o semincastro).

4.4.8.1.6 Flessione

Devono essere soddisfatte entrambe le condizioni seguenti:

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \qquad [4.4.5a]$$

$$k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \qquad [4.4.5b]$$

dove:

$\sigma_{m,y,d}$ e $\sigma_{m,z,d}$ sono le tensioni di progetto massime per flessione rispettivamente nei piani xz e xy determinate assumendo una distribuzione elastico lineare delle tensioni sulla sezione (vedi Fig. 4.4.1);

$f_{m,y,d}$ e $f_{m,z,d}$ sono le corrispondenti resistenze di progetto a flessione(formula 4.4.1), determinate tenendo conto anche delle dimensioni della sezione trasversale mediante il coefficiente k_h, come definito al § 11.7.1.1.

I valori da adottare per il coefficiente k_m, che tiene conto convenzionalmente della ridistribuzione delle tensioni e della disomogeneità del materiale nella sezione trasversale, sono:

- $k_m = 0{,}7$ per sezioni trasversali rettangolari;
- $k_m = 1{,}0$ per altre sezioni trasversali.

Deve essere inoltre effettuata la verifica di stabilità per elementi inflessi (svergolamento o instabilità flesso-torsionale), come definita al § 4.4.8.2.1.

4.4.8.1.7 Tensoflessione

Nel caso di sforzo normale di trazione accompagnato da sollecitazioni di flessione attorno ai due assi principali dell'elemento strutturale, devono essere soddisfatte entrambe le seguenti condizioni:

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \qquad [4.4.6a]$$

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \qquad [4.4.6b]$$

I valori di k_m da utilizzare sono quelli riportati al § 4.4.8.1.6.

Deve essere inoltre effettuata la verifica di stabilità per elementi inflessi (svergolamento o instabilità flesso-torsionale), come definita al § 4.4.8.2.1.

4.4.8.1.8 Pressoflessione

Nel caso di sforzo normale di compressione accompagnato da sollecitazioni di flessione attorno ai due assi principali dell'elemento strutturale, devono essere soddisfatte entrambe le seguenti condizioni:

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}}\right)^2 + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \qquad [4.4.7a]$$

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}}\right)^2 + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \qquad [4.4.7b]$$

I valori di k_m da utilizzare sono quelli riportati al precedente § 4.4.8.1.6.

Devono essere inoltre effettuate le verifiche di stabilità, come definite al § 4.4.8.2.

4.4.8.1.9 Taglio

Deve essere soddisfatta la condizione:

$$\tau_d \leq f_{v,d}, \qquad [4.4.8]$$

dove:

τ_d è la massima tensione tangenziale di progetto, valutata secondo la teoria di Jourawski, **considerando una larghezza di trave opportunamente ridotta per la presenza di eventuali fessurazioni**;

$f_{v,d}$ è la corrispondente resistenza di progetto a taglio (formula 4.4.1).

A.3.3. CALCESTRUZZO

Classe di resistenza (§4.1): C25/30: f_{ck} = 25 N/mm^2, R_{ck} = 30 N/mm^2

Resistenza di progetto a compressione (§4.1.2.1.1.1):
$\alpha_{cc}\ f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \cdot 25 / 1.5 = 14.17$ N/mm^2
da ridurre trattandosi di soletta con spessore < 50 mm:
$\mathbf{f_{cd}} = 0.80 \cdot 14.17 = 11.33$ N/mm^2

Resistenza a trazione (§11.2.10.2):
$f_{ctm} = 0.30\ f_{ck}^{2/3} = 0.30 \cdot 25^{2/3} = 2.56$ N/mm^2
Resistenza caratteristica a trazione:
$f_{ctk} = 0.7\ f_{ctm} = 0.7 \cdot 2.56 = 1.80$ N/mm^2
Resistenza di progetto a trazione (§4.1.2.1.1.2):
$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.80 / 1.5 = 1.20$ N/mm^2
da ridurre trattandosi di soletta con spessore < 50 mm:
$\mathbf{f_{ctd}} = 0.80 \cdot 1.20 = 0.96$ N/mm^2

Valore medio della resistenza cilindrica (§11.2.10.1):
$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 33$ N/mm^2
Modulo elastico (§11.2.10.3): $E_{cm} = 22000\ [f_{cm} / 10]^{0.3}$ N/mm^2, e quindi:
$\mathbf{E_{cm}} = 22000 \cdot 3.3^{0.3} = 31476$ N/mm^2

Se il calcestruzzo fosse di tipo alleggerito, i parametri meccanici subirebbero le seguenti modifiche (§C4.1.12):
f_{ctm}: si applica il coefficiente η_1=0.40+0.60 ρ/2200
f_{ctd}: si applica il coefficiente 0.85
E_{cm}: si applica il coefficiente $\eta_2=(\rho/2200)^2$
ρ = valore limite superiore della massa per unità di volume, definito dalla classe di massa cui il calcestruzzo appartiene.

A.3.4. SISTEMA DI CONNESSIONE

Come sistema di connessione si utilizzano barre di armatura ad aderenza migliorata con diametro Φ12 mm, di tipo B450C (§11.3.2.1) caratterizzato dai seguenti valori di resistenza:
resistenza caratteristica allo snervamento: f_{yk} = 450 N/mm^2
resistenza caratteristica a rottura: f_{uk} = 540 N/mm^2

Come già illustrato, per l'esempio di riferimento si hanno le seguenti profondità di infissione:
nel legno: l_w = 120 mm (>=6 Φ= 72 mm)
nel calcestruzzo: l_c = 30 mm (>=2.5 Φ = 30 mm)
che rispettano le indicazioni normative (fig. A.3.4-1).
La lunghezza dei connettori risulta: $l_b = l_w + t + l_c$ = 120+115+30 = 265 mm
dove t=115 mm è uno spessore formato dall'altezza di 80 mm. dei travetti dovuti alla doppia orditura e dai 35 mm. di spessore dell'assito.

8.7.2 - Resistenza e deformabilità di connessioni con spinotti

Per connessioni realizzate con spinotti a gambo cilindrico ed in presenza di distacco t tra gli elementi (Figura 8-27) con $t \geq 0$, devono essere verificate le seguenti condizioni di minimo:

$$L_w \geq 6d$$
$$L_c \geq 2.5d \qquad (8.72)$$

dove:

- L_w è la lunghezza di affondamento dello spinotto nell'elemento in legno;
- L_c è la lunghezza di affondamento dello spinotto nel calcestruzzo;
- d è il diametro del connettore.

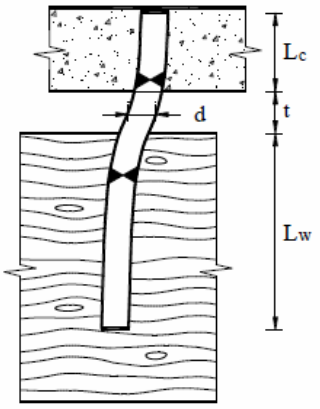


Figura 8-27- Connessione realizzata con spinotti a gambo cilindrico

Fig. A.3.4-1. Profondità di infissione dei connettori [N.3]

Nell'esempio considerato, la disposizione dei connettori lungo la trave varia dagli appoggi (dove l'interasse è pari a s_{min}=150 mm; zone di lunghezza: l/4=4200/4=1050 mm) alla mezzeria (interasse s_{max}=250 mm; zona di lunghezza: l/2=2100 mm). Pertanto, per la determinazione dei parametri rappresentativi del sistema di connessione si fa riferimento ad un interasse efficace (=interasse equivalente s_{eq}) (fig. A.3.4-2.):

s_{eq} = 0.75 s_{min} + 0.25 s_{max} = 0.75·150 + 0.25·250 = 175 mm

7.6.3.1 - Travi composte con connessioni meccaniche

Nel caso di travi aventi la sezione trasversale composta da più parti (anche di materiali diversi dal legno) unite mediante connettori meccanici, occorre tener conto dello scorrimento nelle unioni ai fini della determinazione delle tensioni nelle varie parti nonché per la valutazione delle deformazioni della trave. A tal fine si può fare riferimento al metodo approssimato (metodo γ) riportato in Appendice E.

Se i connettori non sono disposti a passo costante lungo l'asse della trave, ma tale passo varia tra un minimo s_{min} (in corrispondenza della zona dove il taglio sollecitante l'interfaccia è massimo) ed un massimo s_{max}(in corrispondenza della zona dove il taglio sollecitante l'interfaccia è minimo), nei calcoli si può utilizzare un passo equivalente s_{eq} pari a:

$$s_{eq} = 0.75\, s_{min} + 0.25\, s_{max} \qquad (7.50)$$

con $s_{max} \leq 4 s_{min}$.

Il tratto nel quale i connettori sono disposti con passo s_{min} deve essere almeno pari a $0.25l$.

Fig. A.3.4-2. Interasse dei connettori [N.3]

Controllo sugli interassi: s_{max} <= 4 s_{min}, infatti: 250 <= 150·4=600 mm

Il tratto nel quale i connettori sono disposti con passo s_{min}=150 mm risulta >= 0.25·4200 = 1050 mm.

Le caratteristiche di **rigidezza** del sistema di connessione si determinano attraverso le formulazioni riportate in §8.6 DT206.

Tabella 8-14-Valori di K_{ser} (N/mm) in unioni legno-legno, per singolo elemento di collegamento e per piano di taglio, in funzione del diametro dell'elemento (d, espresso in mm) e del valor medio della massa volumica del legno (ρ_m, espresso in kg/m^3)

Tipo di connettore	Unioni legno-legno, legno-pannello
Spinotti, bulloni calibrati*, viti, chiodi con preforatura	$\rho_m^{1.5} \cdot \frac{d}{23}$
Chiodi (senza preforatura)	$\rho_m^{1.5} \cdot \frac{d^{0.8}}{30}$
Cambrette e graffe	$\rho_m^{1.5} \cdot \frac{d^{0.8}}{80}$
Anelli (tipo A secondo EN 912) Caviglie (tipo B secondo EN 912)	$\rho_m \cdot \frac{d_c}{2}$
Piastre dentate singole (tipo C1-C9 secondo EN 912)	$1.5\rho_m \cdot \frac{d_c}{4}$
Piastre dentate doppie (tipo C10 e C11 secondo EN 912)	$\rho_m \cdot \frac{d_c}{2}$

* La deformazione dovuta ai giochi meccanici deve essere assegnata separatamente (comunque con valore non inferiore a 1mm)

Fig. A.3.4-5.

In particolare, nel caso di unioni con spinotti e bulloni calibrati, la rigidezza della connessione per gli stati limite di servizio (stati limite di esercizio: SLE) K_{ser} viene determinata attraverso la formula:

$K_{ser} = \rho_m^{1.5} \cdot d/23 = 420^{1.5} \cdot 12/23 = 4491$ N/mm

Nel caso di unioni legno-calcestruzzo tale valore viene raddoppiato (§8.6 DT206):
$K_{ser} = 2 \cdot 4491 = 8982$ N/mm

Per il calcolo allo stato limite ultimo SLU, viene utilizzato un valore ridotto, conformemente a §2.2.2 EC5:

2.2.2 Ultimate limit states

(2) The slip modulus of a connection for the ultimate limit state, K_u, should be taken as:

$$K_u = \frac{2}{3} K_{ser} \qquad (2.1)$$

where K_{ser} is the slip modulus, see 2.2.3(3)P

$K_u = 2/3\ K_{ser} = 2/3 \cdot 8982 = 5988$ N/mm

I valori di K_{ser} (K per SLE) e K_u (K per SLU) qui definiti sono da riferirsi alle verifiche al tempo 0: gli effetti della viscosità sono trattati in §A.3.6 (e in particolare, per la connessione: §A.3.6.3).

La **resistenza caratteristica a taglio** della connessione si determina tramite le formulazioni per le unioni legno-acciaio ad un piano di taglio con piastra spessa (§8.3.7.1.3,(8.13) in DT206), con contributo nullo - a vantaggio di sicurezza - dell'effetto tirante: $F_{ax,Rk}/4 = 0$):

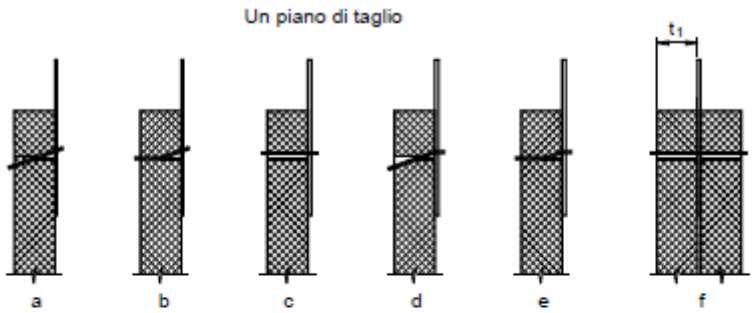


Figura 8-13- Modi di rottura per unioni acciaio-legno

$$F_{v,Rk} = \min \begin{cases} f_{h,k} t_1 d & \text{(c)} \\ f_{h,k} t_1 d \left[\sqrt{2 + \dfrac{4 M_{y,k}}{f_{h,k} d t_1^2}} - 1 \right] + \dfrac{F_{ax,Rk}}{4} & \text{(d)} \\ 2.3 \sqrt{M_{y,k} f_{h,k} d} + \dfrac{F_{ax,Rk}}{4} & \text{(e)} \end{cases} \quad (8.13)$$

Fig. A.3.4-6.

dove:
$F_{v,Rk}$ = resistenza caratteristica a taglio della connessione

f_{hk} = resistenza caratteristica al rifollamento, che può essere determinata attraverso la seguente espressione (§8.3.7.4.1.2 DT206):

$$f_{h,k} = 0.082\,(1 - 0.01 d)\,\rho_k \quad [\text{N/mm}^2]$$

dove:
- ρ_k è il valore caratteristico della massa volumica del legno, espressoin kg/m^3;
- d è il diametro del chiodo, espresso in mm;

f_{hk} = 0.082 · (1 - 0.01·12) · 350 = 25.26 N/mm^2
t_1 = l_w = 120 mm, d = 12 mm
M_{yk} = valore caratteristico del momento di snervamento:

$$M_{yk} = \zeta f_{uk} W_{pl,b} \quad (8.17)$$

dove:
- $f_{u,k}$ è il valore caratteristico della resistenza ultima a trazione dell'acciaio;
- $\zeta = (d_o/d)^{0.4} \leq 1$ è il fattore riduttivo del momento plastico, che tiene conto dell'effettivo comportamento allo stato limite ultimo del connettore, essendo $d_o$un diametro convenzionale di riferimento pari a 4.35 mm. ed il diametro del chiodo, espresso in mm;
- $W_{pl,b} = d^3/6$ è il modulo di resistenza plastico per chiodi a gambo cilindrico;
- $W_{pl,b} = d^3/4$ è il modulo di resistenza plastico per chiodi a gambo quadro o scanalato.

M_{yk} = $(4.35/12)^{0.4}$ · 540 · $12^3/6$ = 103636 Nmm

e pertanto:

$F_{v,Rk}$ = min {(c),(d),(e)} (cfr. fig. A.2.11), dove:
(c) = 25.26 · 120 · 12 = 36374 N
(d) = 36374 · [√(2 + 4·103636/25.26/12/120^2) - 1] = 16274 N
(e) = 2.3 · √(103636 · 25.26 · 12) = 12891 N
⇒ $F_{v,Rk}$ = 12891 N

Il valore di progetto della resistenza a taglio della connessione è quindi dato da:
$F_{v,Rd} = k_{mod} \cdot F_{v,Rk} / \gamma_M = k_{mod} \cdot 12891/1.5 = k_{mod} \cdot 8594$ N
e quindi, per i tre valori di riferimento di k_{mod}, relativi rispettivamente ai carichi permanente, di media durata ed istantaneo:
$k_{mod} = 0.6 \Rightarrow F_{v,Rd} = 5156$ N
$k_{mod} = 0.8 \Rightarrow F_{v,Rd} = 6875$ N
$k_{mod} = 1.1 \Rightarrow F_{v,Rd} = 9453$ N

A.3.5. CARICHI

Carichi permanenti G_1 (peso proprio delle strutture): seguendo Tab.2.6.I NTC18, per i carichi permanenti non strutturali compiutamente definiti si adottano gli stessi coefficienti validi per i carichi permanenti strutturali. Pertanto, in G_1 si conglobano i pesi propri delle strutture portanti (travi in legno e sezione in cls: anima + soletta, e il peso dell'assito in pianelle):
assito in pianelle = 15 kN/m^3 · 0.035 m = 0.53 kN/m^2
peso proprio travi in legno principali: 0.20·0.24·4.2 · (1.00 / 1.25) = 0.16 kN/m^2
(alla massa volumica media 420 kg/m^3 corrisponde il peso specifico: 4.2 kN/m^3)
peso proprio orditura in legno secondaria (travetti): 0.08·0.08·4.2 · (1.00 / 0.32) = 0.08 kN/m^2
peso proprio sezione di calcestruzzo: (0.04 + 0.120·0.115·(1.00 / 1.25)) · 25 = 1.28 kN/m^2
e quindi: G_1 = 0.53 + 0.16 + 0.08 + 1.28 = 2.05 kN/m^2
Per SLU: γ_{G1}= 1.3

Carichi permanenti non strutturali G_2:
sottofondo = 0.55 kN/m^2, pavimentazione = 0.15 kN/m^2, tramezzi = 1.00 kN/m^2
e quindi: G_2 = 0.55 + 0.15 + 1.00 = 1.70 kN/m^2
Per SLU: γ_{G2}= 1.5

Carichi variabili Q_k: ambiente ad uso residenziale:
Q_k = 2.00 kN/m^2
ψ_2 = 0.3
Per SLU: γ_Q= 1.5

A.3.5.1. COMBINAZIONE DELLE AZIONI

In analisi statica, per la combinazione delle azioni si fa riferimento a §2.5.3 di NTC18.

Stato limite ultimo (SLU) (Verifiche di resistenza)
Si considerano 2 combinazioni di carico:
(1) comprendente tutti i carichi (→ k_{mod} = 0.8) (media durata);
(2) con i soli carichi permanenti (→ k_{mod} = 0.6) (lunga durata).

Poiché alle due combinazioni competono coefficienti k_{mod} diversi (che tengono appunto conto, oltre all'umidità degli elementi, degli effetti della durata del carico sui parametri di resistenza), anche se la combinazione (2) genera a priori sollecitazioni inferiori alla (1), la resistenza è inferiore e quindi non è possibile conoscere a priori quale sia la combinazione più sfavorevole. Pertanto, ai fini delle verifiche di resistenza (SLU) le due combinazioni di carico verranno processate entrambe.

Le due combinazioni sono del tipo 'fondamentale' (§2.5.3) (i = interasse travi principali):
(1) $q_{d,(1),SLU} = (\gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_Q \cdot Q_k) \cdot i = (1.3 \cdot 2.05 + 1.5 \cdot 1.70 + 1.5 \cdot 2.00) \cdot 1.25 = 10.27$ kN/m
(2) $q_{d,(2),SLU} = (\gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2) \cdot i = (1.3 \cdot 2.05 + 1.5 \cdot 1.70) \cdot 1.25 = 6.52$ kN/m
da processare entrambe sia per le verifiche **a tempo 0**, sia per le verifiche **a tempo ∞**.
Lo svolgimento di verifiche a tempo 0 e a tempo ∞ dipende dal fatto che sia il legno sia il calcestruzzo sono soggetti a fenomeni viscosi, che determinano una modifica significativa sul comportamento statico della struttura composta (per la viscosità dei materiali vd. §A.3.6).
Nelle **verifiche a tempo 0** si utilizzano per i moduli elastici il valore medio per il legno (§17.1 DT206) e il valore istantaneo del calcestruzzo (§11.2.10.3 NTC18).
Nelle **verifiche a tempo ∞** si utilizzano caratteristiche elastiche ridotte per considerare la viscosità del calcestruzzo, del legno e della connessione [16],§5.5.5.4: le caratteristiche elastiche vengono ridotte utilizzando i coefficienti di viscosità. Per la combinazione (1), comprendente tutti i carichi, permanenti e variabili, i valori di calcolo si ottengono dalla media delle caratteristiche elastiche intere e ridotte pesata in funzione della durata del carico (vd. §A.4.1.1.2), dal momento che compare il carico variabile per il quale il coefficiente ψ_2 indica la quota parte quasi-permanente.
Per la combinazione (2), con soli carichi permanenti, i valori di calcolo si ottengono direttamente riducendo i moduli elastici con i corrispondenti coefficienti di viscosità.

Stato limite di esercizio (SLE) (Verifiche di deformabilità)
Secondo §7.5.1 DT206 (cfr. anche par A.3.7), si deve valutare sia lo spostamento istantaneo sia lo spostamento a lungo termine, somma di quello istantaneo e di quello differito dovuto agli effetti viscosi.

Lo **spostamento istantaneo** per la verifica a **tempo t=0** viene calcolato con riferimento **alla combinazione di carico rara**: $G_1 + G_2 + Q_k$
$\Rightarrow q_{SLE,0} = (G_1 + G_2 + Q_k) \cdot i = (2.05+1.70+2.00) \cdot 1.25 = 7.19$ kN/m

Lo **spostamento finale** (verifica a tempo t=∞) si calcola come somma di due contributi:
- lo **spostamento a lungo termine** corrispondente alla **combinazione di carico quasi permanente**:
$G_1 + G_2 + \psi_2 \cdot Q_k$
$\Rightarrow q_{SLE,\infty,qp} = (G_1 + G_2 + \psi_2 \cdot Q_k) \cdot i = (2.05+1.70+0.3 \cdot 2.00) \cdot 1.25 = 5.44$ kN/m
- lo **spostamento istantaneo** dovuta alla restante quota parte di carico Q_k, cioè dovuta a $(1-\psi_2) \cdot Q_k$
$\Rightarrow q_{SLE,\infty,ist} = (1 - \psi_2 \cdot Q_k) \cdot i = 0.7 \cdot 2.00 \cdot 1.25 = 1.75$ kN/m

A.3.6. VISCOSITA' DEI MATERIALI

Poiché si utilizzano materiali (legno e calcestruzzo) soggetti a fenomeni viscosi, le verifiche vanno effettuate a tempo t=0 ed a tempo t=∞ (§4.4.2 NTC18). Infatti tali fenomeni determinano una

modifica sostanziale del comportamento statico del sistema misto, e una redistribuzione delle sollecitazioni agenti non determinabile a priori.
Per le verifiche a tempo ∞ (per entrambi gli stati limite SLE e SLU) si utilizzano caratteristiche elastiche ridotte per considerare la viscosità del calcestruzzo, del legno e della connessione; la riduzione si opera attraverso coefficienti di viscosità.
Nelle verifiche di deformabilità (a SLE), poiché si sovrappongono per somma (cfr. §A.3.7.2) i due contributi alla freccia dati: (i) dai carichi quasi permanenti, e: (ii) dalla frazione istantanea di carico variabile, la freccia competente ad ognuno di questi due contributi viene calcolata considerando il corrispondente modulo elastico (ridotto in (i), e intero in (ii)).
Nelle verifiche di resistenza (a SLU) a tempo ∞ il valore di calcolo del modulo elastico si può ottenere eseguendo la media pesata del valore ridotto e intero, in funzione della durata del carico [16],§5.5.5.4. In alternativa, seguendo un esempio applicativo riportato in §17.6.5 DT206, è possibile applicare la riduzione dovuta alla viscosità indipendentemente dalla durata dei carichi.

A.3.6.1. VISCOSITA' DEL LEGNO

La deformazione a lungo termine può essere calcolata utilizzando i valori medi dei moduli elastici ridotti opportunamente mediante il fattore moltiplicativo $1/(1+ k_{def})$, per le membrature, e utilizzando un valore ridotto nello stesso modo del modulo di scorrimento dei collegamenti. Il coefficiente k_{def} tiene conto dell'aumento di deformabilità con il tempo causato dall'effetto combinato della viscosità e dell'umidità del materiale.

Tab. 4.4.V -*Valori di* k_{def} *per legno e prodotti strutturali a base di legno*

Materiale	Riferimento		Classe di servizio		
			1	2	3
Legno massiccio	UNI EN 14081-1		0,60	0,80	2,00
Legno lamellare incollato *	UNI EN 14080		0,60	0,80	2,00
LVL	UNI EN 14374, UNI EN 14279		0,60	0,80	2,00
Compensato	UNI EN 636:2015		0,80	-	-
			0,80	1,00	-
			0,80	1,00	2,50
Pannelli di scaglie orientate (OSB)	UNI EN 300:2006	OSB/2	2,25	-	-
		OSB/3 OSB/4	1,50	2,25	-
Pannello di particelle (truciolare)	UNI EN 312:2010	Parte 4	2,25	-	-
		Parte 5	2,25	3,00	-
		Parte 6	1,50	-	-
		Parte 7	1,50	2,25	-
Pannello di fibre, pannelli duri	UNI EN 622-2::2005	HB.LA	2,25	-	-
		HB.HLA1, HB.HLA2	2,25	3,00	-
Pannello di fibre, pannelli semiduri	UNI EN 622-3:2005	MBH.LA1, MBH.LA2	3,00	-	-
		MBH.HLS1, MBH.HLS2	3,00	4,00	-
Pannello di fibra di legno, ottenuto per via secca (MDF)	UNI EN 622-5:2010	MDF.LA	2,25	-	-
		MDF.HLS	2,25	3,00	-

Per materiale posto in opera con umidità prossima al punto di saturazione delle fibre, e che possa essere soggetto a essiccazione sotto carico, il valore di k_{def} dovrà, in assenza di idonei provvedimenti, essere aumentato a seguito di opportune valutazioni, sommando ai termini della tabella un valore comunque non inferiore a 2,0.
Per i materiali non compresi nella Tabella si potrà fare riferimento ai pertinenti valori riportati nei riferimenti tecnici di comprovata validità indicati nel Capitolo 12, nel rispetto dei livelli di sicurezza delle presenti norme.
* I valori indicati si possono adottare anche per i pannelli di tavole incollate a strati incrociati, ma limitatamente alle classi di servizio 1 e 2.

Fig. A.3.6.1-1.

Si ha:
k_{def} = 0.6, da cui: $1/(1+ k_{def}) = 1/1.6 = 0.625$,
fattore di riduzione del modulo di elasticità del legno per tenere conto degli effetti a lunga durata ($t=\infty$).
Più esattamente, tale fattore viene direttamente applicato al modulo di elasticità nel caso di carichi permanenti; in presenza di carichi variabili occorre eseguire, come già notato, una media pesata.

A.3.6.2. VISCOSITÀ DEL CALCESTRUZZO

Il coefficiente di viscosità φ a tempo ∞ del calcestruzzo viene valutato secondo §11.2.10.7 NTC18.
φ è il moltiplicatore delle deformazioni elastiche che fornisce le deformazioni viscose a tempo infinito; pertanto le deformazioni a lungo termine (deformazioni complessive a tempo ∞) sono date dalla deformazione elastica moltiplicata per $(1+\varphi)$; equivalentemente, la deformazioni a lungo termine si possono calcolare riducendo il modulo di elasticità del calcestruzzo mediante il fattore moltiplicativo $1/(1+ \varphi)$ (in modo del tutto analogo al legno, dove il modulo di elasticità viene ridotto applicando il fattore moltiplicativo $1/(1+k_{def})$).
La dimensione fittizia h_0 definita in §11.2.10.6 NTC18 è pari al rapporto $2A_c/u$, essendo:
A_c = area della sezione in calcestruzzo;

u = perimetro della sezione in calcestruzzo esposto all'aria.
Nel caso esaminato: $A_c = 40 \cdot 855\ mm^2$, u = 855 mm, da cui: h_0=80 mm
L'età minima del calcestruzzo t_0 all'atto dell'applicazione del carico è pari a: 28 giorni (termine della maturazione) (si richiede quindi un'interpolazione lineare fra 15 e 30 giorni, valori presenti in Tab.11.2.VI NTC18), e facendo riferimento ad atmosfera con umidità relativa pari a: 55%, si ha:
$\varphi = 2.93$

Risulta quindi: $1 / (1+\varphi) = 0.254$,
fattore di riduzione del modulo di elasticità del calcestruzzo per tenere degli effetti a lunga durata ($t=\infty$). Più esattamente, tale fattore viene direttamente applicato al modulo di elasticità nel caso di carichi permanenti; in presenza di carichi variabili occorre eseguire, come già notato, una media pesata.

A.3.6.3. VISCOSITÀ DELLA CONNESSIONE

Per le verifiche a lungo termine ($t=\infty$), alla rigidezza K della connessione (K_{ser} per le verifiche di deformabilità a SLE e K_u per le verifiche di resistenza a SLU) si applica lo stesso fattore di riduzione utilizzato per il legno [16],§5.5.5.4, [17],§4.2.5.2.

A.3.7. SPOSTAMENTI

Da §7.5 DT206 si trae la procedura operativa per il calcolo degli spostamenti strutturali istantanei (t=0) e a lungo termine ($t=\infty$), per Stati Limite di Esercizio (SLE).

A.3.7.1. SPOSTAMENTI ISTANTANEI (t=0)

Lo spostamento istantaneo (t=0) viene calcolato con riferimento alla combinazione di carico rara (assumendo dunque Q_k nella sua totalità); per il calcolo della rigidezza dei componenti del sistema misto legno-calcestruzzo vengono utilizzati i valori dei moduli elastici dei materiali (senza alcuna correzione) e la rigidezza della connessione K_{ser} per gli stati limite di servizio.

A.3.7.2. SPOSTAMENTI A LUNGO TERMINE (t=inf.)

Lo spostamento finale ($t=\infty$) viene calcolato come somma dei seguenti contributi:
- lo spostamento a lungo termine ($t=\infty$) dovuto alla combinazione di carico quasi permanente, tenendo quindi conto del carico variabile Q_k ridotto secondo il coefficiente ψ_2; per il calcolo delle rigidezze si utilizzano valori ridotti dei moduli di elasticità. Si tenga presente che per il carico variabile Q_k, ψ_2 rappresenta la quota parte di carico quasi permanente, da considerare quindi ai fini degli effetti della viscosità;
- lo spostamento istantaneo (t=0) dovuto alla restante quota parte di carico Q_k, cioè dovuto a: $Q_k \cdot (1-\psi_2)$, con utilizzo di valori non ridotti dei moduli di elasticità.
Facendo riferimento ad una trave appoggiata in legno omogenea, caratterizzata dalla rigidezza (EJ), considerando la freccia in mezzeria pari a $(5/384)ql^4/EJ$, che per semplicità indichiamo con $\alpha q/EJ$, le componenti dello spostamento a lungo termine sono le seguenti:
- spostamento a lungo termine dovuto alla combinazione di carico quasi permanente:

α (g + ψ_2 q_k) / [EJ / (1+ k_{def})])
(avendo ridotto il modulo di elasticità secondo quanto indicato in §A.3.6.1);
- spostamento istantaneo dovuto alla restante quota parte di q_k:
α (1- ψ_2) q_k / EJ
e quindi complessivamente:
(I.a) α (g + ψ_2 q_k) /EJ · (1+ k_{def}) + α (1- ψ_2) q_k /EJ ⇒
α (g /EJ) · (1+ k_{def}) + α (q_k /EJ) · (ψ_2 + ψ_2 k_{def} + 1 - ψ_2) ⇒
(I.b) α (g /EJ) · (1+ k_{def}) + α (q_k /EJ) · (1 + ψ_2 k_{def})

Nel caso delle strutture composte, la rigidezza (EJ) viene sostituita dalla rigidezza efficace $(EJ)_{eff}$ e gli sviluppi precedenti non sono esprimibili nella forma (I.b); è comunque sufficiente sommare tutti i contributi come nella formulazione (I.a), sostituendo ad (EJ) i valori efficaci calcolati a tempo ∞ e a tempo 0 (il fattore (1+k_{def}) non viene esplicitato in quanto entra in gioco direttamente nella definizione della rigidezza efficace a tempo ∞):
(II) α (g + ψ_2 q_k) /$(EJ)_{eff,ser,t=\infty}$ + α (1- ψ_2) (q_k /$(EJ)_{eff,ser,t=0}$)

A.3.7.3. CONTRIBUTO DELLA DEFORMABILITÀ A TAGLIO

Per le travi in legno, i modesti valori del modulo elastico a taglio G, in rapporto a quelli del modulo elastico longitudinale E impongono di considerare nel calcolo della freccia anche la parte dovuta alla deformabilità per taglio. Ad esempio, per il materiale considerato nella presente applicazione, si ha: $E_{0,mean}$ / G_{mean} = 11000 / 690 = 16
Per una trave inflessa di lunghezza l, in semplice appoggio a sezione costante e soggetta a carico uniforme q, la freccia totale massima vale:
f_{max} = (5/384) ql^4 /($E_{0,mean}$J) + χ ql^2 / (8 G_{mean}A)
con: A=area della sezione trasversale, J=momento d'inerzia della medesima sezione; χ=fattore di taglio = 1.2 per sezione rettangolare.
Un approfondimento riportato in [17],§2.4.4 evidenzia che in caso di (E/G)=16, l'influenza del contributo deformativo a taglio, espressa come rapporto fra deformata a taglio e deformata a flessione (per la trave appoggiata a sezione rettangolare costante e uniformemente caricata) vale 0.154 nel caso di (h/l)=1/10 e 0.038 se (h/l)=1/20, dove h/l è la snellezza della trave. Si tratta quindi di un contributo rilevante solo per elementi con rapporti (h/l)>≈1/10. Ad esempio, per la trave in legno dell'esempio considerato, si ha: h=240 mm, l=4560 mm ⇒ (h/l) = 1/19.

Nel caso dei solai composti, la distinzione dei contributi flessionale e tagliante diviene più complessa a causa della necessità di considerare rigidezze efficaci; la teoria delle strutture composte (cfr. §A.2) fa riferimento alla sola rigidezza (EJ). Nei calcoli di deformabilità (freccia del solaio) sarà quindi opportuno applicare un coefficiente amplificativo.
Seguendo quanto indicato in [17],§4.2.5.2 e in §17.6.5 DT206, il contributo della deformabilità a taglio del sistema legno-calcestruzzo viene assunto, a favore di sicurezza, pari a 1/10 del contributo flessionale (coefficiente amplificativo della deformazione: 1.1, da considerarsi ovviamente in tutte le verifiche sia a tempo 0 sia a tempo ∞).

A.3.7.4. ESPRESSIONI DI CALCOLO DEGLI SPOSTAMENTI A TEMPO 0 E inf.

Per quanto espresso ai paragrafi precedenti, le espressioni di calcolo degli spostamenti assumono la seguente forma.
- Per verifiche a tempo 0, lo spostamento istantaneo w_{ist} è espresso da:
(III) $1.1 \cdot \alpha\ (g\ /(EJ)_{eff,ser,t=0}) + 1.1 \cdot \alpha\ (q_k\ /(EJ)_{eff,ser,t=0})$
- Per verifiche a tempo ∞, lo spostamento a lungo termine w_{fin} è espresso da:
(IV) $1.1 \cdot \alpha\ (g\ /(EJ)_{eff,ser,t=\infty}) + 1.1 \cdot \alpha\ (\psi_2\ q_k\ /(EJ)_{eff,ser,t=\infty}) + + 1.1 \cdot \alpha\ (1- \psi_2)\ (q_k\ /(EJ)_{eff,ser,t=0})$

A.3.7.5. LIMITI DI DEFORMABILITÀ

Il controllo della deformabilità della sezione composta in legno e calcestruzzo rappresenta frequentemente il requisito più restrittivo.
Secondo §7.5.3 DT206, Norme specifiche per elementi inflessi (travi), per la verifica della freccia si considerano le seguenti limitazioni (L = luce della trave):
- freccia istantanea: w_{ist} <= (1/300)÷(1/500) L
- freccia finale: w_{fin} <= (1/250)÷(1/350) L
e qualora sia presente la controfreccia w_c:
- freccia netta finale: $w_{net,fin}$ <= (1/150)÷(1/300) L

A.3.8. VIBRAZIONI IN ESERCIZIO

Le vibrazioni per strutture in legno vengono regolate da §C4.4.7 NTC18 e da §7.3 EC5.
Seguendo le indicazioni normative, si deve verificare che le azioni previste sulla struttura non producano vibrazioni che ne possano compromettere la normale utilizzazione o comunque ridurre il comfort degli utenti.
Si raccomanda che gli effetti provocati sui solai da vibrazioni e urti indotti dal calpestio siano limitati, in modo da garantire un accettabile livello di comfort per gli utilizzatori.
Per solai aventi una frequenza fondamentale maggiore o uguale a 8 Hz, le verifiche devono essere effettuate limitando il valore massimo di freccia verticale indotto da un carico concentrato F agente su qualsiasi punto del solaio, nonché limitando il valore di velocità iniziale derivante da un carico impulsivo agente nel punto del solaio che fornisce la massima risposta. I dettagli applicativi sono forniti da EC5 e dall'annesso Nazionale italiano per gli Eurocodici; il testo di EC5 è il seguente:

7.3.3 Solai residenziali

(1) Si raccomanda che per solai residenziali aventi frequenza fondamentale minore di 8 Hz ($f_1 \leq 8$ Hz) sia eseguita un'indagine speciale.

(2) Si raccomanda che per solai residenziali aventi una frequenza fondamentale maggiore di 8 Hz ($f_1 > 8$ Hz) siano soddisfatti i seguenti requisiti:

$$\frac{w}{F} \leq a \text{ mm/kN} \tag{7.3}$$

e

$$v \leq b^{(f_1\zeta - 1)} \text{ m/(Ns}^2\text{)} \tag{7.4}$$

dove:

w è la freccia verticale istantanea massima causata da una forza statica verticale concentrata F applicata su qualsiasi punto del solaio, tenendo conto della distribuzione del carico;

v è la velocità di risposta all'impulso unitario, cioè il massimo valore iniziale della velocità di vibrazione del solaio in direzione verticale (in m/s) causata da un impulso unitario ideale (1 Ns) applicato in corrispondenza del punto del solaio che fornisce la massima risposta. Le componenti al di sopra di 40 Hz possono essere trascurate;

ζ è il rapporto di smorzamento modale.

(3) Si raccomanda che i calcoli di cui al punto 7.3.3(2) siano eseguiti sotto l'assunzione che il solaio sia scarico, cioè gravato soltanto dalla massa corrispondente al peso proprio e alle altre azioni permanenti.

(4) Per un solaio rettangolare avente dimensioni globali $\ell \times b$, semplicemente appoggiato su tutti e quattro i bordi e con travi di legno avente luce ℓ, la frequenza fondamentale f_1 può essere calcolata approssimativamente come:

$$f_1 = \frac{\pi}{2\ell^2}\sqrt{\frac{(EI)_\ell}{m}} \tag{7.5}$$

dove:

m è la massa per unità di area, in kg/m^2;

ℓ è la luce del solaio, in m;

$(EI)_\ell$ è la rigidezza di piastra equivalente a flessione del solaio intorno a un asse perpendicolare alla direzione delle travi, in Nm^2/m.

(5) Per un solaio rettangolare avente dimensioni globali $b \times \ell$, semplicemente appoggiato lungo tutti e quattro i bordi, il valore v può, in via di approssimazione, essere assunto come:

$$v = \frac{4(0{,}4 + 0{,}6n_{40})}{mb\ell + 200} \tag{7.6}$$

dove:

v è la velocità di risposta all'impulso unitario, in m/(Ns^2);

n_{40} è il numero dei modi di vibrazione del primo ordine con frequenze di risonanza fino a 40 Hz;

b è la larghezza del solaio, in m;

m è la massa, in kg/m^2;

ℓ è la luce del solaio, in m.

Il valore di n_{40} può essere calcolato da:

$$n_{40} = \left\{\left(\left(\frac{40}{f_1}\right)^2 - 1\right)\left(\frac{b}{\ell}\right)^4 \frac{(EI)_\ell}{(EI)_b}\right\}^{0{,}25} \tag{7.7}$$

dove $(EI)_b$ è la rigidezza di piastra equivalente a flessione, in Nm^2/m, del solaio intorno a un asse parallelo alle travi, dove $(EI)_b < (EI)_\ell$.

Il testo è riferito in EC5 a strutture in legno, ma è estendibile ai solai misti in legno e calcestruzzo. Girhammar in [2] fornisce un esempio di calcolo, dove agiscono sul solaio i soli carichi permanenti dovuti ai pesi propri e un carico concentrato di 1 kN in mezzeria, posizione che nel caso di vincolamento su doppio appoggio genera la massima freccia. Si tratta di un carico istantaneo che agisce su materiali con elasticità ridotta a causa del fluage (viscosità). La verifica sulla freccia viene effettuata sotto l'azione del solo carico concentrato, in accordo con l'esempio riportato in [2]. In tale esempio Girhammar coglie l'occasione per confrontare la deformazione nell'ipotesi di connessione rigida con quella della connessione deformabile, osservando che il parametro adimensionale αL, noto dalla trattazione teorica (cfr. (24) in §A.2.1.1), caratterizza in modo

significativo l'amplificazione dello spostamento dovuto alla deformabilità della connessione: in particolare , per αL >10 il comportamento è molto simile alla connessione rigida, mentre i valori massimi dello spostamento con connessione deformabile vengono raggiunti per αL <1.
Grazie alla generalizzazione fornita da Girhammar, la verifica dello spostamento per vibrazioni può essere condotta su schemi statici generici e non solo sul doppio appoggio.

Per quanto riguarda il controllo sulla velocità di risposta all'impulso unitario:
$v \leq b^{(f_1 \zeta - 1)}$
dove: b=120 (da annesso nazionale a EC5), f_1 è la frequenza fondamentale del solaio e ζ è il rapporto di smorzamento modale.
La frequenza fondamentale f_1 viene calcolata grazie alla formula (111) di §A.2.4 (per $n = 1$).
Il rapporto di smorzamento modale ζ è indicato 7.3.1(3) EC5 pari a 0.01 (1%), valore idoneo per il solo legno. Per i solai in legno-calcestruzzo, Ceccotti in [18] evidenzia che tali solai sono caratterizzati da uno smorzamento maggiore rispetto al solo legno, pari al 2%. Questo aspetto contribuisce alle buone caratteristiche prestazionali del sistema misto legno-calcestruzzo, che, essendo più rigido rispetto al solo legno, riduce l'elasticità fastidiosa percepita dall'utente nell'atto di camminare o saltare.

Per calcolare la velocità di risposta v, l'Eurocodice fornisce la formula (7.6) in §7.3.3(5) EC5, dove n_{40} è il numero dei modi di vibrazione del primo ordine con frequenze di risonanza fino a 40 Hz.
Utilizzando le formule delle frequenze proprie: (111) in §A.2.4, valide per l' n-esimo modo di vibrare, è possibile calcolare le frequenze corrispondenti ai modi superiori individuando per via analitica il numero richiesto.
Nella formula del calcolo della velocità la massa m si riferisce alla struttura di cui si sta considerando la rigidezza, ossia la trave composta, e quindi la larghezza a cui si deve fare riferimento è l'interasse tra le travi.

A.3.9. ANALISI SISMICA

I solai legno-calcestruzzo in zona sismica, dal punto di vista della resistenza e della rigidezza orizzontale, presentano comportamento analogo ai solai di laterocemento e i solai a travi di acciaio con soletta di calcestruzzo. Nei confronti delle azioni orizzontali nel piano del solaio, il comportamento meccanico è determinato dalla soletta di calcestruzzo (che funziona come lastra) e dalla sua connessione con gli elementi strutturali in elevazione (murature, telai o setti di c.a., telai metallici). La realizzazione di una soletta di calcestruzzo armato al di sopra di un solaio di legno, se efficacemente connessa alle murature perimetrali, aumenta la rigidezza nel piano del solaio di solo legno (anche se con tavolato o doppio tavolato) nei confronti delle azioni sismiche e può contribuire al cosiddetto 'comportamento scatolare' degli edifici, svolgendo il ruolo di 'piano rigido' che ripartisce le azioni sismiche fra i vari elementi portanti verticali di controvento.

Poiché la soletta è una lastra di piccolo spessore nei confronti dell'estensione del solaio, essa può svolgere le funzioni strutturali descritte solo se stabilizzata da nervature: nei solai composti con sistema di connessione, le travi sottostanti (in legno o in acciaio) svolgono appunto la funzione di nervature stabilizzanti per la soletta a patto che la connessione sia in grado di connettere efficacemente i diversi materiali.

Rispetto ai solai di laterocemento e ai solai a travi di acciaio con soletta di calcestruzzo, il solaio legno-calcestruzzo è più leggero e quindi ad esso corrisponde una minore massa sismica.
L'impegno nel piano orizzontale non è tuttavia l'unico effetto della sollecitazione sismica. Ci sono altri due aspetti importanti che devono essere considerati:
• la componente sismica verticale, che interviene a modificare lo stato di sollecitazione flessionale e tagliante alternando incrementi e riduzioni del carico verticale applicato;
• il contenuto impulsivo dell'azione sismica, particolarmente evidente nella componente verticale: , ove non smorzato dalle strutture portanti, l'azione impulsiva, in relazione alla frequenza propria del solaio, può peggiorare lo stato di sollecitazione sia nel solaio stesso sia nei vincoli che lo collegano alle strutture verticali. Nei confronti degli effetti impulsivi la maggior rigidezza offerta dal solaio composto rispetto al solo legno può svolgere un ruolo a sfavore di sicurezza, poiché la frequenza aumenta e può avvicinarsi a quella del jerk (variazione di accelerazione). Agli effetti impulsivi è dedicato il paragrafo §A.3.9.1.

Per quanto riguarda la componente sismica verticali ed i suoi effetti sullo stato di sollecitazione della struttura, l'analisi si svolge attraverso **verifiche di resistenza** condotte allo **stato limite ultimo (SLU)** con riferimento alla **combinazione dei carichi sismica**:
$q_{d,SLU,sism} = (E + G_1 + G_2 + \psi_2 \cdot Q_k) \cdot i$
dove l'azione sismica E è considerata agente in direzione verticale ed il suo effetto è alternatamente l'incremento e la riduzione del carico. Se a_{gv} è l'accelerazione verticale agente sulla struttura, il carico distribuito in condizioni sismiche è espresso da:
$q_{d,SLU,sism} = (1 \pm a_{gv}) \cdot (G_1 + G_2 + \psi_2 \cdot Q_k) \cdot i$
In Aedes.SLC la verifica sismica viene condotta a tempo ∞, ed i moduli di elasticità considerati sono quelli ridotti. Definite le rigidezze del sistema composto e calcolate le sollecitazioni, le verifiche di resistenza si svolgono considerando le resistenze in combinazione sismica, che per il legno assumono valori diversi rispetto alle combinazioni fondamentali (di tipo statico).

Al riguardo, la combinazione di carico in cui è presente l'azione sismica deve essere verificata con k_{mod} riferito alla classe di durata del carico istantanea, il cui valore è già stato evidenziato in §A.3.2. Infatti il paragrafo §4.4.6 NTC18, dove si definisce il coefficiente correttivo k_{mod} che tiene conto dell'effetto, sui parametri di resistenza, sia della durata del carico sia dell'umidità del legno, precisa che se una combinazione di carico comprende azioni appartenenti a differenti classi di durata del carico si dovrà scegliere un valore di k_{mod} che corrisponde all'azione di minor durata.
Dato che, in accordo con §4.4.4 NTC18 dello stesso testo normativo, le azioni sismiche appartengono alla classe di durata istantanea, le combinazioni di carico che comprendono le azioni sismiche vanno verificate facendo riferimento a k_{mod} relativo alla classe di durata del carico istantanea.
Per quanto riguarda il coefficiente parziale di sicurezza dei materiali γ_M, secondo la Tab.4.4.III NCT18 il valore da utilizzarsi per le verifiche sismiche è lo stesso di quello delle azioni statiche; l'unica differenza su tale coefficiente riguarda infatti le combinazioni eccezionali che sono distinte dalla combinazione sismica (cfr. §2.5.3 NTC18).

Operando un confronto fra le combinazioni fondamentali e la combinazione sismica, risulta evidente che le sollecitazioni possono essere inferiori (sono assenti i coefficienti parziali per le azioni γ_G, γ_Q) mentre le resistenze del legno sono superiori (k_{mod} maggiore in sismica). Per valori bassi dell'accelerazione verticale, quindi, le verifiche di resistenza sismiche appaiono superflue.

Tuttavia, **a_{gV} può assumere valori significativamente alti**, specialmente nelle zone ad alto rischio

sismico. Inoltre, più che l'effetto 'statico' dell'**azione sismica verticale** deve essere considerata, come già evidenziato, la sua **natura dinamica e impulsiva**. E' possibile che effetti di amplificazione legati al contenuto impulsivo dell'azione sismica verticale incrementino in modo significativo gli effetti sismici, fino a generare campi di sollecitazione e di deformazioni paragonabili o superiori rispetto a quelli statici: di questo argomento si occupa il paragrafo seguente.

A.3.9.1. EFFETTI IMPULSIVI DELLE AZIONI SISMICHE

Le azioni sismiche sugli edifici sono caratterizzate dalle tre componenti spaziali: due orizzontali e una verticale, oltre alle rotazionali (queste ultime generalmente trascurate). Le azioni sismiche nella costruzione si propagano a partire dalle fondazioni in dipendenza dalle proprietà dinamiche della costruzione stessa. L'entità dell'azione sismica dipende quindi sia dal fenomeno fisico che avviene nel suolo su cui si fonda l'edificio sia dal modo in cui la struttura filtra e amplifica o smorza il segnale ricevuto.

L'azione sismica è per sua stessa natura dinamica e impulsiva. Poiché nella costruzione vengono prodotte forze inerziali, generalmente le forze che rappresentano l'azione sismica sono determinate da P_{GA}, cioè dal picco di accelerazione al suolo, e dalle proprietà dinamiche della struttura. Con tale operazione, tuttavia, vengono perse informazioni sul contenuto impulsivo, rappresentato dalle variazioni di accelerazione (jerk). Le frequenze del jerk sono più elevate rispetto a quelle dell'accelerazione e possono generare locali fenomeni amplificativi.
In particolare, il jerk verticale può propagarsi nelle strutture rigide, quali le costruzioni in muratura, trasmettendosi, attraverso i collegamenti dei nodi, ai solai e alle strutture secondarie.
Il solaio può quindi essere interessato da un'amplificazione delle sollecitazioni, con repentine ed istantanee variazioni, qualora la sua frequenza principale sia 'vicina' a quella del jerk. Gli effetti di risonanza possono impegnare notevolmente la struttura orizzontale, che a sua volta trasmette azioni al vincolo incrementate in modo significativo rispetto ai valori statici e continuamente soggette, durante l'evento sismico, a sbalzi in aumento e in diminuzione. Le strutture resistenti del vincolo (muratura, connessioni) risultano così soggette ad uno 'stress' legato a questo fenomeno di martellamento e così anche se il solaio di per sé è in grado di sostenere le sollecitazioni, può invece generarsi una crisi nel dispositivo di vincolo.

In particolare, per un solaio in legno-calcestruzzo nato come operazione di consolidamento, queste considerazioni suggeriscono l'opportunità di intervenire non solo dal lato solaio ma anche su tutto il nodo strutturale, coinvolgendo la capacità della muratura almeno per tratti significativi inferiore e superiore rispetto alla quota dell'orizzontamento, in modo da garantire una diffusione senza danni delle tensioni generate dalle azioni locali di martellamento.
Il progetto di consolidamento deve quindi prendere in considerazione la probabilità che il contenuto impulsivo dell'azione sismica possa danneggiare il solaio o ancor più il vincolo: è pertanto opportuna una quantificazione del fenomeno.

Recenti studi condotti da Mariani e Pugi [14] hanno mostrato i diagrammi del jerk attraverso l'elaborazione di un elevato numero di registrazioni sismiche (fornite da INGV) relative ai principali eventi sismici italiani dal 1976 ad oggi. E' stata individuata una relazione su base statistica che lega l'accelerazione di picco alla massima forza impulsiva per unità di massa (entrambe espresse in *g*).
In particolare, per la componente sismica verticale è risultato:

$$F_{imp,max,V} = 1.545\ PGA_V \tag{115}$$

L'azione di filtro esercitata dalla costruzione determina la sollecitazione sugli elementi strutturali. La trasmissione del jerk nelle pareti portanti dell'edificio e nelle strutture secondarie quali i solai è un fenomeno complesso: può esservi un'amplificazione legata alla costruzione muraria portante ed una locale legata alle proprietà dinamiche del solaio.
Nel presente documento, si propone un percorso progettuale che rende possibile, per edifici esistenti in muratura, un dimensionamento degli elementi strutturali coinvolti dall'impulsività del fenomeno sismico. Su questo argomento è sorta attenzione solo in tempi recenti [14], e quindi è possibile che le indicazioni date nel seguito siano soggette ad ulteriori sviluppi ed approfondimenti.

Le pareti murarie in edifici esistenti presentano frequentemente materiale di media/scarsa qualità, di peso notevole, e spessori importanti, con resistenze basse e bassa rigidezza per azioni orizzontali e fuori piano; per azioni verticali, il comportamento delle pareti murarie è generalmente più rigido e ai fini dell'indagine sul solaio si può ipotizzare che il jerk verticale sia trasmesso in modo invariato lungo l'elevazione dell'edificio.
Per quanto riguarda il solaio, sono possibili fenomeni amplificativi che dipendono dal rapporto tra la frequenza propria del solaio e quella del jerk verticale filtrato dalla costruzione, che si è supposto invariato rispetto alla registrazione al suolo.
Lo studio citato [14] ha elaborato le frequenze del jerk verticale individuando i valori del periodo medio T_m relativo ad ogni registrazione, ed è stato definito un istogramma rappresentativo dei periodi manifestati dal jerk negli eventi sismici italiani considerati.

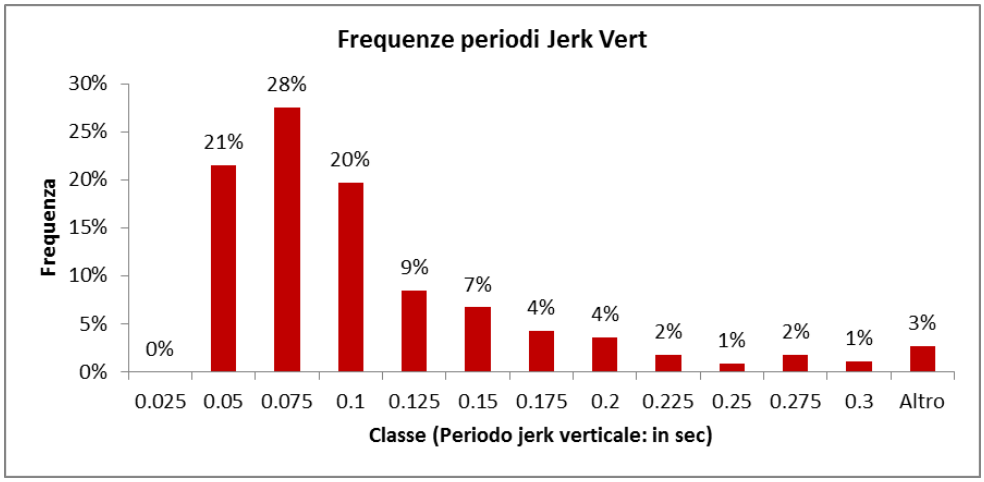


Fig. A.3.9.1-1.

Il grafico può essere rielaborato sotto forma di densità di frequenza del periodo del jerk verticale, come illustrato nell'immagine seguente.

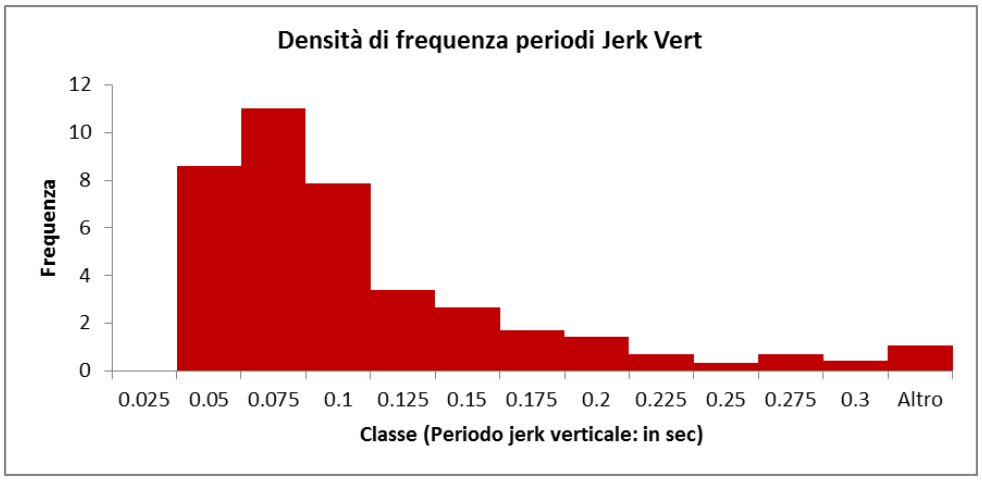


Fig. A.3.9.1-2.

Ipotizzando un valore di progetto del periodo T_m (o equivalentemente della frequenza) del jerk, e conoscendo il periodo proprio fondamentale T_1 del solaio, sotto l'ipotesi di costruzione che trasmette il jerk verticale senza variazioni rispetto al segnale al suolo, è possibile calcolare il coefficiente amplificativo per fenomeni di risonanza che riguardano il comportamento dinamico del solaio:

$$C_{ampl} = \frac{1}{\sqrt{\left(1 - \frac{T_1^2}{T_m^2}\right)^2 + 4\,\xi_{eq}^2\,\frac{T_1^2}{T_m^2}}} \tag{116}$$

dove ξ_{eq} = coefficiente di smorzamento viscoso equivalente, che per i solai misti in legno e calcestruzzo può essere assunto pari al 2% (cfr. §A.3.8).
Se le due frequenze sono abbastanza vicine, il coefficiente assume valori ben superiori all'unità con possibile danneggiamento del solaio o del nodo di connessione alle pareti murarie a causa del processo dinamico di incremento/diminuzione della reazione vincolare.
L'evento sismico che può intervenire nel corso della vita della struttura avrà caratteristiche ignote, e tuttavia relazionabili alle frequenze statistiche dei valori dei periodi del jerk elaborate sull'elevato numero di registrazioni. Diviene così possibile definire il potenziale danno sul solaio e sulle strutture ad esso connesse in termini di probabilità.

All'interno del diagramma che esprime la densità di frequenza del periodo del jerk verticale, compreso, secondo l'elaborazione statistica, fra 0.0375 s e 0.313 s, si possono definire alcune probabilità notevoli, legate ai seguenti aspetti:
- peggioramento della sicurezza sismica del solaio,
- peggioramento delle azioni sul vincolo,
- danno, caratterizzato da un coefficiente di sicurezza inferiore a 1.000 (identificato con il comportamento strutturale più sfavorevole fra tutti quelli esaminati).

I valori di probabilità possono essere o meno accettati in relazione al livello di sicurezza richiesto per la costruzione. Probabilità elevate per peggioramento delle reazioni vincolari e per danni strutturali indicano la necessità di interventi specifici atti a garantire l'integrità del solaio e soprattutto la sicurezza agli appoggi.

Un diagramma della densità di frequenza del jerk verticale dove sono riportate le probabilità citate si presenta nella seguente forma:

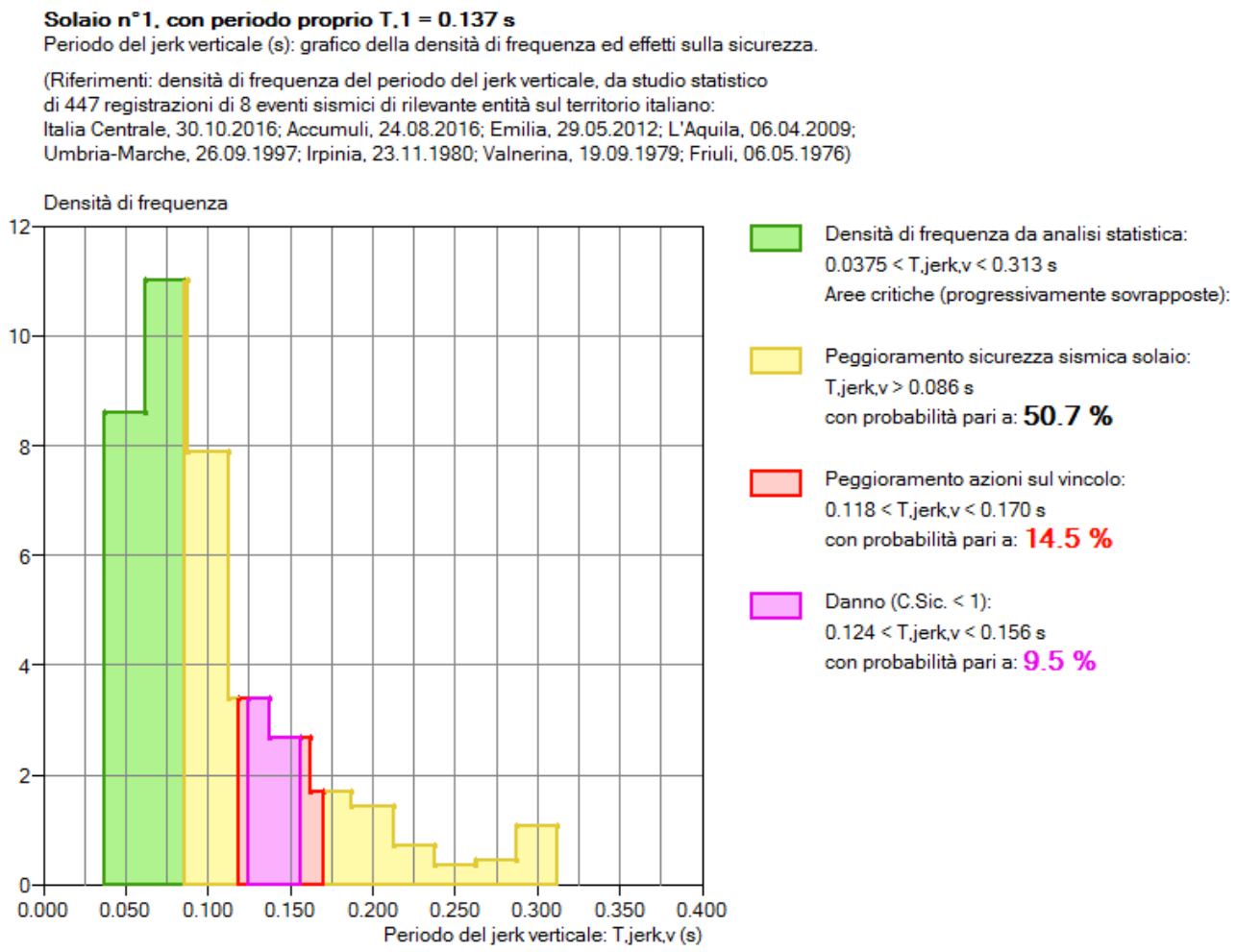


Fig. A.3.9.1-3.

Aedes.SLC 2021 rende disponibili le funzioni relative alle azioni sismiche impulsive da jerk verticale e consente lo studio del diagramma della densità di frequenza del jerk verticale e delle probabilità di danneggiamento.
Utilizzando un periodo specifico del jerk è possibile inoltre quantificare lo stato di sollecitazione incluse le reazioni vincolari: queste ultime forniscono un riferimento progettuale per il dimensionamento delle connessioni dei solai alle pareti murarie.

A.3.10. RESISTENZA AL FUOCO

Per le strutture in legno è necessario eseguire la verifica di sicurezza nei confronti dello SLU per condizione eccezionale di incendio (§4.4.14 NTC18). E' possibile fare riferimento al cosiddetto 'metodo della sezione efficace' (EN 1995-1-2, ripreso da §13 DT206).
Il metodo prevede il calcolo di una 'sezione efficace' ottenuta riducendo la sezione iniziale di una 'profondità di carbonizzazione efficace' d_{ef} calcolata come in figura seguente:

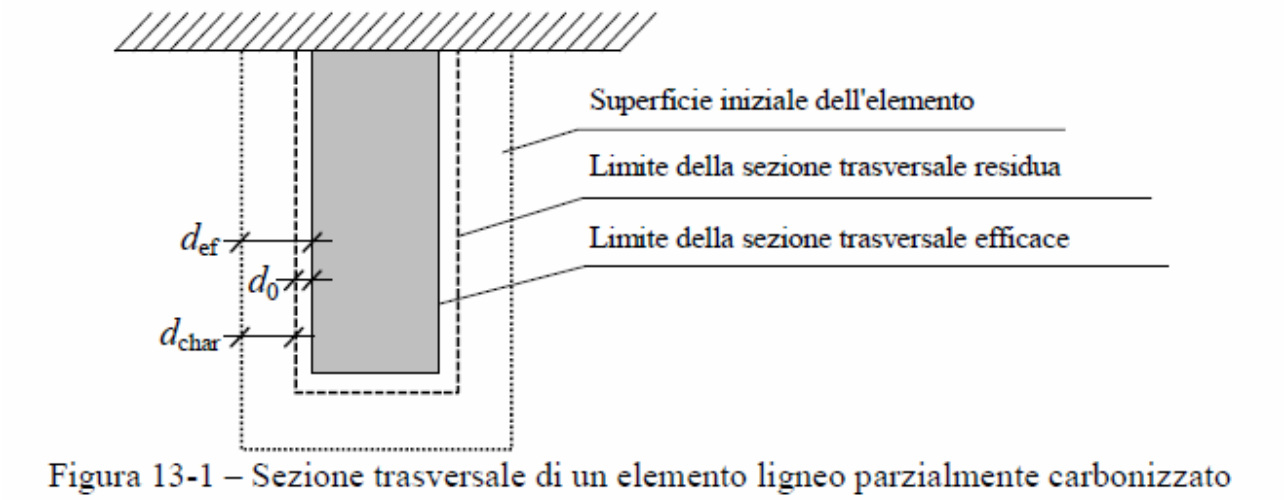


Fig. A.3.10-1. Differenza fra sezioni trasversali residua ed efficace [DT206]

$d_{ef} = d_{char,n} + k_0\, d_0$

in cui sono indicati:
d_{ef} = profondità di sezione da depurare per ottenere la sezione trasversale efficace;
$d_{char,n}$ = profondità di carbonizzazione ideale = $\beta_n \cdot t$, essendo β_n la velocità di carbonizzazione e t il tempo di esposizione al fuoco;
k_0 = coefficiente unitario per tempi di esposizione maggiori di 20 minuti;
d_0 = 7 mm., valore massimo di differenza fra sezione residua ed efficace.

L'esposizione al fuoco per la trave in legno del solaio riguarda 3 lati, e quindi le dimensioni della sezione efficace sono le seguenti: base: $b_{ef} = b_2 - 2 \cdot d_{ef}$, altezza: $h_{ef} = h_2 - d_{ef}$.

Per le resistenze ed i moduli di elasticità di progetto della sezione efficace valgono le seguenti equazioni:
$f_{d,fi} = k_{mod,fi} \cdot (f_k\, k_{fi}) / \gamma_{M,fi}$
$S_{d,fi} = k_{mod,fi} \cdot (S_{05}\, k_{fi}) / \gamma_{M,fi}$
dove: S_{05} è il valore caratteristico (frattile 5%) di un modulo di elasticità (E o G),
k_{fi} assume i valori 1.25 per legno massiccio e 1.15 per legno lamellare;
$\gamma_{M,fi}$ è il coefficiente parziale di sicurezza in situazione di incendio (1.0) (§4.4.6,Tab.4.4.III in NTC18: valori di γ_M per combinazioni eccezionali);
$k_{mod,fi}$ è il fattore di modificazione delle proprietà meccaniche, che per il metodo della sezione efficace assume valore unitario, e sostituisce il parametro k_{mod} a temperatura ambiente.
Anche per le verifiche di resistenza al fuoco, alle resistenze di progetto a flessione e a trazione è possibile applicare il coefficiente moltiplicativo per l'effetto altezza k_h calcolato in base alla natura del legno, massiccio o lamellare, come già illustrato, secondo le indicazioni normative in §11.7.1.1 NTC18 e §4.2.1 DT206.

Per le verifiche di resistenza, si considera la combinazione eccezionale (§2.5.3 NTC18), impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto: i carichi permanenti g vengono considerati nella loro totalità, mentre al carico variabile q_k si applica il proprio coefficiente ψ_2.

Per quanto riguarda i **solai misti in legno e calcestruzzo**, il comportamento al fuoco dei solai di legno con l'aggiunta della soletta collaborante viene sicuramente migliorato rispetto ai solai in solo legno per i seguenti motivi:
• la soletta di calcestruzzo ai fini antincendio costituisce partizione fra locali;
• la maggiore resistenza del solaio con soletta collaborante rispetto a quello con soletta non collaborante, a parità di sezione delle travi di legno, si traduce in un notevole aumento della resistenza al fuoco (tempo che intercorre fra l'inizio dell'incendio ed il crollo della struttura).

La verifica di resistenza al fuoco può essere condotta considerando un approccio semplificato al problema [16]; tenendo in conto che si utilizza una combinazione di carico eccezionale e che non si devono valutare le deformazioni flessionali del solaio, è possibile considerare non più collaborante la soletta di calcestruzzo, attribuendo la totalità del carico agente sulla sezione residua delle travi.
Se con tale metodo la verifica non viene soddisfatta si deve effettuare una verifica completa anche della parte di calcestruzzo, in accordo con i modelli di decadimento della resistenza previsti dalla normativa. Un utile riferimento per il calcolo della resistenza al fuoco di travi e solette è fornito dall'allegato E dell'Eurocodice 2: EN 1992 - 1.2.

Nei metodi di verifica di resistenza del conglomerato cementizio al fuoco si considera sempre la condizione a tempo 0, ovvero non si tengono in considerazione eventuali effetti dovuti alla viscosità del materiale.
Effettuando la verifica completa del sistema legno-calcestruzzo, si deve tenere presente che se i connettori non sono sufficientemente protetti la struttura può presentare significative diminuzioni dei valori di rigidezza e di resistenza. La sperimentazione ([17],§7.9.2) dimostra che è sufficiente garantire uno strato di legno residuo di 20-25 mm. per proteggere i connettori dall'attacco termico; in pratica ciò significa che la larghezza interna della trave entro cui sono infissi i connettori deve essere ridotta, rispetto alla sezione efficace calcolata in base al tempo di esposizione al fuoco, almeno di ulteriori 20 mm. per lato (cioè 40 mm. in totale). Questo aspetto influisce, fra l'altro, sull'effettiva possibilità di realizzare connettori accoppiati (posti nello stesso piano della sezione trasversale della trave) in corrispondenza degli appoggi.

Nota bene La versione 2020 di SLC non comprende la verifica di resistenza al fuoco della sezione mista legno-calcestruzzo, ma consente la valutazione di un coefficiente di sicurezza di prima approssimazione confrontando la posizione dei connettori con la dimensione di base della sezione efficace, facendo riferimento ad uno strato di legno residuo di almeno 20 mm. ■

Per le verifiche di sicurezza al fuoco vi sono inoltre due importanti questioni.

I. Controlli di deformazione nelle verifiche di sicurezza al fuoco
Sulla necessità o meno di limitare l'inflessione delle travi nelle verifiche di sicurezza al fuoco, si rileva il parere del Prof. Ing. Maurizio Piazza (sito web: PromoLegno), di seguito esposto.
Le verifiche agli stati limite di esercizio usualmente sono fatte per garantire il confort, l'efficienza e l'aspetto, oltre che per evitare danneggiamenti agli elementi non strutturali. Tipiche verifiche di questo tipo sono le verifiche di freccia o di vibrazione per i solai: la freccia viene limitata a valori tali da garantire un sufficiente confort estetico ed abitativo e per evitare danneggiamenti ai pavimenti ed agli impianti.
Negli stati limite ultimi ci si preoccupa invece che la struttura non raggiunga il collasso (totale o parziale), per esempio per stabilità o per raggiungimento della resistenza dei materiali.

Le verifiche che si effettuano nelle condizioni di incendio (situazione eccezionale al pari di quella prevista per l'analisi sismica) sono verifiche di resistenza allo stato limite ultimo, per combinazioni di carico eccezionali, ivi comprese quelle di stabilità dell'equilibrio (da non sottovalutare, in questo caso, visto che le sezioni sono ridotte a causa della carbonizzazione). In tali condizioni quindi non è necessario garantire prestazioni minime in termini di deformazione flessionale.
Per tale ragione nelle normative che trattano la verifica in condizioni di incendio (UNI EN 1995-1-2 per il legno) non si trovano imposizioni sui limiti per l'inflessione degli elementi.
Seguendo tali indicazioni , SLC non prevede verifiche di deformabilità in condizioni di incendio.

II. Verifica di resistenza dell'orditura secondaria

Nei solai con doppia orditura, l'orditura secondaria è costituita da travetti con sezione trasversale di piccole dimensioni (~ 8-10 cm.)
Si fa riferimento al D.M. 9 marzo 2007: "Prestazioni di resistenza al fuoco delle costruzioni nelle attività soggette al controllo del Corpo nazionale dei vigili del fuoco" (S.O. n. 87 alla G.U. n. 74 del 29 marzo 2007 (fonte: sito web www.vigilfuoco.it).
Estratto dall'allegato:
(...) 5. Criteri di progettazione degli elementi strutturali resistenti al fuoco
(...) Per i soli elementi strutturali secondari contenuti in costruzioni che devono garantire il livello III di prestazione è consentito limitare il requisito di resistenza al fuoco alla classe 30.
[N.B.: il livello III di prestazione è idoneo in generale per costruzioni in assenza di specifiche richieste del committente o non destinate ad attività di particolare importanza].
Pertanto, in SLC la verifica al fuoco per l'orditura secondaria viene svolta con riferimento ad un tempo di resistenza pari a 30 minuti.

A.4. VERIFICHE DI SICUREZZA

Le verifiche di sicurezza per un solaio misto in legno e calcestruzzo vengono nel seguito presentate con riferimento all'esempio assunto come linea-guida, introdotto nel capitolo precedente.
Nel capitolo 'Esempi Applicativi' del presente Manuale, il medesimo esempio viene elaborato con il software Aedes.SLC, confrontando i risultati ottenuti con quelli valutati in via diretta. Tale percorso definisce la validazione della procedura conformemente alle richieste di §10.2 NTC18.
L'elaborazione manuale dei risultati, da confrontare con quelli ottenuti dal software, viene condotta passo-passo, con entrambe le formulazioni di EC5 e di Girhammar, per la verifica di resistenza della Combinazione 1 (media durata) e per le verifiche di deformabilità a tempo 0 e a tempo ∞.

Per ogni verifica di resistenza della sezione di legno-calcestruzzo composta dalle trave principale accoppiata alla soletta, viene definito il corrispondente coefficiente di sicurezza η, consistente nel rapporto tra capacità e domanda; per la resistenza, η è pari al rapporto fra resistenza di progetto e sollecitazione di progetto; per la deformazione, η è pari al rapporto fra freccia limite ammissibile e freccia prodotta dai carichi agenti. Se $\eta \geq 1.000$ la corrispondente verifica è soddisfatta.

A.4.1. VERIFICHE DI RESISTENZA (SLU)

A causa del fenomeno della viscosità sia sul calcestruzzo che sul legno, le verifiche di resistenza devono essere svolte a tempo 0 e a tempo ∞. Nelle verifiche a tempo 0 si utilizzano i moduli di elasticità propri dei materiali (modulo elastico medio per il legno, modulo elastico istantaneo per il calcestruzzo) e la rigidezza propria della connessione. Nelle verifiche a tempo ∞ le caratteristiche elastiche vengono ridotte per tener conto della viscosità. Il coefficiente di viscosità, specifico per ogni materiale, riduce i moduli di elasticità e la rigidezza della connessione: per quest'ultima si utilizza il coefficiente di viscosità del legno.
E' importante precisare che soltanto i carichi permanenti producono fenomeni di viscosità, quindi nelle verifiche a tempo ∞ occorre pesare i coefficienti di viscosità in funzione della durata del carico tenendo conto che una parte dei carichi variabili, ossia la frazione ψ_2, è sempre presente nella struttura. La calibrazione dei moduli di elasticità di calcolo in base alla media dei valori interi e ridotti pesata in funzione della durata del carico caratterizza la combinazione di carico (2) di lunga durata: §A.4.1.2.

A.4.1.1. COMBINAZIONE DI CARICO (1) (CC1) (media durata)

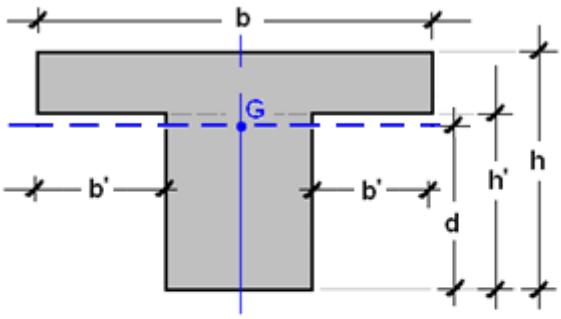
La Combinazione di Carico (1) si riferisce alla classe di durata del carico (§7.1 DT206): **media durata**, e include **tutti i carichi: permanenti e variabili**.

A.4.1.1.1. CC1: VERIFICA A TEMPO t=0

I parametri dei componenti del sistema misto legno e calcestruzzo sono riferiti al materiale indicato dal pedice: 1 = calcestruzzo, 2 = legno.

Per il solaio di esempio, si calcolano i parametri statici.

Sezione di calcestruzzo: a T, con anima 120x115 e ala 788x40 mm; con riferimento alla figura seguente: b=788, h=155, b'=334, h'=115 mm.



$A = bh - 2b'h'$
$d = (bh^2 - 2b'h'^2) / [2 (bh - 2b'h')]$
$J = (1/3) \cdot [b (h-d)^3 - 2b' (h'-d)^3 + (b-2b') d^3]$
(l'espressione di J è valida sia per $d \leq h'$ sia per $d > h'$)
$We = J / (h-d)$
$Wi = J / d$

Fig. A.4.1.1.1-1. Parametri statici per sezione di calcestruzzo a T (formata dalla soletta e dal cordolo)

$A = 45320$ mm^2, $d = 111.4$ mm, $J = 7.71 \cdot 10^7$ mm^4, $W_e = 1.767 \cdot 10^6$ mm^3, $W_i = 6.917 \cdot 10^5$ mm^3

distanza dei baricentri dei singoli elementi dal lembo estremo della sezione dell'elemento stesso (intradosso per il calcestruzzo, estradosso per il legno):
$r_1 = d = 111.4$ mm
$r_2 = h_2/2 = 240/2 = 120$ mm
distanza tra i baricentri geometrici delle sezioni dei due componenti:
$r = r_1 + r_2 = 111.4+120 = 231.4$ mm

Rigidezze flessionali
- ipotesi di rigidezza della connessione nulla:
$E_1J_1 = 31476 \cdot 7.71 \cdot 10^7 = 2.427 \cdot 10^{12}$ Nmm^2
$E_2J_2 = 11000 \cdot (200 \cdot 240^3 / 12) = 2.534 \cdot 10^{12}$ Nmm^2
$EJ_0 = \Sigma E_iJ_i = E_1J_1 + E_2J_2 = 4.961 \cdot 10^{12}$ Nmm^2 **(1)**

(*** N.B.** I numeri indicati in rosso fra parentesi sono riferimenti per confrontare i corrispondenti valori manualmente ottenuti per questo esempio con quelli ottenuti dall'elaborazione con il software SLC ed evidenziati nella relazione di calcolo ottenuta per l'esempio fornito a corredo del software, vd. §C.1)

- ipotesi di rigidezza della connessione infinita:
(riferimento: fig. A.4.1.1.1-2.) (altezza h: dall'intradosso della trave)
area e posizione baricentro delle sezioni dei singoli elementi:
$A_1 = 45320$ mm^2, $h_1 = 240+111.4 = 351.4$ mm
$A_2 = 200 \cdot 240 = 48000$ mm^2, $h_2 = 240/2 = 120$ mm
posizione baricentro sezione globale:
$h_{cg\infty} = (\Sigma E_iA_ih_i) / (\Sigma E_iA_i) = (31476 \cdot 45320 \cdot 351.4 + 11000 \cdot 48000 \cdot 120) / (31476 \cdot 45320 + 11000 \cdot 48000) =$
$= 288.9$ mm

distanza dei baricentri dei singoli elementi da quello dell'intera sezione:
$r_{1\infty} = h_2 + d - h_{cg\infty} = 240+111.4-288.9 = 62.5$ mm
$r_{2\infty} = h_{cg\infty} - h_2/2 = 288.9-240/2 = 168.9$ mm
$r_{1\infty} + r_{2\infty} = 62.5+168.9 = 231.4 = r$

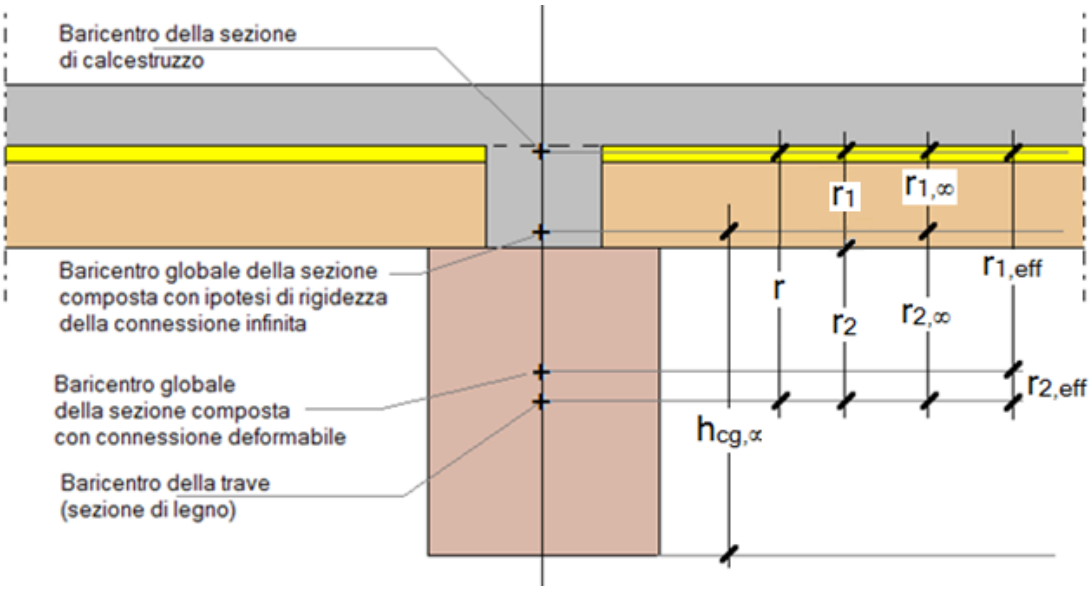


Fig. A.4.1.1.1-2. Parametri statici per la sezione composta in legno-calcestruzzo

$EJ_\infty = \Sigma E_iJ_i + \Sigma E_iA_ir_i^2 = 4.961\cdot10^{12} + 31476\cdot45320\cdot62.5^2 + 11000\cdot48000\cdot168.9^2 = 2.560\cdot10^{13}$ Nmm^2 **(2)**
- *determinazione della rigidezza efficace:*
$s_{eq} = 175$ mm, $K = K_u = 5988$ N/mm (vd. §A.3.4)

• Formule EC5:
$\gamma_2 = 1$
$\gamma_1 = [\,1 + \pi^2 E_1 A_1 s_{eq} / (K L^2)\,]^{-1} = [1+\pi^2\cdot31476\cdot45320\cdot175 / (5988\cdot4200^2)]^{-1} = 0.041$ **(3)**
distanze tra i baricentri geometrici delle sezioni 1 e 2 e il baricentro globale della sezione composta con connessione deformabile:
$r_{2eff} = r / [1 + (E_2 A_2) / (\gamma_1 E_1 A_1)] = 231.4 / [1 + (11000\cdot48000) / (0.041\cdot31476\cdot45320)] = 23.1$ mm
$r_{1eff} = r - r_{2eff} = 231.4-23.1 = 208.3$ mm
rigidezza efficace del sistema:
$EJ_{eff} = \Sigma E_iJ_i + (\Sigma \gamma_i E_iA_i r_{ieff}^2) = 4.961\cdot10^{12} + 0.041\cdot31476\cdot45320\cdot208.3^2 + 1\cdot11000\cdot48000\cdot23.1^2 =$
$= 7.780\cdot10^{12}$ Nmm^2

• Formule Girhammar:
$EJ_\infty/EJ_0 = 2.560\cdot10^{13}/4.961\cdot10^{12} = 25.6/4.961$
$\alpha L = \sqrt{\frac{Kr^2}{EJ_0(1-EJ_0/EJ_\infty)}}L = \sqrt{[(5988/175)\cdot231.4^2/(4.961\cdot10^{12}\cdot(1-4.961/25.6))]}\cdot4200 = 2.843$ **(4)**
$EJ_{eff} \cong EJ_\infty\left[1+\frac{EJ_\infty/EJ_0-1}{1+(\mu/\pi)^2(\alpha L)^2}\right]^{-1} = 2.560\cdot10^{13}\cdot[1 + (25.6/4.961 - 1)/(1 + (1/\pi)^2\cdot2.843^2]^{-1} =$
$= 7.788\cdot10^{12}$ Nmm^2 **(5)**

SOLLECITAZIONI DI PROGETTO
Momento in mezzeria:
$M_d = q_{d,(1),SLU}\cdot l^2 / 8 = 10.27\cdot4.20^2 / 8 = 22.65$ kNm

Taglio agli appoggi:
$V_d = q_{d,(1),SLU} \cdot l / 2 = 10.27 \cdot 4.20 / 2 = 21.57$ kN

VERIFICA DEL CALCESTRUZZO

• EC5:

$N_{1,d} = [(\gamma_1 E_1 r_{1eff} A_1) / EJ_{eff}] \cdot M_d = [(0.041 \cdot 31476 \cdot 208.3 \cdot 45320)/(7.780 \cdot 10^{12})] \cdot 22650 = 35468$ N

$M_{1,d} = (E_1 J_1 / EJ_{eff}) \cdot M_d = (2.427/7.780) \cdot 22.65 = 7.066$ kNm $= 7.066 \cdot 10^6$ Nmm

• Girhammar:

$N_{1,\mathrm{eff}} = -\left(1 - \frac{EJ_0}{EJ_{\mathrm{eff}}}\right)\frac{M}{r} = -(1-4.961/7.780) \cdot 22.65 \cdot 10^6/231.4 = -35467$ N

$M_{1,\mathrm{eff}} = \frac{E_1 J_1}{EJ_{\mathrm{eff}}} M = 2.427/7.780 \cdot 22.65 \cdot 10^6 = 7.066 \cdot 10^6$ Nmm

Verifica a pressoflessione

Per la sezione a T la verifica allo Stato Limite Ultimo si effettua determinando il dominio di resistenza e verificando che il punto di sollecitazione sia interno ad esso. Per eseguire la verifica con modalità indipendente dal software Aedes.SLC, in modo che essa costituisca elemento idoneo per la validazione, si utilizza il software freeware VCA-SLU [25]. Con i seguenti dati:

$f_{cd} = 11.33$ N/mm^2 (vd. §A.3.3), $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_S = 450/1.15 = 391.3$ N/mm^2

$\varepsilon_{C2} = 2$ ‰, $\varepsilon_{CU} = 3.5$ ‰, $E_S = 200000$ N/mm^2,

armatura in estradosso: $A_{S,sup} = 4\Phi8 = 201$ mm^2, con copriferro: 40/2 - Φ/2 = 16 mm (nell'ala di lunghezza 788 mm vengono intercettati 4Φ8 della rete e.s.),

armatura in intradosso: $A_{S,inf} = 2\Phi10 = 157$ mm^2, con copriferro: 20 + Φ/2 = 25 mm, corrispondente alla coordinata: 155-25=130 mm rispetto all'estradosso;

si ha (vd. fig. seg.): $M_{Rd} = 8.856$ kNm > $M_{Sd} = 7.066$ kNm ⇒ η=1.253 > 1 **(6)**

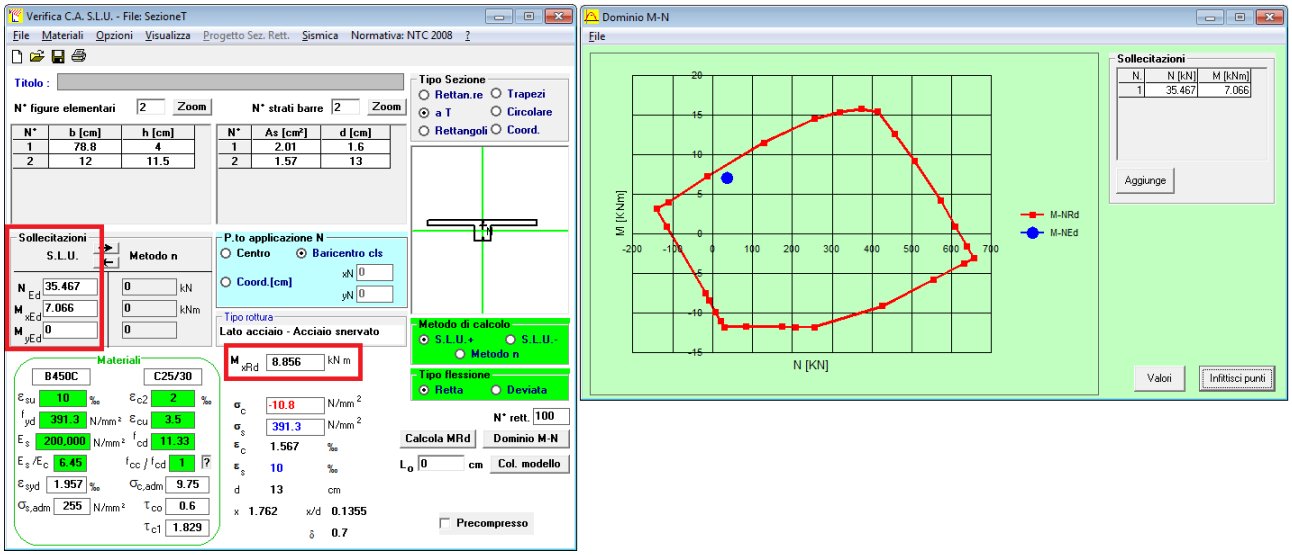


Fig. A.4.1.1.1-3. Verifica a pressoflessione per CC1, t=0

Verifica a taglio

Nel cordolo della sezione di calcestruzzo non sono predisposte armature a taglio; viene quindi fatto riferimento a §4.1.2.3.5.1 NTC18 (Resistenza nei confronti di sollecitazioni taglianti: elementi senza armatura trasversale resistente a taglio).

La verifica a taglio consiste nel confronto fra taglio competente al calcestruzzo $V_{1,d}$ e taglio resistente V_{Rd} calcolato con la [4.1.23] del testo normativo citato, prescindendo a favore di

sicurezza dalla tensione media di compressione nella sezione (la verifica si svolge peraltro nella zona degli appoggi dove lo sforzo normale è nullo):

$V_{Rd} = \max\{V_{Rd1}; V_{Rd2}\} = \max\{[0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_C]\, b_w \cdot d\,;\ \nu_{min} \cdot b_w \cdot d\}$

Si ha:

d (altezza utile della sezione) = 155 - 20 = 135 mm

k = min{1 + $(200/d)^{1/2}$; 2} = min{2.217 ; 2} = 2

$\nu_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0.035 \cdot 2^{1.5} \cdot 25^{0.5} = 0.495$

ρ_l (rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa) = $A_{sl} / (b_w\, d)$ = 157 / (120·135) = 0.969%

da cui:

$V_{Rd1} = 0.18 \cdot 2 \cdot (0.969 \cdot 25)^{1/3} / 1.5 \cdot 120 \cdot 135 = 11250$ N

$V_{Rd2} = 0.495 \cdot 120 \cdot 135 = 8019$ N

$\Rightarrow V_{Rd} = 11.25$ kN

Sollecitazione di taglio (Girhammar, (45) in §A.2.1.2):

$V_{Sd} = \left[\frac{E_1 J_1}{EJ_{\text{eff}}} + \left(1 - \frac{EJ_0}{EJ_{\text{eff}}}\right)\frac{r_1}{r}\right] V$ = [(2.427/7.780)+(1-4.961/7.780) · 111.4/231.4] · 21.57 = 10.491 kN

Pertanto:

$V_{Rd} = 11.25 > V_{Sd} = 10.491$ kN $\Rightarrow$ η=1.072 > 1 **(7)**

VERIFICA DEL LEGNO

• EC5:

$N_{2,d} = [(\gamma_2\, E_2 r_{2eff} A_2) / EJ_{eff}] \cdot M_d = [(1 \cdot 11000 \cdot 23.1 \cdot 48000)/(7.780 \cdot 10^{12})] \cdot 22650 = 35509$ N

$M_{2,d} = (E_2 J_2 / EJ_{eff}) \cdot M_d = (2.534/7.780) \cdot 22.65 = 7.377$ kNm $= 7.377 \cdot 10^6$ Nmm

• Girhammar:

$N_{2,\text{eff}} = -N_{1,\text{eff}} =$ -35468 N

$M_{2,\text{eff}} = \frac{E_2 J_2}{EJ_{\text{eff}}} M = 2.534/7.780 \cdot 22.65 \cdot 10^6 = 7.377 \cdot 10^6$ Nmm

Verifica a tensoflessione

• EC5:

$W_2 = b_2\, h_2^2 / 6 = 200 \cdot 240^2/6 = 1.92 \cdot 10^6$ mm^3

$\sigma_{n,2} = (N_{2,d} / A_2) = 35509/48000 = 0.74$ N/mm^2

$\sigma_{m,2} = (M_{2,d} / W_2) = 7.377 \cdot 10^6/(1.92 \cdot 10^6) = 3.842$ N/mm^2

• Girhammar (vd. (49) in §A.2.1.2):

$\sigma_{\text{n,2,eff}} = \left(1 - \frac{EJ_0}{EJ_{\text{eff}}}\right)\frac{1}{A_i r} M$ = 35468/48000 = 0.739 N/mm2

$\sigma_{\text{m,2,eff,max}} = \frac{E_i h_2/2}{EJ_{\text{eff}}} M = (11000 \cdot 240/2)/(7.780 \cdot 10^{12}) \cdot 22.65 \cdot 10^6 = 3.843$ N/mm^2

La formula di verifica è la seguente:

$(\sigma_{n,2} / f_{td}) + (\sigma_{m,2} / f_{md}) = 0.739/7.73 + 3.843/12.79 = 0.096 + 0.300 = 0.396 < 1 \Rightarrow \eta = 1/0.396$

$\Rightarrow$ η=2.525 > 1 **(8)**

Verifica a taglio

• EC5 (vd. (77) in §A.2.2):

$x_l = h_2/2 + r_{2eff} = 240/2 + 23.1 = 143.1$ mm

$\tau_2 = 0.5\, x_l^2 \cdot [E_2 / EJ_{eff}] \cdot V_d = 0.5 \cdot 143.1^2 \cdot (11000/(7.780 \cdot 10^{12})) \cdot 21570 = 0.312$ N/mm^2 < 2.13 N/mm^2 $\Rightarrow$ η=6.827 > 1 **(9)**

• Girhammar (vd. (51) in §A.2.1.2):

$h_{\text{na,2,eff}} = r_2 + \left(1 - \frac{EJ_0}{EJ_{\text{eff}}}\right)\frac{EJ_{\text{eff}}}{E_2 A_2 r}$ = 120+(1-4.961/7.780)*7.780*10^{12}/(11000*48000*231.4) = 143.1 mm

$\tau_{\text{2,eff,max}} = \frac{E_2 h_{\text{na,2,eff}}^2}{2\, EJ_{\text{eff}}} V$, identica all'espressione di EC5.

VERIFICA DELLA CONNESSIONE

Verifica di resistenza

• EC5:

$F = [(\gamma_1 E_1 A_1 r_{1eff} s_{eq}) / EJ_{eff}] \cdot V_d = 0.041 \cdot 31476 \cdot 45320 \cdot 208.3 \cdot 175/(7.780 \cdot 10^{12}) \cdot 21570 = 5910$ kN

Disponendo connettori accoppiati nelle zone di appoggio, la sollecitazione di progetto si può assumere pari a: F/2 = 2.955 kN

$F_{v,Sd} = 2.955 < F_{v,Rd} = 6.875$ kN $\Rightarrow \eta=2.327 > 1$ **(10)**

• Girhammar (vd. (54) in §A.2.1.2):

$F_{S,eff} = \left(1 - \frac{EJ_0}{EJ_{eff}}\right)\frac{V \cdot i}{r}$ = (1-4.961/7.780)*21570*175/231.4 = 5910 kN, identico ad EC5.

Verifica di scorrimento

$\delta_{c,lim}$ = max{1 mm., L/4000} = max{1, 4200/4000=1.05} = 1.05 mm

Deve essere:

$\delta_c = F / K_{u,0} \leq \delta_{c,lim}$

Si ha: $\delta_c = 2955 / 5988 = 0.49$ mm < 1.05 mm $\Rightarrow \eta=2.143 > 1$ **(11)**

A.4.1.1.2. CC1: VERIFICA A TEMPO t=inf.

Nelle analisi a tempo infinito i parametri di rigidezza dei materiali devono essere modificati per tenere conto degli effetti della viscosità (comportamento a lungo termine). I valori di calcolo si possono ottenere dalla media delle caratteristiche elastiche intere e ridotte pesata in funzione della durata del carico (per il carico variabile Q_k, ψ_2 rappresenta la quota parte di carico quasi permanente, da considerare quindi ai fini degli effetti della viscosità):

$$E_{1\infty} = E_1 * \frac{\dfrac{(\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \psi_2 \gamma_Q Q_k)}{(1+\varphi)} + \dfrac{(1-\psi_2)\gamma_Q Q_k}{1}}{(\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_Q Q_k)}$$

$$E_{2\infty} = E_2 * \frac{\dfrac{(\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \psi_2 \gamma_Q Q_k)}{(1+k_{def})} + \dfrac{(1-\psi_2)\gamma_Q Q_k}{1}}{(\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_Q Q_k)}$$

(**N.B.**: si faccia attenzione a non confondere il significato di ∞ nelle formule dei moduli elastici dei materiali, riferito alla viscosità e quindi al comportamento a lungo termine, da quello di ∞ nelle formule delle rigidezze delle sezioni composte, dove il riferimento è in tal caso al grado di connessione: infinito se i distinti componenti sono connessi in modo solidale, 0 se invece scorrono liberamente l'uno sull'altro con assenza o effetto nullo della connessione).

Nel caso in esame:

$E_{1\infty} = E_1 \cdot [(1.3 \cdot 2.05+1.5 \cdot 1.70+0.3 \cdot 1.5 \cdot 2.00)/(1+2.93) + 0.7 \cdot 1.5 \cdot 2.00] / (1.3 \cdot 2.05+1.5 \cdot 1.70+1.5 \cdot 2.00)] = 31476 \cdot 0.445 = 14008$ N/mm^2 **(12)**

$E_{2\infty} = E_2 \cdot [(1.3 \cdot 2.05+1.5 \cdot 1.70+0.3 \cdot 1.5 \cdot 2.00)/(1+0.60) + 0.7 \cdot 1.5 \cdot 2.00] / (1.3 \cdot 2.05+1.5 \cdot 1.70+1.5 \cdot 2.00)] =$
$= 11000 \cdot 0.721 = 7930$ N/mm^2 **(13)**

I calcoli delle rigidezze flessionali, delle sollecitazioni di progetto e le verifiche di sicurezza si conducono in modo del tutto analogo a quanto illustrato al paragrafo precedente per la verifica a tempo 0 della Combinazione di carico (1), tenendo presente che il coefficiente correttivo per la viscosità del legno (0.721) viene applicato anche alla rigidezza della connessione:
$K_{u\infty} = 0.721 \cdot K_u = 0.721 \cdot 5988 = 4317$ N/mm.

A.4.1.2. COMBINAZIONE DI CARICO (2) (CC2) (lunga durata)

La Combinazione di Carico (2) si riferisce alla classe di durata del carico: **lunga durata** (§7.1 DT206) e quindi alla **totalità dei carichi permanenti**, sia quelli non rimovibili sia quelli suscettibili di cambiamenti durante il normale esercizio della struttura.

A.4.1.2.1. CC2: VERIFICA A TEMPO t=0

Le caratteristiche elastiche coincidono con i valori interi dei moduli e delle rigidezze: valore medio per il modulo elastico del legno, valore istantaneo per il modulo elastico del calcestruzzo, rigidezza propria della connessione.

I calcoli delle rigidezze flessionali, delle sollecitazioni di progetto e le verifiche di sicurezza si conducono in modo del tutto analogo a quanto illustrato in §A.4.1.1.1 per la verifica a tempo 0 della Combinazione di carico (1).

A.4.1.2.2. CC2: VERIFICA A TEMPO t=inf.

Come per la combinazione (1), anche per la (2) a tempo infinito le caratteristiche elastiche dei materiali devono essere ridotte rispetto ai valori iniziali per tenere conto degli effetti della viscosità (comportamento a lungo termine). Come osservato in precedenza, i valori di calcolo si possono ottenere dalla media delle caratteristiche elastiche intere e ridotte pesata in funzione della durata del carico; poiché nella Combinazione di Carico (2) si considerano solo carichi permanenti, si applica direttamente il fattore riduttivo per la viscosità.
Nel caso in esame:

$E_{1\infty} = E_1 / (1+\varphi) = E_1 / (1+2.93) = 31476 \cdot 0.25 = 8009$ N/mm^2
$E_{2\infty} = E_2 / (1+k_{def}) = E_2 / (1+0.60) = 11000 \cdot 0.625 = 6875$ N/mm^2

$E_1J_1 = 8009 \cdot 7.71 \cdot 10^7 = 6.175 \cdot 10^{11}$ Nmm^2
$E_2J_2 = 6875 \cdot (200 \cdot 240^3 / 12) = 1.584 \cdot 10^{12}$ Nmm^2
$EJ_0 = \Sigma E_iJ_i = E_1J_1 + E_2J_2 = 2.201 \cdot 10^{12}$ Nmm^2 **(14)**

- ipotesi di rigidezza della connessione infinita:
$h_{cg\infty} = (\Sigma E_iA_ih_i) / (\Sigma E_iA_i) = (8009 \cdot 45320 \cdot 351.4 + 6875 \cdot 48000 \cdot 120) / (8009 \cdot 45320 + 6875 \cdot 48000) =$
$= 241.2$ mm
distanza dei baricentri dei singoli elementi da quello dell'intera sezione:
$r_{1\infty} = h_2 + d - h_{cg\infty} = 240+111.4-241.2 = 110.2$ mm
$r_{2\infty} = h_{cg\infty} - h_2/2 = 241.2-240/2 = 121.2$ mm

$r_{1\infty} + r_{2\infty} = 110.2+121.2 = 231.4 = r$
$EJ_\infty = \Sigma E_iJ_i + \Sigma E_iA_ir_i^2 = 2.201\cdot10^{12} + 8009\cdot45320\cdot110.2^2 + 6875\cdot48000\cdot121.2^2 = 1.146\cdot10^{13}$ Nmm^2 **(15)**
- determinazione della rigidezza efficace:
Il coefficiente correttivo per la viscosità del legno (0.625) viene applicato anche alla rigidezza della connessione:
$s_{eq} = 175$ mm, $K = K_{u\infty} = 0.625 \cdot K_u = 0.625\cdot5988 = 3742$ N/mm.

• Formule EC5:
$\gamma_2 = 1$
$\gamma_1 = [\,1 + \pi^2 E_1 A_1 s_{eq} / (K L^2)\,]^{-1} = [1+\pi^2\cdot8009\cdot45320\cdot175 / (3742\cdot4200^2)]^{-1} = 0.095$
distanze tra i baricentri geometrici delle sezioni 1 e 2 e il baricentro globale della sezione composta con connessione deformabile:
$r_{2eff} = r / [1 + (E_2 A_2) / (\gamma_1 E_1 A_1)] = 231.4 / [1 + (6875\cdot48000) / (0.095\cdot8009\cdot45320)] = 21.9$ mm
$r_{1eff} = r - r_{2eff} = 231.4-21.9 = 209.5$ mm
rigidezza efficace del sistema:
$EJ_{eff} = \Sigma E_iJ_i + (\Sigma \gamma_i E_iA_i r_{ieff}^2) = 2.201\cdot10^{12} + 0.095\cdot8009\cdot45320\cdot209.5^2 + 1\cdot6875\cdot48000\cdot21.9^2 =$
$= 3.873\cdot10^{12}$ Nmm^2

• Formule Girhammar:
$EJ_\infty/EJ_0 = 1.146\cdot10^{13}/2.201\cdot10^{12} = 11.46/2.201$
$\alpha L = \sqrt{\frac{Kr^2}{EJ_0(1-EJ_0/EJ_\infty)}}L = \sqrt{[(3742/175)\cdot231.4^2/(2.201\cdot10^{12}\cdot(1-2.201/11.46))]}\cdot4200 = 3.370$
$EJ_{eff} \cong EJ_\infty\left[1+\frac{EJ_\infty/EJ_0-1}{1+(\mu/\pi)^2(\alpha L)^2}\right]^{-1} = 1.146\cdot10^{13}\cdot[1 + (11.46/2.201 - 1)/(1 + (1/\pi)^2\cdot3.370^2]^{-1} =$
$= 3.877\cdot10^{12}$ Nmm^2 **(16)**

I calcoli delle sollecitazioni di progetto e le verifiche di sicurezza proseguono in modo analogo a quanto illustrato in §A.4.1.1.1.

A.4.2. VERIFICHE DI DEFORMABILITA' (SLE)

Per le verifiche di deformabilità della sezione composta in legno-calcestruzzo viene definito il corrispondente coefficiente di sicurezza η come rapporto fra freccia ammissibile e freccia di progetto. Se $\eta \geq 1.000$, la corrispondente verifica è soddisfatta.

A.4.2.1. VERIFICA A TEMPO t=0

Determinazione della rigidezza efficace:
$K = K_{ser} = 8982$ N/mm (vd. §A.3.4)
• EC5:
$\gamma_2 = 1$
$\gamma_1 = [\,1 + \pi^2 E_1 A_1 s_{eq} / (K L^2)\,]^{-1} = [1+\pi^2\cdot31476\cdot45320\cdot175 / (8982\cdot4200^2)]^{-1} = 0.060$
distanze tra i baricentri geometrici delle sezioni 1 e 2 e il baricentro globale della sezione composta con connessione deformabile:
$r_{2eff} = r / [1 + (E_2 A_2) / (\gamma_1 E_1 A_1)] = 231.4 / [1 + (11000\cdot48000) / (0.060\cdot31476\cdot45320)] = 32.3$ mm
$r_{1eff} = r - r_{2eff} = 231.4-32.3 = 199.1$ mm
rigidezza efficace del sistema:

$EJ_{eff} = \Sigma E_iJ_i + (\Sigma \gamma_i E_iA_i r_{ieff}^2) = 4.961 \cdot 10^{12} + 0.060 \cdot 31476 \cdot 45320 \cdot 199.1^2 + 1 \cdot 11000 \cdot 48000 \cdot 32.3^2 =$
$= 8.905 \cdot 10^{12}$ Nmm^2
Questa rigidezza efficace compete quindi allo stato limite di esercizio a tempo 0, e si indica anche con il seguente simbolo:
$(EJ)_{eff,ser,t=0} = 8.905 \cdot 10^{12}$ Nmm^2
• Girhammar:
$EJ_\infty/EJ_0 = 2.560 \cdot 10^{13}/4.961 \cdot 10^{12} = 25.6/4.961$
$\alpha L = \sqrt{\frac{Kr^2}{EJ_0(1-EJ_0/EJ_\infty)}}L = \sqrt{[(8982/175) \cdot 231.4^2/(4.961 \cdot 10^{12} \cdot (1-4.961/25.6))]} \cdot 4200 = 3.482$
$EJ_{eff} \cong EJ_\infty \left[1 + \frac{EJ_\infty/EJ_0 - 1}{1+(\mu/\pi)^2(\alpha L)^2}\right]^{-1} = 2.560 \cdot 10^{13} \cdot [1 + (25.6/4.961 - 1)/(1 + (1/\pi)^2 \cdot 3.482^2]^{-1} =$
$= 8.930 \cdot 10^{12}$ Nmm^2 **(17)**

Verifica della freccia
La freccia viene calcolata suddivisa nei singoli contributi dei carichi permanenti e dei carichi variabili. Per le verifiche di deformabilità (SLE) le grandezze caratteristiche della sezione composta devono essere calcolate con riferimento al valore di servizio della rigidezza della connessione K_{ser}.
Nella valutazione dello spostamento, per tenere conto della deformabilità a taglio si applica, a favore di sicurezza, un fattore moltiplicativo pari a 1.10 (incremento del 10%).
I singoli contributi di carico, utilizzati per la combinazione rara, sono i seguenti:
$g_1 = 2.05 \cdot 1.25 = 2.5625$ kN/m
(si osservi che l'unità di misura kN/m ha lo stesso ordine dell'unità N/mm, usata nell'espressione della freccia)
$g_2 = 1.70 \cdot 1.25 = 2.125$ kN/m
$q_k = 2.00 \cdot 1.25 = 2.50$ kN/m
Per il calcolo della freccia istantanea viene utilizzata la rigidezza efficace in condizioni iniziali $(EJ)_{eff,ser,t=0}$:
$f_{G1,ist} = 1.10 \cdot (5/384)\, g_1 \cdot l^4 / (EJ)_{eff,ser,t=0} = 1.10 \cdot (5/384) \cdot 2.5625 \cdot 4200^4 / (8.930 \cdot 10^{12}) =$
1.28 mm
$f_{G2,ist} = 1.10 \cdot (5/384)\, g_2 \cdot l^4 / (EJ)_{eff,ser,t=0} = 1.10 \cdot (5/384) \cdot 2.125 \cdot 4200^4 / (8.930 \cdot 10^{12}) =$
1.06 mm
$f_{Q,ist} = 1.10 \cdot (5/384)\, q_k \cdot l^4 / (EJ)_{eff,ser,t=0} = 1.10 \cdot (5/384) \cdot 2.50 \cdot 4200^4 / (8.930 \cdot 10^{12}) =$
1.25 mm
Risulta pertanto, essendo l=4200 mm:
$f_{ist} = 1.28+1.06+1.25 = 3.59$ mm $= (1/1170)\, l < (1/500)\, l = 8.4$ mm $\Rightarrow \eta = 2.340 > 1$ **(18)**

A.4.2.2. VERIFICA A TEMPO t=inf.

La deformazione finale è data dalla somma di due contributi:
(i) la deformazione a lungo termine dovuta al carico quasi permanente, utilizzando valori ridotti dei moduli di elasticità;
(ii) la deformazione istantanea dovuta alla quota 'non quasi permanente' del carico variabile: $Q_k \cdot (1-\psi_2)$, utilizzando valori non ridotti dei moduli di elasticità.

Per quanto riguarda il **contributo (ii)**, i parametri di rigidezza sono stati calcolati al paragrafo precedente §A.4.2.1:
$(EJ)_{eff,ser,t=0} = 8.930 \cdot 10^{12}$ Nmm^2

Per il **contributo (i)** si deve ricalcolare la rigidezza efficace, tenendo conto della riduzione dovuta alla viscosità. Per il carico quasi-permanente, i valori dei moduli di elasticità vengono ridotti utilizzando i coefficienti di viscosità, in modo analogo alla Combinazione di Carico 2 (lunga durata) (non è necessario eseguire una media pesata riguardante la durata del carico Q_k poiché nella quasi permanente il carico Q_k compare solo con il fattore ψ_2, a differenza della combinazione fondamentale dove Q_k compare completo e vanno distinte le due quote quasi permanente e non quasi-permanente) e considerando la rigidezza della connessione in esercizio a tempo infinito.
Da §A.4.1.2.2: $EJ_0 = 2.201 \cdot 10^{12}$ Nmm^2, $EJ_\infty = 1.146 \cdot 10^{13}$ Nmm^2.
Determinazione della rigidezza efficace:
Il coefficiente correttivo per la viscosità del legno (0.625) viene applicato anche alla rigidezza della connessione:
$K = K_{ser,\infty} = 0.625 \cdot K_{ser} = 0.625 \cdot 8982 = 5614$ N/mm.
• Formule EC5:
$\gamma_2 = 1$
$\gamma_1 = [\,1 + \pi^2 E_1 A_1 s_{eq} / (K L^2)\,]^{-1} = [1+\pi^2 \cdot 8009 \cdot 45320 \cdot 175 / (5614 \cdot 4200^2)]^{-1} = 0.136$
$r_{2eff} = r / [1 + (E_2 A_2) / (\gamma_1 E_1 A_1)] = 231.4 / [1 + (6875 \cdot 48000) / (0.136 \cdot 8009 \cdot 45320)] = 30.1$ mm
$r_{1eff} = r - r_{2eff} = 231.4 - 30.1 = 201.3$ mm
rigidezza efficace del sistema:
$EJ_{eff} = \Sigma E_i J_i + (\Sigma \gamma_i E_i A_i r_{ieff}^2) = 2.201 \cdot 10^{12} + 0.136 \cdot 8009 \cdot 45320 \cdot 201.3^2 + 1 \cdot 6875 \cdot 48000 \cdot 30.1^2 =$
$= 4.500 \cdot 10^{12}$ Nmm^2
• Formule Girhammar:
$EJ_\infty / EJ_0 = 1.146 \cdot 10^{13} / 2.201 \cdot 10^{12} = 11.46/2.201$
$\alpha L = \sqrt{\frac{Kr^2}{EJ_0(1-EJ_0/EJ_\infty)}}\,L = \sqrt{[(5614/175) \cdot 231.4^2 / (2.201 \cdot 10^{12} \cdot (1-2.201/11.46))]} \cdot 4200 = 4.128$
$EJ_{\text{eff}} \cong EJ_\infty \left[1 + \frac{EJ_\infty/EJ_0 - 1}{1+(\mu/\pi)^2(\alpha L)^2}\right]^{-1} = 1.146 \cdot 10^{13} \cdot [1 + (11.46/2.201 - 1)/(1 + (1/\pi)^2 \cdot 4.128^2]^{-1} =$
$= 4.506 \cdot 10^{12}$ Nmm^2 **(19)**
Si ha dunque: $(EJ)_{eff,ser,t=\infty} = 4.506 \cdot 10^{12}$ Nmm^2

Verifica della freccia
Come indicato dalla formula (II) in §A.3.7.2, la freccia a lungo termine assume la seguente espressione:
$\alpha\,(g_1 + g_2 + \psi_2 q_k) / (EJ)_{eff,ser,t=\infty} + \alpha\,(1 - \psi_2)\,(q_k / (EJ)_{eff,ser,t=0})$
dove $\alpha = 1.10 \cdot (5/384) \cdot l^4$

La freccia finale è dunque espressa dalle seguenti relazioni:
(i) freccia a lungo termine dovuta al carico quasi permanente:
$f_{G1,fin} = 1.10 \cdot (5/384)\, g_1 \cdot l^4 / (EJ)_{eff,ser,t=\infty} = 1.10 \cdot (5/384) \cdot 2.5625 \cdot 4200^4 / (4.506 \cdot 10^{12}) =$
$= 2.54$ mm
$f_{G2,fin} = 1.10 \cdot (5/384)\, g_2 \cdot l^4 / (EJ)_{eff,ser,t=\infty} = 1.10 \cdot (5/384) \cdot 2.125 \cdot 4200^4 / (4.506 \cdot 10^{12}) =$
$= 2.10$ mm
$f_{Q,fin} = 1.10 \cdot (5/384) \cdot \psi_2 q_k \cdot l^4 / (EJ)_{eff,ser,t=\infty} = 1.10 \cdot (5/384) \cdot 0.3 \cdot 2.50 \cdot 4200^4 / (4.506 \cdot 10^{12}) =$
$= 0.74$ mm

(ii) freccia istantanea dovuta alla quota 'non quasi permanente' del carico variabile:
$f_{Q,ist} = 1.10 \cdot (5/384) \cdot (1 - \psi_2)\, q_k \cdot l^4 / (EJ)_{eff,ser,t=0} = 1.10 \cdot (5/384) \cdot 0.7 \cdot 2.50 \cdot 4200^4 / (8.930 \cdot 10^{12})] =$
$= 0.87$ mm

Risulta pertanto, essendo l=4200 mm:

f_{fin} = 2.54+2.10+0.74+0.87 = 6.25 mm = (1/672) l < (1/300) l = 14 mm $\Rightarrow$ η=2.240 > 1 **(20)**

A.4.3. VERIFICA DEI TRAVETTI (ORDITURA SECONDARIA)

Per ogni verifica di sicurezza relativa ai travetti (che vengono considerati composti in legno-calcestruzzo in presenza di connessioni lungo i travetti stessi, oppure - a favore di sicurezza - costituiti dalla sola sezione di legno), viene definito il corrispondente coefficiente di sicurezza η.
Per la resistenza, η è pari al rapporto fra resistenza di progetto e sollecitazione di progetto; per la deformabilità, η è definito dal rapporto fra freccia ammissibile e freccia di progetto. Se $\eta \geq 1.000$, la corrispondente verifica è soddisfatta.
Il solaio è conforme alle richieste di Normativa qualora tutti i coefficienti di sicurezza (incluse anche le verifiche di resistenza e deformabilità della sezione in legno-calcestruzzo composta dalla trave principale, illustrate nei paragrafi precedenti, e di resistenza al fuoco della trave principale di cui in §A.4.4) siano $\geq$ 1.000.

Nell'esempio considerato, i travetti, di sezione trasversale 80x80 mm^2 e luce di calcolo (assunta pari alla luce totale) 1130 mm, costituenti l'orditura secondaria del solaio misto in legno e calcestruzzo, vengono verificati come elementi in legno semplice, in quanto il progetto non prevede connettori disposti lungo i travetti. Lo schema di calcolo è sempre di trave appoggiata. Le verifiche di resistenza (SLU) si conducono per la combinazione di carico più gravosa: la (1), comprendente carichi permanenti e variabili, cui corrisponde il coefficiente k_{mod}=0.8 (classe di durata del carico: media); le verifiche sono invariate tra tempo 0 e tempo ∞ in quanto le caratteristiche elastiche ridotte (a tempo ∞) non influiscono sulle sollecitazioni e sulle resistenze di progetto, ma soltanto sulla deformazione (SLE).

Carichi
G_1 = 2.05 kN/m^2
G_2 = 1.70 kN/m^2
Q_k = 2.00 kN/m^2

Parametri statici
Area: A = 80x80 = 6400 mm^2
Modulo di resistenza: W = $80 \cdot 80^2/6$ = 85333 mm^3
Momento d'inerzia: J = $80x80^3/12 = 3.413 \cdot 10^6$ mm^4

■ Verifica di resistenza a SLU

Combinazione di carico (1) (media durata: tutti i carichi)

Carico agente sul travetto:
$q_{d,SLU} = (\gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_Q \cdot Q_k) \cdot i = (1.3 \cdot 2.05 + 1.5 \cdot 1.70 + 1.5 \cdot 2.00) \cdot 0.32 = 2.63$ kN/m

Momento in mezzeria:
$M_d = q_{d,SLU} \cdot l^2 / 8 = 2.63 \cdot 1.13^2 / 8 = 0.42$ kNm
Taglio agli appoggi:
$V_d = q_{d,SLU} \cdot l / 2 = 2.63 \cdot 1.13 / 2 = 1.486$ kN

Resistenze di progetto (cfr. §A.3.2):
$f_{md} = 12.79 \cdot k_h = 12.79 \cdot 1.134 = 14.50$ N/mm^2, f_{vd}=2.13 N/mm^2

Verifica di resistenza a flessione

$\sigma_m = M_d / W = 0.42 \cdot 10^6 / 85333 = 4.92$ N/mm^2 < $f_{md} = 14.50$ N/mm^2 $\Rightarrow \eta$=2.947 > 1 **(21)**

Verifica di resistenza a taglio

$\tau = (3/2) \cdot V_d / A = 1.5 \cdot 1486 / 6400 = 0.35$ N/mm^2 < $f_{vd} = 2.13$ N/mm^2 $\Rightarrow \eta$=6.086 > 1 **(22)**

■ Verifica di deformabilità a SLE

La freccia viene calcolata suddivisa nei singoli contributi dei carichi permanenti e dei carichi variabili. Per le verifiche di deformabilità (SLE) le grandezze caratteristiche della sezione composta devono essere calcolate con riferimento al valore di servizio della rigidezza della connessione K_{ser}. Nella valutazione dello spostamento, per tenere conto della deformabilità a taglio si applica, a favore di sicurezza, un fattore moltiplicativo pari a 1.10 (incremento del 10%).
I carichi distribuiti sul travetto sono i seguenti:
$g_1 = 2.05 \cdot 0.32 = 0.656$ kN/m
$g_2 = 1.70 \cdot 0.32 = 0.544$ kN/m
$g_1 = 2.00 \cdot 0.32 = 0.64$ kN/m

Verifica a tempo t=0

Per il calcolo della freccia istantanea viene utilizzata la rigidezza in condizioni iniziali:
$(EJ)_{ser,t=0} = 11000 \cdot 3.413 \cdot 10^6 = 3.754 \cdot 10^{10}$ Nmm^2
$f_{G1,ist} = 1.10 \cdot (5/384)\, g_1 \cdot l^4 / (EJ)_{ser,t=0} = 1.10 \cdot (5/384) \cdot 0.656 \cdot 1130^4 / (3.754 \cdot 10^{10}) = 0.41$ mm
$f_{G2,ist} = 1.10 \cdot (5/384)\, g_2 \cdot l^4 / (EJ)_{ser,t=0} = 1.10 \cdot (5/384) \cdot 0.544 \cdot 1130^4 / (3.754 \cdot 10^{10}) = 0.34$ mm
$f_{Q,ist} = 1.10 \cdot (5/384)\, q_k \cdot l^4 / (EJ)_{ser,t=0} = 1.10 \cdot (5/384) \cdot 0.64 \cdot 1130^4 / (3.754 \cdot 10^{10}) = 0.40$ mm
Risulta pertanto, essendo l=1130 mm:
$f_{ist} = 0.41+0.34+0.40 = 1.15$ mm = (1/983) l < (1/500) l = 2.26 mm $\Rightarrow \eta$=1.965 > 1 **(23)**

Verifica a tempo t=∞

Il modulo di elasticità a lungo termine vale: E = 6875 N/mm^2
Pertanto, la rigidezza a lungo termine vale:
$(EJ)_{ser,t=\infty} = 6875 \cdot 3.413 \cdot 10^6 = 2.346 \cdot 10^{10}$ Nmm^2

Come indicato dalla formula (II) in §A.3.7.2, la freccia a lungo termine assume la seguente espressione:
$\alpha\, (g_1 + g_2 + \psi_2\, q_k) / (EJ)_{eff,ser,t=\infty} + \alpha\, (1 - \psi_2)\, (q_k / (EJ)_{eff,ser,t=0})$
dove $\alpha = 1.10 \cdot (5/384) \cdot l^4$

La freccia finale è dunque espressa dalle seguenti relazioni:
(i) freccia a lungo termine dovuta al carico quasi permanente:
$f_{G1,fin} = 1.10 \cdot (5/384)\, g_1 \cdot l^4 / (EJ)_{eff,ser,t=\infty} = 1.10 \cdot (5/384) \cdot 0.656 \cdot 1130^4 / (2.346 \cdot 10^{10}) =$
$= 0.65$ mm
$f_{G2,fin} = 1.10 \cdot (5/384)\, g_2 \cdot l^4 / (EJ)_{eff,ser,t=\infty} = 1.10 \cdot (5/384) \cdot 0.544 \cdot 1130^4 / (2.346 \cdot 10^{10}) =$
$= 0.54$ mm
$f_{Q,fin} = 1.10 \cdot (5/384) \cdot \psi_2\, q_k \cdot l^4 / (EJ)_{eff,ser,t=\infty} = 1.10 \cdot (5/384) \cdot 0.3 \cdot 0.64 \cdot 1130^4 / (2.346 \cdot 10^{10}) =$
$= 0.19$ mm

(ii) freccia istantanea dovuta alla quota 'non quasi permanente' del carico variabile:
$f_{Q,ist} = 1.10 \cdot (5/384) \cdot (1 - \psi_2)\, q_k \cdot l^4 / (EJ)_{eff,ser,t=0} = 1.10 \cdot (5/384) \cdot 0.7 \cdot 0.64 \cdot 1130^4 / (3.754 \cdot 10^{10})] =$

= 0.28 mm

Risulta pertanto, essendo l=1130 mm:
f_{fin} = 0.65+0.54+0.19+0.28 = 1.66 mm = (1/681) l < (1/300) l = 3.77 mm $\Rightarrow \eta$=2.269 > 1 **(24)**

A.4.4. VERIFICA DI RESISTENZA AL FUOCO

Per la verifica di resistenza al fuoco della trave principale di legno viene definito il corrispondente coefficiente di sicurezza η come rapporto fra resistenza di progetto e sollecitazione di progetto. Come per ogni altro coefficiente di sicurezza, quando $\eta \geq 1.000$ la corrispondente verifica è soddisfatta.

Per la verifica di resistenza al fuoco si considera la combinazione eccezionale (§2.5.3 NTC18), impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto: i carichi permanenti g vengono considerati nella loro totalità, mentre al carico variabile q_k si applica il proprio coefficiente ψ_2:
G_1 = 2.05 kN/m^2
G_2 = 1.70 kN/m^2
Q_k = 0.30·2.00 = 0.60 kN/m^2
Il calcolo della resistenza al fuoco viene condotto secondo il metodo illustrato in §A.3.10 (una esemplificazione è descritta in [17],§7.10.1), attribuendo la totalità del carico alla sezione residua della trave di legno:
$q_{d,fi}$ = (2.05+1.70+0.60) · 1.25 = 5.44 kN/m,
cui corrispondono le seguenti sollecitazioni di progetto:
momento in mezzeria:
$M_d = q_{d,fi} \cdot l^2 / 8 = 5.44 \cdot 4.20^2 / 8 = 12.00$ kNm
taglio agli appoggi:
$V_d = q_{d,fi} \cdot l / 2 = 5.44 \cdot 4.20 / 2 = 11.42$ kN

Sezione efficace
La velocità di carbonizzazione è assunta pari a β_n = 0.8 mm/min. Da §13.2 DT206:

Tabella 13-1 – Velocità di carbonizzazione β_n

Materiale	β_n [mm/minuto]
a) Conifere e faggio	
Legno massiccio con massa volumica caratteristica non inferiore a 290 kg/m^3	0.8
Legno lamellare incollato con massa volumica caratteristica non inferiore a 290 kg/m^3	0.7
Pannelli di tavole incollate a strati incrociati con massa volumica caratteristica non inferiore a 290 kg/m^3 (si veda la nota [1])	0.75
b) Latifoglie (escluso faggio)	
Legno massiccio o legno lamellare incollato con massa volumica caratteristica non inferiore a 290 kg/m^3	0.7
Legno massiccio o legno lamellare incollato con massa volumica caratteristica non inferiore a 450 kg/m^3	0.55
c) LVL	
LVL con massa volumica caratteristica non inferiore a 480 kg/m^3	0.7

[1] Si deve precisare che, in mancanza della norma europea di prodotto o fino alla scadenza del pertinente periodo di coesistenza, i certificati ETA dei singoli produttori riportano le velocità di carbonizzazione che, in generale, sono anche sensibili al tipo di colla utilizzata e potrebbero quindi non essere costanti nello spessore del pannello. Il valore qui indicato è da considerarsi a semplice titolo informativo.

Fig. A.4.4-1.

Dopo 60 minuti di esposizione al fuoco, la profondità di carbonizzazione è pari a:
$d_{ef} = 0.8 \cdot 60 + 7 = 55$ mm, e di conseguenza, essendo la trave in legno del solaio esposta su 3 lati, la sezione diventa:
$b_{ef} \times h_{ef} = (200 - 55 \cdot 2) \times (240-55) = 90 \times 185$ mm^2
L'area resistente si riduce quindi da: 200x240=48000 mm^2 a: 90x185=16650 mm^2
Il modulo di resistenza della sezione ridotta vale: $W = 90 \cdot 185^2/6 = 513375$ mm^3

Verifica di resistenza a flessione
Resistenza di progetto:
$f_{m,fi,d} = k_{mod,fi} \cdot (k_h \cdot f_{mk} \cdot k_{fi}) / \gamma_{Mfi} = 1 \cdot (1 \cdot 24 \cdot 1.25) / 1.00 = 30$ N/mm^2
Risulta:
$\sigma_{mfi} = 12.00 \cdot 10^6 / 513375 = 23.37$ N/mm^2 < $f_{m,fi,d} = 30$ N/mm^2 $\Rightarrow \eta = 1.283 > 1$ **(25)**

Verifica di resistenza a taglio
Resistenza di progetto:
$f_{v,fi,d} = k_{mod,fi} \cdot (f_{vk} \cdot k_{fi}) / \gamma_{Mfi} = 1 \cdot (4.0 \cdot 1.25) / 1.00 = 5.00$ N/mm^2
Risulta:
$\tau_{fi} = (3/2) \cdot V_d / A = 1.5 \cdot 11420 / 16650 = 1.03$ N/mm^2 < $f_{v,fi,d} = 5.00$ N/mm^2 $\Rightarrow \eta = 4.860 > 1$ **(26)**

Posizione dei connettori
Sul piano della sezione trasversale della trave, la distanza minima dal lato esterno della trave a cui i connettori devono essere posti (secondo risultati sperimentali) è pari a:
$d_{ef} + 2.5 = 55 + 25 = 80$ mm
Nel caso di un solo connettore, la posizione in mezzeria conduce a una distanza pari a 200/2=100 mm > 80 mm dal lato esterno della trave (posizione ammessa).
Nel caso in esame, sono previsti connettori accoppiati agli appoggi ma non in mezzeria.
I connettori Φ12 accoppiati sono posti nello stesso piano della sezione trasversale della trave.
Ipotizzando un interferro minimo di 20 mm., risulta una distanza dal bordo della trave pari a:
(200-2*12-20)/2= 78 mm ≈ 80 mm., valore che si può considerare accettabile (con un interferro di 16 mm. si ottiene precisamente 80 mm).

Di seguito, viene quindi svolta la **verifica di resistenza al fuoco dei travetti**.
Il progetto, come già evidenziato, prevede travetti senza connettori.

Carico agente sul travetto:
$q_{d,SLU} = (G_1 + G_2 + \psi_2 \cdot Q_k) \cdot i = (2.05+1.70+0.3 \cdot 2.00) \cdot 0.32 = 1.39$ kN/m
Momento in mezzeria:
$M_d = q_{d,SLU} \cdot l^2 / 8 = 1.39 \cdot 1.13^2 / 8 = 0.22$ kNm
Taglio agli appoggi:
$V_d = q_{d,SLU} \cdot l / 2 = 1.39 \cdot 1.13 / 2 = 0.79$ kN

Dopo 30 minuti di esposizione al fuoco, la profondità di carbonizzazione è pari a:
$d_{ef} = 0.8 \cdot 30 + 7 = 31$ mm, e di conseguenza, essendo il travetto esposto su 3 lati, la sezione diventa:
$b_{ef} \times h_{ef} = (80 - 31 \cdot 2) \times (80 - 31) = 18 \times 49$ mm^2
L'area resistente si riduce quindi da: 80x80=6400 mm^2 a: 18x49=882 mm^2
Il modulo di resistenza della sezione ridotta vale: $W = 18 \cdot 49^2/6 = 7203$ mm^3

Verifica di resistenza a flessione

Resistenza di progetto:

$f_{m,fi,d} = k_{mod,fi} \cdot (k_h \cdot f_{mk} \cdot k_{fi}) / \gamma_{Mfi} = 1 \cdot (1.251 \cdot 24 \cdot 1.25) / 1.00 = 37.53$ N/mm^2

(N.B. k_h=1.251 corrisponde alle dimensioni della sezione efficace, mentre il valore k_h=1.134 utilizzato nelle verifiche di resistenza statiche corrisponde alla sezione integra)

Risulta:

$\sigma_{mfi} = 0.22 \cdot 10^6 / 7203 = 30.54$ N/mm^2 < $f_{m,fi,d} = 37.53$ N/mm^2 $\Rightarrow$ η=1.229 > 1 **(27)**

Verifica di resistenza a taglio

Resistenza di progetto:

$f_{v,fi,d} = k_{mod,fi} \cdot (f_{vk} \cdot k_{fi}) / \gamma_{Mfi} = 1 \cdot (4.0 \cdot 1.25) / 1.00 = 5.00$ N/mm^2

Risulta:

$\tau_{fi} = (3/2) \cdot V_d / A = 1.5 \cdot 790 / 882 = 1.34$ N/mm^2 < $f_{v,fi,d} = 5.00$ N/mm^2 $\Rightarrow$ η=3.731 > 1 **(28)**

A.5. COMPLEMENTI

In questo capitolo vengono presentati alcuni complementi agli aspetti teorici sui solai misti in legno e calcestruzzo riguardanti i seguenti aspetti:
- travi composte inclinate, presenti nei solai di copertura in pendenza (§A.5.1),
- implicazioni sull'analisi strutturale delle fasi costruttive che prevedono il puntellamento delle travi in legno durante la fase di getto e di maturazione del calcestruzzo (§A.5.2).

A.5.1. SOLAI DI COPERTURA. TRAVI INCLINATE

Nei solai di copertura inclinati si distinguono elementi paralleli alla linea di colmo ed elementi orientati lungo la pendenza della falda: a seconda della tipologia, gli elementi inclinati, soggetti a flessione e sforzo normale di compressione (puntoni) possono essere quelli dell'orditura principale (travi) o della secondaria (travetti, in caso di orditura doppia). I diversi assetti sono rappresentati in fig. A.5.1.1.

Il caso (A) è relativo ad un qualunque solaio piano, di orizzontamento intermedio o di copertura. Sia le travi principali, sia i travetti sono sottoposti a carico verticale che genera flessione retta.
Nel caso di solaio in copertura inclinata, un elemento orientato col proprio asse longitudinale (asse x) lungo l'inclinazione della falda è spingente, ed è soggetto a flessione retta e sforzo normale (caso (B)); un elemento parallelo alla linea di colmo è invece non spingente.

Per evitare il più possibile gli effetti delle spinte, che particolarmente in zona sismica possono aggravare il comportamento strutturale nella sommità dell'edificio contribuendo al ribaltamento dei paramenti murari verso l'esterno, la trave principale non dovrebbe essere inclinata.
Ciò significa che in un solaio a semplice orditura le travi dovrebbero essere parallele alla linea di colmo; in un solaio a doppia orditura, gli elementi inclinati dovrebbero essere i travetti.

Gli elementi paralleli alla linea di colmo (travi o travetti) possono trovarsi in situazione (C) o (D): nel caso (C), il comportamento statico si assume identico al caso piano (flessione retta); nel caso (D), l'elemento strutturale è sottoposto a flessione deviata.
Nei solai misti in legno e calcestruzzo, la collaborazione flessionale fra i due materiali genera sforzi normali di trazione nell'elemento ligneo e di compressione nella sezione di calcestruzzo.
Nel caso dei puntoni, viene esercitata un'azione di compressione sia nel legno sia nel calcestruzzo: considerando il comportamento flessionale prevalente, che prevede la compressione nella soletta e la trazione nel legno per effetto di un momento positivo, che tende cioè le fibre inferiori, la compressione dovuta all'effetto puntone diviene aggiuntiva per lo sforzo normale nel calcestruzzo e diminuisce lo sforzo normale di trazione nel legno.

Come illustrato nella teoria delle travi composte (formula (31) in §A.2.1.1) un carico assiale F viene ripartito fra la sezione in legno e quella in calcestruzzo proporzionalmente alla rigidezza assiale; lo stato di sollecitazione della struttura composta differisce dal caso della trave piana solo per le grandezze influenzate dal carico assiale aggiuntivo, quali gli sforzi normali e i conseguenti stati tensionali di pressoflessione e tensoflessione. In generale, si prescinde da fenomeni di instabilità che potrebbero generarsi con forze assiali aggiuntive molto elevate, considerando le caratteristiche delle strutture esaminate: travi composte prevalentemente inflesse, soggette ad un eventuale carico assiale F solo in caso di copertura inclinata.

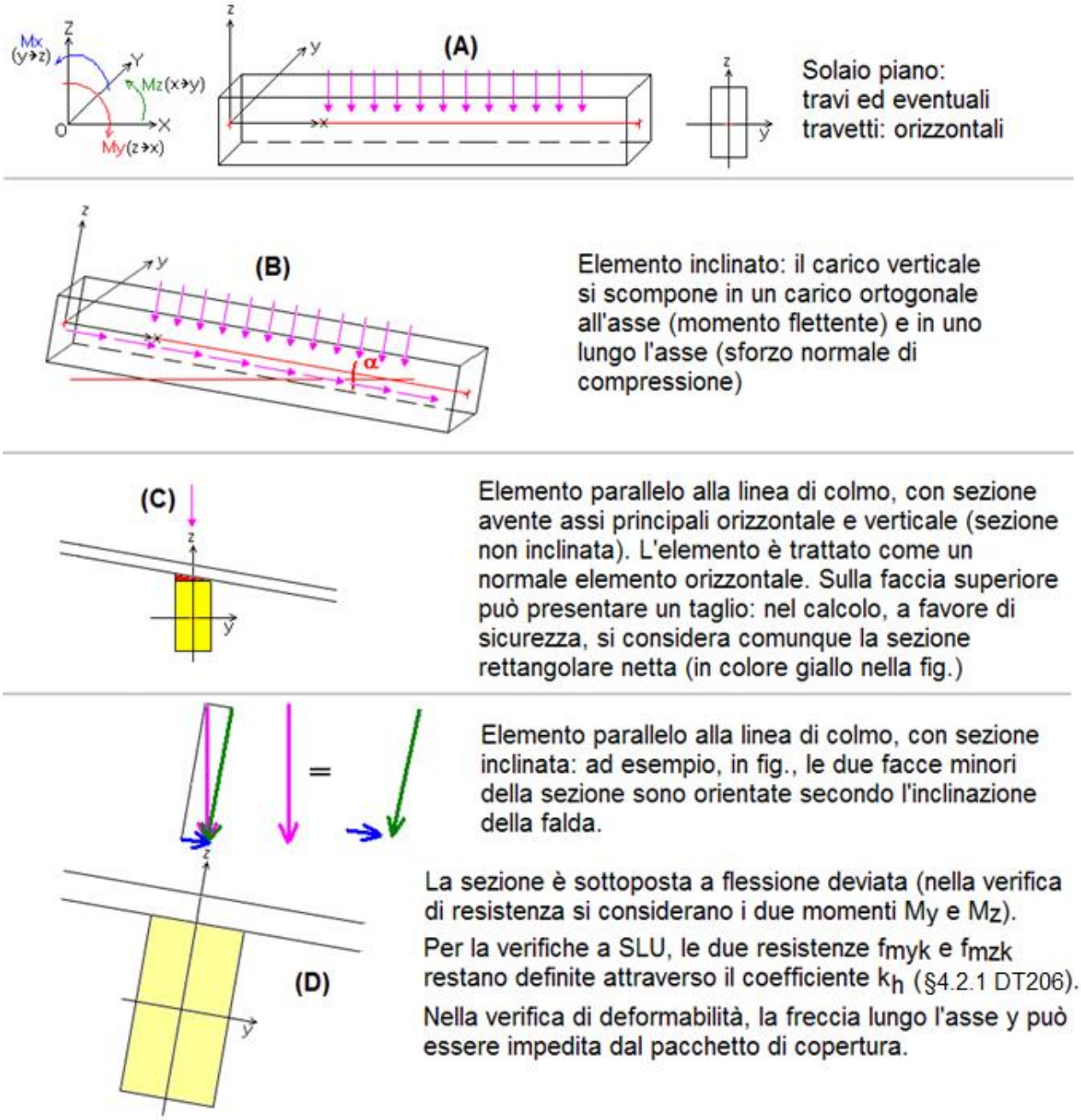


Fig. A.5.1-1. Travi inclinate in copertura

Le caratteristiche di sollecitazione presenti nella trave di copertura inclinata (puntone) dipendono anche dal vincolo in sommità, che può essere con piano di scorrimento attivo e inclinato, oppure impedito, come illustrato in figura seguente A.5.1-2.

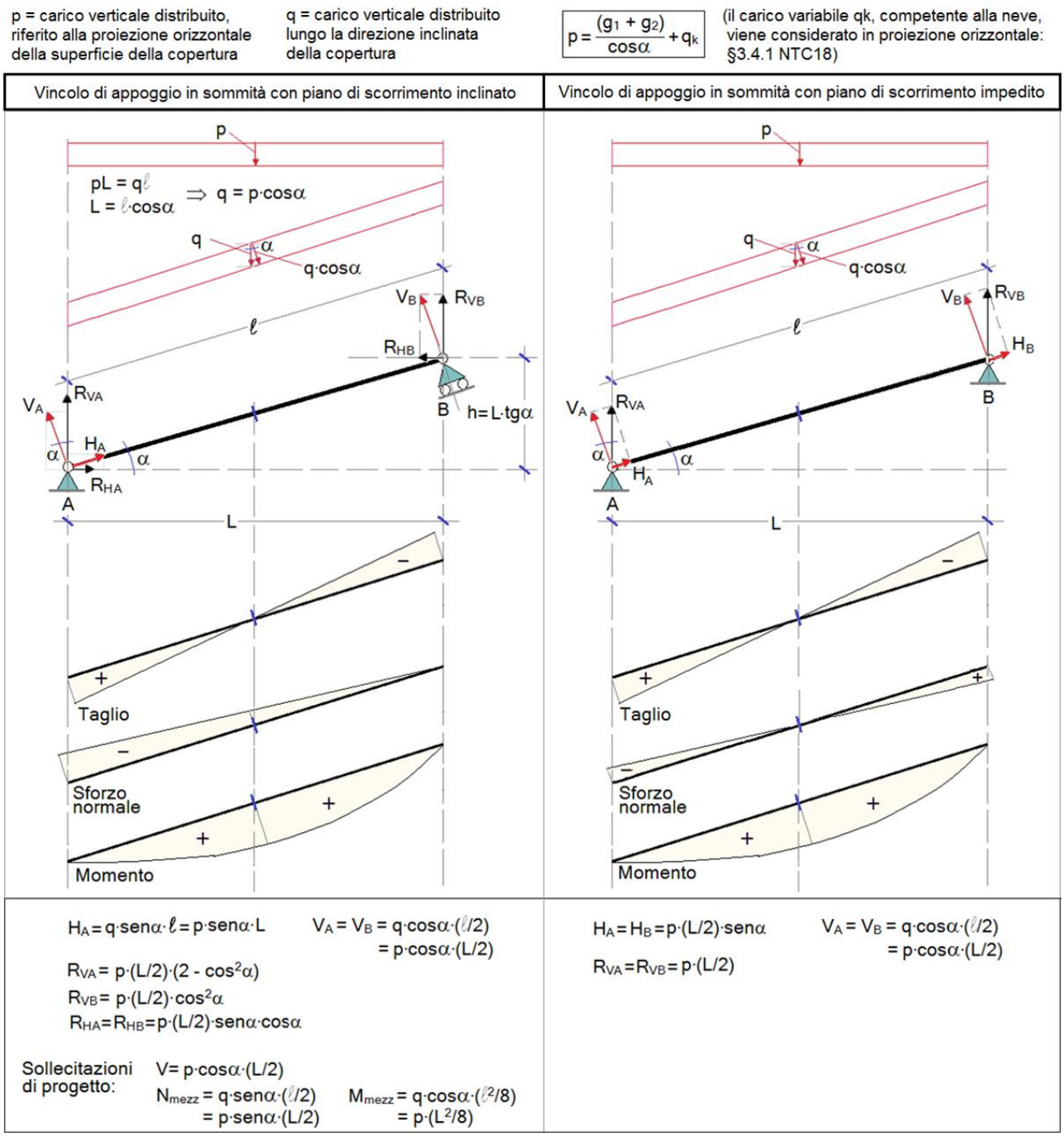


Fig. A.5.1-2. Schema di calcolo delle sollecitazioni di progetto per trave inclinata

Lo sforzo normale che si genera lungo l'asta dovuto alla sua inclinazione costituisce il carico assiale che si ripartisce fra la trave di legno e quella di calcestruzzo, come già osservato, proporzionalmente alla rigidezza assiale e componendosi con gli sforzi normali che competono ai due elementi della trave composta determinati dal sistema di connessione deformabile.
Nello schema con appoggio in sommità con scorrimento consentito lungo il piano inclinato (schema spingente, ossia tale da generare una reazione vincolare orizzontale all'imposta), lo sforzo normale lungo il puntone, a partire dal valore nullo in sommità, cresce fino a $p \cdot L \cdot \sin\alpha$ all'imposta dove si ha la massima compressione. Nella sezione di mezzeria, dove il momento è massimo, la verifica a flessione diviene una verifica a presso-flessione, con sforzo normale di compressione dato da: $N_{mezz} = p \cdot (L/2) \cdot \sin\alpha$.

Nello schema con appoggio in sommità con piano di scorrimento impedito, lo sforzo normale dovuto all'inclinazione dell'asse va dalla trazione in sommità alla compressione all'imposta (il valore assoluto di entrambe è pari a $p \cdot (L/2) \cdot \sin\alpha$) e nella sezione di mezzeria è nullo.

Per quanto riguarda gli elementi di copertura soggetti a flessione deviata (fig. A.3.8, (D)), nella verifica si deve considerare la resistenza del legno nei due piani di flessione; questa può assumere valori differenziati in considerazione del coefficiente correttivo k_h definito in [3],§4.2.1.
Si considerino anzitutto elementi in legno massiccio. Indicando con h l'altezza della sezione inflessa, il coefficiente correttivo da applicare a f_{mk} è dato da:
$k_h = \min \{(150/h)^{0.2} ; 1.3\}$.

A partire da f_{mk} si possono così definire f_{myk} e f_{mzk}:
- per la flessione nel piano xz (intorno a y; la resistenza è: f_{myk}), h è pari a l_z (lato parallelo a z; è il lato maggiore in fig. A.3.8.(D)). Se l_z è minore di 150 mm.:
$f_{myk} = \min \{(150/l_z)^{0.2} ; 1.3\} \cdot f_{mk}$
- per la flessione nel piano xy (intorno a z: è la flessione trasversale che si genera per effetto dell'inclinazione della sezione della trave; la flessione dipende dalla componente evidenziata in colore blu in fig. A.3.8.(D); la resistenza è: f_{mzk}), $h=l_y$ (lato parallelo a y; è il lato minore in fig. A.3.8.(D)). Se l_y è minore di 150 mm.:
$f_{mzk} = \min \{(150/l_y)^{0.2} ; 1.3\} \cdot f_{mk}$
Per elementi in legno lamellare, la formulazione del coefficiente correttivo è analoga, ma con riferimento ad un'altezza di sezione inflessa < 600 mm (invece di 150):
$k_h = \min \{(600/h)^{0.1} ; 1.1\}$.

Nel solaio in legno-calcestruzzo, i connettori sono posti lungo l'asse longitudinale e orientati secondo l'asse z; il loro effetto viene comunque considerato per il calcolo di entrambi i momenti, longitudinale (cioè intorno a y) e trasversale (cioè intorno a z), definiti ognuno dalla corrispondente componente del momento di progetto.

Per quanto riguarda la verifica di deformabilità, nel caso di flessione deviata (trave con asse longitudinale orizzontale, ma avente sezione trasversale inclinata) la freccia deve essere calcolata in entrambi i piani di flessione, e i due valori ottenuti vengono composti per ottenere il valore di calcolo della freccia. Per la flessione trasversale, la freccia può essere calcolata, in via semplificata e a favore di sicurezza, attribuendo tutto il carico trasversale alla trave in legno. E' possibile che, per l'assetto stesso del pacchetto di copertura, ed in particolare per i solai in legno-calcestruzzo, la deformazione in direzione trasversale (freccia nel piano xy) sia impedita: in tal caso, la freccia di calcolo coinciderà con la freccia nel piano di flessione xz.

Nel caso di pressoflessione (trave inclinata di copertura), la freccia coincide con la deformazione della trave nella direzione ortogonale al suo asse longitudinale: pertanto, si calcola considerando la componente del carico ortogonale all'asse longitudinale.
Sia p il carico verticale riferito alla proiezione orizzontale, formato dai contributi:
$g_1/\cos\alpha$ e $g_2/\cos\alpha$ per quanto riguarda i carichi permanenti (agenti lungo tutto lo sviluppo della trave), q_k, per il carico variabile, il cui valore è già definito con riferimento alla proiezione orizzontale (cfr. fig. A.5.1-2.): $p = (g_1/\cos\alpha) + (g_2/\cos\alpha) + q_k$
Il carico verticale distribuito lungo l'asse della trave è dato da: $q=p \cos\alpha$.
La componente ortogonale all'asse della trave è: $(p \cdot \cos\alpha) \cdot \cos\alpha = p \cos^2\alpha$ che genera la freccia (per trave doppiamente appoggiata): $f = (5/384) \cdot (p \cos^2\alpha) \cdot \ell^4 / EJ$, essendo ℓ la lunghezza dell'asse.

Facendo riferimento alla luce in proiezione orizzontale ($L = \ell \cos\alpha \Rightarrow \ell = L / \cos\alpha$), si ha:
$f = (5/384) \cdot (p \cos^2\alpha) \cdot (L / \cos\alpha)^4 / EJ = (5/384) \cdot pL^4 / \cos^2\alpha / EJ$
(freccia che deve essere incrementata del 10% per tenere conto della deformabilità a taglio, come per il caso della trave orizzontale).

A.5.2. FASI COSTRUTTIVE. PUNTELLAMENTO DELLE TRAVI

Al fine di ottenere le migliori prestazioni statiche da una struttura composta con soletta in calcestruzzo, è necessario puntellare la struttura prima del getto e lasciarla puntellata per un tempo sufficiente alla maturazione del calcestruzzo. Il puntellamento può talvolta essere impedito dall'impossibilità di operare nell'ambiente sottostante il solaio; esistono soluzioni alternative, quali l'aggancio delle strutture alle pareti portanti sovrastanti con cavi che partono dalla mezzeria delle travi, tuttavia non sempre proponibili.
L'analisi della struttura composta deve quindi prendere in considerazione diverse modalità della fase costruttiva, sia che si tratti di un nuovo solaio sia di uno esistente.

La necessità di considerare nell'analisi strutturale le fasi costruttive è prevista dalla normativa tecnica vigente (NCT18: D.M. 17.1.2018 e Circ. 7 del 21.1.2019), di cui si riportano estratti significativi per tale aspetto.

4.3. COSTRUZIONI COMPOSTE DI ACCIAIO-CALCESTRUZZO

4.3.1.3 FASI COSTRUTTIVE
Le fasi costruttive, quando rilevanti, devono essere considerate nella progettazione, nell'analisi e nella verifica delle strutture composte.

4.3.2.2.1 Analisi lineare elastica
***In questo tipo di analisi si devono anche considerare**, se rilevanti, la viscosità, la fessurazione, gli effetti della temperatura, il ritiro e **le fasi costruttive**. (...)*

C4.3.1 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA
Oltre a quanto indicato per le strutture di calcestruzzo armato e per quelle in carpenteria metallica, le NTC richiedono di considerare ulteriori stati limite, ed in particolare:
Stato limite di resistenza della connessione acciaio-calcestruzzo;
Stato limite di esercizio della connessione acciaio-calcestruzzo.
E' inoltre richiesta l'esplicita considerazione delle Fasi Costruttive.

4.4. COSTRUZIONI DI LEGNO

4.4.2. ANALISI STRUTTURALE
*L'analisi della struttura si può effettuare assumendo un comportamento elastico lineare dei materiali e dei collegamenti considerando i valori pertinenti (medi o caratteristici) del modulo elastico dei materiali e della rigidezza delle unioni, in funzione dello stato limite e del tipo di verifica considerati. I calcoli devono essere svolti usando appropriate schematizzazioni e, se necessario, supportati da prove. **Lo schema adottato deve essere sufficientemente accurato per simulare con ragionevole precisione il comportamento strutturale della costruzione, anche in relazione alle modalità costruttive previste.** (...)*

C4.4.2. ANALISI STRUTTURALE
La individuazione degli schemi strutturali non può prescindere dal reale comportamento delle singole membrature e dei collegamenti nelle varie fasi costruttive*, anche in relazione alle imperfezioni geometriche e strutturali, la cui definizione quantitativa può essere effettuata anche sulla base di indicazioni di altre normative pertinenti di consolidata validità. (...)*

Il puntellamento diffuso permetterà alla trave composta di sostenere tutto il carico agente, permanente e variabile, incluso il peso proprio della soletta: in tal caso gli schemi di calcolo illustrati nei paragrafi precedenti non subiscono alcuna modifica.

Nel caso di puntellamento parziale, ogni puntello costituisce per la trave in legno un appoggio e il carico permanente G_1 dovuto al peso proprio del calcestruzzo agisce su uno schema di trave in legno continua su più appoggi a ognuno dei quali corrisponde una reazione vincolare: all'atto di rimozione dei puntelli, tali reazioni si trasformano in carichi concentrati (ogni carico è pari alla reazione del puntello cambiata di segno) agenti sulla sezione composta legno-calcestruzzo. Successivamente, i carichi permanenti di tipo G_2 (sottofondo, pavimentazione) e di tipo variabile Q_k agiranno sulla sezione composta.
La verifica di sicurezza si svolgerà, per ognuno dei due componenti (trave in legno e soletta in calcestruzzo) nella sezione caratterizzata dalle massime sollecitazioni, in posizione in generale diversa tra i due componenti.

La fase costruttiva con puntellamento impegna maggiormente il calcestruzzo rispetto alla costruzione senza puntellamento, mentre alleggerisce le sollecitazioni nel legno: questo effetto è desiderabili proprio per la funzione statica che si desidera attribuire al rinforzo in calcestruzzo.

Nel software Aedes.SLC è possibile scegliere fra alcune ipotesi notevoli sul puntellamento (non previsto, in mezzeria, ai terzi della luce, ai quarti della luce, diffuso) con conseguenti implicazioni sugli stati di sollecitazione e deformazione nella struttura composta.

A.5.3. DETTAGLI DI PROGETTAZIONE

In fig. A.5.3-1. si riporta un esempio, tratto da [22], di intervento di consolidamento di solai in legno a doppia orditura (in [22] è riportata un'ampia trattazione delle tecniche di restauro delle strutture in legno, corredata di particolari esecutivi e dettagliate indicazioni operative).

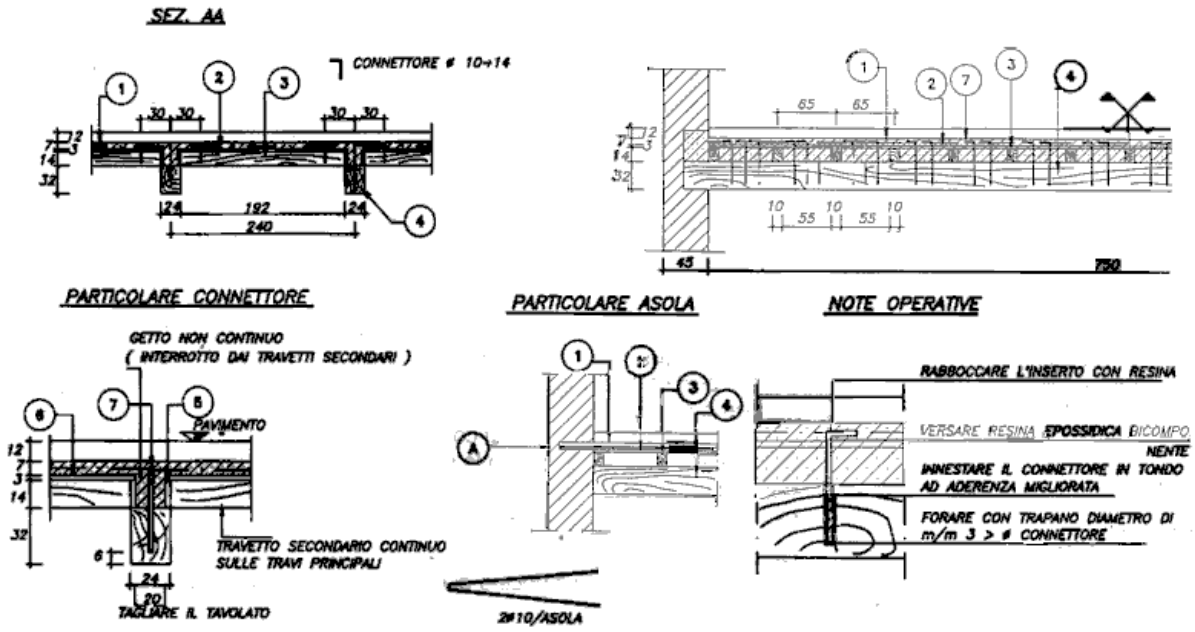


Fig. A.5.3-1. Consolidamento di solai in legno a doppia orditura, da [22]

Legenda:
1. Soletta integrativa in calcestruzzo
2. Tavolato in legno
3. Travetto secondario in legno
4. Trave principale in legno
5. Tavoletta di contenimento (cassero fermagetto)
6. Telo di politene
7. Connettore ϕ14/24 in tondi ad aderenza migliorata
A. Asole nella muratura su tutto il perimetro, larghezza cm.25, interasse cm.150, profondità cm.35 o cm.25

In fig. A.5.3-2. un altro esempio tratto da [22] descrive il consolidamento di un solaio in legno a semplice orditura.

In fig. A.5.3-3, tratta da [23], una vista assonometrica evidenzia, per questo tipo di interventi di consolidamento, la connessione con le strutture portanti perimetrali in muratura. L'intervento viene illustrato nell'ambito dell'applicazione della Normativa sismica vigente nel periodo della pubblicazione di riferimento [23] (Interventi di miglioramento per gli edifici in muratura: Solai, punto C.9.8.2. del D.M. 16.1.1996). Si evidenzia la principale caratteristica prestazionale di questa tecnica di consolidamento in zona sismica, cioè la possibilità di ottenere impalcati "sufficientemente rigidi nel proprio piano tali da garantire un'adeguata ripartizione delle azioni orizzontali, ed al tempo stesso assai più leggeri che non i solai in c.a.: il che significa attivazione di tutti i vantaggi senza gli svantaggi, dovuti ad eccessivi appesantimenti".

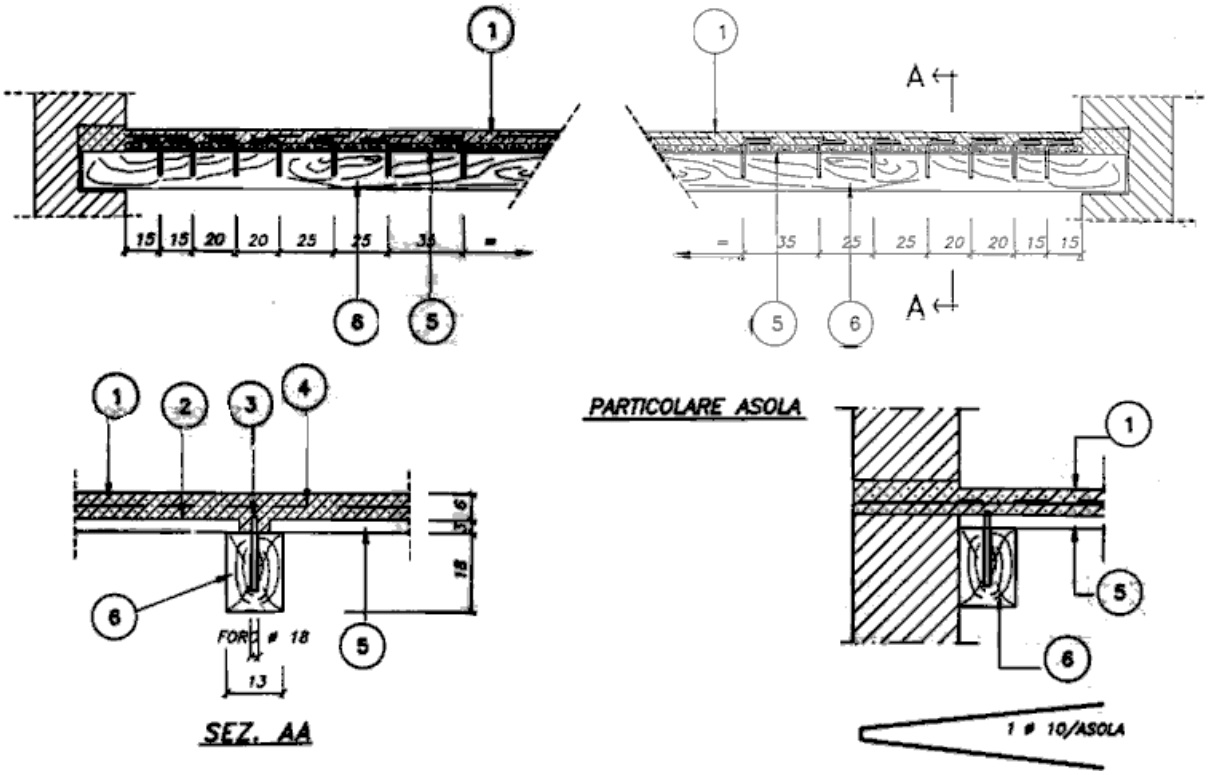


Fig. A.5.3-2. Consolidamento di solai in legno a semplice orditura, da [22]

Legenda:
1. Soletta in calcestruzzo R_{ck} 25* N/mm^2 armata con rete elettrosaldata
(attualmente: classe di resistenza C25/30)*
2. Telo in politene
3. Connettore inghisato con resina epossidica in foro Φ18 mm
4. Rete elettrosaldata Φ5 maglia 200x200 mm
5. Tavolato in legno
6. Trave principale in legno

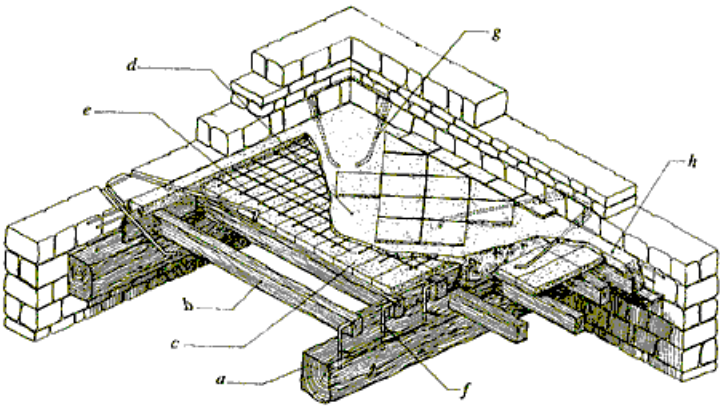


Fig. A.5.3-3. Miglioramento strutturale di un solaio esistente in legno, in un edificio in muratura, da [23]

Legenda:
a. Travi principali
b. Travi secondarie

c. Piastrelle
d. Soletta di calcestruzzo
e. Rete di acciaio elettrosaldata
f. Spinotti d'acciaio inseriti nel legno e fissati con resina epossidica
g. Staffe d'acciaio per collegare la soletta di calcestruzzo con la muratura
h. Cordolo in c.a. di rigiro

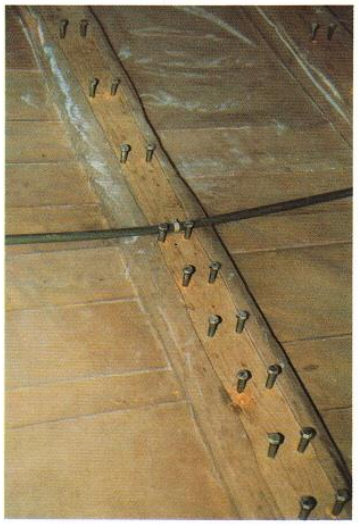
A.5.4. DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA

In [24] è documentato un intervento di ristrutturazione di un vecchio solaio in legno con la tecnica dell'accoppiamento legno - calcestruzzo; nelle due pagine seguenti si riporta l'articolo.
Anche se questa documentazione fa riferimento a qualche tempo fa, restano valide la visualizzazione del cantiere e le considerazioni sull'intervento.

LEGNO E CALCESTRUZZO NELLA RISTRUTTURAZIONE DI VECCHI SOLAI

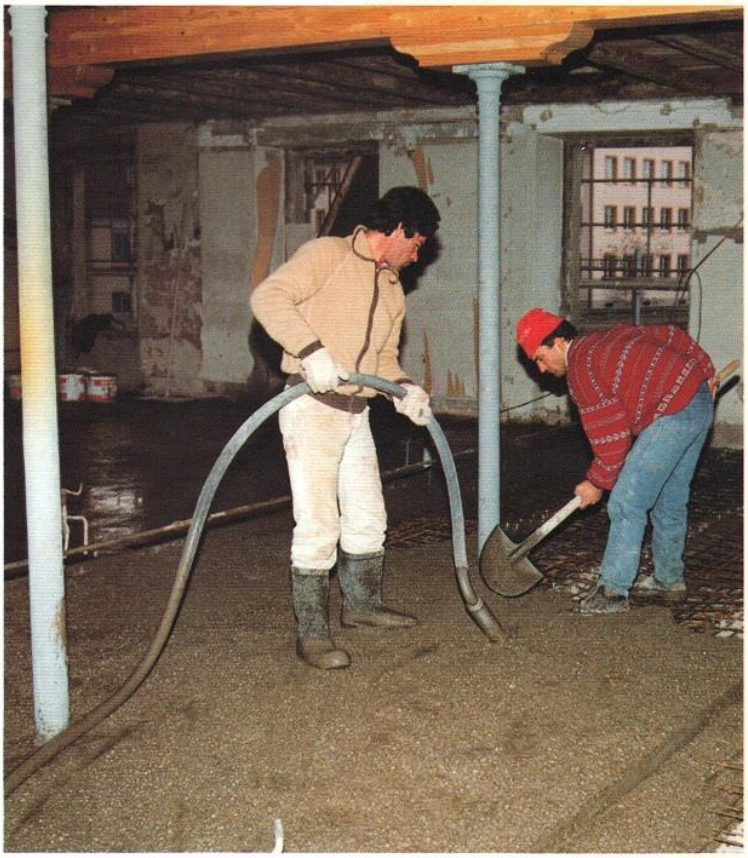
I solai con travi in legno sono la tipologia che più frequentemente si trova nelle vecchie costruzioni da ristrutturare.
Oggi, per motivi costruttivi, conservativi o impositivi, le travi in legno in buone condizioni non vengono sostituite quando si esegue il restauro del solaio. Esse sono piuttosto considerate quali utili elementi costruttivi ed architettonici.
Nel caso di restauro di questi solai, perciò, architetti ed ingegneri devono sovente affrontare problemi apparentemente tra loro incompatibili.
L'alto livello di confort desiderato e la richiesta capacità portante possono essere ottenuti solo con l'utilizzo di calcestruzzo il che, ovviamente, implica forti carichi strutturali. Sfortunatamente la maggior parte delle strutture orizzontali nelle vecchie costruzioni e particolarmente le fondazioni non sono adatte a sopportare carichi addizionali. In questi casi, però, il calcestruzzo d'argilla espansa può agevolare molto la soluzione; ciò è particolarmente vero quando il calcestruzzo di inerti leggeri può essere utilizzato dal punto di vista statico; è infatti noto da molti anni una buona opportunità data dalla combinazione strutturale tra il calcestruzzo leggero e le travi in legno.
È qui illustrata una buona tecnica di recupero e consolidamento di solai in legno con impiego di calcestruzzo leggero eseguito in un cantiere svizzero.

Il collegamento resistente al taglio tra le travi in legno e la soletta in calcestruzzo è ottenuto, ad esempio, con viti da legno, zincate, infisse nella parte superiore delle travi secondo le dimensioni e la disposizione determinata dai progettisti. A questo scopo può essere utile fare fori preliminari. Le viti sono posizionate in modo da sporgere di 4÷4,5 cm rispetto al filo superiore della trave



Una rete di acciaio è piazzata sopra le teste delle viti come rinforzo della zona compressa della soletta.

Il calcestruzzo leggero deve avere buona lavorabilità e consistenza; solitamente si utilizzano calcestruzzi tipo LB 20/10 o LB 25/15 secondo le norme SIA 162. Nel caso di strati aventi spessore maggiore di 12 cm il calcestruzzo d'argilla espansa viene vibrato con vibratori ad ago (diametro non oltre 45 mm) che sono immersi per poco tempo in vari punti vicini tra loro.



Una vibrazione completa, specie della superficie, è ottenuta nel modo migliore con l'uso di una staggia vibrante.

B. MANUALE D'USO

B.1. GENERALITA'

Aedes.SLC è un software per l'**analisi dei solai misti in legno e calcestruzzo**, considerando la collaborazione fra i due materiali, conforme alla Normativa tecnica vigente: il D.M. 17.1.2018 con la relativa Circolare 7 del 21.1.2019 e documenti collegati, e le Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo delle Strutture di Legno CNR-DT 206 R1/2018 (evoluzione delle precedenti CNR-DT 206/2007). Il software è stato creato e progressivamente aggiornato con riferimento ad autorevoli testi scientifici del settore, quali la teoria statica e dinamica per le strutture composte con connessione deformabile sviluppata da Girhammar.
La tecnica dei solai misti in legno e calcestruzzo assume un particolare ed importante ruolo ai fini del **recupero dei solai in legno in edifici esistenti**.

L'operazione di recupero e consolidamento si inquadra nell'ambito degli **Interventi di Miglioramento Antisismico**, e più in generale interessa casi di consolidamento conservativo anche a soli fini statici (per esempio, per limitare la deformabilità dei solai ed alleggerire il carico portato dagli elementi lignei).
A queste tipologie di intervento relative ai diaframmi di piano si fa riferimento nella Circ. 7 del 21.1.2019, in §C8.7.4.1 ("Criteri e Tipi di intervento") e nelle Direttive P.C.M.9.2.2011: "Valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme tecniche per le costruzioni" in §6.3.4 ("Interventi volti a ridurre l'eccessiva deformabilità dei solai ed al loro consolidamento": (...) per i solai lignei, mediante la tecnica di rinforzo con soletta collaborante in calcestruzzo, eventualmente alleggerito, si può realizzare un irrigidimento nel piano del solaio e flessionale (...)).

Solai con struttura mista legno-calcestruzzo possono inoltre essere utilizzati per la **costruzione di nuovi impalcati**, e vengono espressamente richiamati dalla Normativa vigente: nel D.M. 17.1.2018, in §7.2.6, si osserva che possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano medio orizzontamenti piani realizzati in struttura mista con soletta di calcestruzzo armato di almeno 50 cm. di spessore collegata ad elementi strutturali in legno da connettori a taglio opportunamente dimensionati.

Le principali funzionalità e caratteristiche del software sono le seguenti.

• Calcolo delle **travi composte con sistema di connessione deformabile** secondo la Teoria di Girhammar, in conformità con l'Eurocodice 5 e la Normativa Tecnica italiana, con definizione della rigidezza flessionale efficace della sezione composta.

• **Orditura semplice** (solo travi principali), **doppia** (travi e travetti) **con o senza connessioni per i travetti**. Oltre ai solai piani orizzontali: **solai di copertura inclinati (falde)**, con pressoflessione per elementi inclinati (puntoni) e flessione deviata per elementi in copertura ad asse orizzontale (parallelo alla linea di colmo) ma con sezione trasversale inclinata.

• **Vincolamento della trave composta**: doppio appoggio, appoggio-incastro, doppio incastro, doppio semincastro. **Carichi** distribuiti uniformi e concentrati. Effetti statici dovuti alla **fase costruttiva (puntellamento)**.

• **Parametri di calcolo** (fra cui: larghezza della soletta collaborante, parametri meccanici dei materiali: legno e calcestruzzo, rigidezza e resistenza dei connettori, carichi variabili: entità e coefficienti parziali per verifiche a Stato Limite Ultimo) **preimpostati e modificabili a piacere** secondo le caratteristiche del proprio progetto.

• **Verifiche iniziale (a tempo zero) e finale (a tempo infinito)**, considerando gli effetti viscosi a lungo termine.
Risultati in termini di **Resistenza** (verifiche a flessione e a taglio, con carico assiale aggiuntivo nel caso dei puntoni di copertura, in **combinazioni statiche e sismiche**), **Deformabilità** (frecce a breve e lungo termine), **Vibrazioni** (controllo sulla frequenza e relative verifiche prestazionali) e **Resistenza al fuoco** con tempo di resistenza REI distinto fra trave e travetti.

• **Tipi di legno** (conifere, latifoglie, lamellare, e altre tipologie, come riportate in CNR-DT 206 R1/2018) già presenti in archivio, con possibilità di ampliare e/o modificare la tabella dei materiali.

• **Calcestruzzo normale** (D.M. 17.1.2018, §4.1) **o calcestruzzo di aggregati leggeri** (LC) (Circ. 7 del 21.1.2019: §C4.1.12) definito da classe di resistenza e classe di massa.

• **Dimensionamento ottimale dei connettori in acciaio**, con possibilità di diradamento in mezzeria e di accoppiamento delle barre. Limiti di riferimento per il passo, in modo da evitare lo "splitting" del legno ma anche di assicurare la continuità del collegamento.

• **Calcolo interattivo, con aggiornamento in tempo reale dei risultati ad ogni modifica dei dati**: è così possibile ottimizzare le strutture, scegliendo la migliore tipologia in relazione alle specifiche esigenze progettuali.

B.1.1. AMBIENTE DI LAVORO

SLC opera con una disposizione di finestre ottimizzata, che l'utente può comunque variare come preferisce. Nella schermata preimpostata di SLC, sotto al titolo e alla barra dei menu sono presenti:
- la **barra degli Strumenti**, che consente l'esecuzione rapida di molti dei comandi principali di SLC;
- la **finestra Grafica e la finestra Risultati**;
- le **finestre di testo** per l'inserimento dei dati. Le finestre di testo sono le seguenti: **Progetto, Solai, Tabella Materiali** di riferimento. Ad esse si aggiungono la finestra dei **Coefficienti di sicurezza** e la finestra **Relazione**.

La finestra **Navigatore** - che in qualsiasi momento può essere aperta o chiusa, generando corrispondentemente il ridimensionamento delle altre finestre presenti - consente un accesso immediato alle varie sezioni del programma: la sequenza dei vari comandi rispetta l'ordine: "dati - risultati" e quindi costituisce un valido punto di riferimento per l'esplorazione delle varie funzionalità di SLC corrispondenti alle fasi progressive del lavoro.

La **finestra principale è la finestra Progetto**: essa contiene i comandi fondamentali di creazione, apertura e salvataggio di solai, ed il comando di uscita dal programma. *Ogni sessione di SLC inizia con l'attivazione della finestra Progetto*, e termina con la sua chiusura attraverso l'apposito comando Esci (CTRL + Q) del menu File, equivalente all'uso del pulsante grafico .

In SLC vengono inoltre utilizzate **finestre di dialogo**, per richiedere l'inserimento dei dati necessari per continuare le operazioni, o per visualizzare informazioni:
- **Stampa su file rtf**, dove si selezionano i capitoli da stampare nella relazione di calcolo; si ricorda che SLC non invia direttamente il testo di relazione alla stampante, ma crea un file (di tipo rtf) da gestire con word-processor;
- **Messaggi di informazione e avvisi**.

I **dati** sono inseriti nelle rispettive finestre, attraverso l'inserimento nei campi (caselle di testo). **Nelle finestre di testo Solai i dati sono organizzati in** diverse **schede**, visualizzabili selezionandone opportunamente il titolo corrispondente. In questo modo, i dati vengono raggruppati in insiemi specifici che consentono agevolmente le operazione di inserimento e modifica. Una simile organizzazione è presente nella finestra Risultati per la visualizzazione dei risultati stessi sotto forma di testo.

B.2. FINESTRA PRINCIPALE

B.2.1. BARRA DEGLI STRUMENTI

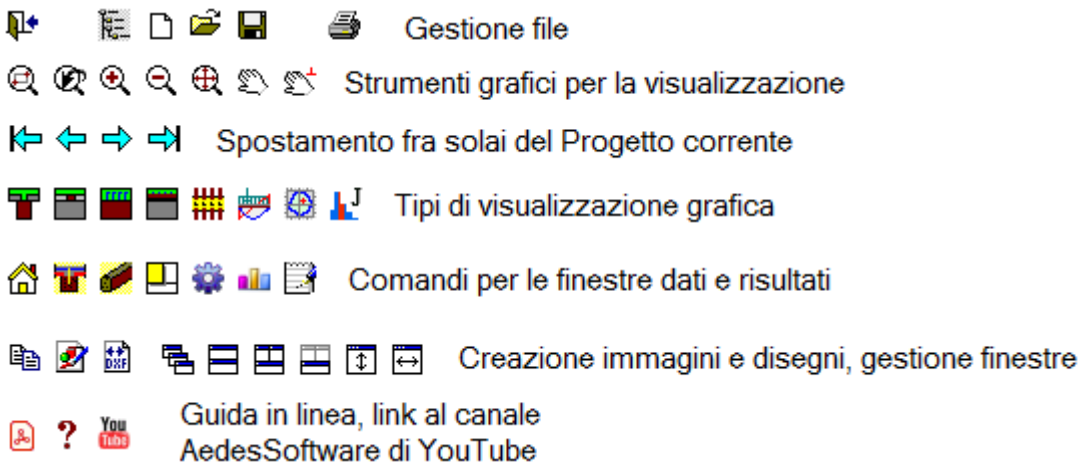


Fig. B.2.1-1. Barra degli strumenti

I comandi della barra degli strumenti corrispondono in generale ad altrettanti comandi di menu.

Esci = il pulsante (equivalente al corrispondente comando del menu File) costituisce l'unica via per la chiusura della sessione corrente di SLC (i classici pulsanti di chiusura sono disattivati sia nella finestra principale sia nella finestra Progetto).

Apri/Chiudi Navigatore = apre o chiude, alternatamente, la finestra Navigatore contenente l'albero dei comandi. Quando il Navigatore è aperto, il pulsante si presenta premuto. Le operazioni di apertura e chiusura del Navigatore comportano il ridimensionamento delle finestre aperte.

Nuovo progetto, **Apri** progetto, **Salva** progetto = è possibile aprire e salvare files in formato standard di SLC (estensione .slc), in uno dei seguenti percorsi (Aedes20xx indica una generica annualità: 2020, 2021, ...):
*Aedes20xx\Slc**Progetti*** = destinato a contenere i progetti dell'Utente;
*Aedes20xx\Slc**Es-Apprendi*** = preinstallato da SLC con gli esempi di apprendimento all'uso.
Per salvare o archiviare progetti in altri percorsi, si potrà gestire i files di ogni singolo progetto (files e sottocartella di \Aedes20xx\Slc\Progetti avente il nome del progetto stesso) mediante 'Esplora Risorse' di Windows.

Stampa = apre la finestra di dialogo per le impostazioni di stampa, finalizzata alla creazione della Relazione di Calcolo. SLC non esegue stampe dirette sull'hardware collegato alla macchina, ma opera creando il file .rtf che può poi essere gestito con i normali word-processor (quali Microsoft © Word).

Zoom: Finestra, Precedente, + : Ingrandisci, - : Riduci,
Tutto: Ottimizza = comandi di zoom. Le operazioni di zoom + e zoom - (ingrandimento e riduzione) possono essere eseguite agevolmente anche con la rotellina del mouse.
Pan: Spostamento, Ortogonale = comandi di pan (panoramica).

Primo, Precedente, Successivo, Ultimo = i pulsanti freccia spostano al primo solaio, al precedente, al successivo o all'ultimo del gruppo di solai definiti per il progetto corrente.

Tipi di visualizzazione grafica del solaio corrente:

A-A: Sezione Trave
B-B: Sezione Travetto
C-C: Prospetto Trave (sviluppo longitudinale della trave contenente la disposizione dei connettori in vista laterale)
D-D: Prospetto Travetto (per solai a doppia orditura: sviluppo longitudinale del travetto contenente la disposizione dei connettori - se presenti - in vista laterale)
Pianta

Diagrammi sollecitazioni e deformazioni
Dominio di resistenza (cls): per la verifica a flessione di sezioni di calcestruzzo non rettangolari determinate dal cordolo che si forma fra l'estradosso della trave in legno e l'intradosso della soletta, a causa della presenza di travetti nel solaio a doppia orditura
Danno da jerk: per lo studio della probabilità di danno prodotto sul solaio e sui suoi vincoli dal contenuto impulsivo verticale dell'azione sismica

Finestra:
Progetto, Solai, Tabella Materiali,
Grafica, Risultati, Coefficienti di sicurezza, Relazione
= aprono le corrispondenti finestre. Corrispondono ai comandi del menu Finestra. Le finestre possono in alternativa essere aperte direttamente dai pulsanti grafici della finestra Progetto.
Il comando che restituisce il fuoco alla **finestra Progetto** è molto utilizzato dal momento che la finestra Progetto contiene tutti i principali comandi di gestione dei files (apertura, salvataggio, impostazioni varie) e dell'ambiente (ad esempio, la chiusura di SLC).

Sovrapponi, **Affianca** = ridispongono le finestre secondo i comandi standard di Windows.
Disponi tutte le finestre = ricompone dimensioni e posizioni delle finestre aperte secondo lo schema predefinito di SLC.
Disponi singola finestra = torna alle dimensioni predefinite della finestra corrente.
Cambia altezza finestra, **Cambia larghezza finestra** = aumentano o riducono rispettivamente l'altezza e la larghezza della finestra, spostandone anche la posizione. Per ognuno dei due comandi, eseguendolo più volte, i tre assetti della finestra da esso consentiti vengono applicati in modo ciclico.

Salva su file BMP, **Salva su file dxf** = i comandi consentono l'output dell'immagine mostrata nella finestra Grafica su file bitmap o vettoriale.

Manuale d'uso = Apre il manuale d'uso di SLC in formato pdf.

Nota bene La disponibilità della documentazione a corredo di SLC (manuale in formato ipertesto e in formato pdf) richiede la preventiva installazione di Supporto, il modulo Aedes in download da www.aedes.it contenente tutta la manualistica dei software Aedes. ■

Guida = Apre la Guida rapida interna di SLC.

Aedes Software su YouTube = Apre il collegamento web sul canale AedesSoftware di YouTube.

B.2.2. NAVIGATORE

Il comando della barra strumenti superiore apre / chiude la finestra Navigatore, consistente nell'**albero dei comandi** del programma. I comandi sono presentati in ordine logico, corrispondente alle diverse fasi successive di analisi di un progetto.
I comandi recano a lato, se prevista, l'icona rappresentativa, in coerenza con le icone delle barre degli strumenti e dei menu.
La barra degli strumenti del Navigatore appare in modo completo solo quando il mouse si sposta sopra di essa; i suoi comandi sono i seguenti:

Comprimi Navigatore, **Espandi Navigatore** = modificano con un unico comando l'elenco dell'albero: la compressione riduce l'albero ai soli rami principali; l'espansione apre invece tutti i comandi.
Agendo sui tasti , è ovviamente possibile modificare i comandi elencati, aprendo (⊞) e chiudendo (⊟) i diversi rami.

Carica personalizzazione = reimposta il Navigatore caricando l'elenco personalizzato, precedentemente salvato con 'Salva personalizzazione'.

Salva personalizzazione = salva la configurazione corrente dell'elenco del Navigatore, per un eventuale successivo caricamento secondo la reimpostazione dell'albero personalizzata.

Cambia larghezza Navigatore = cambia automaticamente la larghezza del Navigatore, reimpostandola su valori predefiniti. L'Utente può modificare a piacere la larghezza della finestra Navigatore utilizzando il pulsante 'Trascinamento'; l'altezza è invece fissa ed occupa lo spazio destinato alle finestre di SLC.

Chiudi Navigatore

Trascinare per ridimensionare = il pulsante consente l'operazione di ridimensionamento in larghezza.

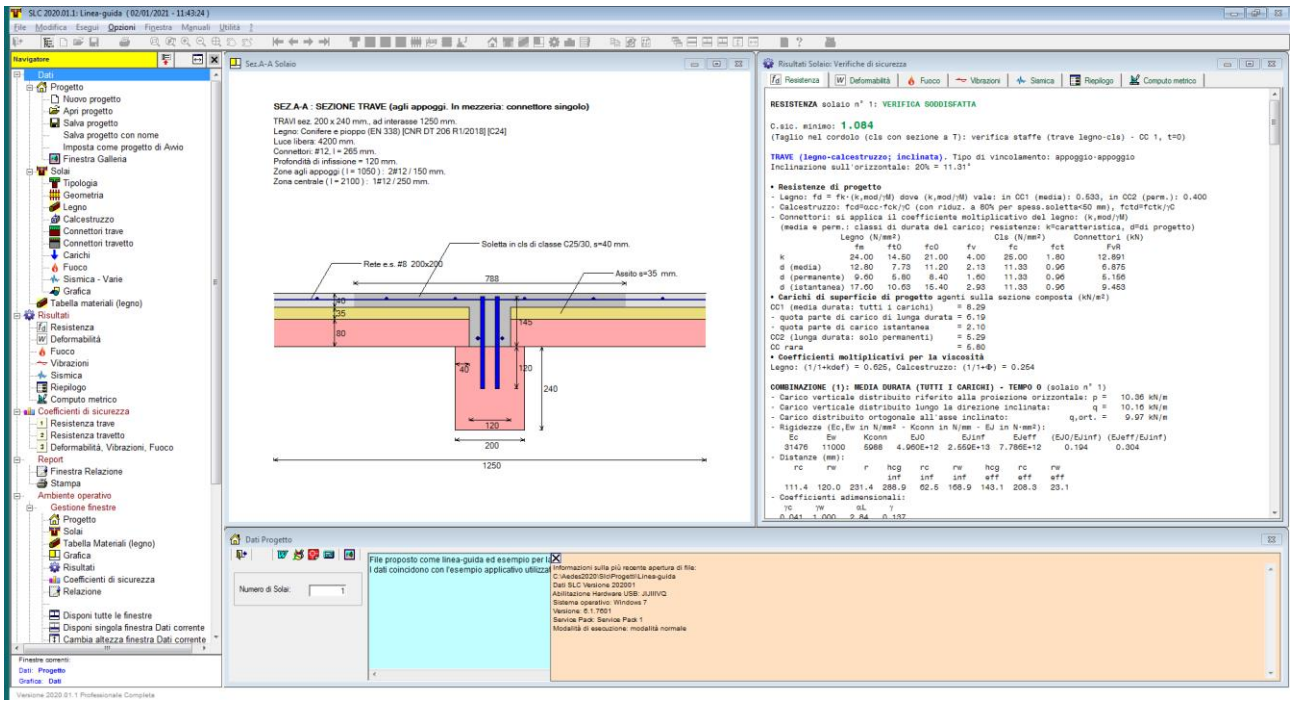


Fig. B.2.2-1. Finestra Navigatore (albero dei comandi)

B.3. FINESTRA PROGETTO

La **finestra Progetto** contiene i comandi fondamentali di creazione, apertura e salvataggio di progetti, ed il comando di uscita dal programma. *Ogni sessione di SLC inizia con l'attivazione della finestra Progetto*, e termina con la sua chiusura tramite il comando Esci (CTRL + Q) del menu File, equivalente all'uso del pulsante grafico .

SLC è **installato nella cartella (obbligatoria) \Aedes20xx\Slc**, mentre i **Progetti** dell'Utente vengono **archiviati**, in un formato proprio del programma, **nella sottocartella \Aedes20xx\Slc\Progetti**
(es. Aedes20xx = Aedes2020, Aedes2021, ...)

Per un Progetto di nome 'NomeProgetto', SLC crea inoltre due sottocartelle:
\Aedes20xx\Slc\Servizio\NomeProgetto
all'interno della quale vengono collocati files temporanei ad uso interno di SLC, e
\Aedes20xx\Slc\NomeProgetto\Output
contenente i files di testo (rtf) e grafici (dxf e bmp) elaborati da SLC per lo specifico progetto.

Analogamente alla cartella \Progetti, è presente un'altra cartella dedicata agli esempi forniti in dotazione a SLC:
\Es-Apprendi, contenente esempi di apprendimento.

La cartella \Aedes20xx\Servizio è normalmente utilizzata soltanto durante la sessione di lavoro con SLC; l'assenza di questa cartella non interferisce con il normale funzionamento del programma: SLC infatti provvede da solo alla sua creazione quando necessario.

Nel seguito, per 'archivio' si intende un Progetto salvato nel formato SLC nel percorso:
\Aedes20xx\Slc\Progetti
Il nome dell'archivio (o equivalentemente: del Progetto) è riportato nella barra del titolo, in alto sullo schermo, accanto al nome del programma.
Le operazioni di archiviazione (o salvataggio), di apertura di archivi esistenti e di creazione di nuovi archivi, vengono effettuate da SLC attraverso i comandi del menu File della finestra Progetto.
Dai comandi del menu File è possibile, inoltre, elaborare la relazione di calcolo.

B.3.1. Dati PROGETTO

In SLC, per '**Progetto**' si intende la struttura all'interno della quale sono collocati i solai sottoposti a calcolo. **Più solai** (cioè: più maglie di solaio) possono quindi appartenere ad uno stesso progetto, ad esempio nel caso siano collocati sullo stesso piano o su piani diversi del progetto medesimo.
Per preimpostazione, almeno un solaio sarà presente nei dati.

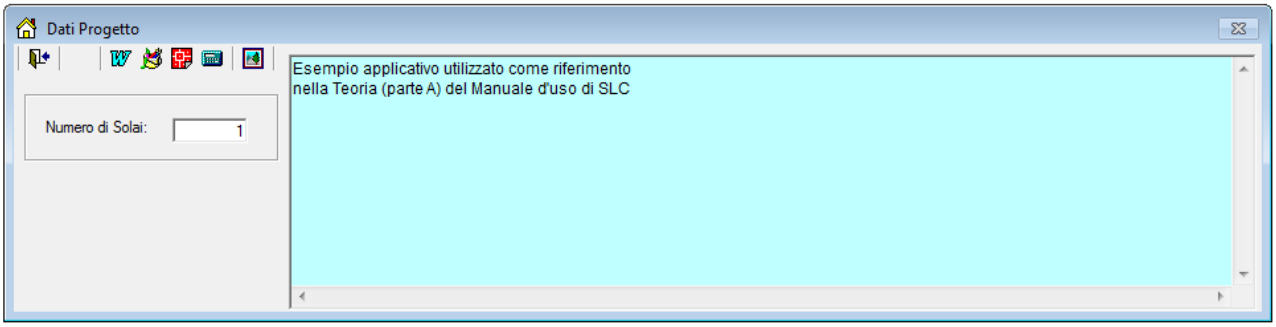


Fig. B.3.1-1. Finestra Progetto

Numero di Solai = numero di solai misti in legno e calcestruzzo da analizzare presenti nel progetto.

Commento = Testo opzionale associato al progetto, allo scopo di identificarne le caratteristiche.

B.3.2. BARRA DEGLI STRUMENTI

Esci = il pulsante (equivalente al corrispondente comando del menu File) costituisce l'unica via per la chiusura della sessione corrente di SLC (i classici pulsanti di chiusura sono disattivati sia nella finestra principale sia nella finestra Progetto).

Elaborazione files: **rtf,** **bmp,** **dxf** = equivalgono ai corrispondenti comandi del menu File.

Calcolatrice = apre la calcolatrice di Windows.

Finestra Galleria = apre la finestra Galleria.

B.3.3. Menu FILE

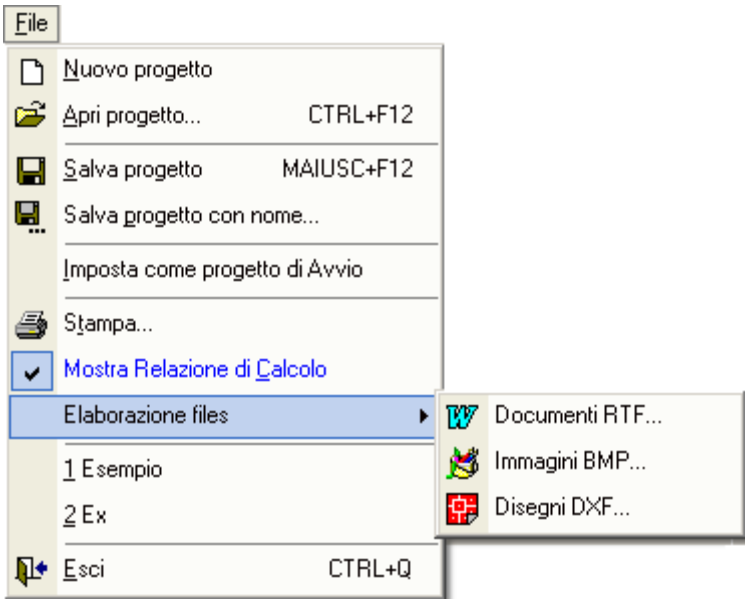


Fig. B.3.3-1. Finestra Progetto: menu File

Le operazioni di archiviazione (o salvataggio), di apertura di archivi esistenti e di creazione di nuovi Progetti, vengono effettuate da SLC attraverso i comandi del Menu File.
Dai comandi del Menu File è possibile, inoltre, elaborare e stampare la relazione di calcolo.

Nuovo = Reinizializza i dati correnti, impostando la creazione di un nuovo Edificio.

Apri = Apre un archivio esistente, localizzato nella cartella determinata dalla selezione effettuata su uno dei due gruppi di archivi possibili: solai personali dell'Utente, solai di esempio per l'apprendimento (in dotazione di SLC).
Alle due selezioni competono due percorsi di ubicazione degli archivi distinti; rispettivamente:
\Aedes20xx\Slc\Progetti
\Aedes20xx\Slc\Es-Apprendi
Per preimpostazione, viene fatto riferimento agli archivi posti in \Aedes20xx\Slc\Progetti.

Salva = Salva il Progetto corrente, di nome 'NomeProgetto', con nome del file: NomeProgetto.slc, posto nella cartella del gruppo di archivi selezionato: per default, \Aedes20xx\Slc\Progetti.
Il formato *slc* del file dati prevede l'archiviazione di tutti i dati collegati al Progetto.
Pur essendo il formato *slc* in caratteri ASCII e quindi editabile, non si dovrebbero modificare i dati direttamente con un editor ASCII: le sequenze di formattazione (spazi e ritorni a capo interposti fra i valori dei dati) potrebbero essere alterate con successiva impossibilità di corretta riapertura in SLC.

Il comando Salva del menu File è presente anche in altre finestre di SLC in modo da consentire il salvataggio dei dati correnti direttamente, senza l'obbligo di attivare la finestra Progetto.

Salva con nome = Richiede il nome del Progetto prima di archiviarlo. Consente di salvare il Progetto corrente con un altro nome, creando quindi un altro archivio. Effettuato il salvataggio con il nome specificato, questo è il nome che viene assunto come corrente.

Imposta come progetto di Avvio = il progetto corrente verrà aperto automaticamente all'avvio delle successive sessioni di lavoro con SLC. Scegliendo 'Nuovo progetto', e subito dopo 'Imposta come progetto di Avvio', viene ripristinata la configurazione di progetto anonimo all'atto dell'apertura di SLC.

Stampa = Apre la finestra di dialogo dei Parametri di Stampa, dove si selezionano i dati e/o i risultati che saranno utilizzati per comporre la relazione di calcolo attraverso la stampa su file rtf:

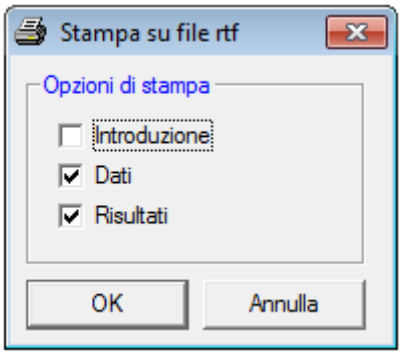


Fig. B.3.3-2. Stampa su file rtf

In SLC il calcolo dei solai viene eseguito interattivamente durante la visualizzazione della corrispondente finestra: occorre quindi aprire tale finestra per rendere disponibili in modo completo i risultati. Inoltre, nel caso di più solai, saranno disponibili per la stampa soltanto i risultati degli elementi che sono stati visualizzati: quindi, per ottenere una stampa completa, è necessario aprire la finestra Solai, e scorrere tutti gli elementi del Progetto corrente (usando i comandi del menu Sposta oppure i pulsanti della Barra degli Strumenti: ⇦ Precedente, ⇨ Successivo).

Confermando con OK, verrà proposto il nome del file contenente la relazione (normalmente *Relaz*, modificabile a piacere), che verrà scritto in \Aedes20xx\Slc\NomeProgetto\Output). Confermando ancora con OK, avrà inizio la fase di scrittura del file, terminata la quale sarà possibile visualizzarne il contenuto attraverso la finestra Relazione (attivabile dal comando del menu Finestra).

Il testo di un file *rtf* contiene già le formattazioni atte alla efficace presentazione del documento: ad esempio, grassetti e sottolineature, tipi di carattere, ecc. ed è quindi particolarmente orientato ad una rapida gestione della visualizzazione e della stampa dei dati e dei risultati. Ovviamente, l'utente può effettuare sul testo, all'interno del word-processor, tutte le variazioni di stili e proprietà che desidera.

Mostra Relazione di Calcolo = Se attivato, consentirà - al termine dell'operazione di stampa - di visualizzare automaticamente la finestra Relazione senza necessità di invocarla dal menu Finestra.

Elaborazione files = propone l'apertura diretta del word-processor, di Paint o del programma di CAD a cui sono automaticamente associate le estensioni *.rtf*, *.bmp*, *.dxf* (rispettivamente) sul file compatibile presente nella cartella di output del progetto corrente (\Aedes20xx\Slc\Progetti\NomeProgetto\Output). Il comando può non avere effetto qualora l'associazione dell'estensione dei files a Windows non sia stata eseguita, oppure non sia attivabile a

causa di protezioni o impostazioni interne del sistema operativo. In tal caso, i files potranno essere comunque gestiti direttamente nella cartella di output del progetto.

In fondo ai comandi del menu File è riportata la **lista dei files recenti**, in numero non superiore a 4 (l'ordine, da 1 a 4, va dal più recente al più vecchio: i più vecchi scalano verso il basso). Viene invocata ad ogni apertura valida di files, ed anche ad ogni salvataggio con nuovo nome.

Il comando di menu: **Esci** (o equivalentemente il pulsante della barra degli strumenti della finestra Progetto) costituisce l'unica via per la chiusura della sessione corrente di SLC (i classici pulsanti di chiusura sono disattivati sia nella finestra principale sia nella finestra Progetto).
L'uscita attraverso il comando di menu richiede sempre la conferma; l'uscita attraverso il pulsante grafico è invece immediata, qualora ovviamente non vi siano modifiche in corso che richiedano il salvataggio della struttura corrente.

B.3.4. Menu OPZIONI

Fig. B.3.4-1. Finestra Progetto: menu Opzioni

Il menu Opzioni della finestra Progetto consente l'attivazione o meno della **barra degli Strumenti**, nella sua forma completa o ridotta (completa se è attivato il corrispondente comando di menu).

Calcolatrice = apre la calcolatrice di Windows.

Finestra Galleria = apre la finestra Galleria.

Avvio rapido = imposta o rimuove l'Avvio rapido all'inizio della sessione successiva. In caso di Avvio rapido, viene saltata la fase di visualizzazione estesa del logo e dei messaggi iniziali di avvio sessione.

B.4. ESECUZIONE DEI CALCOLI

In SLC, i calcoli vengono **eseguiti interattivamente in tempo reale**: ogni modifica dei dati produce un immediato aggiornamento del disegno dei dati stessi e dei risultati mostrati nelle finestre Grafica (Dati, Diagrammi di sollecitazione e di deformazione), Risultati e Coefficienti di Sicurezza

Non sono quindi presenti comandi specifici di menu atti all'avvio dell'esecuzione dei calcoli.

SLC è autocorrettivo, nel senso che dati numerici non coerenti fra loro oppure fuori dai limiti significativi vengono automaticamente scartati. Tuttavia, nel caso che alcune combinazioni non possano produrre risultati significativi, questi vengono posti uguali a zero o comunque, attraverso opportuni messaggi, ne viene evidenziata l'erroneità.

La scelta di adeguati **parametri di calcolo**, ad esempio per definire i limiti di deformabilità della freccia, viene effettuata attraverso le schede dati dei Solai.

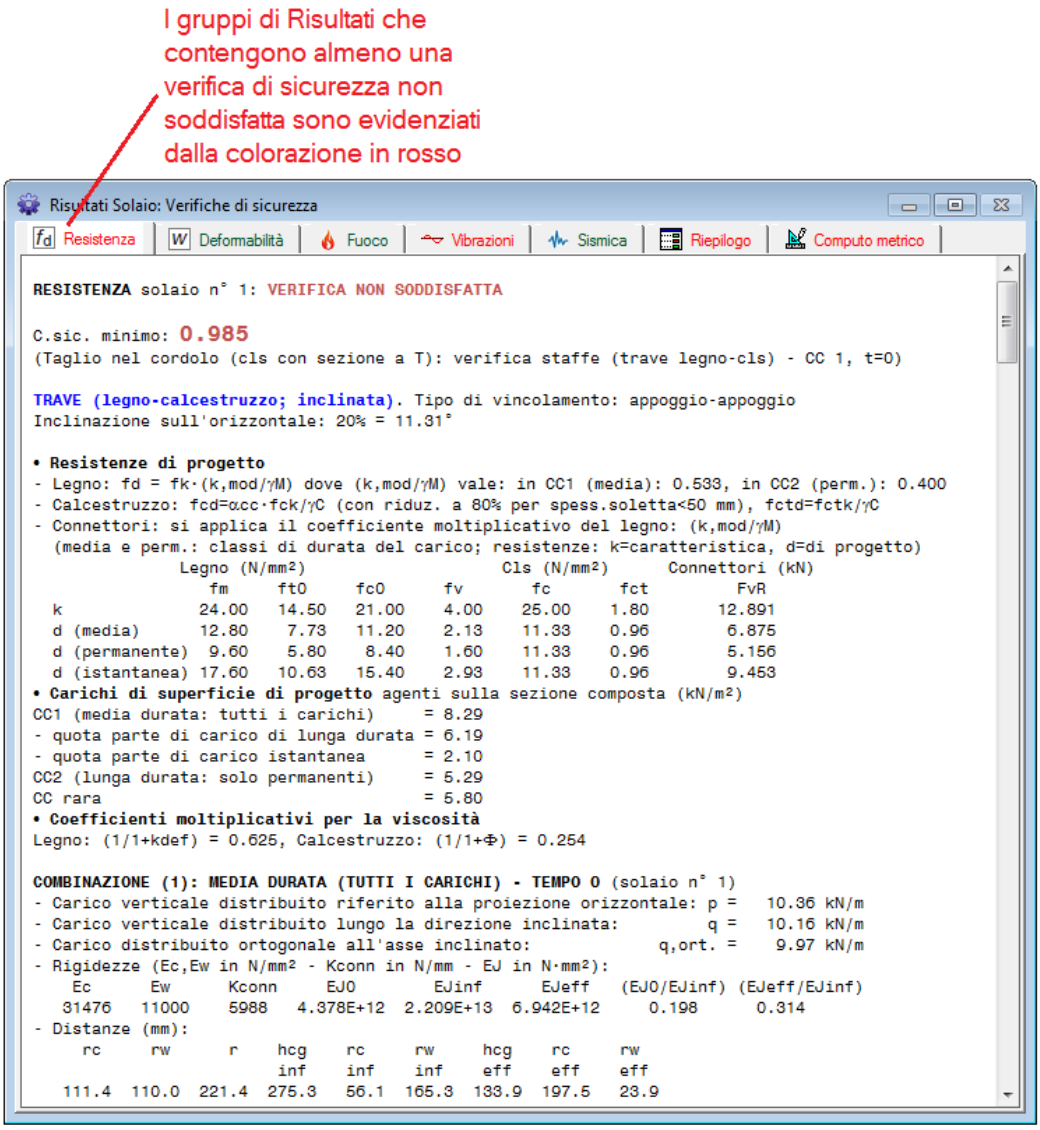


Fig. B.4-1. Esecuzione dei calcoli: finestra Risultati

La **verifica del solaio soddisfatta** viene evidenziata in verde sia nella barra dei messaggi (in fondo alla schermata), sia nelle intestazioni delle schede riportate nella finestra Risultati; nel caso di

verifica non soddisfatta, il colore verde è sostituito dal rosso: nella finestra Risultati, le intestazioni in rosso evidenziano i gruppi di risultati che contengono almeno una verifica non soddisfatta, ossia almeno un coefficiente di sicurezza minore di 1.000. Per ogni gruppo, viene riportato in alto il coefficiente di sicurezza minimo. Nel corpo del testo dei risultati, le colorazioni verde e rossa evidenziano rispettivamente verifiche soddisfatte e verifiche non soddisfatte (fig. seg.)

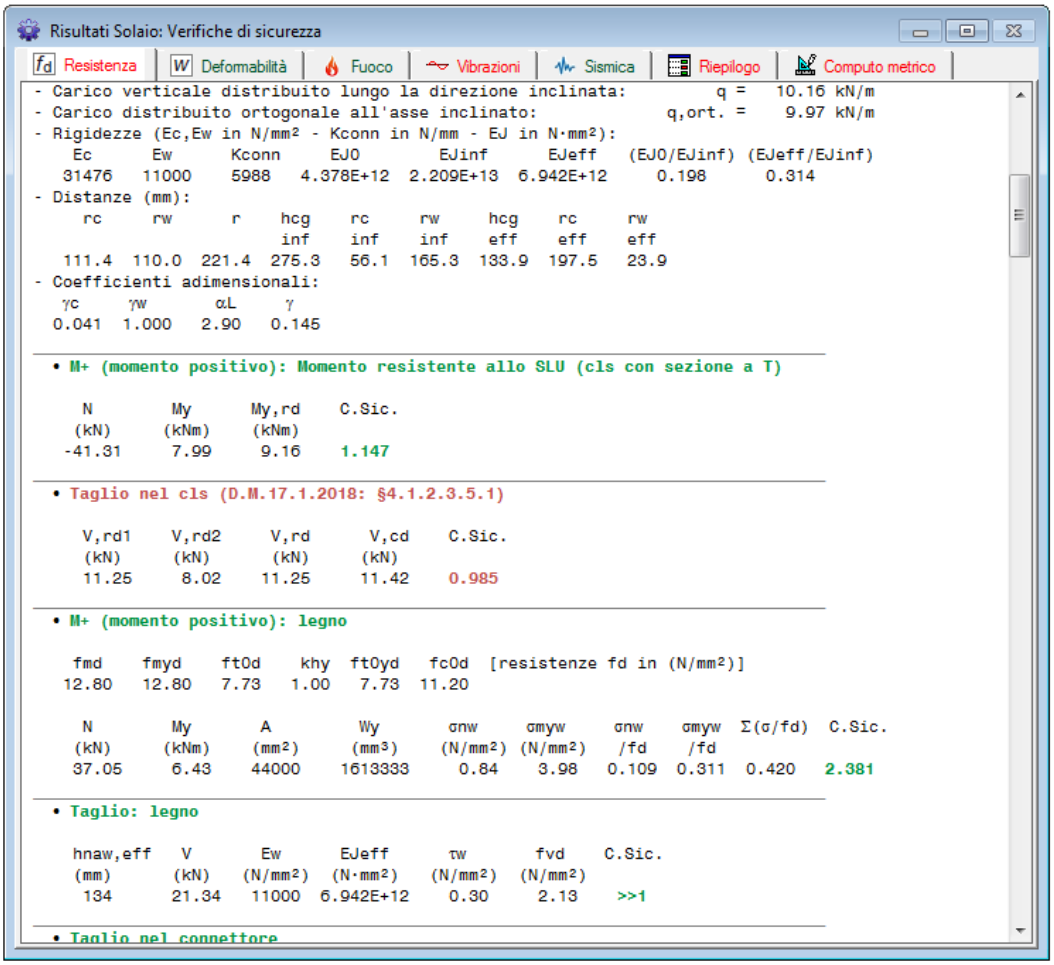


Fig. B.4-2. Colorazione verde o rossa per verifiche soddisfatte e non soddisfatte

B.5. FINESTRA SOLAI

B.5.1. Dati SOLAI

I dati Solai si possono riferire, per un progetto, a uno o più Solai analizzati per il Progetto stesso. Nel titolo della finestra viene indicato il **solaio corrente**, del quale vengono mostrati i dati. Attraverso i comandi del menu Sposta, oppure i pulsanti della Barra degli Strumenti: Primo, Precedente, Successivo, Ultimo, è possibile visualizzare gli altri Solai presenti nel Progetto corrente; i comandi del menu Modifica consentono invece l'aggiunta o l'eliminazione di altri Solai.
I dati Solai comprendono **sia solai ad orditura semplice (solo travi principali), sia solai ad orditura doppia (travi principali e travetti secondari)**: tali configurazioni vengono riconosciute dalla selezione dell'apposita opzione presente nella scheda 'Tipologia'.

In alcune schede è presente il pulsante di comando R (**Reimpostazione automatica parametri dipendenti**): facendo clic su tale pulsante, i parametri che dipendono da altri (ad esempio, le resistenze in dipendenza del tipo di materiale) vengono reimpostati ai valori corrispondenti. Quando i parametri dipendenti assumono il valore che SLC predispone per essi automaticamente, lo sfondo è in colore verde; il colore giallo indica invece un dato che è stato volutamente modificato rispetto al valore predefinito.

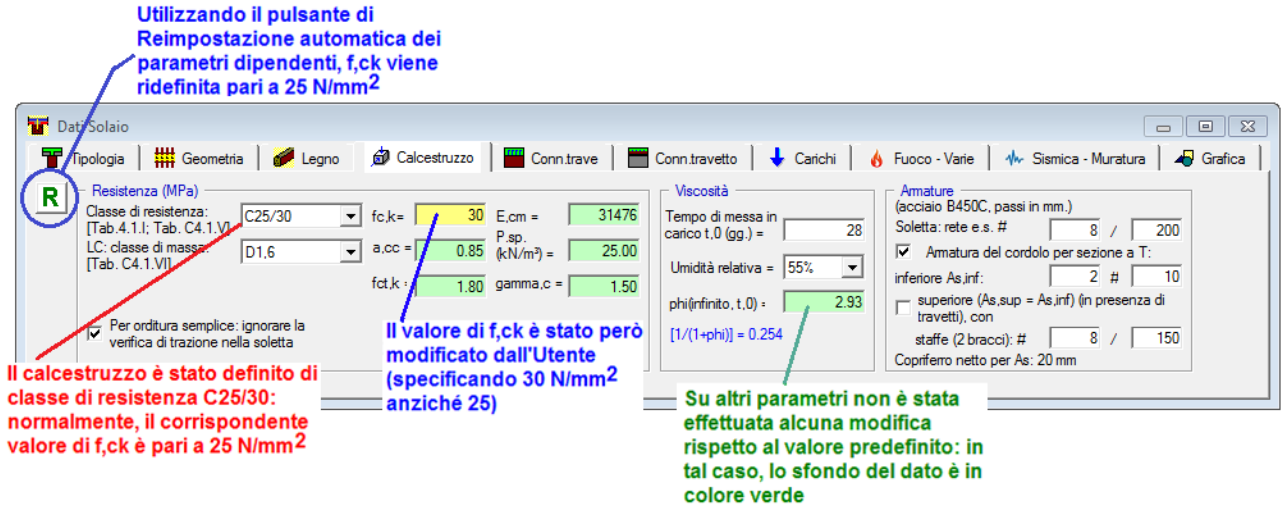


Fig. B.5.1-1. Finestra Solai

B.5.1.1. Scheda TIPOLOGIA

Orditura = tipo di orditura del solaio. Può essere: ***Semplice***, se il solaio è costituito dalle sole travi principali; ***doppia***, nel caso di presenza di un'orditura secondaria di travetti. Mentre le travi si considerano sempre collegate alla soletta in calcestruzzo sovrastante mediante i connettori, i travetti possono o meno essere anch'essi solidarizzati alla soletta.
Nel caso di orditura doppia, la sezione del calcestruzzo è sempre a T, formata dall'anima interposta fra i travetti (cordolo) e dalla soletta sovrastante (tranne il caso di appoggio del travetto pari a metà base della sezione della trave). L'altezza dell'anima è pari all'altezza della sezione del travetto più lo spessore dell'assito e dell'eventuale isolante.

Nel caso del travetto, si considera sempre una soletta rettangolare; la distanza tra l'estradosso del travetto e l'intradosso della soletta è pari allo spessore dell'assito e dell'isolante.

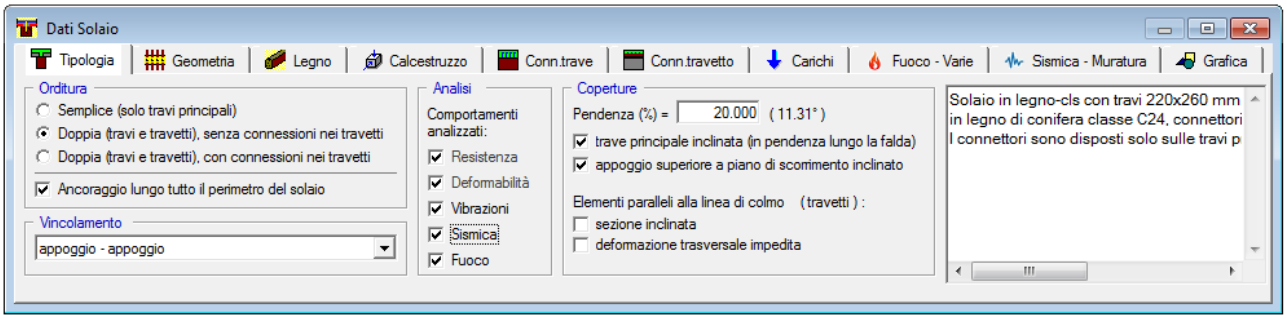


Fig. B.5.1.1-1. Finestra Solai: scheda Tipologia

- Ancoraggio lungo tutto il perimetro del solaio = il parametro ha influenza sulla verifica alle Vibrazioni: se selezionato, la frequenza viene calcolata tenendo conto del contributo della rigidezza trasversale nel piano del solaio, utilizzando la relazione proposta dall'annesso a EC5 dell'Austria (cfr. §A.2.4. Comportamento dinamico, Osservazione 2. Contributo della rigidezza trasversale).
Se il solaio non è sufficientemente ancorato lungo i lati paralleli alle travi principali, è opportuno calcolare la sua frequenza di vibrazione con riferimento alla sola rigidezza nella direzione longitudinale delle travi; viceversa, un ancoraggio efficace lungo tutto il perimetro irrigidisce il solaio e quindi è opportuno applicare il coefficiente correttivo che incrementa la frequenza propria del solaio.
La frequenza propria influisce anche sull'analisi sismica in relazione al contenuto impulsivo verticale e al danno da esso prodotto. Un solaio più rigido soddisfa meglio la verifica alle vibrazioni, dal punto di vista dei requisiti prestazionali ottimali per gli edifici residenziali, ma può creare problemi di possibili amplificazioni della sollecitazione sismica verticale impulsiva, con incremento delle probabilità di danno.

Vincolamento = sono disponibili i seguenti tipi di vincolamento:
appoggio-appoggio, incastro-appoggio, appoggio-incastro, incastro-incastro, semincastro-semincastro.
Il vincolamento appoggio-appoggio è previsto in modo esplicito da EC5 (annesso B) che fornisce le corrispondenti formule per il calcolo di sollecitazioni e deformazioni, come illustrato in §A.2.2.
EC5 estende le possibilità applicative anche ad altri vincolamenti, specificando in §B.1.2.(1) che il metodo illustrato nel testo normativo è sviluppato per travi semplicemente appoggiate con luce L, ma per travi continue le espressioni possono essere utilizzate adottando L uguale a 0,8 volte la luce pertinente, e per travi a mensola adottando L uguale al doppio della lunghezza dello sbalzo.
SLC adotta la teoria di Girhammar, in accordo con EC5, che offre un completo sviluppo analitico per i diversi casi di vincolamento riguardanti appoggio e incastro.
In considerazione del fatto che nei casi reali la capacità rotazionale del vincolo è intermedia fra la possibilità di ruotare liberamente (appoggio) e la rotazione bloccata (incastro), SLC propone il semincastro automaticamente elaborato fornendo per sollecitazioni e deformazioni valori medi fra le due ipotesi limite di appoggio e di incastro.

Analisi = definisce i comportamenti strutturali esaminati ai fini della verifica di sicurezza del solaio. Le verifiche effettivamente svolte dipendono dalle selezioni effettuate: vengono sempre elaborate Resistenza e Deformabilità; sono invece opzionali: Vibrazioni, Sismica, Fuoco.

Coperture:
- **Pendenza** = inclinazione del solaio rispetto al piano orizzontale, in % (a lato, viene automaticamente indicato il valore in gradi sessagesimali).
- **trave principale inclinata (in pendenza lungo la falda)** = nel caso di solaio in pendenza, le travi principali possono essere inclinate od orizzontali (parallele alla linea di gronda). Se il solaio ha doppia orditura, i travetti, ad esse ortogonali, si trovano nella situazione opposta. Gli elementi inclinati, in quanto puntoni, sono soggetti a uno sforzo normale, il cui valore nella mezzeria viene utilizzato nella verifica a pressoflessione della sezione. Nelle verifiche dei puntoni si prescinde dal carico di punta, dati il basso valore generalmente assunto dallo sforzo normale e la configurazione vincolare interna del solaio, dove si può ipotizzare che i collegamenti fra gli elementi ostacolino lo sbandamento delle travi compresse.
- **appoggio superiore a piano di scorrimento inclinato** = il vincolo in sommità è un appoggio con piano di scorrimento inclinato, capace quindi di fornire solo una reazione ortogonale all'asse inclinato della trave, oppure un appoggio completo con reazioni verticale e orizzontale: ne derivano differenti sforzi normali aggiuntivi (dovuti all'inclinazione) (cfr. §A.5.1).

- **Elementi paralleli alla linea di colmo: sezione inclinata, deformazione trasversale impedita** = nel solaio di copertura, travi o travetti, a seconda dell'orditura semplice o doppia e di quale sia l'orditura inclinata, possono trovarsi orientati con asse longitudinale orizzontale, cioè parallelo alla linea di colmo, in posizione non spingente. Se la sezione è inclinata (cfr. §A.5.1), l'elemento strutturale è sottoposto a flessione deviata, altrimenti a flessione retta. In caso di flessione deviata, la deformazione trasversale può essere impedita dalla natura stessa del solaio: in tal caso, la verifica sulla freccia riguarda la sola deformazione in direzione ortogonale al piano inclinato di copertura. In SLC non si considerano instabilità di tipo flesso-torsionale, a causa della configurazione stessa del solaio misto, con soletta sovrastante le travi in legno.

Attenzione Per i solai di copertura:
• la luce di calcolo della trave è specificata in proiezione orizzontale; nella finestra viene mostrata la lunghezza inclinata della trave;
• gli interassi e la luce del travetto sono specificati sul piano inclinato;
• l'unico schema statico previsto per la trave inclinata è il doppio appoggio, con appoggio in sommità scorrevole lungo il piano inclinato oppure a scorrimento impedito. ■

Commento = Testo opzionale associato al solaio corrente, allo scopo di identificarne le caratteristiche.

B.5.1.2. Scheda GEOMETRIA

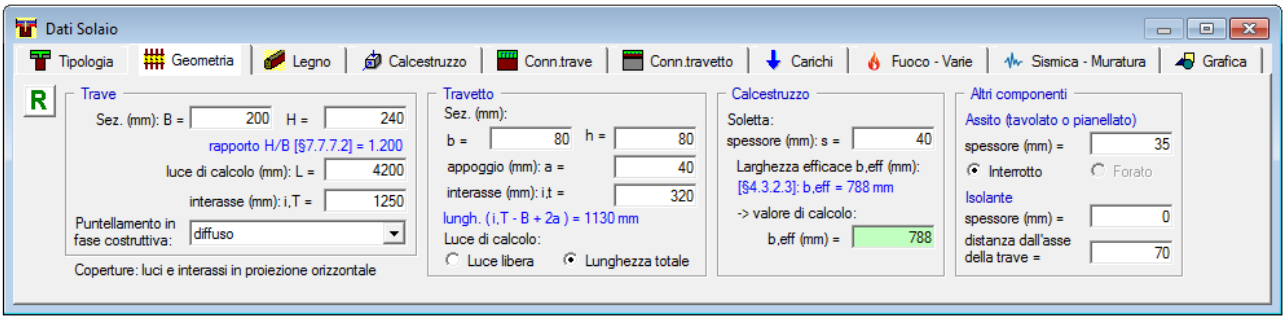


Fig. B.5.1.2-1. Finestra Solai: scheda Geometria

Trave:

B, H = dimensioni della sezione trasversale della trave principale.
Il rapporto H/B indica la condizione sulla dimensione della sezione rettangolare richiesta da NTC18 in §7.7.7.2 (Progettazione per azioni sismiche) in assenza di elementi di controvento trasversali intermedi lungo la trave. Per il solaio misto in legno e calcestruzzo il rapporto H/B della sezione non determina effetti sulle verifiche di sicurezza, ma viene semplicemente visualizzato in modo tale da consentire l'eventuale rispetto della condizione valida per le costruzioni antisismiche in legno.
luce di calcolo L = luce della trave, pari alla luce effettivamente libera della trave, o in alternativa alla distanza 'convenzionale' fra gli appoggi: si può definire - a favore di sicurezza - 'distanza tra gli appoggi' la distanza tra i punti di mezzo delle zone di appoggio su murature o calcestruzzo. La scelta di una luce maggiore comporta certamente una diminuzione del coefficiente di sicurezza relativo alla freccia.
interasse i,T = interasse delle travi principali. Nel caso di trave principale laterale (senza cioè altre travi accanto) si può assumere come interasse la distanza ad esempio dalla muratura perimetrale parallela all'asse della trave.
Puntellamento in fase costruttiva = sono possibili le seguenti opzioni: non previsto, in mezzeria, ai terzi della luce, ai quarti della luce, diffuso. Con puntellamento diffuso, tutti i carichi, inclusi il peso proprio della soletta in calcestruzzo, vengono sostenuti dalla sezione composta. Con puntellamento assente, il peso proprio della soletta determina sollecitazioni e deformazioni nella sola trave in legno (insieme al peso proprio della trave lignea stessa), e la sezione composta diviene attiva solo a maturazione del getto avvenuta, nei confronti sia dei carichi permanenti aggiuntivi, di tipo non strutturale G_2, sia dei carichi in esercizio Q_k. Se la fase costruttiva prevede puntellamenti concentrati, la trave in legno si comporta come una trave continua nei confronti dei pesi propri della trave stessa e della soletta: a maturazione avvenuta, la rimozione dei puntelli genera effetti dovuti alle corrispondenti reazioni vincolari cambiate di segno, che si compongono con sollecitazioni e deformazioni sulla sezione composta prodotte dai carichi G_2 e Q_k.

Travetto:

b, h = dimensioni della sezione trasversale del travetto (trave secondaria).
appoggio a = lunghezza di appoggio del travetto sulla trave. La lunghezza totale del travetto risulta pari a: (interasse tra le travi principali - base sezione trave + 2 · lunghezza d'appoggio di travetto su trave).
interasse i,t = interasse dei travetti.
luce di calcolo = è possibile attribuire al travetto una luce di calcolo pari alla luce libera (luce netta) oppure alla lunghezza totale comprensiva degli appoggi sulle travi principali.

Calcestruzzo:

Soletta: spessore s = spessore della soletta di calcestruzzo, superficie continua posta sopra lo strato di assito (e di eventuale isolante).

Larghezza efficace b,eff = larghezza di soletta inclusa nella sezione composta (larghezza collaborante). Per la trave principale viene assunta, come riferimento, la formulazione della larghezza efficace indicata in §4.3.2.3 NTC18:

$b_{eff} = 2 \cdot \beta\ b_e$

dove: $b_e = \min \{i/2, l/8\}$

$\beta = (0.55 + 0.025\ l/b_e)$

SLC controlla comunque che la larghezza di soletta collaborante non sia superiore all'interasse delle travi principali. Per il travetto, SLC procede automaticamente, assumendo che la soletta collaborante sia pari all'interasse dei travetti (che è sempre molto limitato, p.es. 30 cm.).

Altri componenti:

Assito (tavolato o pianellato): spessore = spessore dell'assito: tavolato ligneo, pianelle o tavelle in laterizio;

Interrotto = L'assito può essere interrotto o forato. Nel caso di assito interrotto, si ha contatto diretto fra legno e calcestruzzo; se l'assito è forato, il contatto fra le due parti (legno e calcestruzzo) costituenti la sezione composta è impedito dalla presenza dell'assito stesso.

Nei casi in cui l'assito si interpone fra l'estradosso della trave di legno e l'intradosso della soletta, la rigidezza del connettore subisce una riduzione, quantificabile nel 30% (valore indicato nell'esempio applicativo del solaio misto in legno-cls illustrato in §17.6.5 DT206).

Tale coefficiente riduttivo viene quindi applicato nei seguenti casi:

per i connettori della trave:

- orditura semplice, con assito forato;
- orditura doppia, con travetti aventi lunghezza d'appoggio sulla trave pari a metà base della sezione della trave stessa (in pratica, i travetti presentano continuità);

per i connettori dei travetti:

- sempre: infatti l'assito si suppone continuo nei confronti del travetto, e quindi forato in corrispondenza dei connettori del travetto stesso.

Isolante: spessore = spessore dello strato di isolante, posto sopra l'assito;

distanza dall'asse della trave = l'isolante può essere arretrato rispetto al tavolato, e la distanza dall'asse della trave ne definisce la posizione. Un esempio di solaio ad orditura semplice con tavolato continuo e isolante arretrato è illustrato in figura seguente.

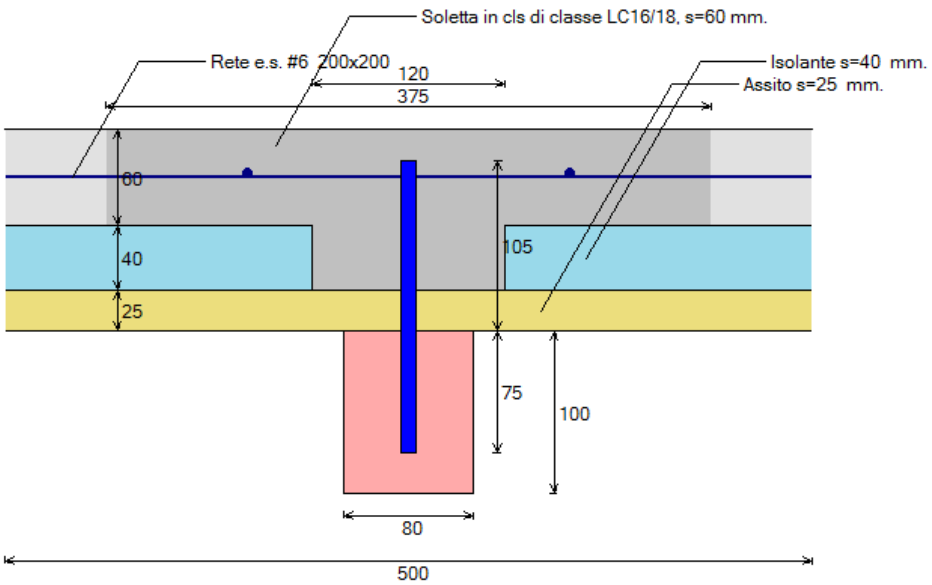


Fig. B.5.1.2-2. Solaio con tavolato continuo e isolante arretrato

L'arretramento dell'isolante assume una funzione di lieve incremento della rigidezza del solaio e consente la formazione di un cordolo.
I pesi propri dell'assito e dell'isolante vengono inseriti nella scheda Carichi (§B.5.1.7).

B.5.1.3. Scheda LEGNO

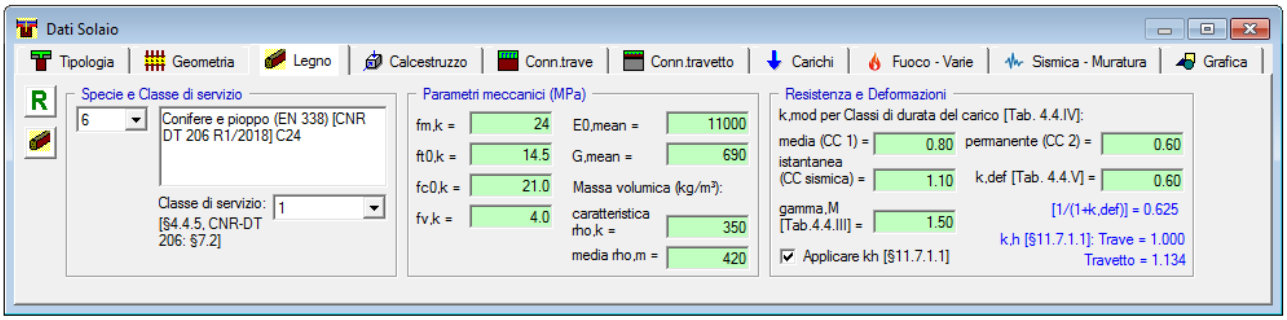


Fig. B.5.1.3-1. Finestra Solai: scheda Legno

Specie e Classe di resistenza = descrizione del tipo di legno costituente travi e travetti. La casella a discesa mostra le tipologie di legno presenti nella Tabella Materiali.
La Tabella Materiali predefinita di SLC è conforme al documento CNR-DT 206 R1/2018 (§17) (per consultare il testo normativo: finestra Progetto, menu Normativa, Istruzioni CNR-DT 206 R1/2018).
La scelta di una tipologia determina i corrispondenti valori dei **parametri rappresentativi del materiale**: resistenze meccaniche, moduli di elasticità iniziali (a breve termine) e massa volumica.
Tali valori sono comunque singolarmente modificabili nelle caselle di testo corrispondenti (lo sfondo verde indica la conformità ai valori normalmente previsti nei documenti di riferimento).
Selezionando dalla casella a discesa un particolare tipo di legno, **i risultati non vengono automaticamente aggiornati**, in quanto i parametri corrispondenti conservano il valore corrente, evidenziando tuttavia - con lo sfondo giallo o verde - la corrispondenza ai valori predefiniti.
Effettuando la Reimpostazione automatica dei parametri dipendenti (facendo clic sul corrispondente pulsante di comando R della scheda corrente), i risultati del calcolo vengono

immediatamente aggiornati.
Per consultare immediatamente i valori corrispondenti ad una particolare tipologia di legno, è possibile aprire la finestra Tabella Materiali direttamente dal pulsante di comando : nella tabella viene evidenziato in blu grassetto il materiale corrente, come mostrato in fig. B.5.1.3-2.
Facendo doppio clic su un qualunque campo della Tabella Materiali (tranne che per il campo del Colore, destinato alle modifiche del colore associato al materiale), si reimposta il numero identificativo del materiale nella finestra Dati Solaio (vd. fig. B.5.1.3-3) (a cui, come detto, può seguire il clic sul pulsante R per aggiornare corrispondentemente i parametri meccanici del materiale stesso, e, conseguentemente, i risultati).
In alternativa, senza aprire la finestra Tabella Materiali, è comunque possibile scegliere il materiale dalla casella a discesa della finestra Dati Solaio, visualizzando contemporaneamente la sua descrizione nella casella di testo a lato.

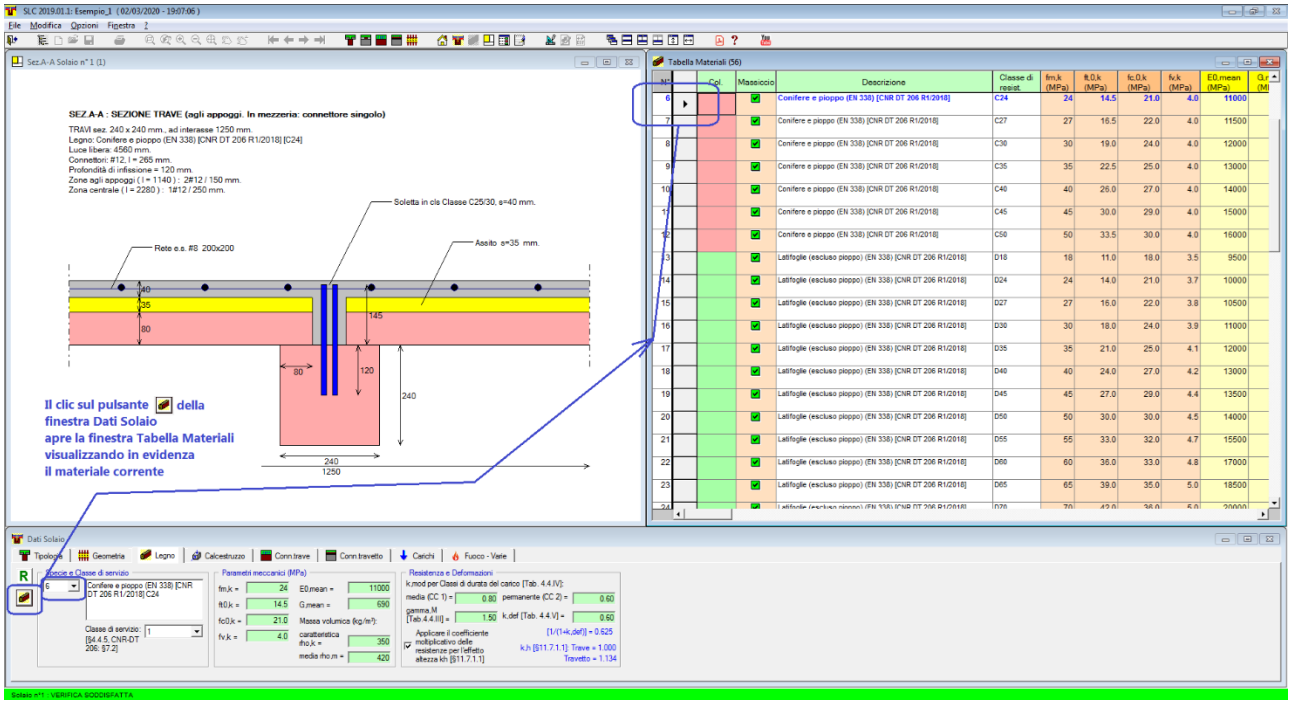


Fig. B.5.1.3-2. Finestra Solai: apertura diretta della finestra Tabella Materiali

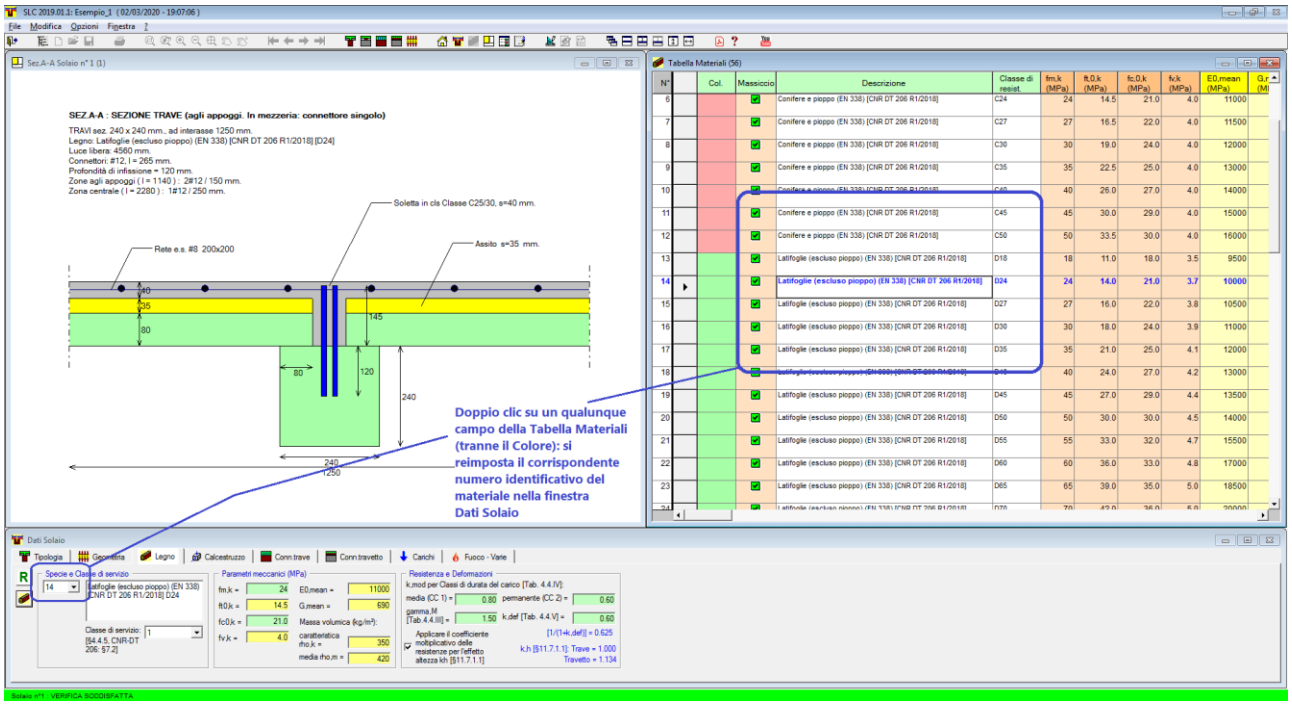


Fig. B.5.1.3-3. Finestre Solai e Tabella Materiali: modifica del materiale

Parametri meccanici = parametri che definiscono il materiale ligneo utilizzato (cfr. §A.3.2). Se conformi ai valori predefiniti nei documenti di riferimento (DT206), lo sfondo dei dati è in colore verde, giallo altrimenti.
f_{mk} = resistenza caratteristica a flessione
f_{t0k} = resistenza caratteristica a trazione parallela alla fibratura
f_{c0k} = resistenza caratteristica a compressione parallela alla fibratura
f_{vk} = resistenza caratteristica a taglio

Resistenza e Deformazioni:
k_{mod} per Classi di durata del carico = le classi di durata del carico da considerare sono tre:
- media durata (per combinazioni di carico comprendenti tutti i carichi, permanenti e variabili; in SLC: Combinazione di Carico n°1);
- permanente (per combinazioni di carico comprendenti i soli permanenti; in SLC: Combinazione di Carico n°2);
- istantanea (per combinazione sismica).

Per ognuna delle tre classi si definisce **k_{mod}**, coefficiente correttivo che tiene conto dell'effetto, sui parametri di resistenza, sia della durata del carico sia dell'umidità della struttura.
gamma,m = coefficiente parziale per le proprietà dei materiali γ_M il cui valore è normalmente pari a 1.5.
k_{def} = la deformazione a lungo termine può essere calcolata utilizzando i valori medi dei moduli elastici ridotti opportunamente mediante il fattore moltiplicativo 1/(1+ k_{def}), per le membrature, e utilizzando un valore ridotto nello stesso modo del modulo di scorrimento dei collegamenti. Il coefficiente k_{def} tiene conto dell'aumento di deformabilità con il tempo causato dall'effetto combinato della viscosità e dell'umidità del materiale (cfr. §A.3.6.1).
Applicare k_h [§11.7.1] = l'opzione indica se applicare il coefficiente moltiplicativo delle resistenze per l'effetto altezza k_h (secondo §11.7.1.1 DT206).

B.5.1.4. Scheda CALCESTRUZZO

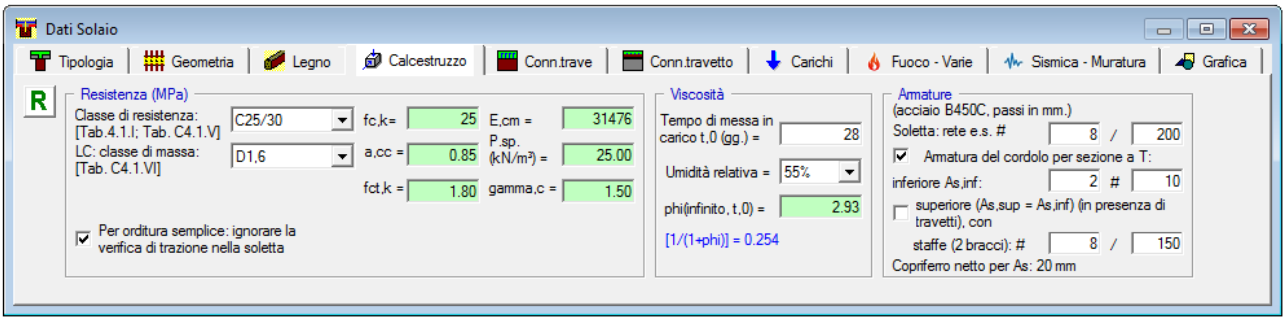


Fig. B.5.1.4-1. Finestra Solai: scheda Calcestruzzo

Resistenza *(tutti i seguenti riferimenti normativi si riferiscono a NTC18)*
La classe di resistenza del calcestruzzo consente la scelta sia di un calcestruzzo normale (§4.1, Tab.4.1.I, espressa nella forma: Cf_{ck}/R_{ck}), sia di un calcestruzzo alleggerito (§C4.1.12, Tab.C4.1.V), espressa nella forma LCf_{ck}/R_{ck}. Per i calcestruzzi alleggeriti è inoltre richiesta la specifica della classe di massa per unità di volume (§C4.1.12, Tab. C4.1.VI).
La resistenza di calcolo a compressione (§4.1.2.1.1.1) è data da:
$\alpha_{cc}\ f_{ck} / \gamma_c$
La resistenza caratteristica a trazione (§11.2.10.2) vale: $f_{ctk} = 0.7\ f_{ctm}$
dove: $f_{ctm} = 0.30\ f_{ck}^{2/3}$
La resistenza di calcolo a trazione (§4.1.2.1.1.2) è data da:
$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.80 / 1.5 = 1.19\ N/mm^2$
(f_{cd} e f_{ctd} sono ridotte con il fattore 0.80 se la soletta ha spessore < 50 mm).
Il valore medio della resistenza cilindrica (§11.2.2) è:
$f_{cm} = f_{ck} + 8$
ed il modulo elastico (§11.2.10.3) vale:
$E_{cm} = 22000\ [f_{cm} / 10]^{0.3}$
Per i calcestruzzi alleggeriti si applicano le modifiche riportate in §C4.1.12.1.1.1.
Queste relazioni definiscono quindi parametri dipendenti dalla classe di resistenza del calcestruzzo; se i loro valori sono confermati coerentemente a tali dipendenze, lo sfondo dei dati è in colore verde, diversamente lo sfondo è in giallo. Per reimpostare i parametri dipendenti, si utilizza il pulsante di reimpostazione R.

Per orditura semplice: ignorare la verifica di trazione nella soletta = la verifica di resistenza della sezione di calcestruzzo si effettua con le relazioni elastico-lineari, controllando le tensioni di compressione in estradosso (dovuta al momento positivo) e di trazione in intradosso, nei casi di orditura semplice e di orditura composta con travetti continui (appoggio del travetto pari a metà dimensione di base della sezione della trave in legno). In tale verifica nessun ruolo è svolto dall'armatura della rete e.s. Nel caso invece di sezione di calcestruzzo con anima (cordolo) formato dalla doppia orditura, la verifica di sicurezza della sezione a T che viene a formarsi si effettua sviluppando il dominio di resistenza (sezione armata con: armatura superiore data dalla rete e.s. della soletta, e inferiore data dalle barre longitudinali all'intradosso del cordolo) e controllando che il momento agente sia inferiore al momento resistente, ossia che il punto di sollecitazione sia interno alla frontiera del dominio.
Per il caso di verifica della soletta con relazioni elastico-lineari, il controllo della tensione di trazione

può essere trascurato in dipendenza dalla scelta sulla corrispondente opzione. L'ipotesi di trascurabilità di questo controllo trova motivazione in alcuni casi sfavorevoli, come quelli di solai esistenti con travi in legno di piccole dimensioni, dove la tensione di trazione supera teoricamente il limite consentito: può accadere che a causa delle condizioni al contorno (ad esempio, i vincoli imposti negli edifici monumentali, come l'impossibilità di aumentare la sezione della trave) non si riesca in alcun modo a soddisfare questa verifica. Riflettendo sul problema, è opportuno considerare che nel solaio composto il calcestruzzo lavora prevalentemente a compressione mentre gli sforzi di trazione sono sostenuti principalmente dal legno; inoltre, la trazione nella soletta potrebbe nella realtà essere assorbita dalla rete elettrosaldata, la cui presenza è sempre prevista (ai fini di ripartizione dei carichi). In considerazione di ciò, si può decidere di ignorare la verifica a trazione in intradosso della soletta, il che equivale a ritenere questa verifica non significativa.

Viscosità

Si specificano: il tempo di messa in carico t_0 e l'umidità relativa; da essi deriva il coefficiente di viscosità φ (≡phi) a tempo ∞ del calcestruzzo, valutato secondo §11.2.10.7 NTC18.
Il fattore di riduzione del modulo di elasticità del calcestruzzo per tenere degli effetti a lunga durata ($t=\infty$) è pari a: $1 / (1+\varphi)$.

Armature

Acciaio B450C (§3.2.2(3) EC2 e §11.3.2 NTC18):
• tensione caratteristica di snervamento: f_{yk} = 450 N/mm^2 (§11.3.2.1 NTC18)
• tensione di snervamento di progetto: $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_S$ = 450/1.15 = 391.3 N/mm^2 (§3.2.7 EC2 e §2.4.2.2(1) EC2 per γ_S; §4.1.2.1.1.3 NTC18)
• modulo elastico: E_S = 200000 N/mm^2 (§3.2.7(4) EC2)
• $\varepsilon_{Sy} = f_{yd} / E_S$ = 1.956 ‰
• ε_{SU} = 10 ‰
Le armature che possono essere disposte nel calcestruzzo sono la rete elettrosaldata, sempre presente e posta nella soletta a metà spessore, e barre longitudinali inferiori ed eventualmente superiori nel caso di formazione di un'anima di calcestruzzo.

La sezione resistente del calcestruzzo è rettangolare nei seguenti casi:
• orditura semplice, con le seguenti condizioni:
nel caso di assito interrotto, la lunghezza di appoggio dell'assito interrotto sulla trave si assume pari a 1/4 della base della sezione. L'isolante è posto sopra l'assito: pertanto la sua distanza dall'asse della trave è ≥ di 1/4 della base della sezione. Se quindi l'isolante è presente, all'orditura semplice corrisponde una sezione di calcestruzzo rettangolare solo se l'assito è forato (continuo) e l'isolante non è arretrato, cioè ha distanza nulla rispetto all'asse della trave;
• orditura doppia:
quando i travetti appoggiano con continuità sulla trave; inoltre, considerando che la posizione dell'assito rispetto all'asse della sezione è sempre coincidente con il travetto e che l'isolante è posto sopra l'assito, nel caso di presenza di isolante occorre che questo non sia arretrato rispetto all'asse della sezione.

In tutti gli altri casi, la sezione di calcestruzzo non è rettangolare, e si forma un'anima (cordolo):
• nel caso di sezione di calcestruzzo a T (orditura doppia, con anima - o: cordolo - formata dai travetti che appoggiano sulla trave principale), vengono normalmente disposte barre longitudinali, in intradosso al cordolo (cioè sopra l'estradosso della trave di legno);

• nel caso di sezione a T con cordolo di dimensioni adeguate è anche possibile disporre armatura a taglio, particolarmente nel caso di strutture sottoposte a carichi elevati o di geometria particolare (luci notevoli, sezioni di travetti più grandi rispetto ad esempio ad un valore standard di 80x80 mm). Se l'armatura a taglio non è presente, l'anima della sezione di calcestruzzo viene sottoposta a verifica a taglio in assenza di armatura.

B.5.1.5. Scheda CONNETTORI TRAVE

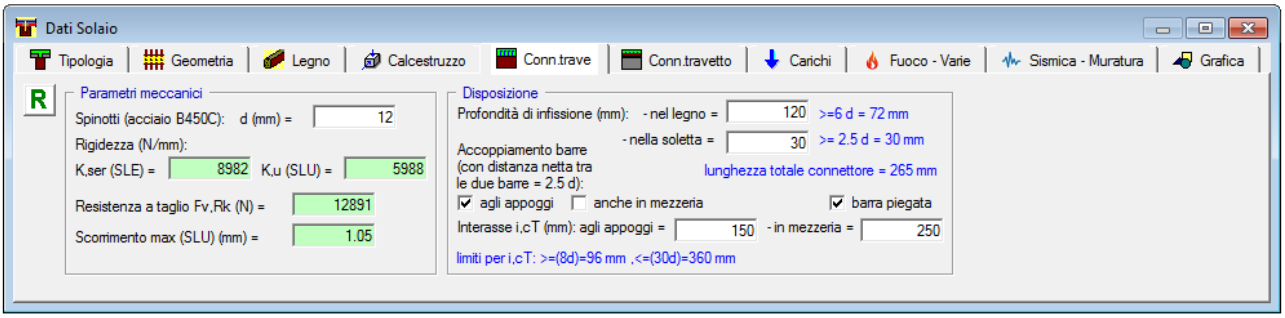


Fig. B.5.1.5-1. Finestra Solai: scheda Connettori Trave

Mentre le travi principali sono sempre dotate di connettori, i travetti - presenti solo nel caso di solaio ad orditura doppia - possono o meno essere collegati alla soletta tramite i connettori. Pertanto, la scheda 'Connettori Trave' contiene parametri sempre influenti sui risultati, mentre la scheda 'Connettori Travetto' è influente solo nel caso di tipologia ad orditura doppia con connettori nei travetti.
I connettori si considerano per predefinizione in acciaio B450C. In ogni caso, rigidezza e resistenza utilizzate nel calcolo possono essere liberamente definite negli appositi campi (modificando i valori preimpostati che SLC calcola in base alle relazioni illustrate in §A.3.4): pertanto, è possibile di fatto considerare altri tipi di connettori, specificandone i parametri corrispondenti (forniti, ad esempio, dal produttore).

Parametri meccanici:
d = diametro dei connettori (in SLC il simbolo utilizzato per il diametro, ad esempio nelle relazioni di calcolo, è anche: #). Il diametro è ipotizzato costante per tutta la trave. Valori normali per le travi principali sono ϕ 10,12,14 mm.
Rigidezza = si specificano i valori relativi allo stato limite di esercizio (K_{ser}) e allo stato limite ultimo (K_u). Nel caso di accoppiamento lungo tutta la trave, il valore preimpostato della rigidezza relativo ad un singolo connettore si raddoppia; ovviamente, se l'Utente conosce altre formule più precise (per es. tenendo conto che l'accoppiamento può non essere equivalente proprio a due connettori assieme a causa dell'interferenza reciproca dei due connettori nella sezione trasversale della trave di legno) potrà utilizzarle specificando un valore diverso da quello preimpostato.
Resistenza a taglio = resistenza caratteristica del connettore a taglio.
Sia per la rigidezza, sia per la resistenza a taglio i valori preimpostati possono essere modificati per tenere conto di particolari tipi di connettori.
In caso di accoppiamento agli appoggi e in mezzeria, la rigidezza K e la forza resistente in input si riferiscono a due connettori (il valore preimpostato è infatti doppio).
Scorrimento max = lo scorrimento, dato dal rapporto fra resistenza e rigidezza, deve essere inferiore ad un limite massimo. Secondo §8.7.1 DT206, lo scorrimento massimo ammissibile per la

connessione $\delta_{U,max}$ calcolato agli SLU potrà essere assunto pari a $\delta_{U,max}$ = 10 mm.
Si dovrà dunque accertare che: $\delta_U = F / K_u \leq \delta_{U,max}$ = 10 mm. Tale valore limite appare troppo elevato rispetto al valore indicato nella versione precedente del documento (CNR DT 206/2007) secondo cui il limite per lo scorrimento ultimo, lì indicato con δ_c, è pari a: $\delta_{c,lim}$ = max{ 1 mm., L/4000 }. Può essere opportuno fare riferimento, a favore di sicurezza, alla CNR DT 206/2007.

Disposizione:
Profondità di infissione = la profondità di infissione nel legno e nella soletta possono essere specificate liberamente; alcuni parametri di confronto (6d per il legno e 2.5d per la soletta) indicano tuttavia i valori minimi di infissione affinché il connettore possa svolgere in modo efficace la funzione di collegamento (§8.7.2, (8.72) DT206).
Accoppiamento delle barre = per le sole travi principali, è possibile considerare barre accoppiate agli appoggi e/o in mezzeria. Fisicamente, l'impegno statico dei connettori è direttamente legato al Taglio: quindi, un loro raffittimento è normalmente utilizzato nelle zone di appoggio.
SLC considera come 'zone agli appoggi' i tratti estremi di trave aventi lunghezza L/4; la 'zona centrale', o 'mezzeria', ha ovviamente lunghezza L/2. La diversificazione fra disposizione dei connettori agli appoggi e in mezzeria, sia come accoppiamento sia come interasse, corrisponde ad un criterio di ottimizzazione strutturale, e segue l'andamento della sollecitazione di taglio, maggiore nelle zone degli appoggi rispetto alla mezzeria.
Per i travetti viene sempre adottata una disposizione uniforme dei connettori.
Barra piegata = indica se il connettore ha un ancoraggio orizzontale lungo la soletta. Questo parametro ha influenza soltanto sulla rappresentazione grafica del sistema di connessione.
Interasse dei connettori = viene richiesto l'interasse agli appoggi, ed è possibile specificare anche l'interasse in mezzeria, che può essere diverso rispetto agli appoggi. SLC suggerisce i limiti di riferimento, pari a 8d (inferiore) e 30d (superiore). L'interasse tra i collegamenti deve infatti essere non troppo piccolo per evitare lo "splitting" nel legno, né troppo grande per ottenere una sufficiente continuità della connessione [15].

B.5.1.6. Scheda CONNETTORI TRAVETTO

Fig. B.5.1.6-1. Finestra Solai: scheda Connettori Travetto

Mentre le travi principali sono sempre dotate di connettori, i travetti - presenti solo nel caso di solaio ad orditura doppia - possono o meno essere collegati alla soletta tramite i connettori. Pertanto, la scheda 'Connettori Trave' contiene parametri sempre influenti sui risultati, mentre la scheda 'Connettori Travetto' è influente solo nel caso di tipologia ad orditura doppia con connettori nei travetti.
I parametri in input nella scheda 'Connettori travetto' sono del tutto analoghi alla scheda

'Connettori trave', con alcune specificità.
Il diametro è ipotizzato costante per tutto il travetto. Data la sezione di piccole dimensioni che generalmente caratterizza il travetto, anche i diametri delle barre saranno in genere inferiori ai corrispondenti delle travi principali: per i travetti, quindi, si possono utilizzare ad esempio ϕ 6,8,10 mm.
Per quanto riguarda la disposizione geometrica delle barre, l'interasse resta costante lungo lo sviluppo longitudinale; non è cioè prevista la possibilità di diradamento in mezzeria. Inoltre, nel travetto non si prevede la possibilità di accoppiare le barre.

B.5.1.7. Scheda CARICHI

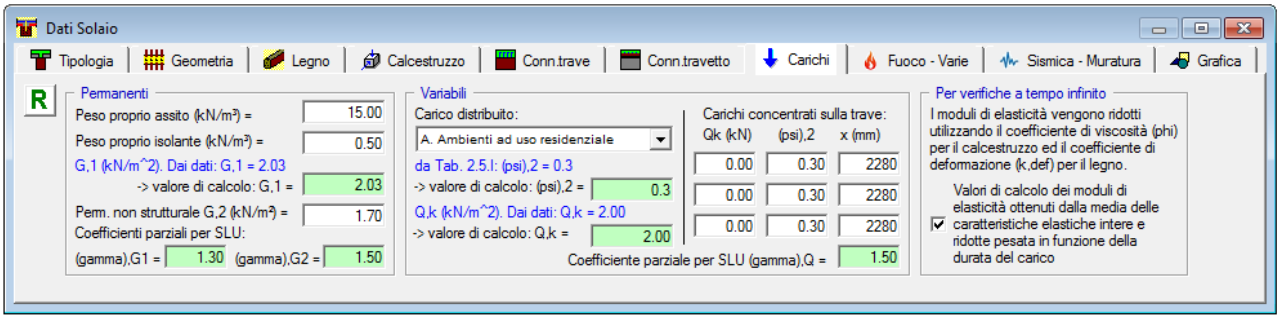


Fig. B.5.1.7-1. Finestra Solai: scheda Carichi

Nella scheda Carichi vengono definiti i carichi agenti sul solaio, distinti in Permanenti (G_1 e G_2) e Variabili (Q_k). Dai carichi di superficie derivano i valori di riferimento dei carichi distribuiti lineari applicati sulle travi e sui travetti, per le combinazioni di carico esaminate. E' possibile specificare anche carichi variabili concentrati, fino ad un numero massimo di 3.
Dettagli sulle modalità di definizione dei carichi ai fini delle verifiche di sicurezza in SLC sono descritte in §A.3.5.

Carichi Permanenti:
Peso proprio assito, isolante = l'assito può essere costituito da tavolato ligneo (conifere o latifoglie), pianelle o tavelle in laterizio. Corrispondentemente, si ha un valore del suo peso specifico (peso per unità di volume); moltiplicandolo per lo spessore (definito nella scheda Geometria), si ottiene il carico di superficie dell'assito. Analogamente, per l'isolante il peso per unità di volume moltiplicato per il suo spessore fornisce il carico di superficie corrispondente.
G,1 = carico permanente. Questo carico si compone del peso proprio della struttura (legno, calcestruzzo, assito), e viene proposto da SLC con un valore comunque modificabile a piacere, ma che può in ogni momento essere reimpostato al valore predefinito da SLC utilizzando il pulsante di comando R.
G,2 = carico permanente non strutturale. Questo carico comprende: sottofondo, pavimentazione, tramezzi; viene direttamente definito dall'Utente (non c'è un valore predefinito da SLC).
γ_{G1} **e** γ_{G2} = coefficienti parziali per SLU (§2.6.1, Tab. 2.6.I NTC 18).

Carichi Variabili:
Q,k = il carico variabile si riferisce alle diverse categorie di edifici (destinazioni d'uso) previste dalla Normativa vigente (§3.1.4, Tab. 3.1.II NTC18). Selezionando dalla casella a discesa un particolare tipo di categoria, è possibile reimpostare il valore del carico Q_k e del coefficiente di combinazione

ψ_2, relativo al valore quasi permanente (§2.5.3, Tab. 2.5.I). Come per altri dati, questi valori possono essere comunque modificati a piacere dall'Utente.
γ_Q = coefficiente parziale per SLU (§2.6.1, Tab. 2.6.I NTC 18).
Carichi concentrati sulla trave = è possibile definire fino ad un massimo di 3 carichi concentrati di tipo variabile agenti sulla trave principale in posizione qualsiasi, definita dall'ascissa. Ad ogni carico corrisponde un coefficiente di combinazione ψ_2. Il coefficiente parziale per SLU per le azioni variabili coincide con quello dei carichi distribuiti.

Per verifiche a tempo infinito:
i moduli di elasticità vengono ridotti utilizzando il coefficiente di viscosità φ (phi) per il calcestruzzo ed il coefficiente di deformazione k_{def} per il legno.
Selezionando un check apposito, i valori di calcolo dei moduli di elasticità vengono ottenuti dalla media delle caratteristiche elastiche intere e ridotte pesata in funzione della durata del carico. Se il check non è selezionato, il coefficiente di riduzione viene applicato alla totalità dei carichi, variabili inclusi.

B.5.1.8. Scheda FUOCO - VARIE

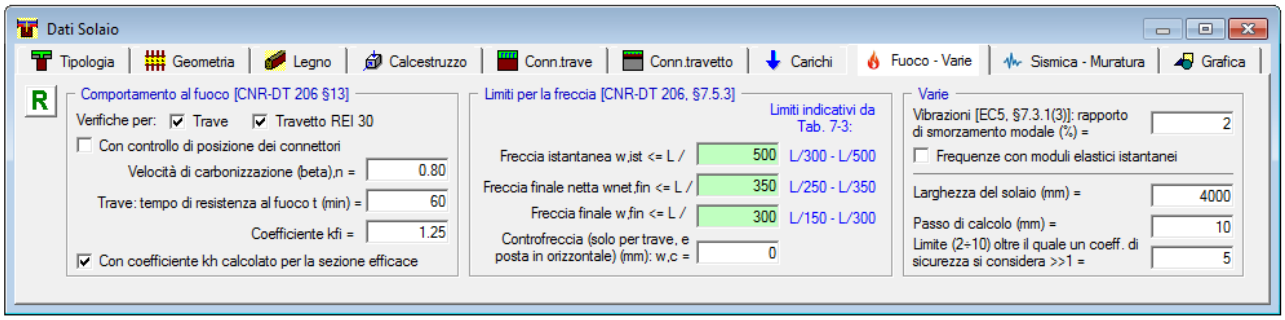


Fig. B.5.1.8-1. Finestra Solai: scheda Fuoco - Varie

Nella scheda Fuoco - Varie vengono gestiti i dati in input per il Comportamento al fuoco ed altri vari parametri di calcolo.

Comportamento al fuoco
Per le verifiche al fuoco si fa riferimento a §13 DT206.
Verifiche
E' possibile svolgere verifiche per Trave e/o Travetto; se nessuno dei due check è selezionato, le verifiche al fuoco vengono ignorate. Per gli elementi strutturali per i quali le verifiche al fuoco vengono ignorate si dovrà ovviamente provvedere ad una adeguata protezione.
Con controllo di posizione dei connettori
Il calcolo della resistenza al fuoco viene condotto secondo il metodo illustrato in §A.3.10, (una esemplificazione è descritta in [17],§7.10.1), attribuendo la totalità del carico alla sezione residua della trave di legno. In SLC per il solaio misto in legno e calcestruzzo non è quindi previsto l'accoppiamento dei due materiali per la verifica di resistenza al fuoco: pertanto verifiche al fuoco sui connettori potrebbero essere considerate superflue. Tuttavia le CNR-DT 206 R1/2018, in §13.3: "Resistenza di un collegamento esposto al fuoco", rilevano che le parti metalliche costituiscono elemento di trasmissione di calore anche all'interno della massa lignea. Per il solaio misto in legno e calcestruzzo, un'adeguata posizione dei connettori rispetto alla superficie esterna della sezione

della trave può essere oggetto di valutazione: SLC consente il controllo opzionale di posizione dei connettori.
Velocità di carbonizzazione β_n, Trave: tempo di resistenza al fuoco, Coefficiente k_{fi}
Parametri per l'analisi di comportamento al fuoco. Il tempo di resistenza al fuoco per la trave è un valore in input; per i travetti è invece fissato a 30 minuti.
Con coefficiente k_h
Il coefficiente moltiplicativo delle resistenze per l'effetto altezza (§11.7.1.1 NTC18 e §4.2.1 DT206) può essere applicato anche per la verifica di resistenza della sezione efficace, oltre che per le verifiche statiche. Nei due tipi di verifica il valore di k_h non coincide in quanto cambia la sezione a cui si riferisce (integra per le verifiche statiche, residua o efficace per le verifiche al fuoco).

Limiti per la freccia

Valori limite con cui confrontare la freccia di calcolo per stabilire se la verifica di deformabilità del solaio è soddisfatta o meno. Il riferimento normativo è fornito dalle Istruzioni CNR-DT 206 R1/2018 in §7.5.3.

Varie

Vibrazioni [EC5, §7.3.1(3)]: rapporto di smorzamento modale (%) = viene utilizzato nel calcolo della velocità di risposta all'impulso unitario. Lo smorzamento dei solai in legno è pari all'1% (§7.5.4 DT206), ma per le strutture composte in legno-calcestruzzo risulta maggiore e può essere stimato pari al 2%; per maggiori dettagli si rimanda al paragrafo §A.3.8.
Frequenze con moduli elastici istantanei = il calcolo della frequenza propria di vibrazione può essere eseguito con riferimento ai moduli elastici completi (medio per il legno e istantaneo per il calcestruzzo) oppure ridotti a causa della viscosità. I moduli ridotti comportano frequenze più basse e quindi rendono più sfavorevole la verifica alle vibrazioni nei confronti del limite di 8 Hz auspicabile come minimo valore di frequenza per solai residenziali.
Larghezza del solaio = determina l'ampiezza complessiva della maglia di solaio, corrispondente ad una pianta rettangolare di dimensioni pari alla luce di calcolo della trave principale x la larghezza del solaio. Assume influenza sui risultati nell'ambito del calcolo della frequenza propria di vibrazione qualora il solaio sia ancorato perimetralmente.
Passo di calcolo = il passo di calcolo determina le ascisse ai fini della discretizzazione dei diagrammi delle sollecitazioni e delle deformazioni.
Limite (2÷10) oltre il quale un coeff. di sicurezza si considera >>1 = i coefficienti di sicurezza elevati, superiori a 1.000 in modo significativo, rivestono in sé scarso interesse: per finalità di rappresentazione unitaria efficace per i vari coefficienti di sicurezza (vd. §B.8: finestra Coefficienti di sicurezza) si limita il massimo valore ad un livello oltre il quale il coefficiente viene qualificato genericamente >>1.

B.5.1.9. Scheda SISMICA - MURATURA

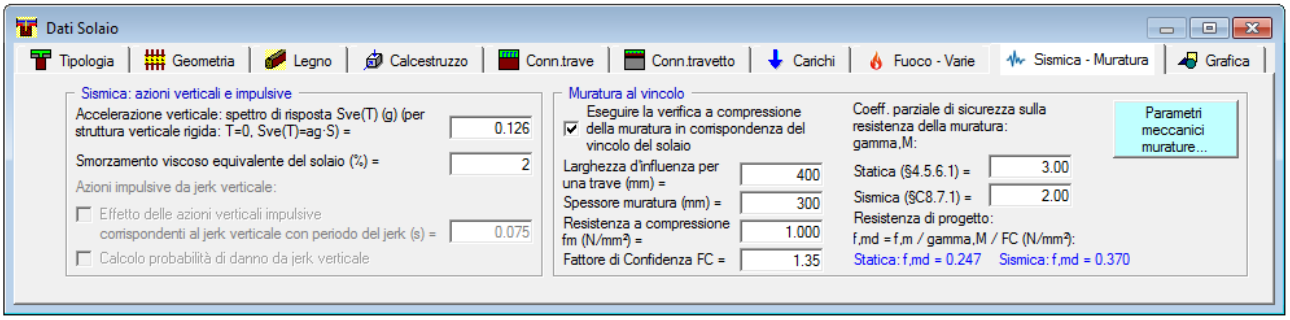


Fig. B.5.1.9-1. Finestra Solai: scheda Sismica - Muratura

Nella scheda Sismica - Muratura si impostano parametri riguardanti le verifiche in combinazione sismica e le azioni ai vincoli con riferimento alle murature perimetrali alle quali il solaio è connesso.

Sismica: azioni verticali e impulsive

Accelerazione verticale: spettro di risposta Sve(T) (g) (per struttura verticale rigida: T=0, Sve(T)=ag·S) = valore in input per il sito di ubicazione dell'edificio a cui appartiene la struttura esaminata. Il valore si riferisce a P_{GA}, ossia l'accelerazione al suolo di fondazione, considerando quindi anche gli effetti di sito: $P_{GA} = a_{gv} \cdot S$, dove $S=S_S \cdot S_T$, con $S_S=1.0$ (§3.2.3.2.2 Tab. 3.2.VI NCT18) e S_T definito in §3.2.3.2.1 Tab. 3.2.V NTC18); secondo la Normativa italiana vigente, a_{gv} assume lo stesso valore dell'accelerazione orizzontale a_g. Dal punto di vista dello spettro di risposta, ai fini dell'analisi del solaio si ipotizza che la struttura nella quale esso è inserito sia verticalmente rigida, in modo tale che lo spettro verticale risulta: $S_{ev}(T)=a_g \cdot S$. L'effetto dell'accelerazione sismica verticale consiste alternatamente in un aggravamento (Combinazione Sismica +) e in un alleggerimento (Combinazione Sismica -) del carico verticale, con conseguente modifica delle sollecitazioni e delle deformazioni.
Smorzamento viscoso equivalente del solaio (%) = questo parametro può essere assunto pari al valore dello smorzamento utilizzato per la verifica elastica delle vibrazioni, ma può essere anche considerato maggiore in relazione a possibili danneggiamenti del solaio che intervengono durante la sollecitazione sismica.
Azioni impulsive da jerk verticale:
Effetto delle azioni verticali impulsive corrispondenti al jerk verticale con periodo del jerk = definisce in input il periodo del jerk (variazione di accelerazione) verticale corrispondente ad un ipotetico terremoto di progetto
Calcolo probabilità di danno da jerk verticale = indica se viene effettuata la stima del danno in termini di probabilità, facendo riferimento all'analisi dei principali recenti eventi italiani dei quali è disponibile la registrazione [14].

Muratura al vincolo

Eseguire la verifica a compressione della muratura in corrispondenza del vincolo del solaio = la reazione verticale determinata al vincolo dallo schema statico della trave composta viene utilizzata per definire una tensione normale 'media' nella muratura a cui il solaio si connette, da confrontarsi con la resistenza a compressione di progetto ai fini della verifica di sicurezza. Si tratta appunto di un valore 'medio' della tensione in quanto le effettive direttrici di sforzo che si generano nella parete muraria a livello del vincolo dipendono dalle modalità di connessione del solaio, ossia dalla disposizione delle barre di ancoraggio che penetrano nella muratura.

La verifica viene eseguita per tutte le combinazioni di carico esaminate, incluse le sismiche: in queste ultime può manifestarsi un effetto amplificativo della reazione verticale dovuto ai fenomeni dinamici innescati nel solaio dalle variazioni di accelerazione verticale (jerk), con danneggiamento locale del vincolo che può precedere la crisi della struttura interna del solaio.

Nota bene In un edificio esistente in muratura di pietrame, un solaio (incluso il caso del legno-calcestruzzo) può resistere alla sollecitazione sismica verticale impulsiva, ma contemporaneamente, in dipendenza dalla sua rigidità, può trasmettere alla muratura azioni amplificate che, con il loro martellamento, possono sconnettere il vincolo. In combinazione con le componenti sismiche orizzontali, può generarsi una crisi locale con disgregazione della muratura, ossia distacchi tra malta ed elementi lapidei con espulsione di questi ultimi ed innesco di crolli caratterizzati da un processo caotico.
E' quindi molto importante analizzare il comportamento dei solai, soprattutto negli edifici esistenti, non solo come verifica di sicurezza intrinseca del solaio, ma anche in relazione al collegamento alle strutture principali portanti. Negli interventi di riduzione della vulnerabilità sismica acquisisce importanza fondamentale il consolidamento del nodo solaio-muratura che deve riguardare tutte le parti strutturali coinvolte: solaio nella zona di appoggio, dispositivi (barre) di collegamento alla muratura portante, zone di muratura limitrofe al vincolo (sottostanti e soprastanti). In tal modo, l'intervento contribuisce ad evitare crisi locali con innesco di effetti disgregativi. ■

Larghezza d'influenza per una trave, Spessore muratura = la larghezza d'influenza per una trave definisce la dimensione in profondità interessata dal vincolo. La sezione di muratura per la verifica della tensione verticale è data dallo spessore x la profondità.
Resistenza a compressione f_m, Fattore di Confidenza F_C, Coeff. parziale di sicurezza sulla resistenza della muratura γ_M: Statica (§4.5.6.1), Sismica (§C8.7.1), Resistenza di progetto: f_{md} = f_m / γ_M / F_C = parametri meccanici della muratura su cui si imposta il solaio.
Parametri meccanici murature... = pulsante di comando che apre un foglio di riferimento Excel dove sono riportate le caratteristiche meccaniche delle murature secondo NTC18.

B.5.1.10. Scheda GRAFICA

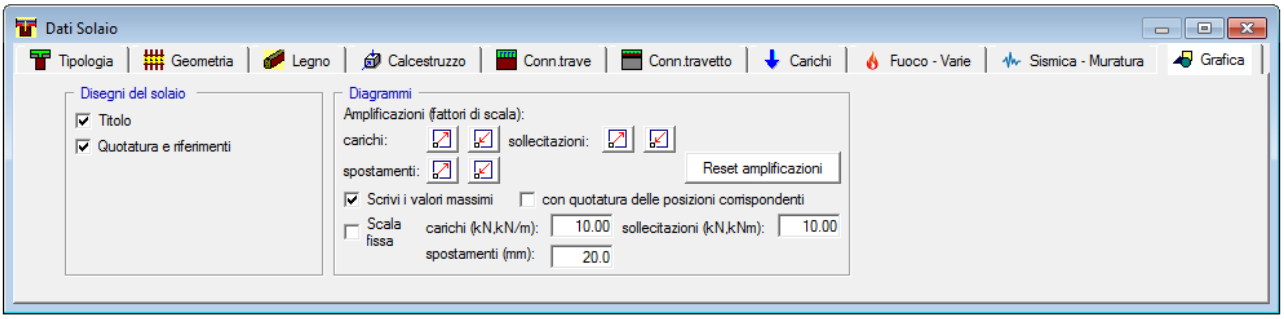


Fig. B.5.1.10-1. Finestra Solai: scheda Grafica

Disegni del solaio

Per i Parametri di Disegno disponibili, la selezione dei comandi ha effetto immediato nei disegni rappresentati nelle finestre grafiche. Poiché l'output su file dxf riproduce fedelmente quanto visualizzato nella finestra grafica corrente, selezionare preventivamente questi parametri per determinare le caratteristiche del disegno in output (ad esempio, per ottenere un disegno su dxf

quotato occorre che l'opzione 'Quotatura' sia attivata).

Diagrammi

Per i diagrammi delle sollecitazioni e degli spostamenti, visualizzabili nella finestra Grafica, vengono forniti pulsanti di utilità che permettono l'amplificazione o la riduzione dei diagrammi.
Il check 'Scala fissa', basato sui valori a lato specificati per carichi, sollecitazioni e spostamenti, consente il confronto fra diagrammi corrispondenti a combinazioni di carico differenti; nel caso 'Scala fissa' non sia selezionato, per ogni combinazione la scala del disegno viene reimpostata in modo da occupare l'area grafica disponibile.

B.5.2. Menu MODIFICA

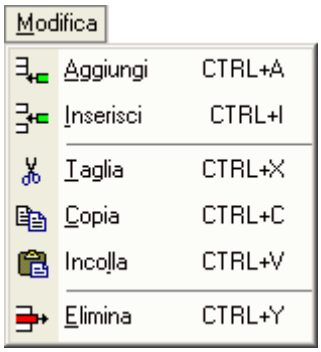


Fig. B.5.2-1. Finestra Solai: menu Modifica

I comandi di aggiunta o inserimento pongono in linea un nuovo solaio, i cui dati vengono preimpostati da SLC: essi ovviamente verranno modificati dall'Utente in base al caso analizzato.

Aggiungi = Aggiunge un solaio per il Progetto analizzato, facendolo divenire il solaio corrente.

Inserisci = Inserisce un solaio nella posizione corrente, scalando quindi di uno verso il basso la numerazione di tutti i Solai ad esso successivi.

Taglia = Elimina il solaio corrente, ponendolo in memoria.

Copia = Pone in memoria il solaio corrente.

Incolla = Incolla il solaio presente in memoria. Utilizzando Copia e Incolla, associati a Inserisci o Aggiungi, è possibile spostare dati di Solai, anche fra edifici diversi.

Elimina = Elimina il solaio corrente, senza porlo in memoria.

B.5.3. Menu SPOSTA

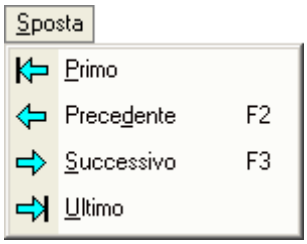


Fig. B.5.3-1. Finestra Solai: menu Sposta

Il menu Sposta consente lo spostamento al solaio successivo o precedente rispetto a quello visualizzato, cambiando quindi il solaio corrente. Se nel Progetto è presente un solo solaio, ovviamente questo menu risulta ininfluente.
E' possibile scorrere i diversi Solai utilizzando i tasti di scelta rapida F2, F3.
In alternativa, possono essere utilizzati i pulsanti della Barra degli Strumenti:
Primo, Precedente, Successivo, Ultimo.

B.5.4. Menu COPIA

Il menu Copia consente di copiare il solaio successivo o precedente in quella corrente. Se nel Progetto è presente un solo solaio, ovviamente questo menu risulta ininfluente.

B.6. FINESTRA TABELLA MATERIALI

SLC gestisce una libreria di materiali (tipologie di legno), 'Tabella Materiali', a cui fare riferimento durante l'inserimento dei Dati Solai.
La Tabella Materiali è un archivio presente in ogni Progetto, quindi può differire da un progetto all'altro a seconda delle modifiche effettuate dall'Utente.
SLC fornisce una tabella materiali contenente i parametri descritti dai riferimenti normativi vigenti (CNR-DT 206 R1/2018), inserita nella struttura preimpostata che viene posta in linea ogni qual volta si crea un nuovo progetto. Editando la tabella, l'Utente potrà apportare le opportune modifiche, anche aggiungendo nuove tipologie. I materiali disponibili per preimpostazione sono elencati nelle immagini riportate in §B.6.2.

B.6.1. Dati TABELLA MATERIALI

N° = numero di identificazione del tipo di materiale.

Col. = Colore rappresentativo del materiale. Facendo doppio clic sulla casella colorata, si apre la finestra di dialogo 'Colori' che permette la scelta di un diverso colore per il materiale corrente; la scelta di un nuovo colore produrrà la rigenerazione automatica dei disegni visualizzati contenenti i colori dei materiali. Il doppio clic sul campo 'Col.' equivale al comando 'Colore' del menu Modifica.

Descrizione = descrizione del materiale.

I parametri rappresentativi del materiale (f_{mk}, f_{t0k}, f_{c0k}, f_{vk}, E_{0mean}, G_{mean}, ρ_k, ρ_m), tratti dal riferimento normativo (CNR-DT 206 R1/2018) possono comunque essere variati a piacere dall'Utente.

Suggerimento Invece di modificare la tabella preimpostata, i materiali definiti dall'Utente possono essere direttamente aggiunti all'elenco. In tal modo, mentre permangono in tabella i dati così come previsti dal documento normativo, è comunque possibile fare riferimento a materiali diversi. ■

B.6.2. Menu MODIFICA

Fig. B.6.2-1. Finestra Tabella Materiali: menu Modifica

Aggiungi = Aggiunge un tipo di materiale al termine della tabella, posizionandovi la cella corrente in corrispondenza della colonna corrente.

Inserisci = Inserisce un tipo di materiale nella posizione corrente della cella, scalando quindi di uno verso il basso la numerazione di tutti i tipi ad esso successivi. La cella corrente resta nella posizione attuale.

Elimina = Elimina il tipo di materiale corrente.

Colore... = Apre la finestra di dialogo 'Colori' che permette la scelta di un diverso colore per il materiale corrente; la scelta di un nuovo colore produrrà la rigenerazione automatica dei disegni visualizzati contenenti i colori dei materiali. Questo comando equivale al doppio clic sul campo 'Col.'.

Tabella Materiali (56)

N°		Col.	Descrizione	Classe di resist.	fm,k (MPa)	ft,0,k (MPa)	fc,0,k (MPa)	fv,k (MPa)	E0,mean (MPa)	G,mean (MPa)	rho,k (kg/m³)	rho,m (kg/m³)
1	▶		Conifere e pioppo (EN 338) [CNR DT 206 R1/2018]	C14	14	7.2	16.0	3.0	7000	440	290	350
2			Conifere e pioppo (EN 338) [CNR DT 206 R1/2018]	C16	16	8.5	17.0	3.2	8000	500	310	370
3			Conifere e pioppo (EN 338) [CNR DT 206 R1/2018]	C18	18	10.0	18.0	3.4	9000	560	320	380
4			Conifere e pioppo (EN 338) [CNR DT 206 R1/2018]	C20	20	11.5	19.0	3.6	9500	590	330	390
5			Conifere e pioppo (EN 338) [CNR DT 206 R1/2018]	C22	22	13.0	20.0	3.8	10000	630	340	410
6			Conifere e pioppo (EN 338) [CNR DT 206 R1/2018]	C24	24	14.5	21.0	4.0	11000	690	350	420
7			Conifere e pioppo (EN 338) [CNR DT 206 R1/2018]	C27	27	16.5	22.0	4.0	11500	720	360	430
8			Conifere e pioppo (EN 338) [CNR DT 206 R1/2018]	C30	30	19.0	24.0	4.0	12000	750	380	460
9			Conifere e pioppo (EN 338) [CNR DT 206 R1/2018]	C35	35	22.5	25.0	4.0	13000	810	390	470
10			Conifere e pioppo (EN 338) [CNR DT 206 R1/2018]	C40	40	26.0	27.0	4.0	14000	880	400	480
11			Conifere e pioppo (EN 338) [CNR DT 206 R1/2018]	C45	45	30.0	29.0	4.0	15000	940	410	490
12			Conifere e pioppo (EN 338) [CNR DT 206 R1/2018]	C50	50	33.5	30.0	4.0	16000	1000	430	520
13			Latifoglie (escluso pioppo) (EN 338) [CNR DT 206 R1/2018]	D18	18	11.0	18.0	3.5	9500	590	475	570
14			Latifoglie (escluso pioppo) (EN 338) [CNR DT 206 R1/2018]	D24	24	14.0	21.0	3.7	10000	630	485	580
15			Latifoglie (escluso pioppo) (EN 338) [CNR DT 206 R1/2018]	D27	27	16.0	22.0	3.8	10500	660	510	610
16			Latifoglie (escluso pioppo) (EN 338) [CNR DT 206 R1/2018]	D30	30	18.0	24.0	3.9	11000	690	530	640
17			Latifoglie (escluso pioppo) (EN 338) [CNR DT 206 R1/2018]	D35	35	21.0	25.0	4.1	12000	750	540	650
18			Latifoglie (escluso pioppo) (EN 338) [CNR DT 206 R1/2018]	D40	40	24.0	27.0	4.2	13000	810	550	660
19			Latifoglie (escluso pioppo) (EN 338) [CNR DT 206 R1/2018]	D45	45	27.0	29.0	4.4	13500	840	580	700
20			Latifoglie (escluso pioppo) (EN 338) [CNR DT 206 R1/2018]	D50	50	30.0	30.0	4.5	14000	880	620	740
21			Latifoglie (escluso pioppo) (EN 338) [CNR DT 206 R1/2018]	D55	55	33.0	32.0	4.7	15500	970	660	790
22			Latifoglie (escluso pioppo) (EN 338) [CNR DT 206 R1/2018]	D60	60	36.0	33.0	4.8	17000	1060	700	840
23			Latifoglie (escluso pioppo) (EN 338) [CNR DT 206 R1/2018]	D65	65	39.0	35.0	5.0	18500	1160	750	900
24			Latifoglie (escluso pioppo) (EN 338) [CNR DT 206 R1/2018]	D70	70	42.0	36.0	5.0	20000	1250	800	960
25			Latifoglie (escluso pioppo) (EN 338) [CNR DT 206 R1/2018]	D75	75	45.0	37.0	5.0	22000	1380	850	1020

Fig. B.6.2-2. Finestra Tabella Materiali: elenco materiali predefiniti (da 1 a 25)

Tabella Materiali (56)

N°		Col.	Descrizione	Classe di resist.	fm,k (MPa)	ft,0,k (MPa)	fc,0,k (MPa)	fv,k (MPa)	E0,mean (MPa)	G,mean (MPa)	rho,k (kg/m³)	rho,m (kg/m³)
26	▶		**Latifoglie (escluso pioppo) (EN 338) [CNR DT 206 R1/2018]**	**D80**	**80**	**48.0**	**38.0**	**5.0**	**24000**	**1500**	**900**	**1080**
27			Abete (Italia) (UNI 11035) [CNR DT 206 R1/2018]	S2	25	15.0	21.0	4.0	11800	740	375	450
28			Abete (Italia) (UNI 11035) [CNR DT 206 R1/2018]	S3	18	11.0	18.0	3.4	10500	660	375	450
29			Pino laricio (Italia) (UNI 11035) [CNR DT 206 R1/2018]	S1	40	24.0	26.0	4.0	15000	940	455	550
30			Pino laricio (Italia) (UNI 11035) [CNR DT 206 R1/2018]	S2	22	13.0	20.0	3.8	12000	750	425	520
31			Pino laricio (Italia) (UNI 11035) [CNR DT 206 R1/2018]	S3	15	9.0	17.0	3.0	11000	690	430	520
32			Larice (Nord Italia) (UNI 11035) [CNR DT 206 R1/2018]	S2	23	14.0	20.0	3.8	12500	780	510	610
33			Larice (Nord Italia) (UNI 11035) [CNR DT 206 R1/2018]	S3	18	11.0	18.0	3.4	11500	720	520	620
34			Douglasia (Italia) (UNI 11035) [CNR DT 206 R1/2018]	S1	35	21.0	25.0	4.0	15800	990	450	540
35			Douglasia (Italia) (UNI 11035) [CNR DT 206 R1/2018]	S2/S3	22	13.0	20.0	3.8	13000	810	415	500
36			Altre conifere (Italia) (UNI 11035) [CNR DT 206 R1/2018]	S1	33	20.0	24.0	4.0	12300	770	530	575
37			Altre conifere (Italia) (UNI 11035) [CNR DT 206 R1/2018]	S2	26	16.0	22.0	4.0	11400	710	530	575
38			Altre conifere (Italia) (UNI 11035) [CNR DT 206 R1/2018]	S3	22	13.0	20.0	3.8	10500	660	530	575
39			Castagno (Italia) (UNI 11035) [CNR DT 206 R1/2018]	S	28	17.0	22.0	4.0	12500	780	485	580
40			Querce caducifoglie (Italia) (UNI 11035) [CNR DT 206 R1/2018]	S	42	25.0	27.0	4.0	12000	750	760	825
41			Pioppo e Ontano (Italia) (UNI 11035) [CNR DT 206 R1/2018]	S	26	16.0	22.0	2.7	8000	500	420	460
42			Altre latifoglie (Italia) (UNI 11035) [CNR DT 206 R1/2018]	S	27	16.0	22.0	4.0	11500	720	515	560

Fig. B.6.2-3. Finestra Tabella Materiali: elenco materiali predefiniti (da 26 a 42)

Tabella Materiali (56)

N°		Col.	Descrizione	Classe di resist.	fm,k (MPa)	ft,0,k (MPa)	fc,0,k (MPa)	fv,k (MPa)	E0,mean (MPa)	G,mean (MPa)	rho,k (kg/m³)	rho,m (kg/m³)
43	▶		**Legno lamellare di conifera omogeneo (EN 14080) [CNR DT 206 R1/2018]**	**GL20h**	**20**	**16.0**	**20.0**	**3.5**	**8400**	**650**	**340**	**370**
44			Legno lamellare di conifera omogeneo (EN 14080) [CNR DT 206 R1/2018]	GL22h	22	17.6	22.0	3.5	10500	650	370	410
45			Legno lamellare di conifera omogeneo (EN 14080) [CNR DT 206 R1/2018]	GL24h	24	19.2	24.0	3.5	11500	650	385	420
46			Legno lamellare di conifera omogeneo (EN 14080) [CNR DT 206 R1/2018]	GL26h	26	20.8	26.0	3.5	12100	650	405	445
47			Legno lamellare di conifera omogeneo (EN 14080) [CNR DT 206 R1/2018]	GL28h	28	22.3	28.0	3.5	12600	650	425	460
48			Legno lamellare di conifera omogeneo (EN 14080) [CNR DT 206 R1/2018]	GL30h	30	24.0	30.0	3.5	13600	650	430	480
49			Legno lamellare di conifera omogeneo (EN 14080) [CNR DT 206 R1/2018]	GL32h	32	25.6	32.0	3.5	14200	650	440	490
50			Legno lamellare di conifera combinato (EN 14080) [CNR DT 206 R1/2018]	GL20c	20	19.0	18.5	3.5	10400	650	355	390
51			Legno lamellare di conifera combinato (EN 14080) [CNR DT 206 R1/2018]	GL22c	22	19.0	20.0	3.5	10400	650	355	390
52			Legno lamellare di conifera combinato (EN 14080) [CNR DT 206 R1/2018]	GL24c	24	19.0	21.5	3.5	11000	650	365	400
53			Legno lamellare di conifera combinato (EN 14080) [CNR DT 206 R1/2018]	GL26c	26	19.0	23.5	3.5	12000	650	385	420
54			Legno lamellare di conifera combinato (EN 14080) [CNR DT 206 R1/2018]	GL28c	28	19.0	24.0	3.5	12500	650	390	420
55			Legno lamellare di conifera combinato (EN 14080) [CNR DT 206 R1/2018]	GL30c	30	19.0	24.5	3.5	13000	650	390	430
56			Legno lamellare di conifera combinato (EN 14080) [CNR DT 206 R1/2018]	GL32c	32	19.0	24.5	3.5	13500	650	400	440

Fig. B.6.2-4. Finestra Tabella Materiali: elenco materiali predefiniti (da 43 a 56: legno lamellare)

La Tabella Materiali mostra, in colore blu grassetto, il materiale del solaio corrente.
E' possibile modificare tale materiale facendo doppio clic su un qualunque campo della tabella (eccetto il campo Colore, destinato alla definizione del colore associato al materiale).
Corrispondentemente, verrà aggiornato il numero identificativo del materiale, visualizzabile nella scheda Legno della finestra Solai.

B.6.3. Menu OPZIONI

Salva come Tabella Utente = Salva la corrente Tabella Materiali come tabella Utente nel file Mat.tab contenuto in \Aedes20xx\Slc\Files

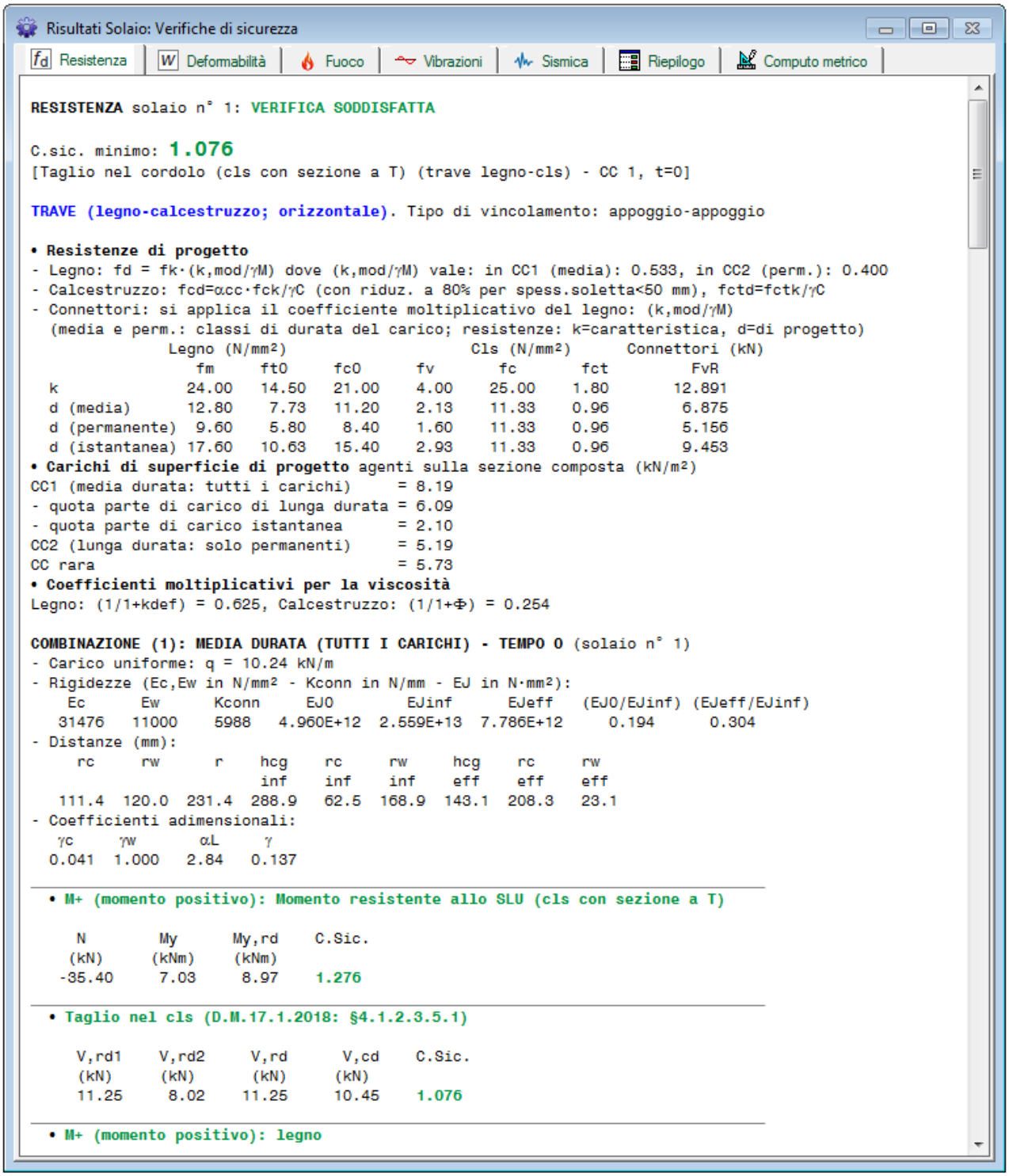
Carica Tabella Utente = Recupera la Tabella Materiali Utente (Mat.tab, in \Aedes20xx\Slc\Files) e la utilizza per reimpostare la tabella materiali del solaio corrente.

Carica Tabella Standard = Recupera i valori standard predisposti da SLC per la Tabella Materiali, utilizzandoli per reimpostare la tabella materiali del solaio corrente.

B.7. FINESTRA RISULTATI

La finestra Risultati presenta i risultati dell'analisi del solaio corrente, organizzati nelle seguenti schede: Resistenza, Deformabilità, Fuoco, Vibrazioni, Sismica.
Sono inoltre disponibili altre due schede: Riepilogo, che mostra il riepilogo dei coefficienti di sicurezza minimi relativi alle schede precedenti, e Computo metrico, con le quantità dei materiali del solaio.
In ogni scheda, ciascuna verifica di sicurezza presenta il corrispondente coefficiente (C.Sic.).
Sotto al titolo della scheda viene riportato il Coefficiente di Sicurezza minimo fra tutti quelli presenti nella scheda stessa. Anche la scheda Riepilogo presenta i coefficienti di sicurezza minimi, ma raggruppati in base al tipo di verifica, ai materiali e ai componenti.
Qualora tutti i coefficienti di sicurezza siano ≥ 1.000, la verifica del solaio è soddisfatta.

Le verifiche effettivamente svolte dipendono dalle selezioni effettuate nella scheda Tipologia (gruppo Analisi): vengono sempre elaborate Resistenza e Deformabilità; sono invece opzionali: Vibrazioni, Sismica, Fuoco.
I contenuti delle schede della finestra Risultati confluiscono nella Relazione di Calcolo, elaborata su file *rtf* attraverso il comando Stampa del menu File della finestra Progetto.
Nelle immagini seguenti, vengono le diverse schede così come elaborate per l'esempio di riferimento.



Risultati Solaio: Verifiche di sicurezza

Resistenza | Deformabilità | Fuoco | Vibrazioni | Sismica | Riepilogo | Computo metrico

RESISTENZA solaio n° 1: **VERIFICA SODDISFATTA**

C.sic. minimo: **1.076**
[Taglio nel cordolo (cls con sezione a T) (trave legno-cls) - CC 1, t=0]

TRAVE (legno-calcestruzzo; orizzontale). Tipo di vincolamento: appoggio-appoggio

• **Resistenze di progetto**
- Legno: fd = fk·(k,mod/γM) dove (k,mod/γM) vale: in CC1 (media): 0.533, in CC2 (perm.): 0.400
- Calcestruzzo: fcd=αcc·fck/γC (con riduz. a 80% per spess.soletta<50 mm), fctd=fctk/γC
- Connettori: si applica il coefficiente moltiplicativo del legno: (k,mod/γM)
(media e perm.: classi di durata del carico; resistenze: k=caratteristica, d=di progetto)

	Legno (N/mm²)			Cls (N/mm²)		Connettori (kN)
	fm	ft0	fc0	fv	fc	fct	FvR
k	24.00	14.50	21.00	4.00	25.00	1.80	12.891
d (media)	12.80	7.73	11.20	2.13	11.33	0.96	6.875
d (permanente)	9.60	5.80	8.40	1.60	11.33	0.96	5.156
d (istantanea)	17.60	10.63	15.40	2.93	11.33	0.96	9.453

• **Carichi di superficie di progetto** agenti sulla sezione composta (kN/m²)
CC1 (media durata: tutti i carichi) = 8.19
- quota parte di carico di lunga durata = 6.09
- quota parte di carico istantanea = 2.10
CC2 (lunga durata: solo permanenti) = 5.19
CC rara = 5.73
• **Coefficienti moltiplicativi per la viscosità**
Legno: (1/1+kdef) = 0.625, Calcestruzzo: (1/1+Φ) = 0.254

COMBINAZIONE (1): MEDIA DURATA (TUTTI I CARICHI) - TEMPO 0 (solaio n° 1)
- Carico uniforme: q = 10.24 kN/m
- Rigidezze (Ec,Ew in N/mm² - Kconn in N/mm - EJ in N·mm²):

Ec	Ew	Kconn	EJ0	EJinf	EJeff	(EJ0/EJinf)	(EJeff/EJinf)
31476	11000	5988	4.960E+12	2.559E+13	7.786E+12	0.194	0.304

- Distanze (mm):

rc	rw	r	hcg inf	rc inf	rw inf	hcg eff	rc eff	rw eff
111.4	120.0	231.4	288.9	62.5	168.9	143.1	208.3	23.1

- Coefficienti adimensionali:

γc	γw	αL	γ
0.041	1.000	2.84	0.137

• **M+ (momento positivo): Momento resistente allo SLU (cls con sezione a T)**

N (kN)	My (kNm)	My,rd (kNm)	C.Sic.
-35.40	7.03	8.97	1.276

• **Taglio nel cls (D.M.17.1.2018: §4.1.2.3.5.1)**

V,rd1 (kN)	V,rd2 (kN)	V,rd (kN)	V,cd (kN)	C.Sic.
11.25	8.02	11.25	10.45	1.076

• **M+ (momento positivo): legno**

Fig. B.7-1. Finestra Risultati: scheda Resistenza

Nella scheda Resistenza il coefficiente di sicurezza minimo, riportato in alto sotto al titolo, si riferisce a tutte le verifiche di resistenza statiche riguardanti la trave principale e, in caso di orditura doppia, il travetto (in semplice legno o anch'esso con sezione composta legno-cls).

Risultati Solaio: Verifiche di sicurezza

Resistenza | Deformabilità | Fuoco | Vibrazioni | Sismica | Riepilogo | Computo metrico

```
DEFORMABILITA' solaio n° 1: VERIFICA SODDISFATTA

C.sic. minimo: 1.978
[Freccia (trave legno-cls) - t=inf.]

TRAVE

VERIFICA DI DEFORMABILITA' - TEMPO 0 (solaio n° 1)
- Carico uniforme: q = 7.16 kN/m
- Rigidezze (Ec,Ew in N/mm² - Kconn in N/mm - EJ in N·mm²):
    Ec      Ew      Kconn     EJ0        EJinf      EJeff    (EJ0/EJinf) (EJeff/EJinf)
   31476   11000    8982   4.960E+12  2.559E+13  8.927E+12     0.194       0.349
- Distanze (mm):
     rc      rw      r     hcg     rc      rw      hcg     rc      rw
                           inf     inf     inf     eff     eff     eff
   111.4   120.0   231.4   288.9   62.5   168.9   152.5   198.9   32.5
- Coefficienti adimensionali:
   γc      γw       αL      γ
  0.060   1.000    3.48   0.192
```

• **Freccia**

(con incremento del 10% rispetto alla deformata flessionale,
per tener conto della deformabilità a taglio: §17.6.5 DT206)

Luce L (mm)	Freccia f (mm)	(f/L) 1/	(f/L)max 1/	C.Sic.
4200	3.57	1177	500	2.355

```
VERIFICA DI DEFORMABILITA' - TEMPO INFINITO
- per componente istantanea dovuta alla quota 'non quasi permanente' di carico variabile:
- Carico uniforme: q = 1.75 kN/m
- Rigidezze (Ec,Ew in N/mm² - Kconn in N/mm - EJ in N·mm²):
    Ec      Ew      Kconn     EJ0        EJinf      EJeff    (EJ0/EJinf) (EJeff/EJinf)
   31476   11000    8982   4.960E+12  2.559E+13  8.927E+12     0.194       0.349
- Distanze (mm):
     rc      rw      r     hcg     rc      rw      hcg     rc      rw
                           inf     inf     inf     eff     eff     eff
   111.4   120.0   231.4   288.9   62.5   168.9   152.5   198.9   32.5
- Coefficienti adimensionali:
   γc      γw       αL      γ
  0.060   1.000    3.48   0.192
- per componente quasi permanente a tempo infinito:
- Carico uniforme: q = 5.41 kN/m
- Rigidezze (Ec,Ew in N/mm² - Kconn in N/mm - EJ in N·mm²):
    Ec      Ew      Kconn     EJ0        EJinf      EJeff    (EJ0/EJinf) (EJeff/EJinf)
    8009    6875    3742   2.201E+12  1.146E+13  3.877E+12     0.192       0.338
- Distanze (mm):
     rc      rw      r     hcg     rc      rw      hcg     rc      rw
                           inf     inf     inf     eff     eff     eff
   111.4   120.0   231.4   241.2  110.2   121.2   141.9   209.5   21.9
- Coefficienti adimensionali:
   γc      γw       αL      γ
  0.095   1.000    3.37   0.181
```

Fig. B.7-2. Finestra Risultati: scheda Deformabilità

Nella scheda Deformabilità il coefficiente di sicurezza minimo, riportato in alto sotto al titolo, si riferisce a tutte le verifiche di deformabilità riguardanti la trave principale e, in caso di orditura doppia, il travetto (in semplice legno o anch'esso con sezione composta legno-cls).

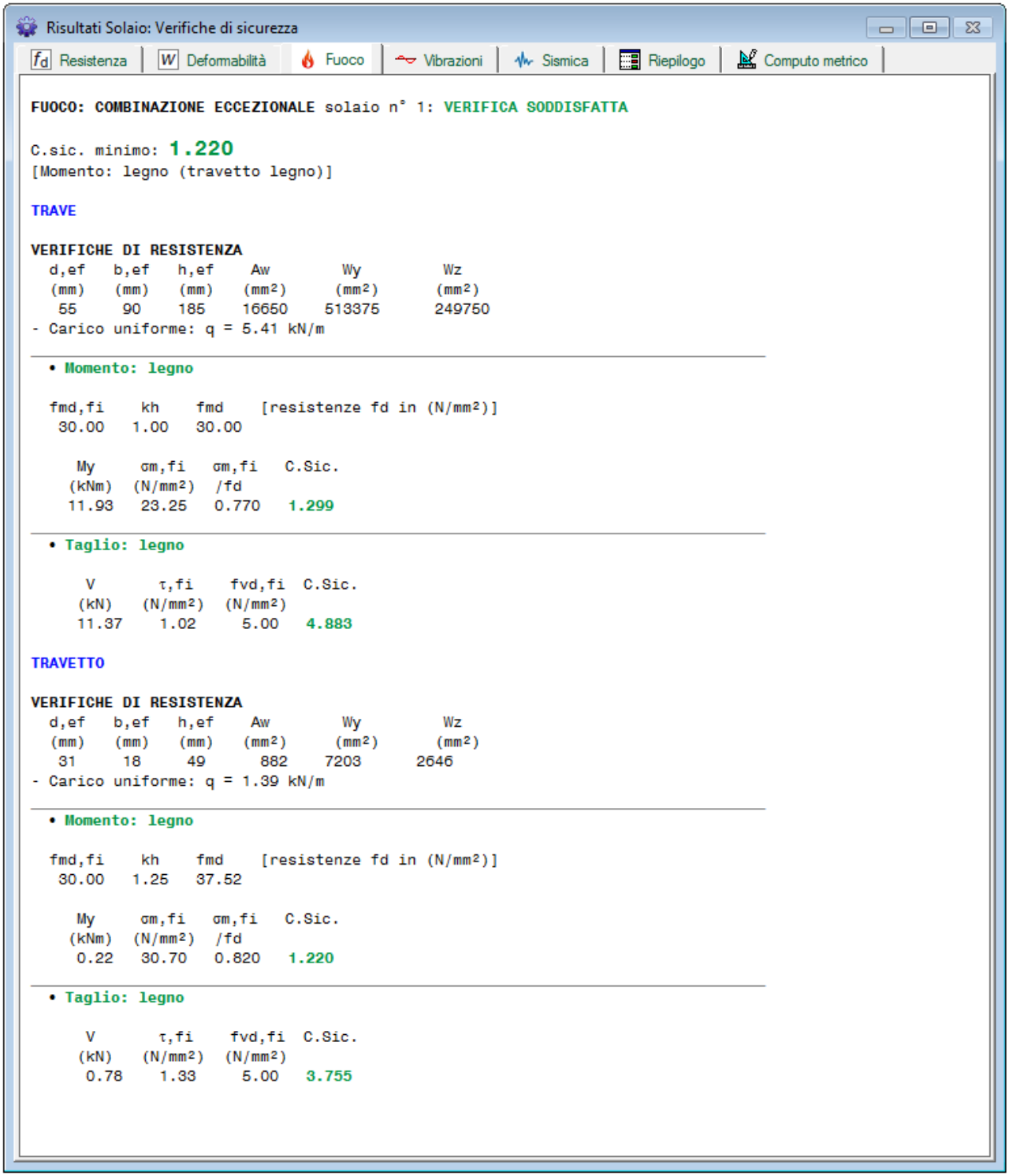


Fig. B.7-3. Finestra Risultati: scheda Fuoco

Nella scheda Fuoco il coefficiente di sicurezza minimo, riportato in alto sotto al titolo, si riferisce a tutte le verifiche di resistenza al fuoco, riguardanti la trave principale e, in caso di orditura doppia e di verifica richiesta, il travetto (in semplice legno o anch'esso con sezione composta legno-cls). I risultati delle verifiche di sicurezza al fuoco non sono presenti nel caso in cui il comportamento al fuoco non sia stato selezionato fra i comportamenti da analizzare (finestra Dati Solai, scheda Tipologia, Analisi: vd. §B.5.1.1).

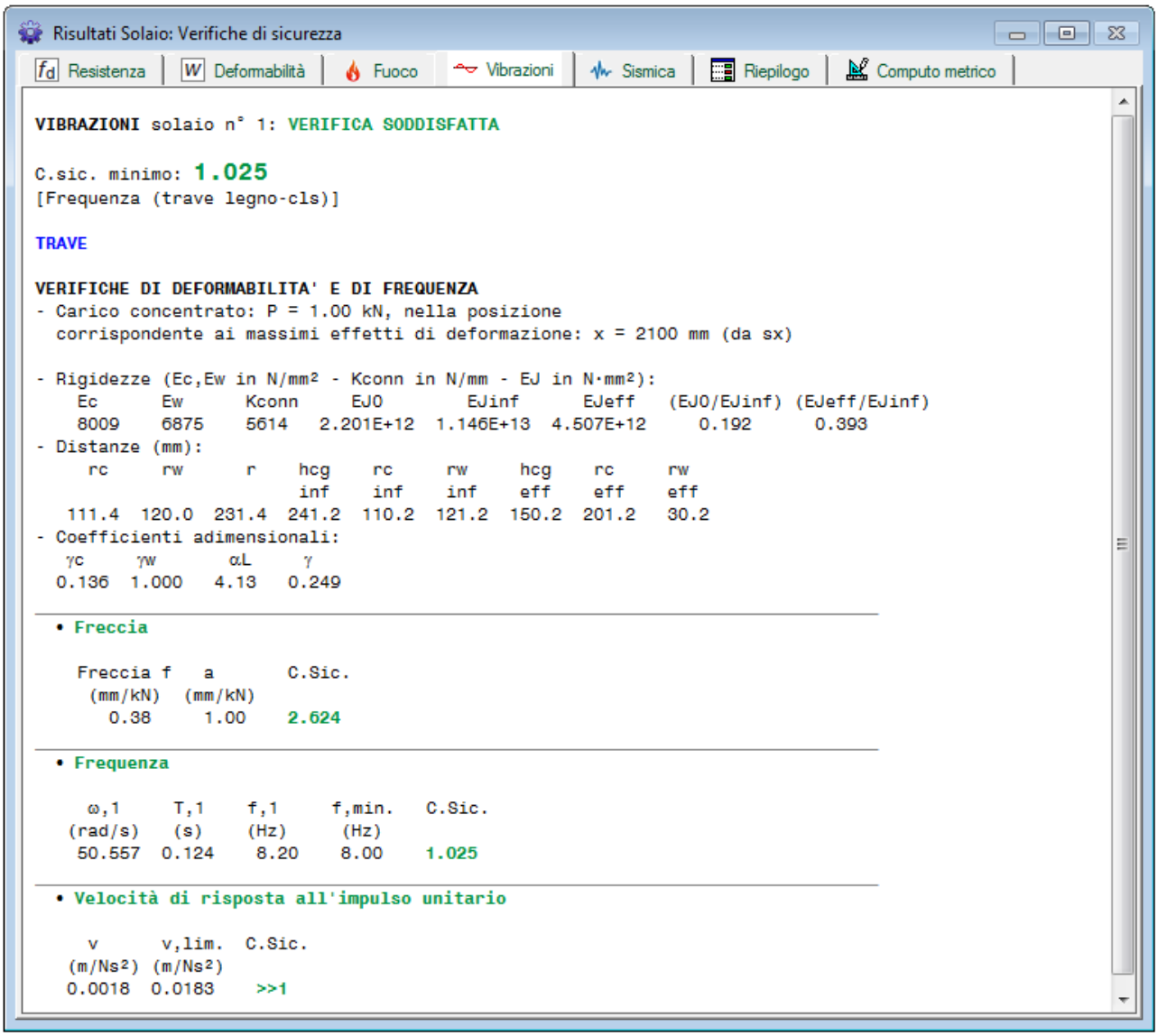
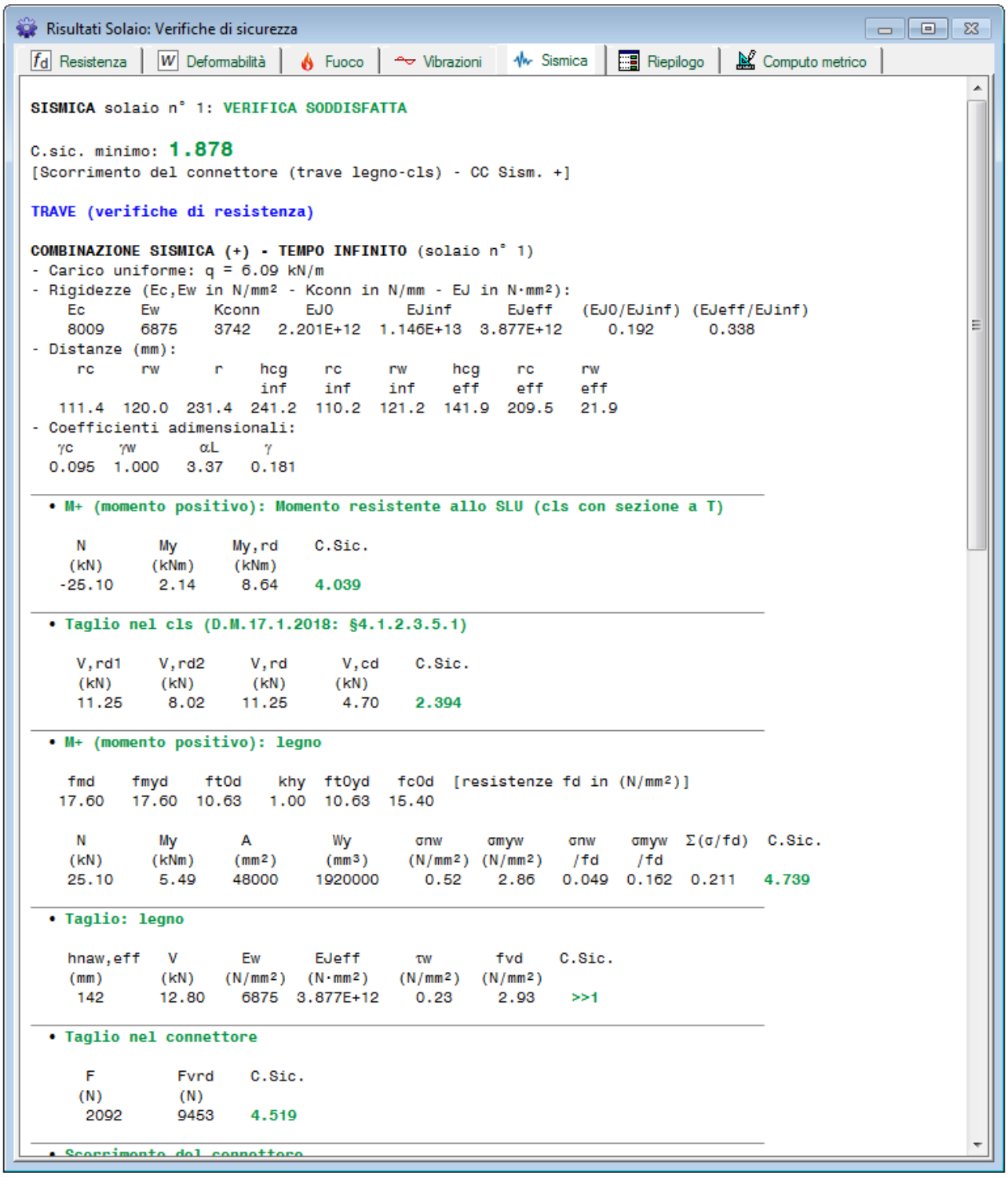


Fig. B.7-4. Finestra Risultati: scheda Vibrazioni

Nella scheda Vibrazioni il coefficiente di sicurezza minimo, riportato in alto sotto al titolo, si riferisce alle verifiche di sicurezza nei confronti delle vibrazioni riguardanti la sola trave principale (indipendentemente dall'orditura semplice o doppia). I risultati delle verifiche alle vibrazioni non sono presenti nel caso in cui tale comportamento non sia stato selezionato fra quelli da analizzare (finestra Dati Solai, scheda Tipologia, Analisi: vd. §B.5.1.1).



Risultati Solaio: Verifiche di sicurezza

Resistenza | Deformabilità | Fuoco | Vibrazioni | Sismica | Riepilogo | Computo metrico

SISMICA solaio n° 1: **VERIFICA SODDISFATTA**

C.sic. minimo: **1.878**
[Scorrimento del connettore (trave legno-cls) - CC Sism. +]

TRAVE (verifiche di resistenza)

COMBINAZIONE SISMICA (+) - TEMPO INFINITO (solaio n° 1)
- Carico uniforme: q = 6.09 kN/m
- Rigidezze (Ec,Ew in N/mm² - Kconn in N/mm - EJ in N·mm²):

Ec	Ew	Kconn	EJ0	EJinf	EJeff	(EJ0/EJinf)	(EJeff/EJinf)
8009	6875	3742	2.201E+12	1.146E+13	3.877E+12	0.192	0.338

- Distanze (mm):

rc	rw	r	hcg inf	rc inf	rw inf	hcg eff	rc eff	rw eff
111.4	120.0	231.4	241.2	110.2	121.2	141.9	209.5	21.9

- Coefficienti adimensionali:

γc	γw	αL	γ
0.095	1.000	3.37	0.181

• **M+ (momento positivo): Momento resistente allo SLU (cls con sezione a T)**

N (kN)	My (kNm)	My,rd (kNm)	C.Sic.
-25.10	2.14	8.64	4.039

• **Taglio nel cls (D.M.17.1.2018: §4.1.2.3.5.1)**

V,rd1 (kN)	V,rd2 (kN)	V,rd (kN)	V,cd (kN)	C.Sic.
11.25	8.02	11.25	4.70	2.394

• **M+ (momento positivo): legno**

fmd	fmyd	ft0d	khy	ft0yd	fc0d	[resistenze fd in (N/mm²)]
17.60	17.60	10.63	1.00	10.63	15.40	

N (kN)	My (kNm)	A (mm²)	Wy (mm³)	σnw (N/mm²)	σmyw (N/mm²)	σnw /fd	σmyw /fd	Σ(σ/fd)	C.Sic.
25.10	5.49	48000	1920000	0.52	2.86	0.049	0.162	0.211	4.739

• **Taglio: legno**

hnaw,eff (mm)	V (kN)	Ew (N/mm²)	EJeff (N·mm²)	τw (N/mm²)	fvd (N/mm²)	C.Sic.
142	12.80	6875	3.877E+12	0.23	2.93	>>1

• **Taglio nel connettore**

F (N)	Fvrd (N)	C.Sic.
2092	9453	4.519

• **Scorrimento del connettore**

Fig. B.7-5. Finestra Risultati: scheda Sismica

Nella scheda Sismica il coefficiente di sicurezza minimo, riportato in alto sotto al titolo, si riferisce a tutte le verifiche di resistenza sismiche riguardanti la sola trave principale (indipendentemente dall'orditura semplice o doppia). I risultati delle verifiche di resistenza sismiche non sono presenti nel caso in cui il comportamento sismico non sia stato selezionato fra i comportamenti da analizzare (finestra Dati Solai, scheda Tipologia, Analisi: vd. §B.5.1.1).

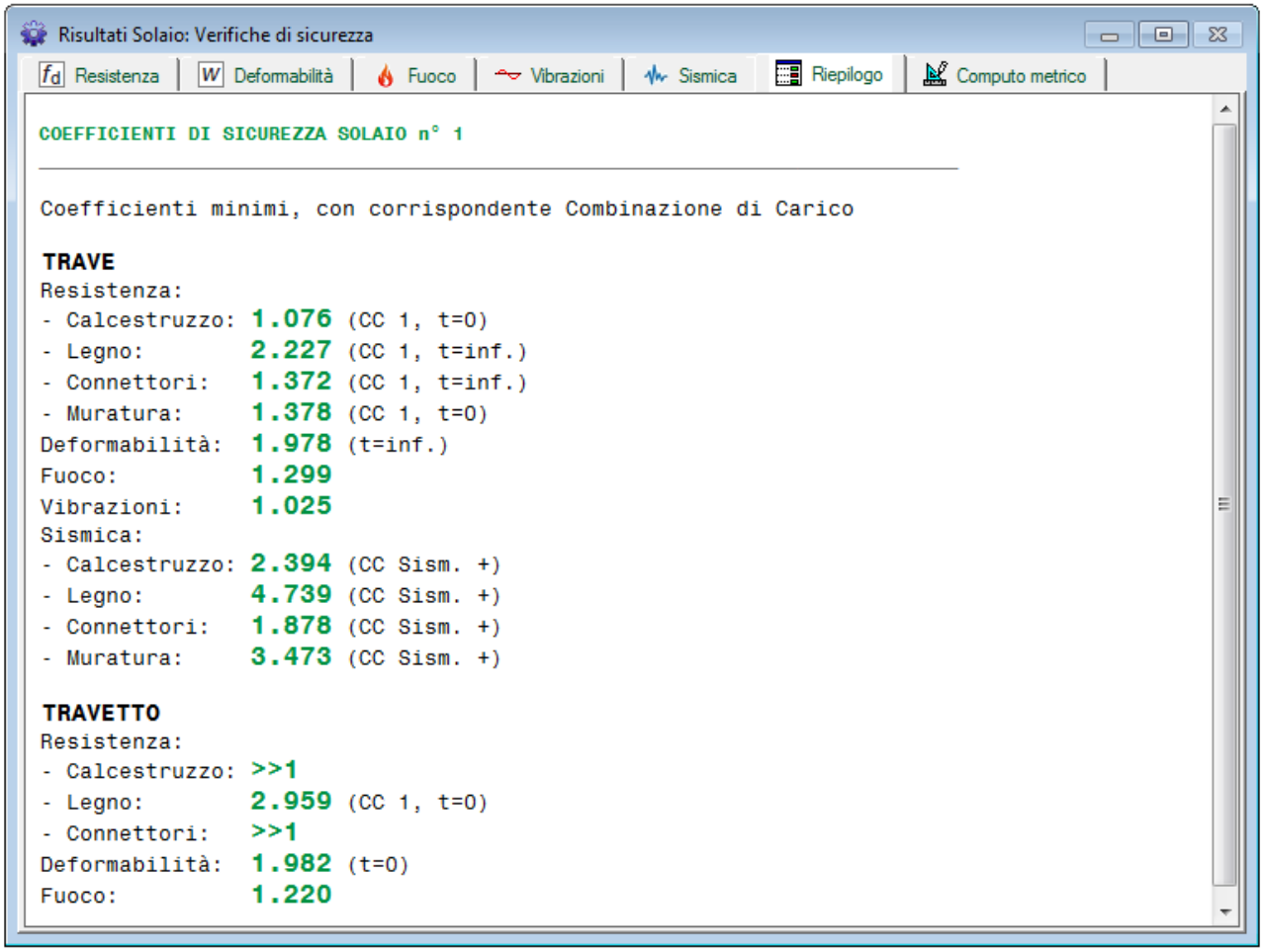


Fig. B.7-6. Finestra Risultati: scheda Riepilogo

Nella scheda Riepilogo vengono presentati i coefficienti di sicurezza minimi corrispondenti alle verifiche suddivise per gruppo (resistenza, deformabilità, fuoco, vibrazioni, sismica), per componenti (calcestruzzo, legno, connettori) e per elementi strutturali (trave, travetto).

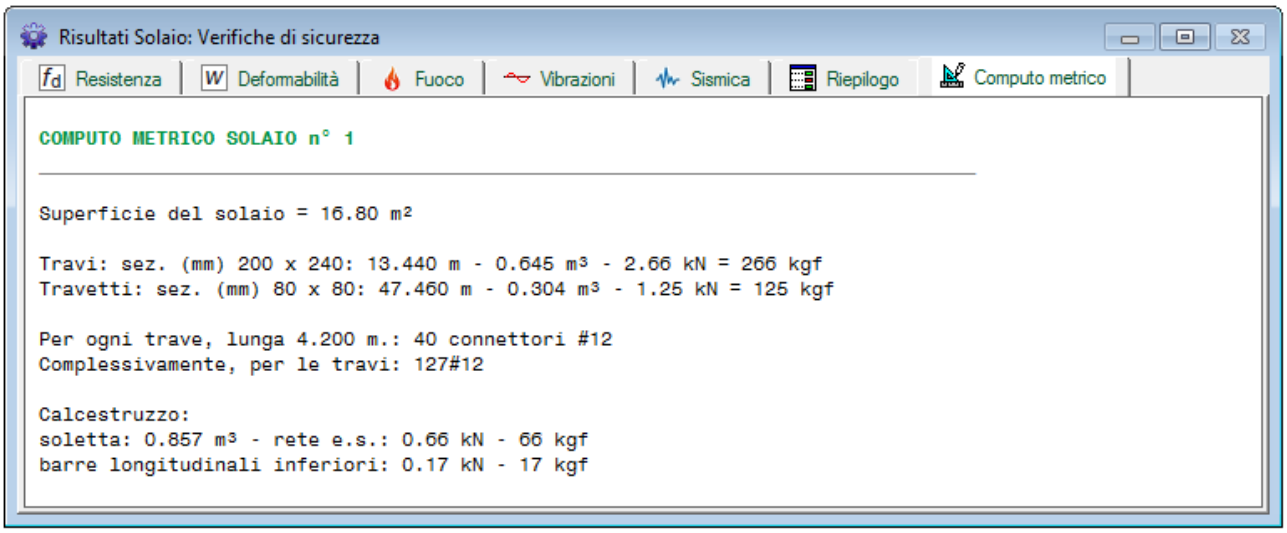


Fig. B.7-7. Finestra Risultati: scheda Computo metrico

B.8. FINESTRA COEFFICIENTI DI SICUREZZA

I coefficienti di sicurezza elaborati per il solaio corrente sono numerosi e riferiti ai diversi componenti della struttura (soletta in calcestruzzo, trave in legno, travetti, connettori, muratura al vincolo) e ai diversi comportamenti analizzati (resistenza statica e sismica, deformabilità, fuoco, vibrazioni).
Per i coefficienti di sicurezza relativi alle verifiche di resistenza è disponibile la finestra Coefficienti di sicurezza dove un istogramma rappresenta i coefficienti stessi in scala: è così possibile evidenziare il livello di sicurezza competente ad ogni singolo aspetto (suddiviso per materiale, per tipo di verifica e per combinazione analizzata) individuando in modo immediato le eventuali cause di insufficienza statica. In ogni caso, l'istogramma evidenzia il tasso di sfruttamento dei diversi componenti e le configurazioni di calcolo più sfavorevoli.
Come ogni altro risultato di SLC, l'istogramma viene aggiornato in tempo reale con le modifiche dei dati in input.
Un tipico istogramma, relativo alle verifiche di resistenza della trave principale dell'esempio di riferimento, è rappresentato in figura seguente.

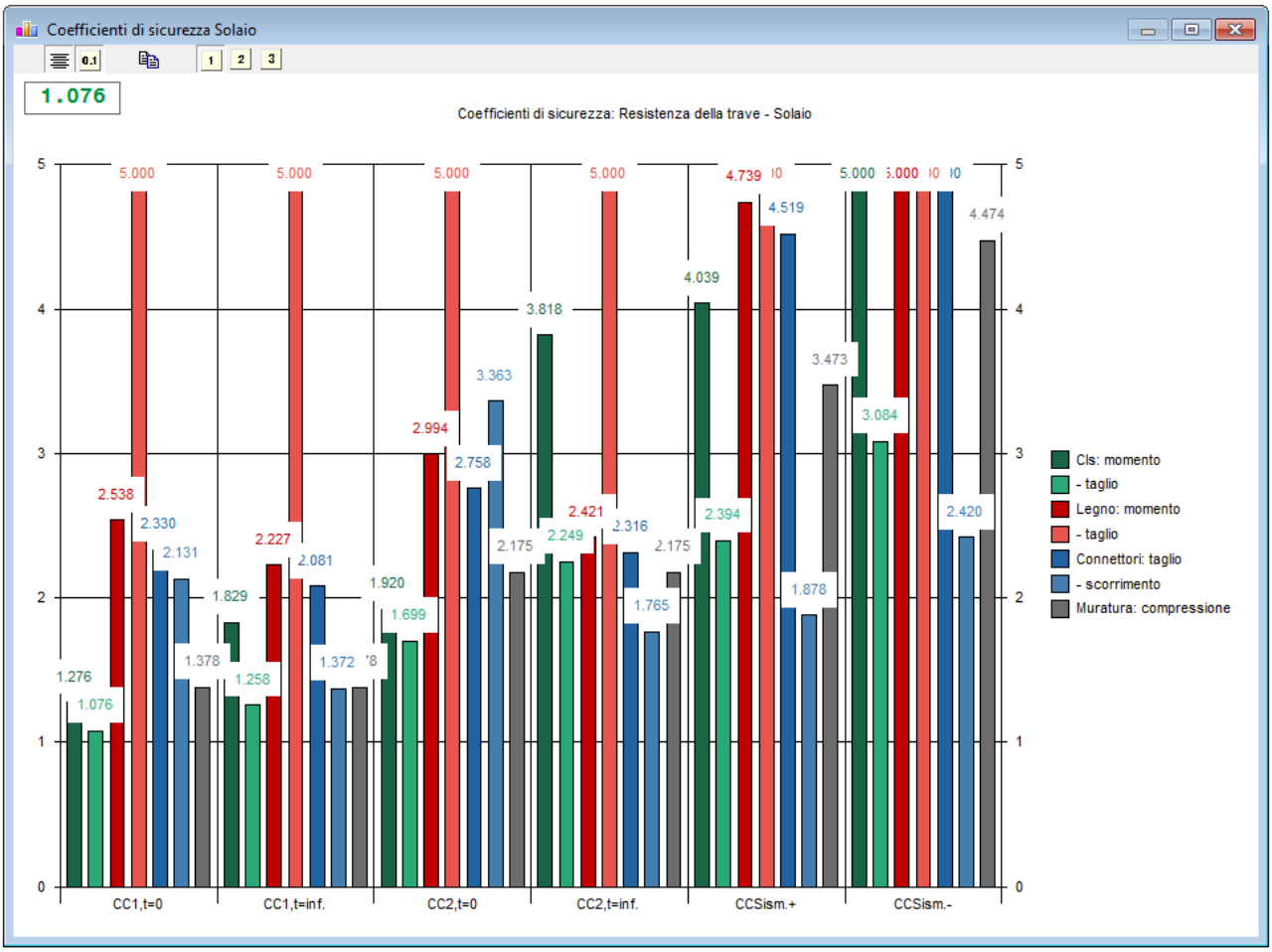


Fig. B.8-1. Finestra Coefficienti di sicurezza con istogramma dei coefficienti

La barra degli strumenti della finestra Coefficienti di sicurezza fornisce i seguenti comandi:

= mostra o nasconde la Legenda

= indica i valori dei coefficienti di sicurezza. Poiché alcuni coefficienti possono assumere valori

molto elevati, esiste un limite oltre il quale il coefficiente si considera >>1 (pari, nell'immagine, al valore 5.000): tale limite viene definito nella scheda Fuoco-Varie dei Dati Solaio (§B.5.1.8)

= copia in memoria l'istogramma, ad esempio per l'inserimento nella Relazione di calcolo

1 2 3 = seleziona il gruppo di verifiche i cui corrispondenti coefficienti vengono mostrati nell'istogramma: 1=resistenza della trave (statica, e sismica se richiesta), 2=resistenza del travetto (statica, e sismica se richiesta) , 3=deformabilità, fuoco, vibrazioni (queste ultime due: se richieste). Le immagini seguenti mostrano, per l'esempio di riferimento, i tre istogrammi disponibili (immagini generate attraverso il comando Copia della barra degli strumenti della finestra Coefficienti di sicurezza). In ogni schermata è presente, in alto a sinistra, il coefficiente di sicurezza minimo fra tutti quelli visualizzati.

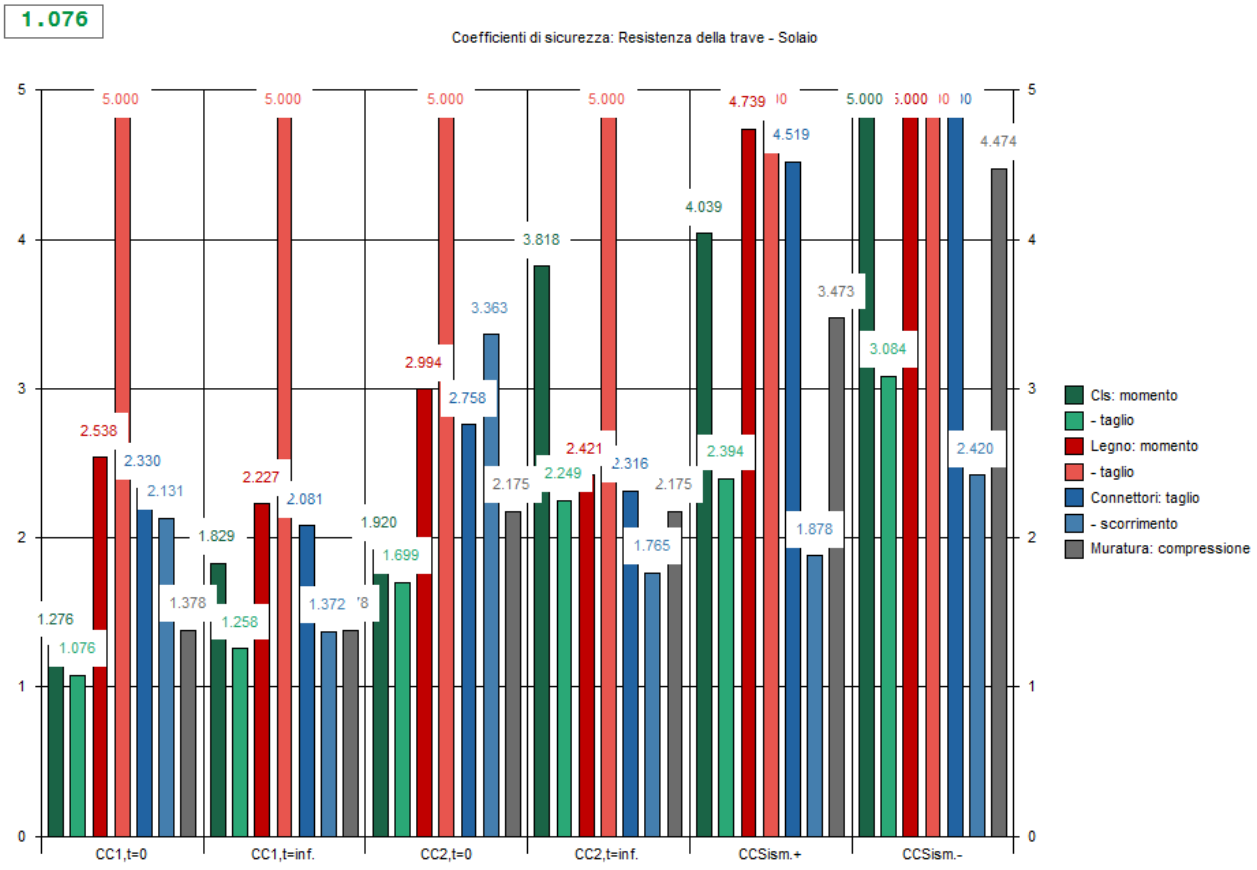


Fig. B.8-2. Coefficienti di sicurezza: resistenza della trave

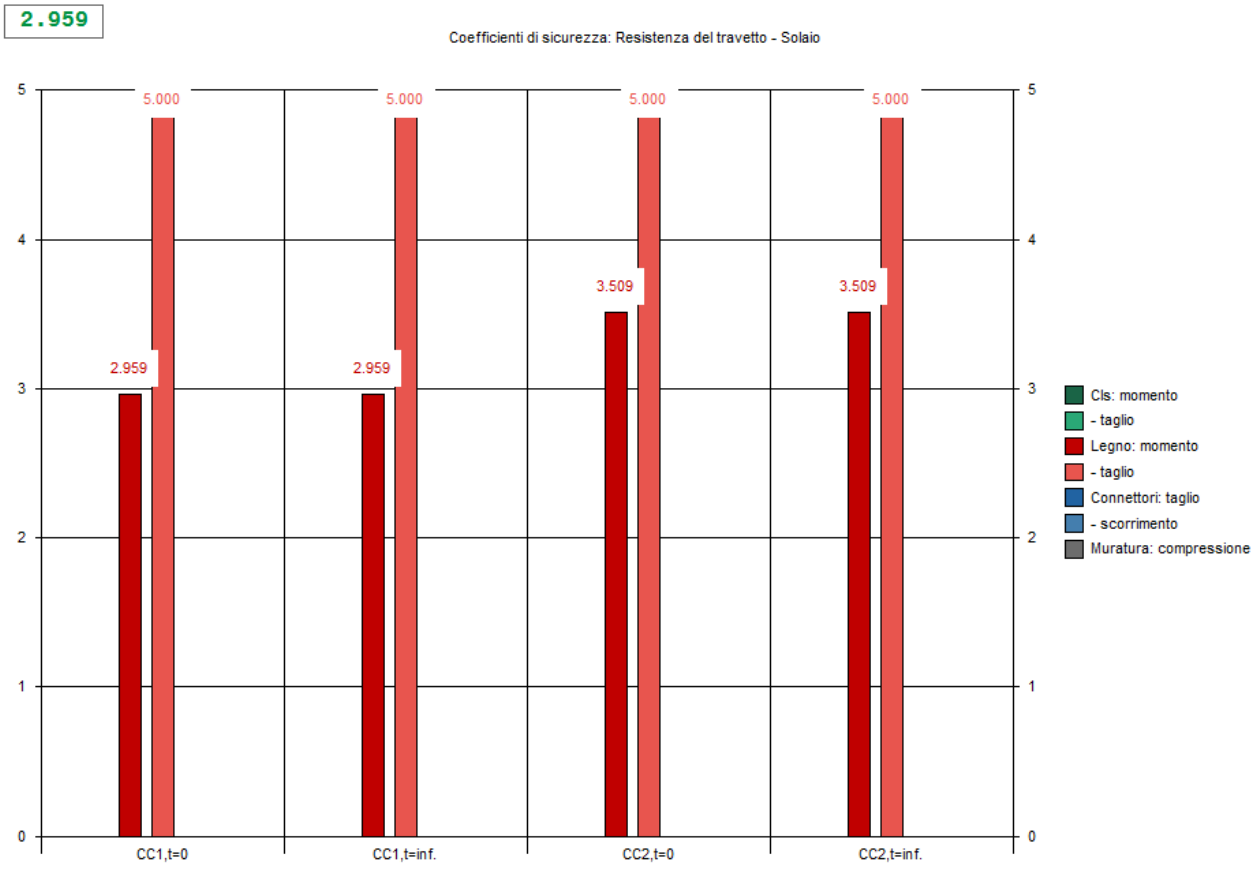


Fig. B.8-3. Coefficienti di sicurezza: resistenza del travetto

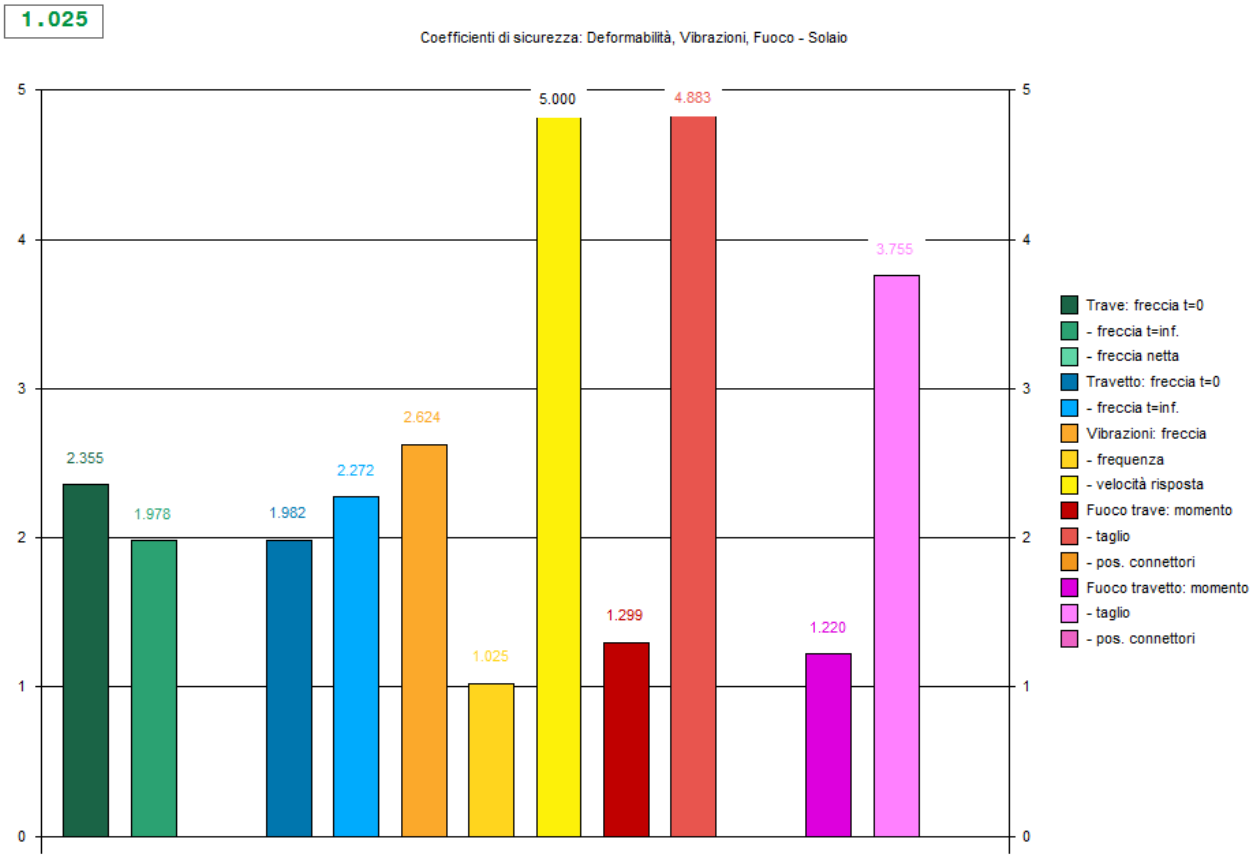


Fig. B.8-4. Coefficienti di sicurezza: deformabilità, vibrazioni, fuoco

B.9. GRAFICA

Le opzioni grafiche di SLC consistono nei seguenti elaborati:
- rappresentazione dei dati relativi al solaio corrente, con sezioni e piante,
- diagrammi delle sollecitazioni e delle deformazioni,
- domini di resistenza per sezioni di calcestruzzo a T (in caso di solai ad orditura doppia),
- diagramma di probabilità del danno da jerk.

Tutti gli elaborati vengono aggiornati interattivamente con le modifiche effettuate in input.
I tipi di disegno che possono essere eseguiti sono illustrati nei paragrafi seguenti.

B.9.1. PIANTA, SEZIONI, PROSPETTI

Sezione A-A (fig. B.9.1-1): effettuata ortogonalmente alla trave principale in corrispondenza di uno spazio tra due travetti successivi, rappresenta la sezione della trave principale.

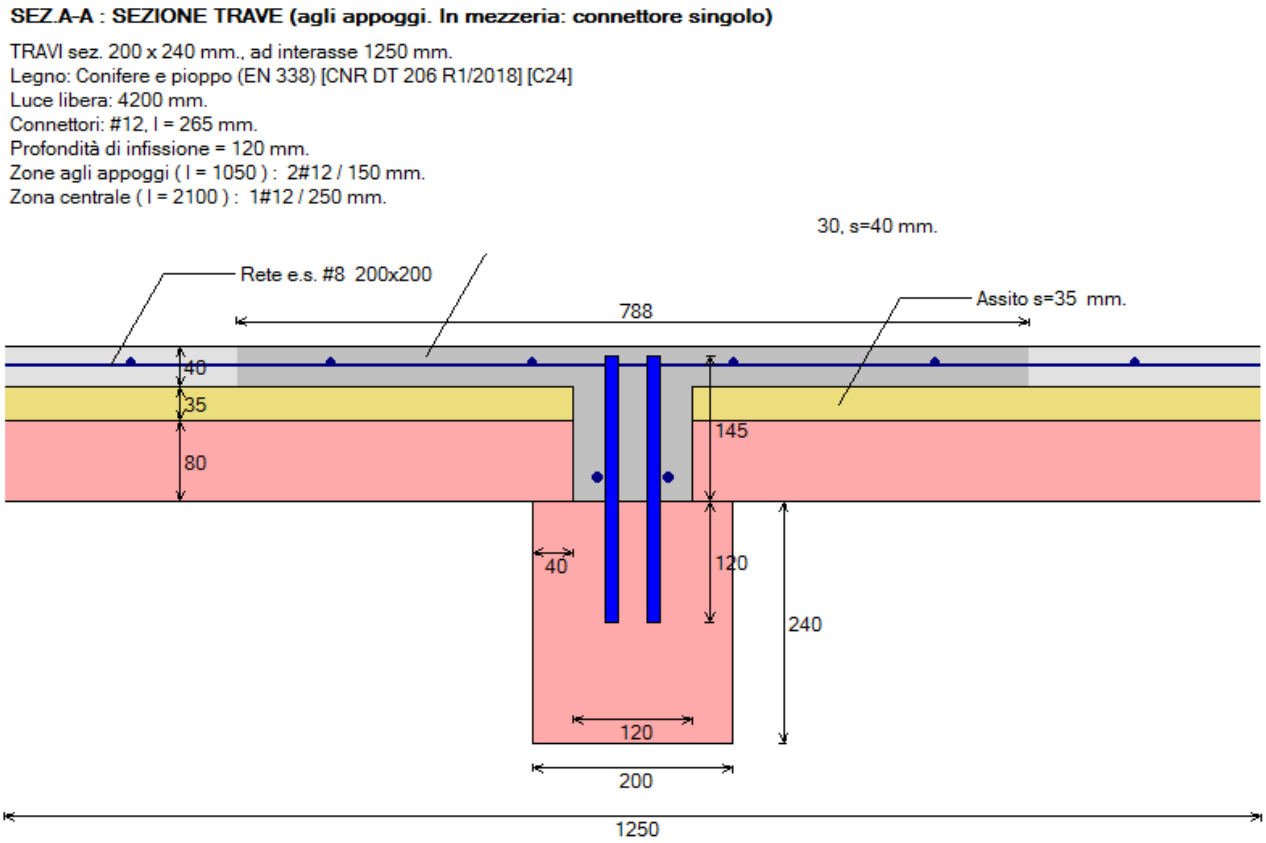


Fig. B.9.1-1. Grafica: Sezione A-A (sezione della trave principale)

Sezione B-B (fig. B.9.1-2): effettuata ortogonalmente ai travetti in corrispondenza di uno spazio tra due travi principali successive, è utilizzata per rappresentare la sezione del travetto.

SEZ.B-B : SEZIONE TRAVETTI (travetti senza connettori)

TRAVETTI sez. 80 x 80 mm., ad interasse 320 mm.
Legno: Conifere e pioppo (EN 338) [CNR DT 206 R1/2018] [C24]
Lunghezza: 1130 mm.

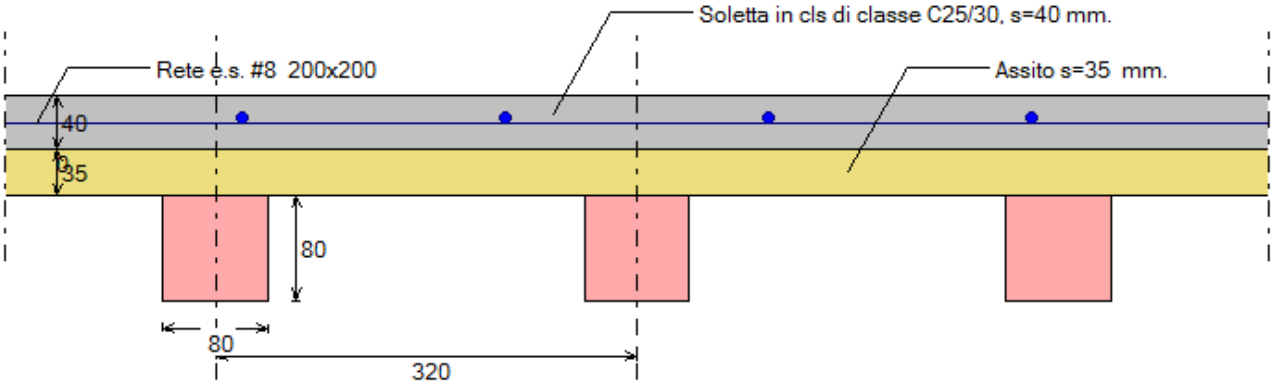


Fig. B.9.1-2. Grafica: Sezione B-B (sezione del travetto)

Sezione C-C (fig. B.9.1-3): effettuata ortogonalmente ai travetti in corrispondenza della trave principale, rappresenta lo sviluppo longitudinale della trave contenente la disposizione dei connettori in vista laterale (prospetto della trave).

SEZ.C-C : PROSPETTO TRAVE (sviluppo longitudinale)

TRAVI sez. 200 x 240 mm., ad interasse 1250 mm.
Legno: Conifere e pioppo (EN 338) [CNR DT 206 R1/2018] [C24]
Luce libera: 4200 mm.
Connettori: #12, l = 265 mm.
Profondità di infissione = 120 mm.
Zone agli appoggi (l = 1050) : 2#12 / 150 mm.
- lunghezza del tratto orizzontale di ancoraggio : 120 mm.
Zona centrale (l = 2100) : 1#12 / 250 mm.
- lunghezza del tratto orizzontale di ancoraggio : 120 mm.

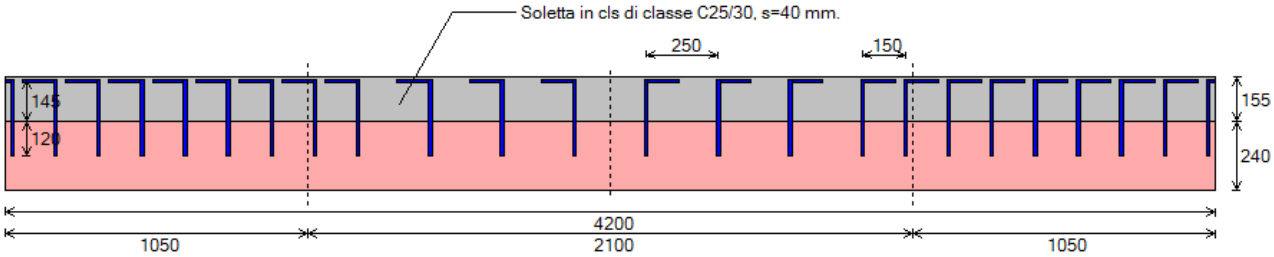


Fig. B.9.1-3. Grafica: Sezione C-C: Prospetto Trave

Sezione D-D (fig. B.9.1-4): effettuata ortogonalmente alla trave principale in corrispondenza di un travetto, è utilizzata per rappresentare lo sviluppo longitudinale del travetto contenente la disposizione dei connettori in vista laterale (prospetto del travetto).

Sezione e prospetto relativi ai travetti (B-B, fig. B.9.1-2, e D-D, fig. B.9.1-4) sono disponibili solo se l'orditura del solaio è doppia; in tali disegni, inoltre, i connettori saranno presente ovviamente solo se l'orditura del solaio corrente è doppia e con travetti muniti di connettori.

SEZ.D-D : PROSPETTO TRAVETTI (sviluppo longitudinale)

TRAVETTI sez. 80 x 80 mm., ad interasse 320 mm.
Legno: Conifere e pioppo (EN 338) [CNR DT 206 R1/2018] [C24]
Lunghezza: 1130 mm.

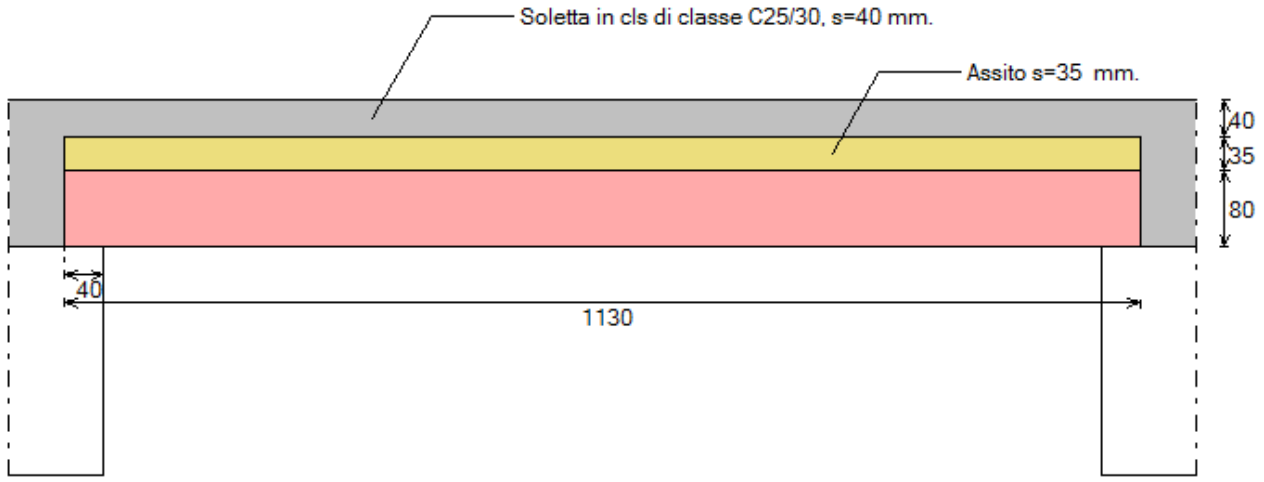


Fig. B.9.1-4. Grafica: Sezione D-D: Prospetto Travetto

Pianta (fig. B.9.1-5). Questo disegno rappresenta tre 'travi' principali, di cui: la centrale è la trave principale analizzata; le due laterali sono disegnate per rappresentare l'interasse delle travi principali. Se non presenti (ad esempio perché la trave considerata è di bordo o è unica nella maglia di solaio analizzata), possono idealmente pensarsi coincidenti con elementi portanti perimetrali (ad es. pareti in muratura parallele alla trave principale, sulle quali si innestano i travetti secondari).
La Pianta contiene la disposizione dei connettori in pianta, rappresentati sulla trave principale centrale e su tutti i travetti che si appoggiano sulla trave principale medesima.
Nella pianta sono simbolicamente riportate le linee di sezione che generano le altre quattro rappresentazioni grafiche del solaio (sezioni e prospetti) illustrate nelle immagini precedenti.

PIANTA

TRAVI : sez. 200 x 240 mm., ad interasse 1250 mm.
Luce libera: 4200 mm.
Connettori: #12, l = 265 mm.
Zone agli appoggi (l = 1050) : 2#12 / 150 mm.
Zona centrale (l = 2100) : 1#12 / 250 mm.

TRAVETTI sez. 80 x 80 mm., ad interasse 320 mm.
Lunghezza: 1130 mm.
Legno: Conifere e pioppo (EN 338) [CNR DT 206 R1/2018] [C24]

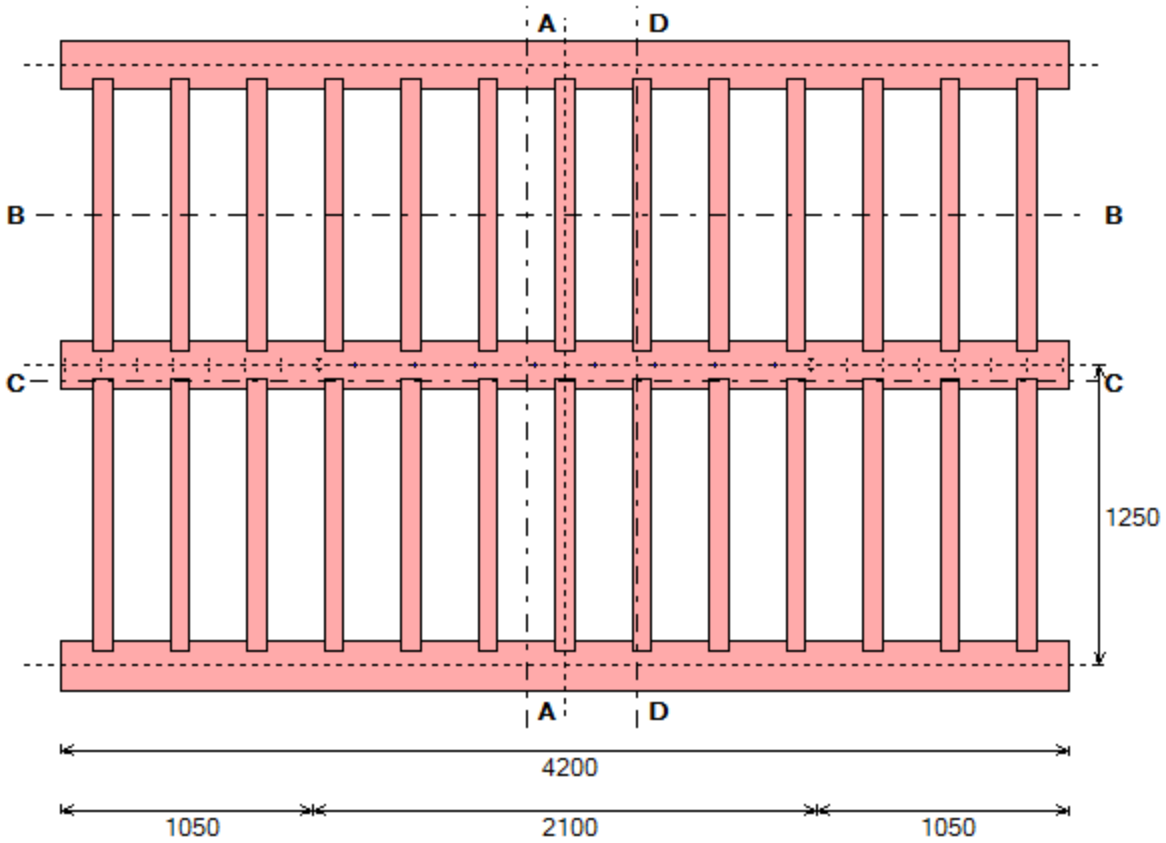


Fig. B.9.1-5. Grafica: Pianta del solaio

B.9.2. DIAGRAMMI SOLLECITAZIONI E SPOSTAMENTI

I diagrammi delle caratteristiche di sollecitazione e di deformazione (spostamenti) si riferiscono alle varie combinazioni di carico analizzate e possono essere rappresentati con riferimento alla sezione composta, oppure ai singoli componenti (legno, calcestruzzo).
Per la trave in legno sono inoltre disponibili i diagrammi relativi a sollecitazioni e deformazioni in fase costruttiva, dipendenti dal tipo di puntellamento.
Sono inoltre disponibili alcune opzioni di rappresentazione, relative ai carichi e alle reazioni vincolari.

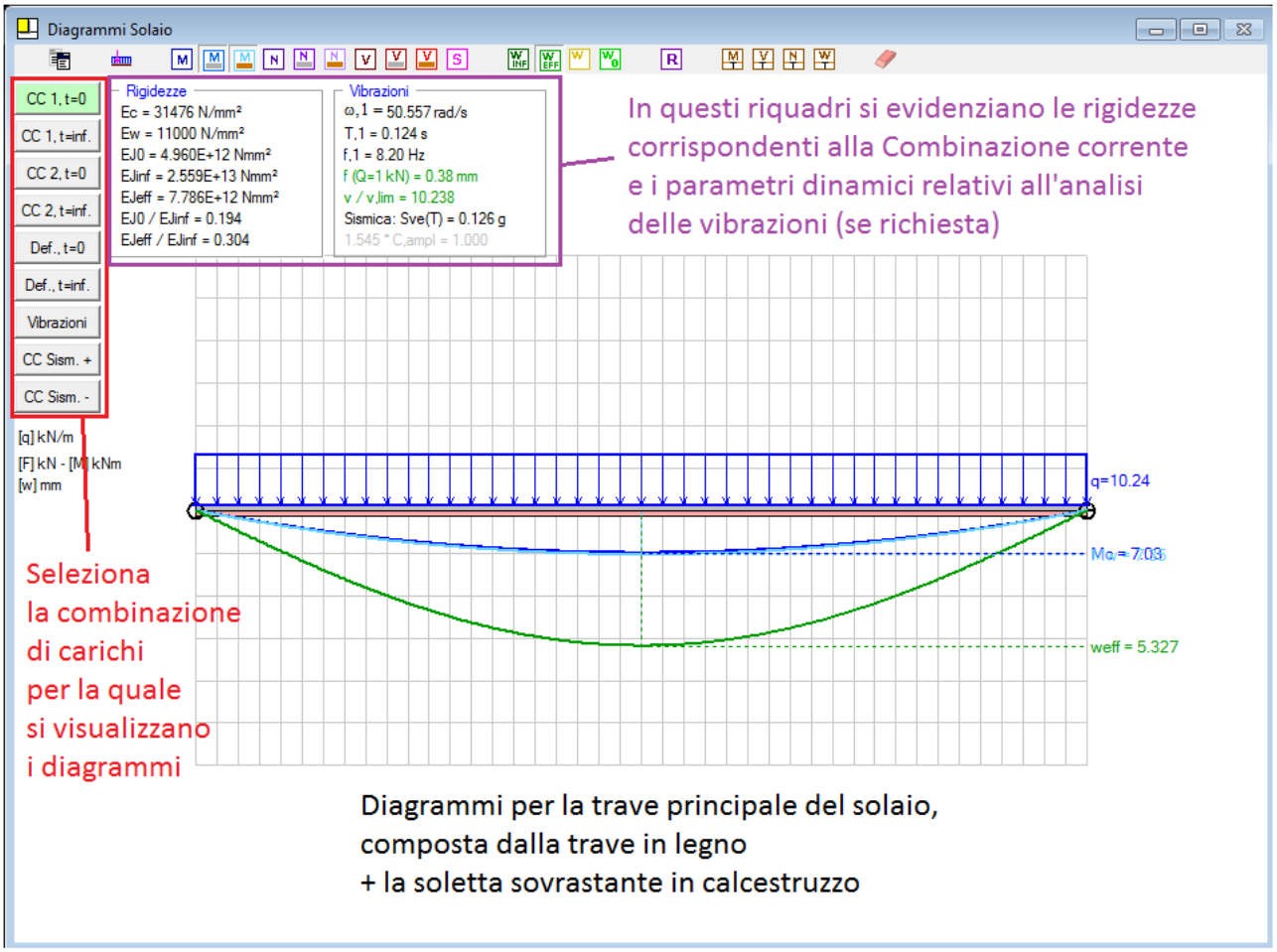


Fig. B.9.2-1. Diagrammi di sollecitazione e di deformazione

La finestra grafica mostra i diagrammi unitamente ad una barra degli strumenti e a pulsanti di comando posti in alto a sinistra: i pulsanti di comando determinano la combinazione di carico della quale si visualizzano i diagrammi. La barra degli strumenti presenta i seguenti comandi:

= copia negli appunti l'immagine del form, ossia il disegno dei diagrammi unitamente ai pulsanti e alle descrizioni interne all'area grafica. Questo comando costituisce un'alternativa al comando classico 'Copia immagine negli appunti', che ha l'effetto di copiare solo il disegno della trave con i diagrammi. L'inserimento dell'immagine corredata dei pulsanti di combinazione dove viene indicata la combinazione corrente, può essere preferibile ai fini ad esempio della Relazione di calcolo;

= visualizza il carico distribuito e gli eventuali carichi concentrati definiti in input;

= visualizza i diagrammi dei momenti; rispettivamente, da sinistra verso destra: momento globale sulla trave composta, momento nel componenti di calcestruzzo (la trave con la sezione rettangolare della soletta, oppure la trave formata dalla soletta più un'anima che può generarsi nel caso di doppia orditura o di strato di isolante arretrato) , momento nell'elemento in legno (trave);

= visualizza i diagrammi degli sforzi normali, rispettivamente nella trave composta, nel componente in calcestruzzo e nel componente in legno. Lo sforzo normale complessivo in una trave orizzontale è nullo, mentre nei singoli componenti gli sforzi normali non nulli sono generati dallo scorrimento che avviene nel sistema di connessione deformabile (sarebbero nulli nel caso di connessione infinitamente rigida, ossia di sezione composta totalmente collaborante; la loro entità

diminuisce quanto più il sistema di connessione è rigido). Nei tratti con momento positivo (l'unico presente nel caso di vincolamento a doppio appoggio), lo sforzo normale è di compressione nel calcestruzzo e di trazione nel legno. Componendosi con il momento competente al singolo elemento, N genera una sollecitazione di pressoflessione (calcestruzzo) e di tensoflessione (legno) cui corrisponde la verifica di resistenza del materiale. Uno sforzo normale globale è presente nel caso di trave inclinata di copertura: nei due componenti tale carico assiale si ripartisce generando sforzi normali aggiuntivi rispetto a quelli dovuti allo scorrimento della connessione;
= visualizza i diagrammi dei tagli, e più esattamente (da sinistra a destra): il taglio globale sulla trave composta, il taglio nel componente di calcestruzzo, il taglio nel componente di legno, lo sforzo di scorrimento nel sistema di connessione;
= visualizza le deformate, corrispondenti rispettivamente a:
- w_{inf}: connessione infinitamente rigida (solidarizzazione completa fra i due componenti),
- w_{eff}: connessione deformabile (che origina la 'rigidezza efficace') con deformata valutata secondo il metodo semplificato (cfr. §A.2.1.2),
- w: connessione deformabile con deformata valutata secondo la soluzione esatta del problema della linea elastica della trave composta (cfr. §A.2.1.1),
- w_0: connessione nulla, con i due componenti che lavorano in parallelo e con scorrimento libero in corrispondenza della loro interfaccia;
= reazioni vincolari in corrispondenza degli estremi della trave;
= momento, taglio, sforzo normale e deformata della trave in legno corrispondenti alla fase costruttiva (puntellamento) (si osservi che se il puntellamento è diffuso, gli effetti statici sul legno non sono presenti e quindi questi diagrammi sono tutti nulli);
= con questo comando è possibile resettare l'insieme dei diagrammi mostrati. La sua utilità dipende dal fatto che i molti diagrammi possono sovrapporsi ed è più semplice, per evidenziarne uno specifico, annullare con un sol comando la visualizzazione di tutti per poi richiedere solo quello desiderato.

B.9.3. DOMINIO DI RESISTENZA (CALCESTRUZZO)

Per la sezione a T di calcestruzzo la verifica allo Stato Limite Ultimo si effettua determinando il dominio di resistenza e verificando che il punto di sollecitazione sia interno ad esso.
Questa elaborazione è disponibile soltanto nel caso di doppia orditura e di travetti non continui, ossia in posizione tale da determinare un cordolo (=anima della sezione a T).

Le combinazioni di carico che possono essere selezionate sono quelle utilizzate per le verifiche di resistenza allo SLU: CC1 per t=0 e t=∞, CC2 per t=0 e t=∞, CC sismiche +/-.
Oltre ai pulsanti di comando relativi alle combinazioni di carico, sono disponibili i pulsanti
che determinano la visualizzazione del punto di sollecitazione, in base alla verifica condotta con momento positivo o con momento negativo. Il momento positivo è presente per ogni tipo di vincolamento della trave, mentre il momento negativo è presente solo nel caso di presenza di almeno un incastro o un semincastro. Le verifiche vengono sempre eseguite nelle sezioni di massimo momento in valore assoluto.

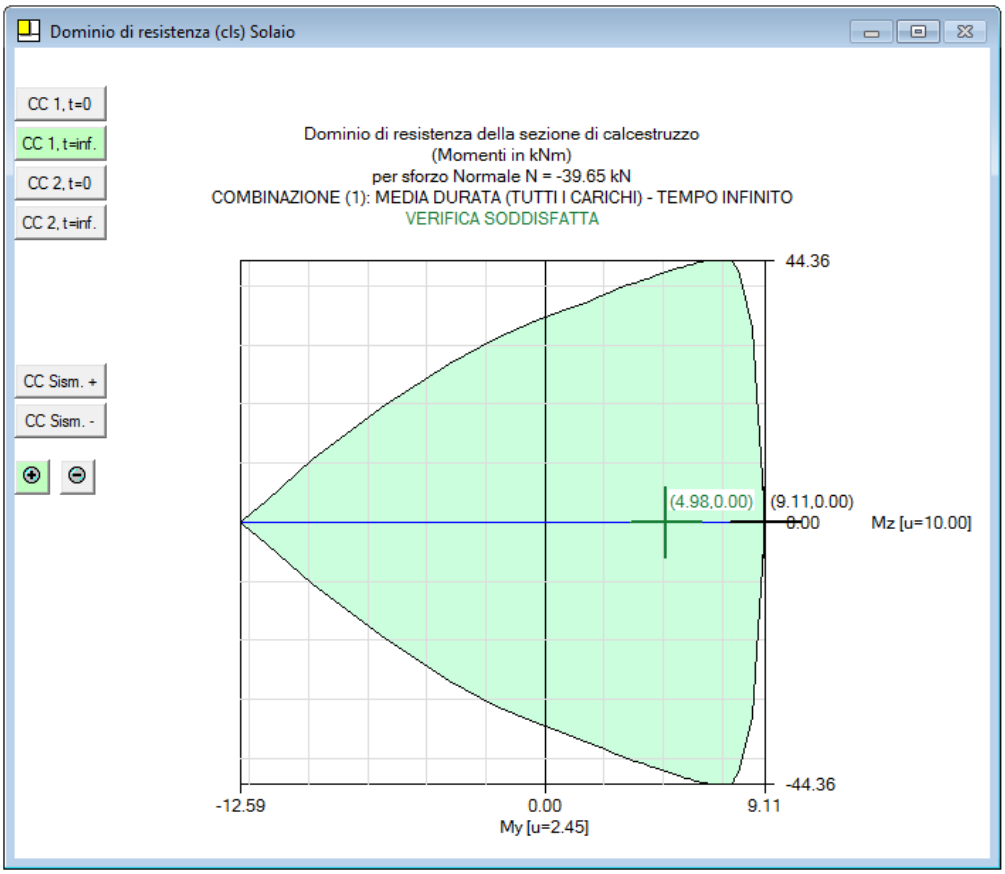


Fig. B.9.3-1. Dominio di resistenza di sezione a T in calcestruzzo

B.9.4. Menu IMMAGINE

I comandi del menu Immagine (fig. B.9.4-1) provvedono alla **gestione dell'immagine** (Zoom, Pan, ecc.).
Tutti i disegni (dati e risultati) caratterizzati dai parametri correnti, **sono esportabili su file dxf** per una successiva rielaborazione da programmi di CAD. E' inoltre possibile specificare la scala dei files dxf in output.

Zoom Finestra = Consente l'ingrandimento del disegno visualizzato nell'Immagine del Progetto, attraverso la definizione di una finestra rettangolare. Per eseguire tale operazione:
- scegliere questo comando,
- posizionare il puntatore del mouse all'interno della cornice dell'Immagine del Progetto nel punto che costituirà il vertice superiore sinistro della finestra di zoom,
- premere il pulsante sinistro del mouse
- e tenendolo premuto trascinare il mouse costruendo la finestra di zoom,
- rilasciare il pulsante sinistro del mouse quando la finestra ha assunto le dimensioni desiderate.

Zoom Precedente = Ritorna alla visualizzazione precedente.

Ingrandisci (Zoom +), **Riduci (Zoom -)** = Ingrandisce o riduce le dimensioni del disegno visualizzato, secondo la percentuale del 10%, considerando come punto fisso il punto centrale della visualizzazione corrente.

Zoom Tutto: Ottimizza = Mostra la visualizzazione ottimale del disegno, adattandolo nel modo migliore possibile alle dimensioni della finestra grafica.

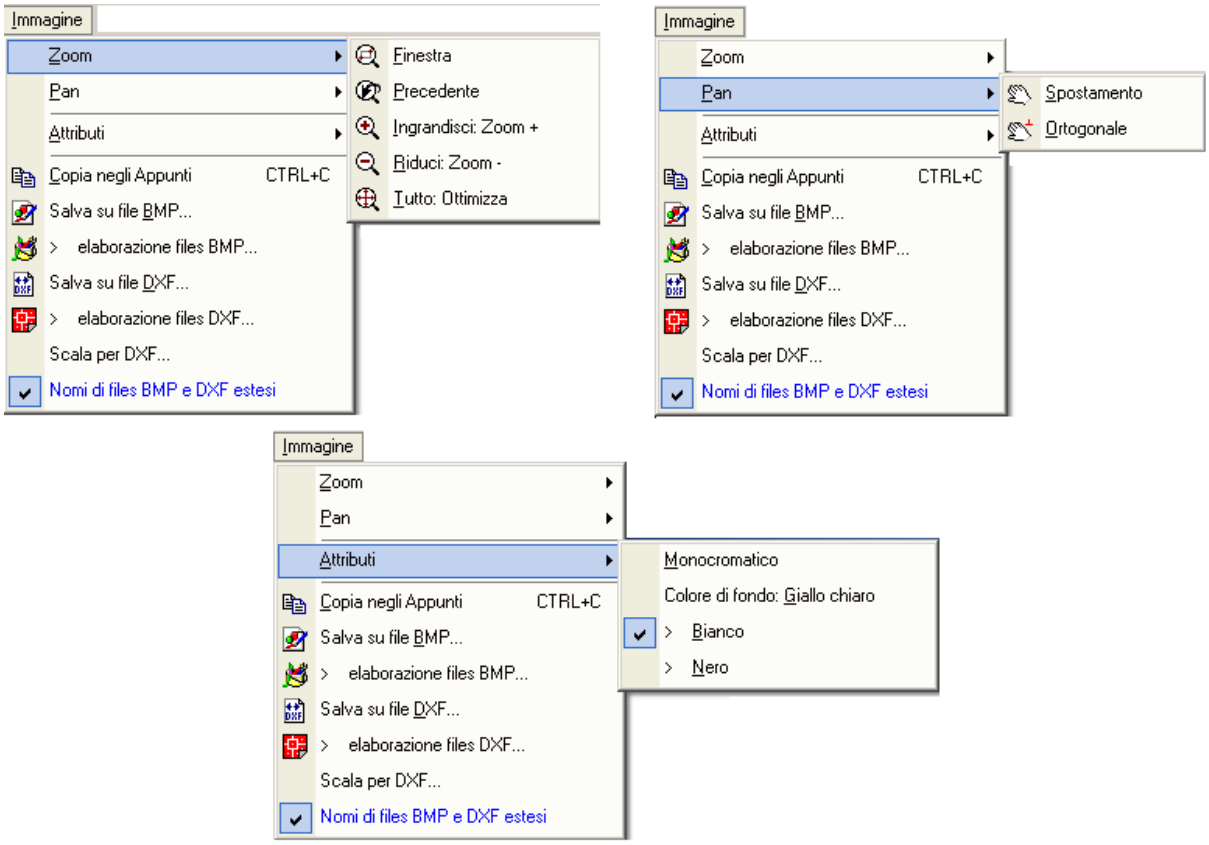


Fig. B.9.4-1. Finestra Grafica: menu Immagine

Pan = Consente la visualizzazione di diverse porzioni del disegno, senza cambiarne l'ingrandimento. In questo modo si possono vedere quei dettagli che non rientravano nello schermo prima di dare il comando Pan, e più in generale si può spostare il disegno all'interno dell'Immagine del Progetto. Questo comando richiede la definizione di un vettore di spostamento. Per eseguire tale operazione:
- scegliere questo comando,
- posizionare il puntatore del mouse all'interno della cornice dell'Immagine del Progetto nel punto di inizio del vettore di spostamento,
- premere il pulsante sinistro del mouse
- e tenendolo premuto trascinare il mouse costruendo il vettore,
- rilasciare il pulsante sinistro del mouse quando il vettore corrisponde allo spostamento desiderato.

Il vettore di spostamento specifica come il disegno deve spostarsi rispetto allo schermo.
Nel caso che **'ortogonale'** sia attivato, lo spostamento avverrà in direzione orizzontale o verticale.

Attributi = Apre un sottomenu, nel quale vari comandi di visualizzazione permettono la gestione degli attributi dell'immagine:

Monocromatico, Colore di fondo = Significato evidente. Per semplificare la stampa, si consiglia di utilizzare il colore di fondo Bianco per il salvataggio dell'immagine su file bitmap ai fini dell'importazione dell'immagine stessa nella Relazione di Calcolo.

Copia negli Appunti = Pone nella memoria grafica di Windows l'immagine della finestra grafica corrente. Questo comando è utile per rapide operazioni di Copia e Incolla volte ad esportare immagini in altri programmi (ad es. Word, Paint), senza l'obbligo di salvare l'immagine preventivamente su file. Un'alternativa a questo comando è costituito da:
Copia form negli Appunti = consente di copiare l'intero contenuto del form grafico.

Salva su file BMP... = Crea un file grafico, di estensione *bmp*, nella sottocartella:
\Aedes20xx\Slc\NomeProgetto\Output
che può essere aperto, visualizzato e modificato in un qualunque programma di disegno in grado di importare files nel formato bitmap (es. Paint). Il disegno bitmap è un particolare tipo di immagine composta da una serie di punti e non da vettori; esso, pertanto, non può essere ridimensionato in scala.
Per il disegno corrente, viene proposto un particolare nome di file (sigla identificativa del disegno) che comunque l'utente può variare a piacere.

Salva su file dxf... = Crea un file grafico, di estensione *dxf*, nella sottocartella:
\Aedes20xx\Slc\NomeProgetto\Output
che può essere aperto da un qualunque programma di CAD in grado di importare files nel formato dxf (es. AutoCAD). Il disegno importato si presenta, all'interno del programma di CAD, in formato vettoriale, ovvero composto da entità geometriche (linee, cerchi, archi, testi, ecc.) che lo rendono ridimensionabile in scala. Con questo metodo vengono normalmente editati i disegni tecnici.
Il file dxf prodotto si riferisce al disegno correntemente visualizzato nella finestra grafica attiva.
Per il disegno corrente, viene proposto un particolare nome di file che comunque l'utente può variare a piacere (ad esempio, per i dati della Sezione A-A del solaio i-esimo, SLC propone: Sez-AAi.dxf).
I files dxf in output possono essere richiamati per visualizzazione ed eventuali modifiche e/o integrazioni dai programmi di CAD tramite gli opportuni comandi; ad esempio, in AutoCAD il comando DXFIN consente l'importazione dei disegni archiviati sotto forma di file dxf.
Tutte le rappresentazioni grafiche di SLC sono esportabili su CAD via files dxf di output.
Nei vari disegni prodotti, SLC utilizza i seguenti layers:

GEOMETRIA = entità di disegno inerenti la geometria del solaio;
QUOTE = quotature a corredo del disegno;
RETINI = retinature a corredo del disegno;
TESTI = testi a corredo del disegno;
VARIE = entità varie a corredo del disegno.

Per quanto riguarda i **colori su file dxf in output**, questi sono predisposti in modo da corrispondere a quelli visualizzati da SLC. Comunque, le corrispondenze possono essere corrette all'interno del file ColorCad.txt, utilizzando i codici numerici per i colori convenzionali idonei al particolare programma di CAD utilizzato. Alcune possibili combinazioni sono quelle di ColorCad.001 (uguale a ColorCad.txt per preimpostazione) e ColorCad.002.

Scala per dxf... = Richiede la scala per generare il file dxf di output.

B.10. FINESTRA RELAZIONE

La finestra Relazione consente la visualizzazione della Relazione di calcolo precedentemente elaborata usando il comando Stampa del menu File della finestra Progetto.
In questo modo la Relazione può essere gestita come finestra interna di SLC senza necessità di lanciare un software esterno, tipo Word. In ogni caso, per stamparne il contenuto o arricchirne il testo ad esempio inserendo figure, occorre utilizzare un word-processor, ad esempio Word.

La relazione di calcolo visualizzabile deve essere un file *rtf* posto nella sottocartella:
\Aedes20xx\Slc\NomeProgetto\Output
dove vengono collocati tutti i files grafici (*bmp, dxf*) e di testo (*rtf)* prodotti da SLC per il Progetto corrente.

B.10.1. Menu FILE

Apri relazione... = Apre una finestra di dialogo dove è possibile specificare quale relazione visualizzare nella finestra Relazione. Le relazioni devono essere files *rtf* posti in
\Aedes20xx\Slc\NomeProgetto\Output
Poiché quindi la relazione è selezionabile, possono essere state elaborate - per il Progetto corrente - più relazioni, in modo da confrontarne il contenuto attraverso la loro visualizzazione.

Salva relazione = Salva la relazione corrente. Questo comando può essere eseguito dopo aver modificato il testo della Relazione visualizzata nella finestra.

Salva relazione con nome... = Apre una finestra di dialogo, dove, dopo modifiche del testo, la relazione correntemente visualizzata può essere salvata con altro nome, in modo da conservare il testo precedente.

B.11. FINESTRA GALLERIA

La finestra Galleria (fig. B.11-1) viene aperta dal pulsante grafico della barra degli strumenti della finestra Progetto, o equivalentemente dall'apposito comando del menu Opzioni della finestra Progetto.
La finestra consente la comoda visualizzazione di tutte le immagini associate al Progetto; esse vengono caricate dai files aventi estensioni *.bmp* e *.jpg* presenti nella cartella:
\Aedes20xx\Slc\Progetti\NomeProgetto\Output
dove NomeProgetto indica il progetto di cui si visualizzano le immagini.

Le immagini possono essere scorse a piacere, attraverso gli opportuni tasti di comando descritti nel seguito, oppure automaticamente, tramite il comando di Sequenza Automatica che anima la finestra, mostrando i disegni uno dopo l'altro secondo l'intervallo di tempo desiderato. Con un solo comando è così possibile visualizzare tutte le rappresentazioni grafiche fino a quel momento salvate per il Progetto corrente.

La finestra Galleria ha in realtà una funzione più ampia rispetto alla semplice visualizzazione delle immagini associate al progetto corrente: in essa infatti possono essere aperte le immagini (precedentemente elaborate) di qualunque progetto, anche distinto dal progetto corrente. Questa opportunità permette ad esempio il confronto diretto fra due strutture distinte, quella attualmente in linea come progetto corrente di SLC, e quella le cui immagini sono mostrate nella finestra Galleria. Da opportune caselle di riepilogo può essere scelto sia il nome del Progetto di cui si vogliono visualizzare le immagini, sia la particolare immagine (fra quelle disponibili) che si vuole effettivamente visualizzare nella Galleria.

Le immagini della finestra Galleria, diversamente dalla finestra Grafica, sono immagini bitmap e quindi 'fisse': esse non possono essere ridimensionate; anche se la finestra Galleria viene ingrandita, sono sempre mostrate con le loro dimensioni reali. Per visualizzare immagini a scale diverse, magari ingrandite al fine di visualizzare un maggior numero di dettagli nel disegno, occorre ridimensionare adeguatamente le rappresentazioni grafiche nella finestra Grafica prima di generare le bitmap.
Quando la bitmap eccede le dimensioni fisiche della finestra Galleria, opportune barre di scorrimento consentono comunque la visualizzazione di ogni parte dell'immagine corrente.

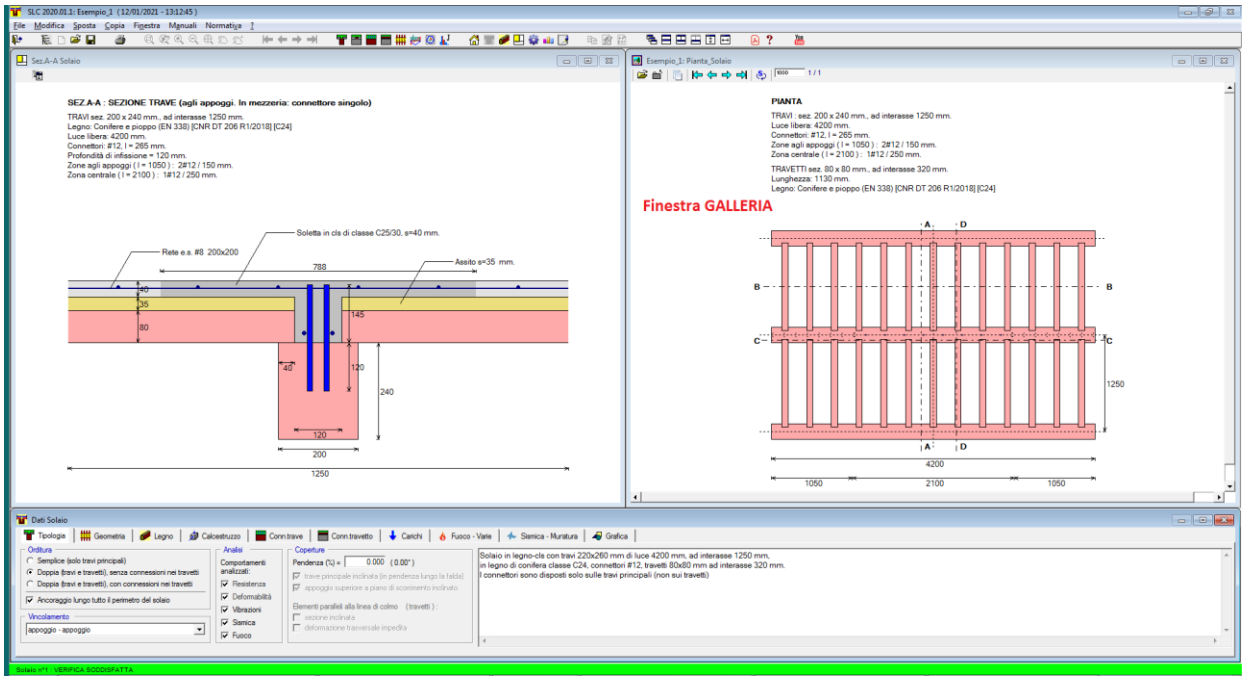
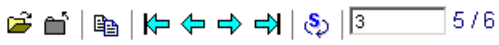


Fig. B.11-1. Finestra Galleria in ambiente SLC

Barra degli strumenti



Apri Elenchi Progetti e Immagini = visualizza le caselle di riepilogo dove sono mostrati in elenco a sinistra i Progetti disponibili, ed in elenco a destra le immagini disponibili per il Progetto selezionato. E' sufficiente fare clic sul nome del progetto e sul nome del file bitmap dell'immagine, per visualizzarla immediatamente. Un esempio è riportato in fig. B.11.1, dove la finestra Galleria è visualizzata, in ambiente SLC, insieme alla finestra Grafica, alla finestra Progetto e al Navigatore. Si comprende quindi come l'accesso ad una qualunque immagine salvata di un qualunque progetto elaborato con SLC, è un'operazione immediata. Si osservi inoltre che nell'elenco delle immagini compaiono tutti i files *bmp* e *jpg* presenti in:
Aedes20xx\Slc\Progetti\ NomeEdificioSelezionato\Output,
quindi anche gli eventuali files elaborati dall'Utente esternamente a SLC (per esempio, possono essere state generate e modificate altre bitmap contenenti commenti o annotazioni: fotografie, immagini architettoniche, particolari costruttivi, ecc.).
Qualora per un dato Progetto nessuna bitmap sia disponibile, nella finestra Galleria viene mostrato il messaggio riportato in fig. B.11-2:

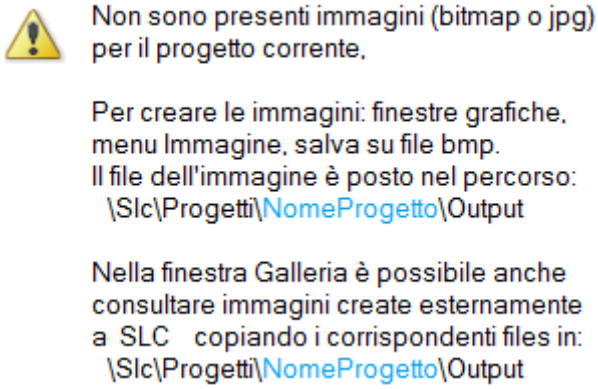


Fig. B.11-2. Assenza di immagini per il progetto correntemente selezionato

Chiudi Elenchi = nasconde le caselle di riepilogo contenente i nomi dei Progetti e delle corrispondenti bitmap disponibili. Chiusi gli elenchi, non è possibile variare il progetto di cui sono mostrate le immagini nella Galleria, tuttavia è possibile scorrerne a piacere le immagini disponibili attraverso gli appositi pulsanti, descritti qui di seguito.
Copia negli Appunti = copia l'immagine corrente negli Appunti, ad esempio al fine di incollarla in un documento di Word contenente una relazione.
Prima Immagine, Immagine Precedente, Immagine Successiva, Ultima Immagine = tasti per lo scorrimento delle immagini. E' così possibile visualizzare le diverse immagini disponibili per il progetto correntemente selezionato. Un indicatore sulla destra della barra degli strumenti mostra il numero attuale dell'immagine nell'elenco rilevato; per esempio, in fig. B.11.1, l'immagine mostrata è la prima su un totale di 5 disponibili: 1/5.
Sequenza automatica = questo comando ha l'effetto di iniziare la visualizzazione automatica delle immagini, mostrate in sequenza una dopo l'altra (dopo l'ultima, la sequenza riprende dalla prima immagine). Il tempo di visualizzazione di ogni singola immagine (intervallo) è specificato, in secondi, nella casella di testo immediatamente a lato, sulla destra; l'intervallo è modificabile a piacere. Un tempo più lungo consente una comoda visualizzazione di tutta la sequenza, rendendo possibile la consultazione approfondita dell'immagine. Attivando per esempio la sequenza automatica nella configurazione di fig. B.11-1, le 5 immagini disponibili saranno mostrate in successione ad intervalli di 3 secondi. Per disattivare la sequenza automatica, premere nuovamente il pulsante.

B.12. NOTE APPLICATIVE

Nei punti •seguenti vengono evidenziati alcuni suggerimenti sull'utilizzo del software.
Per ogni altro quesito, gli Utenti di SLC con Servizio di Supporto attivo possono rivolgersi all'assistenza telefonica o via email (assistenza@aedes.it).

• Analizzare maglie di solaio irregolari

Nel caso di irregolarità della maglia di solaio (determinata ad esempio da murature perimetrali non ortogonali tra loro), le travi principali e l'eventuale orditura secondaria possono magari avere interasse costante, ma luci diverse. Poiché in SLC, per uno stesso edificio, si possono inserire tanti solai quanti si vuole, è possibile procedere in più modi:
- limitarsi ad analizzare le travi a luce maggiore o più cariche, predisponendo poi anche per le altre lo stesso tipo di soluzione progettuale di struttura composta in legno e calcestruzzo;
- analizzare tutte le travi di luce o carico significativamente diversi, come se appartenessero ad altrettante distinte maglie di solaio (quindi, si avrà un 'progetto' con un numero di solai maggiore delle maglie effettivamente presenti).
L'output su file dxf della pianta prevede uno schema preimpostato di pianta 'regolare'; utilizzando i comandi tipici dei programmi di CAD è possibile adattare rapidamente l'elaborato grafico ottenuto alla reale pianta del solaio considerato.

• Analizzare maglie di solaio con una sola trave principale

Fra i dati in input, per tutti i tipi di orditura vi è l'interasse delle travi principali. Nel caso di trave principale laterale (senza cioè altre travi accanto) si può assumere come interasse la distanza ad esempio dalla muratura perimetrale parallela all'asse della trave.
Il disegno *dxf* prodotto in output da SLC per la Pianta rappresenta tre 'travi' principali, di cui: la centrale è la trave principale analizzata; le due laterali sono disegnate per rappresentare l'interasse delle travi principali. Se non presenti (ad esempio, appunto, perché la trave considerata è di bordo o è unica nella maglia di solaio analizzata), possono idealmente pensarsi coincidenti con elementi portanti perimetrali (ad es. pareti in muratura parallele alla trave principale, sulle quali si innestano i travetti secondari).
In ogni caso, è immediato - utilizzando i comandi tipici del programma di CAD - 'adattare' alla reale maglia di solaio considerata l'elaborato grafico prodotto da SLC.

• Salvare una schermata

Qualunque schermata di Windows, relativa a qualsiasi programma utilizzato, può essere salvata come immagine bitmap per poi essere riutilizzata, ad esempio, per relazioni (ad es. in Word) o modifiche delle figure (ad es. in Paint).
Per salvare in una bitmap la schermata, si utilizzano i comandi del sistema operativo Windows:
ALT+STAMP pone in memoria solo la finestra attiva (quella correntemente in evidenza);
STAMP pone in memoria tutta la schermata di Windows.
Subito dopo è possibile incollare l'immagine ad esempio in Word, o in Paint, utilizzando i comandi:
CTRL+V o **SHIFT+INS**

• Introdurre nuovi materiali e assegnarli ai solai

I nuovi materiali possono essere introdotti nella tabella materiali. Si tenga presente che pur cambiando i parametri nella **Tabella Materiali**, non cambiano i parametri corrispondenti nei Dati Solai: il collegamento interattivo fra le due finestre, infatti, non esiste.
La Tabella Materiali serve solo per definire i materiali; una volta che questi sono richiamati dai dati sui materiali dei Dati Solai, nel seguito sono i valori dei Dati Solai stessi che comandano, e che quindi vanno modificati direttamente; in alternativa, si richiami nuovamente un altro materiale.
Inserito un nuovo materiale, chiudere la finestra Tabella Materiali, archiviare (Salva) e riaprire la finestra Solai: a questo punto il nuovo materiale può essere letto dalla Tabella Materiali per richiamarlo nei Dati Solai.

• Inserire immagini nella relazione

Per inserire nella Relazione di calcolo le figure, occorre: aver precedentemente creato la relazione su file *rtf*, ed averla aperta ad esempio con Word (Word è quindi aperto insieme a SLC).
In SLC, facendo clic sulla finestra grafica Dati (l'unica contenente disegni; la finestra grafica Risultati infatti gestisce solo testo), la si attiva (bordo evidenziato). Scegliere il comando 'Copia negli Appunti' (CTRL+C) dal menu Immagine; il comando pone nella memoria grafica di Windows l'immagine al momento visualizzata.
Per incollarla nella relazione: all'interno di Word, scorrere il testo fino alla posizione desiderata, e quindi eseguire il comando Incolla del menu Modifica di Word.
In alternativa, le immagini di SLC possono essere salvate su bitmap, generando files di archivio grafico *bmp* in \Aedes20xx\Slc\NomeProgetto\Output, e quindi, magari in un secondo tempo, richiamate da Word per l'inserimento nella relazione.

• Nella stampa non compaiono tutti i solai

Quando si apre un progetto già archiviato, si attiva automaticamente la finestra Solai, mostrando il primo solaio, del quale vengono subito aggiornati i risultati interattivamente.
Se nell'archivio sono presenti più Solai (ad esempio: 3), qualora si esegua subito la seguente operazione:
- comando Stampa (o uso del pulsante grafico della Barra degli Strumenti:),
viene evidenziato un messaggio di avviso col seguente contenuto:

```
"Risultano non calcolati i seguenti Solai: 2 3
Per questi elementi non sono disponibili i Risultati dell'Analisi:
occorre prima visualizzarli nella finestra Solai
(il calcolo viene svolto interattivamente con la visualizzazione)."
```

Il significato è evidente: infatti, **in SLC il calcolo dei solai viene eseguito interattivamente** durante la visualizzazione della finestra Dati Solai. Nel caso di più solai, saranno disponibili per la stampa soltanto i risultati degli elementi visualizzati: quindi, per ottenere una stampa completa, è necessario aprire la finestra Solai, e scorrere tutti gli elementi del Progetto corrente (usando i comandi del menu Sposta oppure i pulsanti della Barra degli Strumenti: Precedente, Successivo).

C. ESEMPI APPLICATIVI E PROCEDURE DI VALIDAZIONE

C.1. ESEMPIO_1: CASO DI RIFERIMENTO (VALIDAZIONE)

SLC viene applicato all'esempio svolto nel paragrafo §A.4 della Teoria, dove è stato già analizzato con calcoli svolti manualmente. Il confronto fra i parametri lì calcolati e i risultati dell'elaborazione informatica con SLC viene svolto definendo, per ogni coefficiente di sicurezza, lo scarto in %.
La non coincidenza esatta dei risultati dipende dagli arrotondamenti, che nei calcoli manuali sono leggermente diversi rispetto all'elaborazione automatica.
Come illustrato da quanto di seguito riportato, la validazione di SLC risulta confermata.
Peraltro, si tenga presente che in SLC non sono applicati algoritmi di calcolo soggetti a possibili errori di origine numerica: tutte le relazioni sono di tipo diretto, e quindi la discordanza con eventuali calcoli svolti manualmente è completamente dipendente dagli arrotondamenti considerati.

Il testo illustrato è stato ottenuto da SLC richiamando il solaio del progetto *Esempio_1* (coincidente con il progetto *Anonimo* aperto per preimpostazione quando si inizia un Nuovo progetto), e componendo la Relazione di calcolo con Dati e Risultati. Nella parte finale della Relazione l'elenco dei coefficienti di sicurezza minimi, corrispondenti ai coefficienti visualizzati nella scheda Riepilogo della finestra Risultati, illustra sinteticamente i risultati della verifica di sicurezza.
Nel corso del testo della Relazione alcuni risultati vengono evidenziati in colore rosso, ad esempio:
(1): questi sono riferimenti per confrontare i corrispondenti valori ottenuti dall'elaborazione con il software SLC con quelli ottenuti mediante calcoli manuali (vd. §A.4)
La Relazione di calcolo , generata in formato testuale, è stata corredata di immagini significative tratte dalle elaborazioni grafiche prodotte da SLC. I diagrammi delle sollecitazioni e degli spostamenti, per le varie combinazioni analizzate, sono riportati in scala fissa in modo che si possa visivamente apprezzare il confronto fra le entità delle sollecitazioni e delle deformazioni fra diverse combinazioni di carico.

Il confronto fra risultati ottenuti dal software con quelli da calcoli manuali costituisce validazione della procedura conformemente alle richieste del D.M. 17.1.2018 (§10.2). Peraltro, il tipo di elaborazione svolto da SLC non prevede l'utilizzo di particolari tecniche di analisi numerica: il calcolo consiste nell'applicazione di formulazioni analitiche dirette rese disponibili dalla teoria delle travi composte, ampiamente illustrate nella documentazione del software (Teoria, capitolo §A); ogni caso può quindi essere ripercorso in modo diretto, ossia manualmente, verificando l'idoneità dei risultati ottenuti.

RELAZIONE DI CALCOLO ottenuta da Aedes.SLC

DATI SOLAIO n° 1

```
TIPOLOGIA
Orditura: Doppia (travi e travetti), senza connessioni nei travetti
- con ancoraggio lungo tutto il perimetro del solaio
Comportamenti del solaio analizzati:
- resistenza
- deformabilità
- vibrazioni
```

- resistenza sismica
- resistenza al fuoco
Vincolamento della trave: appoggio-appoggio

GEOMETRIA [lunghezze in mm]
Trave: sezione: B = 200, H = 240
rapporto H/B [§7.7.7.2] = 80, h = 80
luce di calcolo: L = 4200
interasse fra travi: i,T = 1250
Puntellamento in fase costruttiva: diffuso
Travetto: sezione: b = 80, h = 80
appoggio sulla trave: a = 40
interasse fra travetti: i,t = 320
lunghezza (i,T-B+2a) = 1130
luce di calcolo: lunghezza totale
Calcestruzzo: spessore soletta: s = 40
larghezza efficace b,eff = 788
Altri componenti:
Assito (tavolato o pianellato): spessore: s,a = 35
- tipo: interrotto

LEGNO
Specie e Classe di servizio [§4.4.5, CNR-DT 206: §7.2]:
Conifere e pioppo (EN 338) [CNR DT 206 R1/2018] C24
Parametri meccanici [MPa=N/mm²]:
fmk = 24
ft0k = 14.5
fc0k = 21.0
fvk = 4.0
E0,mean = 11000
G,mean = 690
Massa volumica (kg/m³):
- caratteristica rho,k = 350
- media rho,m = 420
Resistenza e Deformazioni:
k,mod per Classi di durata del carico [Tab. 4.4.IV]:
- media (CC 1) = 0.80, permanente (CC2) = 0.60
- istantanea (CC Sismica) = 1.10
γM [Tab.4.4.III] = 1.50
k,def [Tab.4.4.V] = 0.60, da cui: [1/(1+k,def)] = 0.625
Si applica il coefficiente moltiplicativo delle resistenze per l'effetto altezza kh [§11.7.1.1]:
- kh trave = 1.000
- kh travetto = 1.134

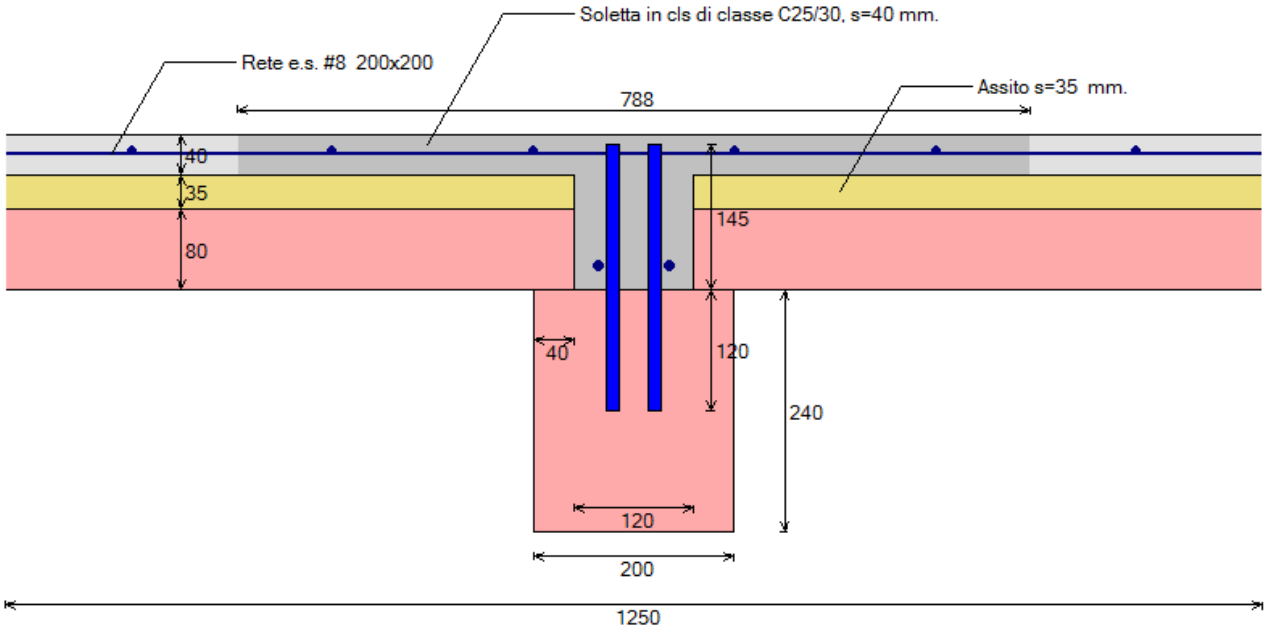
CALCESTRUZZO
Resistenza [MPa=N/mm²]:
Classe di resistenza [Tab.4.1.I; Tab. C4.1.V]: C25/30
fck = 25
acc = 0.85
fctk = 1.80
E,cm = 31476
P.sp.(kN/m³) = 25.00
gamma,c = 1.50
Per orditura semplice: ignorare la verifica di trazione nella soletta
Viscosità:
tempo di messa in carico t,0 (gg.) = 28
umidità relativa = 55 %
phi(infinito, t,0) = 2.93, da cui: [1/(1+phi)] = 0.254
Armature (acciaio B450C, passi in mm.):
Soletta: rete e.s. #8/200
Armatura del cordolo per sezione a T (in presenza di travetti):
inferiore As,inf: 2#10

```
   Copriferro netto per As: 20 mm
_____________________________________________________________

CONNETTORI TRAVE
Parametri meccanici:
   Spinotti (acciaio B450C): d(mm) = 12
   Rigidezza(N/mm):    K,ser (SLE) = 8982, K,u(SLU) = 5988
   Resistenza a taglio Fv,Rk (N)   = 12891
   Scorrimento max (SLU) (mm)      = 1.05
Disposizione:
   Profondità di infissione (mm): nel legno = 120, nella soletta = 30
   - lunghezza totale del connettore (mm) = 265
   Accoppiamento barre (con distanza netta tra le due barre = 2.5 d) agli appoggi
   Interasse i,cT (mm): agli appoggi = 150, in mezzeria = 250
_____________________________________________________________
```

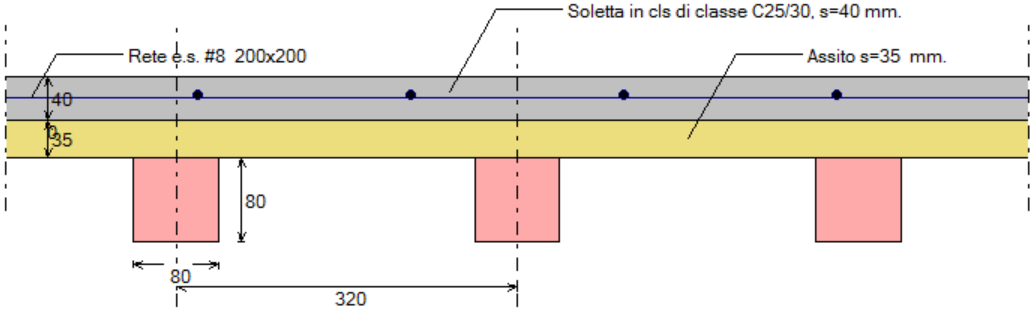
SEZ.A-A : SEZIONE TRAVE (agli appoggi. In mezzeria: connettore singolo)

TRAVI sez. 200 x 240 mm., ad interasse 1250 mm.
Legno: Conifere e pioppo (EN 338) [CNR DT 206 R1/2018] [C24]
Luce libera: 4200 mm.
Connettori: #12, l = 265 mm.
Profondità di infissione = 120 mm.
Zone agli appoggi (l = 1050) : 2#12 / 150 mm.
Zona centrale (l = 2100) : 1#12 / 250 mm.



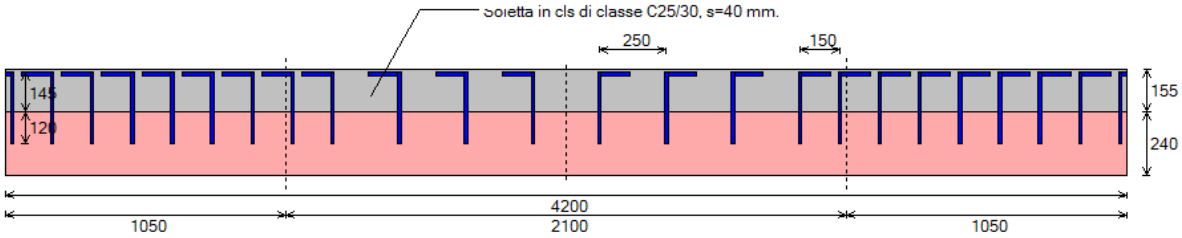
SEZ.B-B : SEZIONE TRAVETTI (travetti senza connettori)

TRAVETTI sez. 80 x 80 mm., ad interasse 320 mm.
Legno: Conifere e pioppo (EN 338) [CNR DT 206 R1/2018] [C24]
Lunghezza: 1130 mm.



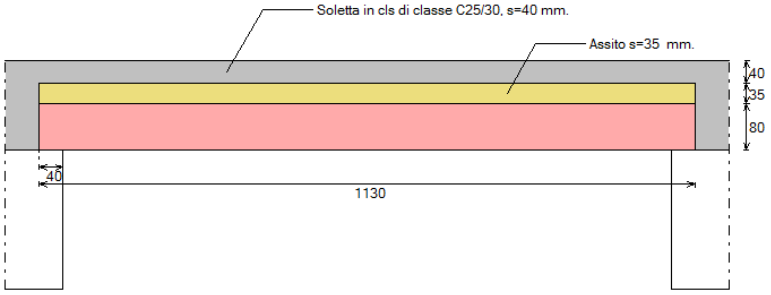
SEZ.C-C : PROSPETTO TRAVE (sviluppo longitudinale)

TRAVI sez. 200 x 240 mm., ad interasse 1250 mm.
Legno: Conifere e pioppo (EN 338) [CNR DT 206 R1/2018] [C24]
Luce libera: 4200 mm.
Connettori: #12, l = 265 mm.
Profondità di infissione = 120 mm.
Zone agli appoggi (l = 1050) : 2#12 / 150 mm.
- lunghezza del tratto orizzontale di ancoraggio : 120 mm.
Zona centrale (l = 2100) : 1#12 / 250 mm.
- lunghezza del tratto orizzontale di ancoraggio : 120 mm.



SEZ.D-D : PROSPETTO TRAVETTI (sviluppo longitudinale)

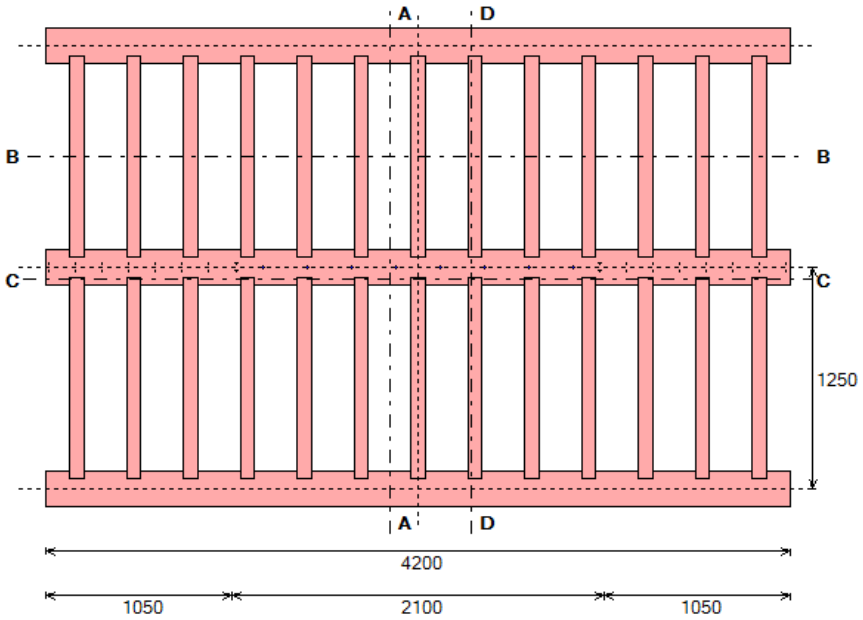
TRAVETTI sez. 80 x 80 mm., ad interasse 320 mm.
Legno: Conifere e pioppo (EN 338) [CNR DT 206 R1/2018] [C24]
Lunghezza: 1130 mm.



PIANTA

TRAVI : sez. 200 x 240 mm., ad interasse 1250 mm.
Luce libera: 4200 mm.
Connettori: #12, l = 265 mm.
Zone agli appoggi (l = 1050) : 2#12 / 150 mm.
Zona centrale (l = 2100) : 1#12 / 250 mm.

TRAVETTI sez. 80 x 80 mm., ad interasse 320 mm.
Lunghezza: 1130 mm.
Legno: Conifere e pioppo (EN 338) [CNR DT 206 R1/2018] [C24]



CARICHI
Permanenti:
Peso proprio assito (kN/m³) = 15.00
Peso proprio isolante (kN/m³) = 0.50
G,1 (kN/m²) (permanente strutturale) = 2.03
G,2 (kN/m²) (permanente non strutturale) = 1.70
Coefficienti parziali per SLU:
gamma,G1 = 1.30, gamma,G2 = 1.50
Variabili:
Carico distribuito:
ψ,2 = 0.30
Q,k (kN/m²) = 2.00
Coefficiente parziale per SLU: γ,Q = 1.50
Per verifiche a tempo infinito:
i moduli di elasticità vengono ridotti utilizzando il coefficiente di viscosità (phi) per il calcestruzzo
ed il coefficiente di deformazione (k,def) per il legno.
I valori di calcolo dei moduli di elasticità sono ottenuti dalla media delle caratteristiche elastiche
intere e ridotte pesata in funzione della durata del carico

FUOCO
Comportamento al fuoco [CNR-DT 206 §13]
Verifiche per: trave e travetto
Velocità di carbonizzazione β,n = 0.80
Trave: tempo di resistenza al fuoco t (min) = 60
Coefficiente kfi = 1.25
con coefficiente kh calcolato per la sezione efficace

LIMITI DI DEFORMAZIONE
Limiti per la freccia [CNR-DT 206, §7.5.3]:
Freccia istantanea w,ist <= L / 500
Freccia finale netta wnet,fin <= L / 350
Freccia finale w,fin <= L / 300

SISMICA
Spettro di accelerazione verticale: Sve(T) (g) = 0.126

MURATURA AL VINCOLO
Larghezza d'influenza per una trave (mm) = 400
Spessore della parete muraria (mm) = 300

Resistenza a compressione fm (N/mm²) = 1.000
Fattore di confidenza FC (mm) = 1.35
Coefficiente parziale di sicurezza:
- per verifica statica: γM,stat = 3.00
- per verifica sismica: γM,sism = 2.00
Dai dati precedenti segue:
Resistenza a compressione di progetto (N/mm²):
- per verifica statica: fd,stat = 0.247
- per verifica sismica: fd,sism = 0.370

NORMATIVA di riferimento: D.M.17.1.2018, Circ.7 del 21.1.2019, CNR-DT 206 R1/2018, Eurocodice 5: Progettazione delle strutture di legno. In particolare: UNI EN 1995-1-1:2009

RISULTATI ANALISI SOLAIO n° 1

RESISTENZA solaio n° 1: **VERIFICA SODDISFATTA**

C.sic. minimo: **1.076**
[Taglio nel cordolo (cls con sezione a T) (trave legno-cls) - CC 1, t=0]

TRAVE (legno-calcestruzzo; orizzontale). Tipo di vincolamento: appoggio-appoggio

- **Resistenze di progetto**

- Legno: fd = fk·(k,mod/γM) dove (k,mod/γM) vale: in CC1 (media): 0.533, in CC2 (perm.): 0.400
- Calcestruzzo: fcd=αcc·fck/γC (con riduz. a 80% per spess.soletta<50 mm), fctd=fctk/γC
- Connettori: si applica il coefficiente moltiplicativo del legno: (k,mod/γM) (media e perm.: classi di durata del carico; resistenze: k=caratteristica, d=di progetto)

	Legno (N/mm²)				Cls (N/mm²)		Connettori (kN)
	fm	ft0	fc0	fv	fc	fct	FvR
k	24.00	14.50	21.00	4.00	25.00	1.80	12.891
d (media)	12.80	7.73	11.20	2.13	11.33	0.96	6.875
d (permanente)	9.60	5.80	8.40	1.60	11.33	0.96	5.156
d (istantanea)	17.60	10.63	15.40	2.93	11.33	0.96	9.453

- **Carichi di superficie di progetto** agenti sulla sezione composta (kN/m²)

CC1 (media durata: tutti i carichi) = 8.19
- quota parte di carico di lunga durata = 6.09
- quota parte di carico istantanea = 2.10

CC2 (lunga durata: solo permanenti) = 5.19
CC rara = 5.73

- **Coefficienti moltiplicativi per la viscosità**

Legno: (1/1+kdef) = 0.625, Calcestruzzo: (1/1+Φ) = 0.254

COMBINAZIONE (1): MEDIA DURATA (TUTTI I CARICHI) - TEMPO 0 (solaio n° 1)

- Carico uniforme: q = 10.24 kN/m
- Rigidezze (Ec,Ew in N/mm² - Kconn in N/mm - EJ in N·mm²):

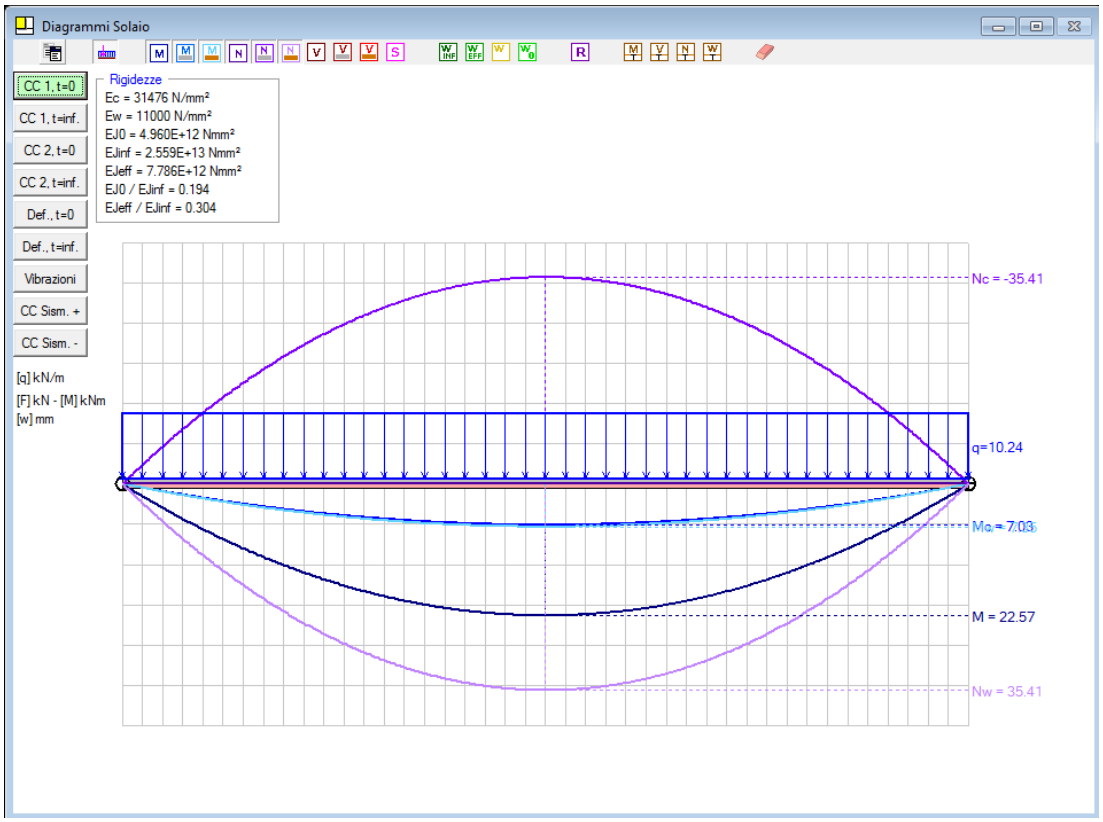
Ec	Ew	Kconn	EJ0	EJinf	EJeff	(EJ0/EJinf)	(EJeff/EJinf)
31476	11000	5988	4.960E+12 **(1)**	2.559E+13 **(2)**	7.786E+12 **(5)**	0.194	0.304

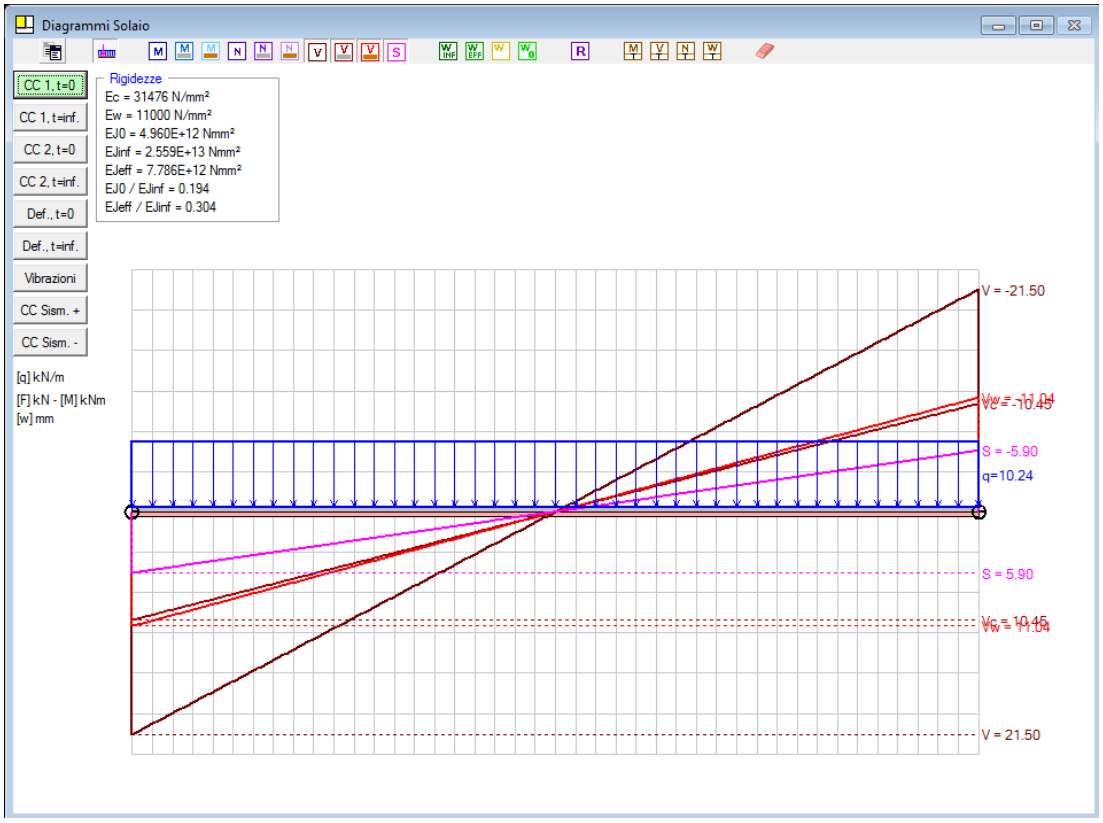
- Distanze (mm):

rc	rw	r	hcg inf	rc inf	rw inf	hcg eff	rc eff	rw eff
111.4	120.0	231.4	288.9	62.5	168.9	143.1	208.3	23.1

- Coefficienti adimensionali:

γc	γw	αL	γ
0.041 **(3)**	1.000	2.84 **(4)**	0.137





COMBINAZIONE (1): MEDIA DURATA (TUTTI I CARICHI) - TEMPO 0:
nel primo disegno: diagrammi dei Momenti (globale M e nei componenti: Mc nel calcestruzzo e Mw nel legno) e Sforzi normali (Nc nel calcestruzzo, Nw nel legno);
nel secondo disegno: diagrammi dei Tagli (globale V e nei componenti: Vc nel calcestruzzo e Vw nel legno) e dello sforzo S di scorrimento nei connettori

- **M+ (momento positivo): Momento resistente allo SLU (cls con sezione a T)**

N (kN)	My (kNm)	My,rd (kNm)	C.Sic.
-35.40	7.03	8.97	1.276(6)

- **Taglio nel cls (D.M.17.1.2018: §4.1.2.3.5.1)**

V,rd1 (kN)	V,rd2 (kN)	V,rd (kN)	V,cd (kN)	C.Sic.
11.25	8.02	11.25	10.45	1.076(7)

- **M+ (momento positivo): legno**

fmd	fmyd	ft0d	khy	ft0yd	fc0d	[resistenze fd in (N/mm²)]
12.80	12.80	7.73	1.00	7.73	11.20	

N (kN)	My (kNm)	A (mm²)	Wy (mm³)	σnw (N/mm²)	σmyw (N/mm²)	σnw /fd	σmyw /fd	Σ(σ/fd)	C.Sic.
35.40	7.35	48000	1920000	0.74	3.83	0.095	0.299	0.394	2.538(8)

- **Taglio: legno**

hnaw,eff (mm)	V (kN)	Ew (N/mm²)	EJeff (N·mm²)	τw (N/mm²)	fvd (N/mm²)	C.Sic.
143	21.50	11000	7.786E+12	0.31	2.13	>>1(9)

- **Taglio nel connettore**

F (N)	Fvrd (N)	C.Sic.
2950	6875	2.330(10)

- **Scorrimento del connettore**

F (N)	K (N/mm)	δu (mm)	δu,max (mm)	C.Sic.
2950	5988	0.49	1.05	2.131(11)

- **Resistenza della muratura**

RvA (N)	σmed,A (N/mm²)	RvB (N)	σmed,B (N/mm²)	fd,mur (N/mm²)	C.Sic.
21496	0.179	-21496	0.179	0.247	1.378

COMBINAZIONE (1): MEDIA DURATA (TUTTI I CARICHI) - TEMPO INFINITO (solaio n° 1)

- Carico uniforme: q = 10.24 kN/m
- Rigidezze (Ec,Ew in N/mm² - Kconn in N/mm - EJ in N·mm²):

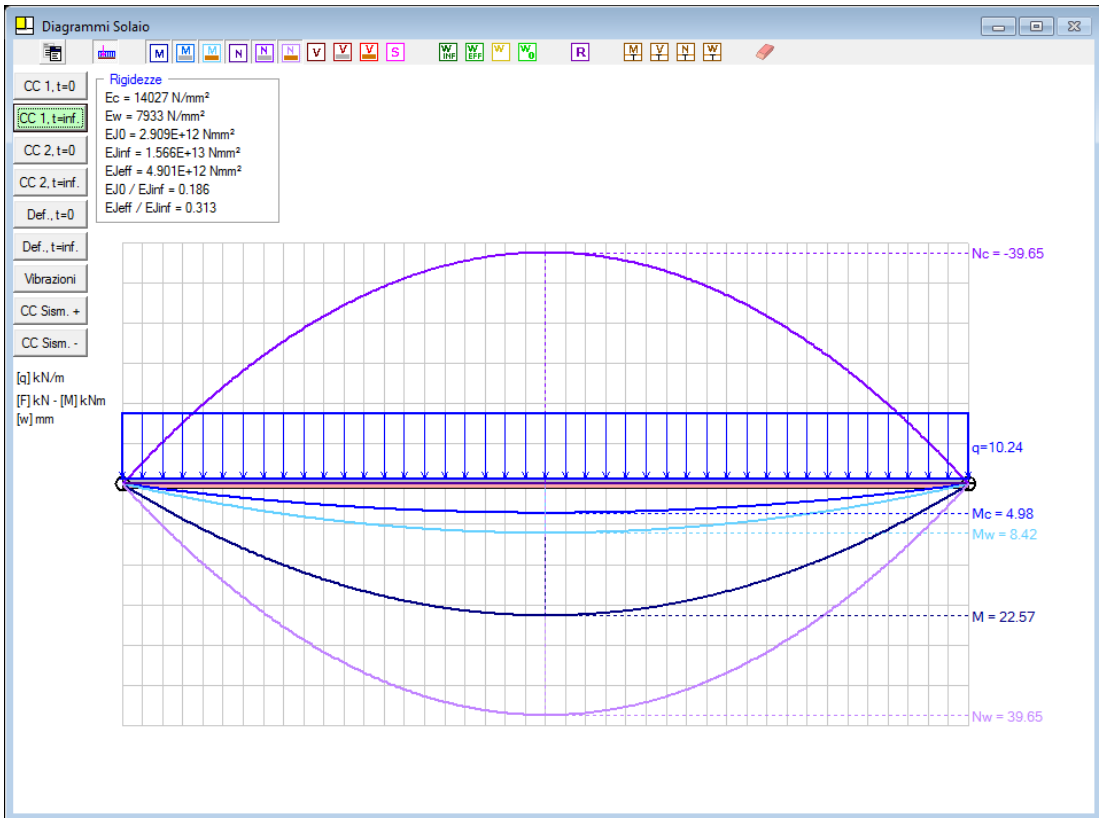
Ec	Ew	Kconn	EJ0	EJinf	EJeff	(EJ0/EJinf)	(EJeff/EJinf)
14027(12)	7933(13)	4318	2.909E+12	1.566E+13	4.901E+12	0.186	0.313

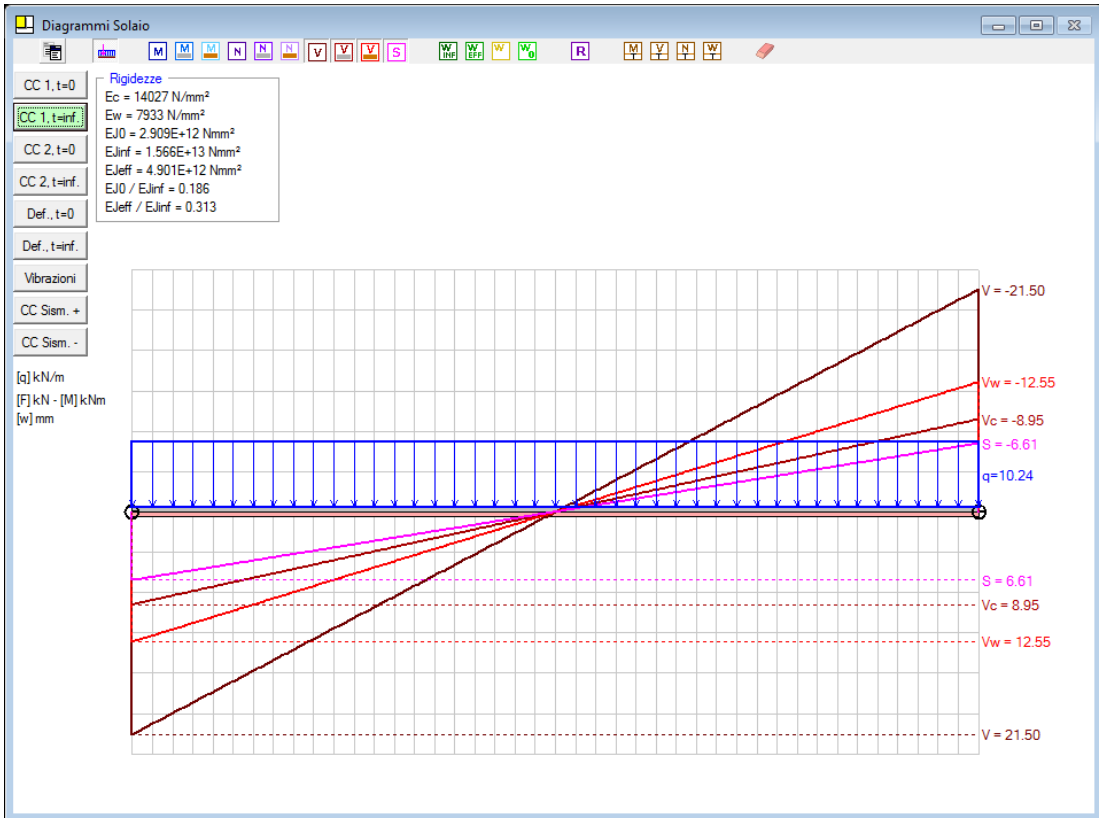
- Distanze (mm):

rc	rw	r	hcg inf	rc inf	rw inf	hcg eff	rc eff	rw eff
111.4	120.0	231.4	264.7	86.7	144.7	142.6	208.8	22.6

- Coefficienti adimensionali:

γc	γw	αL	γ
0.065	1.000	3.14	0.156





COMBINAZIONE (1): MEDIA DURATA (TUTTI I CARICHI) - TEMPO INFINITO:
nel primo disegno: diagrammi dei Momenti (globale M e nei componenti: Mc nel calcestruzzo e Mw nel legno) e Sforzi normali (Nc nel calcestruzzo, Nw nel legno);
nel secondo disegno: diagrammi dei Tagli (globale V e nei componenti: Vc nel calcestruzzo e Vw nel legno) e dello sforzo S di scorrimento nei connettori

- **M+ (momento positivo): Momento resistente allo SLU (cls con sezione a T)**

N (kN)	My (kNm)	My,rd (kNm)	C.Sic.
-39.65	4.98	9.11	**1.829**

- **Taglio nel cls (D.M.17.1.2018: §4.1.2.3.5.1)**

V,rd1 (kN)	V,rd2 (kN)	V,rd (kN)	V,cd (kN)	C.Sic.
11.25	8.02	11.25	8.95	**1.258**

- **M+ (momento positivo): legno**

fmd	fmyd	ft0d	khy	ft0yd	fc0d	[resistenze fd in (N/mm²)]
12.80	12.80	7.73	1.00	7.73	11.20	

N (kN)	My (kNm)	A (mm²)	Wy (mm³)	σnw (N/mm²)	σmyw (N/mm²)	σnw /fd	σmyw /fd	Σ(σ/fd)	C.Sic.
39.65	8.42	48000	1920000	0.83	4.38	0.107	0.342	0.449	**2.227**

- **Taglio: legno**

hnaw,eff (mm)	V (kN)	Ew (N/mm²)	EJeff (N·mm²)	τw (N/mm²)	fvd (N/mm²)	C.Sic.
143	21.50	7933	4.901E+12	0.35	2.13	**>>1**

- **Taglio nel connettore**

F (N)	Fvrd (N)	C.Sic.
3305	6875	**2.081**

- **Scorrimento del connettore**

F (N)	K (N/mm)	δu (mm)	δu,max (mm)	C.Sic.
3305	4318	0.77	1.05	**1.372**

- **Resistenza della muratura**

RvA (N)	σmed,A (N/mm²)	RvB (N)	σmed,B (N/mm²)	fd,mur (N/mm²)	C.Sic.
21496	0.179	-21496	0.179	0.247	**1.378**

COMBINAZIONE (2): LUNGA DURATA (SOLO CARICHI PERMANENTI) - TEMPO 0 (solaio n° 1)

- Carico uniforme: q = 6.49 kN/m
- Rigidezze (Ec,Ew in N/mm² - Kconn in N/mm - EJ in N·mm²):

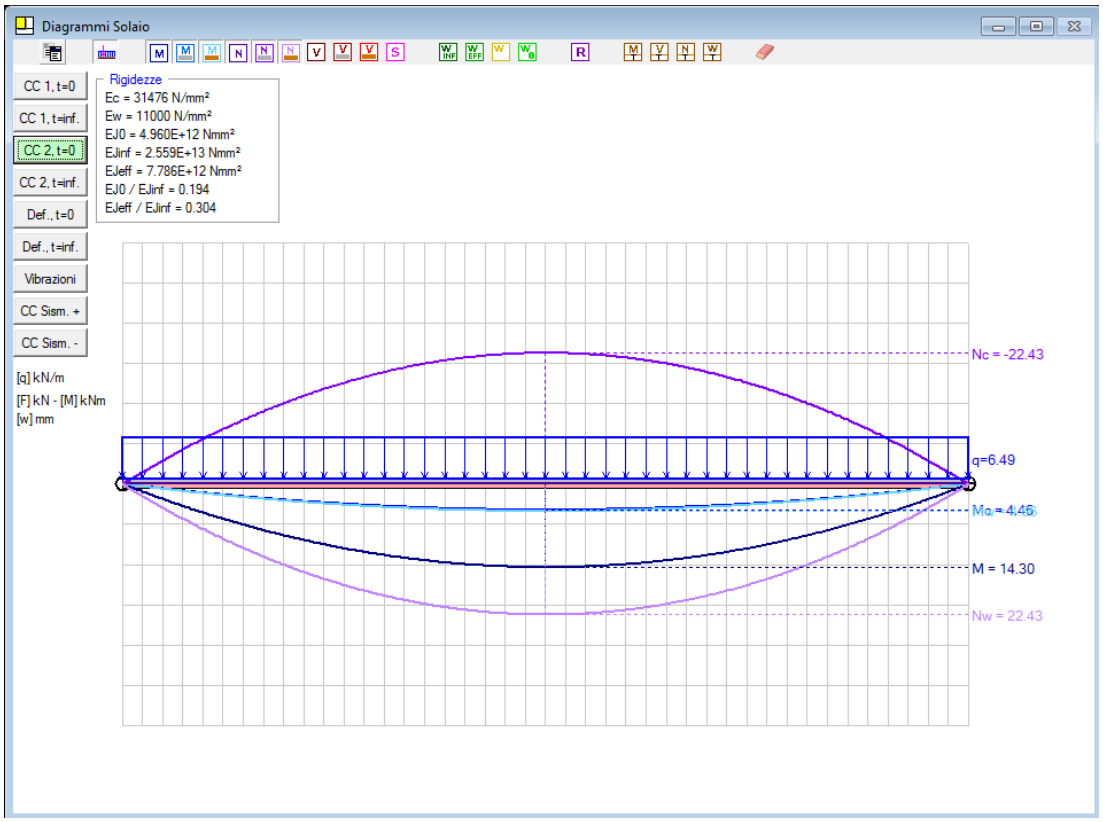
Ec	Ew	Kconn	EJ0	EJinf	EJeff	(EJ0/EJinf)	(EJeff/EJinf)
31476	11000	5988	4.960E+12	2.559E+13	7.786E+12	0.194	0.304

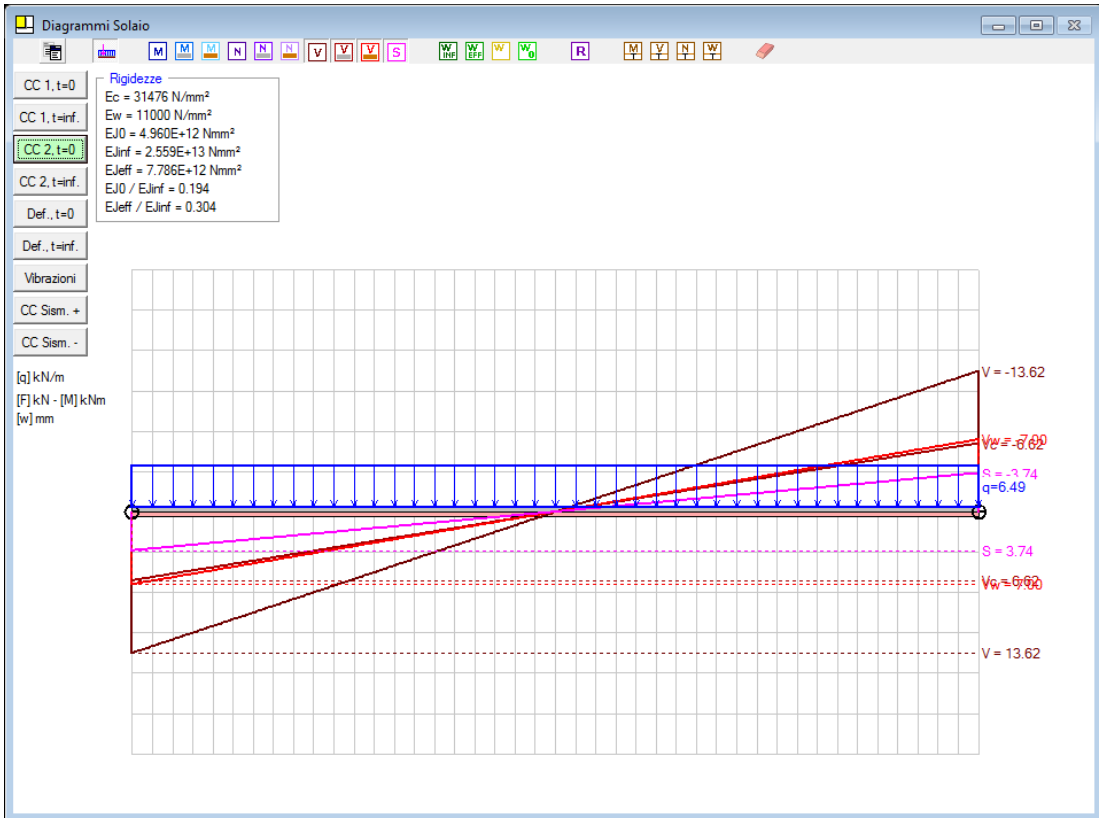
- Distanze (mm):

rc	rw	r	hcg inf	rc inf	rw inf	hcg eff	rc eff	rw eff
111.4	120.0	231.4	288.9	62.5	168.9	143.1	208.3	23.1

- Coefficienti adimensionali:

γc	γw	αL	γ
0.041	1.000	2.84	0.137





COMBINAZIONE (2): LUNGA DURATA (SOLO CARICHI PERMANENTI) - TEMPO 0:
nel primo disegno: diagrammi dei Momenti (globale M e nei componenti: Mc nel calcestruzzo e Mw nel legno) e Sforzi normali (Nc nel calcestruzzo, Nw nel legno);
nel secondo disegno: diagrammi dei Tagli (globale V e nei componenti: Vc nel calcestruzzo e Vw nel legno) e dello sforzo S di scorrimento nei connettori

- **M+ (momento positivo): Momento resistente allo SLU (cls con sezione a T)**

N (kN)	My (kNm)	My,rd (kNm)	C.Sic.
-22.43	4.46	8.55	**1.920**

- **Taglio nel cls (D.M.17.1.2018: §4.1.2.3.5.1)**

V,rd1 (kN)	V,rd2 (kN)	V,rd (kN)	V,cd (kN)	C.Sic.
11.25	8.02	11.25	6.62	**1.699**

- **M+ (momento positivo): legno**

fmd	fmyd	ft0d	khy	ft0yd	fc0d	[resistenze fd in (N/mm²)]
9.60	9.60	5.80	1.00	5.80	8.40	

N (kN)	My (kNm)	A (mm²)	Wy (mm³)	σnw (N/mm²)	σmyw (N/mm²)	σnw /fd	σmyw /fd	Σ(σ/fd)	C.Sic.
22.43	4.66	48000	1920000	0.47	2.42	0.081	0.253	0.334	**2.994**

- **Taglio: legno**

hnaw,eff (mm)	V (kN)	Ew (N/mm²)	EJeff (N·mm²)	τw (N/mm²)	fvd (N/mm²)	C.Sic.
143	13.62	11000	7.786E+12	0.20	1.60	**>>1**

- **Taglio nel connettore**

F (N)	Fvrd (N)	C.Sic.
1870	5156	**2.758**

- **Scorrimento del connettore**

F (N)	K (N/mm)	δu (mm)	δu,max (mm)	C.Sic.
1870	5988	0.31	1.05	**3.363**

- **Resistenza della muratura**

RvA (N)	σmed,A (N/mm²)	RvB (N)	σmed,B (N/mm²)	fd,mur (N/mm²)	C.Sic.
13621	0.114	-13621	0.114	0.247	**2.175**

COMBINAZIONE (2): LUNGA DURATA (SOLO CARICHI PERMANENTI) - TEMPO INFINITO (solaio n° 1)

- Carico uniforme: q = 6.49 kN/m
- Rigidezze (Ec,Ew in N/mm² - Kconn in N/mm - EJ in N·mm²):

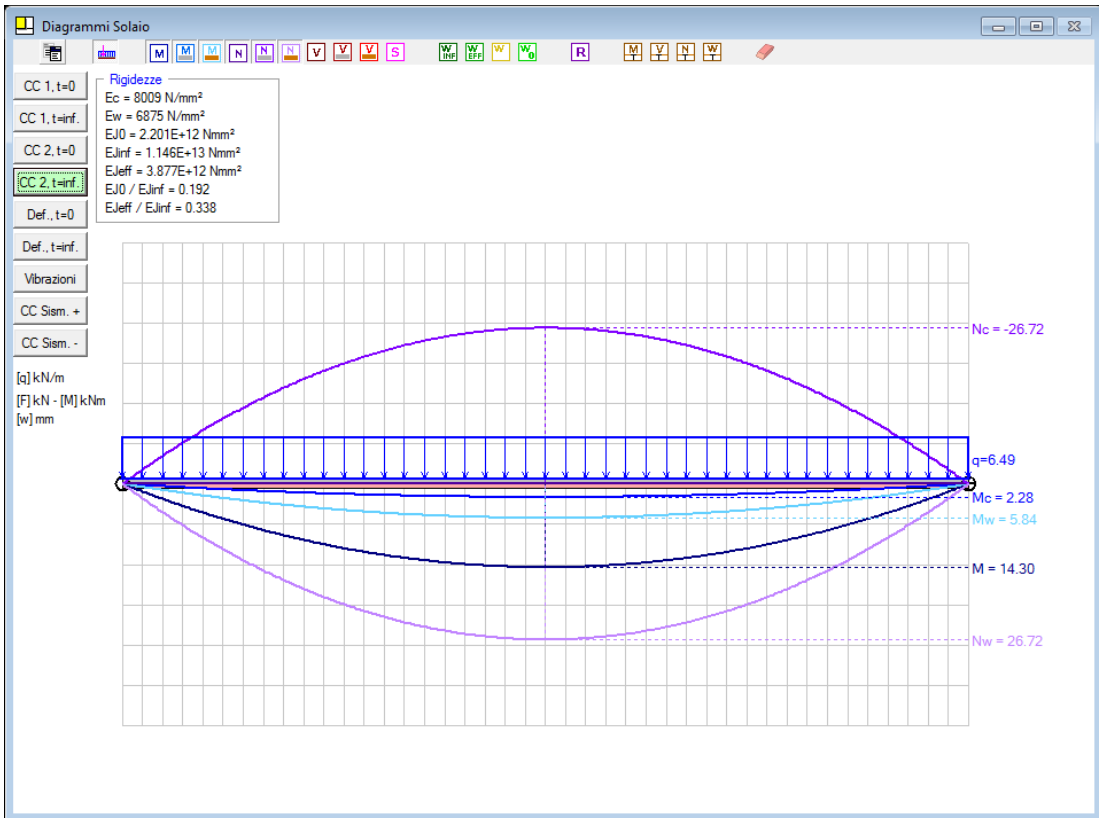
Ec	Ew	Kconn	EJ0	EJinf	EJeff	(EJ0/EJinf)	(EJeff/EJinf)
8009	6875	3742	2.201E+12 **(14)**	1.146E+13 **(15)**	3.877E+12 **(16)**	0.192	0.338

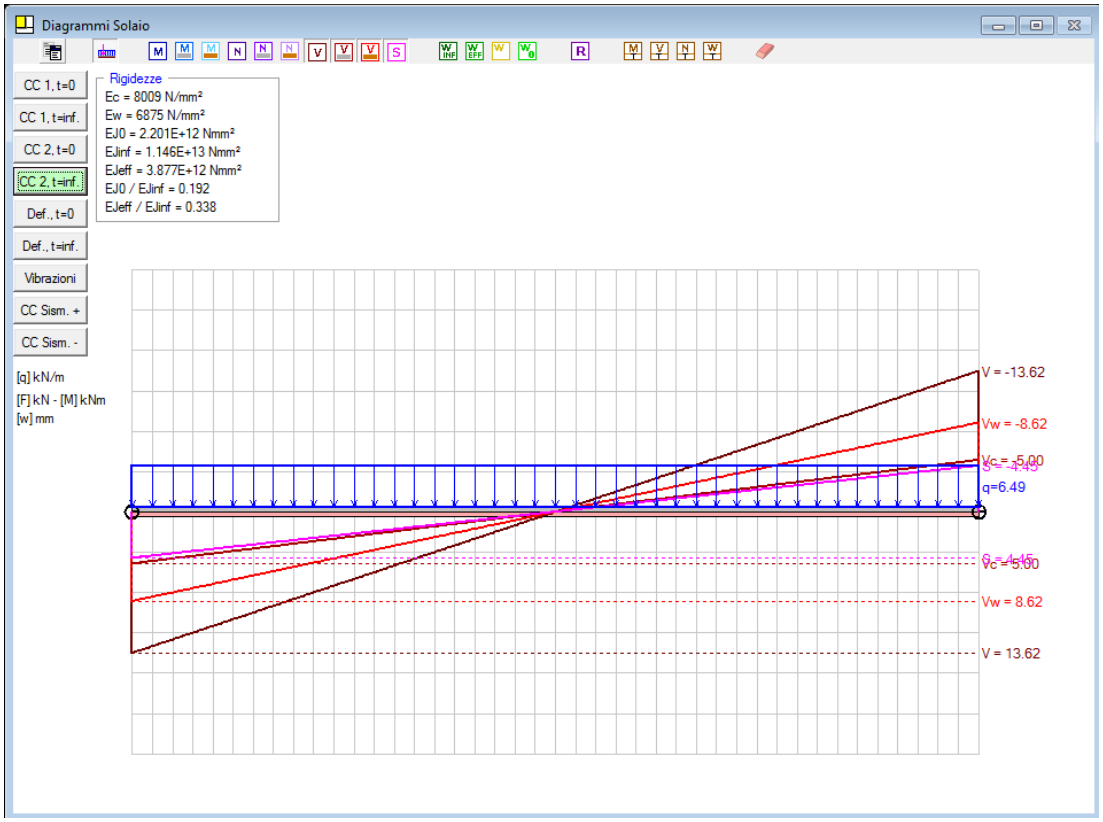
- Distanze (mm):

rc	rw	r	hcg inf	rc inf	rw inf	hcg eff	rc eff	rw eff
111.4	120.0	231.4	241.2	110.2	121.2	141.9	209.5	21.9

- Coefficienti adimensionali:

γc	γw	αL	γ
0.095	1.000	3.37	0.181





COMBINAZIONE (2): LUNGA DURATA (SOLO CARICHI PERMANENTI) - TEMPO INFINITO:
nel primo disegno: diagrammi dei Momenti (globale M e nei componenti: Mc nel calcestruzzo e Mw nel legno) e Sforzi normali (Nc nel calcestruzzo, Nw nel legno);
nel secondo disegno: diagrammi dei Tagli (globale V e nei componenti: Vc nel calcestruzzo e Vw nel legno) e dello sforzo S di scorrimento nei connettori

- **M+ (momento positivo): Momento resistente allo SLU (cls con sezione a T)**

N (kN)	My (kNm)	My,rd (kNm)	C.Sic.
-26.72	2.28	8.69	**3.818**

- **Taglio nel cls (D.M.17.1.2018: §4.1.2.3.5.1)**

V,rd1 (kN)	V,rd2 (kN)	V,rd (kN)	V,cd (kN)	C.Sic.
11.25	8.02	11.25	5.00	**2.249**

- **M+ (momento positivo): legno**

fmd	fmyd	ft0d	khy	ft0yd	fc0d	[resistenze fd in (N/mm²)]
9.60	9.60	5.80	1.00	5.80	8.40	

N (kN)	My (kNm)	A (mm²)	Wy (mm³)	σnw (N/mm²)	σmyw (N/mm²)	σnw /fd	σmyw /fd	Σ(σ/fd)	C.Sic.
26.72	5.84	48000	1920000	0.56	3.04	0.096	0.317	0.413	**2.421**

- **Taglio: legno**

hnaw,eff (mm)	V (kN)	Ew (N/mm²)	EJeff (N·mm²)	τw (N/mm²)	fvd (N/mm²)	C.Sic.
142	13.62	6875	3.877E+12	0.24	1.60	**>>1**

- **Taglio nel connettore**

F (N)	Fvrd (N)	C.Sic.
2227	5156	**2.316**

- **Scorrimento del connettore**

F (N)	K (N/mm)	δu (mm)	δu,max (mm)	C.Sic.
2227	3742	0.59	1.05	**1.765**

- **Resistenza della muratura**

RvA (N)	σmed,A (N/mm²)	RvB (N)	σmed,B (N/mm²)	fd,mur (N/mm²)	C.Sic.
13621	0.114	-13621	0.114	0.247	**2.175**

DEFORMABILITA' solaio n° 1: **VERIFICA SODDISFATTA**

C.sic. minimo: **1.982**
[Freccia (travetto legno) - t=0]

TRAVE

VERIFICA DI DEFORMABILITA' - TEMPO 0 (solaio n° 1)
- Carico uniforme: q = 7.16 kN/m
- Rigidezze (Ec,Ew in N/mm² - Kconn in N/mm - EJ in N·mm²):

Ec	Ew	Kconn	EJ0	EJinf	EJeff	(EJ0/EJinf)	(EJeff/EJinf)
31476	11000	8982	4.960E+12	2.559E+13	8.927E+12 **(17)**	0.194	0.349

- Distanze (mm):

rc	rw	r	hcg inf	rc inf	rw inf	hcg eff	rc eff	rw eff
111.4	120.0	231.4	288.9	62.5	168.9	152.5	198.9	32.5

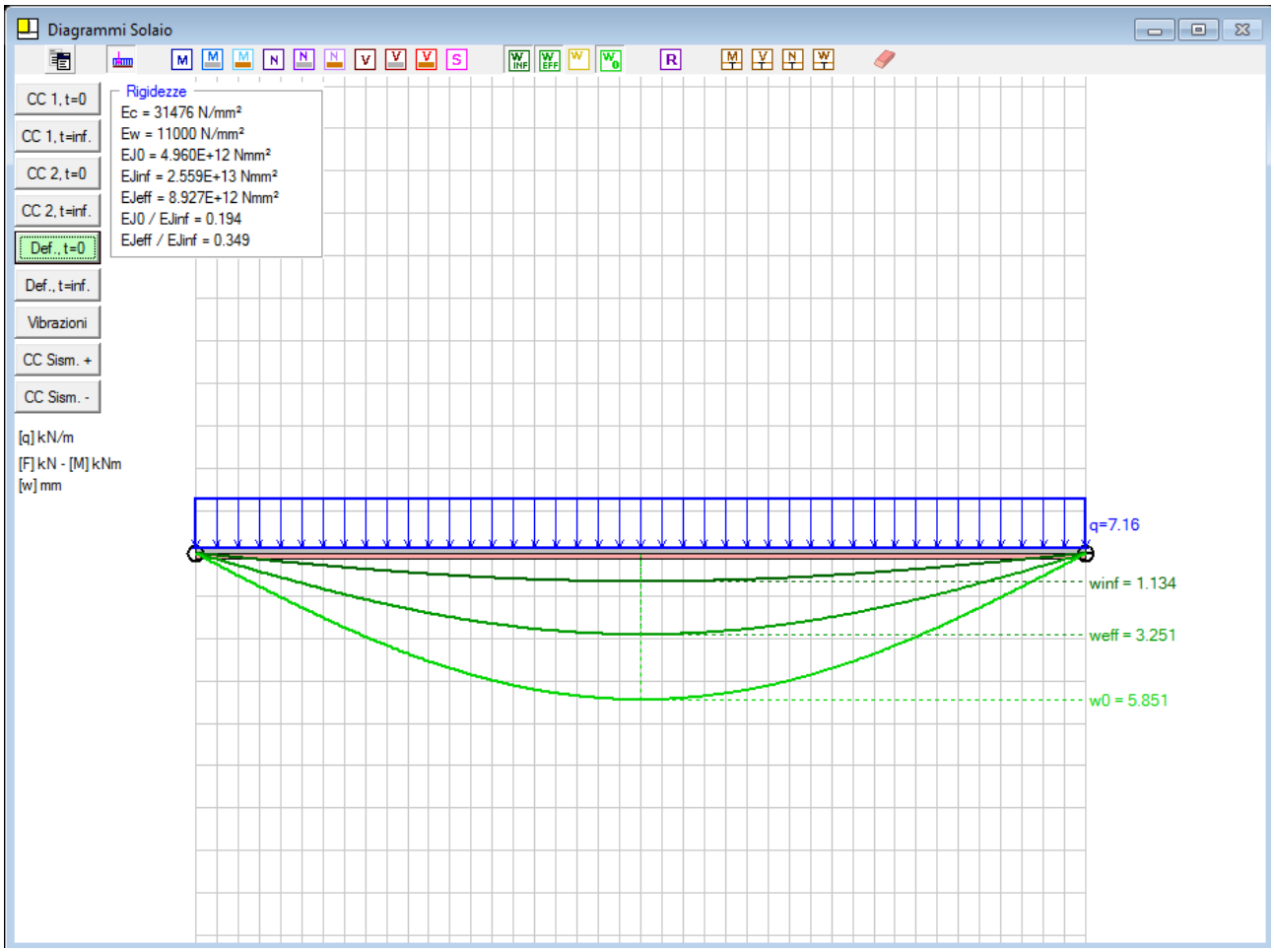
- Coefficienti adimensionali:

γc	γw	αL	γ
0.060	1.000	3.48	0.192

- **Freccia**

(con incremento del 10% rispetto alla deformata flessionale, per tener conto della deformabilità a taglio: §17.6.5 DT206)

Luce L (mm)	Freccia f (mm)	(f/L) 1/	(f/L)max 1/	C.Sic.
4200	3.57	1177	500	**2.355** **(18)**



VERIFICA DI DEFORMABILITA' - TEMPO 0:

diagramma degli spostamenti per le tre ipotesi di connessione infinitamente rigida (winf) (minima deformazione), connessione nulla (w0) (massima deformazione) e connessione deformabile (weff) (deformazione reale, intermedia fra i due casi limite). La freccia massima in mezzeria 3.251 mm corrisponde alla deformata flessionale; nella verifica di sicurezza la freccia viene incrementata del 10% per tener conto della deformabilità a taglio, ed è pertanto pari a 3.57 mm

VERIFICA DI DEFORMABILITA' - TEMPO INFINITO (solaio n° 1)

- per componente istantanea dovuta alla quota 'non quasi permanente' di carico variabile:
- Carico uniforme: q = 1.75 kN/m
- Rigidezze (Ec,Ew in N/mm² - Kconn in N/mm - EJ in N·mm²):

Ec	Ew	Kconn	EJ0	EJinf	EJeff	(EJ0/EJinf)	(EJeff/EJinf)
31476	11000	8982	4.960E+12	2.559E+13	8.927E+12	0.194	0.349

- Distanze (mm):

rc	rw	r	hcg inf	rc inf	rw inf	hcg eff	rc eff	rw eff
111.4	120.0	231.4	288.9	62.5	168.9	152.5	198.9	32.5

- Coefficienti adimensionali:

γc	γw	αL	γ
0.060	1.000	3.48	0.192

- per componente quasi permanente a tempo infinito:
- Carico uniforme: q = 5.41 kN/m
- Rigidezze (Ec,Ew in N/mm² - Kconn in N/mm - EJ in N·mm²):

Ec	Ew	Kconn	EJ0	EJinf	EJeff	(EJ0/EJinf)	(EJeff/EJinf)
8009	6875	5614	2.201E+12	1.146E+13	4.507E+12 **(19)**	0.192	0.393

- Distanze (mm):

rc	rw	r	hcg inf	rc inf	rw inf	hcg eff	rc eff	rw eff
111.4	120.0	231.4	241.2	110.2	121.2	150.2	201.2	30.2

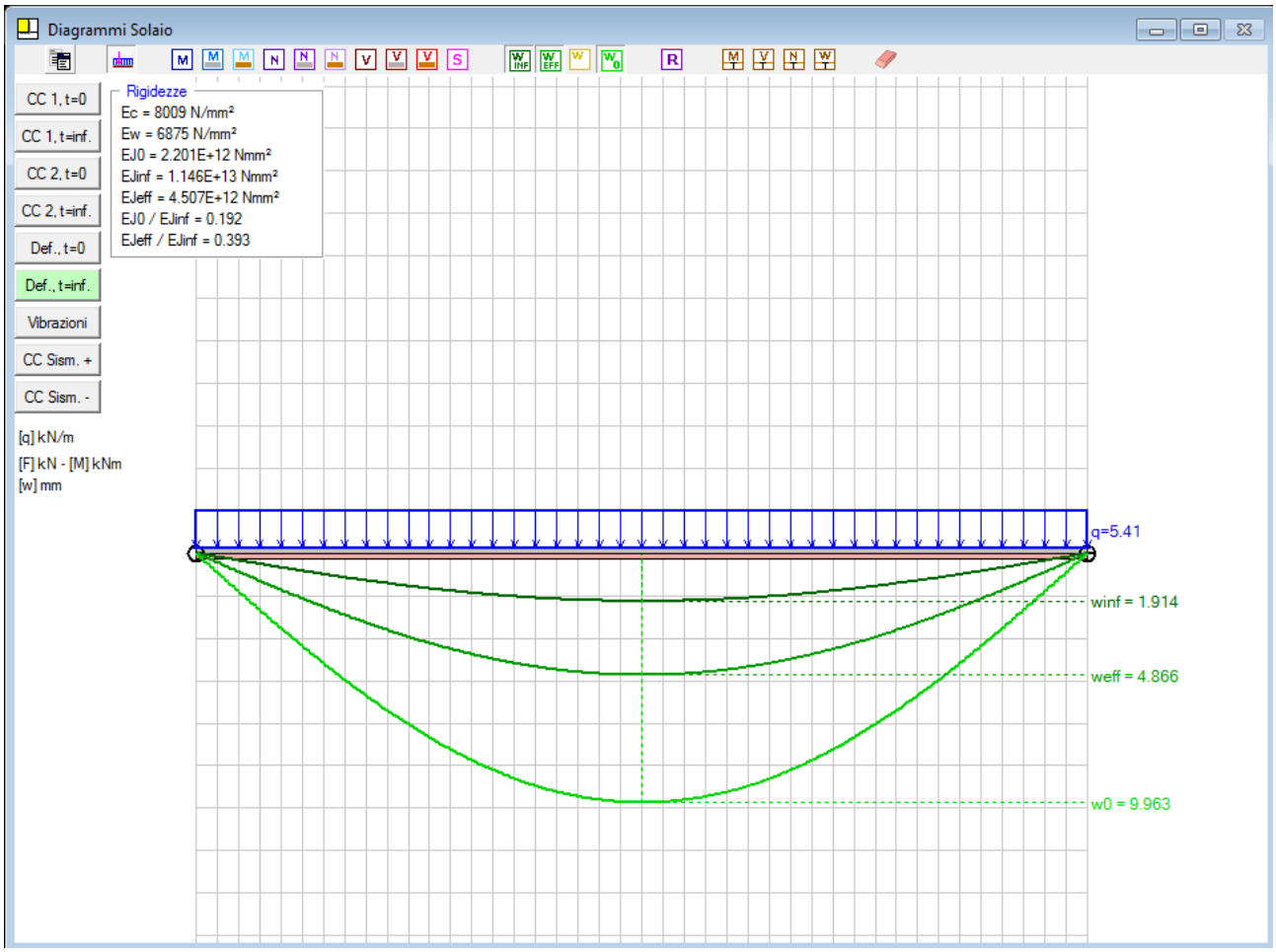
- Coefficienti adimensionali:

γc	γw	αL	γ
0.136	1.000	4.13	0.249

- **Freccia**

(con incremento del 10% rispetto alla deformata flessionale,
per tener conto della deformabilità a taglio: §17.6.5 DT206)

Luce L (mm)	Freccia istantanea (mm)	Freccia quasi perm. (mm)	Freccia f totale (mm)	(f/L) 1/	(f/L)max 1/	C.Sic.
4200	0.87	5.34	6.21	676	300	**2.255** **(20)**



VERIFICA DI DEFORMABILITA' - TEMPO INFINITO:
diagramma degli spostamenti per le tre ipotesi di connessione infinitamente rigida (winf) (minima deformazione), connessione nulla (w0) (massima deformazione) e connessione deformabile (weff) (deformazione reale, intermedia fra i due casi limite).
La freccia massima in mezzeria 4.866 mm si riferisce alla quota 'quasi permanente' e corrisponde alla deformata flessionale;

nella verifica di sicurezza la freccia viene incrementata del 10% per tener conto della deformabilità a taglio, ed è pertanto pari a 5.34 mm (quota 'quasi permanente' che nella verifica viene sommata alla freccia istantanea 0.87)

TRAVETTO

VERIFICA DI DEFORMABILITA' - TEMPO 0 (solaio n° 1)
- Carico uniforme: q = 1.83 kN/m
- Rigidezze (Ew in N/mm² - EJ in N·mm²):

Ew	EJ
11000	3.755E+10

- **Freccia**
  (con incremento del 10% rispetto alla deformata flessionale, per tener conto della deformabilità a taglio: §17.6.5 DT206)

Luce L (mm)	Freccia f (mm)	(f/L) 1/	(f/L)max 1/	C.Sic.
1130	1.14	991	500	**1.982** **(23)**

VERIFICA DI DEFORMABILITA' - TEMPO INFINITO (solaio n° 1)
- per componente istantanea dovuta alla quota 'non quasi permanente' di carico variabile:
- Carico uniforme: q = 0.45 kN/m
- Rigidezze (Ew in N/mm² - EJ in N·mm²):

Ew	EJ
11000	3.755E+10

- per componente quasi permanente a tempo infinito:
- Carico uniforme: q = 1.39 kN/m
- Rigidezze (Ew in N/mm² - EJ in N·mm²):

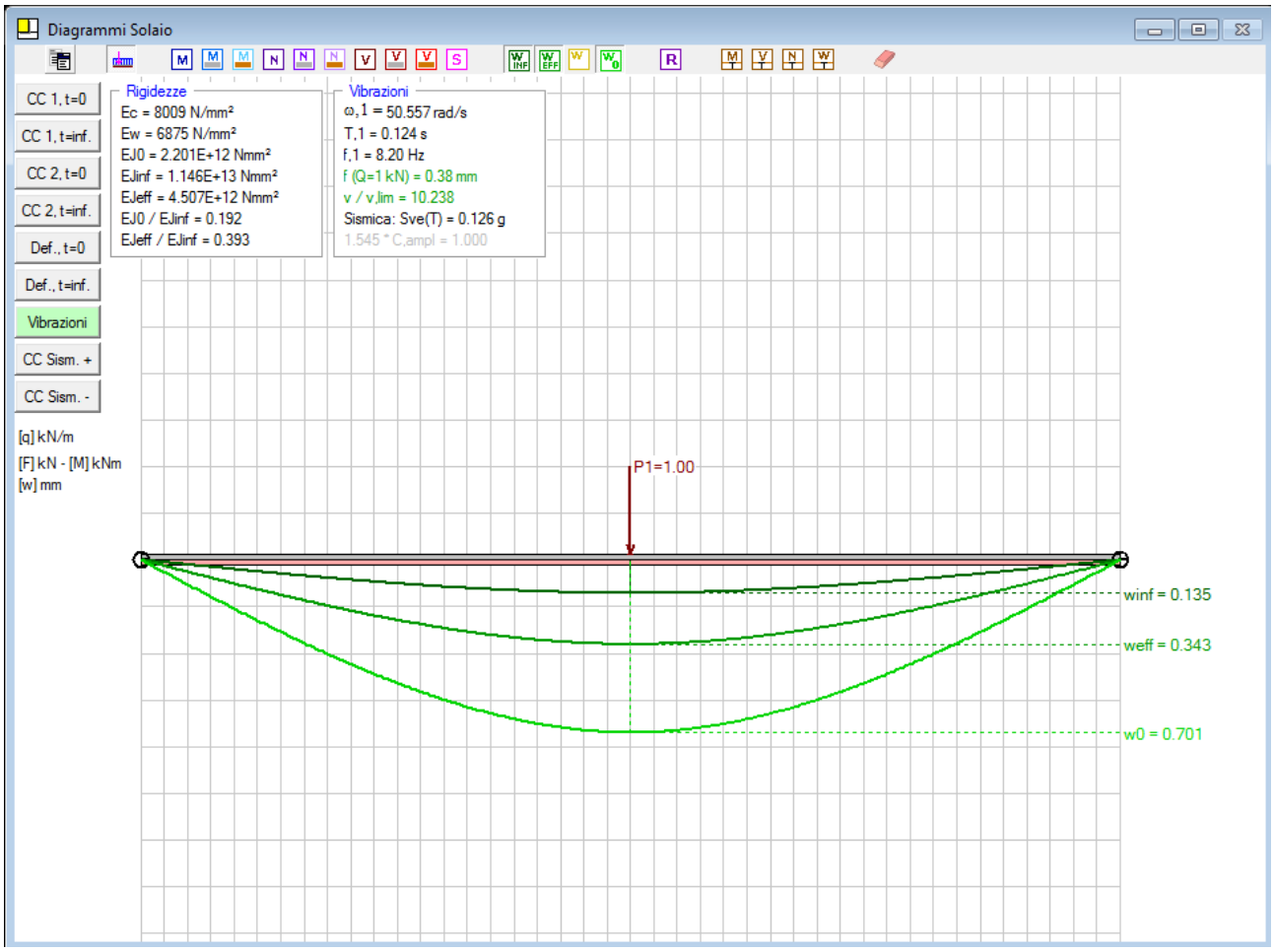
Ew	EJ
6875	2.347E+10

- **Freccia**
  (con incremento del 10% rispetto alla deformata flessionale, per tener conto della deformabilità a taglio: §17.6.5 DT206)

Luce L (mm)	Freccia istantanea (mm)	Freccia quasi perm. (mm)	Freccia f totale (mm)	(f/L) 1/	(f/L)max 1/	C.Sic.
1130	0.28	1.38	1.66	682	300	**2.272** **(24)**

VIBRAZIONI solaio n° 1: **VERIFICA SODDISFATTA**

C.sic. minimo: **1.025**
[Frequenza (trave legno-cls)]



VERIFICA ALLE VIBRAZIONI:
diagramma degli spostamenti (in scala modificata rispetto ai disegni delle deformate delle figure precedenti, per poter apprezzare gli spostamenti sotto il carico unitario in mezzeria) per le tre ipotesi di connessione infinitamente rigida (winf) (minima deformazione), connessione nulla (w0) (massima deformazione) e connessione deformabile (weff) (deformazione reale, intermedia fra i due casi limite)

TRAVE

VERIFICHE DI DEFORMABILITA' E DI FREQUENZA

- Carico concentrato: P = 1.00 kN, nella posizione corrispondente ai massimi effetti di deformazione: x = 2100 mm (da sx)

- Rigidezze (Ec,Ew in N/mm² - Kconn in N/mm - EJ in N·mm²):

Ec	Ew	Kconn	EJ0	EJinf	EJeff	(EJ0/EJinf)	(EJeff/EJinf)
8009	6875	5614	2.201E+12	1.146E+13	4.507E+12	0.192	0.393

- Distanze (mm):

rc	rw	r	hcg inf	rc inf	rw inf	hcg eff	rc eff	rw eff
111.4	120.0	231.4	241.2	110.2	121.2	150.2	201.2	30.2

- Coefficienti adimensionali:

γc	γw	αL	γ
0.136	1.000	4.13	0.249

- **Freccia**

Freccia f (mm/kN)	a (mm/kN)	C.Sic.
0.38	1.00	**2.624**

- **Frequenza**

ω,1 (rad/s)	T,1 (s)	f,1 (Hz)	f,min. (Hz)	C.Sic.
50.557	0.124	8.20	8.00	**1.025**

- **Velocità di risposta all'impulso unitario**

v (m/Ns²)	v,lim. (m/Ns²)	C.Sic.
0.0018	0.0183	**>>1**

SISMICA solaio n° 1: **VERIFICA SODDISFATTA**

C.sic. minimo: **1.878**
[Scorrimento del connettore (trave legno-cls) - CC Sism. +]

TRAVE (verifiche di resistenza)

COMBINAZIONE SISMICA (+) - TEMPO INFINITO (solaio n° 1)
- Carico uniforme: q = 6.09 kN/m
- Rigidezze (Ec,Ew in N/mm² - Kconn in N/mm - EJ in N·mm²):

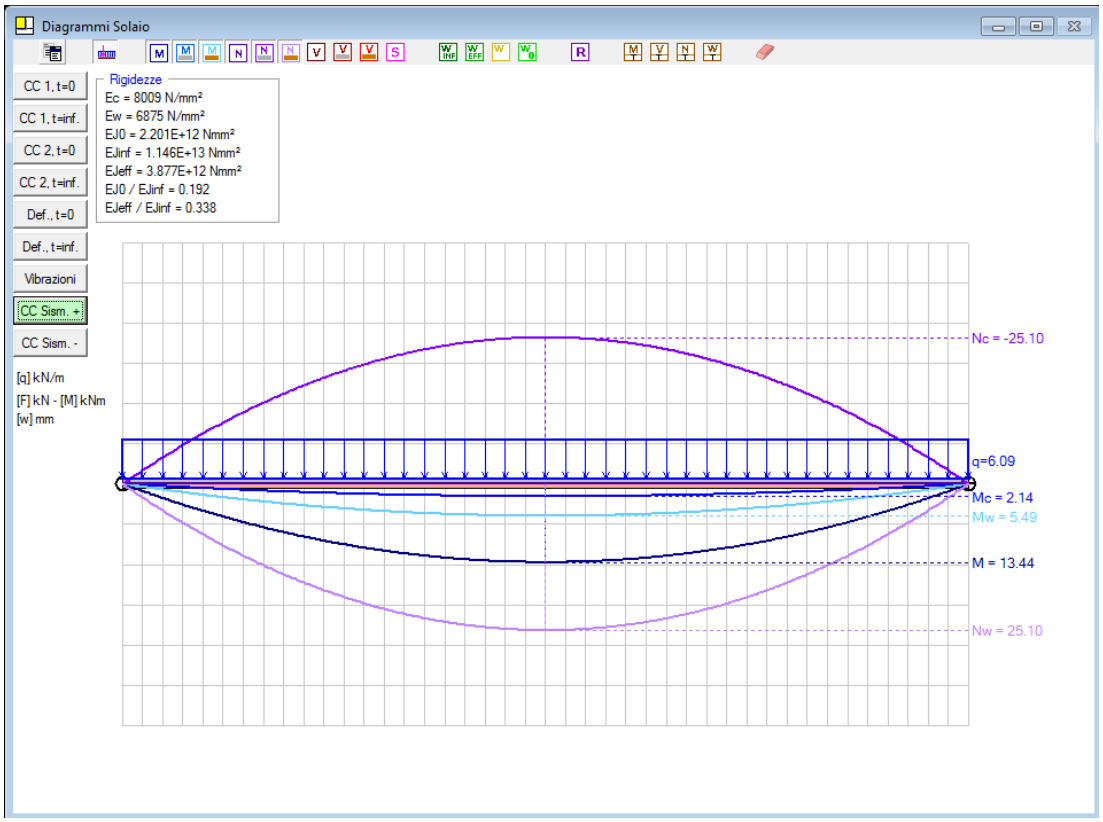
Ec	Ew	Kconn	EJ0	EJinf	EJeff	(EJ0/EJinf)	(EJeff/EJinf)
8009	6875	3742	2.201E+12	1.146E+13	3.877E+12	0.192	0.338

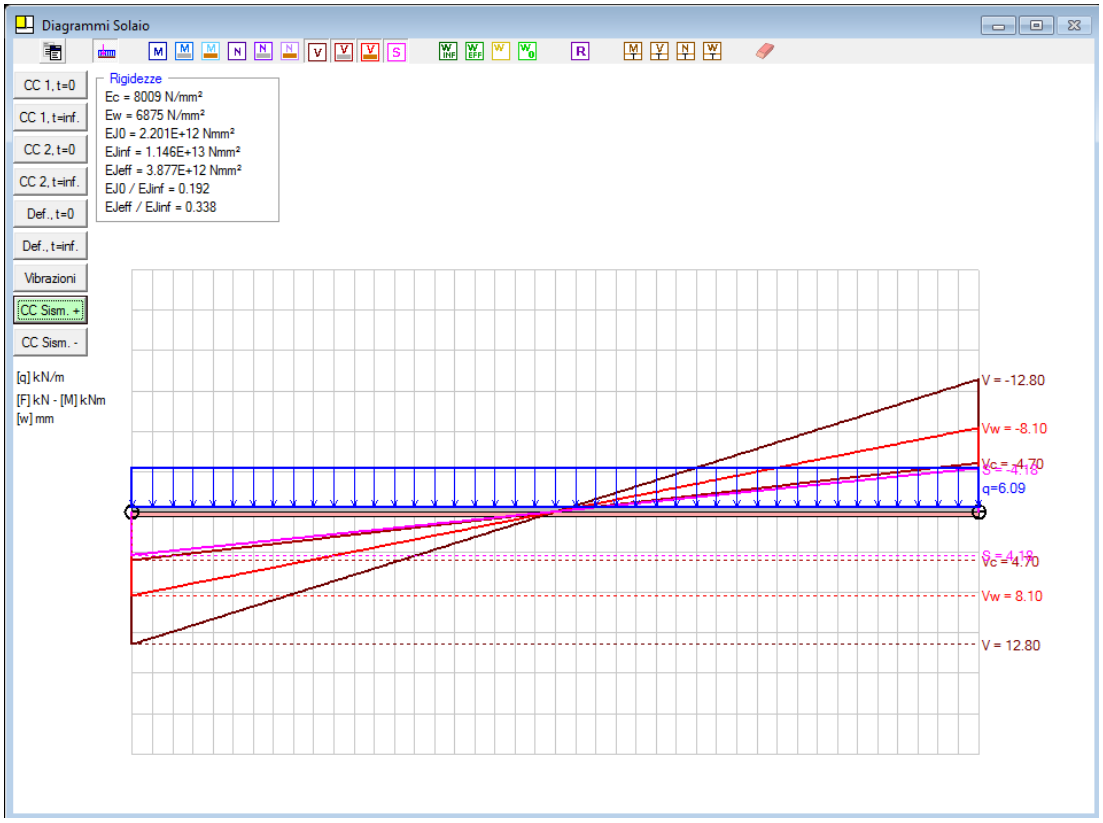
- Distanze (mm):

rc	rw	r	hcg inf	rc inf	rw inf	hcg eff	rc eff	rw eff
111.4	120.0	231.4	241.2	110.2	121.2	141.9	209.5	21.9

- Coefficienti adimensionali:

γc	γw	αL	γ
0.095	1.000	3.37	0.181





COMBINAZIONE SISMICA (+) - TEMPO INFINITO:

nel primo disegno: diagrammi dei Momenti (globale M e nei componenti: Mc nel calcestruzzo e Mw nel legno) e Sforzi normali (Nc nel calcestruzzo, Nw nel legno);
nel secondo disegno: diagrammi dei Tagli (globale V e nei componenti: Vc nel calcestruzzo e Vw nel legno) e dello sforzo S di scorrimento nei connettori

- **M+ (momento positivo): Momento resistente allo SLU (cls con sezione a T)**

N (kN)	My (kNm)	My,rd (kNm)	C.Sic.
-25.10	2.14	8.64	**4.039**

- **Taglio nel cls (D.M.17.1.2018: §4.1.2.3.5.1)**

V,rd1 (kN)	V,rd2 (kN)	V,rd (kN)	V,cd (kN)	C.Sic.
11.25	8.02	11.25	4.70	**2.394**

- **M+ (momento positivo): legno**

fmd	fmyd	ft0d	khy	ft0yd	fc0d	[resistenze fd in (N/mm²)]
17.60	17.60	10.63	1.00	10.63	15.40	

N (kN)	My (kNm)	A (mm²)	Wy (mm³)	σnw (N/mm²)	σmyw (N/mm²)	σnw /fd	σmyw /fd	Σ(σ/fd)	C.Sic.
25.10	5.49	48000	1920000	0.52	2.86	0.049	0.162	0.211	**4.739**

- **Taglio: legno**

hnaw,eff (mm)	V (kN)	Ew (N/mm²)	EJeff (N·mm²)	τw (N/mm²)	fvd (N/mm²)	C.Sic.
142	12.80	6875	3.877E+12	0.23	2.93	**>>1**

- **Taglio nel connettore**

F (N)	Fvrd (N)	C.Sic.
2092	9453	**4.519**

- **Scorrimento del connettore**

F (N)	K (N/mm)	δu (mm)	δu,max (mm)	C.Sic.
2092	3742	0.56	1.05	**1.878**

- **Resistenza della muratura**

RvA (N)	σmed,A (N/mm²)	RvB (N)	σmed,B (N/mm²)	fd,mur (N/mm²)	C.Sic.
12798	0.107	-12798	0.107	0.370	**3.473**

COMBINAZIONE SISMICA (-) - TEMPO INFINITO (solaio n° 1)

- Carico uniforme: q = 4.73 kN/m
- Rigidezze (Ec,Ew in N/mm² - Kconn in N/mm - EJ in N·mm²):

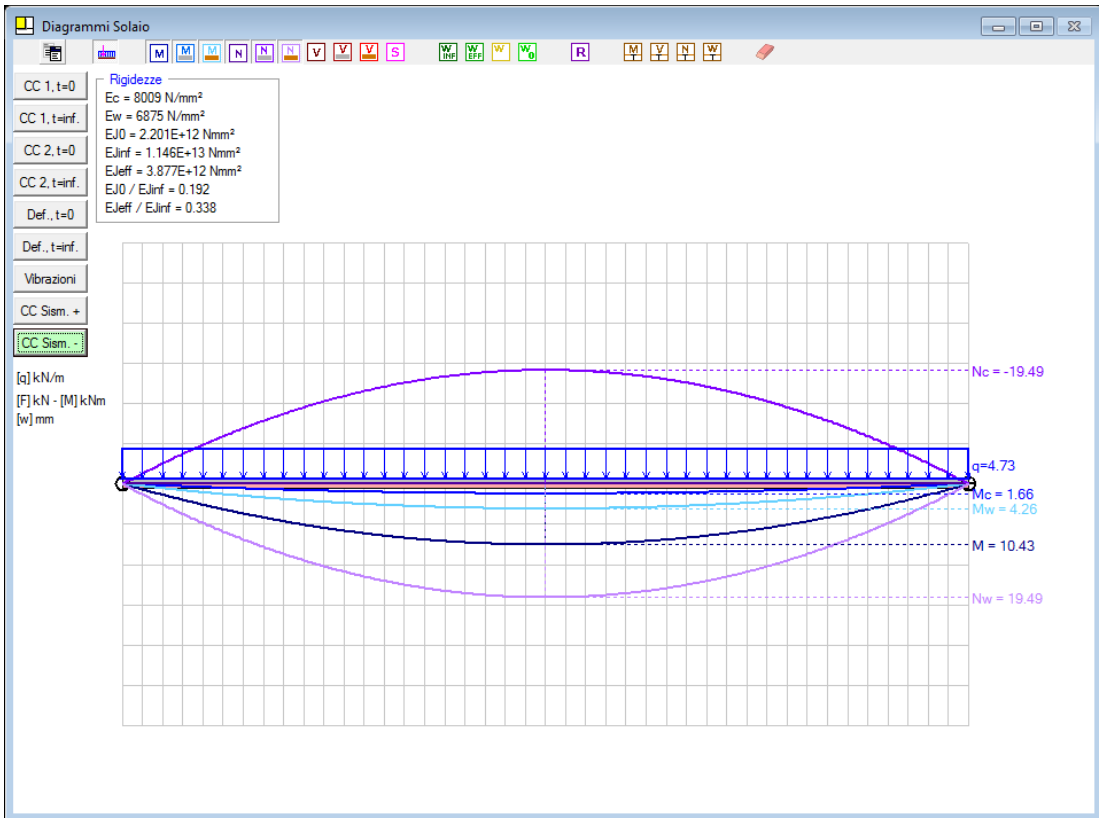
Ec	Ew	Kconn	EJ0	EJinf	EJeff	(EJ0/EJinf)	(EJeff/EJinf)
8009	6875	3742	2.201E+12	1.146E+13	3.877E+12	0.192	0.338

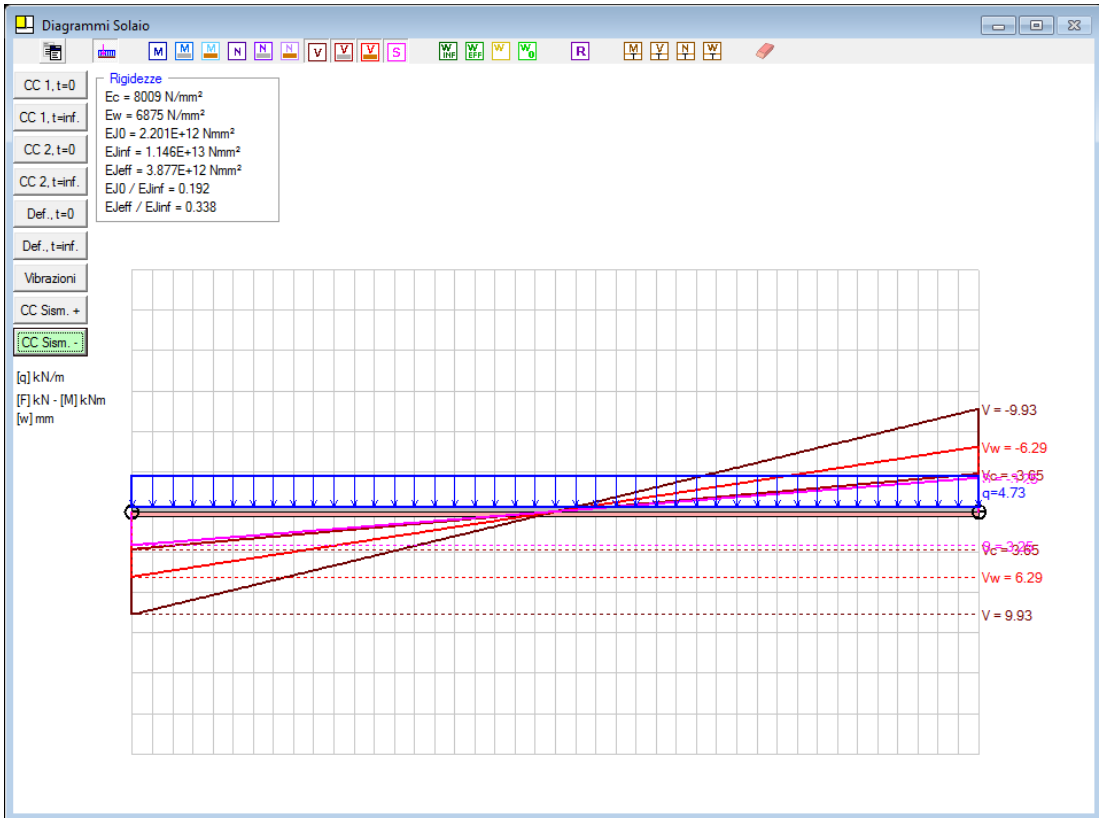
- Distanze (mm):

rc	rw	r	hcg inf	rc inf	rw inf	hcg eff	rc eff	rw eff
111.4	120.0	231.4	241.2	110.2	121.2	141.9	209.5	21.9

- Coefficienti adimensionali:

γc	γw	αL	γ
0.095	1.000	3.37	0.181





COMBINAZIONE SISMICA (-) - TEMPO INFINITO:

nel primo disegno: diagrammi dei Momenti (globale M e nei componenti: Mc nel calcestruzzo e Mw nel legno) e Sforzi normali (Nc nel calcestruzzo, Nw nel legno);
nel secondo disegno: diagrammi dei Tagli (globale V e nei componenti: Vc nel calcestruzzo e Vw nel legno) e dello sforzo S di scorrimento nei connettori

- **M+ (momento positivo): Momento resistente allo SLU (cls con sezione a T)**

N (kN)	My (kNm)	My,rd (kNm)	C.Sic.
-19.49	1.66	8.46	>>1

- **Taglio nel cls (D.M.17.1.2018: §4.1.2.3.5.1)**

V,rd1 (kN)	V,rd2 (kN)	V,rd (kN)	V,cd (kN)	C.Sic.
11.25	8.02	11.25	3.65	**3.084**

- **M+ (momento positivo): legno**

fmd	fmyd	ft0d	khy	ft0yd	fc0d	[resistenze fd in (N/mm²)]
17.60	17.60	10.63	1.00	10.63	15.40	

N (kN)	My (kNm)	A (mm²)	Wy (mm³)	σnw (N/mm²)	σmyw (N/mm²)	σnw /fd	σmyw /fd	Σ(σ/fd)	C.Sic.
19.49	4.26	48000	1920000	0.41	2.22	0.038	0.126	0.164	>>1

- **Taglio: legno**

hnaw,eff (mm)	V (kN)	Ew (N/mm²)	EJeff (N·mm²)	τw (N/mm²)	fvd (N/mm²)	C.Sic.
142	9.93	6875	3.877E+12	0.18	2.93	>>1

- **Taglio nel connettore**

F (N)	Fvrd (N)	C.Sic.
1624	9453	>>1

- **Scorrimento del connettore**

F (N)	K (N/mm)	δu (mm)	δu,max (mm)	C.Sic.
1624	3742	0.43	1.05	**2.420**

- **Resistenza della muratura**

RvA (N)	σmed,A (N/mm²)	RvB (N)	σmed,B (N/mm²)	fd,mur (N/mm²)	C.Sic.
9934	0.083	-9934	0.083	0.370	**4.474**

FUOCO: COMBINAZIONE ECCEZIONALE solaio n° 1: **VERIFICA SODDISFATTA**

C.sic. minimo: **1.220**
[Momento: legno (travetto legno)]

TRAVE

VERIFICHE DI RESISTENZA

d,ef (mm)	b,ef (mm)	h,ef (mm)	Aw (mm²)	Wy (mm²)	Wz (mm²)
55	90	185	16650	513375	249750

- Carico uniforme: q = 5.41 kN/m

- **Momento: legno**

fmd,fi	kh	fmd	[resistenze fd in (N/mm²)]
30.00	1.00	30.00	

My (kNm)	σm,fi (N/mm²)	σm,fi /fd	C.Sic.
11.93	23.25	0.770	1.299(25)

- **Taglio: legno**

V (kN)	τ,fi (N/mm²)	fvd,fi (N/mm²)	C.Sic.
11.37	1.02	5.00	4.883(26)

TRAVETTO (legno; orizzontale). Tipo di vincolamento: appoggio-appoggio

- **Resistenze di progetto**

- Legno: fd = fk·(k,mod/γM) dove (k,mod/γM) vale: in CC1 (media): 0.533, in CC2 (perm.): 0.400
(media e perm.: classi di durata del carico; resistenze: k=caratteristica, d=di progetto)

	Legno (N/mm²) fm	ft0	fc0	fv
k	24.00	14.50	21.00	4.00
d (media)	12.80	7.73	11.20	2.13
d (permanente)	9.60	5.80	8.40	1.60
d (istantanea)	17.60	10.63	15.40	2.93

- **Carichi di superficie di progetto** agenti sulla sezione composta (kN/m²)

CC1 (media durata: tutti i carichi) = 8.19
- quota parte di carico di lunga durata = 6.09
- quota parte di carico istantanea = 2.10

CC2 (lunga durata: solo permanenti) = 5.19
CC rara = 5.73

- **Coefficienti moltiplicativi per la viscosità**

Legno: (1/1+kdef) = 0.625

COMBINAZIONE (1): MEDIA DURATA (TUTTI I CARICHI) - TEMPO 0. VERIFICHE DI RESISTENZA (solaio n° 1)

- Carico uniforme: q = 2.62 kN/m
- Rigidezze (Ew in N/mm² - EJ in N·mm²):

Ew	EJ
11000	3.755E+10

- **M+ (momento positivo): legno**

fmd	fmyd	ft0d	khy	ft0yd	fc0d	[resistenze fd in (N/mm²)]
12.80	14.52	7.73	1.13	8.77	11.20	

N (kN)	My (kNm)	A (mm²)	Wy (mm³)	σnw (N/mm²)	σmyw (N/mm²)	σnw /fd	σmyw /fd	Σ(σ/fd)	C.Sic.
0.00	0.42	6400	85333	0.00	4.90	0.000	0.338	0.338	2.959(21)

- **Taglio: legno**

hnaw,eff (mm)	V (kN)	Ew (N/mm²)	EJeff (N·mm²)	τw (N/mm²)	fvd (N/mm²)	C.Sic.
0	1.48	11000	3.877E+12	0.35	2.13	>>1(22)

COMBINAZIONE (1): MEDIA DURATA (TUTTI I CARICHI) - TEMPO INFINITO. VERIFICHE DI RESISTENZA (solaio n° 1)

- Carico uniforme: q = 2.62 kN/m
- Rigidezze (Ew in N/mm² - EJ in N·mm²):

Ew	EJ
7933	2.708E+10

- **M+ (momento positivo): legno**

fmd	fmyd	ft0d	khy	ft0yd	fc0d	[resistenze fd in (N/mm²)]
12.80	14.52	7.73	1.13	8.77	11.20	

N (kN)	My (kNm)	A (mm²)	Wy (mm³)	σnw (N/mm²)	σmyw (N/mm²)	σnw /fd	σmyw /fd	Σ(σ/fd)	C.Sic.
0.00	0.42	6400	85333	0.00	4.90	0.000	0.338	0.338	**2.959**

- **Taglio: legno**

hnaw,eff (mm)	V (kN)	Ew (N/mm²)	EJeff (N·mm²)	τw (N/mm²)	fvd (N/mm²)	C.Sic.
0	1.48	7933	3.877E+12	0.35	2.13	>>1

COMBINAZIONE (2): LUNGA DURATA (SOLO CARICHI PERMANENTI) - TEMPO 0. VERIFICHE DI RESISTENZA (solaio n° 1)

- Carico uniforme: q = 1.66 kN/m
- Rigidezze (Ew in N/mm² - EJ in N·mm²):

Ew	EJ
11000	3.755E+10

- **M+ (momento positivo): legno**

fmd	fmyd	ft0d	khy	ft0yd	fc0d	[resistenze fd in (N/mm²)]
9.60	10.89	5.80	1.13	6.58	8.40	

N (kN)	My (kNm)	A (mm²)	Wy (mm³)	σnw (N/mm²)	σmyw (N/mm²)	σnw /fd	σmyw /fd	Σ(σ/fd)	C.Sic.
0.00	0.27	6400	85333	0.00	3.11	0.000	0.285	0.285	**3.509**

- **Taglio: legno**

hnaw,eff (mm)	V (kN)	Ew (N/mm²)	EJeff (N·mm²)	τw (N/mm²)	fvd (N/mm²)	C.Sic.
0	0.94	11000	3.877E+12	0.22	1.60	>>1

COMBINAZIONE (2): LUNGA DURATA (SOLO CARICHI PERMANENTI) - TEMPO INFINITO. VERIFICHE DI RESISTENZA (solaio n° 1)

- Carico uniforme: q = 1.66 kN/m
- Rigidezze (Ew in N/mm² - EJ in N·mm²):

Ew	EJ
6875	2.347E+10

- **M+ (momento positivo): legno**

fmd	fmyd	ft0d	khy	ft0yd	fc0d	[resistenze fd in (N/mm²)]
9.60	10.89	5.80	1.13	6.58	8.40	

N (kN)	My (kNm)	A (mm²)	Wy (mm³)	σnw (N/mm²)	σmyw (N/mm²)	σnw /fd	σmyw /fd	Σ(σ/fd)	C.Sic.
0.00	0.27	6400	85333	0.00	3.11	0.000	0.285	0.285	**3.509**

- **Taglio: legno**

hnaw,eff (mm)	V (kN)	Ew (N/mm²)	EJeff (N·mm²)	τw (N/mm²)	fvd (N/mm²)	C.Sic.
0	0.94	6875	3.877E+12	0.22	1.60	>>1

TRAVETTO

VERIFICA DI DEFORMABILITA' - TEMPO 0 (solaio n° 1)
- Carico uniforme: q = 1.83 kN/m
- Rigidezze (Ew in N/mm² - EJ in N·mm²):

Ew	EJ
11000	3.755E+10

- **Freccia**
  (con incremento del 10% rispetto alla deformata flessionale, per tener conto della deformabilità a taglio: §17.6.5 DT206)

Luce L (mm)	Freccia f (mm)	(f/L) 1/	(f/L)max 1/	C.Sic.
1130	1.14	991	500	**1.982**(22)

VERIFICA DI DEFORMABILITA' - TEMPO INFINITO (solaio n° 1)
- per componente istantanea dovuta alla quota 'non quasi permanente' di carico variabile:
- Carico uniforme: q = 0.45 kN/m
- Rigidezze (Ew in N/mm² - EJ in N·mm²):

Ew	EJ
11000	3.755E+10

- per componente quasi permanente a tempo infinito:
- Carico uniforme: q = 1.39 kN/m
- Rigidezze (Ew in N/mm² - EJ in N·mm²):

Ew	EJ
6875	2.347E+10

- **Freccia**
  (con incremento del 10% rispetto alla deformata flessionale, per tener conto della deformabilità a taglio: §17.6.5 DT206)

Luce L (mm)	Freccia istantanea (mm)	Freccia quasi perm. (mm)	Freccia f totale (mm)	(f/L) 1/	(f/L)max 1/	C.Sic.
1130	0.28	1.38	1.66	682	300	**2.272**(23)

TRAVETTO

VERIFICHE DI RESISTENZA

d,ef (mm)	b,ef (mm)	h,ef (mm)	Aw (mm²)	Wy (mm²)	Wz (mm²)
31	18	49	882	7203	2646

- Carico uniforme: q = 1.39 kN/m

- **Momento: legno**

fmd,fi	kh	fmd	[resistenze fd in (N/mm²)]
30.00	1.25	37.52	

My (kNm)	σm,fi (N/mm²)	σm,fi /fd	C.Sic.
0.22	30.70	0.820	**1.220**(27)

- **Taglio: legno**

V (kN)	τ,fi (N/mm²)	fvd,fi (N/mm²)	C.Sic.
0.78	1.33	5.00	**3.755**(28)

COEFFICIENTI DI SICUREZZA SOLAIO n° 1

Coefficienti minimi, con corrispondente Combinazione di Carico

TRAVE

Resistenza:

- Calcestruzzo: **1.076** (CC 1, t=0)
- Legno: **2.227** (CC 1, t=inf.)
- Connettori: **1.372** (CC 1, t=inf.)
- Muratura: **1.378** (CC 1, t=0)

Deformabilità: **2.255** (t=inf.)

Fuoco: **1.299**

Vibrazioni: **1.025**

Sismica:

- Calcestruzzo: **2.394** (CC Sism. +)
- Legno: **4.739** (CC Sism. +)
- Connettori: **1.878** (CC Sism. +)
- Muratura: **3.473** (CC Sism. +)

TRAVETTO

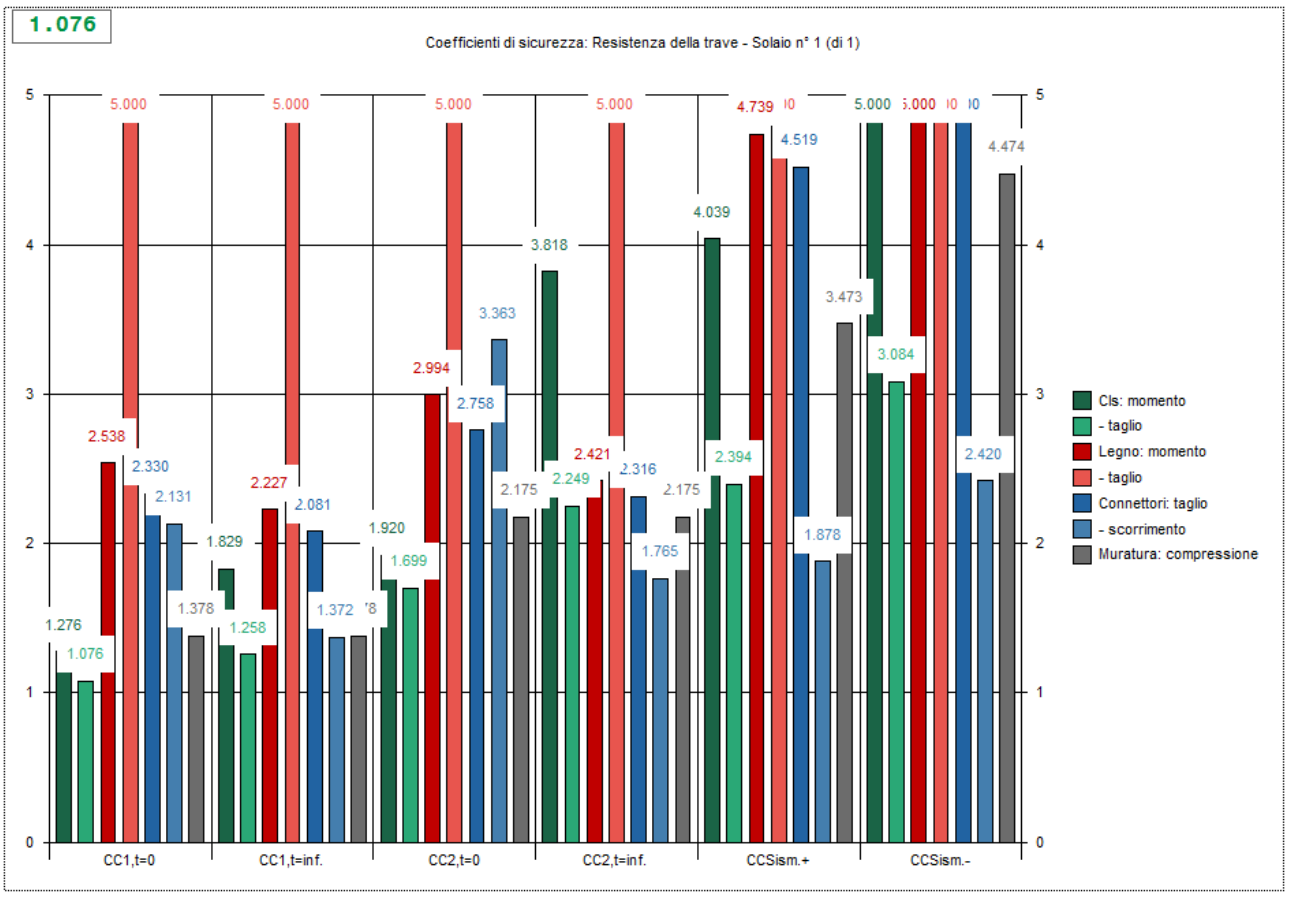
Resistenza:

- Calcestruzzo: **>>1**
- Legno: **2.959** (CC 1, t=0)
- Connettori: **>>1**

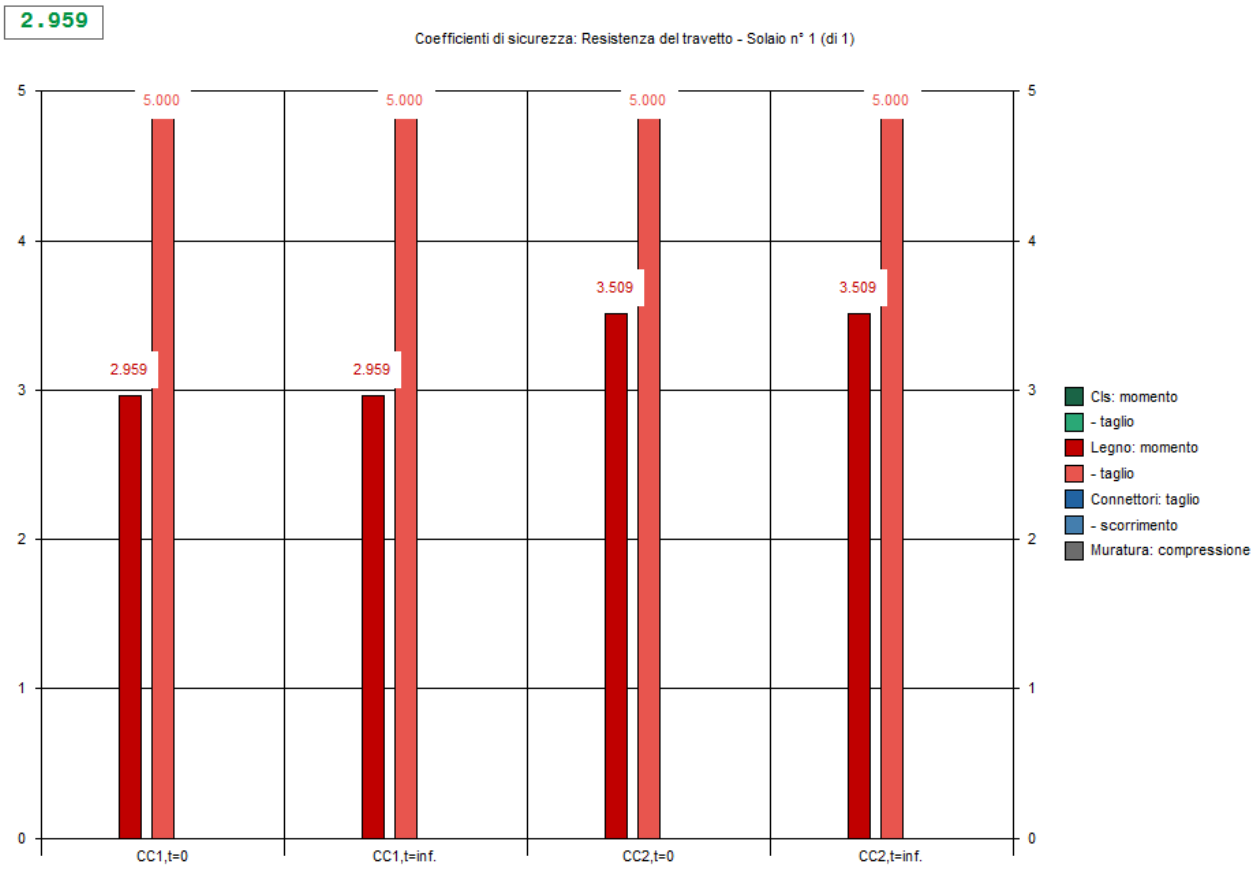
Deformabilità: **1.982** (t=0)

Fuoco: **1.220**

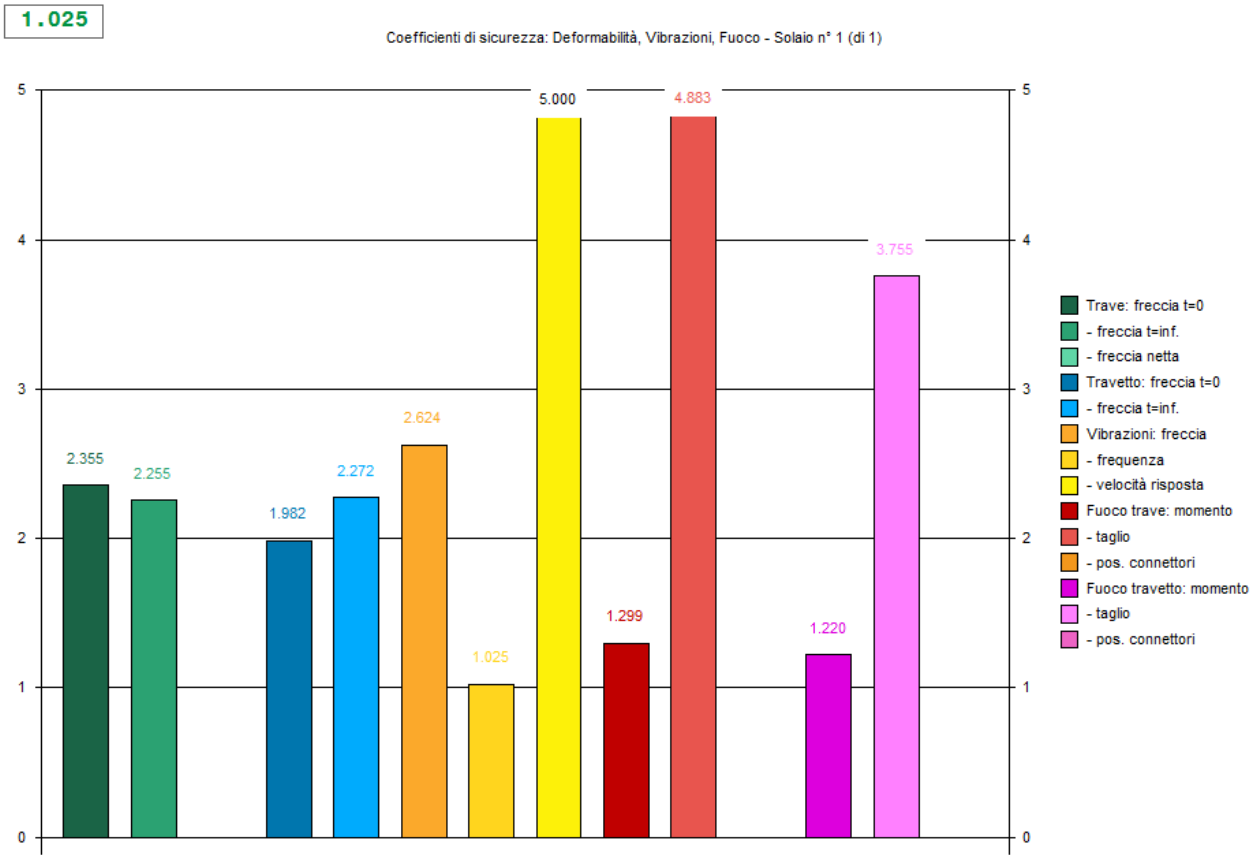
Risultati grafici in termini di Coefficienti di Sicurezza suddivisi in categorie:



Coefficienti di sicurezza per la resistenza della trave principale



Coefficienti di sicurezza per la resistenza del travetto



Coefficienti di sicurezza per deformabilità, vibrazioni, fuoco

C.2. ESEMPIO_2: DA ISTRUZIONI CNR-DT 206 R1/2018 (VALIDAZIONE)

Il file *Esempio_2*, installato da SLC nella cartella di apprendimento: \Aedes20xx\Slc\Es-Apprendi e nella cartella dei progetti: \Aedes20xx\Slc\Progetti, si riferisce al caso illustrato nel paragrafo §17.6.5 delle CNR-DT 206 R1/2018.
Nel documento normativo l'analisi è stata condotta adottando per i moduli di elasticità a tempo infinito una formulazione semplificata, riducendo i valori per il calcestruzzo attraverso il coefficiente di viscosità φ e del legno attraverso il coefficiente di deformazione k_{def}:
$E_{1\infty} = E_1 / (1+\varphi)$, $E_2 = E_2 / (1+k_{def})$.
SLC propone anche un calcolo più preciso della riduzione dei moduli: il loro valore viene ottenuto dalla media delle caratteristiche elastiche intere e ridotte pesata in funzione della durata del carico (per il carico variabile Q_k, ψ_2 rappresenta la quota parte di carico quasi permanente, da considerare quindi ai fini della effetti della viscosità):

$$E_{1\infty} = E_1 * \frac{\dfrac{(\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \psi_2 \gamma_Q Q_k)}{(1+\varphi)} + \dfrac{(1-\psi_2)\gamma_Q Q_k}{1}}{(\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_Q Q_k)}$$

$$E_{2\infty} = E_2 * \frac{\dfrac{(\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \psi_2 \gamma_Q Q_k)}{(1+k_{def})} + \dfrac{(1-\psi_2)\gamma_Q Q_k}{1}}{(\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_Q Q_k)}$$

L'esempio n°2 fornito a corredo di SLC si compone di due solai: il primo con calcolo dei moduli di elasticità tramite media pesata sui carichi; il secondo, con calcolo del tutto conforme all'esempio riportato nelle CNR-DT 206 R1/2018: a questo secondo solaio si riferiscono i risultati illustrati.

Nelle pagine seguenti si riproduce §17.6.5, ponendo a lato di alcuni dati e risultati significativi un codice numerico, ad es.: **(1)**, utilizzato nella relazione prodotta da SLC e allegata successivamente per il confronto fra il calcolo contenuto nel documento normativo e quello elaborato dal software.

Alcune osservazioni su questo esempio.
Nel documento normativo è contenuta un'imprecisione sui coefficienti di combinazione γ_G: i due coefficienti γ_{G1} e γ_{G2} sono uniformati nel valore 1.3, mentre il D.M.17.1.2018, in Tab.2.6.I §2.6.1, indica: γ_{G1}=1.3 e γ_{G2}=1.5 (coefficienti γ_F della colonna A1). Al fine di operare un confronto efficace tra l'elaborazione di SLC e il contenuto normativo, nel solaio n°2 si è imposto γ_{G2}=1.3, operazione resa possibile da fatto che i valori dei coefficienti γ_F in SLC sono in input.
Sono state inoltre rilevate alcune imprecisioni, entrambe corrette nella riproduzione di seguito riportata:
- nella lunghezza totale del connettore (pag. 150 del documento) si ha: L_C=84 (e non 35);
- valori numerici nella verifica a trazione per flessione (intradosso della soletta in c.a.) a tempo ∞ per la combinazione di carico 1 (di media durata) (pag. 155 del documento);
- rigidezza della connessione a tempo ∞ per la verifica di deformabilità (pag. 157 del documento).

Tutti i parametri controllati mostrano ottima corrispondenza fra il documento normativo e i risultati dell'elaborazione con SLC, accettando ovviamente le piccole differenze dovute agli arrotondamenti e alle precisioni utilizzate.

Nelle pagine seguenti:
esempio di calcolo di solaio misto in legno e calcestruzzo tratto dalle CNR-DT 206 R1/2018, anzitutto riprodotto dal testo normativo, e successivamente elaborato con SLC.

17.6.5 - Progetto-verifica di un solaio misto in legno lamellare - soletta in calcestruzzo

Si effettua il progetto e la verifica di un solaio in sistema misto legno lamellare-calcestruzzo.
Si suppone che il solaio in oggetto copra una superficie di 25 m^2(5 m x 5 m) all'interno dell'impalcato-tipo di una costruzione adibita a civile abitazione.
In Figura 17-8è rappresentata la sezione tipica del solaio da progettare.

L'esempio di calcolo è stato svolto in relazione alle indicazioni delle presenti Istruzioni seguendo l'approccio proposto nel testo: Piazza M., Tomasi R., Modena R. (2005), *Strutture in Legno. Materiale, calcolo e progetto secondo le nuove normative europee,* Biblioteca Tecnica Hoepli, Milano.

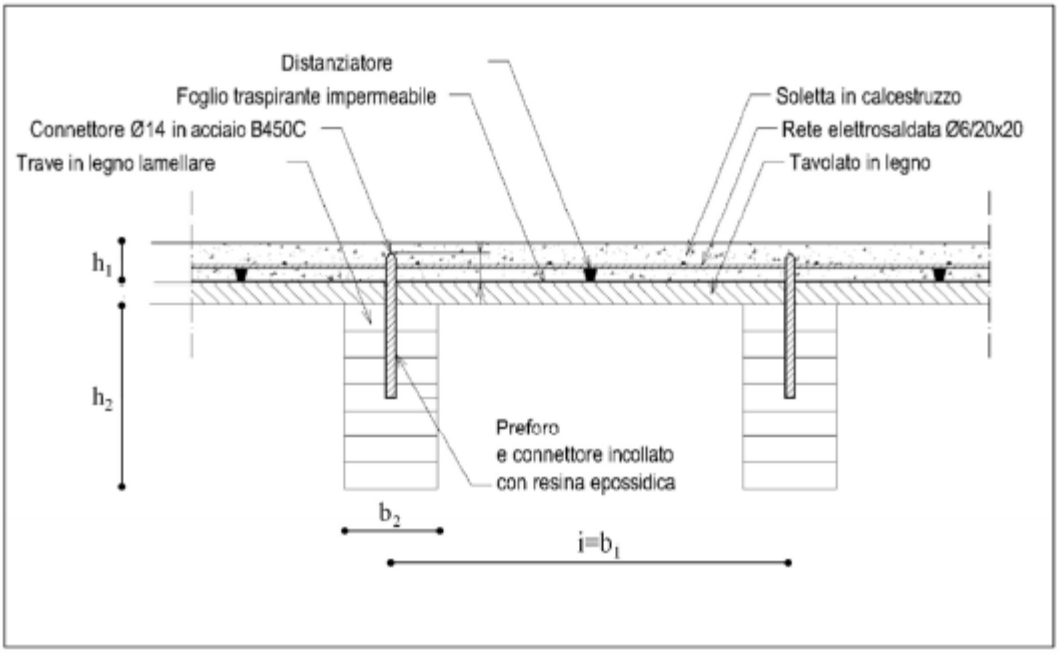


Figura 17-8 - Sezione-tipo del solaio misto legno-calcestruzzo

GEOMETRIA E MATERIALI

<u>Dati geometrici</u>	
Luce campata	L = 5.00 m
Interasse travi in legno	i = 600 mm
Altezza solaio	h = 310 mm
Spessore soletta in calcestruzzo	h_1= 50 mm
Spessore tavolato	h_3= 30 mm
Larghezza base travi in legno	b_2= 100 mm
Altezza travi in legno	h_2= 280 mm

Legno lamellare incollato classe GL24h

resistenza caratteristica a flessione	$f_{m,k}$ = 24 N/mm^2
resistenza caratteristica a trazione	$f_{t,o,k}$ = 19.2 N/mm^2
resistenza caratteristica a compressione	$f_{c,o,k}$ = 24 N/mm^2
resistenza caratteristica a taglio	$f_{v,k}$ = 3.5 N/mm^2
modulo di elasticità medio	$E_{o,m}$ = 11500 N/mm^2
modulo tangenziale medio	G_{mean} = 650 N/mm^2
modulo di elasticità caratteristico	$E_{0.05}$= 9600 N/mm^2
modulo tangenziale caratteristico	$G_{0.05}$= 540 N/mm^2
massa volumica caratteristica	ρ_k = 385 kg/m^3
massa volumica media	$\rho_m = \gamma_{trave}$ = 420 kg/m^3

Coefficienti per il legno lamellare(classe di servizio 1)

fattore parziale di sicurezza legno:	$\gamma_{M,l}$ = 1.45 (per legno lamellare, come da NTC'08)
coefficiente di modificazione per carico permanente:	k_{mod} = 0.60
coefficiente di modificazione per carico di media durata:	k_{mod} = 0.80
coefficiente di deformabilità	k_{def} = 0.60

Tavolato in legno (s = 30 mm)

Peso per unità di volume	γ_{tav} = 600 kg/m^3

Calcestruzzo classe C25/30

fattore parziale di sicurezza calcestruzzo:	$\gamma_{M,cls}$ = 1.50 (come da NTC'08)
resistenza caratteristica a compressione	f_{ck} = 25 N/mm^2
resistenza media a compressione	f_{cm} = 33 N/mm^2
resistenza media a trazione	f_{ctm} = 2.56 N/mm^2
resistenza caratteristica a trazione	f_{ctk} = 1.80 N/mm^2
modulo di elasticità medio	$E_{c,m}$ = 31476 N/mm^2
peso specifico	γ_{cls} = 2500 kg/m^3
coefficiente di viscosità	φ_c = 2.00

Coefficienti per i carichi allo SLU

coefficiente incremento carichi permanenti strutturali	γ_{G1} = 1.30
coefficiente incremento carichi permanenti non strutturali	γ_{G2} = 1.50
coefficiente incremento carichi variabili	γ_Q = 1.50
coefficiente di combinazione per carichi variabili	ψ_2 = 0.20

Connettori (barre a.m. φ =14 mm – acciaio B450C) (v. Figura 17-9)

Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk} = 450 MPa
Tensione caratteristica di rottura	f_{uk} = 540 MPa
Lunghezza min. di infissione nelle travi di legno	$L_{w,min} = 6\ \varphi = 6 \times 14 = 84$ mm
Lunghezza min. di infissione nella soletta in calcestruzzo	$L_{c,min} = 2.5\ \varphi = 2.5 \times 14 = 35$ mm
Lunghezza totale connettore	$L_{conn} = L_c + h_3 + L_w$ = 35+30+35 = 149 mm
Interasse minimo connettori	s_{min} = 100 mm 84
Interasse massimo connettori	s_{max} = 200 mm
Interasse equivalente connettori	$s_{eq} = 0.75 \cdot s_{min} + 0.25 \cdot s_{max}$ = 125 mm

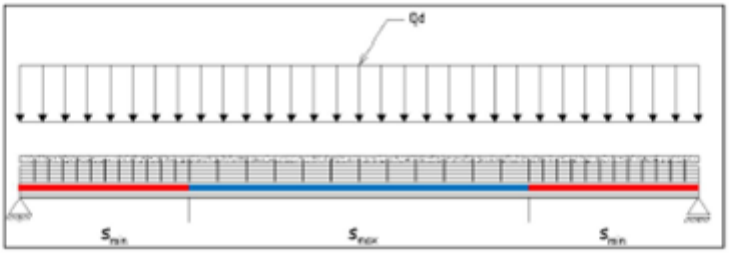


Figura 17-9 - Disposizione dei connettori all'interno della trave

CARICHI E CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO (SLU):

Come carichi unitari si considerano i pesi propri ($g_{1,k}$ e $g_{2,k}$) e i sovraccarichi variabili (q_k) riferiti ad una fascia di solaio pari ad 1 metro:

$$g_{1,k} = (h_1 \cdot 1) \cdot \gamma_{cls} + (h_3 \cdot 1) \cdot \gamma_{tav} + \frac{(h_2 \cdot b_2)}{i} \cdot \gamma_{trave} = 1.63 \text{ kN/m}^2$$

$$g_{2,k} = 0.95 \text{ kN/m}^2$$

$$q_k = 2.00 \text{ kN/m}^2$$

Per le verifiche allo SLU si considerano due combinazioni di azioni (riferite ad una fascia di solaio pari all'interasse tra le travi = 600mm), che producono le relative caratteristiche della sollecitazione.

1) Combinazione delle azioni di "media durata" ($q_{Ed,1}$): pesi proprie sovraccarichi variabili:

$$q_{Ed,1} = \left[\gamma_g \cdot (g_{1,k} + g_{2,k}) + \gamma_q \cdot q_k\right] \cdot i = 3.82 \text{ kN/m} \Rightarrow \begin{cases} M_{Ed} = \dfrac{q_{Ed,1} \cdot L^2}{8} = 11.93 \text{ kNm} \\ V_{Ed} = \dfrac{q_{Ed,1} \cdot L}{2} = 9.55 \text{ kN} \end{cases}$$

(1)

2) Combinazione delle azioni "permanente" ($q_{Ed,2}$): solo pesi propri senza sovraccarichi variabili:

$$q_{Ed,2} = \left[\gamma_g \cdot (g_{1,k} + g_{2,k})\right] \cdot i = 2.02 \text{ kN/m} \Rightarrow \begin{cases} M_{Ed} = \dfrac{q_{Ed,2} \cdot L^2}{8} = 6.31 \text{ kNm} \\ V_{Ed} = \dfrac{q_{Ed,2} \cdot L}{2} = 5.05 \text{ kN} \end{cases}$$

(2)

La combinazione delle azioni che dà origine alle sollecitazioni maggiori non corrisponde sempre a quella con i carichi più alti.
Infatti i coefficienti k_{mod} per la valutazione della resistenza di calcolo del legno sono diversi nei due casi:

- k_{mod}= 0.80 per la combinazione di "media durata"
- k_{mod}= 0.60 per la combinazione "permanente"

CARICHI ALLO STATO LIMITE DI SERVIZIO (SLE):

Per le verifiche di deformabilità allo SLE si utilizzano le due seguenti combinazioni di carico:

$q_{Ed,RARA} = \left[g_{1,k} + g_{2,k} + q_k\right] \cdot i = 2.75\ kN/m$ (combinazione "caratteristica")

$q_{Ed,QP} = \left[g_{1,k} + g_{2,k} + \psi_2 \cdot q_k\right] \cdot i = 1.79\ kN/m$ (combinazione "quasi permanente")

RESISTENZA E RIGIDEZZA DEI CONNETTORI

- momento di snervamento del connettore:

$$M_{y,k} = 0.3 \cdot f_{u,k} \cdot d^{2.6} = 0.3 \cdot 540 \cdot 14^{2.6} = 154685\ Nmm$$

- resistenza a rifollamento del legno GL24h, avente $\rho_k = 385 kg/m^3$, per $\alpha = 0°$:

$$f_{h,0,k} = 0.082 \cdot (1 - 0.01 \cdot d) \cdot \rho_k = 0.082 \cdot (1 - 0.01 \cdot 14) \cdot 385 = 27.15\ N/mm^2$$

- resistenza dell'unione con un connettore:

si assume che il comportamento della soletta in calcestruzzo sia assimilabile a quello di una piastra spessa, pertanto si applicano le seguenti formule:

$$F_{v,R_k} = \min\left\{F_{v,R_k,1}; F_{v,R_k,2}; F_{v,R_k,3}\right\} = \min\left\{\begin{array}{l} F_{v,R_k,1} = f_{h,k} \cdot L_w \cdot \phi_{conn} \\ F_{v,R_k,2} = f_{h,k} \cdot L_w \cdot \phi_{conn} \cdot \left[\sqrt{2 + \dfrac{4 \cdot M_{y,k}}{f_{h,k} \cdot (L_w)^2 \cdot \phi_{conn}}} - 1\right] + \dfrac{F_{ax,Rk}}{4} \\ F_{v,R_k,2} = 2.30 \cdot \sqrt{M_{y,k} \cdot f_{h,k} \cdot \phi_{conn}} + \dfrac{F_{ax,Rk}}{4} \end{array}\right\}$$

$$F_{v,R_d} = \frac{k_{mod} \cdot F_{v,R_k}}{\gamma_{conn}}$$

La capacità assiale (resistenza caratteristica all'estrazione) $F_{ax,Rk}$si determinata in relazione a ciascuna tipologia di connettore e può essere considerata solo nel caso di reale attivazione.

Nel caso specifico, in assenza di una formulazione esplicita per $F_{ax,Rk}$, ed a vantaggio di sicurezza, il contributo dell'effetto tirante ($F_{ax,Rk}/4$) viene assunto pari a zero.

Pertanto si ha:

$F_{v,Rk,1} = 31929\ N$ $F_{v,Rk,2} = 15759\ N$ $F_{v,Rk,3} = 17636\ N$

e quindi: $F_{v,Rk} = 15.76\ kN$

- rigidezza del connettore:

$$k_{ser} = 0.7 \cdot 2 \cdot \rho_m^{1.5} \cdot d/23 = 0.7 \cdot 2 \cdot 420^{1.5} \cdot 14/23 = 7335\ N/mm$$

dove il coefficiente riduttivo 0.7 tiene conto del fatto che è presente un "gap" costituito dal tavolato discontinuo sollecitato ortogonalmente alla fibratura, che riduce la rigidezza di almeno il 30%.

Per le valutazioni allo stato limite ultimo la rigidezza da considerare è pari a:

$$k_u = 2/3 \cdot k_{ser} = 2/3 \cdot 7335 = 4890\ N/mm$$

VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO (vedi Appendice E)

1) VERIFICHE AL TEMPO t=0 – Combinazione di carico di media durata ($q_{Ed,1}$)

Resistenze di progetto legno:

k_h = 1.08 (600 mm > h_t > 231mm) k_{mod} = 0.80

resistenza di progetto a flessione: $f_{m,d} = 1.08 \cdot 0.80 \cdot 24/1.45 = 14.30\ N/mm^2$

resistenza di progetto a trazione: $f_{t,o,d} = 1.08 \cdot 0.80 \cdot 19.2/1.45 = 11.44\ N/mm^2$

resistenza di progetto a compressione: $f_{c,o,d} = 0.80 \cdot 24/1.45 = 13.24\ N/mm^2$

resistenza di progetto a taglio: $f_{v,d} = 0.80 \cdot 3.5/1.45 = 1.93\ N/mm^2$

Resistenze di progetto calcestruzzo:

resistenza di progetto a compressione: $f_{c,d} = 0.85 \cdot 25/1.50 = 14.17\ N/mm^2$

resistenza di progetto a trazione: $f_{c,t,d} = 1.8/1.50 = 1.20\ N/mm^2$

Caratteristiche della sollecitazione:

$M_{Ed,max}$ = 3.82·5.00^2 / 8 = 11.94 kNm

$V_{Ed,max}$ = 3.82·5.00/ 2 = 9.55 kN

Proprietà dei materiali e grandezze caratteristiche delle parti della sezione e della sezione composta:

- Connessione: rigidezza $k = k_u$ = 4890 N/mm
- Calcestruzzo:
  $E_1 = E_{cm}$ = 31476 MPa E_1A_1 = 9.44 e+08 N E_1I_1 = 1.97 e+11 Nmm^2 γ_1 = 0.095 **(4)**
- Legno:
  $E_2 = E_{o,m}$ =11500 MPa E_2A_2 = 3.22 e+08 N E_2I_2 = 2.10 e+12 Nmm^2
- Sezione composta:
  H = (h_1 + h_2) / 2 + h_3 = 195 mm a_1 = 152.52 mm a_2 = 42.48 mm
  $(EI)_{eff}$ = 4.964 e+12 Nmm^2 **(5)**

Verifiche a flessione:

- Calcestruzzo:
  $\sigma_{c,sup} = \sigma_{m,1} + \sigma_1$ = 1.89 + 1.10 = 2.99 N/mm^2(compressione) < 14.17 N/mm^2 **(6)**
  $\sigma_{t,inf} = -\sigma_{m,1} + \sigma_1$ = -1.89 + 1.10 = -0.79 N/mm^2(trazione) > -1.20 N/mm^2 **(7)**
- Legno:
  $\sigma_{m,2}$= 3.87 N/mm^2 (trazione o compressione)
  σ_2 = -1.18 N/mm^2(trazione)
  $(\sigma_{m,2} / f_{m,d}) + (\sigma_2 / f_{t,0,d})$ = 3.87/14.30 + 1.18 /11.44 = 0.271 + 0.103 = 0.374< 1 **(8)**

Verifica a taglio dell'anima:

- Legno:

$\tau_2 = 0.5\ E_2\ h^2 V_{Ed,max} / (EI)_{eff} = 0.37\ N/mm^2$

$(\tau_2 / f_{v,d}) = 0.37/1.93 = 0.191 < 1$

2) VERIFICHE AL TEMPO t = 0 – Combinazione di carico permanente ($q_{Ed,2}$)

Resistenze di progetto legno:

$k_h = 1.08$ (600 mm $> h_t >$ 231mm) $k_{mod} = 0.60$

resistenza di progetto a flessione: $f_{m,d} = 1.08 \cdot 0.60 \cdot 24/1.45 = 10.73\ N/mm^2$

resistenza di progetto a trazione: $f_{t,o,d} = 1.08 \cdot 0.60 \cdot 19.2/1.45 = 8.58\ N/mm^2$

resistenza di progetto a compressione: $f_{c,o,d} = 0.60 \cdot 24/1.45 = 9.93\ N/mm^2$

resistenza di progetto a taglio: $f_{v,d} = 0.60 \cdot 3.5/1.45 = 1.45\ N/mm^2$

Resistenze di progetto calcestruzzo:

IDEM punto 1

Caratteristiche della sollecitazione:

$M_{Ed,max} = 2.02 \cdot 5.00^2 / 8 = 6.31$ kNm

$V_{Ed,max} = 2.02 \cdot 5.00 / 2 = 5.05$ kN

Proprietà dei materiali e grandezze caratteristiche delle parti della sezione e della sezione composta:

IDEM punto 1

Verifiche a flessione:

- Calcestruzzo:

$\sigma_{c,sup} = \sigma_{m,1} + \sigma_1 = 1.00 + 0.58 = 1.58\ N/mm^2$ (compressione) $< 14.17\ N/mm^2$ **(10)**

$\sigma_{t,inf} = -\sigma_{m,1} + \sigma_1 = -1.00 + 0.58 = -0.42\ N/mm^2$ (trazione) $> -1.20\ N/mm^2$ **(11)**

- Legno:

$\sigma_{m,2} = 2.05\ N/mm^2$ (trazione o compressione)

$\sigma_2 = -0.62\ N/mm^2$(trazione)

$(\sigma_{m,2} / f_{m,d}) + (\sigma_2 / f_{t,0,d}) = 2.05 / 10.73 + 0.62 / 8.58 = 0..191 + 0.072 = 0.263 < 1$ **(12)**

Verifica a taglio dell'anima:

- Legno:

$\tau_2 = 0.5\ E_2\ h^2 V_{Ed,max} / (EI)_{eff} = 0.19 N/mm^2$

$(\tau_2 / f_{v,d}) = 0.19 / 1.45 = 0.131 < 1$ **(13)**

3) VERIFICHE AL TEMPO t = ∞ – Combinazione di carico media durata ($q_{Ed,1}$)

Per le verifiche a tempo infinito occorre considerare i fenomeni di fluage. Pertanto il modulo elastico del calcestruzzo si deve modificare con il coefficiente di viscosità ϕ_c e quello del legno e la rigidezza della connessione con il coefficiente di deformazione k_{def}

Resistenze di progetto legno:

k_h = 1.08 (600 mm > h_t > 231mm) k_{mod} = 0.80
resistenza di progetto a flessione: $f_{m,d} = 1.08 \cdot 0.80 \cdot 24/1.45 = 14.30\, N/mm^2$
resistenza di progetto a trazione: $f_{t,o,d} = 1.08 \cdot 0.80 \cdot 19.2/1.45 = 11.44\, N/mm^2$
resistenza di progetto a compressione: $f_{c,o,d} = 0.80 \cdot 24/1.45 = 13.24\, N/mm^2$
resistenza di progetto a taglio: $f_{v,d} = 0.80 \cdot 3.5/1.45 = 1.93\, N/mm^2$

Resistenze di progetto calcestruzzo:

resistenza di progetto a compressione: $f_{c,d} = 0.85 \cdot 25/1.50 = 14.17\, N/mm^2$
resistenza di progetto a trazione: $f_{c,t,d} = 1.8/1.50 = 1.20\, N/mm^2$

Caratteristiche della sollecitazione:

$M_{Ed,max}$ = 3.82·5.00^2 / 8 = 11.94 kNm
$V_{Ed,max}$ = 3.82·5.00/ 2 = 9.55 kN

Proprietà dei materiali e grandezze caratteristiche delle parti della sezione e della sezione composta:

- Connessione: rigidezza $k = k_u / (1 + k_{def})$ = 4890/1.6 = 3056 N/mm **(14)**
- Calcestruzzo:
  $E_1 = E_{cm} / (1 + \phi_c)$ = 31476/3 = 10492 MPa E_1A_1 = 3.15 e+08 N
  E_1I_1 = 6.56 e+10 Nmm^2 γ_1 = 0.164 **(15)**
- Legno:
  $E_2 = E_{o,m} / (1 + k_{def})$ = 11500/1.6 = 7188 MPa E_2A_2 = 2.01 e+08 N
  E_2I_2 = 1.31 e+12 Nmm^2
- Sezione composta:
  H = (h_1 + h_2) / 2 + h_3 = 195 mm a_1 = 155.13 mm a_2 = 39.87 mm
  $(EI)_{eff}$ = 2.938 e+12 Nmm^2 **(16)** h = a_2 + 0.5 h_2 = 179.87 mm

Verifiche a flessione:

- Calcestruzzo:
  $\sigma_{c,sup} = \sigma_{m,1} + \sigma_1$ = 1.07 + 1.08 = 2.15 N/mm^2 (compressione) < 14.17 N/mm^2 **(17)**
  $\sigma_{t,inf} = -\sigma_{m,1} + \sigma_1$ = -1.89 + 1.10 = -0.79 N/mm^2 (trazione) > -1.20 N/mm^2 **(18)**
  -1.07 + 1.08 = 0.01 < 14.17 (compressione)
- Legno:
  $\sigma_{m,2}$ = 4.09 N/mm^2 (trazione o compressione)
  σ_2 = -1.16 N/mm^2(trazione)
  $(\sigma_{m,2} / f_{m,d}) + (\sigma_2 / f_{t,0,d})$ = 4.09 / 14.30 + 1.16 / 11.44 = 0.286 + 0.101 = 0.387 < 1 **(19)**

Verifica a taglio dell'anima:

- Legno:

$\tau_2 = 0.5\ E_2\ h^2 V_{Ed,max} / (EI)_{eff} = 0.38\ N/mm^2$

$(\tau_2 / f_{v,d}) = 0.38 / 1.93 = 0.197 < 1$ **(20)**

4) VERIFICHE AL TEMPO t = ∞ – Combinazione di carico permanente ($q_{Ed,2}$)

Resistenze di progetto legno:

$k_h = 1.08$ (600 mm $> h_t >$ 231mm) $k_{mod} = 0.60$

resistenza di progetto a flessione: $f_{m,d} = 1.08 \cdot 0.60 \cdot 24/1.45 = 10.73\ N/mm^2$

resistenza di progetto a trazione: $f_{t,o,d} = 1.08 \cdot 0.60 \cdot 19.2/1.45 = 8.58\ N/mm^2$

resistenza di progetto a compressione: $f_{c,o,d} = 0.60 \cdot 24/1.45 = 9.93\ N/mm^2$

resistenza di progetto a taglio: $f_{v,d} = 0.60 \cdot 3.5/1.45 = 1.45\ N/mm^2$

Resistenze di progetto calcestruzzo:

IDEM punto 3

Caratteristiche della sollecitazione:

$M_{Ed,max} = 2.02 \cdot 5.00^2 / 8 = 6.31$ kNm

$V_{Ed,max} = 2.02 \cdot 5.00 / 2 = 5.05$ kN

Proprietà dei materiali e grandezze caratteristiche delle parti della sezione e della sezione composta:

IDEM punto 3

Verifiche a flessione:

- Calcestruzzo:

$\sigma_{c,sup} = \sigma_{m,1} + \sigma_1 = 0.56 + 0.57 = 1.13\ N/mm^2$ (compressione) $< 14.17\ N/mm^2$ **(21)**

$\sigma_{t,inf} = -\sigma_{m,1} + \sigma_1 = -0.56 + 0.57 = 0.01\ N/mm^2$ (comp.) $< 14.17\ N/mm^2$ **(22)**

- Legno:

$\sigma_{m,2} = 2.16\ N/mm^2$ (trazione o compressione)

$\sigma_2 = -0.62\ N/mm^2$(trazione)

$(\sigma_{m,2} / f_{m,d}) + (\sigma_2 / f_{t,0,d}) = 2.16 / 10.73 + 0.62 / 8.58 = 0.201 + 0.072 = 0.233 < 1$ **(23)**

0.273

Verifica a taglio dell'anima:

- Legno:

$\tau_2 = 0.5\ E_2\ h^2 V_{Ed,max} / (EI)_{eff} = 0.20\ N/mm^2$

$(\tau_2 / f_{v,d}) = 0.20 / 1.45 = 0.138 < 1$ **(24)**

VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO (DEFORMABILITÀ)

Per le verifiche di deformabilità (SLE) le grandezze caratteristiche della sezione composta devono essere calcolate con riferimento al valore di servizio della rigidezza della connessione k_{ser}.
Nella valutazione dell'abbassamento si considera, a vantaggio, un contributo dovuto alla deformabilità tagliante della struttura pari ad 1/10 di quello flessionale.

1) VERIFICA AL TEMPO t = 0

Si determina l'abbassamento istantaneo dovuto alla combinazione caratteristica delle azioni:

$q_{Ed,RARA} = 2.75$ kN/m

Proprietà dei materiali e grandezze caratteristiche delle parti della sezione e della sezione composta in esercizio a t = 0:

- Connessione: rigidezza $k = k_{ser} = 7335$ N/mm **(25)**
- Calcestruzzo:
  $E_1 = E_{cm} = 31476$ MPa $E_1A_1 = 9.44$ e+08 N $E_1I_1 = 1.97$ e+11 Nmm^2 $\gamma_1 = 0.136$ **(26)**
- Legno:
  $E_2 = E_{o,m} = 11500$ MPa $E_2A_2 = 3.22$ e+08 N $E_2I_2 = 2.10$ e+12 Nmm^2
- Sezione composta:
  $H = (h_1 + h_2) / 2 + h_3 = 195$ mm $a_1 = 139.41$ mm $a_2 = 55.59$ mm
  $(EI)_{eff=0} = 5.787$ e+12 Nmm^2 **(27)** $h = a_2 + 0.5\, h_2 = 195.59$ mm

Valutazione dell'abbassamento istantaneo massimo:

$$w_{ist} = 1.1 \frac{5}{384} \frac{q_{Ed,RARA}\, L^4}{(EI)_{eff\ t=0}} = 1.1 \frac{5}{384} \frac{2.75\ 5000^4}{5.787\ e+12} = 4.25 \text{ mm} < L/500 = 10.00 \text{ mm} \quad \textbf{(28)}$$

2) VERIFICA AL TEMPO t = ∞

Si determina l'abbassamento totale finale come somma dello spostamento finale (valutato con i moduli elastici ridotti al tempo t=∞) dovuto alla combinazione quasi permanente delle azioni ($q_{Ed,QP}$) e di quello istantaneo (valutato con i moduli elastici originari al tempo t=0) dovuto ai carchi pari alla differenza tra la combinazione caratteristica (rara)e quella quasi permanente:

$q_{Ed,QP} = 1.79$ kN/m $q_{Ed,RARA} = 2.75$ kN/m
$\Delta q_{Ed,fin} = 2.75 - 1.79 = 0.96$ kN/m

Proprietà dei materiali e grandezze caratteristiche delle parti della sezione e della sezione composta in esercizio a t = ∞:

- Connessione: rigidezza $k = k_{ser} / (1 + k_{def}) = \overset{7335}{7355}/1.6 = \overset{4585}{4597}$ N/mm **(29)**
- Calcestruzzo:
  $E_1 = E_{cm} / (1 + \phi_c) = 31476/3 = 10492$ MPa $E_1A_1 = 3.15$ e+08 N
  $E_1I_1 = 6.56$ e+10 Nmm^2 $\gamma_1 = 0.228$ **(30)**

- Legno:
  $E_2 = E_{o,m} / (1 + k_{def}) = 11500/1.6 = 7188$ MPa $E_2A_2 = 2.01$ e+08 N
  $E_2I_2 = 1.31$ e+12 Nmm^2

- Sezione composta:
  $H = (h_1 + h_2) / 2 + h_3 = 195$ mm $a_1 = 143.67$ mm $a_2 = 51.33$ mm
  $(EI)_{eff t=\infty} = 3.388$ e+12 Nmm^2 **(31)** $h = a_2 + 0.5\ h_2 = 191.33$ mm

<u>Valutazione dell'abbassamento totale finale massimo</u>:

$$w_{fin} = 1.1 \frac{5}{384} \frac{q_{Ed,QP}\ L^4}{(EI)_{eff\ t=\infty}} + 1.1 \frac{5}{384} \frac{\Delta q_{Ed,fin}\ L^4}{(EI)_{eff\ t=0}} =$$

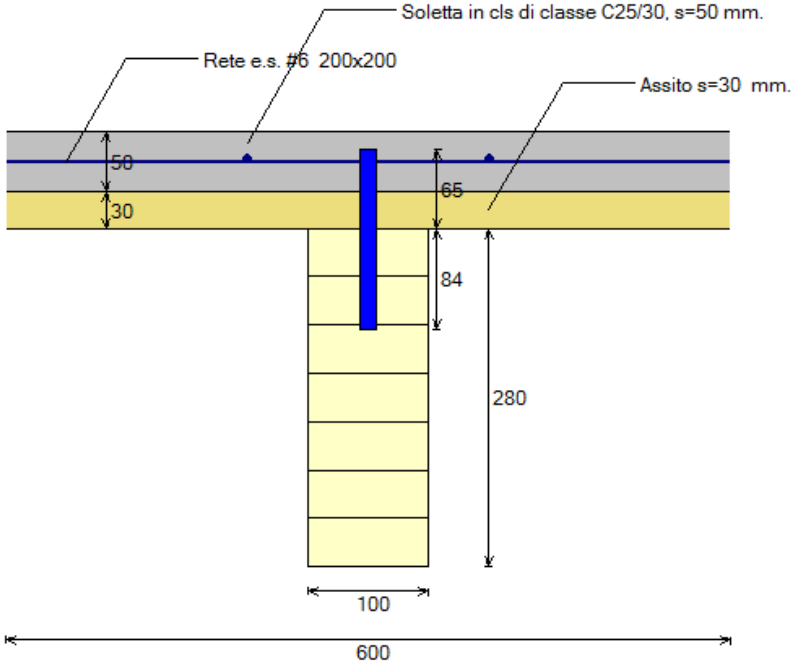
$$= 1.1 \frac{5}{384} \frac{1.79\ 5000^4}{3.388\ e+12} + 1.1 \frac{5}{384} \frac{0.96\ 5000^4}{5.787\ e+12} = 4.73 + 1.43 = 6.16 \text{ mm} < L/350 = 14.29 \text{ mm} \quad \textbf{(32)}$$

Elaborazione dell'esempio n°2 con il software SLC

Accanto ad ogni indicatore numerico, riferito al testo normativo riportato nelle pagine precedenti, c'è il valore di tale documento, in modo da consentire il confronto e la validazione immediati.
I risultati si riferiscono al solaio n°1 dell'esempio, per il quale tutti i dati, come già osservato, sono coerenti con il testo normativo.

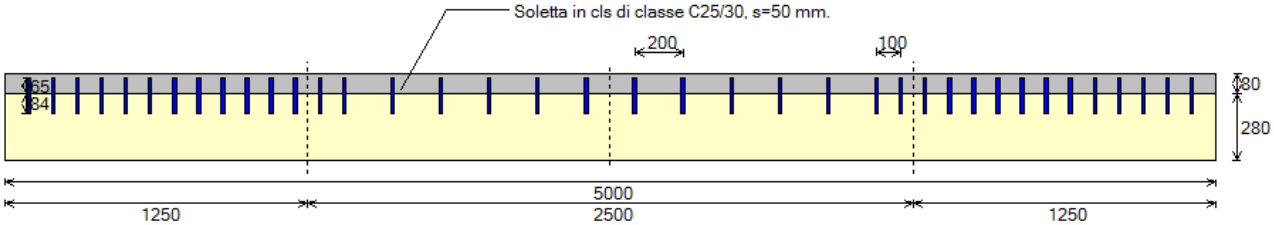
SEZ.A-A : SEZIONE TRAVE (agli appoggi e in mezzeria)

TRAVI sez. 100 x 280 mm., ad interasse 600 mm.
Legno: Legno lamellare di conifera omogeneo (EN 14080) [CNR DT 206 R1/2018] [GL24h]
Luce libera: 5000 mm.
Connettori: #14, l = 149 mm.
Profondità di infissione = 84 mm.
Zone agli appoggi (l = 1250) : 1#14 / 100 mm.
Zona centrale (l = 2500) : 1#14 / 200 mm.



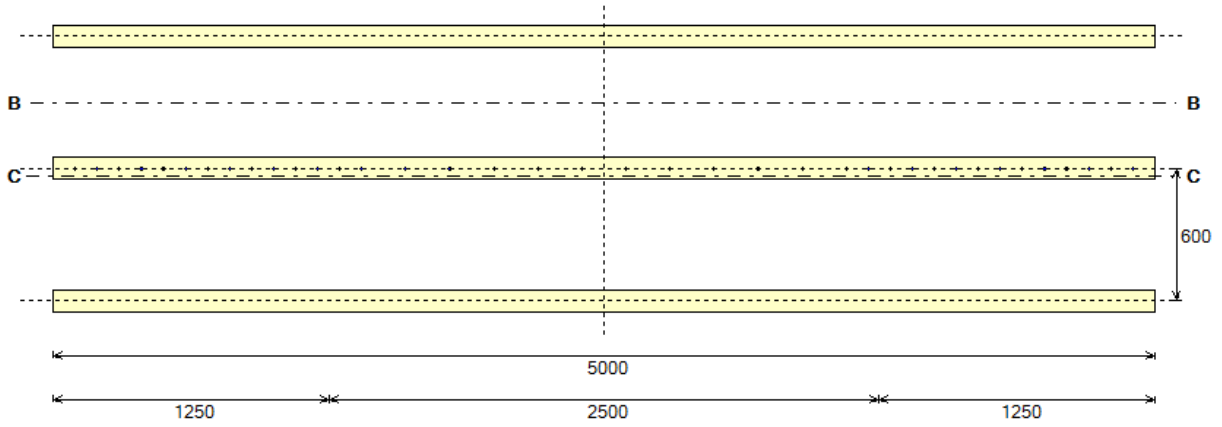
SEZ.C-C : PROSPETTO TRAVE (sviluppo longitudinale)

TRAVI sez. 100 x 280 mm., ad interasse 600 mm.
Legno: Legno lamellare di conifera omogeneo (EN 14080) [CNR DT 206 R1/2018] [GL24h]
Luce libera: 5000 mm.
Connettori: #14, l = 149 mm.
Profondità di infissione = 84 mm.
Zone agli appoggi (l = 1250) : 1#14 / 100 mm.
Zona centrale (l = 2500) : 1#14 / 200 mm.



PIANTA

TRAVI : sez. 100 x 280 mm., ad interasse 600 mm.
Luce libera: 5000 mm.
Connettori: #14, l = 149 mm.
Zone agli appoggi (l = 1250) : 1#14 / 100 mm.
Zona centrale (l = 2500) : 1#14 / 200 mm.
Legno: Legno lamellare di conifera omogeneo (EN 14080) [CNR DT 206 R1/2018] [GL24h]



RISULTATI ANALISI SOLAIO n° 1

RESISTENZA solaio n° 1: **VERIFICA SODDISFATTA**

C.sic. minimo: **1.179**
[Scorrimento del connettore (trave legno-cls) - CC 1, t=inf.]

TRAVE (legno-calcestruzzo; orizzontale). Tipo di vincolamento: appoggio-appoggio

- **Resistenze di progetto**

- Legno: fd = fk·(k,mod/γM) dove (k,mod/γM) vale: in CC1 (media): 0.552, in CC2 (perm.): 0.414
- Calcestruzzo: fcd=αcc·fck/γC, fctd=fctk/γC
- Connettori: si applica il coefficiente moltiplicativo del legno: (k,mod/γM) (media e perm.: classi di durata del carico; resistenze: k=caratteristica, d=di progetto)

	Legno (N/mm²)				Cls (N/mm²)		Connettori (kN)
	fm	ft0	fc0	fv	fc	fct	FvR
k	24.00	19.20	24.00	3.50	25.00	1.80	15.759
d (media)	13.24	10.59	13.24	1.93	14.17	1.20	8.695
d (permanente)	9.93	7.94	9.93	1.45	14.17	1.20	6.521
d (istantanea)	18.21	14.57	18.21	2.66	14.17	1.20	11.955

- **Carichi di superficie di progetto** agenti sulla sezione composta (kN/m²)

CC1 (media durata: tutti i carichi) = 6.34
- quota parte di carico di lunga durata = 3.94
- quota parte di carico istantanea = 2.40

CC2 (lunga durata: solo permanenti) = 3.34
CC rara = 4.57

- **Coefficienti moltiplicativi per la viscosità**

Legno: (1/1+kdef) = 0.625, Calcestruzzo: (1/1+Φ) = 0.333

COMBINAZIONE (1): MEDIA DURATA (TUTTI I CARICHI) - TEMPO 0 (solaio n° 1)

- Carico uniforme: q = 3.80 kN/m **(1)**
- Rigidezze (Ec,Ew in N/mm² - Kconn in N/mm - EJ in N·mm²):

Ec	Ew	Kconn	EJ0	EJinf	EJeff	(EJ0/EJinf)	(EJeff/EJinf)
31476	11500	4890 **(3)**	2.300E+12	1.143E+13	4.968E+12 **(5)**	0.201	0.435

- Distanze (mm):

rc	rw	r	hcg inf	rc inf	rw inf	hcg eff	rc eff	rw eff

55.0 140.0 195.0 285.4 49.6 145.4 182.5 152.5 42.5

- Coefficienti adimensionali:

γc	γw	αL	γ
0.095(4)	1.000	4.50	0.292

- **M+ (momento positivo): Compressione cls (estradosso soletta)**

N (kN)	My (kNm)	A (mm²)	Wy (mm³)	σc (N/mm²)	fcd (N/mm²)	C.Sic.
-32.74	0.47	30000	250000	-2.97(6)	14.17	**4.763**

- **M+ (momento positivo): Trazione cls (intradosso soletta)**

Wy (mm³)	σc (N/mm²)	fctd (N/mm²)	C.Sic.
250000	0.79(7)	1.20	**1.515**

- **Taglio nel cls (EC5: UNI EN 1995-1-1:2009, All.B: B.4)**

τ,max (N/mm²)	fcvd (N/mm²)	C.Sic.
0.08	1.02	**>>1**

- **M+ (momento positivo): legno**

fmd	fmyd	ft0d	khy	ft0yd	fc0d	[resistenze fd in (N/mm²)]
13.24	14.29	10.59	1.08	11.43	13.24	

N (kN)	My (kNm)	A (mm²)	Wy (mm³)	σnw (N/mm²)	σmyw (N/mm²)	σnw /fd	σmyw /fd	Σ(σ/fd)	C.Sic.
32.74	5.03	28000	1306667	1.17	3.85	0.102	0.270	0.372(8)	**2.688**

- **Taglio: legno**

hnaw,eff (mm)	V (kN)	Ew (N/mm²)	EJeff (N·mm²)	τw (N/mm²)	fvd (N/mm²)	C.Sic.
182	9.51	11500	4.968E+12	0.37(9)	1.93	**>>1**

- **Taglio nel connettore**

F (N)	Fvrd (N)	C.Sic.
3274	8695	**2.656**

- **Scorrimento del connettore**

F (N)	K (N/mm)	δu (mm)	δu,max (mm)	C.Sic.
3274	4890	0.67	1.25	**1.867**

- **Resistenza della muratura**

RvA (N)	σmed,A (N/mm²)	RvB (N)	σmed,B (N/mm²)	fd,mur (N/mm²)	C.Sic.
9512	0.079	-9512	0.079	0.247	**3.115**

COMBINAZIONE (1): MEDIA DURATA (TUTTI I CARICHI) - TEMPO INFINITO (solaio n° 1)

- Carico uniforme: q = 3.80 kN/m
- Rigidezze (Ec,Ew in N/mm² - Kconn in N/mm - EJ in N·mm²):

Ec	Ew	Kconn	EJ0	EJinf	EJeff	(EJ0/EJinf)	(EJeff/EJinf)
10492	7188	3056(14)	1.380E+12	6.048E+12	2.946E+12(16)	0.228	0.487

- Distanze (mm):

rc	rw	r	hcg inf	rc inf	rw inf	hcg eff	rc eff	rw eff
55.0	140.0	195.0	258.9	76.1	118.9	179.9	155.1	39.9

- Coefficienti adimensionali:

γc	γw	αL	γ
0.164(15)	1.000	4.67	0.335

- **M+ (momento positivo): Compressione cls (estradosso soletta)**

N (kN)	My (kNm)	A (mm²)	Wy (mm³)	σc (N/mm²)	fcd (N/mm²)	C.Sic.
-32.40	0.26	30000	250000	-2.14(17)	14.17	>>1

- **Taglio nel cls (EC5: UNI EN 1995-1-1:2009, All.B: B.4)**

τ,max (N/mm²)	fcvd (N/mm²)	C.Sic.
0.04	1.02	>>1

- **M+ (momento positivo): legno**

fmd	fmyd	ft0d	khy	ft0yd	fc0d	[resistenze fd in (N/mm²)]
13.24	14.29	10.59	1.08	11.43	13.24	

N (kN)	My (kNm)	A (mm²)	Wy (mm³)	σnw (N/mm²)	σmyw (N/mm²)	σnw /fd	σmyw /fd	Σ(σ/fd)	C.Sic.
32.40	5.31	28000	1306667	1.16	4.06	0.101	0.284	0.385(19)	2.597

- **Taglio: legno**

hnaw,eff (mm)	V (kN)	Ew (N/mm²)	EJeff (N·mm²)	τw (N/mm²)	fvd (N/mm²)	C.Sic.
180	9.51	7188	2.946E+12	0.38	1.93(20)	>>1

- **Taglio nel connettore**

F (N)	Fvrd (N)	C.Sic.
3240	8695	2.684

- **Scorrimento del connettore**

F (N)	K (N/mm)	δu (mm)	δu,max (mm)	C.Sic.
3240	3056	1.06	1.25	1.179

- **Resistenza della muratura**

RvA (N)	σmed,A (N/mm²)	RvB (N)	σmed,B (N/mm²)	fd,mur (N/mm²)	C.Sic.
9512	0.079	-9512	0.079	0.247	3.115

COMBINAZIONE (2): LUNGA DURATA (SOLO CARICHI PERMANENTI) - TEMPO 0 (solaio n° 1)

- Carico uniforme: q = 2.00 kN/m (2)
- Rigidezze (Ec,Ew in N/mm² - Kconn in N/mm - EJ in N·mm²):

Ec	Ew	Kconn	EJ0	EJinf	EJeff	(EJ0/EJinf)	(EJeff/EJinf)
31476	11500	4890	2.300E+12	1.143E+13	4.968E+12	0.201	0.435

- Distanze (mm):

rc	rw	r	hcg inf	rc inf	rw inf	hcg eff	rc eff	rw eff
55.0	140.0	195.0	285.4	49.6	145.4	182.5	152.5	42.5

- Coefficienti adimensionali:

γc	γw	αL	γ
0.095	1.000	4.50	0.292

- **M+ (momento positivo): Compressione cls (estradosso soletta)**

N (kN)	My (kNm)	A (mm²)	Wy (mm³)	σc (N/mm²)	fcd (N/mm²)	C.Sic.
-17.25	0.25	30000	250000	-1.57 **(10)**	14.17	>>1

- **M+ (momento positivo): Trazione cls (intradosso soletta)**

Wy (mm³)	σc (N/mm²)	fctd (N/mm²)	C.Sic.
250000	0.42 **(11)**	1.20	**2.875**

- **Taglio nel cls (EC5: UNI EN 1995-1-1:2009, All.B: B.4)**

τ,max (N/mm²)	fcvd (N/mm²)	C.Sic.
0.04	1.02	>>1

- **M+ (momento positivo): legno**

fmd	fmyd	ft0d	khy	ft0yd	fc0d	[resistenze fd in (N/mm²)]
9.93	10.72	7.94	1.08	8.57	9.93	

N (kN)	My (kNm)	A (mm²)	Wy (mm³)	σnw (N/mm²)	σmyw (N/mm²)	σnw /fd	σmyw /fd	Σ(σ/fd)	C.Sic.
17.25	2.65	28000	1306667	0.62	2.03	0.072	0.189	0.261 **(12)**	**3.831**

- **Taglio: legno**

hnaw,eff (mm)	V (kN)	Ew (N/mm²)	EJeff (N·mm²)	τw (N/mm²)	fvd (N/mm²)	C.Sic.
182	5.01	11500	4.968E+12	0.19 **(13)**	1.45	>>1

- **Taglio nel connettore**

F (N)	Fvrd (N)	C.Sic.
1725	6521	**3.781**

- **Scorrimento del connettore**

F (N)	K (N/mm)	δu (mm)	δu,max (mm)	C.Sic.
1725	4890	0.35	1.25	**3.544**

- **Resistenza della muratura**

RvA (N)	σmed,A (N/mm²)	RvB (N)	σmed,B (N/mm²)	fd,mur (N/mm²)	C.Sic.
5011	0.042	-5011	0.042	0.247	>>1

COMBINAZIONE (2): LUNGA DURATA (SOLO CARICHI PERMANENTI) - TEMPO INFINITO (solaio n° 1)

- Carico uniforme: q = 2.00 kN/m
- Rigidezze (Ec,Ew in N/mm² - Kconn in N/mm - EJ in N·mm²):

Ec	Ew	Kconn	EJ0	EJinf	EJeff	(EJ0/EJinf)	(EJeff/EJinf)
10492	7188	3056	1.380E+12	6.048E+12	2.946E+12	0.228	0.487

- Distanze (mm):

rc	rw	r	hcg inf	rc inf	rw inf	hcg eff	rc eff	rw eff
55.0	140.0	195.0	258.9	76.1	118.9	179.9	155.1	39.9

- Coefficienti adimensionali:

γc	γw	αL	γ
0.164	1.000	4.67	0.335

- **M+ (momento positivo): Compressione cls (estradosso soletta)**

N (kN)	My (kNm)	A (mm²)	Wy (mm³)	σc (N/mm²)	fcd (N/mm²)	C.Sic.
-17.07	0.14	30000	250000	-1.13(21)	14.17	>>1

- **Taglio nel cls (EC5: UNI EN 1995-1-1:2009, All.B: B.4)**

τ,max (N/mm²)	fcvd (N/mm²)	C.Sic.
0.02	1.02	>>1

- **M+ (momento positivo): legno**

fmd	fmyd	ft0d	khy	ft0yd	fc0d	[resistenze fd in (N/mm²)]
9.93	10.72	7.94	1.08	8.57	9.93	

N (kN)	My (kNm)	A (mm²)	Wy (mm³)	σnw (N/mm²)	σmyw (N/mm²)	σnw /fd	σmyw /fd	Σ(σ/fd)	C.Sic.
17.07	2.80	28000	1306667	0.61	2.14	0.071	0.200	0.271(23)	3.690

- **Taglio: legno**

hnaw,eff (mm)	V (kN)	Ew (N/mm²)	EJeff (N·mm²)	τw (N/mm²)	fvd (N/mm²)	C.Sic.
180	5.01	7188	2.946E+12	0.20	1.45(24)	>>1

- **Taglio nel connettore**

F (N)	Fvrd (N)	C.Sic.
1707	6521	3.820

- **Scorrimento del connettore**

F (N)	K (N/mm)	δu (mm)	δu,max (mm)	C.Sic.
1707	3056	0.56	1.25	2.238

- **Resistenza della muratura**

RvA (N)	σmed,A (N/mm²)	RvB (N)	σmed,B (N/mm²)	fd,mur (N/mm²)	C.Sic.
5011	0.042	-5011	0.042	0.247	>>1

DEFORMABILITA' solaio n° 1: **VERIFICA SODDISFATTA**

C.sic. minimo: **2.317**
[Freccia (trave legno-cls) - t=inf.]

TRAVE

VERIFICA DI DEFORMABILITA' - TEMPO 0 (solaio n° 1)
- Carico uniforme: q = 2.74 kN/m
- Rigidezze (Ec,Ew in N/mm² - Kconn in N/mm - EJ in N·mm²):

Ec	Ew	Kconn	EJ0	EJinf	EJeff	(EJ0/EJinf)	(EJeff/EJinf)
31476	11500	7335(25)	2.300E+12	1.143E+13	5.792E+12(27)	0.201	0.507

- Distanze (mm):

rc	rw	r	hcg inf	rc inf	rw inf	hcg eff	rc eff	rw eff
55.0	140.0	195.0	285.4	49.6	145.4	195.6	139.4	55.6

- Coefficienti adimensionali:

γc	γw	αL	γ
0.136(26)	1.000	5.51	0.382

- **Freccia**
  (con incremento del 10% rispetto alla deformata flessionale,
  per tener conto della deformabilità a taglio: §17.6.5 DT206)

Luce L (mm)	Freccia f (mm)	(f/L) 1/	(f/L)max 1/	C.Sic.
5000	4.22(28)	1184	500	**2.368**

VERIFICA DI DEFORMABILITA' - TEMPO INFINITO (solaio n° 1)
- per componente istantanea dovuta alla quota 'non quasi permanente' di carico variabile:
- Carico uniforme: q = 0.96 kN/m
- Rigidezze (Ec,Ew in N/mm² - Kconn in N/mm - EJ in N·mm²):

Ec	Ew	Kconn	EJ0	EJinf	EJeff	(EJ0/EJinf)	(EJeff/EJinf)
31476	11500	7335	2.300E+12	1.143E+13	5.792E+12	0.201	0.507

- Distanze (mm):

rc	rw	r	hcg inf	rc inf	rw inf	hcg eff	rc eff	rw eff
55.0	140.0	195.0	285.4	49.6	145.4	195.6	139.4	55.6

- Coefficienti adimensionali:

γc	γw	αL	γ
0.136	1.000	5.51	0.382

- per componente quasi permanente a tempo infinito:
- Carico uniforme: q = 1.78 kN/m
- Rigidezze (Ec,Ew in N/mm² - Kconn in N/mm - EJ in N·mm²):

Ec	Ew	Kconn	EJ0	EJinf	EJeff	(EJ0/EJinf)	(EJeff/EJinf)
10492	7188	4585(29)	1.380E+12	6.048E+12	3.391E+12(31)	0.228	0.561

- Distanze (mm):

rc	rw	r	hcg inf	rc inf	rw inf	hcg eff	rc eff	rw eff
55.0	140.0	195.0	258.9	76.1	118.9	191.2	143.8	51.2

- Coefficienti adimensionali:

γc	γw	αL	γ
0.228(30)	1.000	5.72	0.431

- **Freccia**
  (con incremento del 10% rispetto alla deformata flessionale,
  per tener conto della deformabilità a taglio: §17.6.5 DT206)

Luce L (mm)	Freccia istantanea (mm)	Freccia quasi perm. (mm)	Freccia f totale (mm)	(f/L) 1/	(f/L)max 1/	C.Sic.
5000	1.48	4.69	6.17(32)	811	350	**2.317**

COEFFICIENTI DI SICUREZZA SOLAIO n° 1

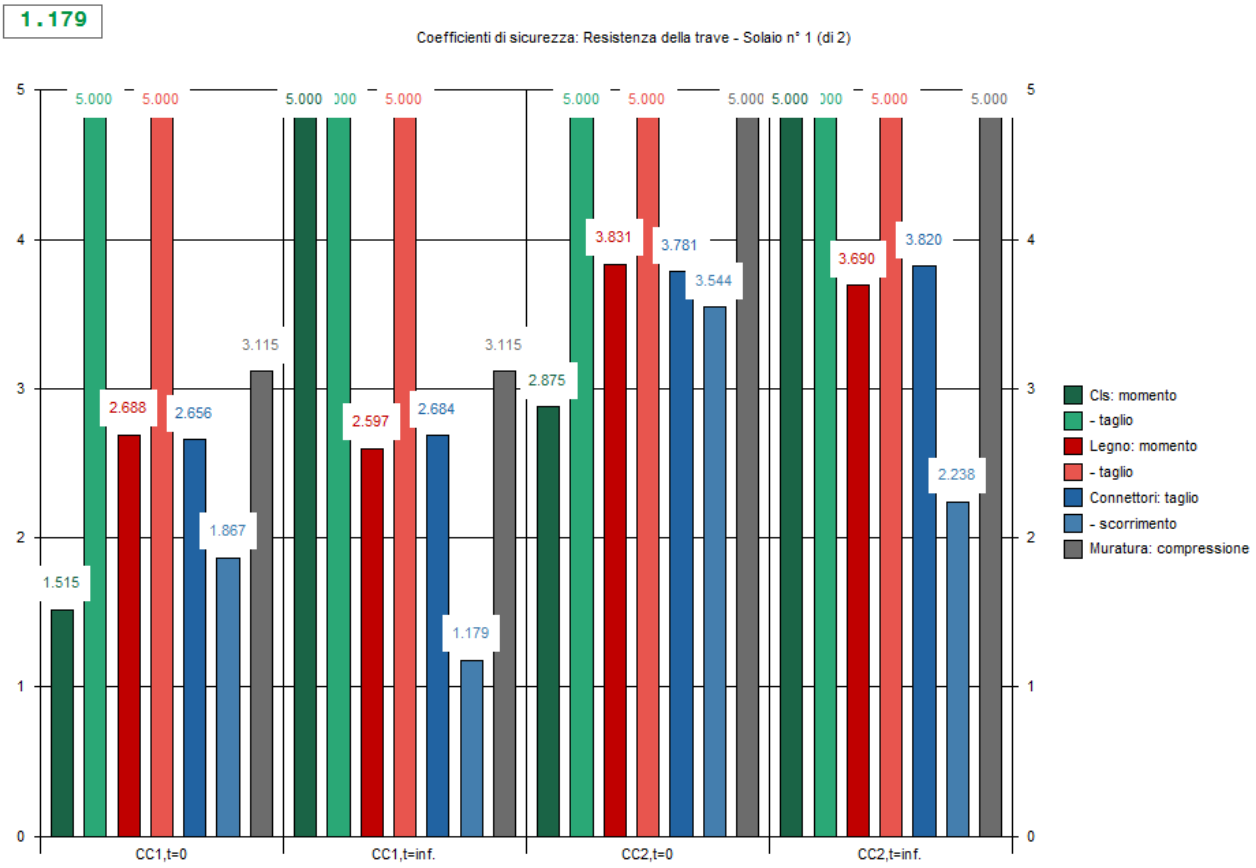
Coefficienti minimi, con corrispondente Combinazione di Carico

TRAVE
Resistenza:
- Calcestruzzo: **1.515** (CC 1, t=0)

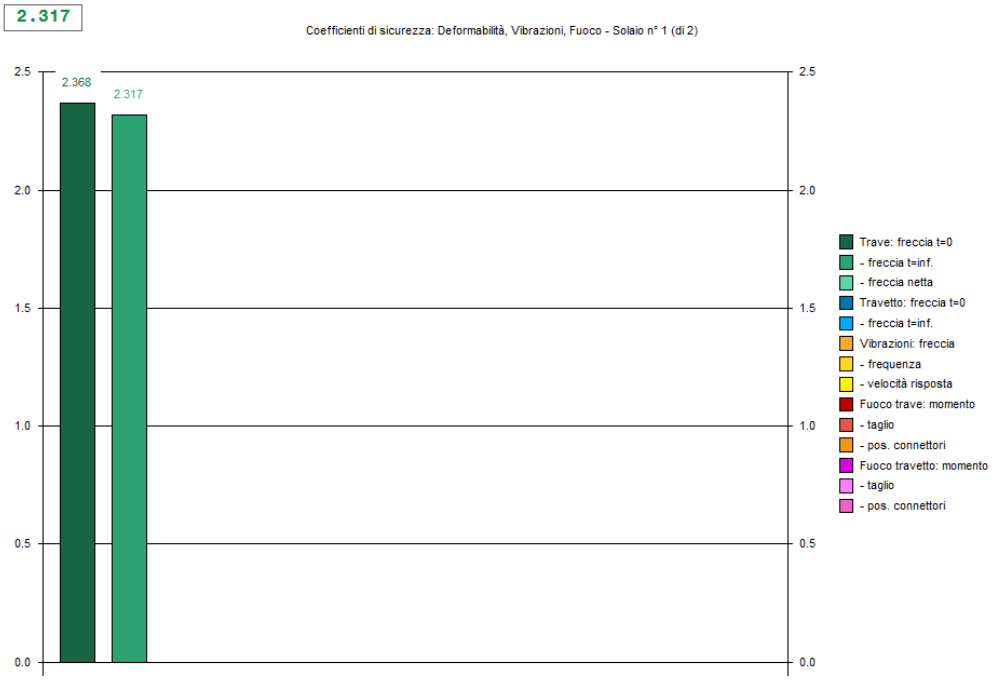
- Legno: **2.597** (CC 1, t=inf.)
- Connettori: **1.179** (CC 1, t=inf.)
- Muratura: **3.115** (CC 1, t=0)

Deformabilità: **2.317** (t=inf.)

1.179

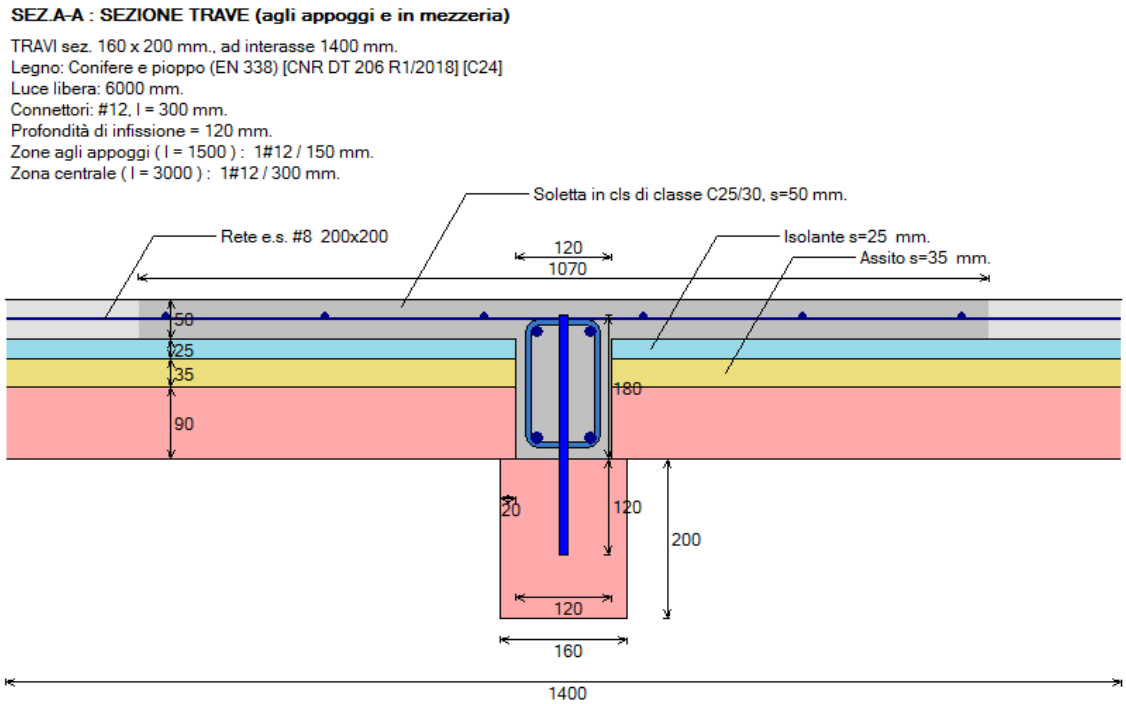


2.317



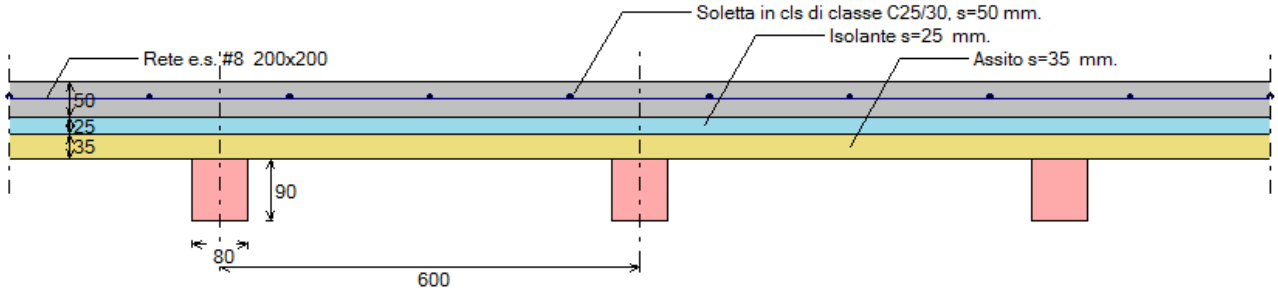
C.3. ESEMPIO_3: DA BIBLIOGRAFIA DI RIFERIMENTO

Il file *Esempio_3*, installato da SLC nella cartella di apprendimento: \Aedes20xx\Slc\Es-Apprendi e nella cartella dei progetti: \Aedes20xx\Slc\Progetti, si riferisce al caso presentato in [16], §5.5.5.4.
Si tratta di un solaio in legno-calcestruzzo a doppia orditura, con connettori tipo 'Tecnaria Maxi' sulle travi. Il cordolo di calcestruzzo viene armato con 4 barre longitudinali, 2 inferiori e 2 superiori, e staffatura a taglio. Rispetto all'esempio citato, sono state apportate modifiche alcune delle quali per conformità con la Normativa vigente (NTC18 e DT206).
In particolare, le principali differenze rispetto alla pubblicazione citata sono le seguenti: il vincolamento è assunto a semincastro; la sezione resistente di calcestruzzo presenta una soletta collaborante minore, pari a 1070 anziché 1320 mm, in accordo con §4.3.2.3 NTC18; di conseguenza, la verifica di sicurezza richiede per i connettori una spaziatura più fitta: 150 e 300 mm rispetto a 180 e 360 mm; la sezione di calcestruzzo non è considerata divisa in due parti (nella pubblicazione citata, vengono considerati 3 componenti: la soletta, il cordolo e la trave di legno) ma la sezione a T composta da cordolo e soletta viene considerata corrispondente nel suo insieme alla sezione di calcestruzzo che viene collegata dai connettori alla sezione rettangolare della trave di legno; la verifica del momento resistente allo SLU nella sezione a T viene eseguita attraverso il dominio di resistenza. Per questo esempio non è stata eseguita la verifica al fuoco con il metodo della sezione efficace per la sola trave di legno (la versione 2020 di SLC non prevede verifiche al fuoco della struttura composta, che può essere eseguita a parte, ad esempio valutando la resistenza al fuoco della sezione di calcestruzzo).



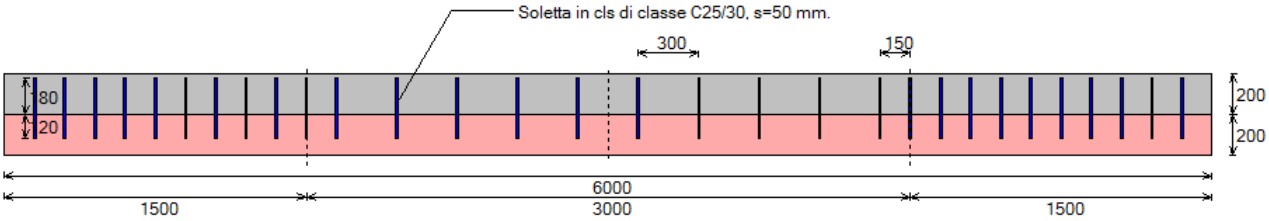
SEZ.B-B : SEZIONE TRAVETTI (travetti senza connettori)

TRAVETTI sez. 80 x 90 mm., ad interasse 600 mm.
Legno: Conifere e pioppo (EN 338) [CNR DT 206 R1/2018] [C24]
Lunghezza: 1280 mm.



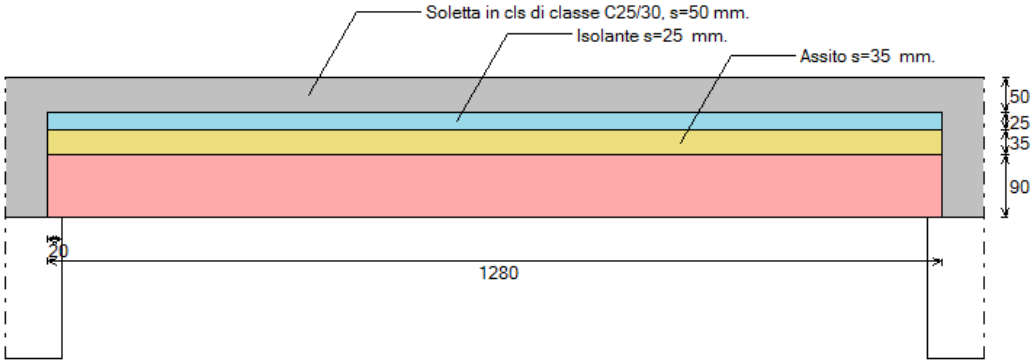
SEZ.C-C : PROSPETTO TRAVE (sviluppo longitudinale)

TRAVI sez. 160 x 200 mm., ad interasse 1400 mm.
Legno: Conifere e pioppo (EN 338) [CNR DT 206 R1/2018] [C24]
Luce libera: 6000 mm.
Connettori: #12, l = 300 mm.
Profondità di infissione = 120 mm.
Zone agli appoggi (l = 1500) : 1#12 / 150 mm.
Zona centrale (l = 3000) : 1#12 / 300 mm.



SEZ.D-D : PROSPETTO TRAVETTI (sviluppo longitudinale)

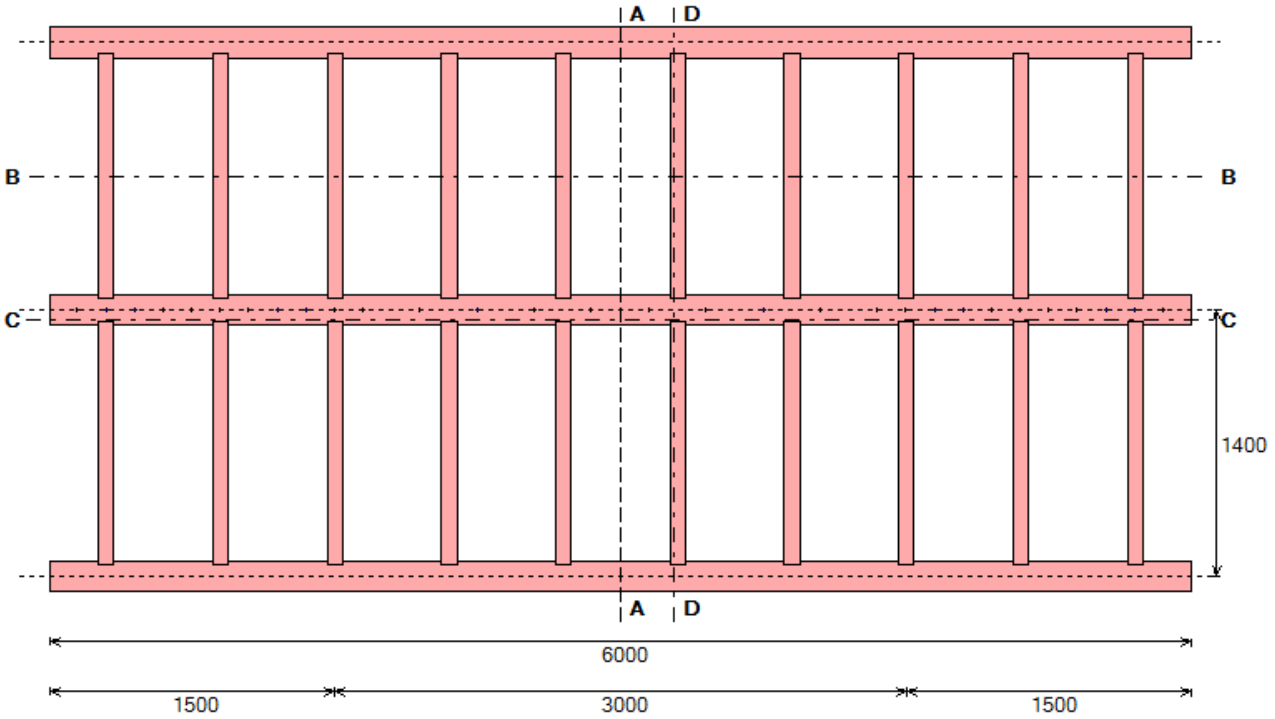
TRAVETTI sez. 80 x 90 mm., ad interasse 600 mm.
Legno: Conifere e pioppo (EN 338) [CNR DT 206 R1/2018] [C24]
Lunghezza: 1280 mm.



PIANTA

TRAVI : sez. 160 x 200 mm., ad interasse 1400 mm.
Luce libera: 6000 mm.
Connettori: #12, l = 300 mm.
Zone agli appoggi (l = 1500) : 1#12 / 150 mm.
Zona centrale (l = 3000) : 1#12 / 300 mm.

TRAVETTI sez. 80 x 90 mm., ad interasse 600 mm.
Lunghezza: 1280 mm.
Legno: Conifere e pioppo (EN 338) [CNR DT 206 R1/2018] [C24]



Nelle immagini seguenti si riportano alcuni risultati significativi:

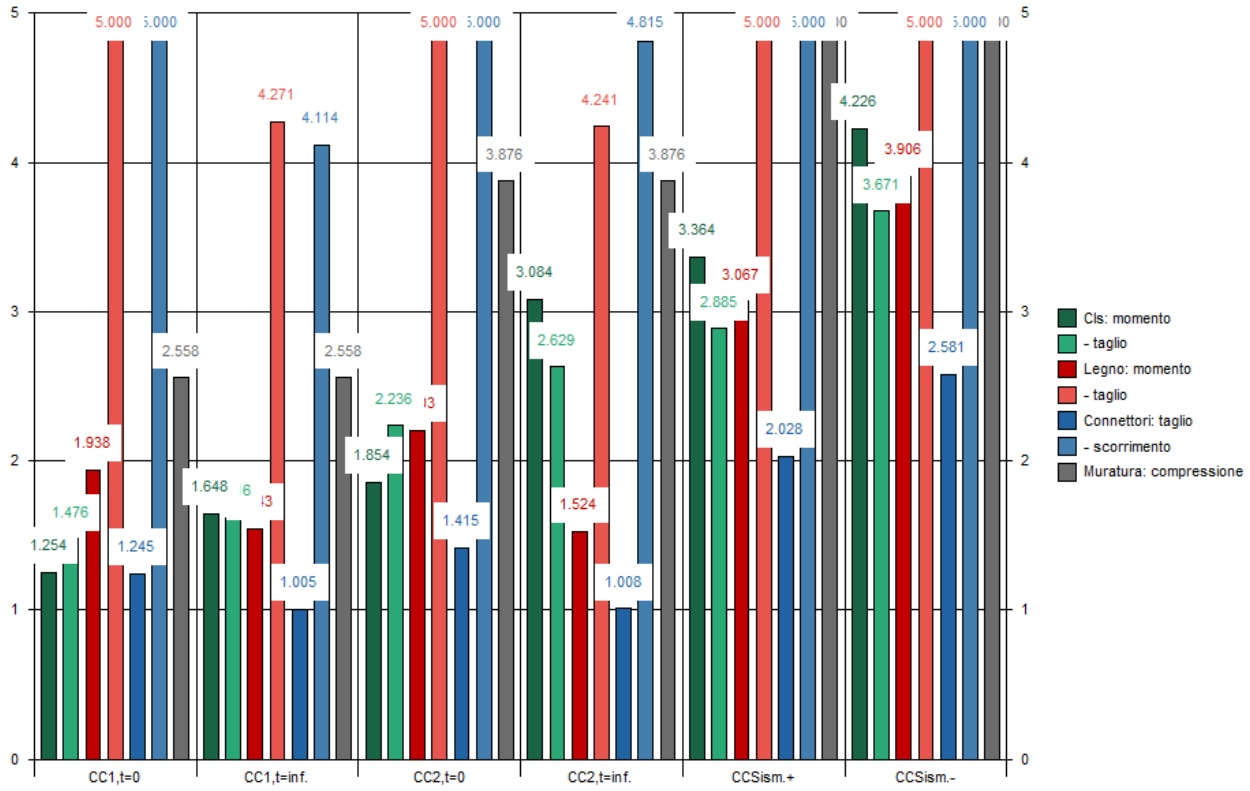
Coefficienti di sicurezza:
- Resistenza della trave (statica, sismica)
- Deformabilità, Vibrazioni

Verifiche di resistenza:
- Diagramma delle sollecitazioni flessionali e assiali (M, N) per CC1, t=0
- Il dominio di resistenza con la corrispondente verifica flessionale del calcestruzzo

Frecce (spostamenti):
- Deformata flessionale per t=0
- Deformata flessionale per t=∞ (nella stessa scala della precedente)

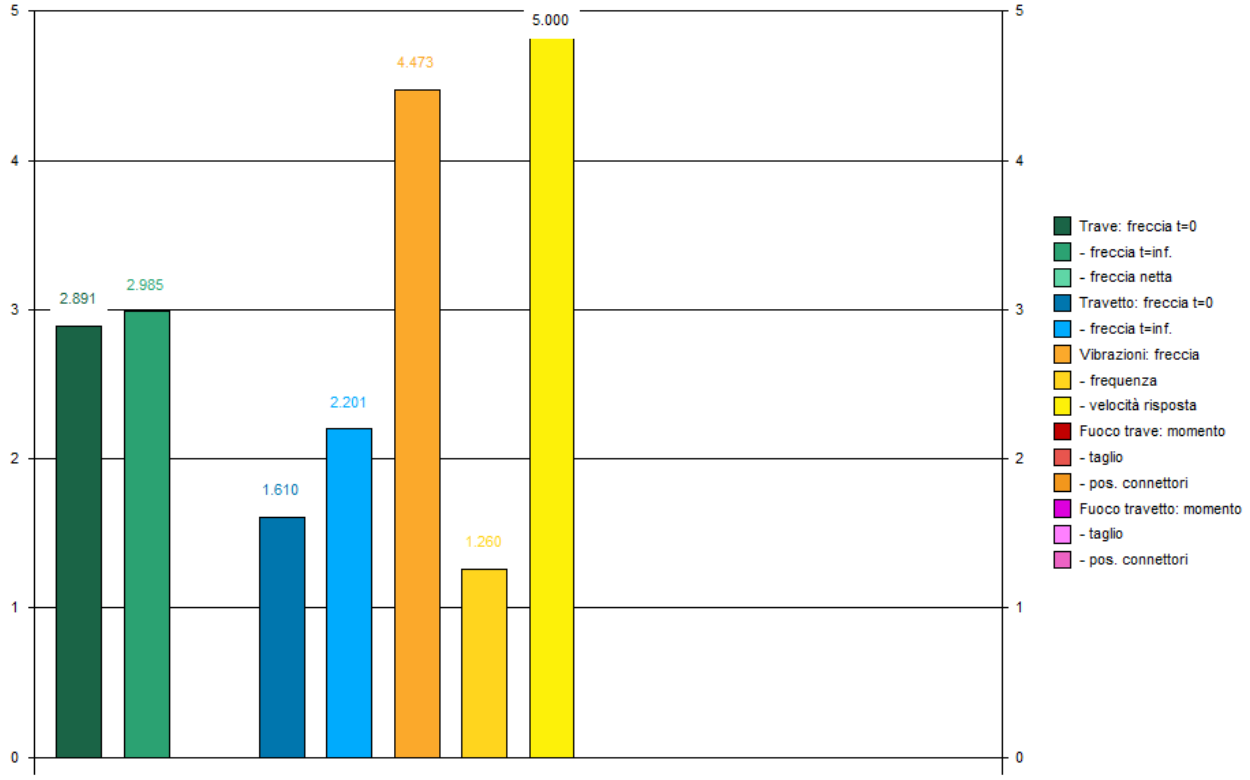
1.005

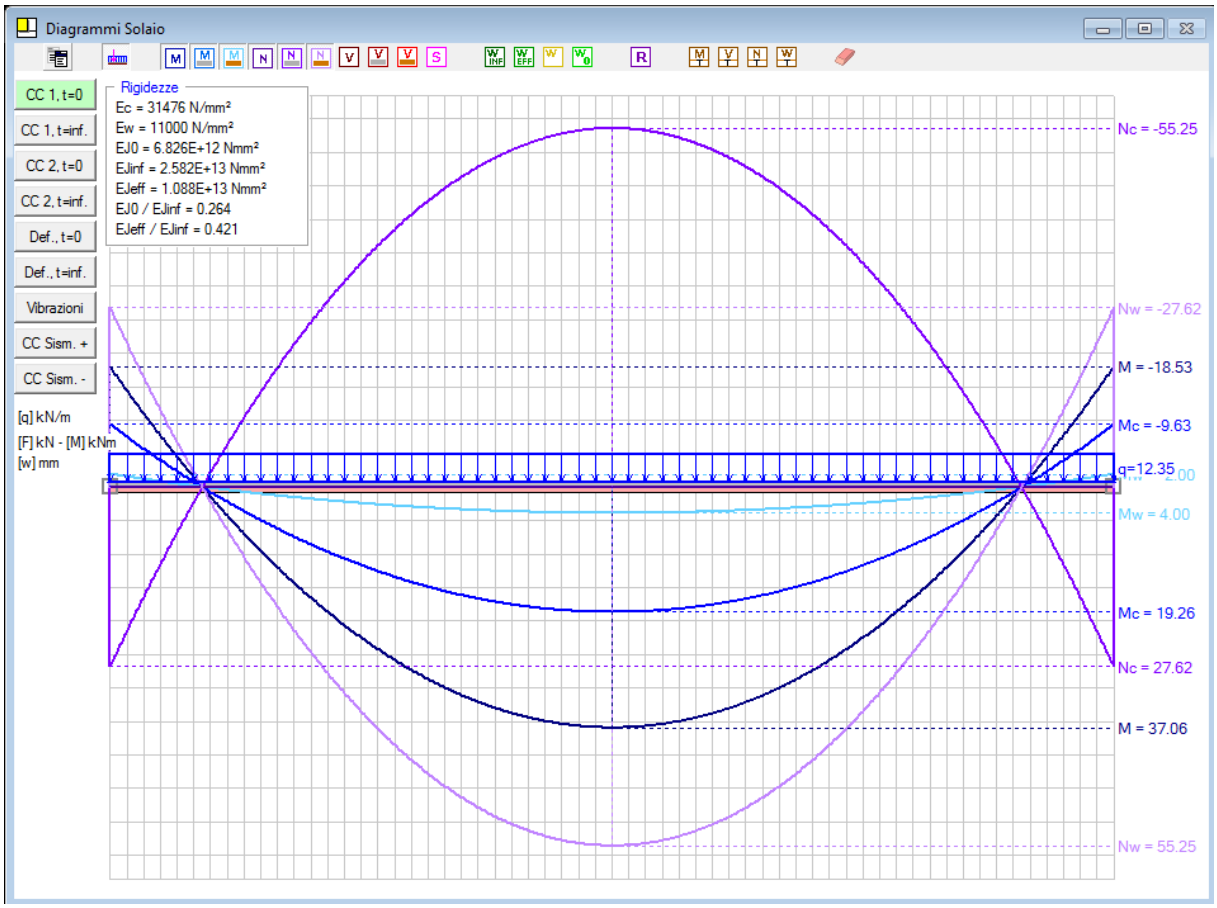
Coefficienti di sicurezza: Resistenza della trave - Solaio n° 1 (di 1)

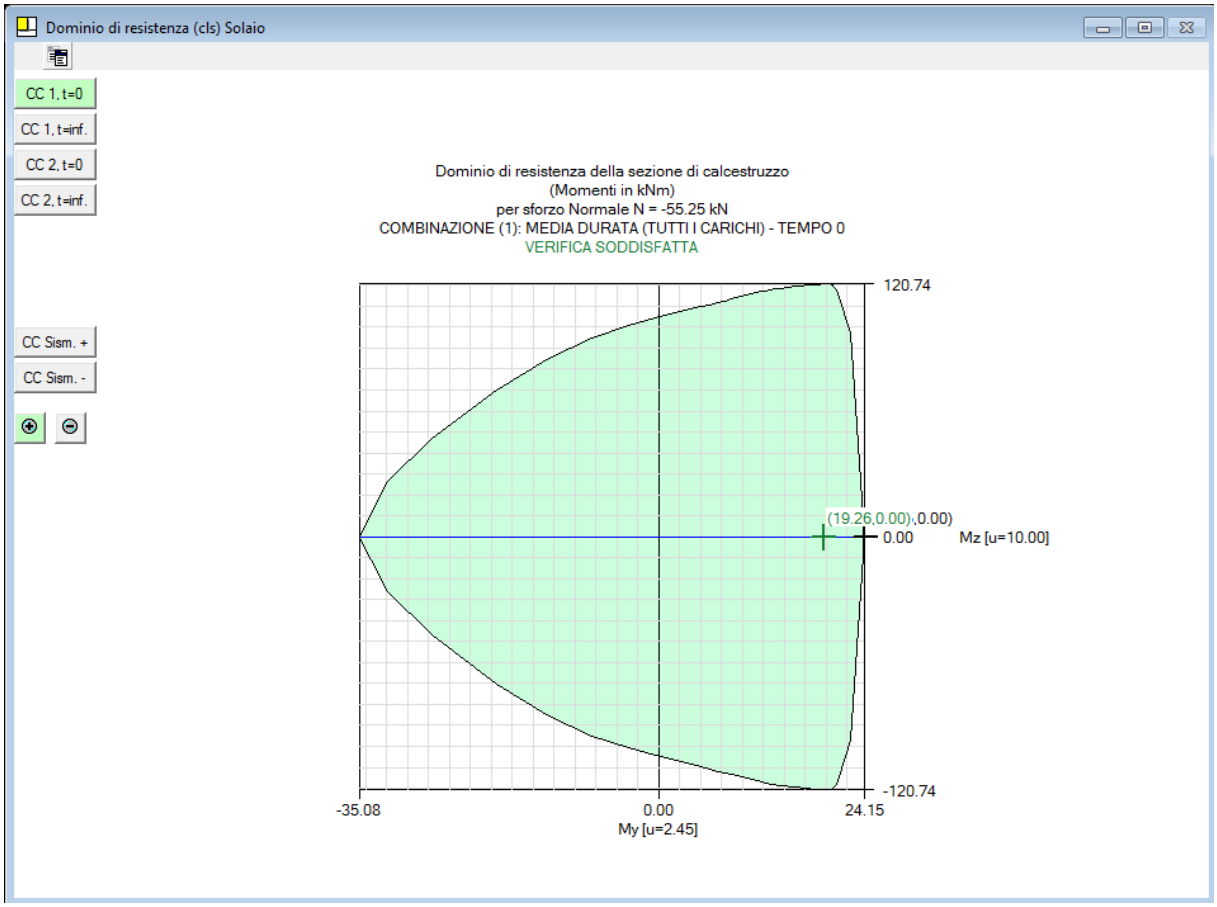


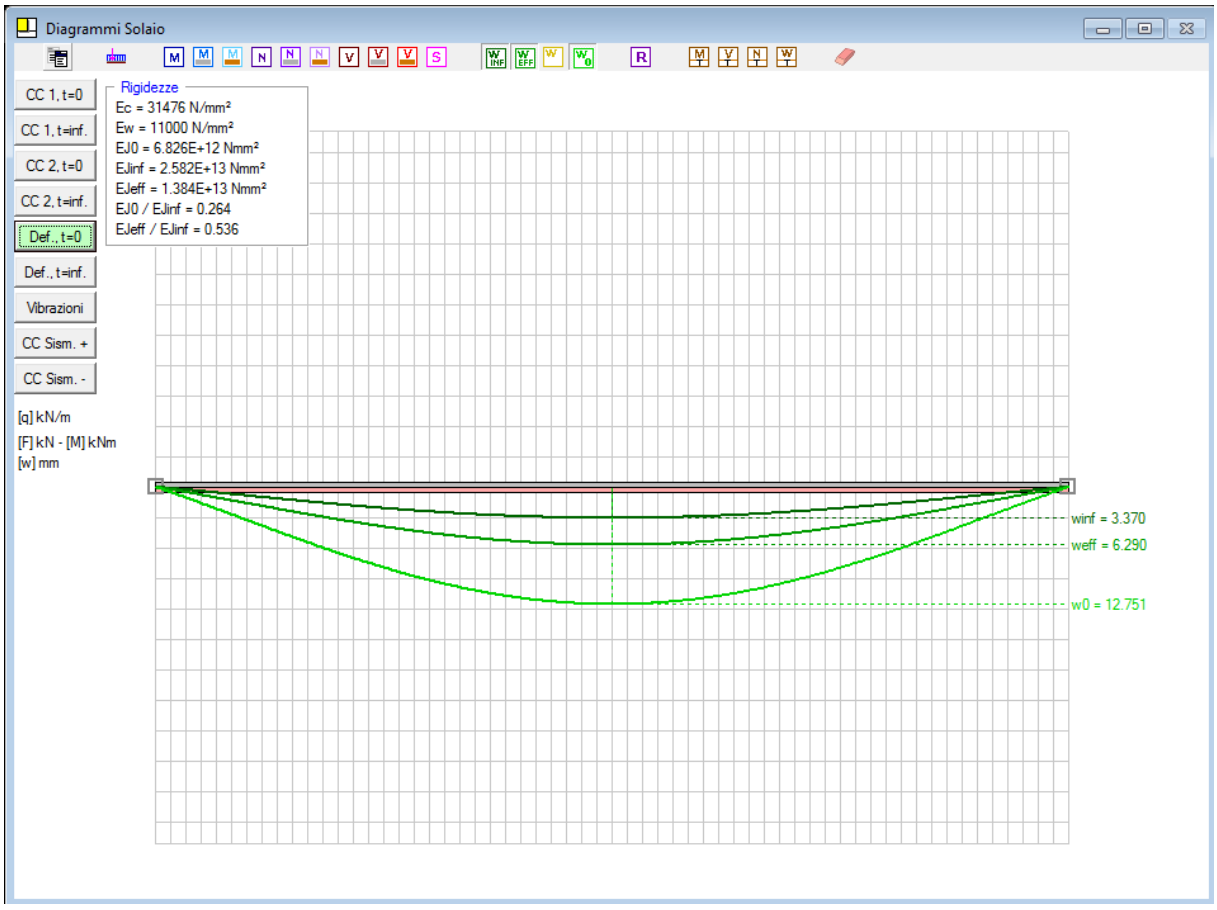
1.260

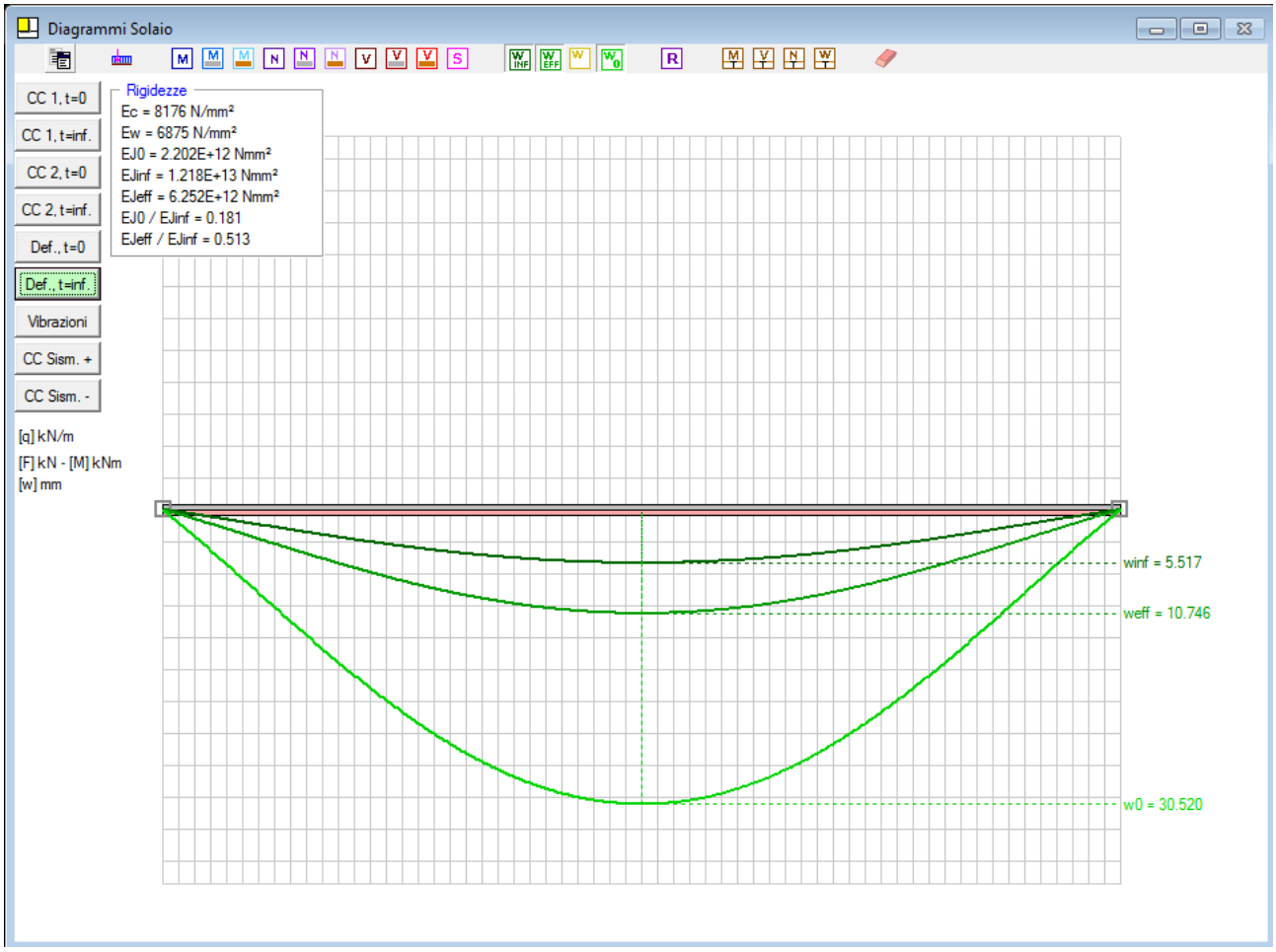
Coefficienti di sicurezza: Deformabilità, Vibrazioni, Fuoco - Solaio n° 1 (di 1)




Diagrammi Solaio
CC 1, t=0
CC 1, t=inf.
CC 2, t=0
CC 2, t=inf.
Def., t=0
Def., t=inf.
Vibrazioni
CC Sism. +
CC Sism. -
[q] kN/m
[F] kN - [M] kNm
[w] mm
Rigidezze
Ec = 31476 N/mm²
Ew = 11000 N/mm²
EJ0 = 6.826E+12 Nmm²
EJinf = 2.582E+13 Nmm²
EJeff = 1.088E+13 Nmm²
EJ0 / EJinf = 0.264
EJeff / EJinf = 0.421
Nc = -55.25
Nw = -27.62
M = -18.53
Mc = -9.63
q=12.35
Mw = 4.00
Mc = 19.26
Nc = 27.62
M = 37.06
Nw = 55.25


Dominio di resistenza (cls) Solaio
CC 1, t=0
CC 1, t=inf.
CC 2, t=0
CC 2, t=inf.
CC Sism. +
CC Sism. -
Dominio di resistenza della sezione di calcestruzzo
(Momenti in kNm)
per sforzo Normale N = -55.25 kN
COMBINAZIONE (1): MEDIA DURATA (TUTTI I CARICHI) - TEMPO 0
VERIFICA SODDISFATTA
120.74
(19.26,0.00),0.00)
0.00
Mz [u=10.00]
-120.74
-35.08
0.00
24.15
My [u=2.45]


Diagrammi Solaio
CC 1, t=0
CC 1, t=inf.
CC 2, t=0
CC 2, t=inf.
Def., t=0
Def., t=inf.
Vibrazioni
CC Sism. +
CC Sism. -
[q] kN/m
[F] kN - [M] kNm
[w] mm
Rigidezze
Ec = 31476 N/mm²
Ew = 11000 N/mm²
EJ0 = 6.826E+12 Nmm²
EJinf = 2.582E+13 Nmm²
EJeff = 1.384E+13 Nmm²
EJ0 / EJinf = 0.264
EJeff / EJinf = 0.536
winf = 3.370
weff = 6.290
w0 = 12.751


Diagrammi Solaio
CC 1, t=0
CC 1, t=inf.
CC 2, t=0
CC 2, t=inf.
Def., t=0
Def., t=inf.
Vibrazioni
CC Sism. +
CC Sism. -
[q] kN/m
[F] kN - [M] kNm
[w] mm
Rigidezze
Ec = 8176 N/mm²
Ew = 6875 N/mm²
EJ0 = 2.202E+12 Nmm²
EJinf = 1.218E+13 Nmm²
EJeff = 6.252E+12 Nmm²
EJ0 / EJinf = 0.181
EJeff / EJinf = 0.513
winf = 5.517
weff = 10.746
w0 = 30.520

C.4. ESEMPIO_4: CASI STUDIATI DA GIRHAMMAR (VALIDAZIONE)

Il file *Esempio_4*, installato da SLC nella cartella di apprendimento: \Aedes20xx\Slc\Es-Apprendi e nella cartella dei progetti: \Aedes20xx\Slc\Progetti, si riferisce ai casi studio proposti da Girhammar in [2][3], autore della teoria esatta presentata in §A.2.1.

Nelle immagini a pagina seguente si riportano i parametri meccanici della sezione composta e di seguito le soluzioni per gli spostamenti massimi corrispondenti a:
• connessione infinitamente rigida;
• connessione deformabile con soluzione esatta (vd. §A.2.1.1) come elaborata da Girhammar;
• connessione deformabile con soluzione approssimata mediante rigidezza efficace (vd. §A.2.1.2) come elaborata da Girhammar;
• connessione deformabile con la soluzione approssimata proposta da Eurocodice 5 (§A.2.2).

La trave composta viene analizzata per 2 condizioni di carico:
• carico distribuito pari a 1 kN/m
• carico concentrato in mezzeria pari a 1 kN

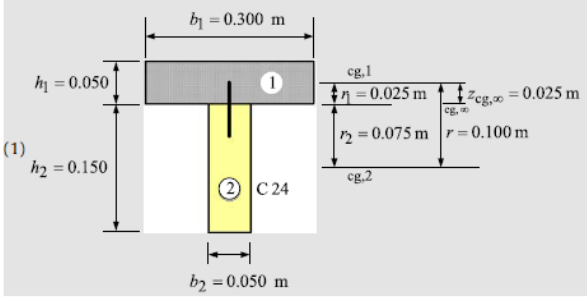
Vengono considerati diversi tipi di vincolamento; in particolare, per il confronto con SLC, interessano:
• pinned - pinned (appoggio - appoggio)
• pinned - clamped (appoggio - incastro)
• clamped - clamped (incastro - incastro).

Nel file di SLC vengono quindi presentati 6 solai, rispettivamente:
1. appoggio-appoggio con carico distribuito
2. appoggio-appoggio con carico concentrato
3. appoggio-incastro con carico distribuito
4. appoggio-incastro con carico concentrato
5. incastro-incastro con carico distribuito
6. incastro-incastro con carico concentrato

Per tutti i casi, nelle pagine successive vengono evidenziati i grafici delle deformate ed i valori corrispondenti, coincidenti con quelli riportati nel test di riferimento.
Come risulta dall'immagine tratta dal lavoro di Girhammar, anche EC5, che fa riferimento alla trave su doppio appoggio, consente la determinazione del risultato per altri schemi statici in dipendenza dalla luce di riferimento (che viene ridotta rispetto alla luce reale in caso di incastri).

Il vantaggio del metodo sviluppato da Girhammar consiste nell'aver individuato le soluzioni esatte per tutte le sollecitazioni e le deformazioni delle travi composte per qualsiasi vincolamento e per diversi tipi di carico, e nell'aver successivamente dimostrato, tramite l'introduzione della rigidezza efficace, che le espressioni dello spostamento possono essere ricondotte, con ottima corrispondenza, a quelle della linea elastica di una trave semplice (a sezione singola, non composta) sostituendo alla classica rigidezza flessionale EJ la rigidezza efficace EJ_{eff} caratteristica della sezione composta con connessione deformabile.

Table 2
Composite cross-sections with different materials and geometries: (1) timber–concrete—uncracked concrete plate in compression

Cross-section	Modulus (GPa)	Axial stiffness (MN)	Bending stiffness (MN m^2)	Parameters
	$K = 0.05$ $E_1 = 12^a$ $E_2 = 8$	$E_1A_1 = 180$ $E_2A_2 = 60$ $EA_0 = 240$	$E_1I_1 = 0.0375$ $E_2I_2 = 0.113$ $EI_0 = 0.150$ (a) $EI_\infty = 0.600$ (b) (c) $EI_{eff} = 0.439$ for $L = 4$ m and $\mu = 1$	$\alpha = 2.11$ m^{-1} $EI_0/EI_\infty = 0.250$ (d) $\alpha L = 8.43$ for $L = 4$ m

U.A. Girhammar / International Journal of Mechanical Sciences 51 (2009) 515–530

Table 3
Comparisons of maximum deflections obtained from exact and approximate analysis for partially composite beams with different boundary conditions—composite timber–concrete beam design # 1 according to Table 2 ($\alpha = 2.11$ m^{-1}; $EI_0/EI_\infty = 0.250$; non-cracked concrete in compression).

Boundary and loading conditions	Exact $w_{\infty,max}$ (mm)	Exact w_{max} (mm)	Approximate (effective) $w_{eff,max}$ (mm)			
			Present method	Error (%)	Eurocode 5	Error (%)
Free–clamped ($\mu = 2$); $L = 2$ m; $\alpha L = 4.22$						
Distributed load ($q_0 = 1$ kN/m)	3.33	4.76	4.55	−4.4	4.55[a]	−4.4
Point load ($Q = 1$ kN)	4.44	6.16	6.07	−1.5	6.07[a]	−1.5
Pinned–pinned ($\mu = 1$); $L = 4$ m; $\alpha L = 8.44$						
Distributed load ($q_0 = 1$ kN/m)	5.56 (1)	7.56 (2)	7.59 (3)	+0.4	7.59 (4)	+0.4
Point load ($Q = 1$ kN)	2.22 (5)	3.08 (6)	3.03 (7)	−1.5	3.03 (8)	−1.5
Pinned–clamped ($\mu = 0.7$); $L = 4$ m; $\alpha L = 8.44$[k]						
Distributed load ($q_0 = 1$ kN/m)	2.31 (9)	4.01[l]	3.84 (10)	−4.1	3.55[b]	−11.5
					3.68[c]	−8.1
					3.64[d]	−9.1
Point load ($Q = 1$ kN)	0.994 (11)	1.76[l]	1.65 (12)	−6.1	1.53[b]	−13.3
					1.61[e]	−8.3
					1.60[f]	−9.2
Clamped–clamped ($\mu = 0.5$); $L = 4$ m; $\alpha L = 8.44$						
Distributed load ($q_0 = 1$ kN/m)	1.11 (13)	2.32 (14)	2.30 (15)	−1.0	1.71[b]	−26.7
					2.09[g]	−10.3
					2.09[h]	−10.1
Point load ($Q = 1$ kN)	0.556 (16)	1.16 (17)	1.15 (18)	−1.0	0.853[b]	−26.7
					1.15[i]	−1.0
					1.15[j]	−1.0

Exact and approximate (effective) solutions according to Table 1.

[a] For cantilevered beams, Eurocode 5 recommends that the effective beam length equals twice the actual length.
[b] For continuous beams, Eurocode 5 recommends that the effective beam length equals 0.8 of the relevant length.
[c–j] The effective beam length chosen as the distance between the two zero-moment points points in:
[c] Fully composite propped beam subjected to distributed load, i.e. $L = 0.75 \times 4 = 3$ m.
[d] Partially composite propped beam subjected to distributed load, i.e. $L = 0.7648 \times 4 = 3.06$ m.
[e] Fully composite propped beam subjected to point load, i.e. $L = 0.7273 \times 4 = 2.91$ m.
[f] Partially composite propped beam subjected to point load, i.e. $L = 0.7406 \times 4 = 2.96$ m.
[g] Fully composite clamped beam subjected to distributed load, i.e. $L = 0.5794 \times 4 = 2.32$ m.
[h] Partially composite clamped beam subjected to distributed load, i.e. $L = 0.5774 \times 4 = 2.31$ m.
[i] Fully composite clamped beam subjected to point load, i.e. $L = 0.5 \times 4 = 2.00$ m.
[j] Partially composite clamped beam subjected to point load, i.e. $L = 0.5 \times 4 = 2.00$ m.
[k] Evaluating the deflection at the midspan gives about 1% less accurate values.
[l] Maximum deflection occurs at $x_{max} = 1.74$ m ($0.440L$) for distributed load and $x_{max} = 1.87$ m ($0.468L$) for point load.

FRECCE (SPOSTAMENTI MASSIMI).

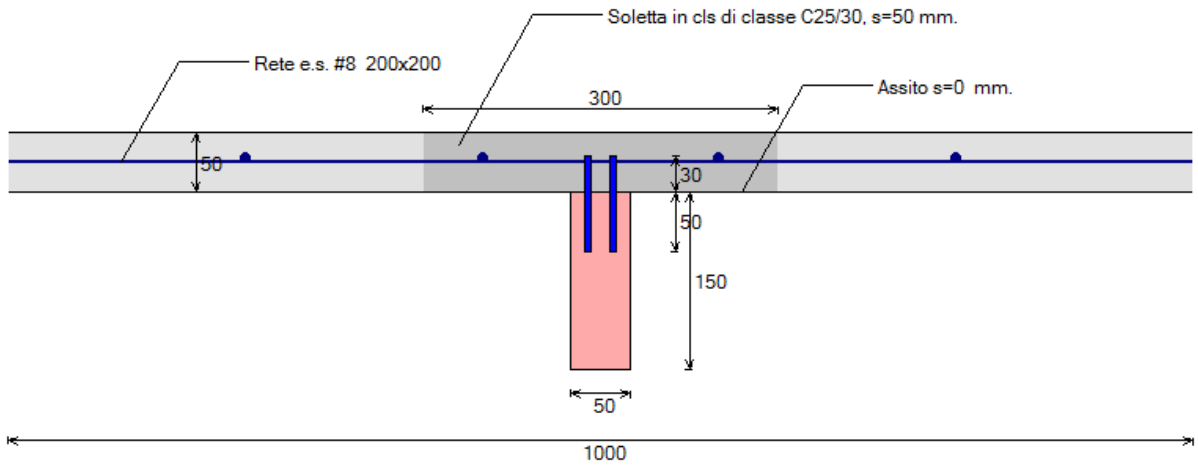
CONFRONTO FRA:
- **CONNESSIONE INFINITAMENTE RIGIDA** $w_{\infty,max}$
- **CONNESSIONE DEFORMABILE: SOLUZIONE ESATTA** w_{max}
- **CONNESSIONE DEFORMABILE: SOLUZIONE APPROSSIMATA** $w_{eff,max}$ Present method
- **CONNESSIONE DEFORMABILE: METODO EUROCODICE 5** $w_{eff,max}$ Eurocode 5

Nel seguito, si riportano le immagini tratte da SLC relative ai 6 solai di *Esempio_3* ed un estratto dai risultati riguardante la verifica della freccia per il solaio n°1.
Si osservi che le frecce sopra riportate vengono confrontate con le deformate flessionali rappresentate graficamente in SLC. I valori numerici delle corrispondenti verifiche sono incrementai del 10% perché nelle verifiche di sicurezza per la deformabilità si considera un incremento del 10% dovuto al contributo della deformabilità a taglio.
Si osservi che per i solai di questo file l'attenzione è rivolta non tanto al fatto che la verifica sia soddisfatta o meno, quanto piuttosto al valore di calcolo dello spostamento.

La validazione di SLC risulta confermata in quanto vi è di fatto coincidenza con i valori ottenuti da Girhammar.

SEZ.A-A : SEZIONE TRAVE (agli appoggi. In mezzeria: connettore singolo)

TRAVI sez. 50 x 150 mm., ad interasse 1000 mm.
Legno: Conifere e pioppo (EN 338) [CNR DT 206 R1/2018] [C24]
Luce libera: 4000 mm.
Connettori: #6, l = 80 mm.
Profondità di infissione = 50 mm.
Zone agli appoggi (l = 1000) : 2#6 / 100 mm.
Zona centrale (l = 2000) : 1#6 / 100 mm.



DEFORMABILITA' solaio n° 1: **VERIFICA SODDISFATTA**

C.sic. minimo: **1.603**
[Freccia (trave legno-cls) - t=0]

TRAVE

VERIFICA DI DEFORMABILITA' - TEMPO 0 (solaio n° 1)
- Carico uniforme: q = 1.00 kN/m
- Rigidezze (Ec,Ew in N/mm² - Kconn in N/mm - EJ in N·mm²):

Ec	Ew	Kconn	EJ0 **(a)**	EJinf **(b)**	EJeff **(c)**	(EJ0/EJinf)	(EJeff/EJinf)
12000	8000	5000	1.500E+11	6.000E+11	4.394E+11	0.250	0.732

- Distanze (mm):

rc	rw	r	hcg inf	rc inf	rw inf	hcg eff	rc eff	rw eff
25.0	75.0	100.0	150.0	25.0	75.0	123.2	51.8	48.2

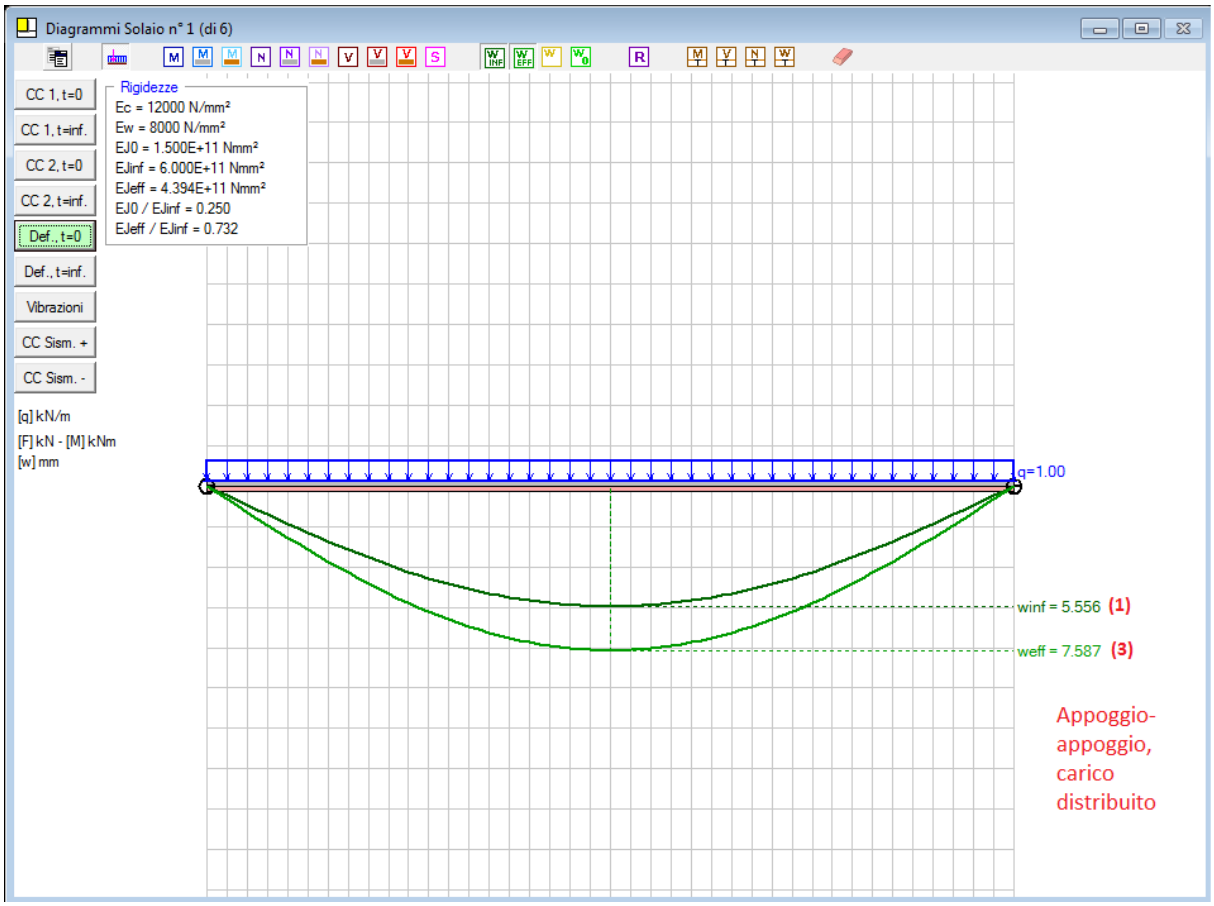
- Coefficienti adimensionali:

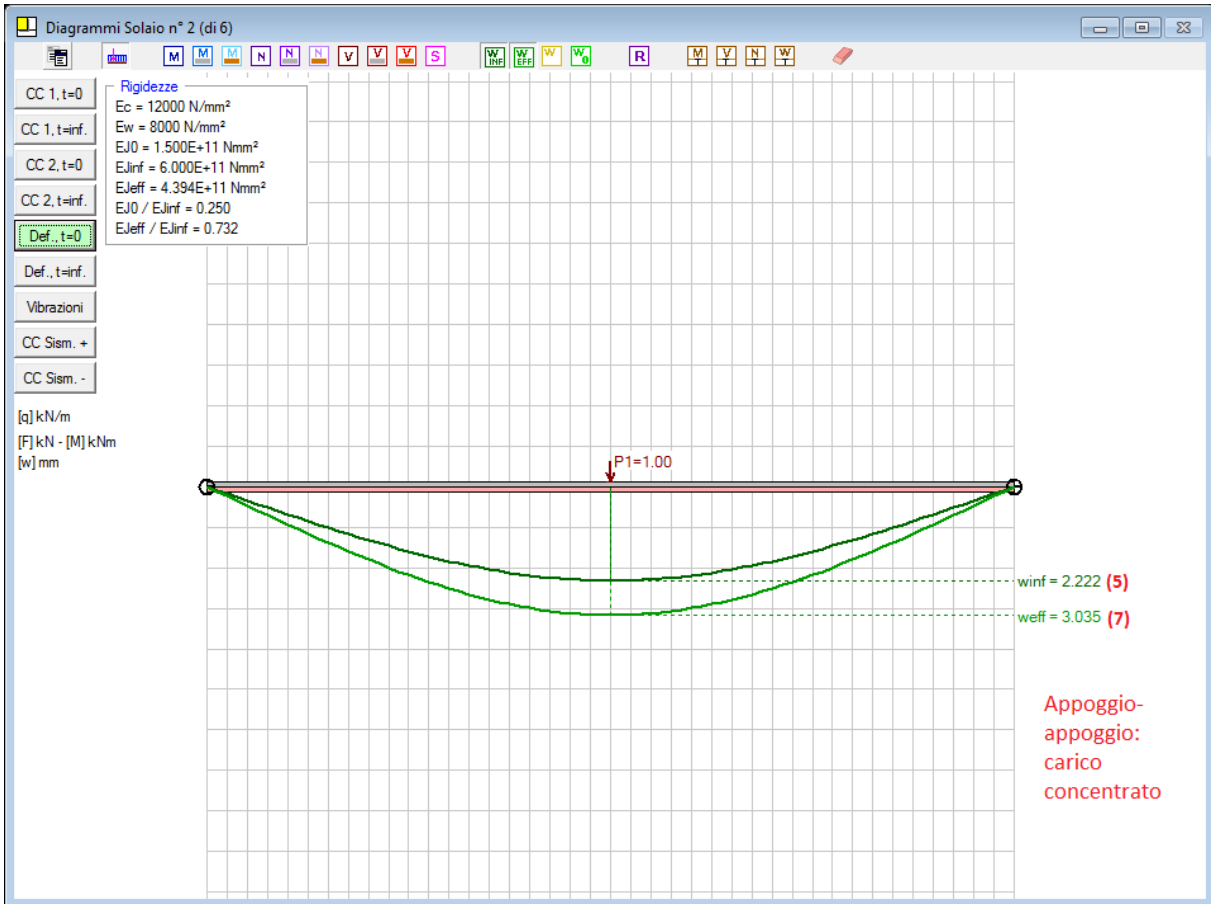
γc	γw	αL	γ
0.310	1.000	8.43 **(d)**	0.643

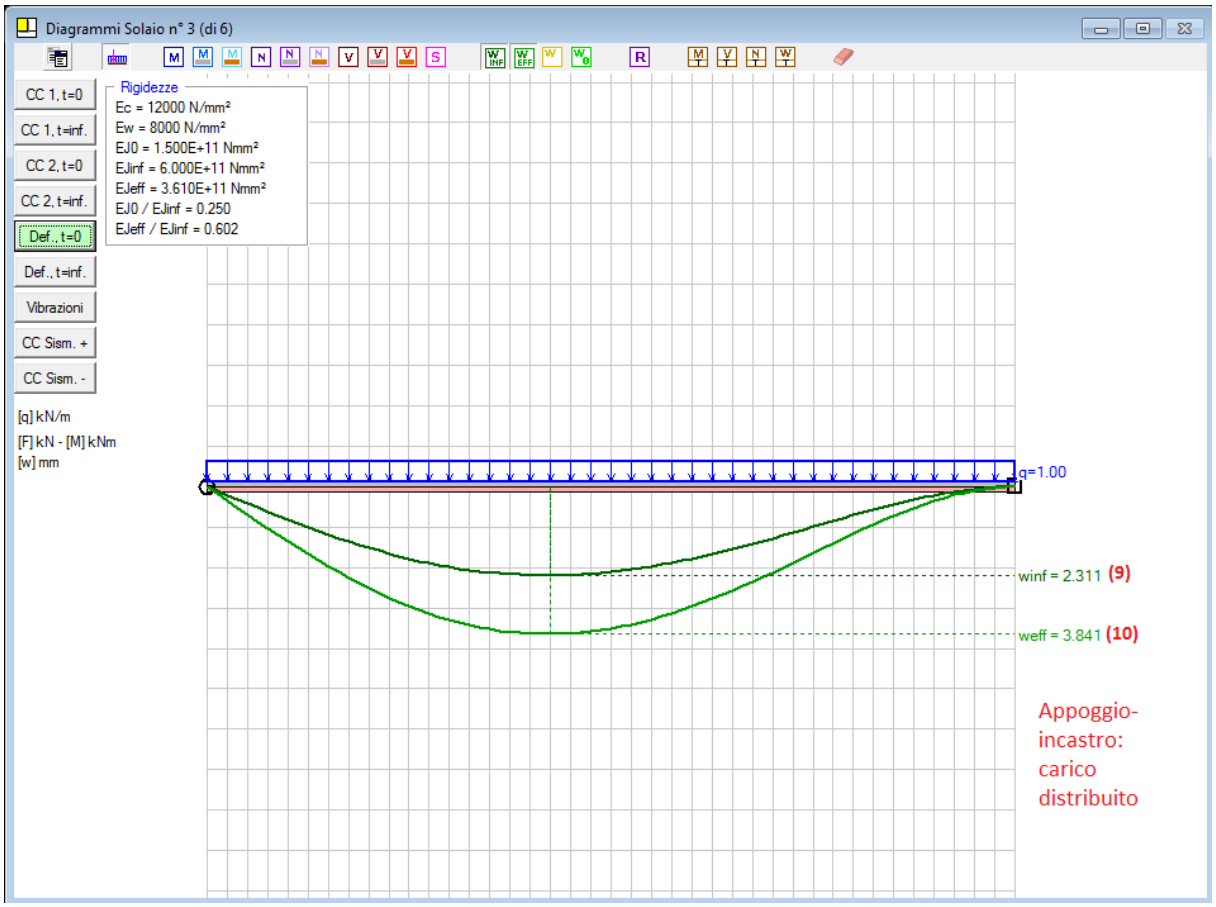
- **Freccia**
  (con incremento del 10% rispetto alla deformata flessionale,
  per tener conto della deformabilità a taglio: §17.6.5 DT206)

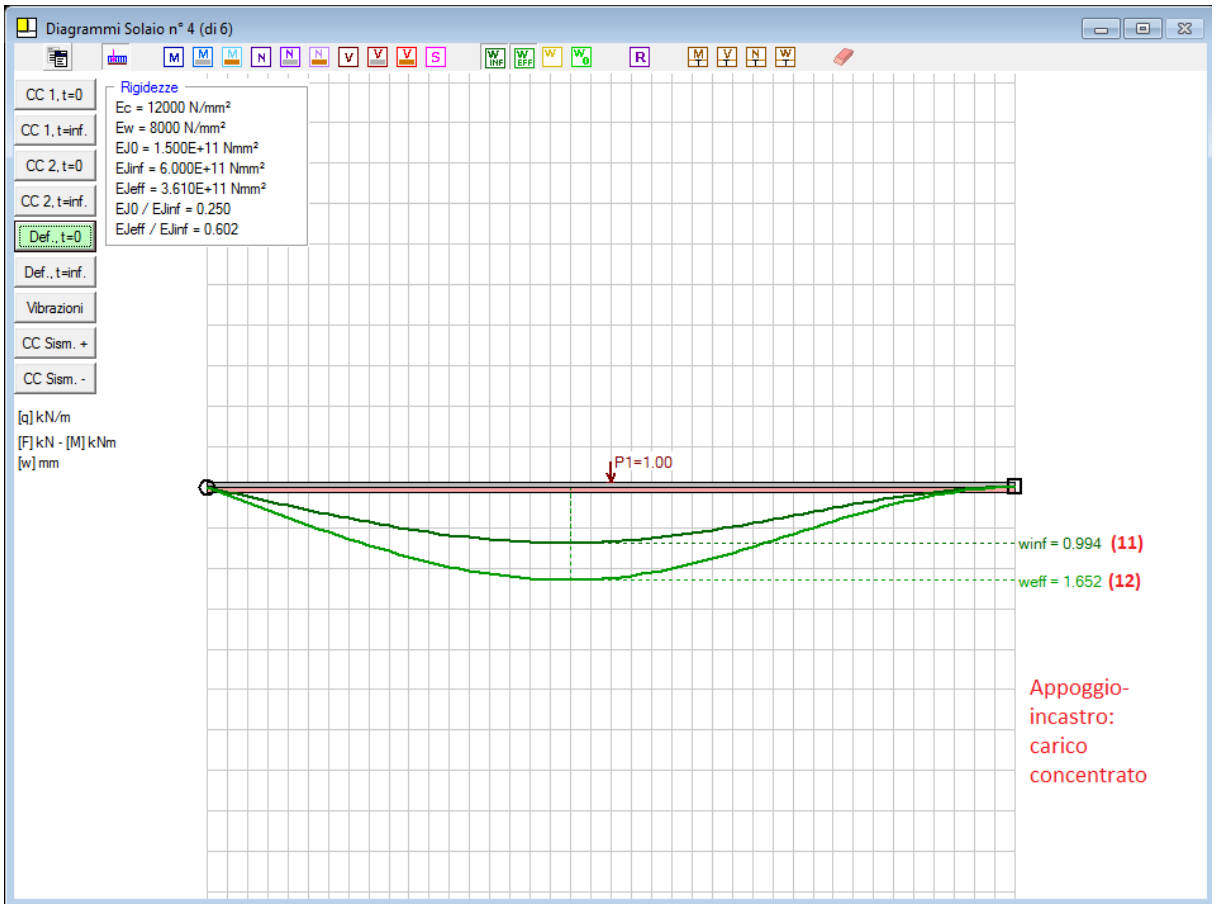
Luce L (mm)	Freccia f (mm)	(f/L) 1/	(f/L)max 1/	C.Sic.
4000	8.32*	481	300	**1.603**

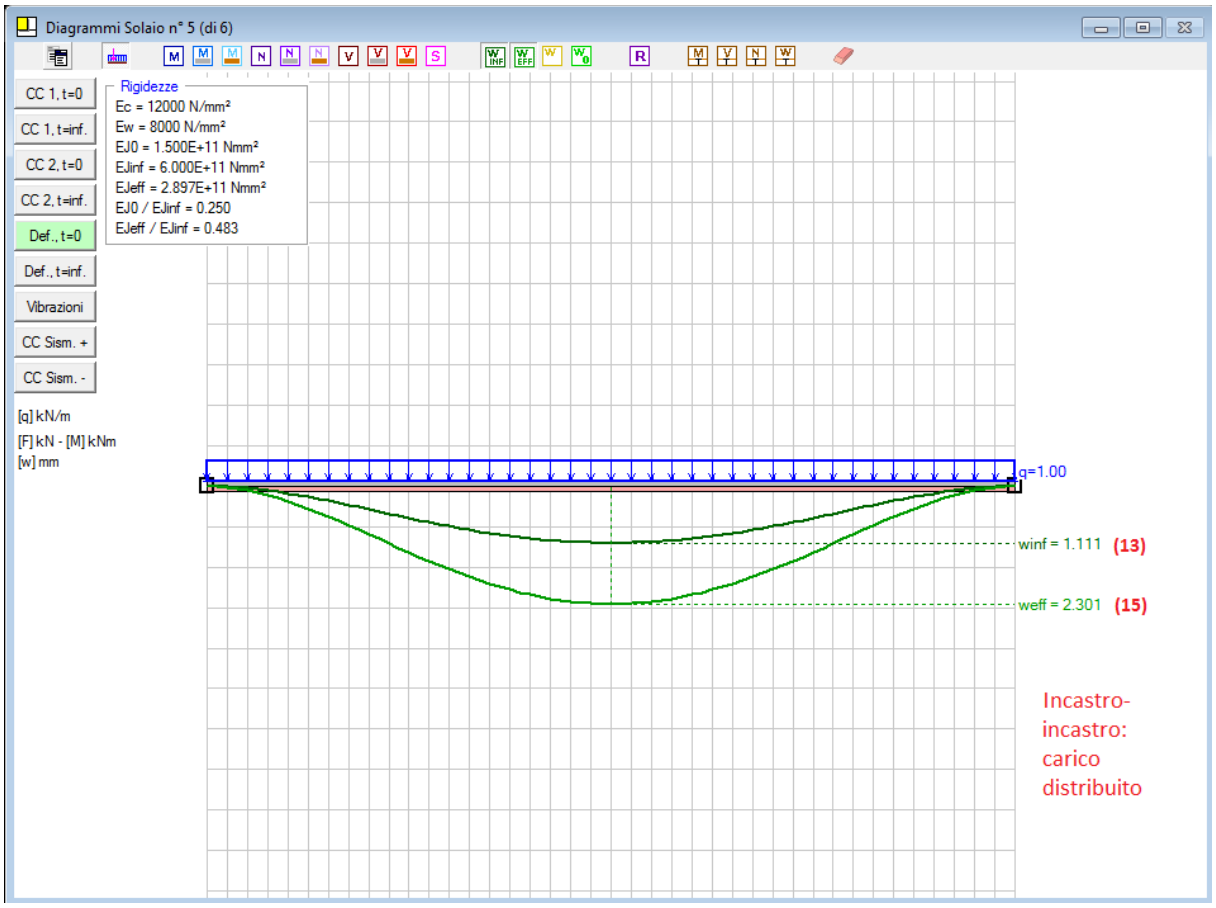
*8.32 ≈ 7.587 · 1.10 (+10% dovuto alla deformabilità a taglio)

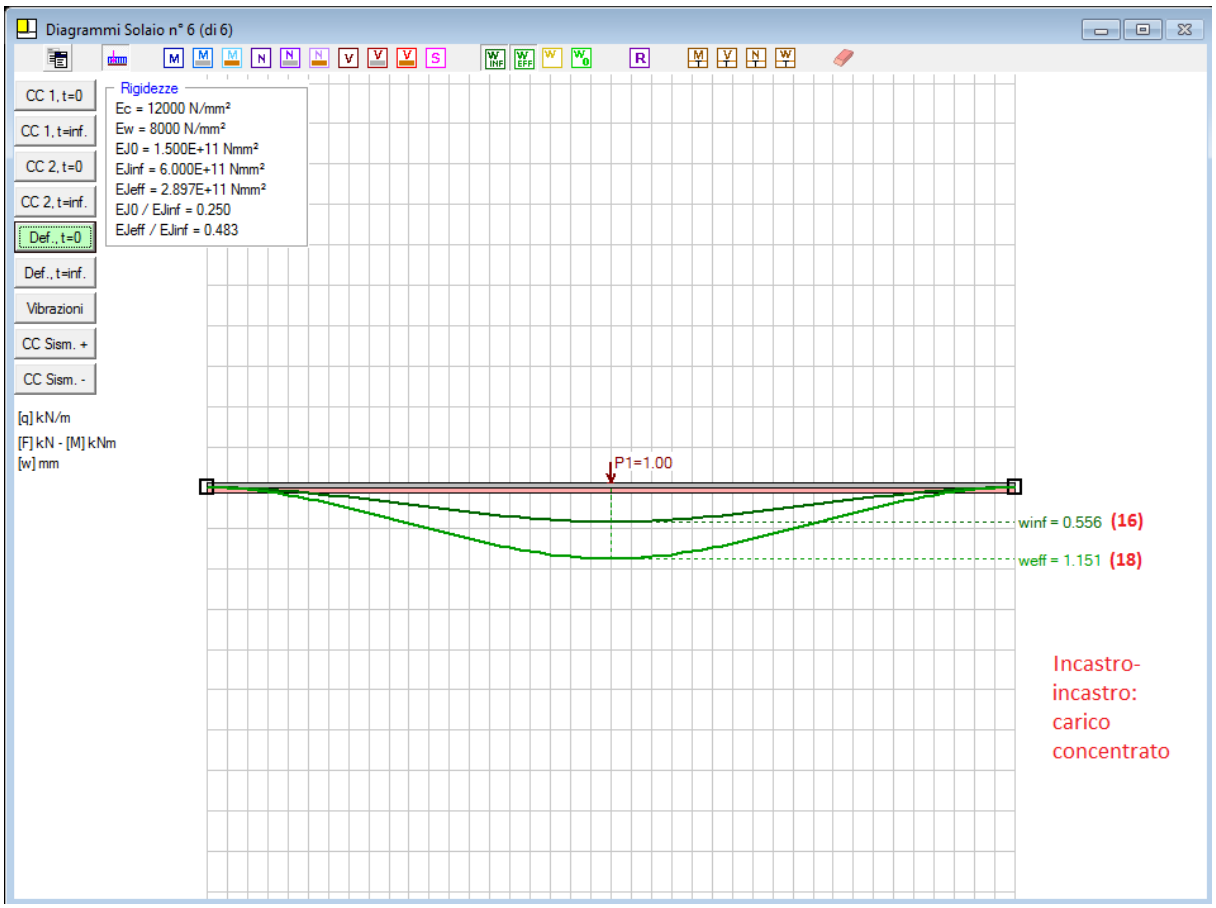

Diagrammi Solaio n° 1 (di 6)
CC 1, t=0
CC 1, t=inf.
CC 2, t=0
CC 2, t=inf.
Def., t=0
Def., t=inf.
Vibrazioni
CC Sism. +
CC Sism. -
[q] kN/m
[F] kN - [M] kNm
[w] mm
Rigidezze
Ec = 12000 N/mm²
Ew = 8000 N/mm²
EJ0 = 1.500E+11 Nmm²
EJinf = 6.000E+11 Nmm²
EJeff = 4.394E+11 Nmm²
EJ0 / EJinf = 0.250
EJeff / EJinf = 0.732
q=1.00
winf = 5.556 (1)
weff = 7.587 (3)
Appoggio-appoggio, carico distribuito


Diagrammi Solaio n° 2 (di 6)
CC 1, t=0
CC 1, t=inf.
CC 2, t=0
CC 2, t=inf.
Def., t=0
Def., t=inf.
Vibrazioni
CC Sism. +
CC Sism. -
[q] kN/m
[F] kN - [M] kNm
[w] mm
Rigidezze
Ec = 12000 N/mm²
Ew = 8000 N/mm²
EJ0 = 1.500E+11 Nmm²
EJinf = 6.000E+11 Nmm²
EJeff = 4.394E+11 Nmm²
EJ0 / EJinf = 0.250
EJeff / EJinf = 0.732
P1=1.00
winf = 2.222 (5)
weff = 3.035 (7)
Appoggio-appoggio: carico concentrato


Diagrammi Solaio n° 3 (di 6)
CC 1, t=0
CC 1, t=inf.
CC 2, t=0
CC 2, t=inf.
Def., t=0
Def., t=inf.
Vibrazioni
CC Sism. +
CC Sism. -
[q] kN/m
[F] kN - [M] kNm
[w] mm
Rigidezze
Ec = 12000 N/mm²
Ew = 8000 N/mm²
EJ0 = 1.500E+11 Nmm²
EJinf = 6.000E+11 Nmm²
EJeff = 3.610E+11 Nmm²
EJ0 / EJinf = 0.250
EJeff / EJinf = 0.602
q=1.00
winf = 2.311 (9)
weff = 3.841 (10)
Appoggio-
incastro:
carico
distribuito


Diagrammi Solaio n° 4 (di 6)
CC 1, t=0
CC 1, t=inf.
CC 2, t=0
CC 2, t=inf.
Def., t=0
Def., t=inf.
Vibrazioni
CC Sism. +
CC Sism. -
[q] kN/m
[F] kN - [M] kNm
[w] mm
Rigidezze
Ec = 12000 N/mm²
Ew = 8000 N/mm²
EJ0 = 1.500E+11 Nmm²
EJinf = 6.000E+11 Nmm²
EJeff = 3.610E+11 Nmm²
EJ0 / EJinf = 0.250
EJeff / EJinf = 0.602
P1=1.00
winf = 0.994 (11)
weff = 1.652 (12)
Appoggio-
incastro:
carico
concentrato


Diagrammi Solaio n° 5 (di 6)
CC 1, t=0
CC 1, t=inf.
CC 2, t=0
CC 2, t=inf.
Def., t=0
Def., t=inf.
Vibrazioni
CC Sism. +
CC Sism. -
[q] kN/m
[F] kN - [M] kNm
[w] mm
Rigidezze
Ec = 12000 N/mm²
Ew = 8000 N/mm²
EJ0 = 1.500E+11 Nmm²
EJinf = 6.000E+11 Nmm²
EJeff = 2.897E+11 Nmm²
EJ0 / EJinf = 0.250
EJeff / EJinf = 0.483
q=1.00
winf = 1.111 (13)
weff = 2.301 (15)
Incastro-
incastro:
carico
distribuito


Diagrammi Solaio n° 6 (di 6)
CC 1, t=0
CC 1, t=inf.
CC 2, t=0
CC 2, t=inf.
Def., t=0
Def., t=inf.
Vibrazioni
CC Sism. +
CC Sism. -
[q] kN/m
[F] kN - [M] kNm
[w] mm
Rigidezze
Ec = 12000 N/mm²
Ew = 8000 N/mm²
EJ0 = 1.500E+11 Nmm²
EJinf = 6.000E+11 Nmm²
EJeff = 2.897E+11 Nmm²
EJ0 / EJinf = 0.250
EJeff / EJinf = 0.483
P1=1.00
winf = 0.556 (16)
weff = 1.151 (18)
Incastro-
incastro:
carico
concentrato

C.5. ESEMPIO_5: ESEMPIO GUIDATO

L'esempio guidato è un esempio reale di progettazione. In un edificio esistente in muratura di pietrame squadrato in buone condizioni, i solai in legno non sono in grado di rispettare i requisiti prestazionali necessari (resistenza, deformabilità) in seguito ad una prevista ristrutturazione del fabbricato con conseguente incremento del carico di esercizio.
Si suppone, infatti, di cambiare l'attuale destinazione del solaio (uso residenziale, categoria A) in negozio (categoria D1: il carico variabile aumenta da 2.00 a 4.00 kN/m^2). L'edificio è un fabbricato di pregio, sottoposto a vincolo architettonico inerente il mantenimento delle caratteristiche originarie e posto in zona sismica.

Si ponga attenzione sui due vani a piano primo: (A) e (B).
Il vano (1), di grandi dimensioni (7.80 x 9.50 m), presenta un solaio in legno notevolmente deteriorato e con una freccia permanente che ne sconsiglia il consolidamento. Si prevede quindi di rimuoverlo, sostituendolo con un nuovo solaio, ancora in legno in modo da rispettare le caratteristiche originarie dell'edificio, e con sovrastante soletta in calcestruzzo in grado di garantire la richiesta rigidità d'impalcato, sia nei confronti delle azioni orizzontali di natura sismica, sia anche per la deformabilità corrispondente ai carichi verticali.
Sarà ovviamente previsto anche un intervento perimetrale di cordolatura o comunque di legatura diffusa alle pareti murarie portanti (aspetto su cui, in questa sede, non ci soffermeremo oltre).

Le nuove travi, nel rispetto delle sezioni preesistenti, sono previste di sezione 350x400 mm, ad interasse di 1600 mm., e avranno luce libera di 7800 mm.

Nel vano adiacente (2) la situazione è un po' diversa: il solaio esistente, date anche le più ridotte dimensioni del vano stesso, presenta travi ancora accettabili, addirittura in buone condizioni, e quindi appare appropriato, in questo caso, utilizzare le travi medesime per il consolidamento, collegandole - attraverso i connettori - ad un getto di calcestruzzo sovrastante (anche in questo caso si dovrà garantire l'efficacia della giunzione perimetrale alle murature portanti, eventualmente intervenendo su questo aspetto, e comunque certamente predisponendo i ferri di collegamento fra la nuova soletta in calcestruzzo e le pareti stesse).
Le travi in legno esistenti sono di sezione 250x300 mm, ad interasse 1300 mm., e di luce libera 4700 mm.
Sia per (1) che per (2) ci troviamo quindi ad analizzare un solaio misto in legno e calcestruzzo.

E' disponibile il file *Esempio_5.dwg* fornito in dotazione a SLC e installato in \Aedes20xx\Slc\Es-Apprendi.

Nota bene Nella cartella di apprendimento (\Aedes20xx\Slc\Es-Apprendi) e nella cartella dei progetti (\Aedes20xx\Slc\Progetti) è fornito anche il file: *Esempio_5.slc* già completo di tutti i dati di questo progetto, dati che comunque, seguendo le indicazioni, verranno rigenerati in un analogo file, che al momento del salvataggio sarà denominato: *Solai_Negozio.slc*. ■

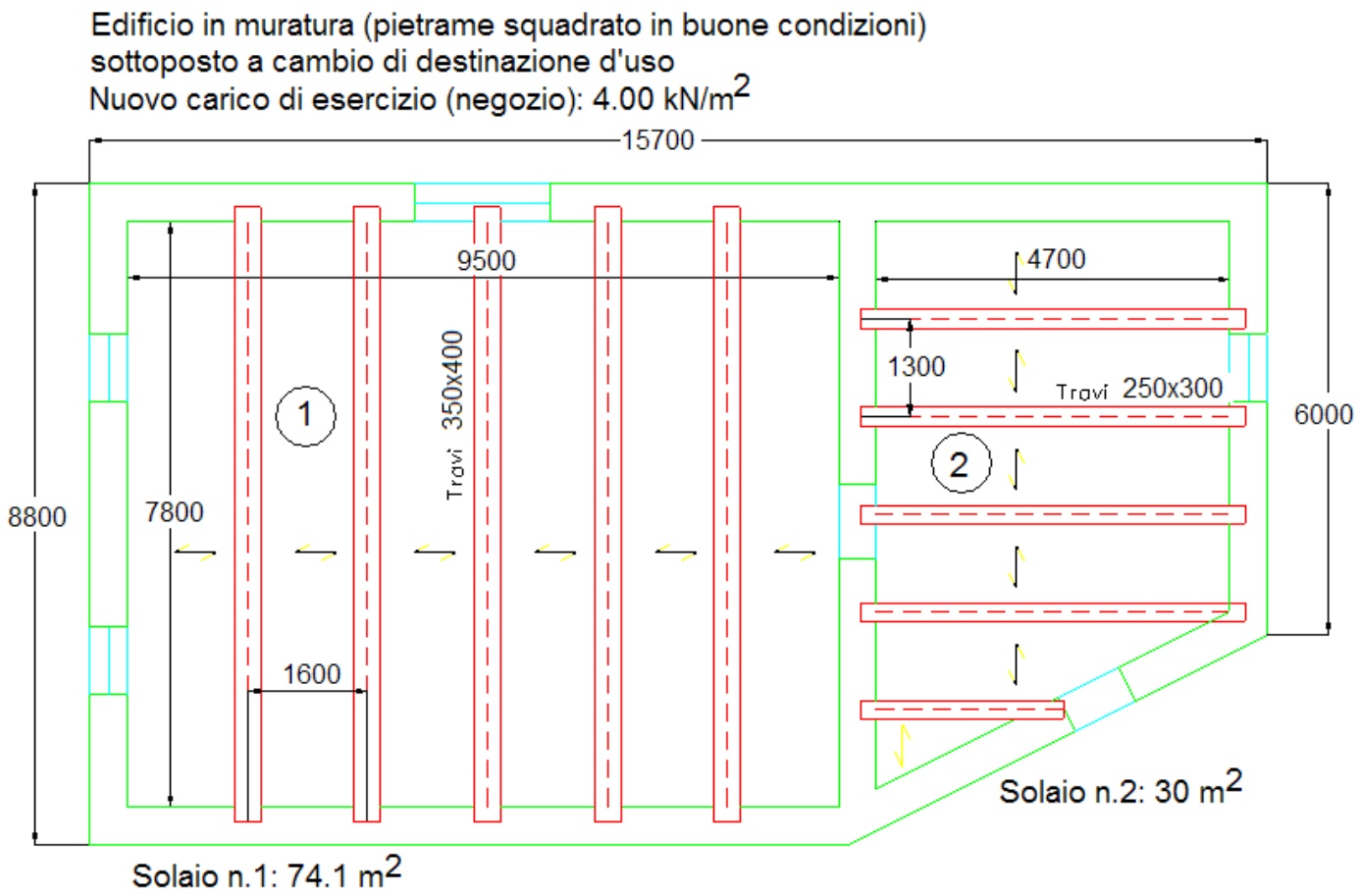


Fig. C.5-1. Pianta dell'edificio oggetto di intervento

In sintesi, quindi, si ha:
(1) un solaio nuovo, con travi di sezione 350x400, luce libera 7800 mm., interasse 1600 mm.;
(2) un solaio esistente, con travi di sezione 250x300, luce libera 4700 mm, interasse 1300 mm.
Essendo inclusi nello stesso edificio, le due maglie di solaio avranno alcune caratteristiche comuni:
- la soletta, di spessore 40 mm, è in calcestruzzo classe C25/30;
- l'assito, in pianelle di cotto, ha spessore 30 mm;
- i carichi di esercizio corrispondono, seconda la destinazione d'uso, a 4.00 kN/m^2.

Per la trave principale del solaio (1) si usano connettori ϕ16 accoppiati lungo tutta la trave, ma diradati in mezzeria; per la trave principale del solaio (2) si usano connettori ϕ12 a interasse costante, ma accoppiati agli appoggi e non in mezzeria.

Lanciato SLC, il programma si predispone da solo per i dati di un nuovo progetto.
I dati presentati sono quelli preimpostati per il progetto Anonimo: dovranno essere modificati in base al progetto da analizzare. Nella finestra Grafica è visualizzata una sezione predefinita della trave del solaio; nella finestra Risultati sono riportati valori corrispondenti al calcolo del solaio predefinito.

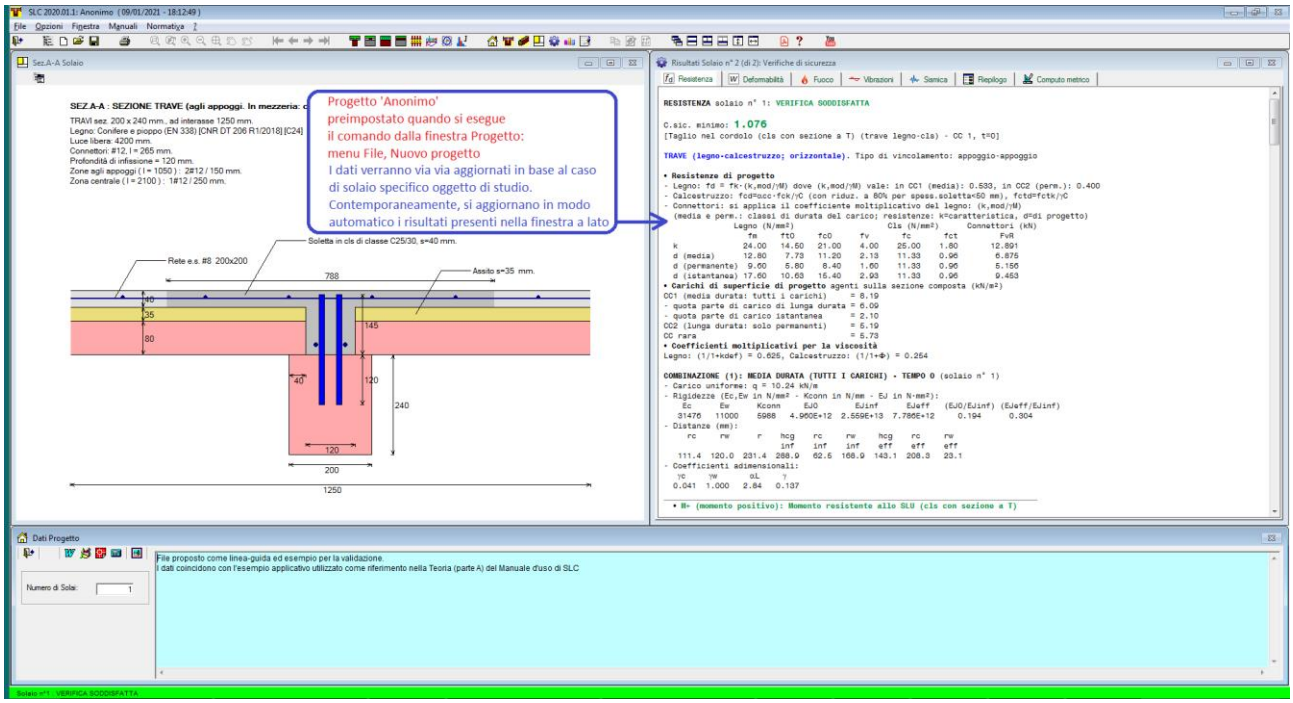


Fig. C.5-2. Schermata iniziale di SLC preimpostata per un Nuovo progetto

Nella finestra Dati Progetto specificare: numero di solai = 2.
Nella casella di testo del 'Commento' si può inserire un testo a piacere inerente l'edificio corrente (descrizione dell'edificio, nome del Committente ed ubicazione, indicazioni sulla configurazione del progetto, ecc.)
La finestra Progetto non richiede ulteriori dati: tuttavia *non deve essere chiusa*: essendo infatti la finestra principale, produrrebbe l'uscita dal programma. La finestra Progetto resterà come finestra di testo di sfondo dell'applicazione.

ALT+N,S (CTRL+S): attiva la finestra Solai (barra degli strumenti:).
Con l'apertura della finestra Solai, si aggiornano sempre automaticamente i risultati nella finestra Risultati: essi ovviamente non possono ancora riferirsi al progetto da analizzare, perché occorre modificare opportunamente i dati. SLC opera nel seguente modo: via via che si modificheranno i dati, introducendo i reali valori del caso in esame, si avrà un continuo aggiornamento dei risultati, sempre coerenti con i dati attivi al momento.

I dati da inserire per il Solaio n°1, nelle varie schede: Tipologia, Geometria, Legno, Calcestruzzo, Connettori Trave, Connettori Travetto, Carichi, Fuoco-Varie, Sismica-Muratura sono i seguenti (per spostarsi da un campo all'altro, usare TAB o INVIO o fare clic con il mouse):

DATI SOLAIO n° 1

TIPOLOGIA
Orditura: Doppia (travi e travetti), con connessioni nei travetti
- con ancoraggio lungo tutto il perimetro del solaio
Comportamenti del solaio analizzati:
- resistenza
- deformabilità
- vibrazioni
Vincolamento della trave: semincastro-semincastro

GEOMETRIA [lunghezze in mm]
Trave: sezione: B = 350, H = 400
rapporto H/B [§7.7.7.2] = 80, h = 80
luce di calcolo: L = 7800
interasse fra travi: i,T = 1600
Puntellamento in fase costruttiva: diffuso
Travetto: sezione: b = 80, h = 80
appoggio sulla trave: a = 60
interasse fra travetti: i,t = 320
lunghezza (i,T-B+2a) = 1370
luce di calcolo: lunghezza totale
Calcestruzzo: spessore soletta: s = 40
larghezza efficace b,eff = 1270
Altri componenti:
Assito (tavolato o pianellato): spessore: s,a = 30
- tipo: interrotto

LEGNO
Specie e Classe di servizio [§4.4.5, CNR-DT 206: §7.2]:
Abete (Italia) (UNI 11035) [CNR DT 206 R1/2018] S2
Parametri meccanici [MPa=N/mm²]:
fmk = 25
ft0k = 15.0
fc0k = 21.0
fvk = 4.0
E0,mean = 11800
G,mean = 740
Massa volumica (kg/m³):
- caratteristica rho,k = 375
- media rho,m = 450
Resistenza e Deformazioni:
k,mod per Classi di durata del carico [Tab. 4.4.IV]:
- media (CC 1) = 0.80, permanente (CC2) = 0.60
- istantanea (CC Sismica) = 1.10
γM [Tab.4.4.III] = 1.50
k,def [Tab.4.4.V] = 0.60, da cui: [1/(1+k,def)] = 0.625
Si applica il coefficiente moltiplicativo delle resistenze per l'effetto altezza kh [§11.7.1.1]:
- kh trave = 1.000
- kh travetto = 1.134

CALCESTRUZZO
Resistenza [MPa=N/mm²]:
Classe di resistenza [Tab.4.1.I; Tab. C4.1.V]: C25/30
fck = 25
acc = 0.85
fctk = 1.80

E,cm = 31476
P.sp.(kN/m³) = 25.00
gamma,c = 1.50
Per orditura semplice: ignorare la verifica di trazione nella soletta
Viscosità:
tempo di messa in carico t,0 (gg.) = 28
umidità relativa = 55 %
phi(infinito, t,0) = 2.93, da cui: [1/(1+phi)] = 0.254
Armature (acciaio B450C, passi in mm.):
Soletta: rete e.s. #8/200
Armatura del cordolo per sezione a T (in presenza di travetti):
inferiore As,inf: 2#14
Copriferro netto per As: 20 mm

CONNETTORI TRAVE
Parametri meccanici:
Spinotti (acciaio B450C): d(mm) = 16
Rigidezza(N/mm): K,ser (SLE) = 26562, K,u(SLU) = 17708
Resistenza a taglio Fv,Rk (N) = 43758
Scorrimento max (SLU) (mm) = 1.95
Disposizione:
Profondità di infissione (mm): nel legno = 160, nella soletta = 30
- lunghezza totale del connettore (mm) = 300
Accoppiamento barre (con distanza netta tra le due barre = 2.5 d) agli appoggi e in mezzeria
Connettore a barra piegata
Interasse i,cT (mm): agli appoggi = 125, in mezzeria = 250

CONNETTORI TRAVETTO
Spinotti (acciaio B450C): d(mm) = 6
Rigidezza(N/mm): K,ser (SLE) = 3486, K,u(SLU) = 2324
Resistenza a taglio Fv,Rk (N) = 3960
Scorrimento max (SLU) (mm) = 1.00
Disposizione:
Profondità di infissione (mm): nel legno = 53, nella soletta = 30
- lunghezza totale del connettore (mm) = 113
Connettore a barra piegata
Interasse i,ct (mm) = 180

CARICHI
Permanenti:
Peso proprio assito (kN/m³) = 18.00
Peso proprio isolante (kN/m³) = 0.50
G,1 (kN/m²) (permanente strutturale) = 2.41
G,2 (kN/m²) (permanente non strutturale) = 1.80
Coefficienti parziali per SLU:
gamma,G1 = 1.30, gamma,G2 = 1.50
Variabili:
Carico distribuito:
ψ,2 = 0.60
Q,k (kN/m²) = 4.00
Coefficiente parziale per SLU: γ,Q = 1.50
Per verifiche a tempo infinito:
i moduli di elasticità vengono ridotti utilizzando il coefficiente di viscosità (phi) per il calcestruzzo
ed il coefficiente di deformazione (k,def) per il legno.
I valori di calcolo dei moduli di elasticità sono ottenuti dalla media delle caratteristiche elastiche
intere e ridotte pesata in funzione della durata del carico

FUOCO
Comportamento al fuoco [CNR-DT 206 §13]

Verifiche per: trave
Velocità di carbonizzazione β,n = 0.80
Trave: tempo di resistenza al fuoco t (min) = 60
Coefficiente kfi = 1.25
con coefficiente kh calcolato per la sezione efficace

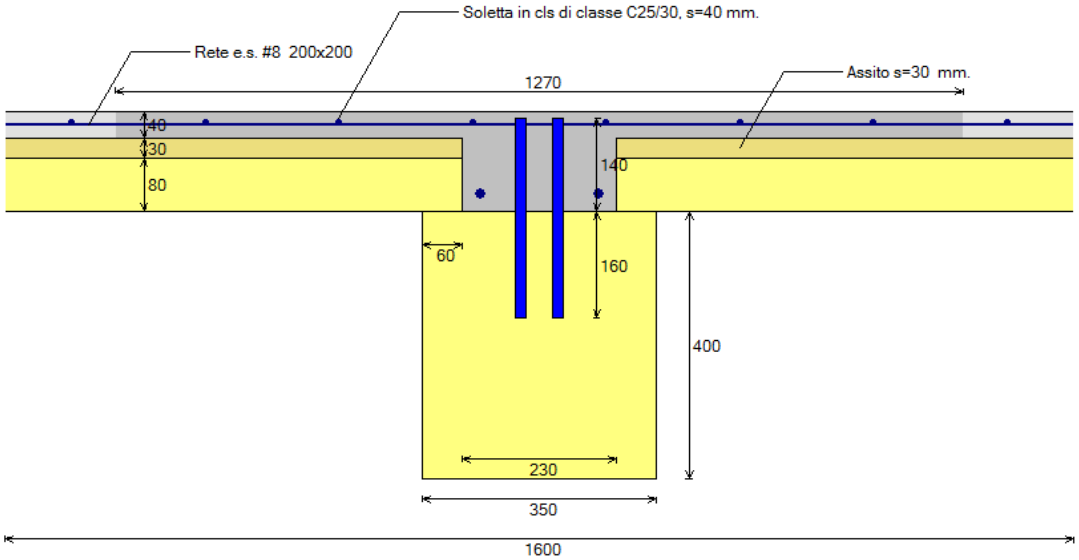
LIMITI DI DEFORMAZIONE
Limiti per la freccia [CNR-DT 206, §7.5.3]:
Freccia istantanea w,ist <= L / 500
Freccia finale netta wnet,fin <= L / 350
Freccia finale w,fin <= L / 300

MURATURA AL VINCOLO
Larghezza d'influenza per una trave (mm) = 500
Spessore della parete muraria (mm) = 300

Resistenza a compressione fm (N/mm²) = 3.380
Fattore di confidenza FC (mm) = 1.35
Coefficiente parziale di sicurezza:
- per verifica statica: γM,stat = 3.00
- per verifica sismica: γM,sism = 2.00
Dai dati precedenti segue:
Resistenza a compressione di progetto (N/mm²):
- per verifica statica: fd,stat = 0.835
- per verifica sismica: fd,sism = 1.252

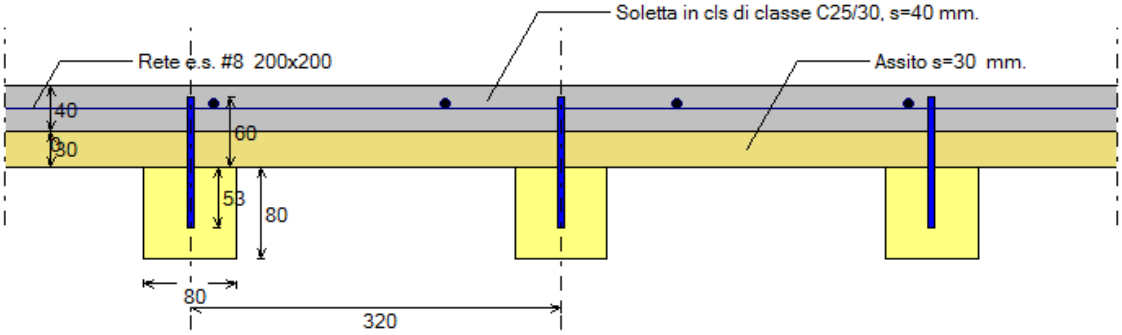
SEZ.A-A : SEZIONE TRAVE (agli appoggi e in mezzeria)

TRAVI sez. 350 x 400 mm., ad interasse 1600 mm.
Legno: Abete (Italia) (UNI 11035) [CNR DT 206 R1/2018] [S2]
Luce libera: 7800 mm.
Connettori: #16, l = 300 mm.
Profondità di infissione = 160 mm.
Zone agli appoggi (l = 1950) : 2#16 / 125 mm.
Zona centrale (l = 3900) : 2#16 / 250 mm.



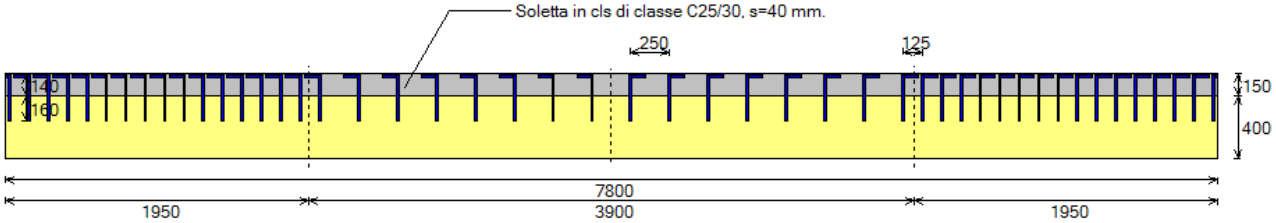
SEZ.B-B : SEZIONE TRAVETTI (travetti con connettori)

TRAVETTI sez. 80 x 80 mm., ad interasse 320 mm.
Legno: Abete (Italia) (UNI 11035) [CNR DT 206 R1/2018] [S2]
Lunghezza: 1370 mm.
Connettori: 1#6 / 180 mm., l = 113 mm.
Profondità di infissione = 53 mm.



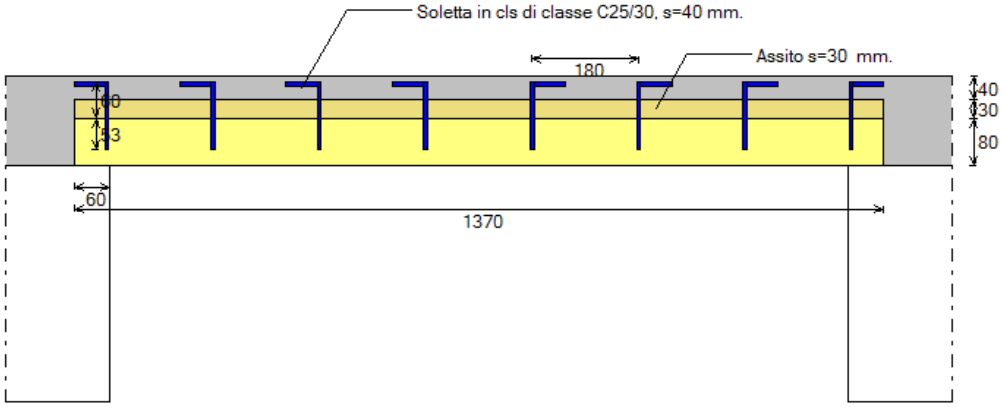
SEZ.C-C : PROSPETTO TRAVE (sviluppo longitudinale)

TRAVI sez. 350 x 400 mm., ad interasse 1600 mm.
Legno: Abete (Italia) (UNI 11035) [CNR DT 206 R1/2018] [S2]
Luce libera: 7800 mm.
Connettori: #16, l = 300 mm.
Profondità di infissione = 160 mm.
Zone agli appoggi (l = 1950) : 2#16 / 125 mm.
- lunghezza del tratto orizzontale di ancoraggio : 105 mm.
Zona centrale (l = 3900) : 2#16 / 250 mm.
- lunghezza del tratto orizzontale di ancoraggio : 160 mm.



SEZ.D-D : PROSPETTO TRAVETTI (sviluppo longitudinale)

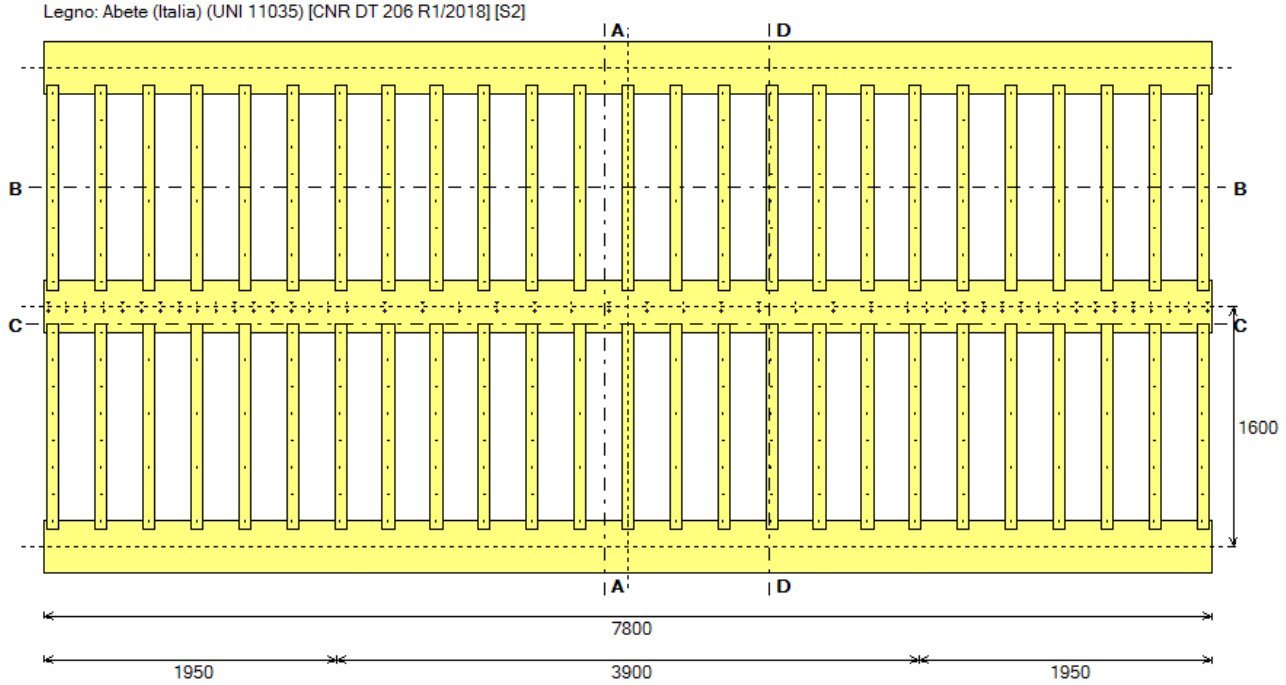
TRAVETTI sez. 80 x 80 mm., ad interasse 320 mm.
Legno: Abete (Italia) (UNI 11035) [CNR DT 206 R1/2018] [S2]
Lunghezza: 1370 mm.
Connettori: 1#6 / 180 mm., l = 113 mm.
Profondità di infissione = 53 mm.
- lunghezza del tratto orizzontale di ancoraggio : 60 mm.



PIANTA

TRAVI : sez. 350 x 400 mm., ad interasse 1600 mm.
Luce libera: 7800 mm.
Connettori: #16, l = 300 mm.
Zone agli appoggi (l = 1950) : 2#16 / 125 mm.
Zona centrale (l = 3900) : 2#16 / 250 mm.

TRAVETTI sez. 80 x 80 mm., ad interasse 320 mm.
Lunghezza: 1370 mm.
Connettori: 1#6 / 180 mm., l = 113 mm.
Legno: Abete (Italia) (UNI 11035) [CNR DT 206 R1/2018] [S2]



DATI SOLAIO n° 2

TIPOLOGIA
Orditura: Doppia (travi e travetti), con connessioni nei travetti
- con ancoraggio lungo tutto il perimetro del solaio
Comportamenti del solaio analizzati:
- resistenza
- deformabilità
Vincolamento della trave: appoggio-appoggio

GEOMETRIA [lunghezze in mm]
Trave: sezione: B = 250, H = 300
rapporto H/B [§7.7.7.2] = 80, h = 80
luce di calcolo: L = 4700
interasse fra travi: i,T = 1300
Puntellamento in fase costruttiva: diffuso
Travetto: sezione: b = 80, h = 80
appoggio sulla trave: a = 60
interasse fra travetti: i,t = 320
lunghezza (i,T-B+2a) = 1170
luce di calcolo: lunghezza totale
Calcestruzzo: spessore soletta: s = 40
larghezza efficace b,eff = 881
Altri componenti:
Assito (tavolato o pianellato): spessore: s,a = 30
- tipo: interrotto

LEGNO
Specie e Classe di servizio [§4.4.5, CNR-DT 206: §7.2]:
Abete (Italia) (UNI 11035) [CNR DT 206 R1/2018] S2
Parametri meccanici [MPa=N/mm²]:
fmk = 25
ft0k = 15.0
fc0k = 21.0
fvk = 4.0
E0,mean = 11800
G,mean = 740
Massa volumica (kg/m³):
- caratteristica rho,k = 375
- media rho,m = 450
Resistenza e Deformazioni:
k,mod per Classi di durata del carico [Tab. 4.4.IV]:
- media (CC 1) = 0.80, permanente (CC2) = 0.60
- istantanea (CC Sismica) = 1.10
γM [Tab.4.4.III] = 1.50
k,def [Tab.4.4.V] = 0.60, da cui: [1/(1+k,def)] = 0.625
Si applica il coefficiente moltiplicativo delle resistenze per l'effetto altezza kh [§11.7.1.1]:
- kh trave = 1.000
- kh travetto = 1.134

CALCESTRUZZO
Resistenza [MPa=N/mm²]:
Classe di resistenza [Tab.4.1.I; Tab. C4.1.V]: C25/30
fck = 25
acc = 0.85
fctk = 1.80
E,cm = 31476
P.sp.(kN/m³) = 25.00
gamma,c = 1.50
Per orditura semplice: ignorare la verifica di trazione nella soletta
Viscosità:
tempo di messa in carico t,0 (gg.) = 28
umidità relativa = 55 %
phi(infinito, t,0) = 2.93, da cui: [1/(1+phi)] = 0.254
Armature (acciaio B450C, passi in mm.):
Soletta: rete e.s. #8/200
Armatura del cordolo per sezione a T (in presenza di travetti):
inferiore As,inf: 2#14
Copriferro netto per As: 20 mm

CONNETTORI TRAVE
Parametri meccanici:
Spinotti (acciaio B450C): d(mm) = 12
Rigidezza(N/mm): K,ser (SLE) = 9961, K,u(SLU) = 6641
Resistenza a taglio Fv,Rk (N) = 13343
Scorrimento max (SLU) (mm) = 1.17
Disposizione:
Profondità di infissione (mm): nel legno = 120, nella soletta = 30
- lunghezza totale del connettore (mm) = 260
Accoppiamento barre (con distanza netta tra le due barre = 2.5 d) agli appoggi
Connettore a barra piegata
Interasse i,cT (mm): agli appoggi = 150, in mezzeria = 150

CONNETTORI TRAVETTO
Spinotti (acciaio B450C): d(mm) = 6
Rigidezza(N/mm): K,ser (SLE) = 3486, K,u(SLU) = 2324
Resistenza a taglio Fv,Rk (N) = 3960
Scorrimento max (SLU) (mm) = 1.00
Disposizione:

Profondità di infissione (mm): nel legno = 53, nella soletta = 30
- lunghezza totale del connettore (mm) = 113
Connettore a barra piegata
Interasse i,ct (mm) = 180

CARICHI
Permanenti:
Peso proprio assito (kN/m³) = 18.00
Peso proprio isolante (kN/m³) = 0.50
G,1 (kN/m²) (permanente strutturale) = 2.14
G,2 (kN/m²) (permanente non strutturale) = 1.80
Coefficienti parziali per SLU:
gamma,G1 = 1.30, gamma,G2 = 1.50
Variabili:
Carico distribuito:
ψ,2 = 0.60
Q,k (kN/m²) = 4.00
Coefficiente parziale per SLU: γ,Q = 1.50
Per verifiche a tempo infinito:
i moduli di elasticità vengono ridotti utilizzando il coefficiente di viscosità (phi) per il calcestruzzo
ed il coefficiente di deformazione (k,def) per il legno.
I valori di calcolo dei moduli di elasticità sono ottenuti dalla media delle caratteristiche elastiche
intere e ridotte pesata in funzione della durata del carico

FUOCO
Comportamento al fuoco [CNR-DT 206 §13]
Verifiche per: trave
Velocità di carbonizzazione β,n = 0.80
Trave: tempo di resistenza al fuoco t (min) = 60
Coefficiente kfi = 1.25
con coefficiente kh calcolato per la sezione efficace

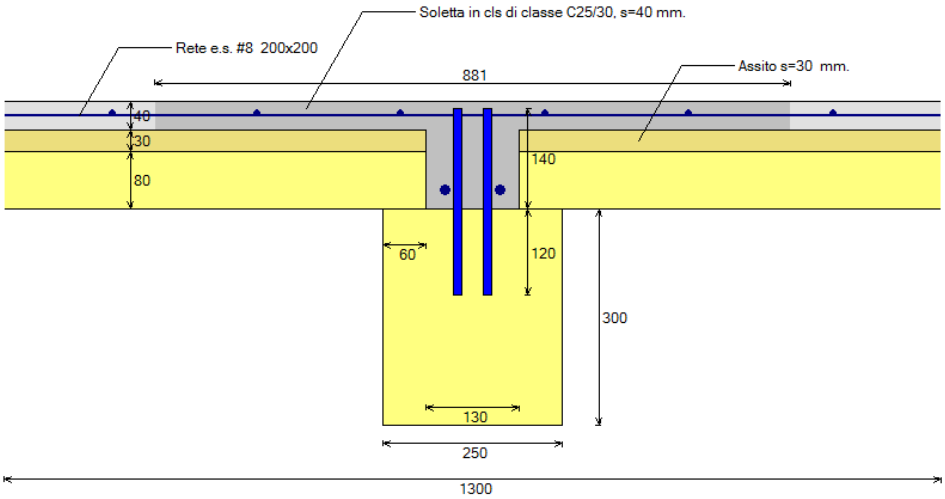
LIMITI DI DEFORMAZIONE
Limiti per la freccia [CNR-DT 206, §7.5.3]:
Freccia istantanea w,ist <= L / 500
Freccia finale netta wnet,fin <= L / 350
Freccia finale w,fin <= L / 300

MURATURA AL VINCOLO
Larghezza d'influenza per una trave (mm) = 500
Spessore della parete muraria (mm) = 300

Resistenza a compressione fm (N/mm²) = 3.380
Fattore di confidenza FC (mm) = 1.35
Coefficiente parziale di sicurezza:
- per verifica statica: γM,stat = 3.00
- per verifica sismica: γM,sism = 2.00
Dai dati precedenti segue:
Resistenza a compressione di progetto (N/mm²):
- per verifica statica: fd,stat = 0.835
- per verifica sismica: fd,sism = 1.252

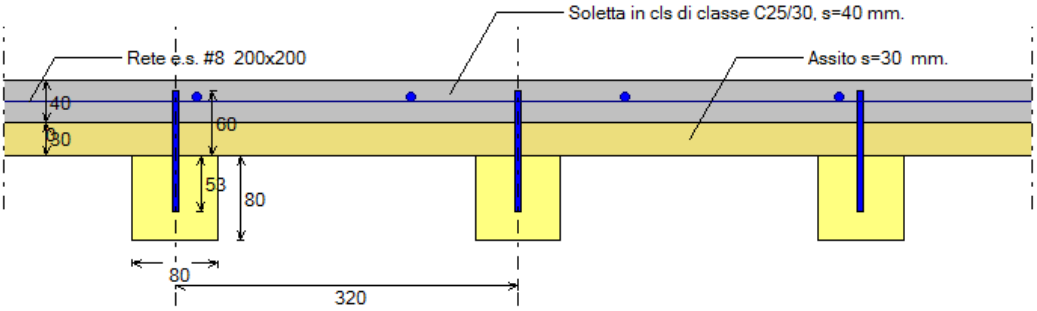
SEZ.A-A : SEZIONE TRAVE (agli appoggi. In mezzeria: connettore singolo)

TRAVI sez. 250 x 300 mm., ad interasse 1300 mm.
Legno: Abete (Italia) (UNI 11035) [CNR DT 206 R1/2018] [S2]
Luce libera: 4700 mm.
Connettori: #12, l = 260 mm.
Profondità di infissione = 120 mm.
Zone agli appoggi (l = 1175) : 2#12 / 150 mm.
Zona centrale (l = 2350) : 1#12 / 150 mm.



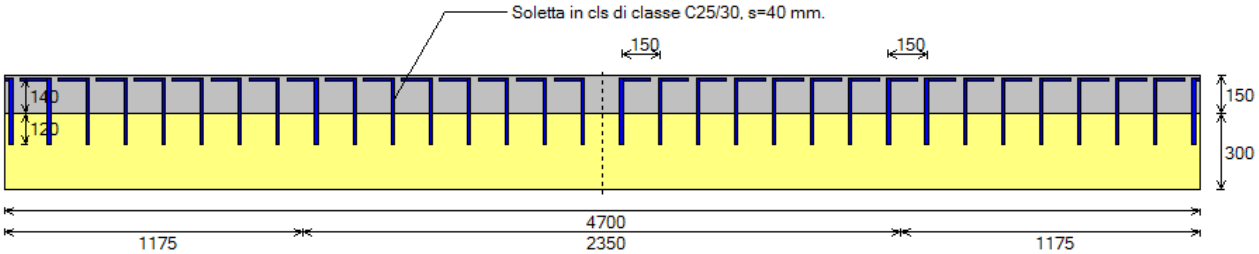
SEZ.B-B : SEZIONE TRAVETTI (travetti con connettori)

TRAVETTI sez. 80 x 80 mm., ad interasse 320 mm.
Legno: Abete (Italia) (UNI 11035) [CNR DT 206 R1/2018] [S2]
Lunghezza: 1170 mm.
Connettori: 1#6 / 180 mm., l = 113 mm.
Profondità di infissione = 53 mm.



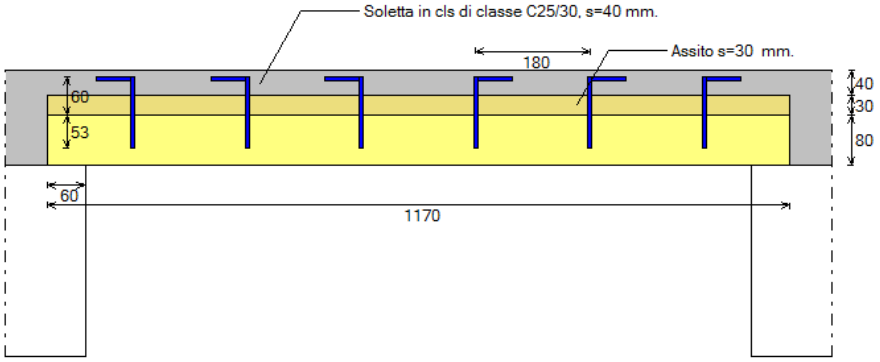
SEZ.C-C : PROSPETTO TRAVE (sviluppo longitudinale)

TRAVI sez. 250 x 300 mm., ad interasse 1300 mm.
Legno: Abete (Italia) (UNI 11035) [CNR DT 206 R1/2018] [S2]
Luce libera: 4700 mm.
Connettori: #12, l = 260 mm.
Profondità di infissione = 120 mm.
Zone agli appoggi (l = 1175) : 2#12 / 150 mm.
- lunghezza del tratto orizzontale di ancoraggio : 120 mm.
Zona centrale (l = 2350) : 1#12 / 150 mm.
- lunghezza del tratto orizzontale di ancoraggio : 120 mm.



SEZ.D-D : PROSPETTO TRAVETTI (sviluppo longitudinale)

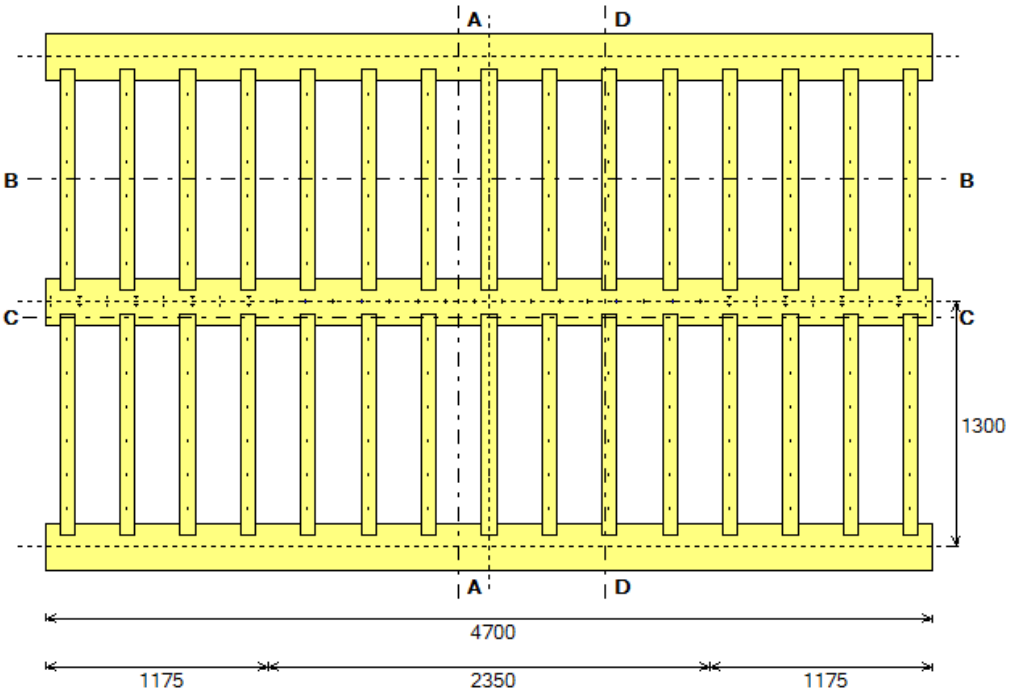
TRAVETTI sez. 80 x 80 mm., ad interasse 320 mm.
Legno: Abete (Italia) (UNI 11035) [CNR DT 206 R1/2018] [S2]
Lunghezza: 1170 mm.
Connettori: 1#6 / 180 mm., l = 113 mm.
Profondità di infissione = 53 mm.
- lunghezza del tratto orizzontale di ancoraggio : 60 mm.



PIANTA

TRAVI : sez. 250 x 300 mm., ad interasse 1300 mm.
Luce libera: 4700 mm.
Connettori: #12, l = 260 mm.
Zone agli appoggi (l = 1175) : 2#12 / 150 mm.
Zona centrale (l = 2350) : 1#12 / 150 mm.

TRAVETTI sez. 80 x 80 mm., ad interasse 320 mm.
Lunghezza: 1170 mm.
Connettori: 1#6 / 180 mm., l = 113 mm.
Legno: Abete (Italia) (UNI 11035) [CNR DT 206 R1/2018] [S2]



Durante l'inserimento dei dati, si è avuto modo di vedere il continuo aggiornamento sia della rappresentazione grafica dei dati stessi (finestra Grafica), sia dei risultati. Per cambiare il tipo di

disegno visualizzato, fare clic sui pulsanti grafici (o, in alternativa, usare i corrispondenti comandi del menu Opzioni della finestra Grafica). I pulsanti disponibili sono i seguenti:

= **A-A: Sezione Trave**

= **B-B: Sezione Travetto**

= **C-C: Prospetto Trave.** Determina la rappresentazione grafica del Prospetto della Trave (sviluppo longitudinale della trave contenente la disposizione dei connettori in vista laterale).

= **D-D: Prospetto Travetto.** Determina la rappresentazione grafica del Prospetto del Travetto (sviluppo longitudinale del travetto contenente la disposizione dei connettori in vista laterale).

= **Pianta**.

I **risultati** vengono presentati nella finestra Risultati suddivisi nelle schede Resistenza, Deformabilità, Fuoco, Vibrazioni, Sismica, Riepilogo, Computo metrico e nella finestra Coefficienti di Sicurezza nella forma di istogrammi suddivisi in tre gruppi: Resistenza della trave, Resistenza del travetto, Deformabilità-Vibrazioni-Fuoco. Nella finestra Grafica (a sinistra , in posizione standard) è possibile inoltre rappresentare i diagrammi delle sollecitazioni e degli spostamenti.

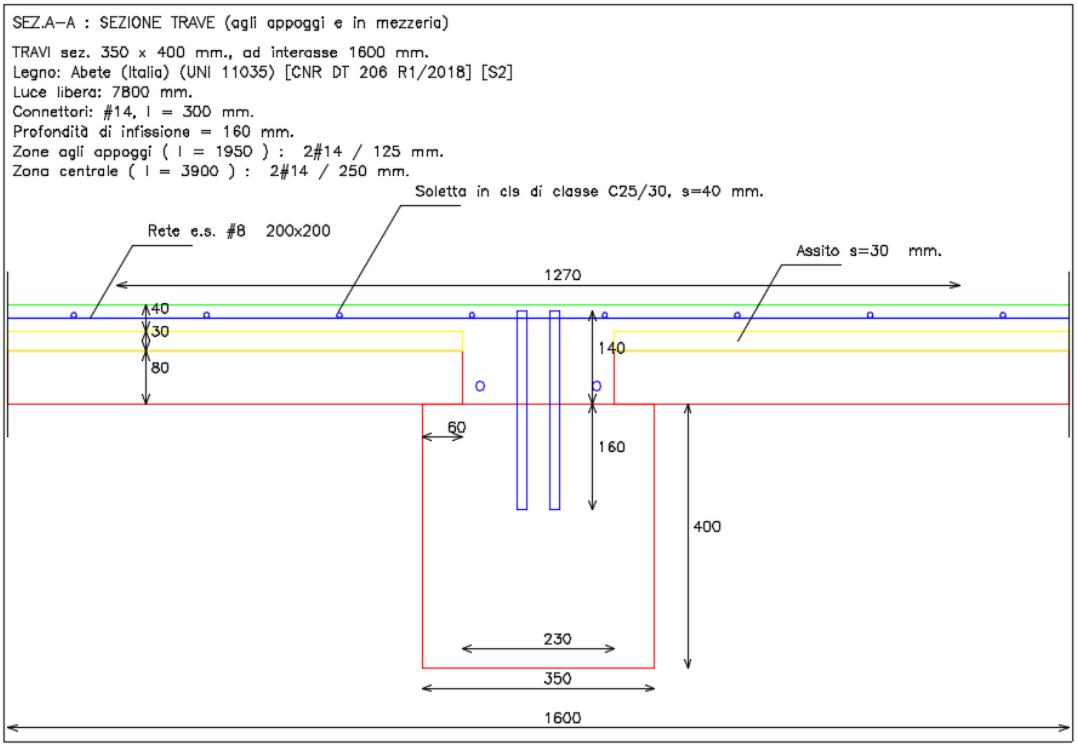
Avendo inserito tutti i dati, è ora possibile archiviare l'edificio corrente: si utilizzi il comando **Salva progetto (MAIUSC+F12)** della finestra Progetto [Barra degli Strumenti:]. Poiché il progetto corrente era il progetto '*Anonimo*' preimpostato, viene richiesto un nome da attribuire all'archivio: digitare, ad esempio:
Solai_Negozio
e quindi effettuare il salvataggio. Il nome '*Solai_Negozio*' diverrà il nome corrente del progetto, come mostrato in alto nella barra del titolo di SLC.

La verifica risulta soddisfatta da ogni punto di vista.

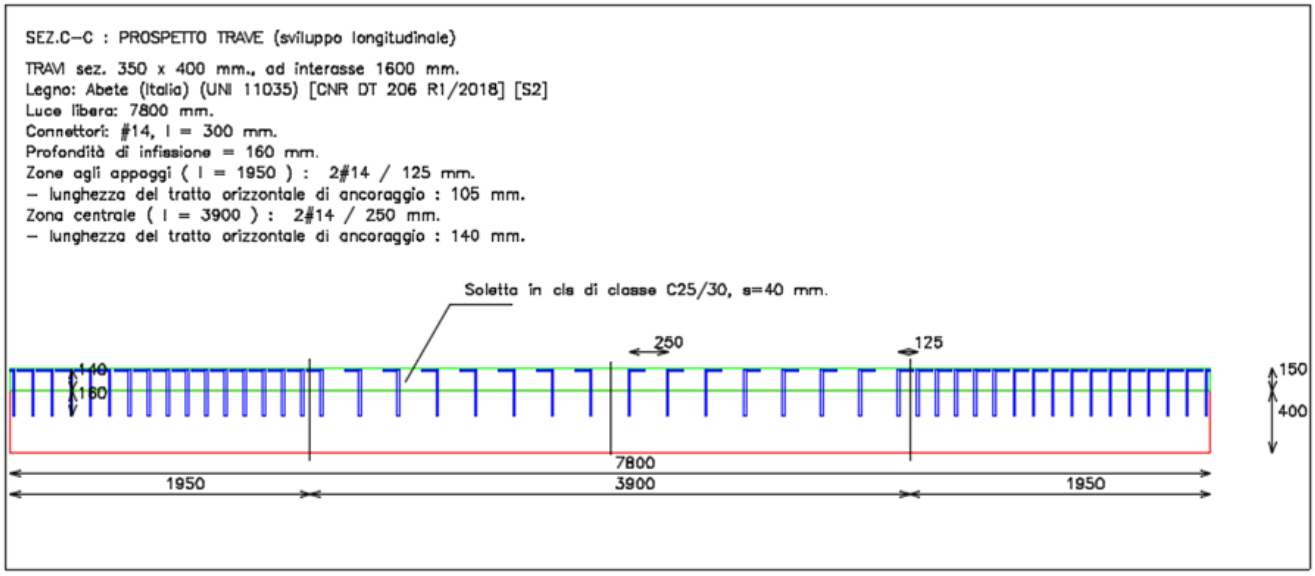
Nota bene E' interessante usare SLC per comprendere interattivamente come la verifica cambia al variare dei parametri in input. Ad esempio, nella scheda 'Connettori Trave' del solaio n°1 si sostituisca il diametro 16 con il 14: la verifica risulta ancora soddisfatta, ma qui interviene un'**osservazione importante**: avendo cambiato il diametro dei connettori, cambiano anche i valori teorici previsti per la rigidezza e la resistenza dei connettori, e ciò viene evidenziato dai campi corrispondenti in input con fondo giallo anziché verde.
SLC non cambia direttamente i valori in input, e la ragione di ciò sta nel fatto di voler assicurare all'Utente la libertà sull'inserimento dei dati (magari utilizzando formulazioni di altra origine, per esempio dai produttori che forniscono i connettori).
Per assicurare la coerenza fra i valori teorici predefiniti in SLC e i valori in input effettivamente utilizzati nel calcolo, si può fare clic sul pulsante di Reimpostazione R dedicato alla 'Reimpostazione automatica dei parametri dipendenti'. ■

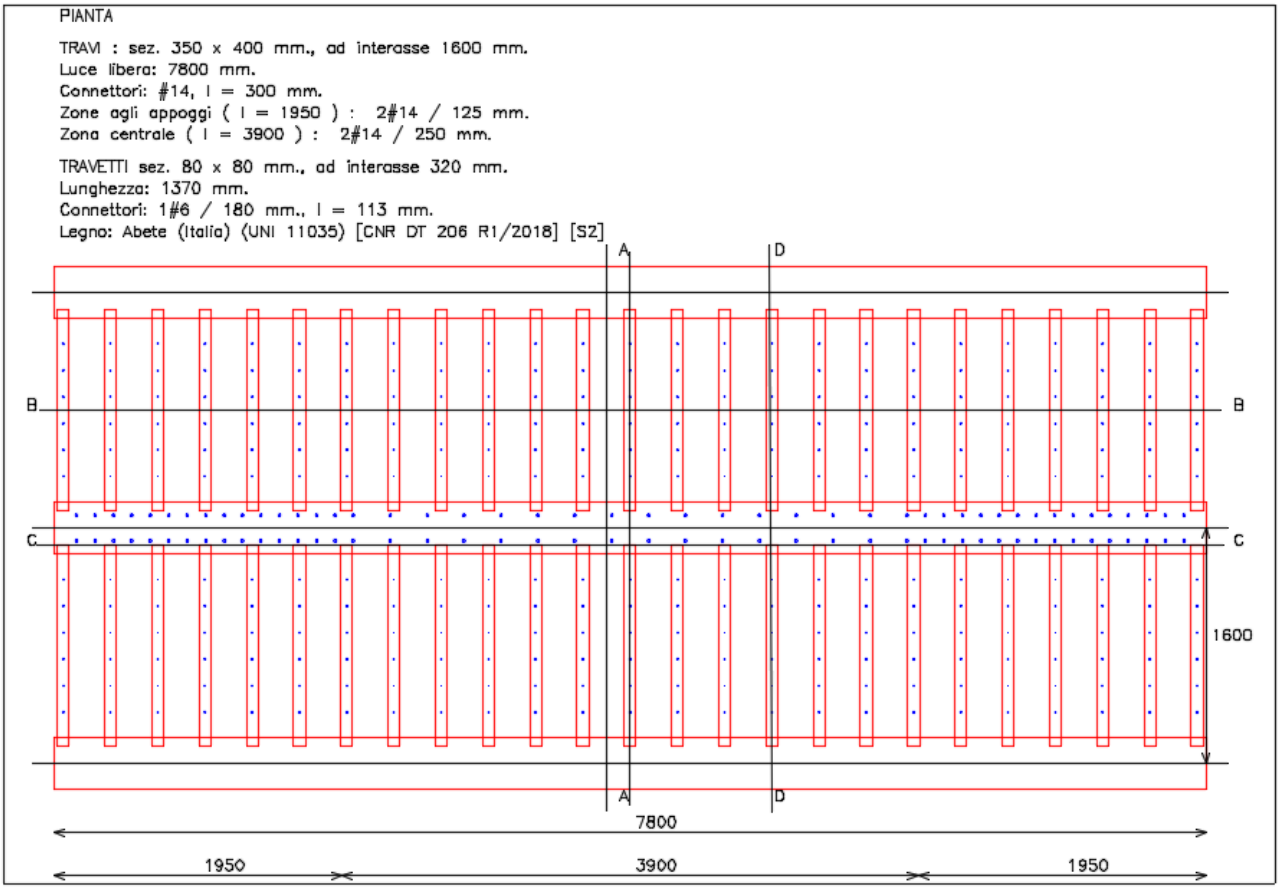
Si faccia ora clic sulla finestra grafica, dove è rappresentata la Sezione A-A (sezione della Trave principale), e si scelga, dal menu Immagine, il comando '**Salva su file DXF**': si genererà il disegno per CAD della sezione della trave, così come visualizzata, su file denominato:

Sez_A-A_Solaio_n°_1_(2).dxf e posto nel percorso: \Aedes20xx\Slc\Progetti\Solai_Negozio\Output



Cambiando la rappresentazione grafica, e selezionando ad esempio la Sezione C-C (Prospetto della Trave), si ottiene lo sviluppo longitudinale con la disposizione dei connettori. Come per ogni altro disegno (pianta, prospetti, sezioni) si può eseguire l'output su file *dxf*.





SLC offre quindi la possibilità di ottenere rapidamente disegni esecutivi dei solai in legno-calcestruzzo, corredati di particolari esecutivi necessari per il cantiere, da completare ovviamente con integrazioni personali.