

COMUNE DI TOLMEZZO

PROVINCIA DI UDINE

AZIENDA PUBBLICA DI SERVIZI ALLA PERSONA DELLA CARNIA "SAN LUIGI SCROSOPPI"



Unione Europea
FESR



Repubblica Italiana



AZIENDA PUBBLICA
DI SERVIZI ALLA PERSONA
DELLA CARNIA
SAN LUIGI SCROSOPPI



REGIONE AUTONOMA
FRIULI VENEZIA GIULIA

LAVORI POR FESR 2014-2020.

INTERVENTO DI EFFICIENTAMENTO

ENERGETICO PRESSO LA SEDE DELL' A.S.P.

DELLA CARNIA "SAN LUIGI SCROSOPPI"

PROGETTO DEFINITIVO ESECUTIVO



VITre studio S.r.l. Società di Ingegneria

Via San Vincenzo, 21 - 36016 Thiene (VI) - ITALY - Tel. 0445-362749 Fax 0445-362365

Cod. Fis. e P.I. 03466370248 - N° REA VI-327582 - Cap Soc. € 50.000 i.v.

Sede I U.L.: Marco di Rovereto (TN) - Via Il Novembre, 91 - Tel. 0464/942492 - rovereto@vitrestudio.com

Sede II U.L.: Vicenza (VI), Via SS. Apostoli n°6 Tel 0444/1824604 - vicenza@vitrestudio.com

Sede III U.L.: Schio (VI), Via Vicenzan°57/e Tel 0445/511406 - munari@vitrestudio.com

www.vitrestudio.com

Studio Tecnici Associati di Petris & Tolusso
Via Oltretorre n°23 int.6 - 33017 Tarcento (UD)

Studio Tecnico Ing. Fabrizio Palmitesta
Via Cà del Ponte, 5 - Costermano sul Garda (VR)

RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE

ELABORATO:

ES.01

DATA :

Dicembre 2017

CUP: D35I16000120004 - CIG: 744007501F

SOMMARIO

1. DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA.....	3
1.1. DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA E CRITERI DI VERIFICA	4
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	4
3. MATERIALI IMPIEGATI, CARATTERISTICHE MECCANICHE, CLASSE DI ESPOSIZIONE	5
3.1. ELEMENTI IN LEGNO	5
3.1.1. Legno massiccio.....	5
3.2. ELEMENTI IN ACCIAIO	6
3.3. SISTEMI DI CONNESSIONE	7
4. ANALISI DEI CARICHI.....	8
4.1. CARICO NEVE	8
4.1.1. Valore caratteristico del carico neve al suolo	9
4.1.2. Carico da neve sulla copertura	10
1.1. CARICO DEL VENTO	10
4.1.3. Velocità di riferimento	10
4.1.4. Pressione cinetica di riferimento	11
4.1.5. Pressione del vento agente sull'edificio.....	12
4.2. CARICHI DELLA COPERTURA	14
5. VERIFICA DEGLI ELEMENTI PER CARICHI VERTICALI.....	14
5.1. VERIFICA DEI TELAI	16

5.1.1. Montanti.....	16
5.1.2. Traversi.....	16
5.1.3. Ancoranti al solaio	17
5.2. ELENCO ALLEGATI.....	18

1. DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

La presente relazione ha come oggetto il calcolo strutturale della struttura di sostegno di una copertura realizzata mediante pannelli prefabbricati in monolamiera con isolamento su un edificio esistente situato nel comune di Tolmezzo in provincia di Udine.

La struttura di sostegno ai pannelli di copertura ha una area complessiva di circa 1000 m². Essa è formata da 9 file di telai lignei a interassi variabili fra 79 e 150 cm che si sviluppano ungo tutta la lunghezza della copertura.

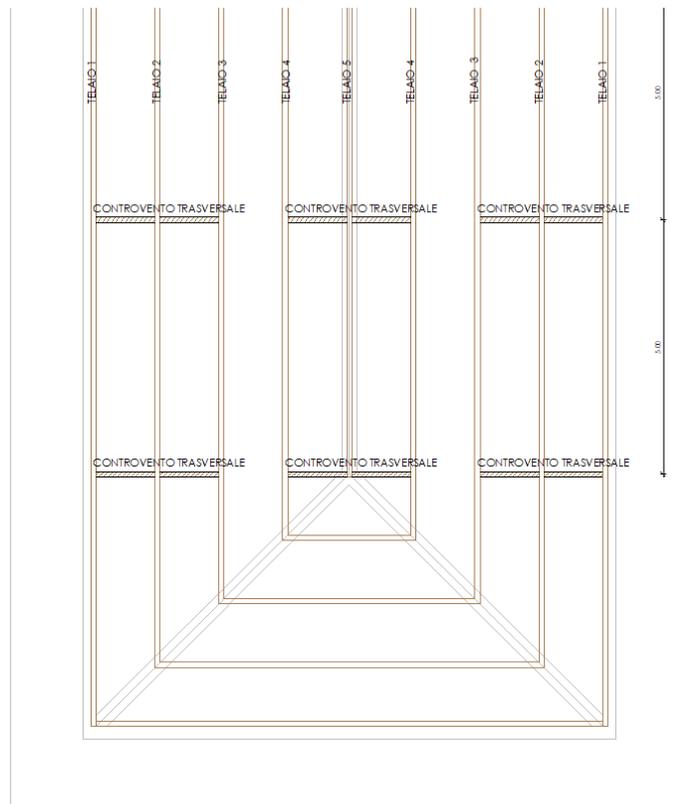


Figura 1: Telai a sostegno della copertura

Oggetto della presente relazione sono i calcoli strutturali delle sole nuove opere in legno inerenti alla copertura. Tutte le valutazioni strutturali inerenti all'edificio esistente in

materia di analisi statica e sismica, in accordo a quanto previsto dal Capitolo delle NTC08, non sono oggetto di tale documento.

1.1. DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA E CRITERI DI VERIFICA

La struttura intelaiata funge da collegamento tra il sottostante solaio esistente in c.a. e il nuovo manto di copertura realizzato tramite pannelli di tipo prefabbricato. I telai lignei sono caratterizzati da montanti in legno massiccio C24 di sezione pari a 10x10 cm e traversi in legno massiccio C24 di sezione pari a 10x10 cm. Nella direzione longitudinale un campo ogni 4 è chiuso con un pannello OSB3 di spessore pari a 15 mm chiodato lungo il perimetro per assicurare un'efficace controventamento. Trasversalmente sono previsti controventamenti ogni 5 metri realizzati sempre con pannelli OSB3 di spessore pari a 15 mm.

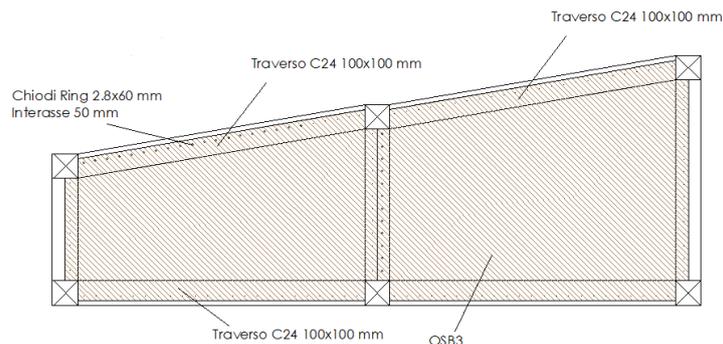


Figura 2: Campo di controvento trasversale

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La costruzione oggetto della presente relazione è stata progettata in conformità agli standard richiesti dalle attuali normative italiane e, dove queste sono carenti, sono state integrate con quanto riportato negli Eurocodici. In particolare sono state seguiti le normative riportate in seguito:

Le basi normative per il progetto della struttura lignea sono:

D.M. 14.01.2008 "Norme Tecniche per le Costruzioni"

CNR DT206/2007 (28.11.2007 -rev. ottobre 2008) "Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo delle Strutture di Legno"

UNI EN 338 Legno strutturale - Classi di resistenza, Comitato Europeo di Normazione, 2009

UNI EN 14080:2013 - Strutture di legno - Legno lamellare incollato - Classi di resistenza e determinazione dei valori caratteristici

Eurocodici strutturali, in particolare:

UNI EN 1995-1-1:2009 Eurocodice 5 - Progettazione delle strutture di legno - Parte 1-1: Regole generali - Regole comuni e regole per gli edifici

Per gli elementi in acciaio che compongono le connessioni:

EN 1993 – 1 – 1: Progettazione delle strutture di acciaio. Parte 1 – 1 : Regole generali e regole per gli edifici

3. MATERIALI IMPIEGATI, CARATTERISTICHE MECCANICHE, CLASSE DI ESPOSIZIONE

3.1. ELEMENTI IN LEGNO

3.1.1. *Legno massiccio*

Il legno massiccio da costruzione si intendono listelli, tavole, tavoloni e legno squadrato dal taglio o tramite profilatura di tondame in segheria per impieghi strutturali con funzione portante. Per impieghi in edilizia, il legno massiccio deve essere classificato secondo la resistenza in modo visivo o meccanico. Le caratteristiche meccaniche degli elementi in massiccio sono conformi alle classi di resistenza riportate nella normativa di riferimento (UNI EN 338:2009 Legno strutturale - Classi di resistenza) e riassunti nella figura sottostante.

Tabella 18-1-Classi di resistenza secondo EN 338, per legno di conifere e di pioppo

Valori di resistenza modulo elastico e massa volumica		C14	C16	C18	C20	C22	C24	C27	C30	C35	C40	C45	C50
Resistenze [MPa]													
flessione	f_{mk}	14	16	18	20	22	24	27	30	35	40	45	50
trazione parallela alla fibratura	$f_{t,0,k}$	8	10	11	12	13	14	16	18	21	24	27	30
trazione perpendicolare alla fibratura	$f_{t,90,k}$	0.4	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
compressione parallela alla fibratura	$f_{c,0,k}$	16	17	18	19	20	21	22	23	25	26	27	29
compressione perpendicolare alla fibratura	$f_{c,90,k}$	2.0	2.2	2.2	2.3	2.4	2.5	2.6	2.7	2.8	2.9	3.1	3.2
taglio	$f_{v,k}$	1.7	1.8	2.0	2.2	2.4	2.5	2.8	3.0	3.4	3.8	3.8	3.8
Modulo elastico [GPa]													
modulo elastico medio parallelo alle fibre	$E_{0,mean}$	7	8	9	9.5	10	11	11.5	12	13	14	15	16
modulo elastico caratteristico parallelo alle fibre	$E_{0,05}$	4.7	5.4	6.0	6.4	6.7	7.4	7.7	8.0	8.7	9.4	10.0	10.7
modulo elastico medio perpendicolare alle fibre	$E_{90,mean}$	0.23	0.27	0.30	0.32	0.33	0.37	0.38	0.40	0.43	0.47	0.50	0.53
modulo di taglio medio	G_{mean}	0.44	0.50	0.56	0.59	0.63	0.69	0.72	0.75	0.81	0.88	0.94	1.00
Massa volumica [kg/m³]													
massa volumica caratteristica	ρ_k	290	310	320	330	340	350	370	380	400	420	440	460
massa volumica media	ρ_m	350	370	380	390	410	420	450	460	480	500	520	550

Figura 3: Classi di resistenza per legno massiccio come riportato nella EN 338

3.2. ELEMENTI IN ACCIAIO

Per gli elementi in acciaio che collegano differenti parti della struttura di legno si utilizza sempre materiale appartenente ad una delle classi riportate nelle Norme Tecniche per le Costruzioni ed in seguito riassunte.

In sede di progettazione si possono assumere convenzionalmente i seguenti valori nominali delle proprietà del materiale:

modulo elastico	$E = 210.000$	N/mm^2
modulo di elasticità trasversale	$G = E / [2 (1 + \nu)]$	N/mm^2
coefficiente di <i>Poisson</i>	$\nu = 0,3$	
coefficiente di espansione termica lineare	$\alpha = 12 \times 10^{-6}$	per $^{\circ}C^{-1}$
(per temperature fino a 100 $^{\circ}C$)		
densità	$\rho = 7850$	kg/m^3

Sempre in sede di progettazione, per gli acciai di cui alle norme europee EN 10025, EN 10210 ed EN 10219-1, si possono assumere nei calcoli i valori nominali delle tensioni caratteristiche di snervamento f_{yk} e di rottura f_{tk} riportati nelle tabelle seguenti.

Tabella 11.3.IX – Laminati a caldo con profili a sezione aperta

Norme e qualità degli acciai	Spessore nominale dell'elemento			
	$t \leq 40$ mm		40 mm $< t \leq 80$ mm	
	f_{yk} [N/mm ²]	f_{tk} [N/mm ²]	f_{yk} [N/mm ²]	f_{tk} [N/mm ²]
UNI EN 10025-2				
S 235	235	360	215	360
S 275	275	430	255	410
S 355	355	510	335	470
S 450	440	550	420	550

3.3. SISTEMI DI CONNESSIONE

Le viti ed i sistemi di giunzione impiegati devono essere in possesso di idonee certificazioni e/o omologazioni rilasciate da enti abilitati e riconosciuti all'interno della comunità europea. La posa in opera deve essere effettuata nel rispetto delle indicazioni fornite dalle schede tecniche rilasciate dal produttore sia per quanto riguarda la collocazione geometrica che per gli strumenti di posa.

Le viti devono essere di tipo auto-forante e devono essere in possesso di apposite certificazioni che ne individuino le caratteristiche geometriche e meccaniche sia per quanto riguarda il materiale di cui sono composte che per le capacità resistenti in funzione della specie legnosa.

I bulloni e gli spinotti devono rispettare i requisiti minimi forniti da normative di comprovata validità.

Gli ancoraggi per cemento armato (sia chimici che meccanici) devono essere in possesso di Marcatura CE o comunque avere dei certificati rilasciati da enti abilitati.

Tutti gli altri sistemi di giunzione "particolari" (che presentano, cioè, caratteristiche differenti o migliori di quelle riportate nelle normative vigenti) devono essere in possesso certificazioni rilasciate da enti abilitati; tali documenti devono comprovare le proprietà dichiarate attraverso test sperimentali effettuati presso laboratori autorizzati e dimostrare l'osservanza dei margini di sicurezza riportati nelle vigenti normative.

Nel caso in cui tali sistemi di giunzione non dispongano di omologazione, si prescrive comunque che debbano rispettare geometricamente i requisiti previsti dalle norme vigenti in termini di interassi minimi dei fori ed avere dei meccanismi di funzionamento e rottura facilmente individuabili nel rispetto dell'equilibrio e della conformità previsti dal teorema statico dell'analisi limite.

Eventuali giunti di carpenteria realizzati per la giunzione tra trave secondaria e principale quali il coda di rondine e le tasche sono da considerarsi solo come ausilio al montaggio salvo il fatto che se ne valuti e verifichi attentamente il reale comportamento; pertanto con tali unioni bisogna sempre prevedere l'inserimento di minimo due elementi metallici per giunzione.

4. ANALISI DEI CARICHI

Nel seguito vengono riportati i valori ricavati per i carichi agenti sulle costruzioni.

4.1. CARICO NEVE

Le azioni della neve sono definite al capitolo 3.4 - NTC '08 e nella Circolare esplicativa. Secondo l'espressione 3.3.7 NTC '08 il carico agente in copertura è

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$$

dove

q_s è il valore del carico da neve sulla copertura;

μ_i è il coefficiente di forma della copertura;

q_{sk} è il valore caratteristico della neve al suolo;

C_E è il coefficiente di esposizione;

C_t è il coefficiente termico.

Il carico agisce in direzione verticale e si riferisce alla proiezione orizzontale della superficie della copertura.

4.1.1. *Valore caratteristico del carico neve al suolo*

Il carico da neve al suolo dipende dalle condizioni locali di clima e di esposizione, considerata la variabilità delle precipitazioni nevose da zona a zona. Il suo valore è stato calcolato secondo le indicazioni delle NTC '08.

Provincia: Udine;

Comune: Tolmezzo;

Quota s.l.m.: 325 m;

Zona di carico da neve al suolo: Zona I;

Classe topografica: Normale;

Valore car.neve al suolo q_{sk} : 1.67 kN/m²

Coefficiente di esposizione C_E : 1

Coefficiente di forma μ_i : 0.8

Coefficiente termico C_t :1

Scivolamento impedito: No

Pendenza della copertura: <20°

4.1.2. *Carico da neve sulla copertura*

Il valore del carico da neve agente sulla copertura viene riportato nella seguente tabella:

Carico da neve [kN/m ²]
$q_s = 1.34$

Tabella 1: Valore caratteristico del carico da neve sulla copertura

1.1. CARICO DEL VENTO

L'azione del vento è definita al capitolo 3.3 delle NTC '08. Il vento si considera agire in direzione orizzontale ed esercita sulle costruzioni azioni che variano nel tempo e nello spazio provocando effetti dinamici. Per le costruzioni usuali, tali azioni sono convenzionalmente ricondotte alle azioni statiche equivalenti definite al § 3.3.3 NTC '08.

Provincia: Udine;

Comune: Tolmezzo;

Quota s.l.m.: 325 m;

Zona di carico da vento: Zona 1;

Classe di rugosità: Classe A;

Distanza dalla costa: Entroterra;

Categoria di esposizione: V;

4.1.3. *Velocità di riferimento*

La velocità di riferimento v_b è il valore caratteristico della velocità del vento a 10 m dal suolo su un terreno di categoria di esposizione II (vedi Tab. 3.3.II), mediata su 10 minuti e riferita ad

un periodo di ritorno di 50 anni. In mancanza di specifiche ed adeguate indagini statistiche v_b è data dall'espressione:

$$v_b = v_{b,0} \quad \text{per } a_s \leq a_0$$

$$v_b = v_{b,0} + k_a \cdot (a_s - a_0) \quad \text{per } a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m}$$

dove:

$v_{b,0}$, a_0 , k_a sono parametri forniti e legati alla regione in cui sorge la costruzione in esame, in funzione delle zone definite in Fig. 3.3.1.

a_s è l'altitudine sul livello del mare (in m) del sito ove sorge la costruzione.

Per l'edificio in esame si ha:

$$v_{b,0} \quad 25 \text{ m/s}$$

$$a_0 \quad 1000 \text{ m}$$

$$k_a \quad 0.010 \text{ 1/s}$$

La velocità di riferimento è pertanto pari a: 25,00 m/s

4.1.4. *Pressione cinetica di riferimento*

La pressione cinetica di riferimento q_b (in N/m²) è data dall'espressione:

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2$$

dove

v_b è la velocità di riferimento del vento (in m/s);

ρ è la densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a $1,25 \text{ kg/m}^3$.

Si ottiene quindi la seguente pressione cinetica di riferimento:

$$q_b = 391 \text{ N/m}^2$$

4.1.5. *Pressione del vento agente sull'edificio*

La pressione del vento è data dall'espressione:

$$p = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

dove

q_b è la pressione cinetica di riferimento valutata come riportato sopra

c_e è il coefficiente di esposizione dipendente dall'altezza z sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno, e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione. In assenza di analisi specifiche che tengano in conto la direzione di provenienza del vento e l'effettiva scabrezza e topografia del terreno che circonda la costruzione per altezze sul suolo non maggiori di $z = 200 \text{ m}$, esso è dato dalla formula:

$$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \cdot \left[7 + c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)\right] \quad \text{per } z \geq z_{\min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{\min}) \quad \text{per } z < z_{\min}$$

in cui

c_t è il coefficiente di topografia

c_p è il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento

c_d è il coefficiente dinamico con cui si tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alle vibrazioni strutturali

I valori assunti nei calcoli per i coefficienti citati sopra sono riportati nelle seguenti tabelle.

Descrizione	Valore
Coefficiente dinamico	1
Coefficiente topografia	1

Tabella 2: coefficiente dinamico e di topografia

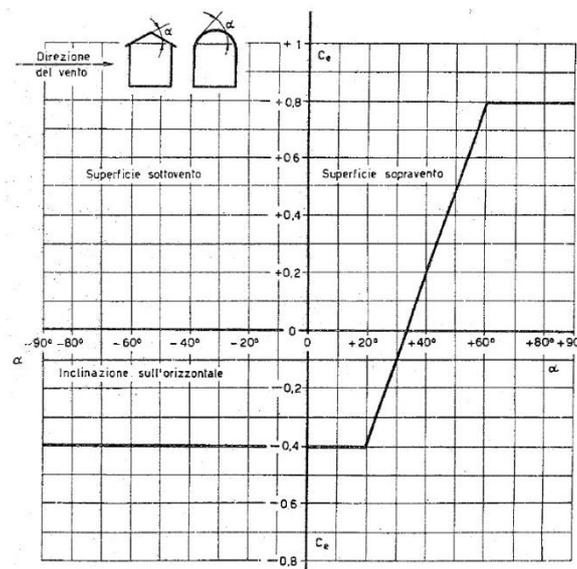


Figura 4: Valori assunti da c_{pe} al variare dell'angolo di inclinazione della superficie.

Il coefficiente di esposizione esterno varia a seconda dei casi, da superficie a superficie, in funzione dell'angolo di inclinazione sull'orizzontate come è possibile notare dalla figura soprastante. Si riportano di seguito i valori assunti da c_{pe} e c_{pi} . Il coefficiente di esposizione interno è nullo se la costruzione è stagna mentre assume i valori ± 0.2 se è aperta. Nelle verifiche viene adottato il segno che massimizza la sollecitazione sulla singola parete.

Elemento	Inclinazione sull'orizzontale [°]	C_{pe}
Parete sopravento	90	0.8
Parete sottovento	90	-0.4
Falda sottovento	11	-0.4
Falda sopravento	11	-0,4

Figura 5:valori di C_{pe}

Tipologia di costruzione	C_{pi}
Stagna	0

Figura 6: valori di C_{pi}

4.2. CARICHI DELLA COPERTURA

Il carico permanente della copertura, in relazione al pacchetto prefabbricato, è assunto pari a 0.30 kN/m^2 .

Si assume che la copertura sia accessibile per sola manutenzione, il carico variabile da destinazione d'uso risulta pertanto essere quello di manutenzione così come riportato nell'NTC 2008 ed è pari a 0.50 kN/m^2 .

5. VERIFICA DEGLI ELEMENTI PER CARICHI VERTICALI

Gli elementi sono stati verificati a partire dai carichi riportati in precedenza opportunamente combinati agli Stati Limite Ultimi tramite i coefficienti amplificativi riportati nelle Norme Tecniche Per le Costruzioni DM 14 gennaio 2008.

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

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.1)$$

- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.2)$$

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.3)$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.4)$$

I valori assunti dai coefficienti presenti nelle precedenti formule sono i seguenti:

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

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3
Carichi permanenti non strutturali ⁽¹⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5

⁽¹⁾Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati compiutamente definiti) si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per permanenti.

Solitamente lo stato limite ultimo da prendere in considerazione per le verifiche strutturali è quello denominato STR.

Tabella 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	Ψ_{01}	Ψ_{11}	Ψ_{21}
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 industriale	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

5.1. VERIFICA DEI TELAI

Si riportano le verifiche degli elementi dei telai.

5.1.1. *Montanti*

I montanti sono realizzati in legno massiccio di classe C24 con sezione pari a 10x10 cm ed interasse pari a 1.25 m. La verifica viene effettuata con riferimento a un'asta di lunghezza pari a 1.40 m incernierata alle estremità. L'area di carico di ciascun montante è pari a $1.5 \times 1.25 = 1.86$ m², da cui deriva un carico in combinazione SLU pari a 4.46 kN.

La verifica è riportata nell'allegato VERIFICA MONTANTI.

5.1.2. *Traversi*

I traversi sono realizzati in legno massiccio di classe C24 con sezione pari a 10x10 cm ed interasse pari a 1.25 m. La verifica viene effettuata con riferimento a un'asta di lunghezza pari a 1.25 m incernierata alle estremità. L'interasse massimo di carico è pari a 1.5 m, da cui deriva un carico in combinazione SLU pari a 3.6 kN/m. il massimo momento agente risulta pari a 0.7 kNm.

La verifica è riportata nell'allegato VERIFICA TRAVERSI.

5.1.3. Ancoranti al solaio

I pannelli di copertura risultano caratterizzati da un peso per unità di superficie molto modesto. Risulta pertanto necessario realizzare un idoneo ancoraggio tra i pannelli e i telai di sostegno e tra questi ultimi e il solaio in c.a. allo scopo di garantire la resistenza al sollevamento per effetto dell'azione del vento sulla falda in depressione. Viene valutato in questo paragrafo il collegamento del telaio al solaio sottostante, mentre si rimanda all'installatore l'onere della verifica di un idoneo fissaggio dei pannelli di copertura. Gli ancoraggi al solaio sono disposti a interasse pari a 1.25 m. Ne consegue un'area di competenza per ciascun ancorante pari a $1.25 \times 1.5 = 1.86 \text{ m}^2$. Il carico verso l'alto per unità di area è pari a

$$p = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 391 \cdot 1.47 \cdot 0.4 \cdot 1 = 0.23 \text{ kN/m}^2$$

Il carico verso l'alto che riguarda ciascun ancorante, decurtato dei pesi, è quindi pari a:

$$T = q \cdot A = (0.23 \cdot 1.5) \cdot 1.86 = 0.64 \text{ kN}$$

La resistenza a estrazione di progetto di un ancorante tipo Multi Monti MMS-TC 12x160 mm è pari a 3.25 kN.

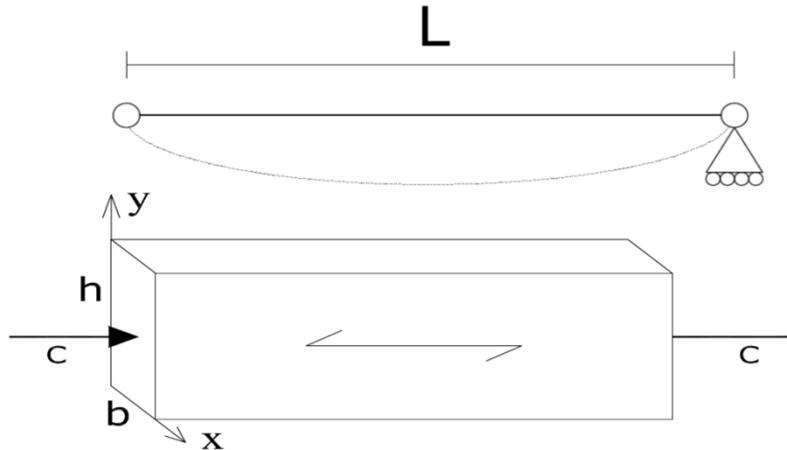
L'ancoraggio risulta quindi verificato.

5.2. ELENCO ALLEGATI

- VERIFICA MONTANTI
- VERIFICA TRAVERSI

VERIFICA MONTANTI

ASTA SOGGETTA A COMPRESSIONE SEMPLICE



OK!

Dati geometrici e materiale utilizzato

Lato minore sezione asta <i>b</i>	100	mm
Lato maggiore sezione asta <i>h</i>	100	mm
Lunghezza asta <i>L</i>	1,4	m

Momento di inerzia minore J_y

$$J_y = \frac{h \cdot b^3}{12} = 8333333,3 \text{ mm}^4$$

Modulo di resistenza maggiore W_x

$$W_x = \frac{b \cdot h^2}{6} = 166667 \text{ mm}^3$$

Tipo di legno utilizzato

EN C24 - DIN S10 ▼

Resistenza a compressione parallela $f_{c,0,k}$ 21 MPa

Modulo elastico caratteristico parallelo $E_{0,05}$ 7400 MPa

Classe di servizio

1 ▼

Classe di durata della combinazione

Breve Termine ▼

Coefficiente di sicurezza γ_m 1,5

Valore di K_{mod} 0,9

Resistenza di progetto a compressione parallela $f_{c,0,d}$

$$f_{c,0,d} = \frac{f_{c,0,k} \cdot K_{mod}}{\gamma_m} = 12,60 \text{ MPa}$$

Instabilità di colonna

β_0

1

Lunghezza di libera inflessione L_0

$$L_0 = \beta_0 \cdot L = 1,4 \text{ m}$$

Snellezza maggiore λ_y

$$\lambda_y = L_0 \sqrt{\frac{b \cdot h}{J_y}} = 48$$

Snellezza relativa di colonna maggiore $\lambda_{rel,y}$

$$\lambda_{rel,y} = \frac{\lambda_y}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} = 0,82$$

Coefficiente di imperfezione β_c

$$\beta_c = 0,2$$

Coefficiente k_y

$$k_y = 0,5 \left(1 + \beta_c (\lambda_{rel,y} - 0,3) + \lambda_{rel,y}^2 \right) = 0,89$$

Coefficiente riduttivo di tensione critica $k_{crit,y}$

$$k_{crit,y} = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}} = 0,812$$

VERIFICA

Sforzo normale di compressione C

4,46 kN

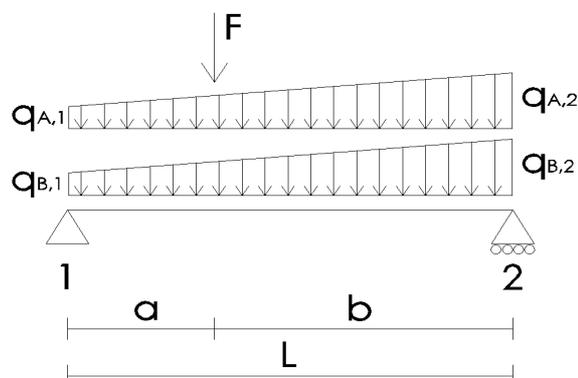
Tensioni agenti

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{C}{b \cdot h} = 0,45 \text{ MPa}$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{crit,y} \cdot f_{c,d}} = 0,04 < 1$$

OK!

VERIFICA TRAVERSI



SLU OK!
SLE OK!

Dati geometrici e materiale utilizzato

Base b			100 mm
Altezza h			100 mm
Luce orizzontale L			1,25 m
Lunghezza a			0,00 m
Lunghezza b			1,25 m
Angolo inclinazione			0°
Distanza fra i ritegni flessotorsionali L_1			1,25 m
Tipo Legno		EN C24 - DIN S10	
Classe di servizio		1	
Momento di inerzia minore J_y	$J_y = \frac{h \cdot b^3}{12}$	=	8333333 mm ⁴
Momento di inerzia maggiore J_x	$J_x = \frac{b \cdot h^3}{12}$	=	8333333 mm ⁴
Modulo di resistenza maggiore W_x	$W_x = \frac{b \cdot h^2}{6}$	=	166667 mm ³
Densità ρ_{mean}			4,1 kN/m ³
Resistenza a flessione $f_{m,k}$			24 MPa
Valore del fattore K_h per legno		massiccio	1,08
Resistenza a taglio $f_{v,k}$			2,5 MPa
Modulo elastico caratteristico parallelo $E_{0,05}$			7400 MPa
Modulo elastico medio parallelo E_{mean}			11000 MPa
Modulo elastico caratteristico tangenziale $G_{0,05}$			690 MPa
Coefficiente di sicurezza γ_m			1,50
Valore di K crack per il taglio			0,67
Valore di k_{def}			0,60

Carichi e limiti di inflessione

Coefficiente di combinazione accidentale g_a	1,5
Coefficiente di combinazione permanente g_g	1,3
Rapporto luce/freccia tempo zero	300
Rapporto luce/freccia tempo infinito	250

Carico concentrato F

Carico permanente		0 kN
Carico variabile	Neve (< 1000 m) Breve durata	0 kN
$G_{F,k}(\alpha)$		0,00 kN
$Q_{F,k}(\alpha)$		0,00 kN

Carico distribuito q_A

Interasse zona 1		1,50 m
Interasse zona 2		1,50 m
Carico permanente distribuito		0,30 kN/m ²
Carico accidentale distribuito	Neve (< 1000 m) Breve durata	1,34 kN/m ²
$G_{A1,k}(\alpha)$		0,45 kN/m
$G_{A2,k}(\alpha)$		0,45 kN/m
$Q_{A1,k}(\alpha)$		2,01 kN/m
$Q_{A2,k}(\alpha)$		2,01 kN/m

Carico distribuito q_B

Interasse zona 1		0,00 m
Interasse zona 2		0,00 m
Carico permanente distribuito		1,06 kN/m ²
Carico accidentale distribuito	Cat C Media durata	4,00 kN/m ²
$G_{B1,k}(\alpha)$		0,00 kN/m
$G_{B2,k}(\alpha)$		0,00 kN/m
$Q_{B1,k}(\alpha)$		0,00 kN/m
$Q_{B2,k}(\alpha)$		0,00 kN/m

Peso proprio

$g_{PP,k}$	0,04 kN/m
------------	-----------

Instabilità

Lunghezza efficace L_{eff}

$$l_{eff} = 0.9 L$$

1125 mm

Momento di inerzia torsionale della sezione J_{tor}

$$J_{tor} = \eta \cdot h \cdot b^3$$

=

20833333 mm⁴

Momento critico $M_{y,crit}$

$$M_{x,crit} = \frac{\pi}{L_{eff}} \sqrt{E_{0,05} \cdot J_y \cdot G_{0,05} \cdot J_{tor}} = 83101008 \quad \text{Nmm}$$

Snellezza maggiore relativa di trave $\lambda_{rel,m,x}$

$$\lambda_{rel,m,x} = \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sigma_{m,x,crit}}} = 0,22$$

Coefficiente riduttivo di tensione critica per instabilità di trave

$$k_{crit,m} = \begin{cases} 1 & \text{per } \lambda_{rel,m} \leq 0.75 \\ 1.56 - 0.75\lambda_{rel,m} & \text{per } 0.75 < \lambda_{rel,m} \leq 1.4 \\ 1/\lambda_{rel,m}^2 & \text{per } 1.4 < \lambda_{rel,m} \end{cases} = 1,00$$

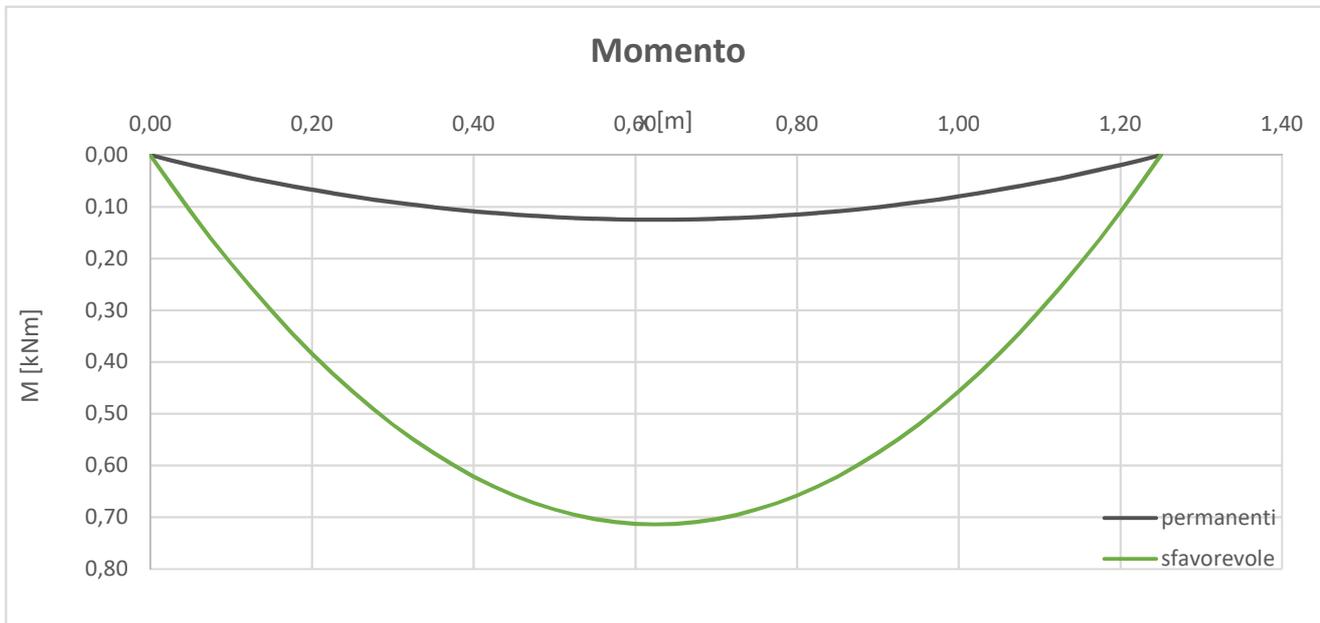
Sollecitazioni SLU

Momento flettente massimo permanenti $M_{x,p}$

0,1 kNm

Momento flettente massimo totale $M_{x,tot}$

0,7 kNm



Taglio agente massimo permanenti V_p

0,4 kN

Taglio agente massimo totale V_{tot}

2,3 kN



Verifica SLU

Tensioni agenti

Flessione $\sigma_{m,x,d} = \frac{M_x}{W_x}$ comb. sfavorevole 4,3 MPa

Taglio $\tau_{v,d} = \frac{3V}{2b \cdot h}$ comb. sfavorevole 0,34 MPa

Verifiche SLU momento

k_{mod} comb. sfavorevole 0,90

Resistenza di progetto a flessione $f_{m,d,p} = K_h \frac{f_{m,k} \cdot k_{mod}}{\gamma_m}$ 15,62 MPa

Verifica $\frac{\sigma_{m,x,d}}{k_{crit} \cdot f_{m,d}}$ **0,27** < **1**

OK!

Verifiche SLU taglio

k_{mod} comb. sfavorevole 0,90

Resistenza di progetto a taglio $f_{v,d,p} = \frac{k_{crack} \cdot f_{v,k} \cdot k_{mod}}{\gamma_m}$ 1,01 MPa

Verifica $\frac{\tau_{v,d}}{f_{v,d}}$ **0,34** < **1**

OK!

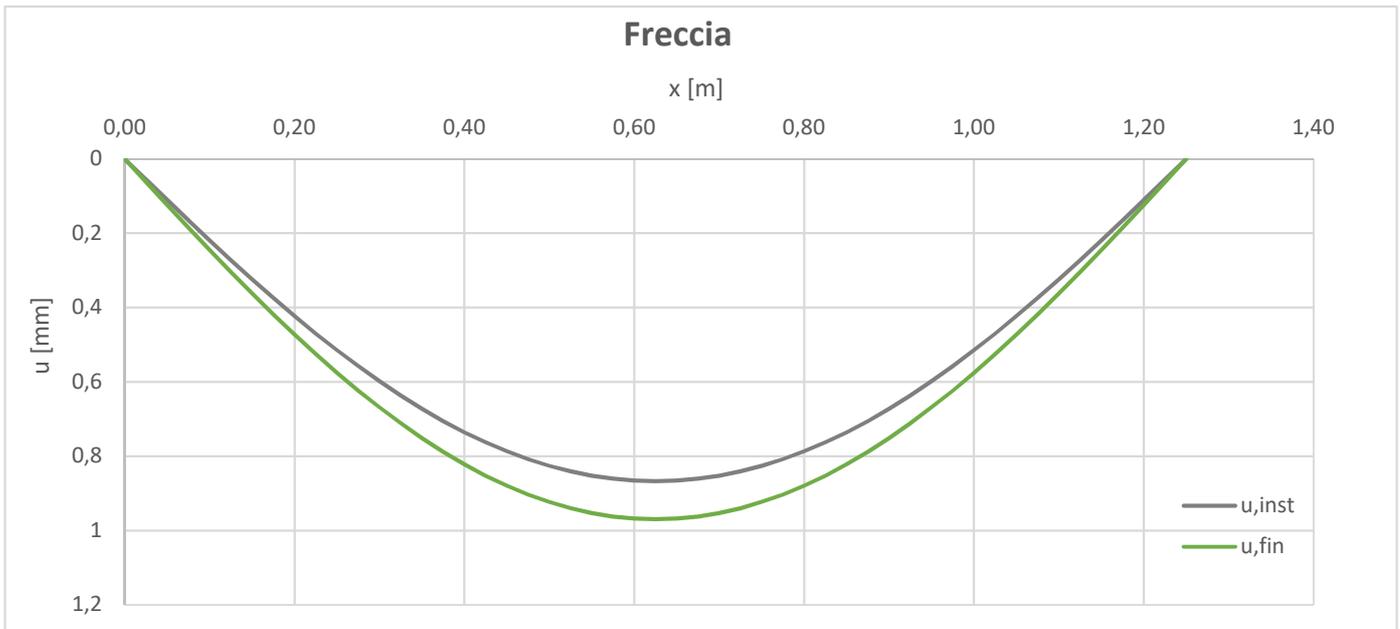
verifiche SLE

Frecce

Deformazione istantanea massima

$u_{ist,max}$ comb. sfavorevole **0,87 mm**

$u_{finale,max}$ comb. sfavorevole **0,97 mm**



Verifica

Verifica deformabilità a tempo zero

u_{ist} **L \ 300**

0,9 < 4,2 mm

OK!

Verifica deformabilità a tempo infinito

$u_{fin,tot}$ **L \ 250**

1,0 < 5,0 mm

OK!