

COMUNE DI OLBIA

Provincia di Sassari

REALIZZAZIONE DI UN TRATTO DI MARCIAPIEDE NELLA FRAZIONE DI SAN PANTALEO

PROGETTO ESECUTIVO

Il sindaco:

Dott. Settimo Nizzi

Progettisti in R.T.P.:

Arch. Lorenzo G. Soro (Mandatario)

Altri componenti RTP

Arch. Andrea Pirastru

Arch. Giulia Sanna

Collaboratori

Ing. Paolo Bittu (calcoli statici)

Il dirigente del settore Tecnico:

Ing. Diego Ciceri

Il R.U.P.:

Geom. Graziella Orrù

Il committente:

Comune di Olbia

Oggetto:

RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE LIGNEE

Tavola

R.04

Scala

Data

21.12.2023

Revisione

001

RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE LIGNEE - NTC 2018

MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE E DEI TRASPORTI

DECRETO 17 gennaio 2018.



PREMESSA

Le presenti Norme tecniche per le costruzioni sono emesse ai sensi delle leggi 5 novembre 1971, n. 1086, e 2 febbraio 1974, n. 64, così come riunite nel Testo Unico per l'Edilizia di cui al DPR 6 giugno 2001, n. 380, e dell'art. 5 del DL 28 maggio 2004, n. 136, convertito in legge, con modificazioni, dall'art. 1 della legge 27 luglio 2004, n. 186 e ss. mm. ii..

1.1 OGGETTO

Le presenti Norme tecniche per le costruzioni definiscono i principi per il progetto, l'esecuzione e il collaudo delle costruzioni, nei riguardi delle prestazioni loro richieste in termini di requisiti essenziali di resistenza meccanica e stabilità, anche in caso di incendio, e di durabilità.

Esse forniscono quindi i criteri generali di sicurezza, precisano le azioni che devono essere utilizzate nel progetto, definiscono le caratteristiche dei materiali e dei prodotti e, più in generale, trattano gli aspetti attinenti alla sicurezza strutturale delle opere.

Circa le indicazioni applicative per l'ottenimento delle prescritte prestazioni, per quanto non espressamente specificato nel presente documento, ci si può riferire a normative di comprovata validità e ad altri documenti tecnici elencati nel Cap. 12. In particolare quelle fornite dagli Eurocodici con le relative Appendici Nazionali costituiscono indicazioni di comprovata validità e forniscono il sistematico supporto applicativo delle presenti norme.

2.1. PRINCIPI FONDAMENTALI

Le opere e le componenti strutturali devono essere progettate, eseguite, collaudate e soggette a manutenzione in modo tale da consentirne la prevista utilizzazione, in forma economicamente sostenibile e con il livello di sicurezza previsto dalle presenti norme.

La sicurezza e le prestazioni di un'opera o di una parte di essa devono essere valutate in relazione agli stati limite che si possono verificare durante la vita nominale di progetto, di cui al § 2.4. Si definisce stato limite una condizione superata la quale l'opera non soddisfa più le esigenze elencate nelle presenti norme.

In particolare, secondo quanto stabilito nei capitoli specifici, le opere e le varie tipologie strutturali devono possedere i seguenti requisiti:

- *sicurezza nei confronti di stati limite ultimi (SLU)*: capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone oppure comportare la perdita di beni, oppure provocare gravi danni ambientali e sociali, oppure mettere fuori servizio l'opera;
- *sicurezza nei confronti di stati limite di esercizio (SLE)*: capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio;
- *sicurezza antincendio*: capacità di garantire le prestazioni strutturali previste in caso d'incendio, per un periodo richiesto;
- *durabilità*: capacità della costruzione di mantenere, nell'arco della vita nominale di progetto, i livelli prestazionali per i quali è stata progettata, tenuto conto delle caratteristiche ambientali in cui si trova e del livello previsto di manutenzione;
- *robustezza*: capacità di evitare danni sproporzionati rispetto all'entità di possibili cause innescanti eccezionali quali esplosioni e urti.

Il superamento di uno stato limite ultimo ha carattere irreversibile

Il superamento di uno stato limite di esercizio può avere carattere reversibile o irreversibile.

Per le opere esistenti è possibile fare riferimento a livelli di sicurezza diversi da quelli delle nuove opere ed è anche possibile considerare solo gli stati limite ultimi. Maggiori dettagli sono dati al Capitolo 8.

I materiali ed i prodotti, per poter essere utilizzati nelle opere previste dalle presenti norme, devono essere sottoposti a procedure e prove sperimentali di accettazione. Le prove e le procedure di accettazione sono definite nelle parti specifiche delle presenti norme riguardanti i materiali.

La fornitura di componenti, sistemi o prodotti, impiegati per fini strutturali, deve essere accompagnata da un manuale di installazione e di manutenzione da allegare alla documentazione dell'opera. I componenti, i sistemi e i prodotti edili od impiantistici, non facenti parte del complesso strutturale, ma che svolgono funzione statica autonoma, devono essere progettati ed installati nel rispetto dei livelli di sicurezza e delle prestazioni di seguito prescritti.

Le azioni da prendere in conto devono essere assunte in accordo con quanto stabilito nei relativi capitoli delle presenti norme. In mancanza di specifiche indicazioni, si dovrà fare ricorso ad opportune indagini, eventualmente anche sperimentali, o a documenti, normativi e non, di comprovata validità.

2.2. REQUISITI DELLE OPERE STRUTTURALI

2.2.1. STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

I principali Stati Limite Ultimi sono elencati nel seguito:

- a) perdita di equilibrio della struttura o di una sua parte, considerati come corpi rigidi;
- b) spostamenti o deformazioni eccessive;
- c) raggiungimento della massima capacità di parti di strutture, collegamenti, fondazioni;
- d) raggiungimento della massima capacità della struttura nel suo insieme;
- e) raggiungimento di una condizione di cinetismo irreversibile;
- f) raggiungimento di meccanismi di collasso nei terreni;
- g) rottura di membrature e collegamenti per fatica;
- h) rottura di membrature e collegamenti per altri effetti dipendenti dal tempo;
- i) instabilità di parti della struttura o del suo insieme;

Altri stati limite ultimi sono considerati in relazione alle specificità delle singole opere; in presenza di azioni sismiche, gli Stati Limite Ultimi comprendono gli Stati Limite di salvaguardia della Vita (SLV) e gli Stati Limite di prevenzione del Collasso (SLC), come precisato nel § 3.2.1.

2.2.2. STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)

I principali Stati Limite di Esercizio sono elencati nel seguito:

- a) danneggiamenti locali (ad es. eccessiva fessurazione del calcestruzzo) che possano ridurre la durabilità della struttura, la sua efficienza o il suo aspetto;

- b) spostamenti e deformazioni che possano limitare l'uso della costruzione, la sua efficienza e il suo aspetto;
- c) spostamenti e deformazioni che possano compromettere l'efficienza e l'aspetto di elementi non strutturali, impianti, macchinari;
- d) vibrazioni che possano compromettere l'uso della costruzione;
- e) danni per fatica che possano compromettere la durabilità;
- f) corrosione e/o degrado dei materiali in funzione del tempo e dell'ambiente di esposizione che possano compromettere la durabilità.

Altri stati limite sono considerati in relazione alle specificità delle singole opere; in presenza di azioni sismiche, gli Stati Limite di Esercizio comprendono gli Stati Limite di Operatività (SLO) e gli Stati Limite di Danno (SLD), come precisato nel § 3.2.1.

2.2.3. SICUREZZA ANTINCENDIO

Quando necessario, i rischi derivanti dagli incendi devono essere limitati progettando e realizzando le costruzioni in modo tale da garantire la resistenza e la stabilità degli elementi portanti, nonché da limitare la propagazione del fuoco e dei fumi.

2.2.4. DURABILITA'

Un adeguato livello di durabilità può essere garantito progettando la costruzione, e la specifica manutenzione, in modo tale che il degrado della struttura, che si dovesse verificare durante la sua vita nominale di progetto, non riduca le prestazioni della costruzione al di sotto del livello previsto.

Tale requisito può essere soddisfatto attraverso l'adozione di appropriati provvedimenti stabiliti tenendo conto delle previste condizioni ambientali e di manutenzione ed in base alle peculiarità del singolo progetto, tra cui:

- a) scelta opportuna dei materiali;
- b) dimensionamento opportuno delle strutture;
- c) scelta opportuna dei dettagli costruttivi;
- d) adozione di tipologie costruttive e strutturali che consentano, ove possibile, l'ispezionabilità delle parti strutturali;
- e) pianificazione di misure di protezione e manutenzione; oppure, quando queste non siano previste o possibili, progettazione rivolta a garantire che il deterioramento della costruzione o dei materiali che la compongono non ne causi il collasso;
- f) impiego di prodotti e componenti chiaramente identificati in termini di caratteristiche meccanico-fisico-chimiche, indispensabili alla valutazione della sicurezza, e dotati di idonea qualificazione, così come specificato al Capitolo 11;
- g) applicazione di sostanze o ricoprimenti protettivi dei materiali, soprattutto nei punti non più visibili o difficilmente ispezionabili ad opera completata;
- h) adozione di sistemi di controllo, passivi o attivi, adatti alle azioni e ai fenomeni ai quali l'opera può essere sottoposta.

Le condizioni ambientali devono essere identificate in fase di progetto in modo da valutarne la rilevanza nei confronti della durabilità.

2.2.5. ROBUSTEZZA

Un adeguato livello di robustezza, in relazione all'uso previsto della costruzione ed alle conseguenze di un suo eventuale collasso, può essere garantito facendo ricorso ad una o più tra le seguenti strategie di progettazione:

- a) progettazione della struttura in grado di resistere ad azioni eccezionali di carattere convenzionale, combinando valori nominali delle azioni eccezionali alle altre azioni esplicite di progetto;
- b) prevenzione degli effetti indotti dalle azioni eccezionali alle quali la struttura può essere soggetta o riduzione della loro intensità;
- c) adozione di una forma e tipologia strutturale poco sensibile alle azioni eccezionali considerate;
- d) adozione di una forma e tipologia strutturale tale da tollerare il danneggiamento localizzato causato da un'azione di carattere eccezionale;
- e) realizzazione di strutture quanto più ridondanti, resistenti e/o duttili è possibile;
- f) adozione di sistemi di controllo, passivi o attivi, adatti alle azioni e ai fenomeni ai quali l'opera può essere sottoposta.

2.2.6. VERIFICHE

Le opere strutturali devono essere verificate, salvo diversa indicazione riportata nelle specifiche parti delle presenti norme:

- a) per gli stati limite ultimi che possono presentarsi;
- b) per gli stati limite di esercizio definiti in relazione alle prestazioni attese;
- c) quando necessario, nei confronti degli effetti derivanti dalle azioni termiche connesse con lo sviluppo di un incendio.

Le verifiche delle opere strutturali devono essere contenute nei documenti di progetto, con riferimento alle prescritte caratteristiche meccaniche dei materiali e alla caratterizzazione geotecnica del terreno, dedotta – ove specificato dalle presenti norme – in base a specifiche indagini. Laddove necessario, la struttura deve essere verificata nelle fasi intermedie, tenuto conto del processo costruttivo previsto; le verifiche per queste situazioni transitorie sono generalmente condotte nei confronti dei soli stati limite ultimi.

Per le opere per le quali nel corso dei lavori si manifestino situazioni significativamente difformi da quelle di progetto occorre effettuare le relative necessarie verifiche.

2.3. VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

Nel seguito sono riportati i criteri del metodo semiprobabilistico agli stati limite basato sull'impiego dei coefficienti parziali, applicabili nella generalità dei casi; tale metodo è detto di primo livello. Per opere di particolare importanza si possono adottare metodi di livello superiore, tratti da documentazione tecnica di comprovata validità di cui al Capitolo 12.

Nel metodo agli stati limite, la sicurezza strutturale nei confronti degli stati limite ultimi deve essere verificata confrontando la capacità di progetto R_d , in termini di resistenza, duttilità e/o spostamento della struttura o della membratura strutturale, funzione delle caratteristiche meccaniche dei materiali che la compongono (X_k) e dei valori nominali delle grandezze geometriche interessate (a_d), con il corrispondente valore di progetto della domanda E_d , funzione dei valori di progetto delle azioni (F_d) e dei valori nominali delle grandezze geometriche della struttura interessate.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi (SLU) è espressa dall'equazione formale:

$$R_d \geq E_d \quad [2.2.1]$$

Il valore di progetto della resistenza di un dato materiale X_k è, a sua volta, funzione del valore caratteristico della resistenza, definito come frattile 5 % della distribuzione statistica della grandezza, attraverso l'espressione: $X_d = X_k/\gamma_M$, essendo γ_M il fattore parziale associato alla resistenza del materiale.

Il valore di progetto di ciascuna delle azioni agenti sulla struttura F_d è ottenuto dal suo valore caratteristico F_k , inteso come frattile 95% della distribuzione statistica o come valore caratterizzato da un assegnato periodo di ritorno, attraverso l'espressione: $F_d = \gamma_F F_k$ essendo γ_F il fattore parziale relativo alle azioni. Nel caso di concomitanza di più azioni variabili di origine diversa si definisce un valore di combinazione $\psi_0 F_k$, ove $\psi_0 \leq 1$ è un opportuno coefficiente di combinazione, che tiene conto della ridotta probabilità che più azioni di diversa origine si realizzino simultaneamente con il loro valore caratteristico.

Per grandezze caratterizzate da distribuzioni con coefficienti di variazione minori di 0,10, oppure per grandezze che non riguardano univocamente resistenze o azioni, si possono considerare i valori nominali, coincidenti con i valori medi.

I valori caratteristici dei parametri fisico-meccanici dei materiali sono definiti nel Capitolo 11. Per la sicurezza delle opere e dei sistemi geotecnici, i valori caratteristici dei parametri fisico-meccanici dei terreni sono definiti nel § 6.2.2.

La capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio (SLE) deve essere verificata confrontando il valore limite di progetto associato a ciascun aspetto di funzionalità esaminato (C_d), con il corrispondente valore di progetto dell'effetto delle azioni (E_d), attraverso la seguente espressione formale:

$$C_d \geq E_d \quad [2.2.2]$$

2.4. VITA NOMINALE DI PROGETTO, CLASSI D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO

2.4.1. VITA NOMINALE DI PROGETTO

La vita nominale di progetto V_N di un'opera è convenzionalmente definita come il numero di anni nel quale è previsto che l'opera, purché soggetta alla necessaria manutenzione, mantenga specifici livelli prestazionali.

I valori minimi di V_N da adottare per i diversi tipi di costruzione sono riportati nella Tab. 2.4.I. Tali valori possono essere anche impiegati per definire le azioni dipendenti dal tempo.

Tab. 2.4.I – Valori minimi della Vita nominale V_N di progetto per i diversi tipi di costruzioni

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di V_N (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

Non sono da considerarsi temporanee le costruzioni o parti di esse che possono essere smantellate con l'intento di essere riutilizzate. Per un'opera di nuova realizzazione la cui fase di costruzione sia prevista in sede di progetto di durata pari a P_N , la vita nominale relativa a tale fase di costruzione, ai fini della valutazione delle azioni sismiche, dovrà essere assunta non inferiore a P_N e comunque non inferiore a 5 anni.

Le verifiche sismiche di opere di tipo 1 o in fase di costruzione possono omettersi quando il progetto preveda che tale condizione permanga per meno di 2 anni.

2.4.2. CLASSI D'USO

Con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

2.4.3. PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA

Le azioni sismiche sulle costruzioni vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale di progetto V_N per il coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = V_N \cdot C_U \quad [2.4.1]$$

Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato in Tab. 2.4.II.

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso C_U

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Per le costruzioni a servizio di attività a rischio di incidente rilevante si adotteranno valori di C_U anche superiori a 2, in relazione alle conseguenze sull'ambiente e sulla pubblica incolumità determinate dal raggiungimento degli stati limite.

2.5. AZIONI SULLE COSTRUZIONI

2.5.1. CLASSIFICAZIONE DELLE AZIONI

Si definisce azione ogni causa o insieme di cause capace di indurre stati limite in una struttura.

2.5.1.1 CLASSIFICAZIONE DELLE AZIONI IN BASE AL MODO DI ESPLICARSI

a) *dirette:*

forze concentrate, carichi distribuiti, fissi o mobili;

b) *indirette:*

spostamenti impressi, variazioni di temperatura e di umidità, ritiro, precompressione, cedimenti di vincoli, ecc.

c) *degrado:*

- endogeno: alterazione naturale del materiale di cui è composta l'opera strutturale;
- esogeno: alterazione delle caratteristiche dei materiali costituenti l'opera strutturale, a seguito di agenti esterni.

2.5.1.2 CLASSIFICAZIONE DELLE AZIONI SECONDO LA RISPOSTA STRUTTURALE

a) *statiche:* azioni applicate alla struttura che non provocano accelerazioni significative della stessa o di alcune sue parti;

b) *pseudo statiche:* azioni dinamiche rappresentabili mediante un'azione statica equivalente;

c) *dinamiche:* azioni che causano significative accelerazioni della struttura o dei suoi componenti.

2.5.1.3 CLASSIFICAZIONE DELLE AZIONI SECONDO LA VARIAZIONE DELLA LORO INTENSITÀ NEL TEMPO

a) *permanenti (G):* azioni che agiscono durante tutta la vita nominale di progetto della costruzione, la cui variazione di intensità nel tempo è molto lenta e di modesta entità:

- peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno, quando pertinente; forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno); forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo) (G_1);
 - peso proprio di tutti gli elementi non strutturali (G_2);
 - spostamenti e deformazioni impressi, incluso il ritiro;
 - presollecitazione (P).
- b) *variabili* (Q): azioni che agiscono con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel corso della vita nominale della struttura:
- sovraccarichi;
 - azioni del vento;
 - azioni della neve;
 - azioni della temperatura.
- Le azioni variabili sono dette di lunga durata se agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura. Sono dette di breve durata se agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura. A seconda del sito ove sorge la costruzione, una medesima azione climatica può essere di lunga o di breve durata.
- c) *eccezionali* (A): azioni che si verificano solo eccezionalmente nel corso della vita nominale della struttura;
- incendi;
 - esplosioni;
 - urti ed impatti;
- d) *sismiche* (E): azioni derivanti dai terremoti.

Quando rilevante, nella valutazione dell'effetto delle azioni è necessario tenere conto del comportamento dipendente dal tempo dei materiali, come per la viscosità.

2.5.2. CARATTERIZZAZIONE DELLE AZIONI ELEMENTARI

Il valore di progetto di ciascuna delle azioni agenti sulla struttura F_d è ottenuto dal suo valore caratteristico F_k , come indicato nel §2.3.

In accordo con le definizioni del §2.3, il valore caratteristico G_k di azioni permanenti caratterizzate da distribuzioni con coefficienti di variazione minori di 0,10 si può assumere coincidente con il valore medio.

Nel caso di azioni variabili caratterizzate da distribuzioni dei valori estremi dipendenti dal tempo, si assume come valore caratteristico quello caratterizzato da un assegnato periodo di ritorno. Per le azioni ambientali (neve, vento, temperatura) il periodo di ritorno è posto uguale a 50 anni, corrispondente ad una probabilità di eccedenza del 2% su base annua; per le azioni da traffico sui ponti stradali il periodo di ritorno è convenzionalmente assunto pari a 1000 anni. Nella definizione delle combinazioni delle azioni, i termini Q_{kj} rappresentano le azioni variabili di diversa natura che possono agire contemporaneamente: Q_{k1} rappresenta l'azione variabile di base e $Q_{k2}, Q_{k3}, \dots$ le azioni variabili d'accompagnamento, che possono agire contemporaneamente a quella di base.

Con riferimento alla durata relativa ai livelli di intensità di un'azione variabile, si definiscono:

- valore quasi permanente $\psi_{2j} \cdot Q_{kj}$: il valore istantaneo superato oltre il 50% del tempo nel periodo di riferimento. Indicativamente, esso può assumersi uguale alla media della distribuzione temporale dell'intensità;
- valore frequente $\psi_{1j} \cdot Q_{kj}$: il valore superato per un periodo totale di tempo che rappresenti una piccola frazione del periodo di riferimento. Indicativamente, esso può assumersi uguale al frattile 95% della distribuzione temporale dell'intensità;
- valore di combinazione $\psi_{0j} \cdot Q_{kj}$: il valore tale che la probabilità di superamento degli effetti causati dalla concomitanza con altre azioni sia circa la stessa di quella associata al valore caratteristico di una singola azione.

Nel caso in cui la caratterizzazione probabilistica dell'azione considerata non sia disponibile, ad essa può essere attribuito il valore nominale. Nel seguito sono indicati con pedice k i valori caratteristici; senza pedice k i valori nominali.

La Tab. 2.5.I riporta i coefficienti di combinazione da adottarsi per gli edifici civili e industriali di tipo corrente.

Tab. 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E - Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6

Categoria G – Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H – Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I – Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K – Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

2.5.3. COMBINAZIONI DELLE AZIONI

Ai fini delle verifiche degli stati limite, si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.1]
- Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.2]
- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.3]
- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.4]
- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$
 [2.5.5]
- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$
 [2.5.6]

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj} \quad [2.5.7]$$

Nelle combinazioni si intende che vengano omessi i carichi Q_{kj} che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G_2 .

Altre combinazioni sono da considerare in funzione di specifici aspetti (p. es. fatica, ecc.).

Nelle formule sopra riportate il simbolo “+” vuol dire “combinato con”.

I valori dei coefficienti ψ_{0j} , ψ_{1j} e ψ_{2j} sono dati nella Tab. 2.5.I oppure nella Tab. 5.1.VI per i ponti stradali e nella Tab. 5.2.VII per i ponti ferroviari. I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_{Gi} e γ_{Qi} sono dati nel § 2.6.1.

2.6. AZIONI NELLE VERIFICHE AGLI STATI LIMITE

Le verifiche agli stati limite devono essere eseguite per tutte le più gravose condizioni di carico che possono agire sulla struttura, valutando gli effetti delle combinazioni definite nel § 2.5.3.

2.6.1. STATI LIMITE ULTIMI

Nelle verifiche agli stati limite ultimi si distinguono:

- lo stato limite di equilibrio come corpo rigido: EQU
- lo stato limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione: STR
- lo stato limite di resistenza del terreno: GEO

Fatte salve tutte le prescrizioni fornite nei capitoli successivi delle presenti norme, la Tab. 2.6.I riporta i valori dei coefficienti parziali γ_F da assumersi per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi.

Per le verifiche nei confronti dello stato limite ultimo di equilibrio come corpo rigido (EQU) si utilizzano i coefficienti γ_F riportati nella colonna EQU della Tabella 2.6.I.

Per la progettazione di componenti strutturali che non coinvolgano azioni di tipo geotecnico, le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (STR) si eseguono adottando i coefficienti γ_F riportati nella colonna A1 della Tabella 2.6.I.

Per la progettazione di elementi strutturali che coinvolgano azioni di tipo geotecnico (plinti, platee, pali, muri di sostegno, ...) le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (STR) e geotecnici (GEO) si eseguono adottando due possibili approcci progettuali, fra loro alternativi.

Nell'Approccio 1, le verifiche si conducono con due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (γ_F), per la resistenza dei materiali (γ_M) e, eventualmente, per la resistenza globale del sistema (γ_R). Nella *Combinazione 1* dell'Approccio 1, per le azioni si impiegano i coefficienti γ_F riportati nella colonna A1 della Tabella 2.6.I. Nella *Combinazione 2* dell'Approccio 1, si impiegano invece i coefficienti γ_F riportati nella colonna A2. In tutti i casi, sia nei confronti del dimensionamento strutturale, sia per quello geotecnico, si deve utilizzare la combinazione più gravosa fra le due precedenti.

Nell'Approccio 2 si impiega un'unica combinazione dei gruppi di coefficienti parziali definiti per le Azioni (γ_F), per la resistenza dei materiali (γ_M) e, eventualmente, per la resistenza globale (γ_R). In tale approccio, per le azioni si impiegano i coefficienti γ_F riportati nella colonna A1.

I coefficienti γ_M e γ_R sono definiti nei capitoli successivi.

Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		γ_F			
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Nella Tab. 2.6.I il significato dei simboli è il seguente:

γ_{G1} coefficiente parziale dei carichi permanenti G_1 ;

γ_{G2} coefficiente parziale dei carichi permanenti non strutturali G_2 ;

γ_{Q1} coefficiente parziale delle azioni variabili Q.

Nel caso in cui l'azione sia costituita dalla spinta del terreno, per la scelta dei coefficienti parziali di sicurezza valgono le indicazioni riportate nel Capitolo 6.

Il coefficiente parziale della precompressione si assume pari a $\gamma_p = 1,0$.

Altri valori di coefficienti parziali sono riportati nei capitoli successivi con riferimento a particolari azioni specifiche.

2.6.2. STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Le verifiche agli stati limite di esercizio riguardano le voci riportate al § 2.2.2.

Nel Capitolo 4, per le condizioni non sismiche, e nel Capitolo 7, per le condizioni sismiche, sono date specifiche indicazioni sulle verifiche in questione, con riferimento ai diversi materiali strutturali.

3.2. AZIONE SISMICA

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione e sono funzione delle caratteristiche morfologiche e stratigrafiche che determinano la risposta sismica locale.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A come definita al § 3.2.2), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{V_R} come definite nel § 3.2.1, nel periodo di riferimento V_R , come definito nel § 2.4. In alternativa è ammesso l'uso di accelerogrammi, purché correttamente commisurati alla pericolosità sismica locale dell'area della costruzione.

Ai fini della presente normativa le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento P_{V_R} nel periodo di riferimento V_R , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

a_g accelerazione orizzontale massima al sito;

F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

T_C^* valore di riferimento per la determinazione del periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Per i valori di a_g , F_0 e T_C^* , necessari per la determinazione delle azioni sismiche, si fa riferimento agli Allegati A e B al Decreto del Ministro delle Infrastrutture 14 gennaio 2008, pubblicato nel S.O. alla Gazzetta Ufficiale del 4 febbraio 2008, n.29, ed eventuali successivi aggiornamenti.

3.3. AZIONI DEL VENTO

Il vento, la cui direzione si considera generalmente orizzontale, esercita sulle costruzioni azioni che variano nel tempo e nello spazio provocando, in generale, effetti dinamici.

Per le costruzioni usuali tali azioni sono convenzionalmente ricondotte alle azioni statiche equivalenti definite al § 3.3.3. Per le costruzioni di forma o tipologia inusuale, oppure di grande altezza o lunghezza, o di rilevante snellezza e leggerezza, o di notevole flessibilità e ridotte capacità dissipative, il vento può dare luogo ad effetti la cui valutazione richiede l'uso di metodologie di calcolo e sperimentali adeguate allo stato dell'arte.

3.4. AZIONI DELLA NEVE

3.4.1. CARICO DELLA NEVE SULLE COPERTURE

Il carico provocato dalla neve sulle coperture sarà valutato mediante la seguente espressione:

$$q_s = q_{sk} \cdot \mu_i \cdot C_E \cdot C_t \quad [3.4.1]$$

dove:

q_{sk} è il valore di riferimento del carico della neve al suolo, di cui al § 3.4.2;

μ_i è il coefficiente di forma della copertura, di cui al § 3.4.3;

C_E è il coefficiente di esposizione di cui al § 3.4.4;

C_t è il coefficiente termico di cui al § 3.4.5.

Si assume che il carico della neve agisca in direzione verticale e lo si riferisce alla proiezione orizzontale della superficie della copertura.

3.5. AZIONI DELLA TEMPERATURA

3.5.1. GENERALITÀ

Variazioni giornaliere e stagionali della temperatura esterna, irraggiamento solare e convezione comportano variazioni della distribuzione di temperatura nei singoli elementi strutturali.

La severità delle azioni termiche è in generale influenzata da più fattori, quali le condizioni climatiche del sito, l'esposizione, la massa complessiva della struttura e la eventuale presenza di elementi non strutturali isolanti.

4.4. COSTRUZIONI DI LEGNO

Formano oggetto delle presenti norme le opere costituite da strutture portanti realizzate con elementi di legno strutturale o con prodotti strutturali a base di legno.

I materiali e i prodotti devono rispondere ai requisiti indicati nel § 11.7.

Tutto il legno per impieghi strutturali deve essere classificato secondo la resistenza, prima della sua messa in opera.

La presente norma può essere usata anche per le verifiche di strutture in legno esistenti purché si provveda ad una corretta valutazione delle caratteristiche del legno e, in particolare, degli eventuali stati di degrado.

4.4.1. VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

La valutazione della sicurezza deve essere effettuata secondo i principi fondamentali illustrati nel Capitolo 2.

La valutazione della sicurezza deve essere svolta secondo il metodo degli stati limite.

I requisiti richiesti di resistenza, rigidezza, funzionalità, durabilità e robustezza si garantiscono verificando gli stati limite ultimi e gli stati limite di esercizio della struttura, dei singoli componenti strutturali e dei collegamenti.

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.

Nell'analisi globale della struttura, in quella dei sistemi di controvento e nel calcolo delle membrature si deve tener conto delle imperfezioni geometriche e strutturali.

A tal fine possono adottarsi adeguate imperfezioni geometriche equivalenti, il valore delle quali può essere reperito in normative di comprovata validità.

Per quelle tipologie strutturali in grado di ridistribuire le azioni interne, anche grazie alla presenza di giunti di adeguata duttilità, si può far uso di metodi di analisi non lineari.

In presenza di giunti meccanici si deve, di regola, considerare l'influenza della deformabilità degli stessi.

Per tutte le strutture, in particolare per quelle composte da parti con diverso comportamento reologico, le verifiche, per gli stati limite ultimi e di esercizio, devono essere effettuate con riferimento, oltre che alle condizioni iniziali, anche alle condizioni finali (a tempo infinito).

4.4.3. AZIONI E LORO COMBINAZIONI

Le azioni caratteristiche devono essere definite in accordo con quanto indicato nei Capitoli 3 e 2 delle presenti norme.

Per costruzioni civili o industriali per le quali non esistano regolamentazioni specifiche, le azioni di progetto si devono determinare secondo quanto indicato nel Capitolo 2.

4.4.4. CLASSI DI DURATA DEL CARICO

Le azioni di progetto devono essere assegnate ad una delle classi di durata del carico elencate nella Tab. 4.4.I.

Tab. 4.4.I - Classi di durata del carico

Classe di durata del carico	Durata del carico
Permanente	più di 10 anni
Lunga durata	6 mesi - 10 anni
Media durata	1 settimana - 6 mesi
Breve durata	meno di 1 settimana
Istantaneo	--

Le classi di durata del carico si riferiscono a un carico costante attivo per un certo periodo di tempo nella vita della struttura. Per un'azione variabile la classe appropriata deve essere determinata in funzione dell'interazione fra la variazione temporale tipica del carico nel tempo e le proprietà reologiche dei materiali.

Ai fini del calcolo in genere si può assumere quanto segue:

- il peso proprio e i carichi non rimovibili durante il normale esercizio della struttura, appartengono alla classe di durata permanente;
- i carichi permanenti suscettibili di cambiamenti durante il normale esercizio della struttura e i carichi variabili relativi a magazzini e depositi, appartengono alla classe di lunga durata;
- i carichi variabili degli edifici, ad eccezione di quelli relativi a magazzini e depositi, appartengono alla classe di media durata;
- il sovraccarico da neve riferito al suolo q_{sk} , calcolato in uno specifico sito ad una certa altitudine, è da attribuire ad una classe di durata del carico da considerarsi in funzione delle caratteristiche del sito per altitudini di riferimento a inferiori a 1000 m, mentre è da considerarsi almeno di media durata per altitudini a superiori o uguali a 1000 m;
- l'azione del vento medio appartiene alla classe di breve durata;
- l'azione di picco del vento e le azioni eccezionali in genere appartengono alla classe di durata istantanea;

4.4.5. CLASSI DI SERVIZIO

Le strutture (o parti di esse) devono essere assegnate ad una delle 3 classi di servizio elencate nella Tab. 4.4.II.

Il sistema delle classi di servizio ha lo scopo di definire la dipendenza delle resistenze di progetto e dei moduli elastici del legno e materiali da esso derivati dalle condizioni ambientali.

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	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 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.

4.4.6. RESISTENZA DI PROGETTO

La durata del carico e l'umidità del legno influiscono sulle proprietà resistenti del legno.

I valori di progetto per le proprietà del materiale a partire dai valori caratteristici si assegnano quindi con riferimento combinato alle classi di servizio e alle classi di durata del carico.

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

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

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.		

4.4.7. STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Le deformazioni di una struttura, dovute agli effetti delle azioni applicate, degli stati di coazione, delle variazioni di umidità e degli scorrimenti nelle unioni, devono essere contenute entro limiti accettabili, sia in relazione ai danni che possono essere indotti ai materiali di rivestimento, ai pavimenti, alle tramezzature e, più in generale, alle finiture, sia in relazione ai requisiti estetici ed alla funzionalità dell'opera.

In generale nella valutazione delle deformazioni delle strutture si deve tener conto della deformabilità dei collegamenti.

Considerando il particolare comportamento reologico del legno e dei materiali derivati dal legno, si devono valutare sia la deformazione istantanea sia la deformazione a lungo termine.

La deformazione istantanea si calcola usando i valori medi dei moduli elastici per le membrature e il valore istantaneo del modulo di scorrimento dei collegamenti.

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
		OSB/3	1	0,40	0,50	0,70	0,90
		OSB/4	2	0,30	0,40	0,55	0,70
Pannello di particelle (truciolare)	UNI EN 312 :2010	Parti 4, 5	1	0,30	0,45	0,65	0,85
		Parte 5	2	0,20	0,30	0,45	0,60
		Parti 6, 7	1	0,40	0,50	0,70	0,90
		Parte 7	2	0,30	0,40	0,55	0,70
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
		HB.HLA 1 o 2	2	0,20	0,30	0,45	0,60
		MBH.LA1 o 2	1	0,20	0,40	0,60	0,80
Pannello di fibre, pannelli semiduri	UNI EN 622-3:2005	MBH.HLS1 o 2	1	0,20	0,40	0,60	0,80
			2	-	-	-	0,45
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
		MDF.HLS	2	-	-	-	0,45

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.

La deformazione a lungo termine può essere calcolata utilizzando i valori medi dei moduli elastici ridotti opportunamente mediante il fattore $1/(1+k_{def})$, 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, dell'umidità del materiale e delle sue variazioni. I valori di k_{def} sono riportati nella Tab. 4.4.V.

La freccia (valore dello spostamento ortogonale all'asse dell'elemento) netta di un elemento inflesso è data dalla somma della freccia dovuta ai soli carichi permanenti, della freccia dovuta ai soli carichi variabili, dedotta dalla eventuale controfreccia (qualora presente).

Nei casi in cui sia opportuno limitare la freccia istantanea dovuta ai soli carichi variabili nella combinazione di carico rara, in mancanza di più precise indicazioni, si raccomanda che essa sia inferiore a $L/300$, essendo L la luce dell'elemento o, nel caso di mensole, il doppio dello sbalzo.

Nei casi in cui sia opportuno limitare la freccia finale, in mancanza di più precise indicazioni, si raccomanda che essa sia inferiore a $L/200$, essendo L la luce dell'elemento o, nel caso di mensole, il doppio dello sbalzo.

Per il calcolo della freccia finale si potrà fare utile riferimento ai documenti di comprovata validità cui al capitolo 12.

I limiti indicati per la freccia costituiscono solo requisiti minimi indicativi. Limitazioni più severe possono rivelarsi necessarie in casi particolari, ad esempio in relazione ad elementi portati non facenti parte della struttura. In generale, nel caso di impalcati, si raccomanda la verifica della compatibilità della deformazione con la destinazione d'uso.

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.

4.4.8. STATI LIMITE ULTIMI

4.4.8.1 VERIFICHE DI RESISTENZA

Le tensioni interne si possono calcolare nell'ipotesi di conservazione delle sezioni piane e di una relazione lineare tra tensioni e deformazioni fino alla rottura.

Le resistenze di progetto dei materiali X_d sono quelle definite al § 4.4.6.

Le prescrizioni del presente paragrafo si riferiscono alla verifica di resistenza di elementi strutturali in legno massiccio o di prodotti derivati dal legno aventi direzione della fibratura coincidente sostanzialmente con il proprio asse longitudinale e sezione trasversale costante, soggetti a sforzi agenti prevalentemente lungo uno o più assi principali dell'elemento stesso (Fig. 4.4.1).

A causa dell'anisotropia del materiale, le verifiche degli stati tensionali di trazione e compressione si devono eseguire tenendo conto dell'angolo tra direzione della fibratura e direzione della tensione.

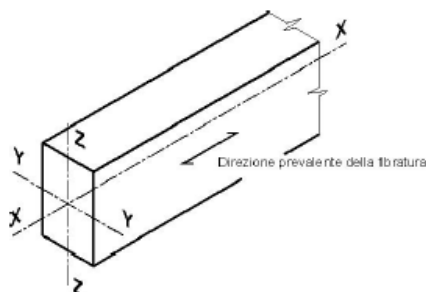


Fig. 4.4.1 - Assi dell'elemento

4.4.8.1.1 Trazione parallela alla fibratura

Deve essere soddisfatta la seguente condizione:

$$\sigma_{t,0,d} \leq f_{t,0,d} \quad [4.4.2]$$

dove:

$\sigma_{t,0,d}$ è la tensione di progetto a trazione parallela alla fibratura valutata sulla sezione netta;

$f_{t,0,d}$ è la corrispondente resistenza di progetto (formula 4.4.1), determinata tenendo conto anche delle dimensioni della sezione trasversale mediante il coefficiente k_n , come definito al § 11.7.1.1.

Nelle giunzioni di estremità si dovrà tener conto dell'eventuale azione flettente indotta dall'eccentricità dell'azione di trazione attraverso il giunto: tali azioni secondarie potranno essere computate, in via approssimata, attraverso una opportuna riduzione della resistenza di progetto a trazione.

4.4.8.1.2 Trazione perpendicolare alla fibratura

Nella verifica degli elementi si dovrà opportunamente tener conto del volume effettivamente sollecitato a trazione. Per tale verifica si dovrà far riferimento a normative di comprovata validità.

Particolare attenzione dovrà essere posta nella verifica degli elementi soggetti a forze trasversali applicate in prossimità dei bordi della sezione in direzione tale da indurre tensione di trazione perpendicolare alla fibratura.

4.4.8.1.3 Compressione parallela alla fibratura

Deve essere soddisfatta la seguente condizione:

$$\sigma_{c,0,d} \leq f_{c,0,d} \quad [4.4.3]$$

dove:

$\sigma_{c,0,d}$ è la tensione di progetto a compressione parallela alla fibratura;

$f_{c,0,d}$ è la corrispondente resistenza di progetto (formula 4.4.1).

Deve essere inoltre effettuata la verifica di stabilità per elementi compressi, come definita al § 4.4.8.2.2.

4.4.8.1.4 Compressione perpendicolare alla fibratura

Deve essere soddisfatta la seguente condizione:

$$\sigma_{c,90,d} \leq f_{c,90,d} \quad [4.4.4]$$

dove:

$\sigma_{c,90,d}$ è la tensione di progetto a compressione ortogonale alla fibratura;

$f_{c,90,d}$ è la corrispondente resistenza di progetto (formula 4.4.1).

Nella valutazione di $\sigma_{c,90,d}$ è possibile tenere conto della ripartizione del carico nella direzione della fibratura lungo l'altezza della sezione trasversale dell'elemento. È possibile, con riferimento a normative di comprovata validità, tener conto di una larghezza efficace maggiore di quella di carico.

4.4.8.1.5 Compressione inclinata rispetto alla fibratura

Nel caso di tensioni di compressione agenti lungo una direzione inclinata rispetto alla fibratura si deve opportunamente tener conto della sua influenza sulla resistenza, facendo riferimento a normative di comprovata validità.

4.4.8.1.6 Flessione

Devono essere soddisfatte entrambe le condizioni seguenti:

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

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

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_m , come definito al § 11.7.1.1.

I valori da adottare per il coefficiente k_m , che tiene conto convenzionalmente della redistribuzione 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 flessio-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:

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

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

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 flessio-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:

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

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

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:

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

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).

Alle estremità della trave si potrà effettuare la verifica sopra indicata valutando in modo convenzionale τ_d , considerando nullo, ai fini del calcolo dello sforzo di taglio di estremità, il contributo di eventuali forze agenti all'interno del tratto di lunghezza pari all'altezza h della trave, misurato a partire dal bordo interno dell'appoggio, o all'altezza effettiva ridotta h_{eff} nel caso di travi con intagli.

Per la verifica di travi con intagli o rastremazioni di estremità si farà riferimento a normative di comprovata validità.

La resistenza a taglio per rotolamento delle fibre (rolling shear) si può assumere non maggiore di due volte la resistenza a trazione in direzione ortogonale alla fibratura.

4.4.8.1.10 Torsione

Deve essere soddisfatta la condizione:

$$\tau_{\text{tor,d}} \leq k_{\text{sh}} f_{\text{v,d}} \quad [4.4.9]$$

dove:

$\tau_{\text{tor,d}}$ è la massima tensione tangenziale di progetto per torsione;

k_{sh} è un coefficiente che tiene conto della forma della sezione trasversale;

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

Per il coefficiente k_{sh} si possono assumere i valori:

$k_{\text{sh}} = 1,2$ per sezioni circolari piene;

$k_{\text{sh}} = 1 + 0,15 h/b \leq 2$ per sezioni rettangolari piene, di lati b e h , $b \leq h$;

$k_{\text{sh}} = 1$ per altri tipi di sezione.

4.4.8.1.11 Taglio e torsione

Nel caso di torsione accompagnata da taglio si può eseguire una verifica combinata adottando la formula di interazione:

$$\frac{\tau_{\text{tor,d}}}{k_{\text{sh}} f_{\text{v,d}}} + \left(\frac{\tau_{\text{d}}}{f_{\text{v,d}}} \right)^2 \leq 1 \quad [4.4.10]$$

ove il significato dei simboli è quello riportato nei paragrafi corrispondenti alle verifiche a taglio e a torsione.

4.4.8.2 VERIFICHE DI STABILITÀ

Oltre alle verifiche di resistenza devono essere eseguite le verifiche necessarie ad accertare la sicurezza della struttura o delle singole membrature nei confronti di possibili fenomeni di instabilità, quali lo svergolamento delle travi inflesse (instabilità flessio-torsionale) e lo sbandamento laterale degli elementi compressi o pressoinflessi.

Nella valutazione della sicurezza all'instabilità occorre tener conto, per il calcolo delle tensioni per flessione, anche della curvatura iniziale dell'elemento, dell'eccentricità del carico assiale e delle eventuali deformazioni (frecce o controfrecce) imposte.

Per queste verifiche si devono utilizzare i valori caratteristici al frattile 5% per i moduli elastici dei materiali.

4.4.8.2.1 Elementi inflessi (instabilità di trave)

Nel caso di flessione semplice, con momento flettente agente attorno all'asse forte y della sezione (cioè nel piano ortogonale a quello di possibile svergolamento), con riferimento alla tensione dovuta al massimo momento agente nel tratto di trave compreso tra due successivi ritegni torsionali, deve essere soddisfatta la relazione:

$$\frac{\sigma_{\text{m,d}}}{k_{\text{crit,m}} f_{\text{m,d}}} \leq 1 \quad [4.4.11]$$

$\sigma_{\text{m,d}}$ tensione di progetto massima per flessione;

$k_{\text{crit,m}}$ coefficiente riduttivo di tensione critica per instabilità di trave, per tener conto della riduzione di resistenza dovuta allo sbandamento laterale;

$f_{\text{m,d}}$ resistenza di progetto a flessione (formula 4.4.1), determinata tenendo conto anche delle dimensioni della sezione trasversale mediante il coefficiente k_{h} .

Per travi aventi una deviazione laterale iniziale rispetto alla rettilineità nei limiti di accettabilità del prodotto, si possono assumere i seguenti valori del coefficiente di tensione critica $k_{\text{crit,m}}$

$$k_{\text{crit,m}} = \begin{cases} 1 & \text{per } \lambda_{\text{rel,m}} \leq 0,75 \\ 1,56 - 0,75 \lambda_{\text{rel,m}} & \text{per } 0,75 < \lambda_{\text{rel,m}} \leq 1,4 \\ 1/\lambda_{\text{rel,m}}^2 & \text{per } 1,4 < \lambda_{\text{rel,m}} \end{cases} \quad [4.4.12]$$

$\lambda_{\text{rel,m}} = \sqrt{f_{\text{m,k}} / \sigma_{\text{m,crit}}}$ snellezza relativa di trave;

$f_{\text{m,k}}$ resistenza caratteristica a flessione (paragrafo 11.7.1.1);

$\sigma_{\text{m,crit}}$ tensione critica per flessione calcolata secondo la teoria classica della stabilità, con i valori dei moduli elastici caratteristici (frattile 5%) (paragrafo 11.7.1.1).

4.4.8.2.2 Elementi compressi (instabilità di colonna)

Nel caso di asta soggetta solo a sforzo normale deve essere soddisfatta la condizione:

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{crit,c} f_{c,0,d}} \leq 1 \quad [4.4.13]$$

$\sigma_{c,0,d}$ tensione di compressione di progetto per sforzo normale;

$f_{c,0,d}$ resistenza di progetto a compressione;

$k_{crit,c}$ coefficiente riduttivo di tensione critica per instabilità di colonna valutato per il piano in cui assume il valore minimo.

Il coefficiente riduttivo $k_{crit,c}$ si calcola in funzione della snellezza relativa di colonna $\lambda_{rel,c}$ che vale:

$$\lambda_{rel,c} = \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{\sigma_{c,crit}}} = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} \quad [4.4.14]$$

$f_{c,0,k}$ resistenza caratteristica a compressione parallela alla fibratura;

$\sigma_{c,crit}$ tensione critica calcolata secondo la teoria classica della stabilità, con i valori dei moduli elastici caratteristici (frattile 5%) (paragrafo 11.7.1.1);

λ snellezza dell'elemento strutturale valutata per il piano in cui essa assume il valore massimo.

Quando $\lambda_{rel,c} \leq 0,3$ si deve porre $k_{crit,c} = 1$, altrimenti

$$k_{crit,c} = \frac{1}{k + \sqrt{k^2 - \lambda_{rel,c}^2}} \quad [4.4.15]$$

con

$$k = 0,5 \left(1 + \beta_c (\lambda_{rel,c} - 0,3) + \lambda_{rel,c}^2 \right) \quad [4.4.16]$$

β_c coefficiente di imperfezione, che, se gli elementi rientrano nei limiti di rettilineità definiti al § 4.4.15, può assumere i seguenti valori:

- per legno massiccio $\beta_c = 0,2$;
- per legno lamellare $\beta_c = 0,1$.

4.4.9. COLLEGAMENTI

I collegamenti tra gli elementi strutturali devono essere progettati in numero, posizione, resistenza, rigidezza tali da garantire la trasmissione delle sollecitazioni di progetto allo stato limite considerato in coerenza ai criteri adottati nello svolgimento dell'analisi strutturale.

Le capacità portanti e le deformabilità dei mezzi di unione utilizzati nei collegamenti devono essere determinate sulla base di prove meccaniche, per il cui svolgimento può farsi utile riferimento alle norme UNI EN 1075, UNI EN 1380, UNI EN 1381, UNI EN 26891, UNI EN ISO 8970 e alle pertinenti norme europee.

La capacità portante e la deformabilità dei mezzi di unione possono essere valutate con riferimento a normative di comprovata validità.

Nel calcolo della capacità portante del collegamento realizzato con mezzi di unione del tipo a gambo cilindrico, si dovrà tener conto, tra l'altro, della tipologia e della capacità portante ultima del singolo mezzo d'unione, del tipo di unione (legno-legno, pannelli-legno, acciaio-legno), del numero di sezioni resistenti e, nel caso di collegamento organizzato con più unioni elementari, dell'allineamento dei singoli mezzi di unione.

È ammesso l'uso di sistemi di unione di tipo speciale purché il comportamento degli stessi sia chiaramente individuato su base teorica e/o sperimentale e purché sia comunque garantito un livello di sicurezza non inferiore a quanto previsto nella presente norma tecnica.

Giunti a dita incollati a tutta sezione non possono essere usati in classe di servizio 3.

In ogni caso i sistemi di unione devono essere verificati nelle reali condizioni di impiego in opera.

4.4.10. ELEMENTI STRUTTURALI

Ogni elemento strutturale, in legno massiccio o in materiali derivati dal legno, prevalentemente compresso, inflesso, teso o sottoposto a combinazioni dei precedenti stati di sollecitazione, può essere caratterizzato da un'unica sezione o da una sezione composta da più elementi, incollati o assemblati meccanicamente.

Le verifiche dell'elemento composto dovranno tener conto degli scorrimenti nelle unioni. A tale scopo è ammesso adottare per le unioni un legame lineare tra sforzo e scorrimento.

Nel caso di elementi strutturali realizzati mediante accoppiamento di elementi a base di legno o di altro materiale tramite connessioni o incollaggi, la verifica complessiva dell'elemento composto dovrà tenere conto dell'effettivo comportamento dell'unione,

definito con riferimento a normativa tecnica di comprovata validità ed eventualmente per via sperimentale. In ogni caso le sollecitazioni nei singoli elementi componenti dovranno essere confrontate con quelle specificate ai §§ 4.1, 4.2 in relazione a ciascun singolo materiale.

4.4.11. SISTEMI STRUTTURALI

Le strutture reticolari costituite da elementi lignei assemblati tramite collegamenti metallici, unioni di carpenteria o incollaggio, dovranno essere in genere analizzate come sistemi di travi, considerando la deformabilità e le effettive eccentricità dei collegamenti.

La stabilità delle singole membrature nelle strutture intelaiate deve essere verificata, in generale, tenendo conto delle effettive condizioni dei vincoli nonché della deformabilità dei nodi e della presenza di eventuali sistemi di controventamento.

La stabilità delle strutture intelaiate deve essere verificata considerando, oltre agli effetti instabilizzanti dei carichi verticali, anche le imperfezioni geometriche e strutturali, inquadrando le corrispondenti azioni convenzionali nella stessa classe di durata dei carichi che le hanno provocate.

Nei casi in cui la stabilità laterale è assicurata dal contrasto di controventamenti adeguati, la lunghezza di libera inflessione dei piedritti, in mancanza di un'analisi rigorosa, si può assumere pari all'altezza d'interpiano.

Per gli archi, oltre alle usuali verifiche, vanno sempre eseguite le verifiche nei confronti dell'instabilità anche al di fuori del piano.

Per gli archi, come per tutte le strutture spingenti, i vincoli devono essere idonei ad assorbire le componenti orizzontali delle reazioni.

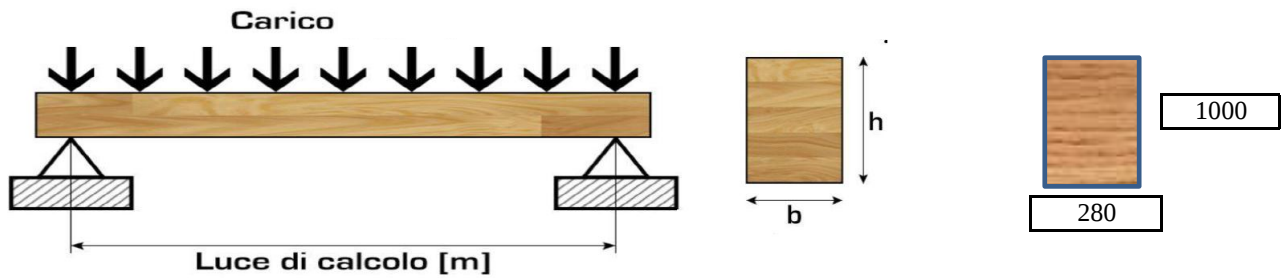
Le azioni di progetto sui controventi e/o diaframmi devono essere determinate tenendo conto anche delle imperfezioni geometriche strutturali, nonché delle deformazioni indotte dai carichi applicati, se significative.

Qualora le strutture dei tetti e dei solai svolgano anche funzioni di controventamento nel loro piano (diaframmi per tetti e solai), la capacità di esplicare tale funzione con un comportamento a lastra deve essere opportunamente verificata, tenendo conto delle modalità di realizzazione e delle caratteristiche dei mezzi di unione.

Qualora gli elementi di parete svolgano anche funzioni di controventamento nel loro piano (diaframma per pareti), la capacità di esplicare tale funzione con un comportamento a mensola verticale deve essere opportunamente verificata, tenendo conto delle modalità di realizzazione e delle caratteristiche dei mezzi di unione.

Il tecnico calcolatore

VERIFICA TRAVI PRINCIPALI IN LEGNO LAMELLARE NTC 2018



Nodes

Node ID	X (m)	Y (m)	dX (mm)	dY (mm)	Rot (rad)
1	0.0	0.0	-0.000	0.000	-0.291
2	18.55	0.0	0.000	0.000	0.291

Sections

Section Name	E (kN/mm ²)	I (mm)	A (mm ²)
DEFAULT	200.000	0.000	0.050

Members

From	To	Length (m)	Section
1	2	18.550	DEFAULT

Supports

Node	Type	dx (mm)	dy (mm)	Rot (rad)	Rx (kN)	Ry (kN)	M (kNm)
2	HINGE	0.000	0.000	0.000	0.000	213.215	0.000
1	ROLLER Y	0.000	0.000	0.000	0.000	213.445	0.000

Point Loads

Member	Location (m)	Magnitude (kN)	Angle
1-2	0.270	32.820	90.000
1-2	1.770	32.820	90.000
1-2	3.270	32.820	90.000
1-2	4.770	32.820	90.000
1-2	6.270	32.820	90.000
1-2	7.770	32.820	90.000
1-2	9.270	32.820	90.000
1-2	10.770	32.820	90.000
1-2	12.270	32.820	90.000
1-2	13.770	32.820	90.000
1-2	15.270	32.820	90.000
1-2	16.770	32.820	90.000
1-2	18.270	32.820	90.000

GEOMETRIA TRAVI PRINCIPALI



DIAGRAMMA DEI MOMENTI

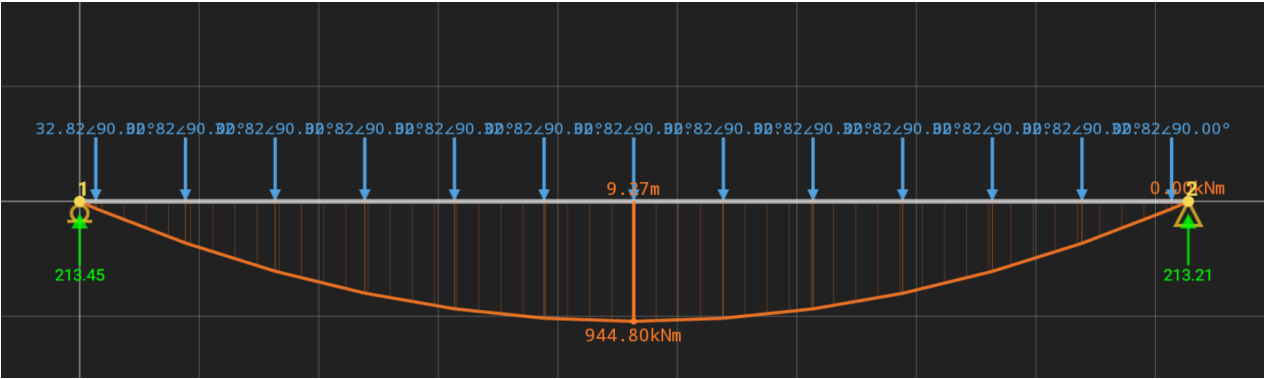
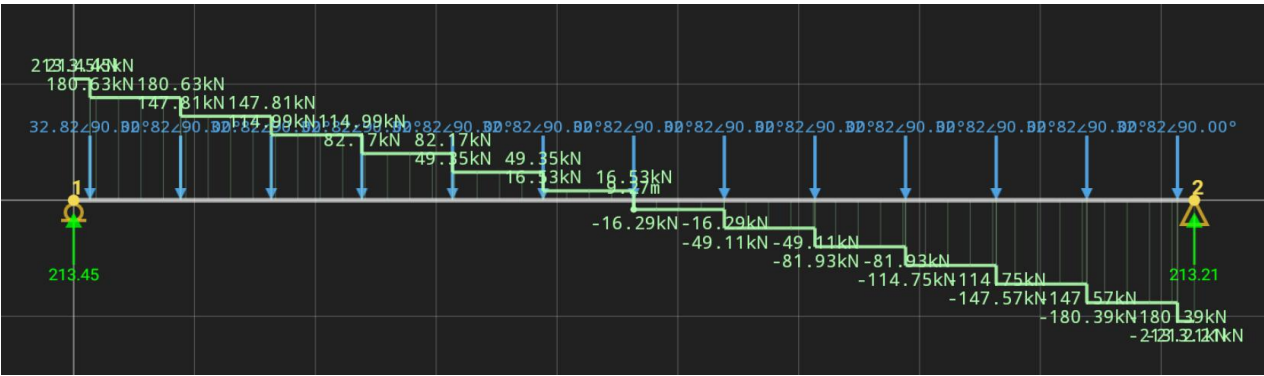


DIAGRAMMA DEL TAGLIO



Member 1-2

Location	Axial Force (kN)	Shear Force (kN)	Bending Moment (kNm)	Slope	Deflection_Y (mm)	Deflection_X (mm)
0.0L	0.000	213.445	0.000	-0.291	0.000	-0.000
0.1L	-0.000	147.805	-341.131	-0.274	-529.000	-0.000
0.2L	-0.000	114.985	-600.868	-0.230	-1000.869	-0.000
0.3L	-0.000	82.165	-788.074	-0.165	-1370.307	-0.000
0.4L	-0.000	49.345	-902.747	-0.086	-1604.935	-0.000
0.5L	-0.000	-16.295	-944.723	-0.000	-1685.312	-0.000
0.6L	-0.000	-49.115	-902.681	0.086	-1604.950	-0.000
0.7L	-0.000	-81.935	-788.106	0.165	-1370.334	-0.000
0.8L	-0.000	-114.755	-600.999	0.230	-1000.901	-0.000
0.9L	-0.000	-147.575	-341.361	0.275	-529.026	-0.000
1.0L	-0.000	-213.215	0.000	0.291	-0.008	0.000

Med = 944,80 KN.m

Med = 944800000,00 N.mm

2. RESISTENZA DI CALCOLO

I valori della resistenza di calcolo si ottengono mediante la relazione:

$$X_d = \frac{k_{\text{mod}} \cdot X_k}{\gamma_M}$$

dove:

k_{mod} è il coefficiente di correzione che tiene conto degli effetti della durata del carico e dell'umidità

X_k è il valore caratteristico di una proprietà di resistenza

γ_M è il coefficiente parziale di sicurezza per il materiale

Nel caso in esame il valore di γ_M viene assunto pari a 1,25 secondo quanto proposto dall'eurocodice 5 (1,45 secondo quanto proposto dalle norme tecniche).

La copertura è da considerarsi nella classe di servizio 1 per quanto riguarda gli elementi all'interno della costruzioni (ambiente interno e riscaldato) e nella classe di servizio 2 per quanto riguarda le parti di travi all'esterno dei muri della costruzione, ma comunque protette dal pacchetto di copertura dall'esposizione diretta alle intemperie (ambiente esterno e riparato).

Conseguentemente, secondo l'eurocodice 5, si ha:

Combinazione I: Permanente $k_{\text{mod},I} = 0,60$

Combinazione II: Breve durata $k_{\text{mod},II} = 0,90$

Combinazione III: Istantanea $k_{\text{mod},III} = 1,10$

$$f_{m,d} = \frac{k_{\text{mod}} \cdot f_{m,k}}{\gamma_M}$$

Per le verifiche di resistenza al fuoco del pacchetto di copertura sarà utilizzato il K_{mod} di breve durata con un coefficiente pari a 0,9.

$K_{\text{mod}} =$ 0,9

3. CLASSI DI RESISTENZA LEGNO LAMELLARE

EN 14080: 2013 "strutture di legno - legno lamellare incollato"

Elementi in legno lamellare (§3.17): elementi strutturali composti da almeno due lamelle aventi fibratura indicativamente parallela con spessore delle stesse compreso tra i 6mm e i 45 mm (incluso)

Proprietà	GL20h	GL22h	GL24h	GL26h	GL28h	GL30h	GL32h
Resistenze (MPa)	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²
Flessione $f_{m,g,k}$	20.00	22.00	24.00	26.00	28.00	30.00	32.00
trazione parallela alla fibratura $f_{t,0,g,k}$	16.00	17.60	19.20	20.80	22.30	24.00	25.60
trazione perpendicolare alla fibratura $f_{t,90,g,k}$	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
compressione parallela alla fibratura $f_{c,0,g,k}$	20.00	22.00	24.00	26.00	28.00	30.00	32.00
compressione perpendicolare alla fibratura $f_{c,90,g,k}$	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50
Taglio $f_{v,g,k}$	3.50	3.50	3.50	3.50	3.50	3.50	3.50
Rototaglio $f_{r,g,k}$	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20
Modulo elastico [GPa]	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²
modulo elastico medio parallelo alle fibre $E_{0,g,mean}$	8,400.00	10,500.00	11,500.00	12,100.00	12,600.00	13,600.00	14,200.00
modulo elastico caratteristico parallelo alle fibre $E_{0,g,05}$	7,000.00	8,800.00	9,600.00	10,100.00	10,500.00	11,300.00	11,800.00
modulo elastico medio perpendicolare alle fibre $E_{90,g,mean}$	300.00	300.00	300.00	300.00	300.00	300.00	300.00
modulo elastico caratteristico perpendicolare alle fibre $E_{90,g,05}$	250.00	250.00	250.00	250.00	250.00	250.00	250.00
modulo di taglio medio $G_{g,mean}$	650.00	650.00	650.00	650.00	650.00	650.00	650.00
modulo di taglio caratteristico $G_{g,05}$	540.00	540.00	540.00	540.00	540.00	540.00	540.00
Modulo a rototaglio medio $G_{r,g,mean}$	65.00	65.00	65.00	65.00	65.00	65.00	65.00
Modulo a rototaglio caratteristico $G_{r,g,05}$	54.00	54.00	54.00	54.00	54.00	54.00	54.00
Massa volumica [kg/m ³]	kg/m ³	kg/m ³	kg/m ³	kg/m ³	kg/m ³	kg/m ³	kg/m ³
massa volumica caratteristica $\rho_{g,k}$	340.00	370.00	385.00	405.00	425.00	430.00	440.00
massa volumica media $\rho_{g,mean}$	370.00	410.00	420.00	445.00	460.00	480.00	490.00

4. VERIFICA A FLESSIONE

classe GL32h
 $f_{mk} =$ 32 N/mm²

$f_m =$ 23,04 N/mm²

resistenza di progetto a flessione

$W_x =$ 46666667 mm³

$MR_d =$ 1075200000 N.mm

VERIFICATO

5. VERIFICA A TAGLIO

$V_{ed} =$ 213,45 KN

azione tagliante

$f_{vk} =$ 3,5 N/mm²

$f_v =$ 2,52 N/mm²

resistenza di progetto a taglio

$VR_d =$ 0,76 N/mm²

VERIFICATO

6. VERIFICA DI DEFORMABILITA' AGLI SLE PER COMBINAZIONE RARA

Tabella A – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/azione variabile	SLU/ SLE rari	SLE frequent	SLE quasi permanenti
	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

$F_d(SLU) = 20,94$ KN carico uniforme equivalente agli SLU

combinazione rara agli stati limite di esercizio

- Combinazione 1

Carico dominante: sovraccarico variabile Q_{k1} , per cui

$$F_d = G_k + Q_{k1} + \psi_{02} Q_{k2}$$

$$F_d = 15,07 \text{ KN/m}$$

VERIFICA DI DEFORMABILITA'

Freccia di progetto δ_d

– dovuta al carico totale:

$$\delta_d = \frac{5}{384} \cdot \frac{p_d l^4}{EI_n}$$

I_n	2333333333,33	mm ⁴
p_d	15,07	N/mm
E_{0gmean}	14200	N/mm ²
l	18500	mm

Elementi strutturali	Limiti superiori per gli spostamenti verticali	
	δ_{max}/l	δ_2/l
Coperture in generale	1/200	1/250
Coperture praticabili	1/250	1/300
Solai in generale		
Solai o coperture che reggono intonaco o altro materiale di finitura fragile o tramezzi non flessibili	1/250	1/350
Solai che supportano colonne	1/400	1/500
Nei casi in cui lo spostamento può compromettere l'aspetto dell'edificio	1/250	

- l è la luce dell'elemento (nel caso di mensole, il doppio dello sbalzo)
- δ_2 lo spostamento elastico dovuto ai carichi variabili
- δ_{max} è lo spostamento nello stato finale, depurato dell'eventuale monta iniziale

imponi denominatore per verifica alla deformabilità

250

$$\delta_{dR} = 74,00$$

limite superiore di deformabilità

Deformata complessiva per carichi permanenti strutturali, non strutturali ed esercizio

$$\delta_d = 69,28 \text{ mm}$$

deformata di calcolo

VERIFICATO

Deformata elastica per soli carichi di esercizio

$$\delta_d = 48,50 \text{ mm}$$

7. CLASSIFICAZIONE DELLA RESISTENZA AL FUOCO DI ELEMENTI STRUTTURALI IN LEGNO LAMELLARE

7.1 AZIONI DI CALCOLO PER LA RESISTENZA AL FUOCO

Per quanto riguarda le azioni di calcolo (F_d) la norma prevede di considerare la somma dei seguenti contributi:

- azioni permanenti (G_k);
- azioni variabili di lunga durata (Q_{1k});
- una delle azioni variabili di breve durata ($Q_{2k,j}$) tra neve, vento ed altre azioni rare;

secondo la seguente combinazione:

$$F_d = G_k + Q_{1k} + 0,7 Q_{2k,j}$$

$$F_d = 14,77 \text{ KN/m}$$

$$M = 666,65 \text{ kN.m} \quad \text{momento di calcolo}$$

7.2 RESISTENZA DI CALCOLO

I valori della resistenza di calcolo si ottengono mediante la relazione:

$$X_d = \frac{k_{\text{mod}} \cdot X_k}{\gamma_M}$$

dove:

k_{mod} è il coefficiente di correzione che tiene conto degli effetti della durata del carico e dell'umidità

X_k è il valore caratteristico di una proprietà di resistenza

γ_M è il coefficiente parziale di sicurezza per il materiale

Nel caso in esame il valore di γ_M viene assunto pari a 1,25 secondo quanto proposto dall'eurocodice 5 (1,45 secondo quanto proposto dalle norme tecniche).

La copertura è da considerarsi nella classe di servizio 1 per quanto riguarda gli elementi all'interno della costruzioni (ambiente interno e riscaldato) e nella classe di servizio 2 per quanto riguarda le parti di travi all'esterno dei muri della costruzione, ma comunque protette dal pacchetto di copertura dall'esposizione diretta alle intemperie (ambiente esterno e riparato).

Conseguentemente, secondo l'eurocodice 5, si ha:

Combinazione I: Permanente $k_{\text{mod},I} = 0,60$

Combinazione II: Breve durata $k_{\text{mod},II} = 0,90$

Combinazione III: Istantanea $k_{\text{mod},III} = 1,10$

$$f_{m,d} = \frac{k_{\text{mod}} \cdot f_{m,k}}{\gamma_M}$$

Per le verifiche di resistenza al fuoco del pacchetto di copertura sarà utilizzato il K_{mod} di breve durata con un coefficiente pari a 0,9.

7.3 CLASSI DI RESISTENZA LEGNO LAMELLARE

EN 14080: 2013 "strutture di legno - legno lamellare incollato"

Elementi in legno lamellare (§3.17): elementi strutturali composti da almeno due lamelle aventi fibratura indicativamente parallela con spessore delle stesse compreso tra i 6mm e i 45 mm (incluso)

Proprietà		GL20h	GL22h	GL24h	GL26h	GL28h	GL30h	GL32h
Resistenze (MPa)		N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²
Flessione	$f_{m,g,k}$	20.00	22.00	24.00	26.00	28.00	30.00	32.00
trazione parallela alla fibratura	$f_{t,0,g,k}$	16.00	17.60	19.20	20.80	22.30	24.00	25.60
trazione perpendicolare alla fibratura	$f_{t,90,g,k}$	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
compressione parallela alla fibratura	$f_{c,0,g,k}$	20.00	22.00	24.00	26.00	28.00	30.00	32.00
compressione perpendicolare alla fibratura	$f_{c,90,g,k}$	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50
Taglio	$f_{v,g,k}$	3.50	3.50	3.50	3.50	3.50	3.50	3.50
Rototaglio	$f_{r,g,k}$	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20
Modulo elastico [GPa]		N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²
modulo elastico medio parallelo alle fibre	$E_{0,g,mean}$	8,400.00	10,500.00	11,500.00	12,100.00	12,600.00	13,600.00	14,200.00
modulo elastico caratteristico parallelo alle fibre	$E_{0,g,05}$	7,000.00	8,800.00	9,600.00	10,100.00	10,500.00	11,300.00	11,800.00
modulo elastico medio perpendicolare alle fibre	$E_{90,g,mean}$	300.00	300.00	300.00	300.00	300.00	300.00	300.00
modulo elastico caratteristico perpendicolare alle fibre	$E_{90,g,05}$	250.00	250.00	250.00	250.00	250.00	250.00	250.00
modulo di taglio medio	$G_{g,mean}$	650.00	650.00	650.00	650.00	650.00	650.00	650.00
modulo di taglio caratteristico	$G_{g,05}$	540.00	540.00	540.00	540.00	540.00	540.00	540.00
Modulo a rototaglio medio	$G_{r,g,mean}$	65.00	65.00	65.00	65.00	65.00	65.00	65.00
Modulo a rototaglio caratteristico	$G_{r,g,05}$	54.00	54.00	54.00	54.00	54.00	54.00	54.00
Massa volumica [kg/m ³]		kg/m ³	kg/m ³	kg/m ³	kg/m ³	kg/m ³	kg/m ³	kg/m ³
massa volumica caratteristica	$\rho_{g,k}$	340.00	370.00	385.00	405.00	425.00	430.00	440.00
massa volumica media	$\rho_{g,mean}$	370.00	410.00	420.00	445.00	460.00	480.00	490.00

classe di resistenza GL32h

$f_m = 23,04$ N/mm² resistenza di progetto

sezione di progetto

$b = 280$ mm

$h = 1000$ mm

$W_x = 46666667$ mm³ modulo di resistenza di progetto

Tipo di essenza lignea	Velocità di carbonizzazione β_o (mm / min)
a) Conifere	
- Legno massiccio con una massa volumica caratteristica ≥ 290 kg/m ³ ed una dimensione minima di 35 mm	0,8
- Legno lamellare incollato con massa volumica caratteristica ≥ 290 kg/m ³	0,7
- Pannelli di legno con massa volumica caratteristica di 450 kg/m ³ ed una dimensione minima di 20 mm	0,9
b) Latifoglie, legno massiccio o legno lamellare incollato con massa volumica caratteristica ≥ 450 kg/m ³ e quercia	0,5
c) Latifoglie, legno massiccio o legno lamellare incollato con massa volumica caratteristica ≥ 290 kg/m ³	0,7

Tabella 2 - Velocità di carbonizzazione di alcune specie legnose

7.4 PROFONDITA' DELLA CARBONIZZAZIONE

Per l'esposizione all'incendio normalizzato la profondità di carbonizzazione deve essere calcolata secondo:

$$d_{char} = \beta_o \cdot t$$

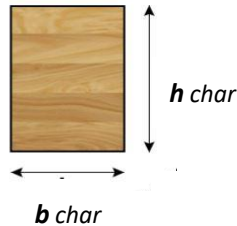
dove:

β_o = velocità di carbonizzazione

$t =$	60	min
$\beta_o =$	0,7	mm/min
$d_{char} =$	42	mm

in seguito alla carbonizzazione al tempo t , la sezione resistente avrà le seguenti dimensioni:

$b_{char} =$	196	mm
$h_{char} =$	958	mm



$$W_{x_{char}} = \boxed{29980291} \text{ mm}^3 \quad \text{modulo di resistenza della sezione carbonizzata}$$

7.5 VERIFICA DI RESISTENZA DELLA SEZIONE CARBONIZZATA AL TEMPO t

La verifica di resistenza prevede:

$$\sigma_{m,d} \leq k_{crit} \cdot f_{m,d}$$

dove il coefficiente di instabilità flessione-torsionale $k_{crit} = 1$ poiché lo svergolamento delle travi è impedito dal pacchetto di copertura.

$$\sigma_{m,d} = \boxed{23,04} \text{ N/mm}^2$$

per la verifica di resistenza deve risultare che :

$$\frac{M}{W_{x_{char}}} \leq \sigma_{m,d} = \boxed{22,2363} \text{ N/mm}^2 \quad \text{VERIFICATO}$$

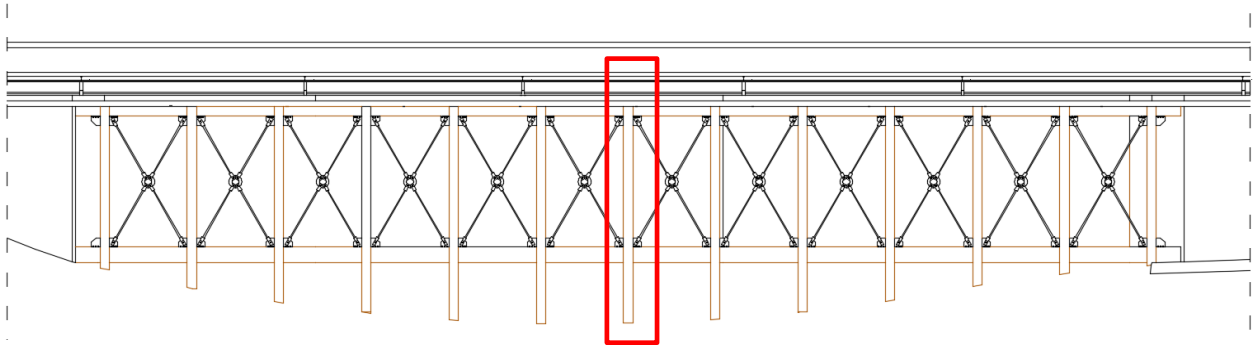
7.6 RESISTENZA MECCANICA DELL'ELEMENTO STRUTTURALE ALL'AZIONE DEL FUOCO

la stabilità R di resistenza e stabilità meccanica al fuoco è superiore a

60

VERIFICA ARcarecci PRIMARI IN LEGNO LAMELLARE NTC 2018

Schema planimetrico 1 con individuazione della campata di calcolo



Nodes

Node ID	X (m)	Y (m)	dX (mm)	dY (mm)	Rot (rad)
1	0.0	0.0	-0.000	0.000	-0.000
2	2.7	0.0	0.000	0.000	0.000
3	3.9	0.0	-0.000	-0.091	-0.000

Sections

Section Name	E (kN/mm ²)	I (mm)	A (mm ²)
DEFAULT	200.000	0.000	0.050

Members

From	To	Length (m)	Section
1	2	2.700	DEFAULT
2	3	1.200	DEFAULT

Supports

Node	Type	dx (mm)	dy (mm)	Rot (rad)	Rx (kN)	Ry (kN)	M (kNm)
2	HINGE	0.000	0.000	0.000	0.000	32.816	0.000
1	ROLLER_Y	0.000	0.000	0.000	0.000	12.544	0.000

Point Loads

Member	Location (m)	Magnitude (kN)	Angle
1-2	0.000	3.780	90.000
1-2	0.650	7.560	90.000
1-2	1.300	7.560	90.000
1-2	1.950	7.560	90.000
1-2	2.600	7.560	90.000
2-3	0.570	7.560	90.000
2-3	1.200	3.780	90.000

DIAGRAMMA DEI MOMENTI

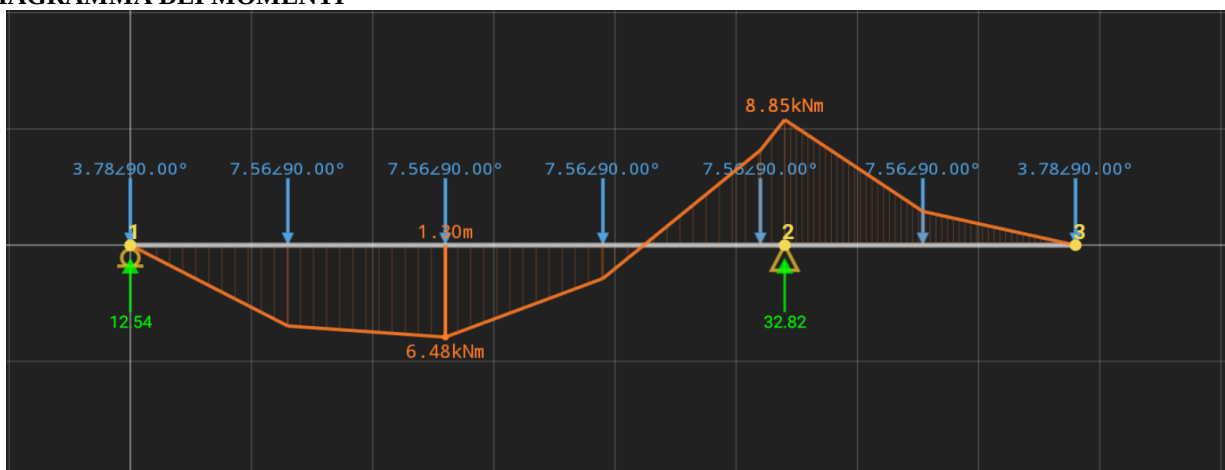
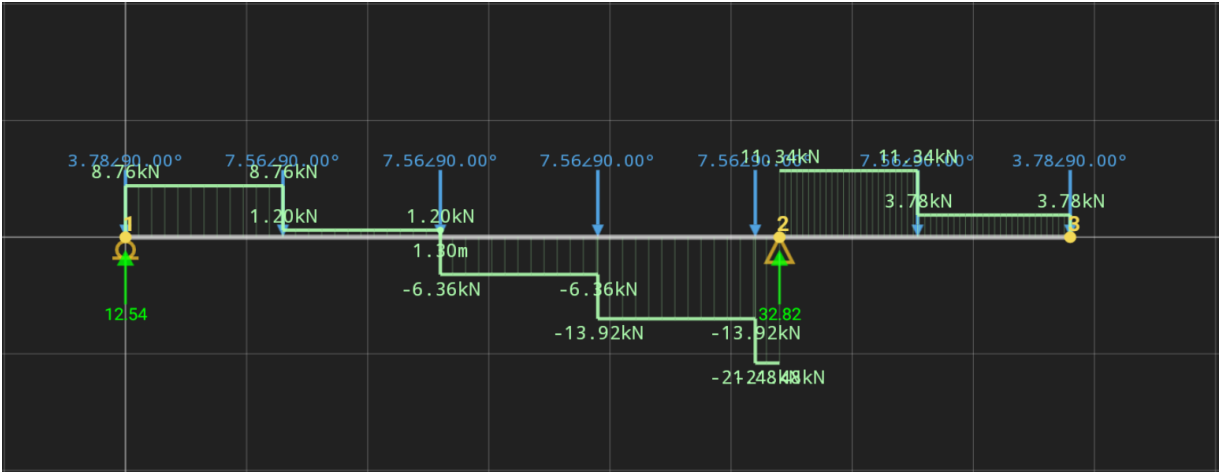


DIAGRAMMA DEL TAGLIO

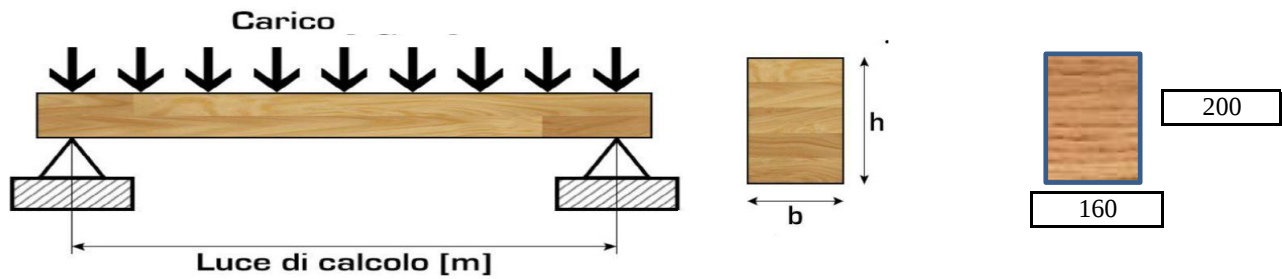


Member 1-2

Location	Axial Force (kN)	Shear Force (kN)	Bending Moment (kNm)	Slope	Deflection_Y (mm)	Deflection_X (mm)
0.0L	-0.000	8.764	0.000	-0.000	0.000	-0.000
0.1L	-0.000	8.764	-2.366	-0.000	-0.068	-0.000
0.2L	-0.000	8.764	-4.733	-0.000	-0.127	-0.000
0.3L	-0.000	1.204	-5.889	-0.000	-0.170	-0.000
0.4L	-0.000	1.204	-6.214	-0.000	-0.191	-0.000
0.5L	-0.000	-6.356	-6.161	0.000	-0.189	-0.000
0.6L	-0.000	-6.356	-4.445	0.000	-0.166	-0.000
0.7L	-0.000	-6.356	-2.729	0.000	-0.127	-0.000
0.8L	-0.000	-13.916	0.575	0.000	-0.078	-0.000
0.9L	-0.000	-13.916	4.332	0.000	-0.031	-0.000
1.0L	-0.000	-21.476	8.845	0.000	-0.000	0.000

Member 2-3

Location	Axial Force (kN)	Shear Force (kN)	Bending Moment (kNm)	Slope	Deflection_Y (mm)	Deflection_X (mm)
0.0L	0.000	11.340	8.845	0.000	0.000	0.000
0.1L	0.000	11.340	7.484	0.000	0.005	-0.000
0.2L	0.000	11.340	6.124	-0.000	0.005	-0.000
0.3L	0.000	11.340	4.763	-0.000	-0.000	-0.000
0.4L	0.000	11.340	3.402	-0.000	-0.008	-0.000
0.5L	0.000	3.780	2.268	-0.000	-0.019	-0.000
0.6L	0.000	3.780	1.814	-0.000	-0.031	-0.000
0.7L	0.000	3.780	1.361	-0.000	-0.045	-0.000
0.8L	0.000	3.780	0.907	-0.000	-0.060	-0.000
0.9L	0.000	3.780	0.454	-0.000	-0.075	-0.000
1.0L	-0.000	-0.000	0.000	-	-	-



Med = KN.m momento di calcolo massimo sul nodo 2

Med = N.mm

2. RESISTENZA DI CALCOLO

I valori della resistenza di calcolo si ottengono mediante la relazione:

$$X_d = \frac{k_{\text{mod}} \cdot X_k}{\gamma_M}$$

dove:

k_{mod} è il coefficiente di correzione che tiene conto degli effetti della durata del carico e dell'umidità

X_k è il valore caratteristico di una proprietà di resistenza

γ_M è il coefficiente parziale di sicurezza per il materiale

Nel caso in esame il valore di γ_M viene assunto pari a 1,25 secondo quanto proposto dall'eurocodice 5 (1,45 secondo quanto proposto dalle norme tecniche).

La copertura è da considerarsi nella classe di servizio 1 per quanto riguarda gli elementi all'interno della costruzioni (ambiente interno e riscaldato) e nella classe di servizio 2 per quanto riguarda le parti di travi all'esterno dei muri della costruzione, ma comunque protette dal pacchetto di copertura dall'esposizione diretta alle intemperie (ambiente esterno e riparato).

Conseguentemente, secondo l'eurocodice 5, si ha:

Combinazione I: Permanente $k_{\text{mod},I} = 0,60$

Combinazione II: Breve durata $k_{\text{mod},II} = 0,90$

Combinazione III: Istantanea $k_{\text{mod},III} = 1,10$

$$f_{m,d} = \frac{k_{\text{mod}} \cdot f_{m,k}}{\gamma_M}$$

Per le verifiche di resistenza al fuoco del pacchetto di copertura sarà utilizzato il k_{mod} di breve durata con un coefficiente pari a 0,9.

Kmod =

3. CLASSI DI RESISTENZA LEGNO LAMELLARE

EN 14080: 2013 "strutture di legno - legno lamellare incollato"

Elementi in legno lamellare (§3.17): elementi strutturali composti da almeno due lamelle aventi fibratura indicativamente parallela con spessore delle stesse compreso tra i 6mm e i 45 mm (incluso)

Proprietà	GL20h	GL22h	GL24h	GL26h	GL28h	GL30h	GL32h
Resistenze (MPa)	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²
Flessione $f_{m,g,k}$	20.00	22.00	24.00	26.00	28.00	30.00	32.00
trazione parallela alla fibratura $f_{t,0,g,k}$	16.00	17.60	19.20	20.80	22.30	24.00	25.60
trazione perpendicolare alla fibratura $f_{t,90,g,k}$	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
compressione parallela alla fibratura $f_{c,0,g,k}$	20.00	22.00	24.00	26.00	28.00	30.00	32.00
compressione perpendicolare alla fibratura $f_{c,90,g,k}$	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50
Taglio $f_{v,g,k}$	3.50	3.50	3.50	3.50	3.50	3.50	3.50
Rototaglio $f_{r,g,k}$	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20
Modulo elastico [GPa]	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²
modulo elastico medio parallelo alle fibre $E_{0,g,mean}$	8,400.00	10,500.00	11,500.00	12,100.00	12,600.00	13,600.00	14,200.00
modulo elastico caratteristico parallelo alle fibre $E_{0,g,05}$	7,000.00	8,800.00	9,600.00	10,100.00	10,500.00	11,300.00	11,800.00
modulo elastico medio perpendicolare alle fibre $E_{90,g,mean}$	300.00	300.00	300.00	300.00	300.00	300.00	300.00
modulo elastico caratteristico perpendicolare alle fibre $E_{90,g,05}$	250.00	250.00	250.00	250.00	250.00	250.00	250.00
modulo di taglio medio $G_{g,mean}$	650.00	650.00	650.00	650.00	650.00	650.00	650.00
modulo di taglio caratteristico $G_{g,05}$	540.00	540.00	540.00	540.00	540.00	540.00	540.00
Modulo a rototaglio medio $G_{r,g,mean}$	65.00	65.00	65.00	65.00	65.00	65.00	65.00
Modulo a rototaglio caratteristico $G_{r,g,05}$	54.00	54.00	54.00	54.00	54.00	54.00	54.00
Massa volumica [kg/m ³]	kg/m ³	kg/m ³	kg/m ³	kg/m ³	kg/m ³	kg/m ³	kg/m ³
massa volumica caratteristica $\rho_{g,k}$	340.00	370.00	385.00	405.00	425.00	430.00	440.00
massa volumica media $\rho_{g,mean}$	370.00	410.00	420.00	445.00	460.00	480.00	490.00

4. VERIFICA A FLESSIONE

classe GL32h
 $f_{mk} =$ 32 N/mm²

$f_m =$ 23,04 N/mm²

resistenza di progetto a flessione

$W_x =$ 1066667 mm³

$M_{Rd} =$ 24576000 N.mm

VERIFICATO

5. VERIFICA A TAGLIO

$V_{ed} =$ 21,48 KN

azione tagliante massima sul nodo 2

$f_{vk} =$ 3,5 N/mm²

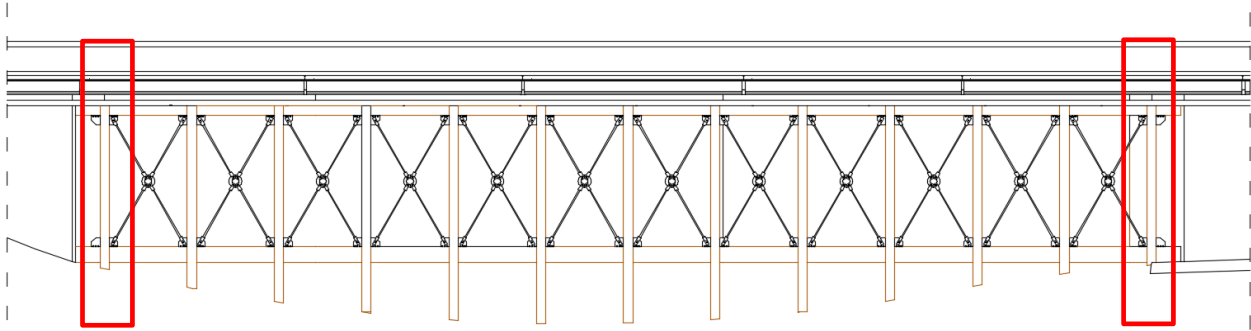
$f_v =$ 2,52 N/mm²

resistenza di progetto a taglio

$V_{Rd} =$ 0,67 N/mm²

VERIFICATO

Schema planimetrico 2 con individuazione della campata di calcolo



Nodes

Node ID	X (m)	Y (m)	dX (mm)	dY (mm)	Rot (rad)
1	0.0	0.0	-0.000	0.000	-0.000
2	2.7	0.0	0.000	0.000	0.000

Sections

Section Name	E (kN/mm²)	I (mm)	A (mm²)
DEFAULT	200.000	0.000	0.050

Members

From	To	Length (m)	Section
1	2	2.700	DEFAULT

Supports

Node	Type	dx (mm)	dy (mm)	Rot (rad)	Rx (kN)	Ry (kN)	M (kNm)
2	HINGE	0.000	0.000	0.000	0.000	14.560	0.000
1	ROLLER Y	0.000	0.000	0.000	0.000	15.680	0.000

Point Loads

Member	Location (m)	Magnitude (kN)	Angle
1-2	0.000	3.780	90.000
1-2	0.650	7.560	90.000
1-2	1.300	7.560	90.000
1-2	1.950	7.560	90.000
1-2	2.600	3.780	90.000

DIAGRAMMA DEI MOMENTI

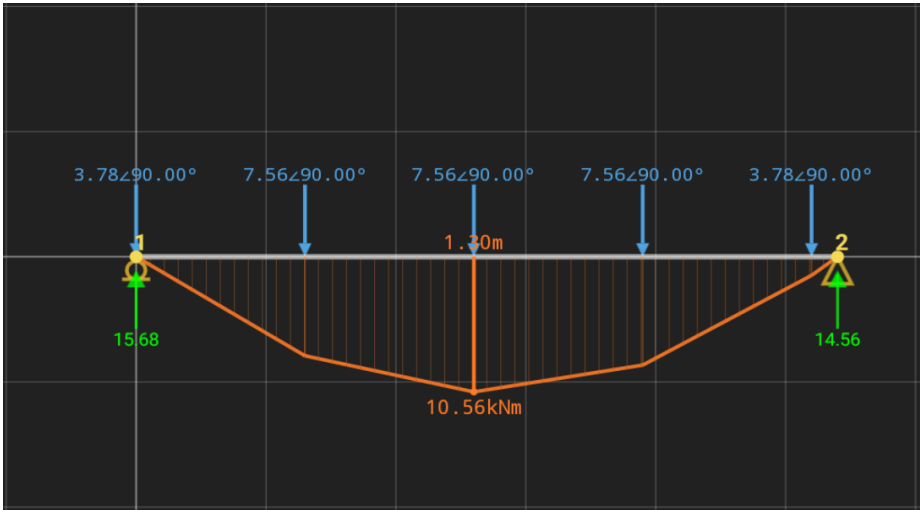
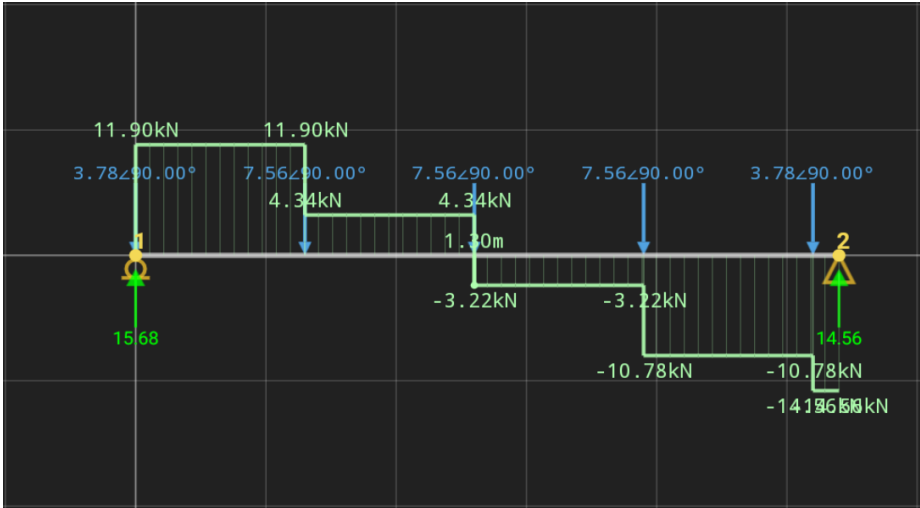


DIAGRAMMA DEL TAGLIO



Member 1-2

Location	Axial Force (kN)	Shear Force (kN)	Bending Moment (kNm)	Slope	Deflection_Y (mm)	Deflection_X (mm)
0.0L	-0.000	11.900	0.000	-0.000	0.000	-0.000
0.1L	-0.000	11.900	-3.213	-0.000	-0.119	-0.000
0.2L	-0.000	11.900	-6.426	-0.000	-0.226	-0.000
0.3L	-0.000	4.340	-8.429	-0.000	-0.310	-0.000
0.4L	-0.000	4.340	-9.601	-0.000	-0.364	-0.000
0.5L	-0.000	-3.220	-10.395	0.000	-0.382	-0.000
0.6L	-0.000	-3.220	-9.526	0.000	-0.364	-0.000
0.7L	-0.000	-3.220	-8.656	0.000	-0.310	-0.000
0.8L	-0.000	-10.780	-6.199	0.000	-0.226	-0.000
0.9L	-0.000	-10.780	-3.289	0.000	-0.119	-0.000
1.0L	-0.000	-14.560	0.000	0.000	0.000	0.000

Nota: la deformazione massima è generata dal momento massimo in campata derivante dallo schema planimetrico 2. La massima e reale deformazione sugli arcarecci primari, scaturirà dunque dalla combinazione rara agli SLE derivante proprio dallo schema planimetrico 2. Il valore delle azioni puntuali gravanti sull'arcareccio primario saranno determinate dalle azioni taglianti sugli arcarecci secondari al netto dei coefficienti parziali per le azioni combinate agli SLU.

COMBINAZIONE RARA AGLI SLE PER GLI ARCARECCI SECONDARI

- Combinazione 1

Carico dominante: sovraccarico variabile Q_{k1} , per cui

$$F_d = G_k + Q_{k1} + \psi_{02} Q_{k2}$$

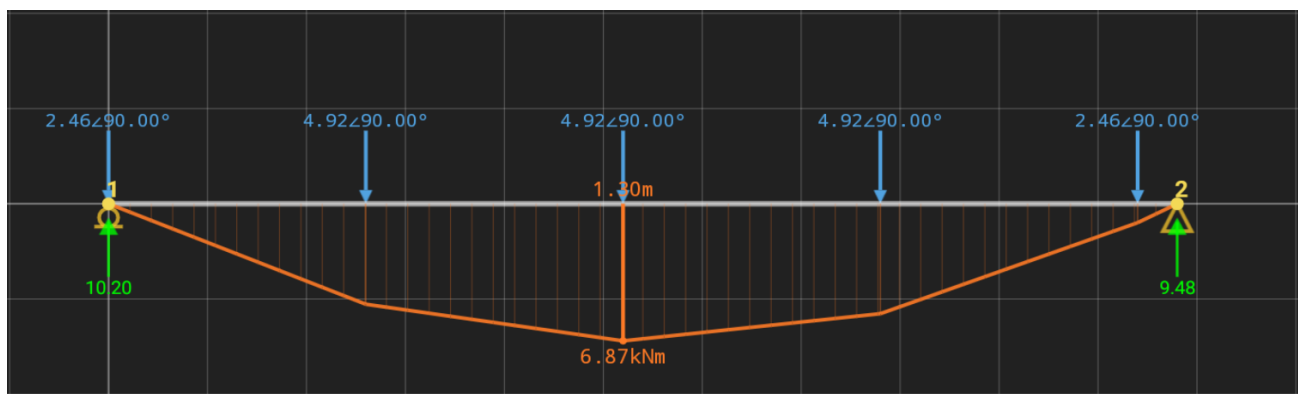
$$F_d = \boxed{3,13} \text{ KN/m}$$

$$L_c = \boxed{1,575} \text{ m} \quad \text{luce di calcolo arcareccio secondario}$$

da cui:

$$V_{ed} = \boxed{2,46} \text{ KN}$$

DIAGRAMMA DEI MOMENTI IN COMBINAZIONE RARA AGLI SLE



Determinazione del carico equivalente uniformemente distribuito

$$L_c = 2,45 \text{ m} \quad \text{luce di calcolo arcareccio primario}$$

$$F_d = 9,16 \text{ KN/m}$$

6. VERIFICA DI DEFORMABILITA' AGLI SLE PER COMBINAZIONE RARA

$$F_d = \boxed{9,16} \quad \text{KN/m}$$

VERIFICA DI DEFORMABILITA'

Freccia di progetto δ_d

– dovuta al carico totale:

$$\delta_d = \frac{5}{384} \cdot \frac{p_d l^4}{EI_n}$$

$I_n =$	10666666,67	mm ⁴
$p_d =$	9,16	N/mm
$E_{0gmean} =$	14200	N/mm ²
$l =$	2450	mm

Elementi strutturali	Limiti superiori per gli spostamenti verticali	
	δ_{max}/l	δ_2/l
Coperture in generale	1/200	1/250
Coperture praticabili Solai in generale	1/250	1/300
Solai o coperture che reggono intonaco o altro materiale di finitura fragile o tramezzi non flessibili	1/250	1/350
Solai che supportano colonne	1/400	1/500
Nei casi in cui lo spostamento può compromettere l'aspetto dell'edificio	1/250	

- l è la luce dell'elemento (nel caso di mensola, il doppio dello sbalzo)
- δ_2 lo spostamento elastico dovuto ai carichi variabili
- δ_{max} è lo spostamento nello stato finale, depurato dell'eventuale monta iniziale

imponi denominatore per verifica alla deformabilità

250

$$\delta_d = \boxed{2,83} \text{ mm}$$

deformata di calcolo

VERIFICATO

$$\delta_{dR} = \boxed{9,80} \text{ mm}$$

limite superiore di deformabilità

7. CLASSIFICAZIONE DELLA RESISTENZA AL FUOCO DI ELEMENTI STRUTTURALI IN LEGNO LAMELLARE

7.1 AZIONI DI CALCOLO PER LA RESISTENZA AL FUOCO

Per quanto riguarda le azioni di calcolo (F_d) la norma prevede di considerare la somma dei seguenti contributi:

- azioni permanenti (G_k);
- azioni variabili di lunga durata (Q_{1k});
- una delle azioni variabili di breve durata ($Q_{2k,j}$) tra neve, vento ed altre azioni rare;

secondo la seguente combinazione:

$$F_d = G_k + Q_{1k} + 0,7 Q_{2k,j}$$

$$F_d = 8,97 \text{ KN/m}$$

$$M = 6,73 \text{ kN.m} \quad \text{momento di calcolo}$$

8. RESISTENZA DI CALCOLO

I valori della resistenza di calcolo si ottengono mediante la relazione:

$$X_d = \frac{k_{\text{mod}} \cdot X_k}{\gamma_M}$$

dove:

k_{mod} è il coefficiente di correzione che tiene conto degli effetti della durata del carico e dell'umidità

X_k è il valore caratteristico di una proprietà di resistenza

γ_M è il coefficiente parziale di sicurezza per il materiale

Nel caso in esame il valore di γ_M viene assunto pari a 1,25 secondo quanto proposto dall'eurocodice 5 (1,45 secondo quanto proposto dalle norme tecniche).

La copertura è da considerarsi nella classe di servizio 1 per quanto riguarda gli elementi all'interno della costruzioni (ambiente interno e riscaldato) e nella classe di servizio 2 per quanto riguarda le parti di travi all'esterno dei muri della costruzione, ma comunque protette dal pacchetto di copertura dall'esposizione diretta alle intemperie (ambiente esterno e riparato).

Conseguentemente, secondo l'eurocodice 5, si ha:

$$\text{Combinazione I:} \quad \text{Permanente} \quad k_{\text{mod,I}} = 0,60$$

$$\text{Combinazione II:} \quad \text{Breve durata} \quad k_{\text{mod,II}} = 0,90$$

$$\text{Combinazione III:} \quad \text{Istantanea} \quad k_{\text{mod,III}} = 1,10$$

$$f_{m,d} = \frac{k_{\text{mod}} \cdot f_{m,k}}{\gamma_M}$$

Per le verifiche di resistenza al fuoco del pacchetto di copertura sarà utilizzato il K_{mod} di breve durata con un coefficiente pari a 0,9.

7.2 CLASSI DI RESISTENZA LEGNO LAMELLARE

EN 14080: 2013 "strutture di legno - legno lamellare incollato"

Elementi in legno lamellare (§3.17): elementi strutturali composti da almeno due lamelle aventi fibratura indicativamente parallela con spessore delle stesse compreso tra i 6mm e i 45 mm (incluso)

Proprietà		GL20h	GL22h	GL24h	GL26h	GL28h	GL30h	GL32h
Resistenze (MPa)		N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²
Flessione	$f_{m,g,k}$	20.00	22.00	24.00	26.00	28.00	30.00	32.00
trazione parallela alla fibratura	$f_{t,0,g,k}$	16.00	17.60	19.20	20.80	22.30	24.00	25.60
trazione perpendicolare alla fibratura	$f_{t,90,g,k}$	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
compressione parallela alla fibratura	$f_{c,0,g,k}$	20.00	22.00	24.00	26.00	28.00	30.00	32.00
compressione perpendicolare alla fibratura	$f_{c,90,g,k}$	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50
Taglio	$f_{v,g,k}$	3.50	3.50	3.50	3.50	3.50	3.50	3.50
Rototaglio	$f_{r,g,k}$	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20
Modulo elastico [GPa]		N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²
modulo elastico medio parallelo alle fibre	$E_{0,g,mean}$	8,400.00	10,500.00	11,500.00	12,100.00	12,600.00	13,600.00	14,200.00
modulo elastico caratteristico parallelo alle fibre	$E_{0,g,05}$	7,000.00	8,800.00	9,600.00	10,100.00	10,500.00	11,300.00	11,800.00
modulo elastico medio perpendicolare alle fibre	$E_{90,g,mean}$	300.00	300.00	300.00	300.00	300.00	300.00	300.00
modulo elastico caratteristico perpendicolare alle fibre	$E_{90,g,05}$	250.00	250.00	250.00	250.00	250.00	250.00	250.00
modulo di taglio medio	$G_{g,mean}$	650.00	650.00	650.00	650.00	650.00	650.00	650.00
modulo di taglio caratteristico	$G_{g,05}$	540.00	540.00	540.00	540.00	540.00	540.00	540.00
Modulo a rototaglio medio	$G_{r,g,mean}$	65.00	65.00	65.00	65.00	65.00	65.00	65.00
Modulo a rototaglio caratteristico	$G_{r,g,05}$	54.00	54.00	54.00	54.00	54.00	54.00	54.00
Massa volumica [kg/m ³]		kg/m ³	kg/m ³	kg/m ³	kg/m ³	kg/m ³	kg/m ³	kg/m ³
massa volumica caratteristica	$\rho_{g,k}$	340.00	370.00	385.00	405.00	425.00	430.00	440.00
massa volumica media	$\rho_{g,mean}$	370.00	410.00	420.00	445.00	460.00	480.00	490.00

classe di resistenza GL32h

$f_m = 23,04$ N/mm² resistenza di progetto

sezione di progetto

$b = 160$ mm

$h = 200$ mm

$W_x = 1066667$ mm³ modulo di resistenza di progetto

Tipo di essenza lignea	Velocità di carbonizzazione β_o (mm / min)
a) Conifere	
- Legno massiccio con una massa volumica caratteristica ≥ 290 kg/m ³ ed una dimensione minima di 35 mm	0,8
- Legno lamellare incollato con massa volumica caratteristica ≥ 290 kg/m ³	0,7
- Pannelli di legno con massa volumica caratteristica di 450 kg/m ³ ed una dimensione minima di 20 mm	0,9
b) Latifoglie, legno massiccio o legno lamellare incollato con massa volumica caratteristica ≥ 450 kg/m ³ e quercia	0,5
c) Latifoglie, legno massiccio o legno lamellare incollato con massa volumica caratteristica ≥ 290 kg/m ³	0,7

Tabella 2 - Velocità di carbonizzazione di alcune specie legnose

7.3 PROFONDITA' DELLA CARBONIZZAZIONE

Per l'esposizione all'incendio normalizzato la profondità di carbonizzazione deve essere calcolata secondo:

$$d_{char} = \beta_o \cdot t$$

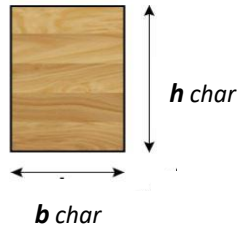
dove:

β_o = velocità di carbonizzazione

$t =$	60	min
$\beta_o =$	0,7	mm/min
$d_{char} =$	42	mm

in seguito alla carbonizzazione al tempo t , la sezione resistente avrà le seguenti dimensioni:

$b_{char} =$	76	mm
$h_{char} =$	158	mm



$$W_{x_{char}} = \boxed{316210,7} \text{ mm}^3 \quad \text{modulo di resistenza della sezione carbonizzata}$$

7.4 VERIFICA DI RESISTENZA DELLA SEZIONE CARBONIZZATA AL TEMPO t

La verifica di resistenza prevede:

$$\sigma_{m,d} \leq k_{crit} \cdot f_{m,d}$$

dove il coefficiente di instabilità flessione-torsionale $k_{crit} = 1$ poiché lo svergolamento delle travi è impedito dal pacchetto di copertura.

$$\sigma_{m,d} = \boxed{23,04} \text{ N/mm}^2$$

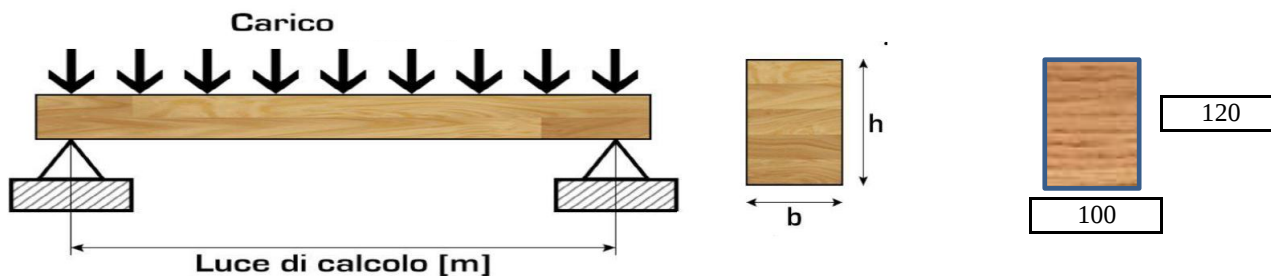
per la verifica di resistenza deve risultare che :

$$\frac{M}{W_{x_{char}}} \leq \sigma_{m,d} = \boxed{21,2915} \text{ N/mm}^2 \quad \text{VERIFICATO}$$

7.5 RESISTENZA MECCANICA DELL'ELEMENTO STRUTTURALE ALL'AZIONE DEL FUOCO

la stabilità R di resistenza e stabilità meccanica al fuoco è superiore a

60

VERIFICA ARCARECCI SECONDARI IN LEGNO LAMELLARE NTC 2018

ARCARECCI SECONDARI

$L_n =$	1,5	m	luce netta
$L_c =$	1,575	m	luce di calcolo
$i =$	0,65		interasse arcarecci

ANALISI DEI CARICHI

GK1 =	0,26	KN/mq	peso proprio travi e assito ligneo
GK2 =	0,24	KN/mq	pesi permanenti
QK1 =	4	KN/mq	carico variabile di esercizio
QK2 =	0,63	KN/mq	carico variabile neve

ZONE PER CARICO NEVE



Tabella A – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/azione variabile	SLU/ SLE rari	SLE frequenti	SLE quasi permanenti
	$\Psi 0j$	$\Psi 1j$	$\Psi 2j$
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

1. COMBINAZIONE AGLI STATI LIMITE ULTIMI

$$F_d = \sum_{i=1} \gamma_{g,i} G_{k,i} + \gamma_p P_k + \gamma_Q Q_{k1} + \gamma_Q \sum_{j=2} \psi_{0,j} Q_{k,j}$$

I coefficienti γ e ψ assumono i seguenti valori:

$\gamma_G = 1,3$ per carichi compiutamente definiti (1,5 per carichi non compiutamente definiti)

$\gamma_Q = 1,5$ per carichi variabili

$\psi_{01} = 0,7$ (prima colonna della tab. A)

$\psi_{02} = 0,5$ (prima colonna della tab. A)

la presenza di due azioni variabili comporta due combinazioni di carico SLU.

- Combinazione 1

Carico dominante: sovraccarico variabile Q_{k1} , per cui:

$$F_d = \gamma_G G_k + \gamma_Q Q_{k1} + \gamma_Q \psi_{02} Q_{k2}$$

$$F_d = \boxed{4,80} \text{ KN/m}$$

- Combinazione 2

Carico dominante: carico neve Q_{k2} , per cui:

$$F_d = \gamma_G G_k + \gamma_Q Q_{k2} + \gamma_Q \psi_{01} Q_{k1}$$

$$F_d = \boxed{3,77} \text{ KN/m}$$

Risulta più sfavorevole la combinazione 1

$$F_{dmax} = 4,80 \text{ KN/m}$$

$$M_{ed} = \boxed{1,42} \text{ KN.m}$$

$$M_{ed} = \boxed{1416023,44} \text{ N.mm}$$

2. RESISTENZA DI CALCOLO

I valori della resistenza di calcolo si ottengono mediante la relazione:

$$X_d = \frac{k_{\text{mod}} \cdot X_k}{\gamma_M}$$

dove:

k_{mod} è il coefficiente di correzione che tiene conto degli effetti della durata del carico e dell'umidità

X_k è il valore caratteristico di una proprietà di resistenza

γ_M è il coefficiente parziale di sicurezza per il materiale

Nel caso in esame il valore di γ_M viene assunto pari a 1,25 secondo quanto proposto dall'eurocodice 5 (1,45 secondo quanto proposto dalle norme tecniche).

La copertura è da considerarsi nella classe di servizio 1 per quanto riguarda gli elementi all'interno della costruzioni (ambiente interno e riscaldato) e nella classe di servizio 2 per quanto riguarda le parti di travi all'esterno dei muri della costruzione, ma comunque protette dal pacchetto di copertura dall'esposizione diretta alle intemperie (ambiente esterno e riparato).

Conseguentemente, secondo l'eurocodice 5, si ha:

Combinazione I: Permanente $k_{\text{mod},I} = 0,60$

Combinazione II: Breve durata $k_{\text{mod},II} = 0,90$

Combinazione III: Istantanea $k_{\text{mod},III} = 1,10$

$$f_{m,d} = \frac{k_{\text{mod}} \cdot f_{m,k}}{\gamma_M}$$

Per le verifiche di resistenza al fuoco del pacchetto di copertura sarà utilizzato il K_{mod} di breve durata con un coefficiente pari a 0,9.

$K_{\text{mod}} =$ 0,9

3. CLASSI DI RESISTENZA LEGNO LAMELLARE

EN 14080: 2013 "strutture di legno - legno lamellare incollato"

Elementi in legno lamellare (§3.17): elementi strutturali composti da almeno due lamelle aventi fibratura indicativamente parallela con spessore delle stesse compreso tra i 6mm e i 45 mm (incluso)

Proprietà		GL20h	GL22h	GL24h	GL26h	GL28h	GL30h	GL32h
Resistenze (MPa)		N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²
Flessione	f _{m,g,k}	20.00	22.00	24.00	26.00	28.00	30.00	32.00
trazione parallela alla fibratura	f _{t,0,g,k}	16.00	17.60	19.20	20.80	22.30	24.00	25.60
trazione perpendicolare alla fibratura	f _{t,90,g,k}	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
compressione parallela alla fibratura	f _{c,0,g,k}	20.00	22.00	24.00	26.00	28.00	30.00	32.00
compressione perpendicolare alla fibratura	f _{c,90,g,k}	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50
Taglio	f _{v,g,k}	3.50	3.50	3.50	3.50	3.50	3.50	3.50
Rototaglio	f _{r,g,k}	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20
Modulo elastico [GPa]		N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²
modulo elastico medio parallelo alle fibre	E _{0,g,mean}	8,400.00	10,500.00	11,500.00	12,100.00	12,600.00	13,600.00	14,200.00
modulo elastico caratteristico parallelo alle fibre	E _{0,g,05}	7,000.00	8,800.00	9,600.00	10,100.00	10,500.00	11,300.00	11,800.00
modulo elastico medio perpendicolare alle fibre	E _{90,g,mean}	300.00	300.00	300.00	300.00	300.00	300.00	300.00
modulo elastico caratteristico perpendicolare alle fibre	E _{90,g,05}	250.00	250.00	250.00	250.00	250.00	250.00	250.00
modulo di taglio medio	G _{g,mean}	650.00	650.00	650.00	650.00	650.00	650.00	650.00
modulo di taglio caratteristico	G _{g,05}	540.00	540.00	540.00	540.00	540.00	540.00	540.00
Modulo a rototaglio medio	G _{r,g,mean}	65.00	65.00	65.00	65.00	65.00	65.00	65.00
Modulo a rototaglio caratteristico	G _{r,g,05}	54.00	54.00	54.00	54.00	54.00	54.00	54.00
Massa volumica [kg/m ³]		kg/m ³	kg/m ³	kg/m ³	kg/m ³	kg/m ³	kg/m ³	kg/m ³
massa volumica caratteristica	ρ _{g,k}	340.00	370.00	385.00	405.00	425.00	430.00	440.00
massa volumica media	ρ _{g,mean}	370.00	410.00	420.00	445.00	460.00	480.00	490.00

4. VERIFICA A FLESSIONE

classe GL32h
f_{m,k} = 32 N/mm²

f_m = 23,04 N/mm²

resistenza di progetto a flessione

W_x = 240000 mm³

MR_d = 5529600 N.mm

VERIFICATO

5. VERIFICA A TAGLIO

V_{ed} = 3,78 KN

azione tagliante

f_{v,k} = 3,5 N/mm²

f_v = 2,52 N/mm²

resistenza di progetto a taglio

VR_d = 0,31 N/mm²

VERIFICATO

6. VERIFICA DI DEFORMABILITA' AGLI SLE PER COMBINAZIONE RARA

Tabella A – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/azione variabile	SLU/ SLE rari	SLE frequent	SLE quasi permanenti
	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

combinazione rara agli stati limite di esercizio

- Combinazione 1

Carico dominante: sovraccarico variabile Q_{k1} , per cui

$$Fd = G_k + Q_{k1} + \psi_{02}Q_{k2}$$

$$Fd = \boxed{3,13} \quad \text{KN/m}$$

- Combinazione 2

Carico dominante: sovraccarico variabile Q_{k2} , per cui

$$Fd = G_k + Q_{k2} + \psi_{01}Q_{k1}$$

$$Fd = \boxed{2,55} \quad \text{KN/m}$$

Risulta più sfavorevole la combinazione 1

VERIFICA DI DEFORMABILITA'

Freccia di progetto δ_d

– dovuta al carico totale:

$$\delta_d = \frac{5}{384} \cdot \frac{p_d l^4}{EI_n}$$

$I_n =$	14400000,00	mm ⁴
$p_d =$	3,13	N/mm
$E_{0gmean} =$	14200	N/mmq
$l =$	1575	mm

Elementi strutturali	Limiti superiori per gli spostamenti verticali	
	δ_{max}/l	δ_2/l
Coperture in generale	1/200	1/250
Coperture praticabili Solai in generale	1/250	1/300
Solai o coperture che reggono intonaco o altro materiale di finitura fragile o tramezzi non flessibili	1/250	1/350
Solai che supportano colonne	1/400	1/500
Nei casi in cui lo spostamento può compromettere l'aspetto dell'edificio	1/250	
• l è la luce dell'elemento (nel caso di mensola, il doppio dello sbalzo) • δ_2 lo spostamento elastico dovuto ai carichi variabili • δ_{max} è lo spostamento nello stato finale, depurato dell'eventuale monta iniziale		

imponi denominatore per verifica alla deformabilità

250

$$\delta_d = 1,22 \text{ mm}$$

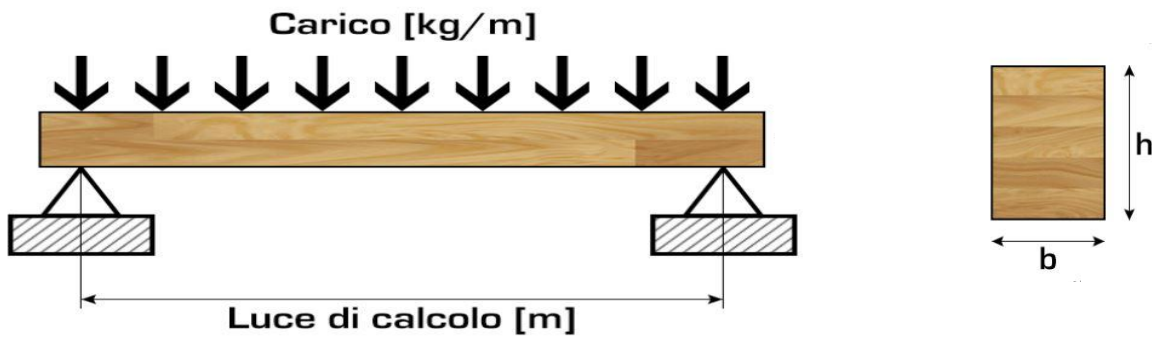
deformata di calcolo

VERIFICATO

$$\delta_{dR} = 6,30 \text{ mm}$$

limite superiore di deformabilità

7. CLASSIFICAZIONE DELLA RESISTENZA AL FUOCO DI ELEMENTI STRUTTURALI IN LEGNO LAMELLARE



$L_n =$	1,5	m	luce netta
$L_c =$	1,58	m	luce di calcolo
$i =$	0,65	m	interasse travi principali

7.1 ANALISI DEI CARICHI

$G_{K1} =$	0,26	KN/mq	peso proprio travi e assito ligneo
$G_{K2} =$	0,24	KN/mq	pesi permanenti
$Q_{K1} =$	4	KN/mq	carico variabile di esercizio
$Q_{K2} =$	0,63	KN/mq	carico variabile neve

ZONE PER CARICO NEVE



7.2 AZIONI DI CALCOLO PER LA RESISTENZA AL FUOCO

Per quanto riguarda le azioni di calcolo (F_d) la norma prevede di considerare la somma dei seguenti contributi:

- azioni permanenti (G_k);
- azioni variabili di lunga durata (Q_{1k});
- una delle azioni variabili di breve durata ($Q_{2k,j}$) tra neve, vento ed altre azioni rare;

secondo la seguente combinazione:

$$F_d = G_k + Q_{1k} + 0,7 Q_{2k,j}$$

$$F_d = 3,21 \text{ KN/m}$$

$$M = 0,80 \text{ kN.m} \quad \text{momento di calcolo}$$

7.3 RESISTENZA DI CALCOLO

I valori della resistenza di calcolo si ottengono mediante la relazione:

$$X_d = \frac{k_{\text{mod}} \cdot X_k}{\gamma_M}$$

dove:

k_{mod} è il coefficiente di correzione che tiene conto degli effetti della durata del carico e dell'umidità

X_k è il valore caratteristico di una proprietà di resistenza

γ_M è il coefficiente parziale di sicurezza per il materiale

Nel caso in esame il valore di γ_M viene assunto pari a 1,25 secondo quanto proposto dall'eurocodice 5 (1,45 secondo quanto proposto dalle norme tecniche).

La copertura è da considerarsi nella classe di servizio 1 per quanto riguarda gli elementi all'interno della costruzioni (ambiente interno e riscaldato) e nella classe di servizio 2 per quanto riguarda le parti di travi all'esterno dei muri della costruzione, ma comunque protette dal pacchetto di copertura dall'esposizione diretta alle intemperie (ambiente esterno e riparato).

Conseguentemente, secondo l'eurocodice 5, si ha:

Combinazione I: Permanente $k_{\text{mod},I} = 0,60$

Combinazione II: Breve durata $k_{\text{mod},II} = 0,90$

Combinazione III: Istantanea $k_{\text{mod},III} = 1,10$

$$f_{m,d} = \frac{k_{\text{mod}} \cdot f_{m,k}}{\gamma_M}$$

Per le verifiche di resistenza al fuoco del pacchetto di copertura sarà utilizzato il K_{mod} di breve durata con un coefficiente pari a 0,9.

7.4 CLASSI DI RESISTENZA LEGNO LAMELLARE

EN 14080: 2013 "strutture di legno - legno lamellare incollato"

Elementi in legno lamellare (§3.17): elementi strutturali composti da almeno due lamelle aventi fibratura indicativamente parallela con spessore delle stesse compreso tra i 6mm e i 45 mm (incluso)

Proprietà		GL20h	GL22h	GL24h	GL26h	GL28h	GL30h	GL32h
Resistenze (MPa)		N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²
Flessione	$f_{m,g,k}$	20.00	22.00	24.00	26.00	28.00	30.00	32.00
trazione parallela alla fibratura	$f_{t,0,g,k}$	16.00	17.60	19.20	20.80	22.30	24.00	25.60
trazione perpendicolare alla fibratura	$f_{t,90,g,k}$	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
compressione parallela alla fibratura	$f_{c,0,g,k}$	20.00	22.00	24.00	26.00	28.00	30.00	32.00
compressione perpendicolare alla fibratura	$f_{c,90,g,k}$	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50
Taglio	$f_{v,g,k}$	3.50	3.50	3.50	3.50	3.50	3.50	3.50
Rototaglio	$f_{r,g,k}$	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20
Modulo elastico [GPa]		N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²
modulo elastico medio parallelo alle fibre	$E_{0,g,mean}$	8,400.00	10,500.00	11,500.00	12,100.00	12,600.00	13,600.00	14,200.00
modulo elastico caratteristico parallelo alle fibre	$E_{0,g,05}$	7,000.00	8,800.00	9,600.00	10,100.00	10,500.00	11,300.00	11,800.00
modulo elastico medio perpendicolare alle fibre	$E_{90,g,mean}$	300.00	300.00	300.00	300.00	300.00	300.00	300.00
modulo elastico caratteristico perpendicolare alle fibre	$E_{90,g,05}$	250.00	250.00	250.00	250.00	250.00	250.00	250.00
modulo di taglio medio	$G_{g,mean}$	650.00	650.00	650.00	650.00	650.00	650.00	650.00
modulo di taglio caratteristico	$G_{g,05}$	540.00	540.00	540.00	540.00	540.00	540.00	540.00
Modulo a rototaglio medio	$G_{r,g,mean}$	65.00	65.00	65.00	65.00	65.00	65.00	65.00
Modulo a rototaglio caratteristico	$G_{r,g,05}$	54.00	54.00	54.00	54.00	54.00	54.00	54.00
Massa volumica [kg/m ³]		kg/m ³	kg/m ³	kg/m ³	kg/m ³	kg/m ³	kg/m ³	kg/m ³
massa volumica caratteristica	$\rho_{g,k}$	340.00	370.00	385.00	405.00	425.00	430.00	440.00
massa volumica media	$\rho_{g,mean}$	370.00	410.00	420.00	445.00	460.00	480.00	490.00

classe di resistenza GL32h

$f_m = 23,04$ N/mm² resistenza di progetto

sezione di progetto

$b = 100$ mm

$h = 120$ mm

$W_x = 240000$ mm³ modulo di resistenza di progetto

Tipo di essenza lignea	Velocità di carbonizzazione β_o (mm / min)
a) Conifere	
- Legno massiccio con una massa volumica caratteristica ≥ 290 kg/m ³ ed una dimensione minima di 35 mm	0,8
- Legno lamellare incollato con massa volumica caratteristica ≥ 290 kg/m ³	0,7
- Pannelli di legno con massa volumica caratteristica di 450 kg/m ³ ed una dimensione minima di 20 mm	0,9
b) Latifoglie, legno massiccio o legno lamellare incollato con massa volumica caratteristica ≥ 450 kg/m ³ e quercia	0,5
c) Latifoglie, legno massiccio o legno lamellare incollato con massa volumica caratteristica ≥ 290 kg/m ³	0,7

Tabella 2 - Velocità di carbonizzazione di alcune specie legnose

7.5 PROFONDITA' DELLA CARBONIZZAZIONE

Per l'esposizione all'incendio normalizzato la profondità di carbonizzazione deve essere calcolata secondo:

$$d_{char} = \beta_o \cdot t$$

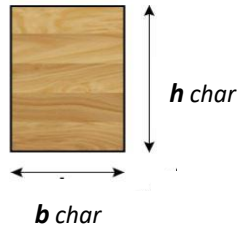
dove:

β_o = velocità di carbonizzazione

$t =$	60	min
$\beta_o =$	0,7	mm/min
$d_{char} =$	42	mm

in seguito alla carbonizzazione al tempo t , la sezione resistente avrà le seguenti dimensioni:

$b_{char} =$	16	mm
$h_{char} =$	78	mm



$$W_{x_{char}} = \boxed{16224} \text{ mm}^3 \quad \text{modulo di resistenza della sezione carbonizzata}$$

7.6 VERIFICA DI RESISTENZA DELLA SEZIONE CARBONIZZATA AL TEMPO t

La verifica di resistenza prevede:

$$\sigma_{m,d} \leq k_{crit} \cdot f_{m,d}$$

dove il coefficiente di instabilità flessione-torsionale $k_{crit} = 1$ poiché lo svergolamento delle travi è impedito dal pacchetto di copertura.

$$\sigma_{m,d} = \boxed{23,04} \text{ N/mm}^2$$

per la verifica di resistenza deve risultare che :

$$\frac{M}{W_{x_{char}}} \leq \sigma_{m,d} = \boxed{49,10564} \text{ N/mm}^2 \quad \text{NON VERIFICATO}$$

7.7 RESISTENZA MECCANICA DELL'ELEMENTO STRUTTURALE ALL'AZIONE DEL FUOCO

la stabilità R di resistenza e stabilità meccanica al fuoco è superiore a

60