La modellazione di edifici in legno intelaiati leggeri

Mauro Andreolli, Timber Tech Srl

Contatti: info@timbertech.it | www.timbertech.it

Introduzione

Il settore delle **costruzioni in legno** ha recentemente avuto una rapida espansione per quanto riguarda gli **edifici multipiano**, realizzati principalmente con elementi prefabbricati a pannello, del tipo intelaiato leggero o in XLAM. La prefabbricazione permette di ridurre in modo importante i tempi di costruzione anche perché, essendo il legno un materiale leggero, ogni elemento può essere facilmente trasportato e posato in cantiere. Il montaggio risulta poi estremamente veloce in quanto viene effettuato a secco, senza la necessità di attendere i tempi tipici delle soluzioni in calcestruzzo armato o in muratura. L'assemblaggio avviene mediante l'utilizzo di **collegamenti meccanici** di facile installazione (principalmente piastre di acciaio, angolari, viti, chiodi). Proprio per la presenza di tali collegamenti strutturali, i quali giocano un ruolo fondamentale nella risposta sismica degli edifici, la **modellazione delle strutture lignee a pareti portanti mediante software ad elementi finiti risulta piuttosto complessa**. Nello specifico la modellazione comporta per il progettista strutturale un notevole dispendio di tempo, dovendo procedere al calcolo delle rigidezze dei diversi componenti della parete e al successivo assemblaggio mediante gli strumenti messi a disposizione dal software in uso.

Una parete intelaiata (platform frame) consiste di una serie di montanti e traversi di legno opportunatamente controventati da pannellature (a base di legno o in altri materiali) necessarie per trasmettere i carichi orizzontali in fondazione.

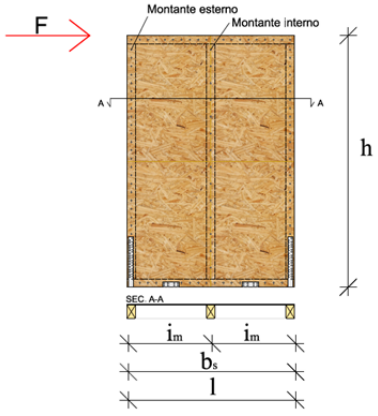


Figura 1 Esempio di una parete intelaiata leggera

Per una **parete intelaiata leggera** una modellazione raffinata può portare all'utilizzo di elementi del tipo "frame" per i montanti e i traversi, elementi del tipo "shell" per i pannelli di controventamento ed infine elementi "link" per schematizzare i collegamenti sia interni (chiodatura dei pannelli al telaio) sia esterni (ancoraggi a vincolo della parete). **Al fine di snellire le operazioni legate alla modellazione e alla progettazione degli elementi strutturali** può essere interessante adottare modelli analitici sviluppati ad hoc, in grado di garantire risultati adeguati e affidabili con l'ulteriore vantaggio di essere **meno dispendiosi in termini di tempo e molto più gestibili**.

In questa pubblicazione si mostrerà un **confronto tra la modellazione di una parete intelaiata con un programma agli elementi finiti e mediante il modello analitico sviluppato all'Università di Trento (implementato nel software TimberTech Buildings)**.

Modello mediante solutore ad elementi finiti

Si riporta di seguito un esempio di modellazione rigorosa di una singola parete, mediante la **modellazione di tutti gli elementi presenti nella parete con la loro effettiva rigidezza**. Per stimare correttamente la rigidezza orizzontale della parete comprensiva di tutte le connessioni meccaniche presenti, si sono utilizzati:

- elementi "frame" per modellare montanti e traversi del telaio. Tra i vari montanti e traversi sono stati utilizzati vincoli di tipo cerniera poiché il telaio, senza pannellatura, non offre alcuna rigidezza nei confronti dei carichi laterali;
- elementi "shell" per modellare il pannello di rivestimento;
- elementi "link" per modellare i chiodi o le cambrette utilizzati per connettere i pannelli al telaio. I link sono stati modellati con il passo reale dei connettori e con la loro effettiva rigidezza a taglio;
- elementi "link" per modellare le connessioni a trazione (hold-down), il contatto pannello fondazione e gli angolari a taglio presenti alla base della parete.

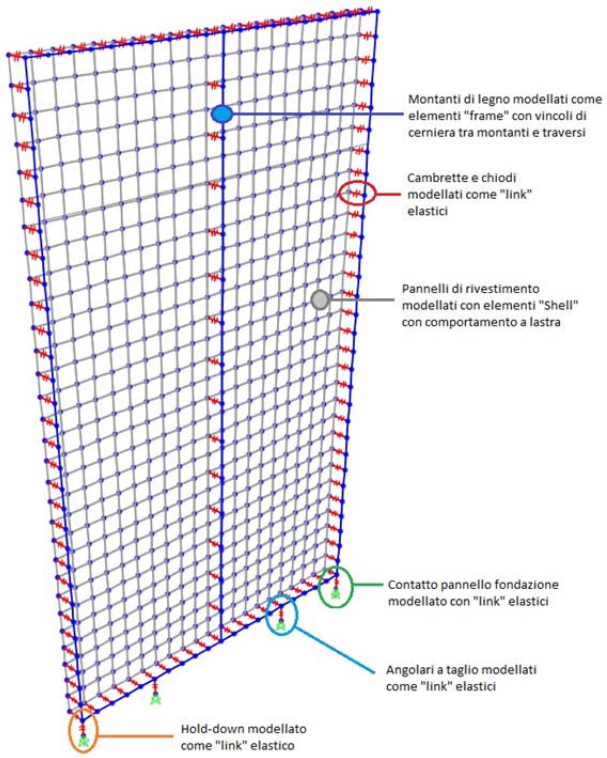


Figura 2 Modellazione di una parete a telaio leggero con un software ad elementi finiti

Appare chiaro che una simile modellazione può essere utilizzata a fini di ricerca, ma risulta **difficilmente applicabile nella pratica professionale quotidiana** a seguito dell'elevatissimo dispendio in termini di tempo ed energie richiesto. Inoltre la complessità del modello implica un'elevata probabilità di commettere errori, anche grossolani, con limitate possibilità di controllo.

Modello sviluppato all'Università di Trento

Frutto della ricerca condotta all'Università di Trento (gruppo di ricerca Prof. Maurizio Piazza – prof. Roberto Tomasi) è un modello analitico in grado di schematizzare il comportamento degli edifici in legno tenendo in considerazione la rigidezza di tutti i componenti in gioco ed in particolar modo delle connessioni. Nella figura sottostante sono schematizzati i diversi contributi che vengono considerati nella valutazione della rigidezza globale di una parete.

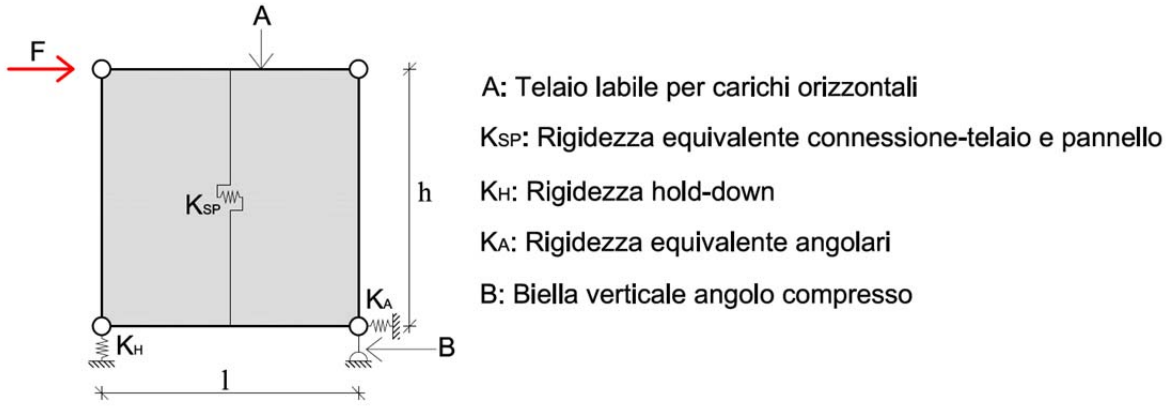


Figura 3 Modello UNITN

Lo spostamento elastico orizzontale di una parete intelaiata è dato dalla somma dei seguenti contributi:

- lo spostamento Δ_c dovuto alla connessione pannello-telaio;
- lo spostamento Δ_h dovuto alla rotazione rigida della parete (dovuto alle connessioni a trazione: hold-down o nastro forato);
- lo spostamento Δ_a dovuto alla traslazione rigida della parete (dovuto alle connessioni a taglio: angolari o piastre a taglio);
- lo spostamento Δ_p dovuto alla deformazione a taglio del pannello di rivestimento.

come presentato dalla seguente equazione

$$\Delta = \Delta_c + \Delta_h + \Delta_a + \Delta_p$$

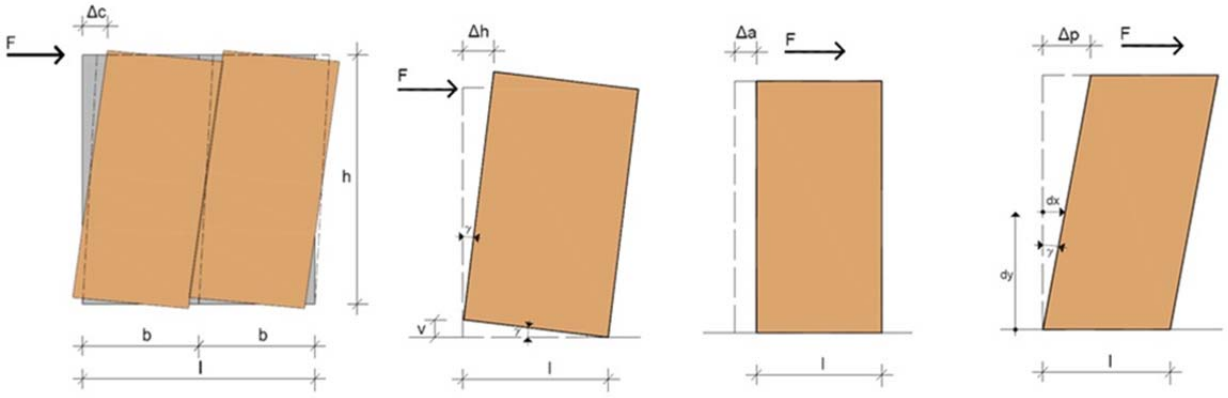


Figura 4 Contributi di deformazione in una parete intelaiata

Sono descritte di seguito le espressioni che possono essere utilizzate per calcolare i diversi termini di spostamento nel caso di parete a telaio con due fogli di rivestimento uguali sui due lati.

- Lo spostamento Δ_c dovuto alla deformabilità delle connessioni tra pannelli e telaio vale

$$\Delta_c = \frac{F \cdot \lambda \cdot s_c}{2 \cdot k_c \cdot l}$$

dove:
λ è un parametro dipendente dal rapporto di forma delle dimensioni dei pannelli
s_c è la spaziatura tra i connettori
k_c è la rigidezza del singolo connettore
l è la lunghezza della parete

- Per la valutazione dello spostamento dovuto alla rotazione rigida del pannello si deve valutare innanzitutto lo spostamento verticale dovuto alla deformabilità della connessione a trazione dato da

$$\Delta_v = \frac{T}{k_h}$$

dove:

T è la trazione agente sulla connessione a trazione (hold-down) dovuta alla rotazione rigida

k_h è la rigidezza della connessione

E' quindi possibile valutare lo spostamento orizzontale della sommità della parete

$$\Delta_h = \frac{h}{b} \cdot \Delta_v$$

dove:

b è il braccio della coppia di forze composta dalla trazione agente sull'hold-down e la risultante delle tensioni di contatto sul lato opposto della parete

- Lo spostamento Δ_a dovuto alla deformabilità delle connessioni a taglio (traslazione rigida della parete) vale

$$\Delta_a = \frac{F}{k_a \cdot n_a}$$

dove:
k_a è la rigidezza della singola connessione a taglio
n_a è il numero di connessioni a taglio presenti

- Lo spostamento dovuto alla deformabilità dei fogli di rivestimento è invece dato da

$$\Delta_p = \frac{F \cdot h}{2 \cdot G_p \cdot A_p}$$

dove:
h è l'altezza della parete
G_p è il modulo elastico di taglio dei pannelli di rivestimento
A_p è l'area relativa alla sezione trasversale orizzontale dei pannelli

La modellazione mediante l'utilizzo del modello UNITN risulta essere molto agevole, in quanto l'onere del calcolo e dell'assemblaggio delle rigidezze dei diversi componenti di ogni parete viene demandato ad un apposito solutore che, mediante l'utilizzo di specifiche formule, è in grado di cogliere il comportamento reale della parete in modo molto accurato.

Una descrizione del modello è stata pubblicata nell'articolo "D. Casagrande, S. Rossi, T. Sartori, R. Tomasi, Proposal of an analytical procedure and a simplified numerical model for elastic response of single-storey timber shear-walls" in CONSTRUCTION AND BUILDING MATERIALS, v. 2015, (2015).

Le formule analitiche presentate dagli autori consentono una rapida definizione delle molle equivalenti del modello, garantendo tra il resto la possibilità di modificare con facilità la rigidezza di ogni parete sulla base della variazione delle proprietà dei componenti. E' quindi possibile valutare la risposta globale dell'edificio a carichi orizzontali **con valori di rigidezza delle pareti di volta in volta aggiornati**, cogliendo pertanto l'influenza dovuta alle modifiche del tipo di connessione utilizzata.

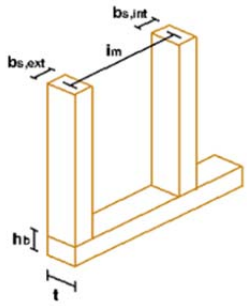
Caso studio

Si riporta di seguito di confronto tra i risultati del modello analitico e una modellazione ad elementi finiti.

Proprietà geometriche e meccaniche della parete

Parete

- Lunghezza: l = 2000 mm
- Altezza: h = 3000 mm

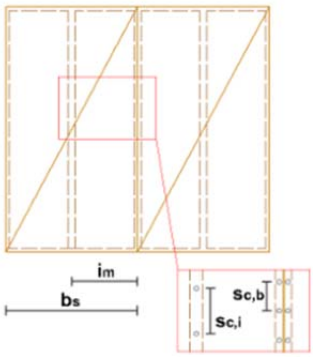


Telaio

- Materiale: C24
- Spessore del telaio: t = 160 mm
- Altezza dei traversi: h_b = 100 mm
- Base del montante interno: $b_{s,int}$ = 100 mm
- Base del montante esterno: $b_{s,ext}$ = 100 mm
- Interasse medio dei montanti: i_m = 1000 mm

Pannello di rivestimento

- OSB/2
- Spessore pannello: t_p = 12,5 mm
- Base del foglio di rivestimento: b_s = 2000 mm
- Spaziatura dei connettori sul bordo: $s_{c,b}$ = 100 mm
- Spaziatura dei connettori interni: $s_{c,i}$ = 200 mm
- Rigidezza dei chiodi: k_{ser} = 918 N/mm



Proprietà connessioni di base

- 1 hold-down per estremità di parete
  Rigidezza singolo hold-down: K_{hd} = 19977 kN/m
- 2 angolari a taglio
  Rigidezza angolare a taglio: K_a = 52186 kN/m

Confronto tra modellazioni

Nella tabella seguente sono messi a confronto i valori degli spostamenti dovuti alle deformabilità dei diversi componenti della parete a telaio leggero, nonché la rigidezza equivalente a taglio dell'intera parete ottenuti mediante il modello UNITN (implementato nel software TimberTech Buildings) e mediante una modellazione raffinata ad elementi finiti (nello specifico eseguita con il software SAP2000).

	MODELLO UNITN	**PROGRAMMA AD ELEMENTI FINITI**
SPOSTAMENTO DOVUTO ALLA DEFORMAZIONE DEI CONNETTORI	$\frac{\Delta_c}{F} = 0{,}2007 \frac{mm}{kN}$	$\frac{\Delta_c}{F} = 0{,}2078 \frac{mm}{kN}$
SPOSTAMENTO DOVUTO ALLA DEFORMAZIONE DEL PANNELLO	$\frac{\Delta_p}{F} = 0{,}1111 \frac{mm}{kN}$	$\frac{\Delta_p}{F} = 0{,}1123 \frac{mm}{kN}$
SPOSTAMENTO DOVUTO ALLA TRASLAZIONE RIGIDA DEL PANNELLO	$\frac{\Delta_a}{F} = 0{,}0096 \frac{mm}{kN}$	$\frac{\Delta_a}{F} = 0{,}0101 \frac{mm}{kN}$
SPOSTAMENTO DOVUTO ALLA ROTAZIONE RIGIDA DEL PANNELLO	$\frac{\Delta_h}{F} = 0{,}1126 \frac{mm}{kN}$	$\frac{\Delta_h}{F} = 0{,}1209 \frac{mm}{kN}$
SPOSTAMENTO ORIZZONTALE TOTALE	$\frac{\Delta_{TOT}}{F} = 0{,}4286 \frac{mm}{kN}$	$\frac{\Delta_{TOT}}{F} = 0{,}4433 \frac{mm}{kN}$
RIGIDEZZA EQUIVALENTE A TAGLIO DELLA PARETE	$\mathrm{k}_{par} = 2333 \frac{kN}{m}$	$\mathrm{k}_{par} = 2256 \frac{kN}{m}$

I grafici a seguire mostrano l'entità dei diversi contributi di deformazione della parete.

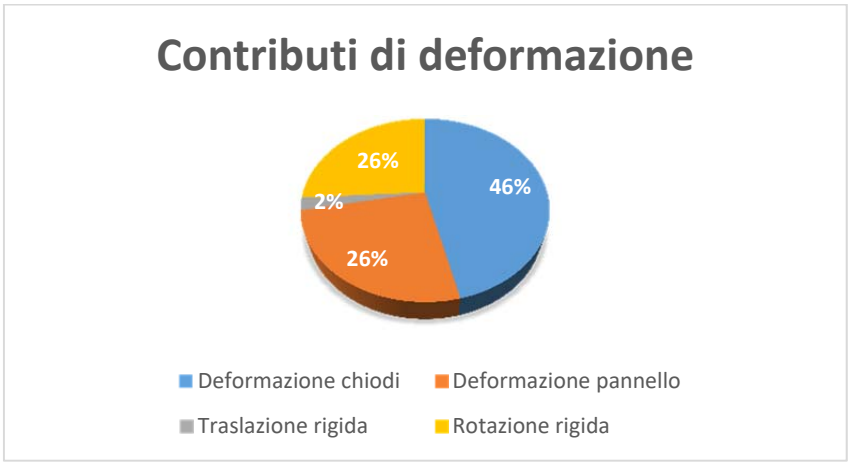


Figura 5 Contributi di deformazione mediante modello UNITN

I risultati mostrano come i contributi di deformazione nei due modelli, UNITN e ad elementi finiti, risultino del tutto comparabili. Si può notare come i contributi di deformazione maggiori siano quelli legati alla deformabilità dei chiodi e alla rotazione rigida della parete, legata alla rigidezza delle connessioni a trazione che vincolano la parete nei confronti del meccanismo di rocking.

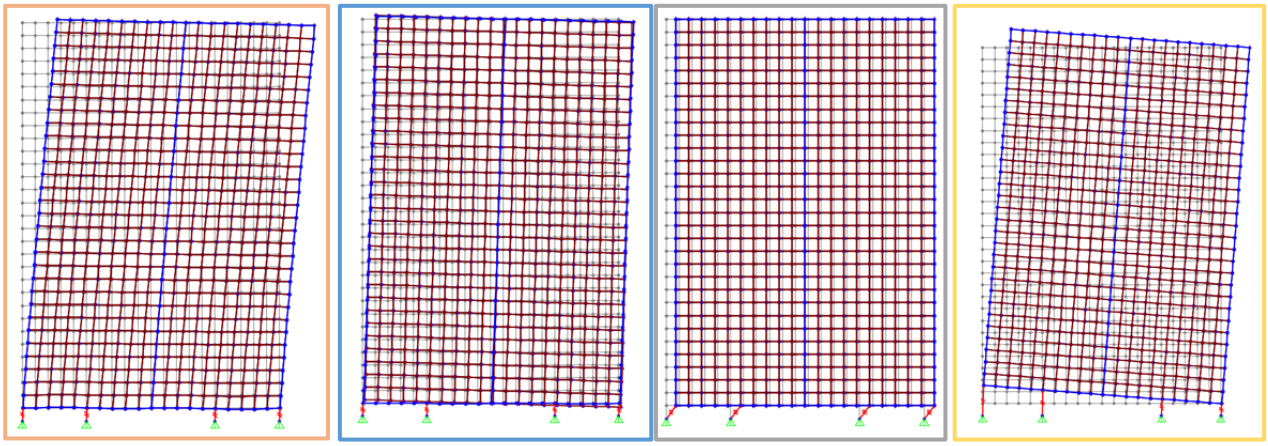
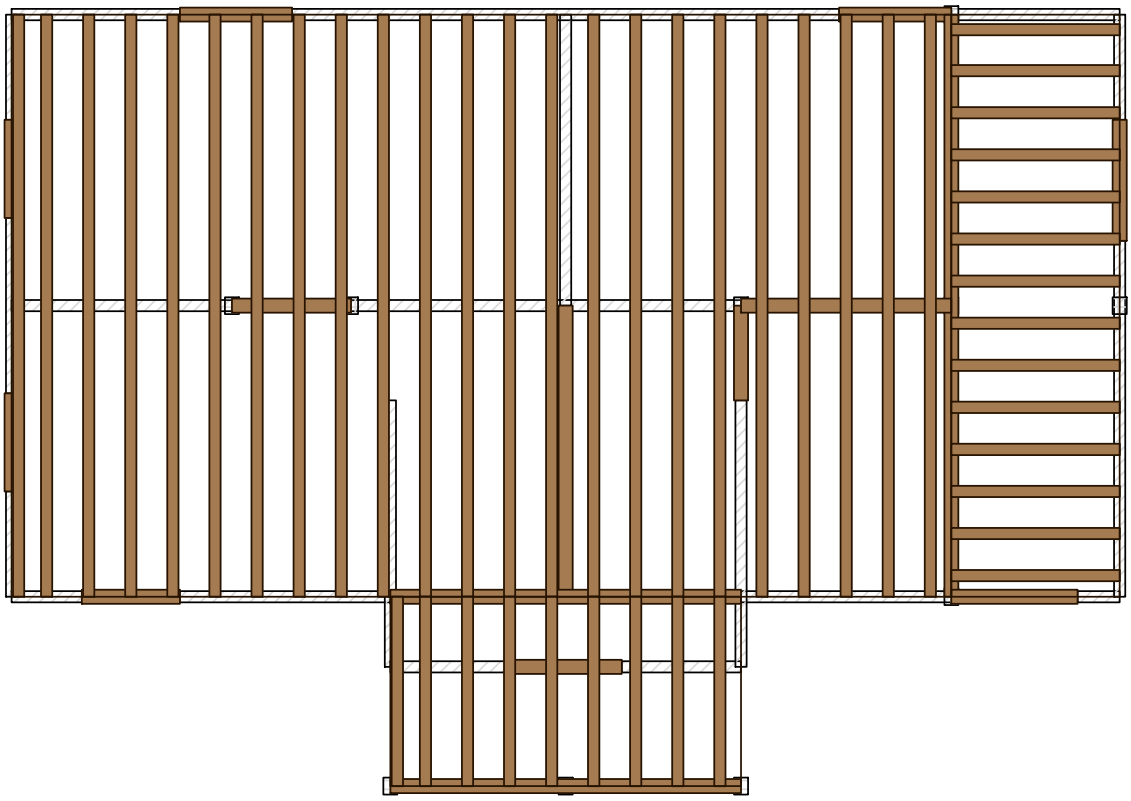


Figura 6 Da sinistra verso destra: deformata del pannello, deformata dovuta allo chiodatura, traslazione rigida della parete, rotazione rigida della parete

Nel seguito si presenta una relazione di calcolo generata con il software TimberTech Buildings, il quale implementa il modello UNITN.

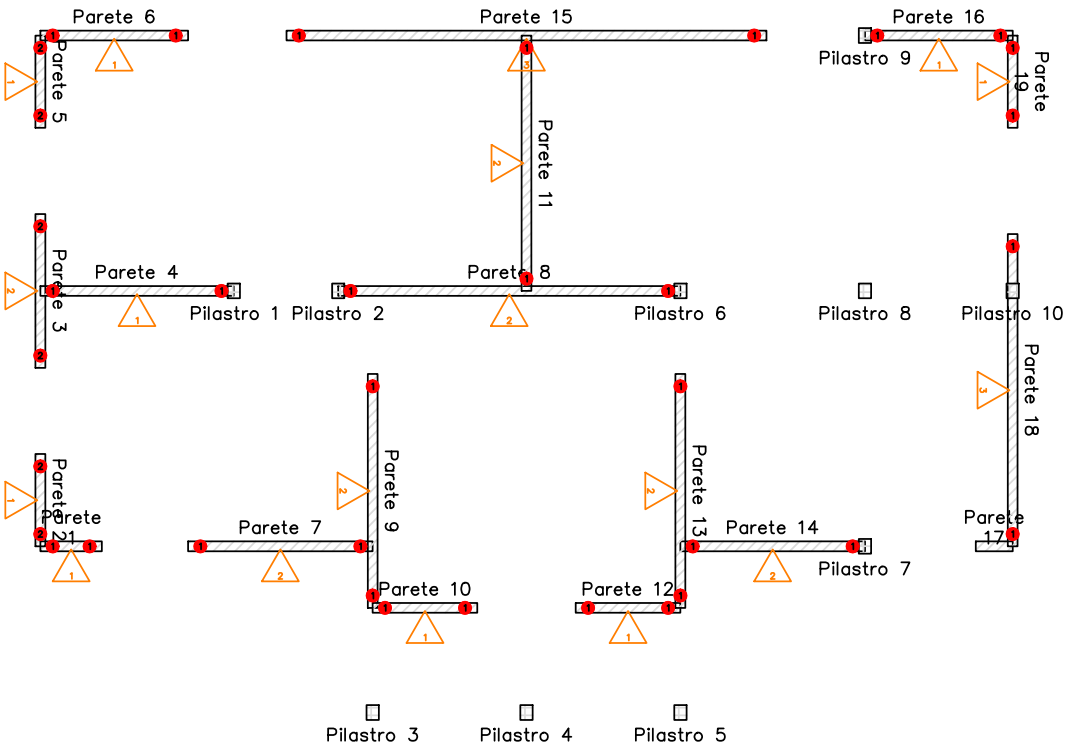
TimberTech Buildings: output dxf orditura solai e travi



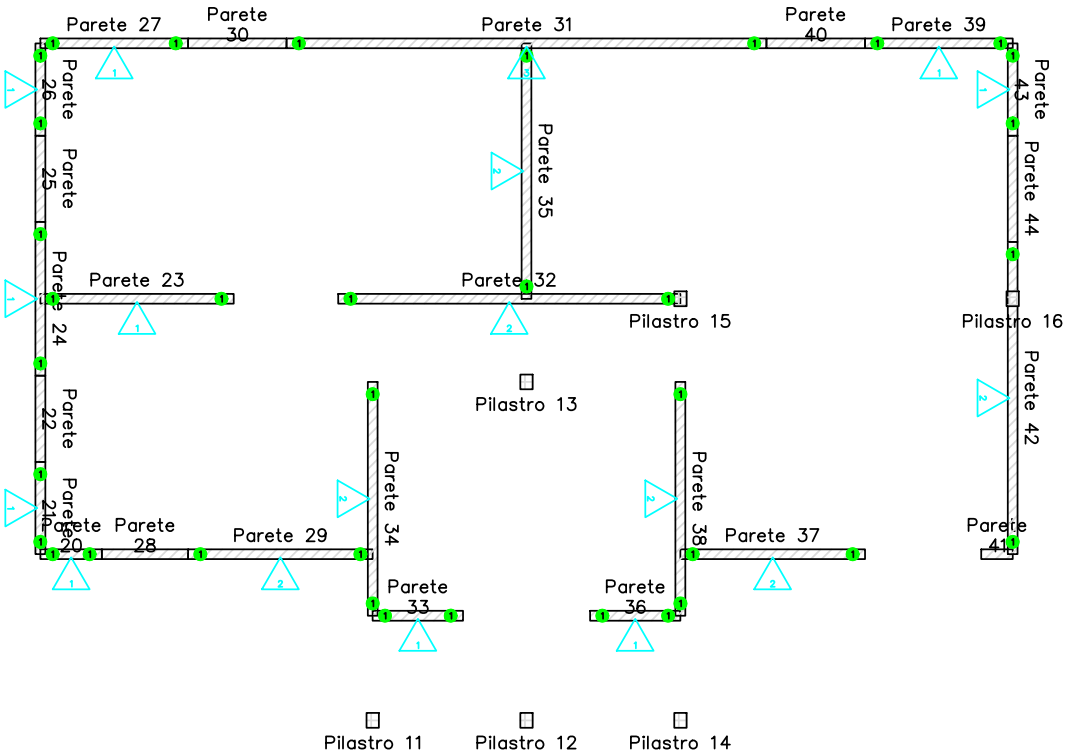
Piano 0 (altezza h: 0,00 m)

Piano 1 (altezza h: 3,20 m)

Timbertech Buildings: Distribuzione pareti e relative connessioni



Piano 0 (altezza h: 0,00 m)



Piano 1 (altezza h: 3,20 m)

n = numero ancoraggi

HOLD DOWN

ANCORAGGIO A TRAZIONE
Ancoraggio: "WHT 440"
Fissaggio alla parete: 20 Chiodi Anker 4,0 X 40
Fissaggio al calcestruzzo: M16 5.8

n = numero ancoraggi

DOPPIO HOLD DOWN

ANCORAGGIO A TRAZIONE
Ancoraggio: "WHT 440"
Fissaggio alla parete: 30 Chiodi Anker 4,0 X 60
Barra filettata: M16 5.8

n = numero ancoraggi su un solo lato della parete
2xn = numero ancoraggi sui due lati della parete

ANGOLARE CON TASSELLI

ANCORAGGIO A TAGLIO
Ancoraggio: "Titan TCN 200"
Fissaggio alla parete: 30 Chiodi Anker 4,0 X 60
Fissaggio al calcestruzzo: 2 M12 5.8

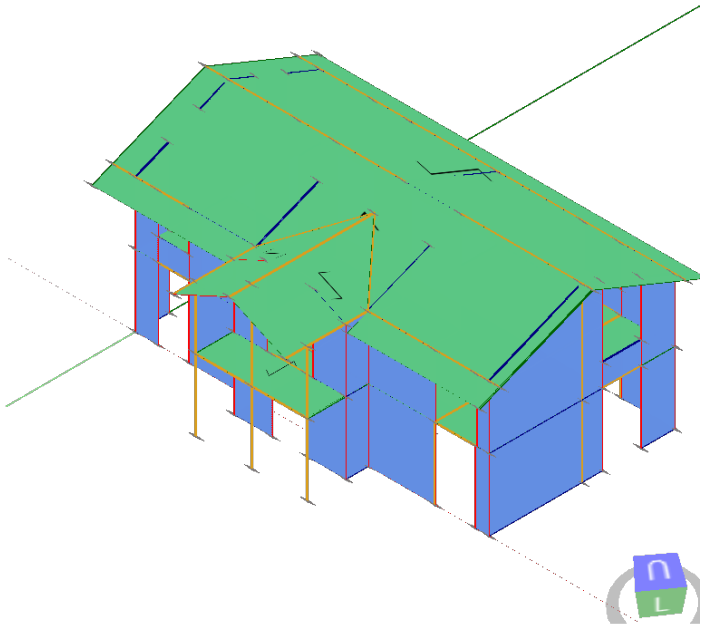
n = numero ancoraggi su un solo lato della parete
2xn = numero ancoraggi sui due lati della parete

PIASTRA A TAGLIO LEGNO–LEGNO

ANCORAGGIO A TAGLIO
Ancoraggio: "Piastra forata 200x300 sp. 2 mm"
Fissaggio superiore: 12 ANKER 4,0 x 60
Fissaggio inferiore: 12 ANKER 4,0 x 60

RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE

Calcolo strutture in legno



Progetto: Edificio residenziale

Località: Villazzano **Indirizzo:** Via della Villa, 22

Comune di: Trento **Provincia:** Trento

Committente: TimberTech s.r.l.

Impresa costruttrice:

Progettista delle strutture in legno: TimberTech s.r.l.

Data: lunedì 16 aprile 2018

Indice

Quadro normativo di riferimento **5**
Descrizione generale dell'opera **7**
Codice di calcolo utilizzato **11**
Materiali **13**
Materiali legno 13
Connettori 14
Metodo di calcolo e modello numerico **15**
Descrizione del modello 15
Rigidezza delle pareti nei confronti degli spostamenti orizzontali 17
Tipologie di elementi strutturali 19
Azioni e carichi di progetto **23**
Pesi propri dei materiali strutturali 23
Azione della neve 23
Azione del vento 24
Carichi agenti sulle pareti 28
Carichi agenti sui solai 29
Carichi lineari 29
Azione sismica 30
Sezioni degli elementi strutturali **34**
Pareti a Telaio 34
Solai a travetti 35
Connessioni 36
Hold Down 36
Angolari Legno-Calcestruzzo 37
Doppio Hold Down 37
Piastre/Nastri forati a taglio 38
Combinazioni delle azioni **39**
Combinazioni di carico utilizzate 41
Combinazioni sismiche 42
Azioni orizzontali **42**
Analisi modale 42
Analisi dinamica lineare 44
Vento 46

Sollecitazioni **47**
Sollecitazioni al piano di imposta **51**
Verifiche elementi **53**
Verifiche dei solai a travetti / lamellare sdraiato 53
Verifiche di resistenza a flessione 53
Verifiche di resistenza a taglio 55
Verifiche di deformazione dei solai (SLE) 58
Verifiche di vibrazione dei solai (SLE) 63
Verifiche travi in legno 70
Verifiche di resistenza a flessione 70
Verifiche di resistenza a taglio 74
Verifiche di deformazione delle travi (SLE) 77
Verifiche pilastri in legno 85
Verifiche pareti a telaio 88
Verifiche connessioni **99**
Verifiche Hold Down – Ancoraggio di base 99
Sollecitazioni agenti 99
Resistenza chiodatura 100
Resistenza acciaio hold-down 100
Resistenza a trazione dell'ancorante per calcestruzzo 100
Resistenza ad estrazione dell'ancorante per calcestruzzo 100
Verifiche Hold Down – Ancoraggio di interpiano 102
Sollecitazioni agenti 102
Resistenza chiodatura 102
Resistenza acciaio hold-down 103
Resistenza a trazione del bullone 103
Verifiche degli angolari con ancoranti – Giunzioni legno-calcestruzzo 104
Sollecitazioni agenti 105
Resistenza angolare 105
Resistenza a taglio dell'ancorante per calcestruzzo 105
Verifiche connessioni a taglio con piastre forate 107
Sollecitazioni agenti 107
Resistenza della piastra a taglio 107
Resistenza chiodatura 108
Verifiche sismiche agli stati limite di danno **109**

Quadro normativo di riferimento

1. **Legge n. 1086 del 05.11.1971**

   Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica

2. **Legge n. 64 del 02.02.1974**

   Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche

3. **D.M. Infrastrutture 17 gennaio 2018**

   Norme Tecniche per le Costruzioni 2018

4. **UNI EN 1993-1-1 – Eurocodice 3**

   Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-1: Regole generali, regole comuni e regole per gli edifici

5. **UNI EN 1993-1-5 – Eurocodice 3**

   Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-5: Elementi strutturali a lastra

6. **UNI EN 1993-1-8 – Eurocodice 3**

   Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-8: Progetto dei giunti

7. **UNI EN 1995-1-1 – Eurocodice 5**

   Progettazione delle strutture di legno - Parte 1-1: Regole generali - Regole comuni e regole per gli edifici

8. **UNI EN 338**

   Legno strutturale classi di resistenza

9. **UNI EN 1194**

   Strutture di legno - Legno lamellare incollato - Classi di resistenza e determinazione dei valori caratteristici

10. **UNI EN 14080**

    Strutture di legno - Legno lamellare incollato e legno massiccio incollato - Requisiti

11. **UNI EN 10025**

    Prodotti laminati a caldo per impieghi strutturale

Descrizione generale dell’opera

Ubicazione

Regione: Trentino-alto Adige

Provincia: Trento

Città: Trento

Località:

Indirizzo:

Latitudine: 46,06°

Longitudine: 11,11°

Quota s.l.m. 193 m

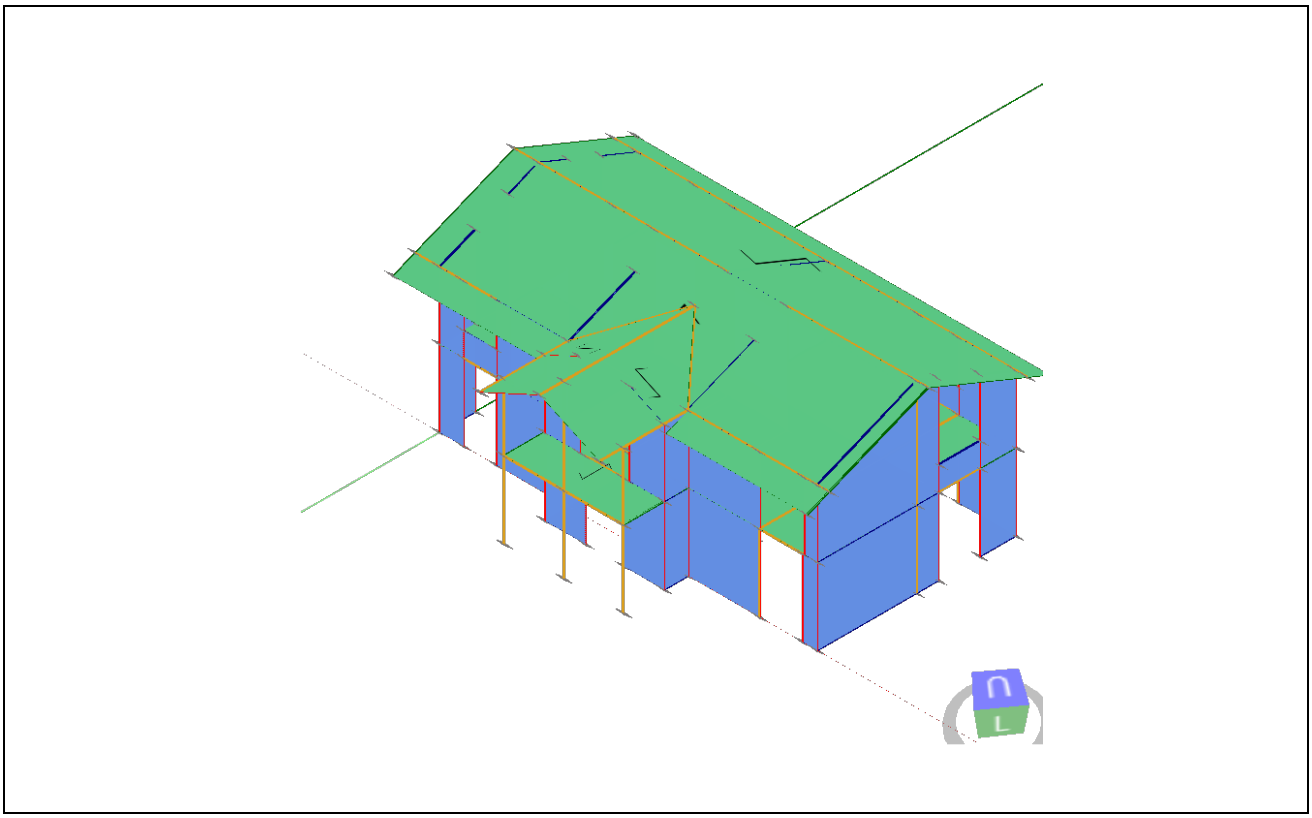
Descrizione

Lunghezza: 12,92 m

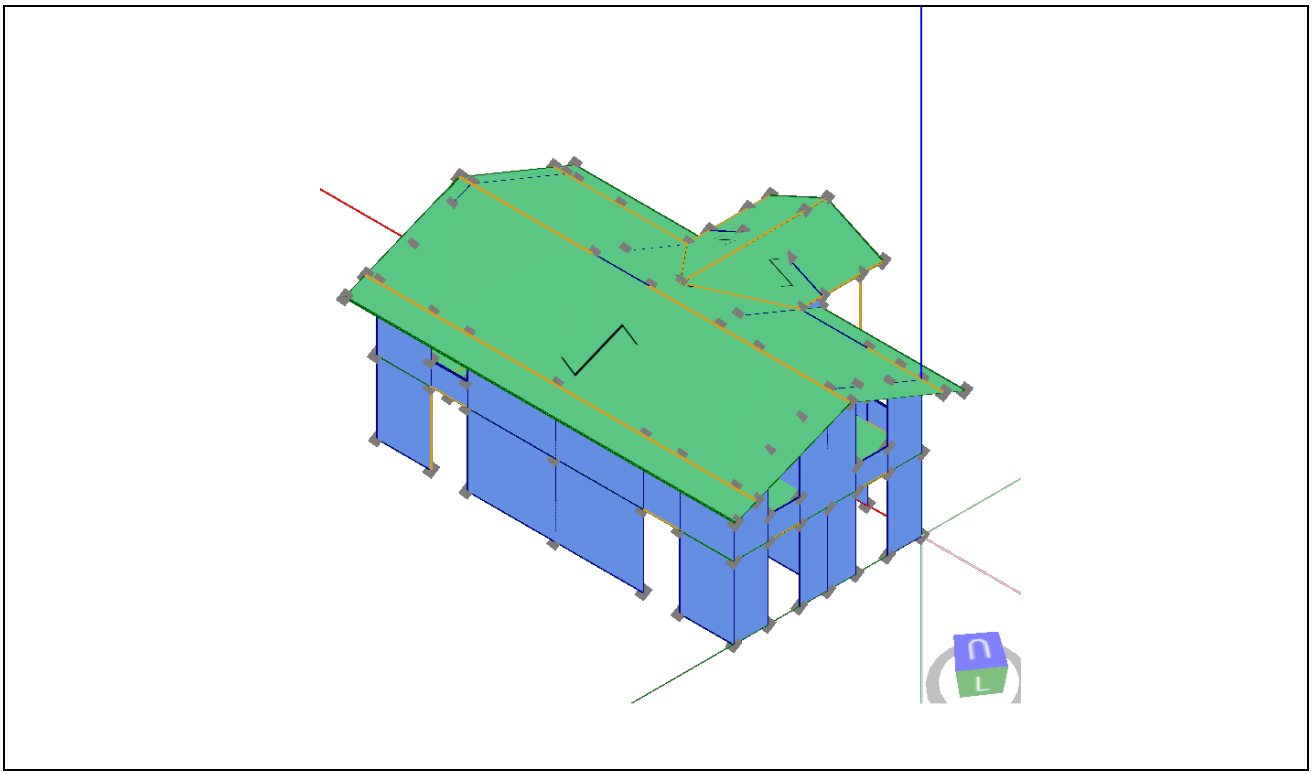
Larghezza: 17,3 m

Altezza: 7,7 m

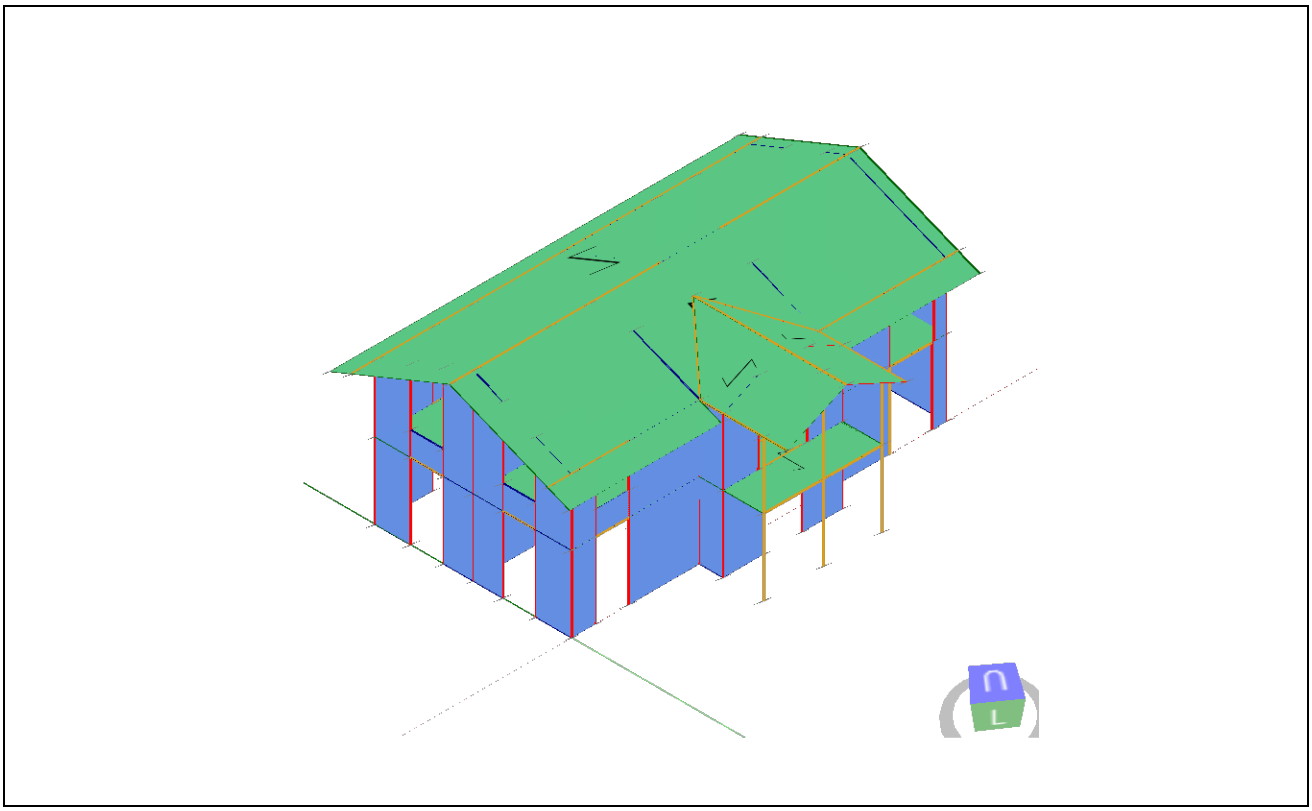
Vista Tridimensionale Sud-Est



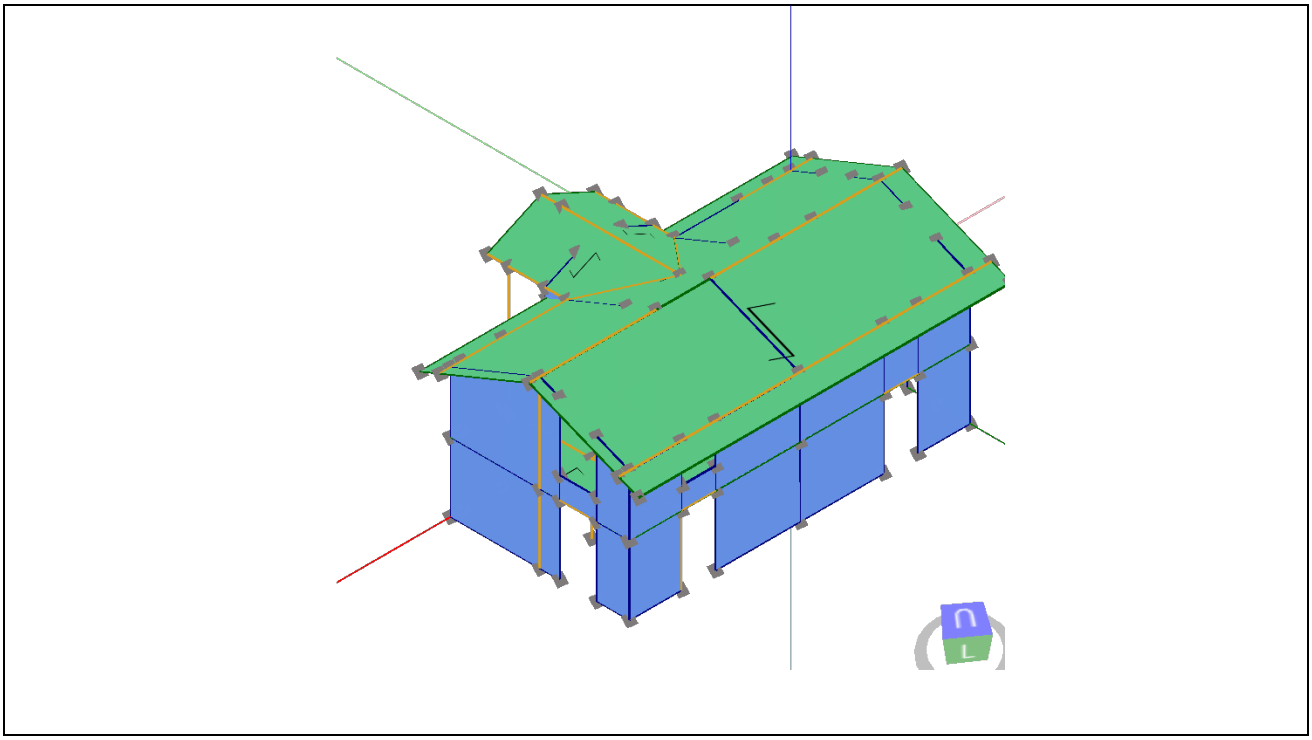
Vista Tridimensionale Nord-Ovest



Vista Tridimensionale Sud-Ovest



Vista Tridimensionale Nord-Est



Codice di calcolo utilizzato

Caratteristiche del codice di calcolo

Il software utilizzato è *Timber Tech Buildings*, sviluppato da Timber Tech srl - Università degli Studi di Trento.

Specifiche tecniche

Titolo:	Timber Tech Buildings
Versione:	67
Produttore:	Timber Tech srl
	Via della Villa, 22/A
	I-38123 – Villazzano – Trento (TN) – Italy
	www.timbertech.it

Licenza intestata a TimberTech S.r.l.

Materiali

Materiali legno

I materiali previsti nel progetto sono elencati nelle seguenti tabelle.

Descr.	Descrizione
$f_{m,k}$	Resistenza caratteristica a flessione
$f_{t,0,k}$	Resistenza a trazione parallela alla fibratura
$f_{t,90,k}$	Resistenza a trazione ortogonale alla fibratura
$f_{c,0,k}$	Resistenza a compressione parallela alla fibratura
$f_{c,90,k}$	Resistenza a compressione ortogonale alla fibratura
$f_{v,k}$	Resistenza a taglio
$E_{0,mean}$	Modulo elastico medio parallelo alla fibratura
$E_{0,05}$	Modulo elastico caratteristico parallelo alla fibratura
$E_{90,mean}$	Modulo elastico medio ortogonale alla fibratura
G_{mean}	Modulo di taglio
ρ_k	Massa volumica

Legno lamellare omogeneo

Descr.	$f_{m,k}$ [MPa]	$f_{t,0,k}$ [MPa]	$f_{t,90,k}$ [MPa]	$f_{c,0,k}$ [MPa]	$f_{c,90,k}$ [MPa]	$f_{v,k}$ [MPa]	$E_{0,mean}$ [MPa]	$E_{0,05}$ [MPa]	$E_{90,mean}$ [MPa]	G_{mean} [MPa]	ρ_k [kg/m^3]
GL 24h	24	19,2	0,5	24	2,5	3,5	11500	9600	300	650	385

Legno massiccio di conifera

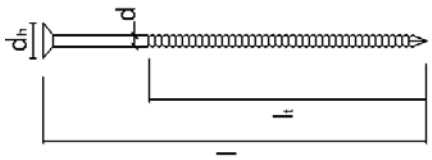
Descr.	$f_{m,k}$ [MPa]	$f_{t,0,k}$ [MPa]	$f_{t,90,k}$ [MPa]	$f_{c,0,k}$ [MPa]	$f_{c,90,k}$ [MPa]	$f_{v,k}$ [MPa]	$E_{0,mean}$ [MPa]	$E_{0,05}$ [MPa]	$E_{90,mean}$ [MPa]	G_{mean} [MPa]	ρ_k [kg/m^3]
C 24	24	14	0,4	21	2,5	4	11000	7400	370	690	350

OSB

Descr.	Norma	Utilizzo	$f_{v,k}$ [MPa]	G_{mean} [MPa]	ρ_k [kg/m^3]
OSB/2	EN 300 Tipo OSB/2	Ambiente secco	6,8	1080	550

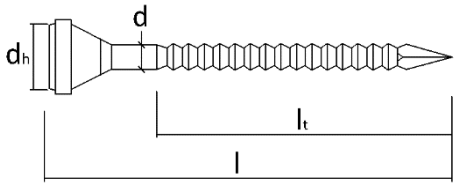
Connettori

Chiodi ad aderenza migliorata



Produttore	Codice	Descr.	l [mm]	l_t [mm]	d [mm]	d_h [mm]	f_{uk} [MPa]
Rotho Blaas	HH620351	RING HH6 2,8/3,1 X 65	65	45	2,8	4,3	600

Chiodi per piastre (anker)



Produttore	Codice	Descr.	l [mm]	l_t [mm]	d [mm]	d_h [mm]	f_{uk} [MPa]
Rotho Blaas	PF601460	ANKER 4,0 x 60	60	50	4	5,4	600

Metodo di calcolo e modello numerico

Descrizione del modello

Schema strutturale adottato per i diversi elementi

Le pareti sono vincolate alla base mediante sistemi di connessione in grado di trasmettere sia le azioni nel piano della parete che quelle ortogonali ad essa.

Qualora nel calcolo della risposta di un edificio all'azione sismica alcuni elementi strutturali siano considerati "secondari", sia la rigidezza che la resistenza di tali elementi vengono ignorate nell'analisi della risposta ad azioni orizzontali e gli stessi vengono progettati per resistere ai soli carichi verticali. Tali elementi devono essere in grado di assorbire le deformazioni della struttura soggetta all'azione sismica di progetto, mantenendo la capacità portante nei confronti dei carichi verticali: pertanto, limitatamente al soddisfacimento di tale requisito, agli elementi "secondari" si applicano i particolari costruttivi definiti per gli elementi strutturali. Nel modello tali elementi vengono rappresentati unicamente in termini di massa.

Valutazione delle sollecitazioni sugli angolari resistenti a trazione (hold-down o nastri forati)

Le pareti sono vincolate alla base mediante una serie di sistemi di fissaggio costituiti da angolari, viti e/o tasselli che impediscono la traslazione trasversale della parete. Inoltre per impedire la rotazione nel piano della parete si dispongono degli hold-down o delle piastre chiodate alle estremità della stessa allo scopo di assorbire la forza di trazione che nasce in prossimità del lato che tende a sollevarsi. Tale forza di trazione è qui valutata sulla base del momento flettente $M_{3\text{-}3}$ agente nel piano della parete, tenendo anche conto del carico assiale verticale N. Quest'ultimo agisce sulla parete offrendo un contributo stabilizzante nei confronti del ribaltamento. La forza di trazione che sollecita ogni ancoraggio è data dalla seguente espressione

$$T = \begin{cases} \left(\frac{M_{3-3}}{b} - \frac{N}{2}\right) \cdot \frac{1}{n_{anc}} & se\ l'hold-down\ \text{è}\ attivo \\ 0 & se\ l'hold-down\ non\ \text{è}\ attivo \end{cases}$$

in cui

b è il braccio della coppia interna, assunto pari a *l*, essendo *l* la lunghezza della parete

N è il carico assiale verticale agente sulla parete

M_{3-3} è il momento agente nel piano della parete

n_{anc} è il numero di ancoraggi presenti ad ogni estremità della parete

La prima espressione si riferisce al caso in cui l'ancoraggio contribuisce attivamente ad evitare il ribaltamento della parete ed è quindi soggetto a trazione, la seconda espressione, al contrario, è relativa al caso in cui il carico verticale è sufficiente ad evitare il ribaltamento.

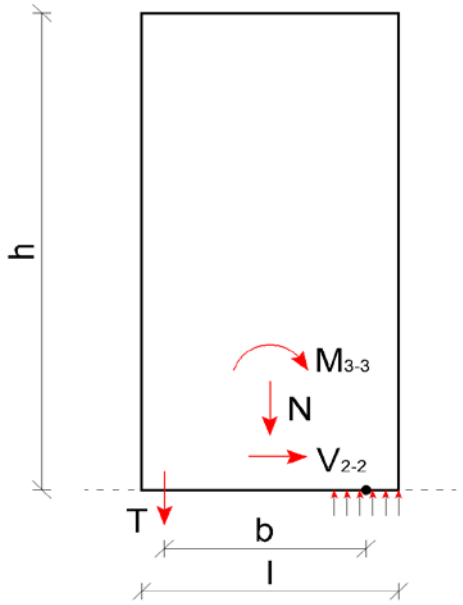


Figura: Modello di calcolo della sollecitazione di trazione sugli hold-down o nastri chiodati

Elementi strutturali

Nella seguente tabella si riportano le posizioni delle singole pareti. Le ultime quattro colonne riportano le coordinate degli estremi di ogni parete.

X1 e Y1 indicano le coordinate del punto iniziale della parete

X2 e Y2 indicano le coordinate del punto finale della parete

Nome parete	Tipologia di parete	Elemento resistente alle azioni orizzontali	Altezza [m]	Lunghezza [m]	Quota [m]	X1 [m]	Y1 [m]	X2 [m]	Y2 [m]
Parete 1	Telaio	Si	3,2	1	0	0	0	1	0
Parete 10	Telaio	Si	3,2	1,7	0	5,4	-1	7,1	-1
Parete 11	Telaio	Si	3,2	4,15	0	7,9	4,15	7,9	8,3
Parete 12	Telaio	Si	3,2	1,7	0	8,7	-1	10,4	-1
Parete 13	Telaio	Si	3,2	3,8	0	10,4	-1	10,4	2,8
Parete 14	Telaio	Si	3,2	3	0	10,4	0	13,4	0
Parete 15	Telaio	Si	3,2	7,8	0	11,8	8,3	4	8,3
Parete 16	Telaio	Si	3,2	2,4	0	13,4	8,3	15,8	8,3
Parete 17	Telaio	No	3,2	0,6	0	15,2	0	15,8	0
Parete 18	Telaio	Si	3,2	5,07	0	15,8	0	15,8	5,074
Parete 19	Telaio	Si	3,2	1,5	0	15,8	8,3	15,8	6,8
Parete 2	Telaio	Si	3,2	1,5	0	0	0	0	1,5
Parete 20	Telaio	Si	2,8	1	3,2	0	0	1	0
Parete 21	Telaio	Si	3,13	1,5	3,2	0	1,5	0	0
Parete 22	Telaio	No	1,0	1,4	3,2	0	2,9	0	1,5
Parete 23	Telaio	Si	4,5	3,14	3,2	0	4,15	3,142	4,15
Parete 24	Telaio	Si	4,23	2,5	3,2	0	5,4	0	2,9
Parete 25	Telaio	No	1,0	1,4	3,2	0	6,8	0	5,4
Parete 26	Telaio	Si	3,09	1,5	3,2	0	8,3	0	6,8
Parete 27	Telaio	Si	2,8	2,4	3,2	0	8,3	2,4	8,3
Parete 28	Telaio	No	1,0	1,4	3,2	1	0	2,4	0
Parete 29	Telaio	Si	2,8	3	3,2	2,4	0	5,4	0
Parete 3	Telaio	Si	3,2	2,5	0	0	2,9	0	5,4
Parete 30	Telaio	No	2,8	1,6	3,2	2,4	8,3	4	8,3
Parete 31	Telaio	Si	2,8	7,8	3,2	4	8,3	11,8	8,3
Parete 32	Telaio	Si	4,5	5,56	3,2	4,84	4,15	10,4	4,15
Parete 33	Telaio	Si	3,12	1,47	3,2	5,4	-1	6,868	-1
Parete 34	Telaio	Si	3,22	3,8	3,2	5,4	2,8	5,4	-1
Parete 35	Telaio	Si	3,68	4,15	3,2	7,9	4,15	7,9	8,3
Parete 36	Telaio	Si	3,15	1,47	3,2	8,932	-1	10,4	-1
Parete 37	Telaio	Si	2,8	3	3,2	10,4	0	13,4	0
Parete 38	Telaio	Si	3,22	3,8	3,2	10,4	2,8	10,4	-1
Parete 39	Telaio	Si	2,8	2,4	3,2	13,4	8,3	15,8	8,3
Parete 4	Telaio	Si	3,2	3,14	0	0	4,15	3,142	4,15

Parete 40	Telaio	No	1,0	1,6	3,2	13,4	8,3	11,8	8,3
Parete 41	Telaio	No	2,8	0,51	3,2	15,29	0	15,8	0
Parete 42	Telaio	Si	3,75	5,07	3,2	15,8	0	15,8	5,074
Parete 43	Telaio	Si	3,13	1,5	3,2	15,8	6,8	15,8	8,3
Parete 44	Telaio	No	1,0	1,73	3,2	15,8	6,8	15,8	5,074
Parete 5	Telaio	Si	3,2	1,5	0	0	6,8	0	8,3
Parete 6	Telaio	Si	3,2	2,4	0	0	8,3	2,4	8,3
Parete 7	Telaio	Si	3,2	3	0	2,4	0	5,4	0
Parete 8	Telaio	Si	3,2	5,56	0	4,84	4,15	10,4	4,15
Parete 9	Telaio	Si	3,2	3,8	0	5,4	-1	5,4	2,8

Nella seguente tabella si riportano invece le posizioni dei singoli pilastri.

X e Y sono le coordinate del punto nel quale si trova il pilastro

Nome pilastro	Altezza [m]	Quota [m]	X [m]	Y [m]
Pilastro 1	3,2	0	3,142	4,15
Pilastro 10	3,2	0	15,8	4,15
Pilastro 11	2,8	3,2	5,4	-2,7
Pilastro 12	3,95	3,2	7,9	-2,7
Pilastro 13	3,95	3,2	7,9	2,8
Pilastro 14	2,8	3,2	10,4	-2,7
Pilastro 15	4,5	3,2	10,4	4,15
Pilastro 16	4,5	3,2	15,8	4,15
Pilastro 2	3,2	0	4,84	4,15
Pilastro 3	3,2	0	5,4	-2,7
Pilastro 4	3,2	0	7,9	-2,7
Pilastro 5	3,2	0	10,4	-2,7
Pilastro 6	3,2	0	10,4	4,15
Pilastro 7	3,2	0	13,4	0
Pilastro 8	3,2	0	13,4	4,15
Pilastro 9	3,2	0	13,4	8,3

Rigidezza delle pareti nei confronti degli spostamenti orizzontali

Le rigidezze delle pareti nei confronti degli spostamenti laterali vengono valutate considerando i contributi di diversi componenti, come di seguito illustrato.

Pareti a telaio

Nel caso delle pareti a telaio la rigidezza globale viene calcolata tenendo conto del contributo dei seguenti componenti:

- i fogli di rivestimento (k_s)
- i collegamenti a taglio tra i fogli di rivestimento ed il telaio (k_c)
- gli angolari resistenti a taglio (k_a)
- gli angolari resistenti a trazione: hold-down o nastri forati (k_h)

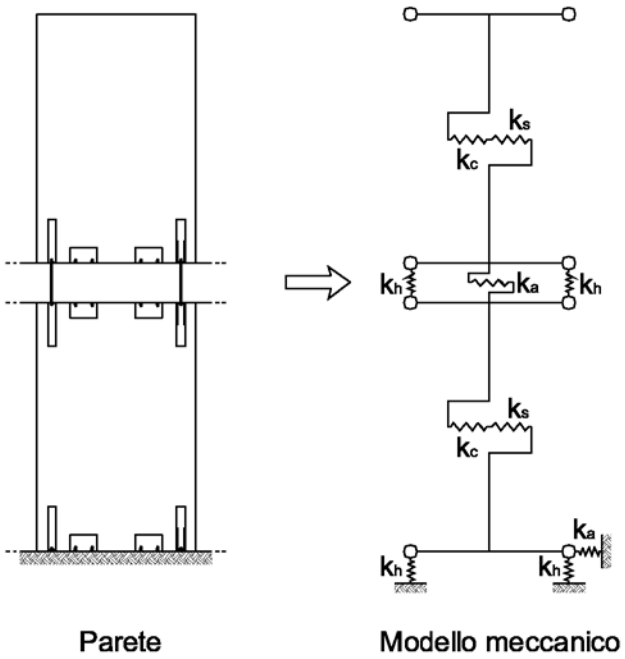


Figura: Modello meccanico di calcolo della rigidezza per le pareti intelaiate

Nella seguente tabella si riportano le posizioni delle pareti e le loro rigidezze a taglio equivalenti.

Nome parete	Tipologia di parete	Elemento resistente alle azioni orizzontali	Altezza [m]	Lunghezza [m]	Rigidezza a taglio equivalente [kN/m]
Parete 1	Telaio	Si	3,2	1	919
Parete 10	Telaio	Si	3,2	1,7	2043
Parete 11	Telaio	Si	3,2	4,15	6858
Parete 12	Telaio	Si	3,2	1,7	2043
Parete 13	Telaio	Si	3,2	3,8	6209
Parete 14	Telaio	Si	3,2	3	4676
Parete 15	Telaio	Si	3,2	7,8	14136
Parete 16	Telaio	Si	3,2	2,4	3218
Parete 17	Telaio	No	3,2	0,6	0
Parete 18	Telaio	Si	3,2	5,07	9146
Parete 19	Telaio	Si	3,2	1,5	1709
Parete 2	Telaio	Si	3,2	1,5	2338
Parete 20	Telaio	Si	2,8	1	798
Parete 21	Telaio	Si	3,13	1,5	1242
Parete 22	Telaio	No	1,0	1,4	0
Parete 23	Telaio	Si	4,5	3,14	2068
Parete 24	Telaio	Si	4,23	2,5	1668
Parete 25	Telaio	No	1,0	1,4	0
Parete 26	Telaio	Si	3,09	1,5	1264
Parete 27	Telaio	Si	2,8	2,4	2579
Parete 28	Telaio	No	1,0	1,4	0
Parete 29	Telaio	Si	2,8	3	3852
Parete 3	Telaio	Si	3,2	2,5	4677
Parete 30	Telaio	No	2,8	1,6	0
Parete 31	Telaio	Si	2,8	7,8	10776
Parete 32	Telaio	Si	4,5	5,56	4615
Parete 33	Telaio	Si	3,12	1,47	1207
Parete 34	Telaio	Si	3,22	3,8	4824
Parete 35	Telaio	Si	3,68	4,15	4138
Parete 36	Telaio	Si	3,15	1,47	1191
Parete 37	Telaio	Si	2,8	3	3852
Parete 38	Telaio	Si	3,22	3,8	4824
Parete 39	Telaio	Si	2,8	2,4	2579
Parete 4	Telaio	Si	3,2	3,14	4403
Parete 40	Telaio	No	1,0	1,6	0
Parete 41	Telaio	No	2,8	0,51	0
Parete 42	Telaio	Si	3,75	5,07	5039
Parete 43	Telaio	Si	3,13	1,5	1242
Parete 44	Telaio	No	1,0	1,73	0
Parete 5	Telaio	Si	3,2	1,5	2338
Parete 6	Telaio	Si	3,2	2,4	3218
Parete 7	Telaio	Si	3,2	3	4676
Parete 8	Telaio	Si	3,2	5,56	9307
Parete 9	Telaio	Si	3,2	3,8	6209

Tipologie di elementi strutturali

Si illustrano di seguito le principali tipologie di elementi strutturali utilizzati nella modellazione della struttura riportando le loro principali caratteristiche e le convenzioni di segno adottate per la rappresentazione delle sollecitazioni al loro interno.

Elementi lineari

Gli elementi lineari sono utilizzati per modellare travi e pilastri. Gli stessi presentano un sistema di riferimento locale rispetto al quale sono riportate le componenti di sollecitazione. La convenzione dei segni adottata è riportata nella figura sottostante.

Sollecitazione	Descrizione	Unità di misura
N	Sollecitazione assiale	kN
M_{3-3}	Sollecitazione flettente attorno all'asse locale 3 (Momento flettente nel piano 1-2)	kN m
V_2	Sollecitazione tagliante lungo l'asse locale 2 (Taglio 2)	kN
M_{2-2}	Sollecitazione flettente attorno all'asse locale 2 (Momento flettente nel piano 1-3)	kN m
V_3	Sollecitazione tagliante lungo l'asse locale 3 (Taglio 3)	kN

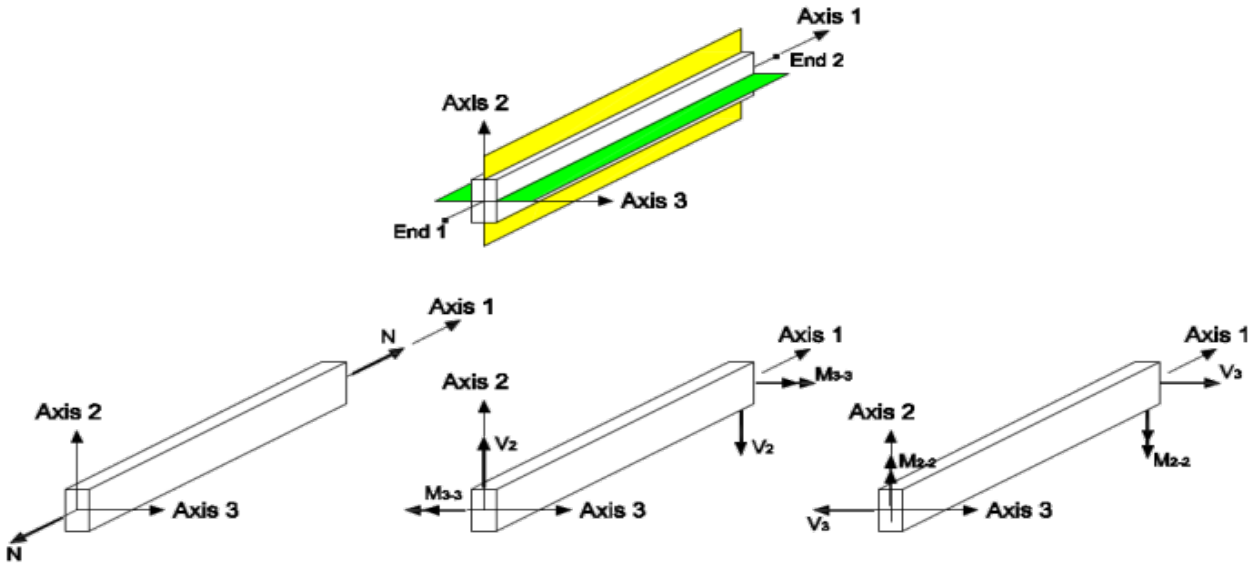


Figura: Convenzioni di segno per gli elementi trave

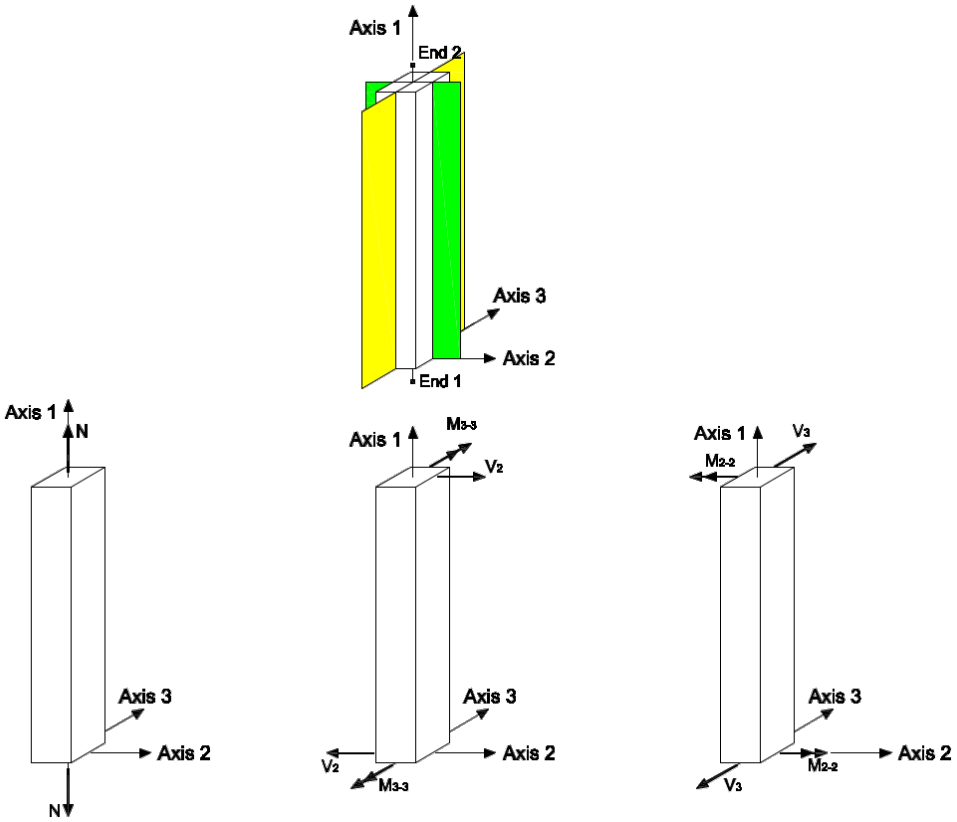


Figura: Convenzioni di segno per gli elementi pilastro

Elementi parete

Le pareti, indipendentemente dalla tipologia, presentano le convenzioni di segno riportate nella figura sottostante.

	Sollecitazione	Descrizione	Unità di misura
Sollecitazioni nel piano (tipo lastra)	**n**	Sollecitazione assiale per unità di lunghezza	kN/m
	m_{3-3}	Sollecitazione flettente per unità di lunghezza attorno all'asse locale 3 (Momento flettente nel piano 1-2)	kNm/m
	v_2	Sollecitazione tagliante per unità di lunghezza lungo l'asse locale 2 (Taglio 2)	kN/m
Sollecitazioni nel piano (tipo piastra)	**m_{2-2}**	Sollecitazione flettente per unità di lunghezza attorno all'asse locale 2 (Momento flettente nel piano 1-3)	kNm/m
	v_3	Sollecitazione tagliante per unità di lunghezza lungo l'asse locale 3 (Taglio 3)	kN/m

	Sollecitazione	Descrizione	Unità di misura
Sollecitazioni nel piano (tipo lastra)	**N**	Sollecitazione assiale risultante	kN
	M_{3-3}	Sollecitazione flettente risultante attorno all'asse locale 3 (Momento flettente nel piano 1-2)	kNm
	V_2	Sollecitazione tagliante risultante lungo l'asse locale 2 (Taglio 2)	kN
Sollecitazioni nel piano (tipo piastra)	**M_{2-2}**	Sollecitazione flettente risultante attorno all'asse locale 2 (Momento flettente nel piano 1-3)	kNm
	V_3	Sollecitazione tagliante risultante lungo l'asse locale 3 (Taglio 3)	kN

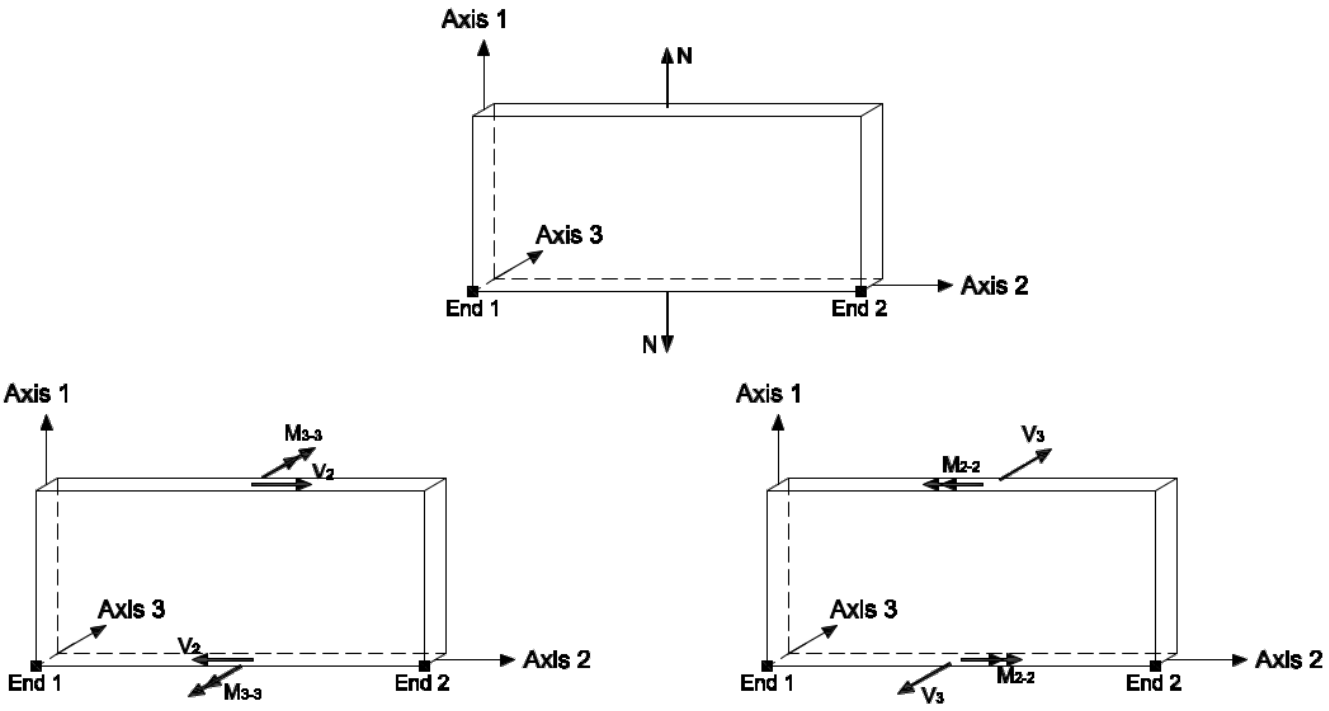


Figura: Convenzioni di segno per le pareti

Azioni e carichi di progetto

Pesi propri dei materiali strutturali

I pesi propri dei materiali strutturali sono riportati nella tabella sottostante in kN/m^3

Descrizione	Peso volumico γ [kN/m^3]
GL 24h	6
C 24	6
OSB/2	8

Azione della neve

Le azioni della neve sono definite al capitolo 3.4 delle Norme Tecniche per le Costruzioni e nella Circolare esplicativa.

Il carico agente in copertura è valutato secondo l'espressione:

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

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.

Valore caratteristico del carico neve al suolo

Il carico 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.

Provincia: Trento

Quota s.l.m.: 193 m

Zona di carico da neve al suolo: Zona I - Alpina

Carico neve al suolo: 1,50 kN/m^2

Classe topografica: Normale

Coefficiente di esposizione: 1

Coefficiente termico: 1

Scivolamento impedito: No

Carico da neve sulla copertura

Il valore del carico da neve agente su ogni copertura viene riportato nella seguente tabella in cui la prima colonna indica il nome del solaio di copertura mentre la seconda indica il valore del relativo carico da neve.

Nome copertura	Carico da neve [kN/m^2]
Solaio 4	1,20
Solaio 6	1,20
Solaio 7	1,20

Azione del vento

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

Dati di progetto

Provincia: Trento

Quota s.l.m.: 193 m

Zona di carico da vento: Zona 1

Classe di rugosità: Classe A

Distanza dalla costa: Entroterra

Categoria di esposizione: V

Velocità base di riferimento

La velocità base di riferimento v_b è il valore 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:

$$v_b = v_{b,0} \cdot c_a$$

$v_{b,0}$ è la velocità base di riferimento al livello del mare, assegnata nella Tab. 3.3.I in funzione della zona in cui sorge la costruzione (Fig. 3.3.1);

c_a è il coefficiente di altitudine fornito dalla relazione:

$$c_a = 1 \qquad \text{per } a_s \leq a_0$$

$$c_a = 1 + k_s \cdot \left(\frac{a_s}{a_0} - 1\right) \qquad \text{per } a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m}$$

dove:

a_0, k_s sono parametri forniti nella Tab. 3.3.I in funzione della zona in cui sorge la costruzione (Fig. 3.3.1);

a_s è l'altitudine sul livello del mare del sito ove sorge la costruzione.

$v_{b,0}$ 25 m/s

a_0 1000 m

Velocità base di riferimento: 25,00 m/s

Velocità di riferimento

La velocità di riferimento v_r è il valore 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 progetto T_R. Tale velocità è definita dalla relazione:

$$v_r = v_b \cdot c_r$$

dove:

v_r è la velocità base di riferimento, di cui sopra;

c_r è il coefficiente di ritorno, funzione del periodo di ritorno di progetto T_R.

In mancanza di specifiche e adeguate indagini statistiche, il coefficiente di ritorno è fornito dalla relazione:

$$c_r = 0{,}75\sqrt{1 - 0{,}2 \cdot \ln\left[-\ln\left(1 - \frac{1}{T_R}\right)\right]}$$

dove T_R è il periodo di ritorno espresso in anni.

T_R 50 anni

c_r 1

Velocità di riferimento: 25,00 m/s

Pressione cinetica di riferimento

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

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

dove

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

ρ è la densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a 1,25 kg/m3.

Si ottiene

q_b 390,63 N/m^2

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 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

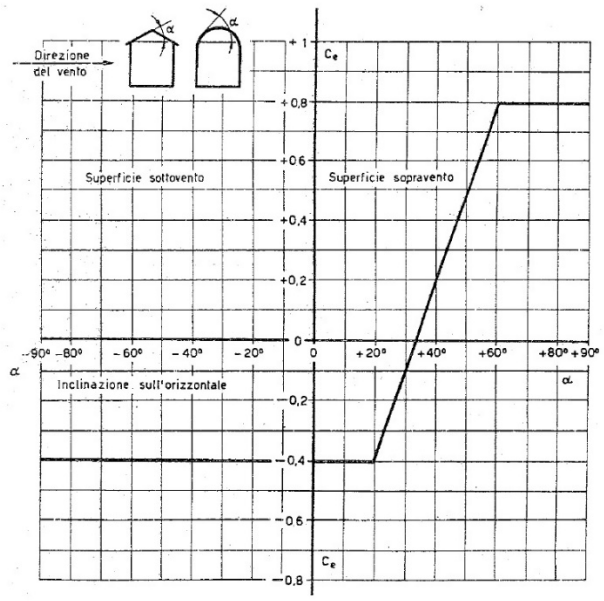


Figura 1: Valori assunti da c_{pe} al variare dell'angolo di inclinazione della superficie.

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	-	-0.4
Falda sopravento 25°	25	-0,26
Falda sopravento 22°	22	-0,33

Tipologia di costruzione	c_{pi}
Stagna	0

Carichi agenti sulle pareti

Nella tabella seguente si riportano i carichi agenti sulle pareti.

Nome carico: Identificativo del carico

Posizione: Posizione della parete: interna od esterna

$g_{1,k}$: Carico dovuto al peso proprio strutturale

$g_{2,k}$: Carico dovuto ai pesi permanenti non strutturali

$q_{,wind,k}$: Carico da vento, sopra o sottovento

Nome parete	Posizione	Nome carico	$g_{1,k}$ [kN/m^2]	$g_{2,k}$ [kN/m^2]	$q_{,wind,k}$ sottovento [kN/m^2]	$q_{,wind,k}$ sopravento [kN/m^2]
Parete 1	Esterno	Carico pareti esterne	0,57	0,6	-0,23	0,46
Parete 7	Esterno	Carico pareti esterne	0,46	0,6	-0,23	0,46
Parete 17	Esterno	Carico pareti esterne	0,62	0,6	-0,23	0,46
Parete 2	Esterno	Carico pareti esterne	0,53	0,6	-0,23	0,46
Parete 3	Esterno	Carico pareti esterne	0,46	0,6	-0,23	0,46
Parete 5	Esterno	Carico pareti esterne	0,53	0,6	-0,23	0,46
Parete 14	Esterno	Carico pareti esterne	0,46	0,6	-0,23	0,46
Parete 6	Esterno	Carico pareti esterne	0,47	0,6	-0,23	0,46
Parete 15	Esterno	Carico pareti esterne	0,44	0,6	-0,23	0,46
Parete 16	Esterno	Carico pareti esterne	0,47	0,6	-0,23	0,46
Parete 20	Esterno	Carico pareti esterne	0,58	0,6	-0,23	0,46
Parete 29	Esterno	Carico pareti esterne	0,47	0,6	-0,23	0,46
Parete 33	Esterno	Carico pareti esterne	0,54	0,6	-0,23	0,46
Parete 36	Esterno	Carico pareti esterne	0,53	0,6	-0,23	0,46
Parete 23	Esterno	Carico pareti esterne	0,43	0,6	-0,23	0,46
Parete 32	Esterno	Carico pareti esterne	0,42	0,6	-0,23	0,46
Parete 35	Esterno	Carico pareti esterne	0,44	0,6	-0,23	0,46
Parete 26	Esterno	Carico pareti esterne	0,54	0,6	-0,23	0,46
Parete 24	Esterno	Carico pareti esterne	0,45	0,6	-0,23	0,46
Parete 21	Esterno	Carico pareti esterne	0,53	0,6	-0,23	0,46
Parete 37	Esterno	Carico pareti esterne	0,47	0,6	-0,23	0,46
Parete 41	Esterno	Carico pareti esterne	0,69	0,6	-0,23	0,46
Parete 31	Esterno	Carico pareti esterne	0,44	0,6	-0,23	0,46
Parete 39	Esterno	Carico pareti esterne	0,48	0,6	-0,23	0,46
Parete 42	Esterno	Carico pareti esterne	0,42	0,6	-0,23	0,46
Parete 43	Esterno	Carico pareti esterne	0,53	0,6	-0,23	0,46
Parete 19	Esterno	Carico pareti esterne	0,53	0,6	-0,23	0,46
Parete 9	Esterno	Carico pareti esterne	0,44	0,6	-0,23	0,46
Parete 27	Esterno	Carico pareti esterne	0,48	0,6	-0,23	0,46
Parete 30	Esterno	Carico pareti esterne	0,52	0,6	-0,23	0,46
Parete 10	Esterno	Carico pareti esterne	0,5	0,6	-0,23	0,46
Parete 12	Esterno	Carico pareti esterne	0,5	0,6	-0,23	0,46
Parete 8	Esterno	Carico pareti esterne	0,44	0,6	-0,23	0,46
Parete 4	Esterno	Carico pareti esterne	0,45	0,6	-0,23	0,46
Parete 28	Esterno	Carico pareti esterne	0,59	0,6	-0,23	0,46
Parete 25	Esterno	Carico pareti esterne	0,59	0,6	-0,23	0,46
Parete 22	Esterno	Carico pareti esterne	0,59	0,6	-0,23	0,46
Parete 40	Esterno	Carico pareti esterne	0,63	0,6	-0,23	0,46
Parete 44	Esterno	Carico pareti esterne	0,61	0,6	-0,23	0,46
Parete 11	Esterno	Carico pareti esterne	0,45	0,6	-0,23	0,46
Parete 13	Esterno	Carico pareti esterne	0,44	0,6	-0,23	0,46
Parete 18	Esterno	Carico pareti esterne	0,44	0,6	-0,23	0,46
Parete 34	Esterno	Carico pareti esterne	0,44	0,6	-0,23	0,46
Parete 38	Esterno	Carico pareti esterne	0,44	0,6	-0,23	0,46

Carichi agenti sui solai

Nella tabella seguente si riportano i valori caratteristici relativi ai carichi agenti sugli impalcati.

Nome carico: Identificativo del carico

Posizione: Posizione dell'impalcato: interno od esterno

Ambiente: Categoria di carico

α: Inclinazione della copertura

$g_{1,k}$: Carico dovuto al peso proprio strutturale

$g_{2,k}$: Carico dovuto ai pesi permanenti non strutturali

$q_{,k}$: Carico variabile

$q_{,snow,k}$: Carico da neve

$q_{,wind,k}$: Carico da vento, sopra o sottovento

Nome solaio	Posizione	α [°]	Nome carico	Ambiente	$g_{1,k}$ [kN/m^2]	$g_{2,k}$ [kN/m^2]	$q_{,k}$ [kN/m^2]	$q_{,snow,k}$ [kN/m^2]	$q_{,wind,k}$ sottovento [kN/m^2]	$q_{,wind,k}$ sopravento [kN/m^2]
Solaio 4	Solaio di copertura	25	Carico solaio copertura	Variabile cat. H1 - Coperture accessibili per sola manutenzione e riparazione	0,21	1,6	0,5	1,2	-0,23	-0,15
Solaio 5	Solaio interno	25	Carico solaio residenziale	Variabile cat. A - Aree per attività domestiche e residenziali	0,21	1,7	2	0	0	0
Solaio 6	Solaio di copertura	22	Carico solaio copertura	Variabile cat. H1 - Coperture accessibili per sola manutenzione e riparazione	0,21	1,6	0,5	1,2	-0,23	-0,19
Solaio 7	Solaio di copertura	22	Carico solaio copertura	Variabile cat. H1 - Coperture accessibili per sola manutenzione e riparazione	0,21	1,6	0,5	1,2	-0,23	-0,19
Solaio 2	Solaio interno	0	Carico solaio residenziale	Variabile cat. A - Aree per attività domestiche e residenziali	0,38	1,7	2	0	0	0
Solaio 1	Solaio interno	0	Carico solaio residenziale	Variabile cat. A - Aree per attività domestiche e residenziali	0,38	1,7	2	0	0	0
Solaio 3	Solaio interno	0	Carico solaio residenziale	Variabile cat. A - Aree per attività domestiche e residenziali	0,38	1,7	2	0	0	0

Carichi lineari

Nella tabella seguente si riportano i valori caratteristici dei carichi lineari**.**

Nome carico: Identificativo del carico

Posizione: Carico interno o di copertura

Ambiente: Categoria di carico

$G_{1,k}$: Carico dovuto al peso proprio strutturale

$G_{2,k}$: Carico dovuto ai pesi permanenti non strutturali

$Q_{,k}$: Carico variabile

$Q_{,snow,k}$: Carico da neve

$Q_{,wind,k}$: Carico da vento, sopra o sottovento

Nome elemento	Posizione	Nome carico	Ambiente	$G_{1,k}$ [kN/m]	$G_{2,k}$ [kN/m]	$Q_{,k}$ [kN/m]	$Q_{,snow,k}$ [kN/m]	$Q_{,wind,k}$ sottovento [kN/m]	$Q_{,wind,k}$ sopravento [kN/m]
Trave 1	Carico interno	Carico solo permanente	-	0,29	0	-	0	0	0
Trave 2	Carico interno	Carico solo permanente	-	0,29	0	-	0	0	0

... omissis ...

Azione sismica

L'azione sismica è stata valutata sulla base delle NTC. Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR}, come definite al punto § 3.2.1 NTC. GIi spettri sono calcolati 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^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale

I principali parametri che riguardano la struttura in analisi, nonché i parametri sismici della zona oggetto dell'intervento, sono riassunti di seguito con riferimento ai diversi stati limite.

Tipo di costruzione: Opere ordinarie

Vita nominale: 50

Classe d'uso: Classe II - § 2.4.2 Costruzione il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali

Coefficiente d'uso C_u: 1

Periodo di riferimento ($V_R = V_N \cdot C_U$): 50

Stati Limite	P_{VR}	T_R [anni]	a_g [g]	F0	TC*
SLO – Stato Limite di operatività	81%	30	0,028	2,51	0,20
SLD – Stato Limite di danno	63%	50	0,034	2,54	0,22
SLV – Stato Limite di Salvaguardia Vita	10%	475	0,076	2,65	0,32
SLC – Stato Limite di Collasso	5%	975	0,095	2,68	0,34

È necessario tenere conto delle condizioni stratigrafiche del volume di terreno interessato dall'opera ed anche delle condizioni topografiche, poiché entrambi questi fattori concorrono a modificare l'azione sismica in superficie rispetto a quella attesa su un sito rigido con superficie orizzontale. Tali modifiche, in ampiezza, durata e contenuto in frequenza, sono il risultato della risposta sismica locale.

Si riportano di seguito i parametri relativi al sito che incidono sulla risposta sismica locale.

Categoria di sottosuolo: B - Tab. 3.2.II Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs,30 compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero NSPT,30 > 50 nei terreni a grana grossa e cu,30 > 250 kPa nei terreni a grana fina)

Categoria topografica: T1 - Tab. 3.2.IV Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media i ≤ 15°

Coefficiente di amplificazione topografica S_T: 1,000

Nella seguente tabella vengono riassunti i parametri spettrali utilizzati nel calcolo dell'azione sismica locale.

Stati Limite	S_S	C_C	S	T_B [s]	T_C [s]	T_D [s]
SLO – Stato Limite di operatività	1,20	1,52	1,20	0,10	0,30	1,71
SLD – Stato Limite di danno	1,20	1,49	1,20	0,11	0,33	1,74
SLV – Stato Limite di Salvaguardia Vita	1,20	1,38	1,20	0,15	0,44	1,90
SLC – Stato Limite di Collasso	1,20	1,37	1,20	0,15	0,46	1,98

Essendo

S il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche

S_S il coefficiente di amplificazione stratigrafica

C_C un coefficiente funzione della categoria di sottosuolo

T_C il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro

T_B il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante

T_D il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro

Spettri di risposta elastici

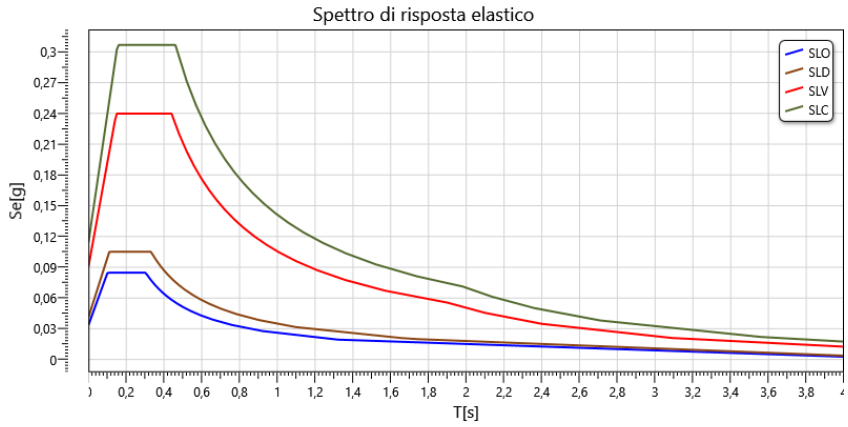
Si riportano sotto gli spettri di risposta elastici in forma grafica valutati con i seguenti valori dei parametri η e ξ

η 1,00

ξ 5%

Il fattore η tiene conto delle capacità dissipative delle costruzioni alterando lo spettro di risposta assunto a riferimento, per il quale η=1, definito come lo spettro elastico con smorzamento viscoso convenzionale ξ = 5%. La relazione 3.2.4 NTC '18 può essere utilizzata per costruzioni che non

subiscono significativi danneggiamenti e nel campo di smorzamenti convenzionali compresi tra i valori ξ = 5% e ξ = 28%.



Spettri di risposta di progetto per gli Stati Limite Ultimi e per lo Stato Limite di Danno

Ai fini del progetto e della verifica delle strutture le capacità dissipative delle stesse sono messe in conto attraverso una riduzione delle forze elastiche sollecitanti. Tale riduzione permette di considerare, in modo semplificato, la capacità dissipativa anelastica della struttura, la sua sovra-resistenza, nonché l'incremento del suo periodo proprio causato delle plasticizzazioni localizzate, così come descritto nelle NTC.

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ utilizzato nelle verifiche viene determinato riducendo lo spettro elastico corrispondente riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} considerata (v. §§ 2.4 e 3.2.1 NTC). In particolare si sostituisce nelle formule 3.2.2 NTC il termine η con 1/q, dove q è il fattore di struttura.

Il fattore di struttura relativo allo SLV è calcolato tramite la seguente espressione:

$$q = q_0 \cdot K_R$$

Il fattore q_0 dipende dal livello di duttilità attesa, dalla tipologia strutturale e dal rapporto α_u/α_1 tra il valore dell'azione sismica per il quale si verifica la formazione di un numero di cerniere plastiche tali da rendere la struttura labile e quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione a flessione. K_R è un fattore riduttivo che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione.

Per le strutture a comportamento strutturale non dissipativo si adotta un fattore di comportamento q_{ND}, ridotto rispetto al valore minimo relativo alla CD"B" (v. Tab. 7.3.II NTC) secondo l'espressione:

$$1 \leq q_{ND} = \frac{2}{3} q_{CD"B"} \leq 1{,}5$$

Si riportano di seguito i parametri relativi alle principali caratteristiche dell'edificio:

Regolarità in altezza: Si

Coefficiente di regolarità in altezza K_R: 1,0

Classe di duttilità: Non dissipativa

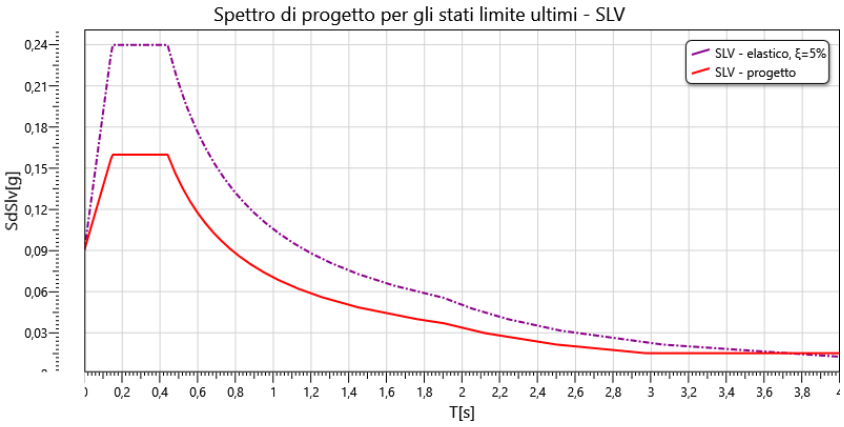
Tipologia strutturale: Struttura non dissipativa - Pannelli di parete chiodati: q0 (CD"B") = 3
Tab. 7.3.II Pannelli di parete a telaio leggero chiodati con diaframmi chiodati, collegati mediante chiodi, viti e bulloni

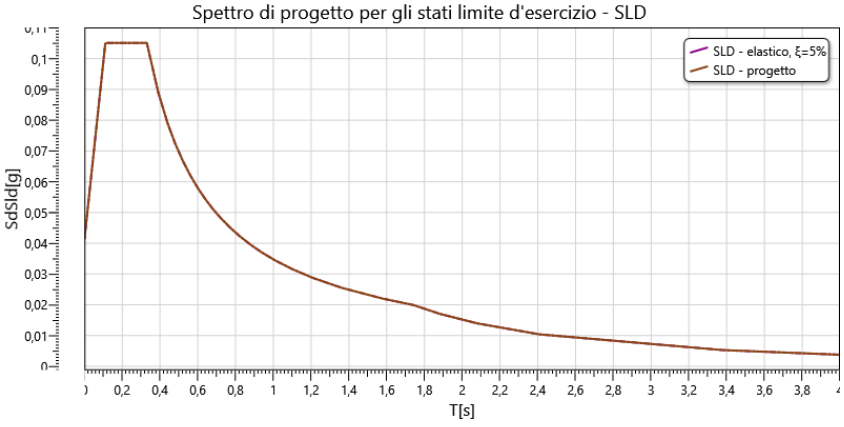
Valore base del fattore di comportamento q_0: 1,50

Fattore di struttura q relativo allo SLV: 1,50

Fattore di struttura q relativo allo SLD: 1,00

Gli spettri elastico e di progetto allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita e allo Stato Limite di Danno sono rappresentati sotto.





Sezioni degli elementi strutturali

Pareti a Telaio

Caratteristiche geometriche telaio

t: *spessore telaio*

h_b: *altezza traversi*

$b_{s,int}$: *Base montante interno*

$b_{s,ext}$: *Base montante esterno*

i_m: *interasse medio*

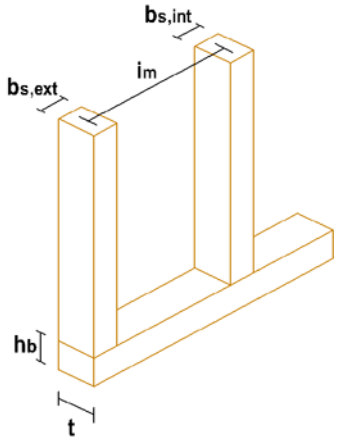


Figura: Grandezze geometriche relative al telaio delle pareti intelaiate

Caratteristiche geometriche rivestimento

b_s: *Base foglio rivestimento*

$s_{c,b}$: *Spaziatura connettori bordo*

$s_{c,i}$: *Spaziatura connettori interni*

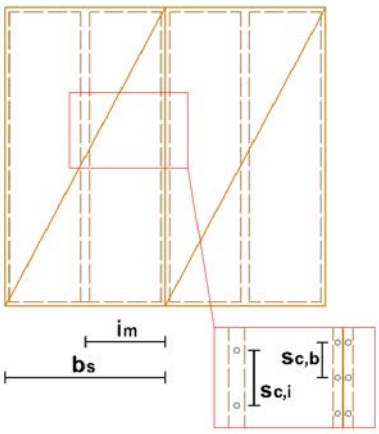


Figura: Dettaglio relativo alla spaziatura della chiodatura delle pareti intelaiate

Nella prima delle seguenti tabelle si riportano le caratteristiche del telaio di ogni parete, mentre nella seconda si riportano le caratteristiche del relativo rivestimento.

Nome Sezione	N lati fogli di rivestimento	Materiale	Spessore telaio t [mm]	Altezza traversi h_b [mm]	Base montante interno $b_{s,int}$ [mm]	Base montante esterno $b_{s,ext}$ [mm]	Interasse medio i_m [mm]
Telaio OSB - 2 LATI- PT	2	C 24	160	100	100	120	625
Telaio OSB - 2 LATI	2	C 24	160	100	100	120	625

Nome Sezione	Lato	Materiale	Spes. foglio rivestimento t_s [mm]	Base foglio rivestimento b_s [mm]	Connettore pannello-telaio	Spaziatura connettori $S_{c,b}$ [mm]	Spaziatura connettori $S_{c,i}$ [mm]
Telaio OSB - 2 LATI- PT	1	OSB/2	12,5	1250	RING HH6 2,8/3,1 X 65	70	140
Telaio OSB - 2 LATI- PT	2	OSB/2	12,5	1250	RING HH6 2,8/3,1 X 65	70	140
Telaio OSB - 2 LATI	1	OSB/2	12,5	1250	RING HH6 2,8/3,1 X 65	100	200
Telaio OSB - 2 LATI	2	OSB/2	12,5	1250	RING HH6 2,8/3,1 X 65	100	200

Solai a travetti

Caratteristiche geometriche solaio

h_b: *Altezza travetti*

b_b: *Base travetti*

i_b: *Interasse travetti*

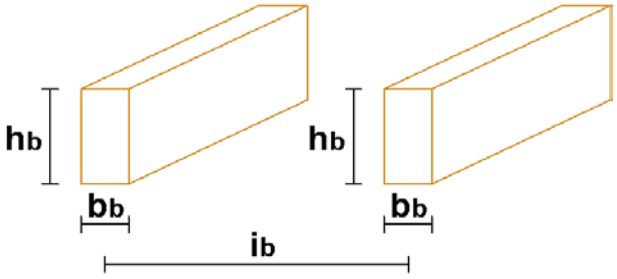


Figura: Grandezze geometriche relative al solaio a travetti

Nella seguente tabella si riportano le caratteristiche relative ai solai a travetti.

Nome Sezione	Materiale	Altezza travetti h_b [mm]	Base travetti b_b [mm]	Interasse travetti i_b [mm]
Copertura travetti 160x320	GL 24h	240	100	700
Solaio a travetti 160x240	GL 24h	240	160	600

Sezioni Legno

Nella tabella seguente si riportano le caratteristiche delle sezioni in legno

Nome Sezione	Materiale	Base b [mm]	Altezza h [mm]	Area A [mm^2]	$J_{y\text{-}y}$ [mm^4]	$J_{z\text{-}z}$ [mm^4]
Sezione 200x240 GL 24h	GL 24h	200	240	48000	2,30E8	1,60E8
Sezione 200x440 GL 24h	GL 24h	200	440	88000	1,42E9	2,93E8
Copia di Sezione 200x520 GL 24h	GL 24h	200	520	104000	2,34E9	3,47E8

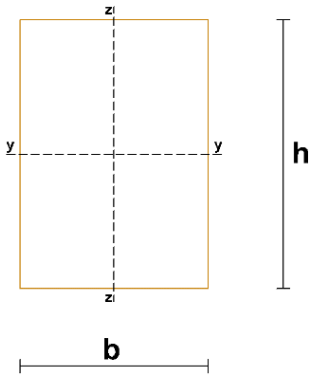


Figura: Grandezze geometriche relative alle sezioni in legno

Connessioni

Ogni parete della struttura è vincolata alla base utilizzando sia elementi preposti all'assorbimento delle sollecitazioni di trazione (ancoraggi a trazione), sia elementi necessari per il trasferimento della sollecitazione tagliante (ancoraggi a taglio). Nelle tabelle riportate sotto si riassumono le connessioni utilizzate nella struttura differenziando a seconda del tipo di ancoraggio.

Hold Down

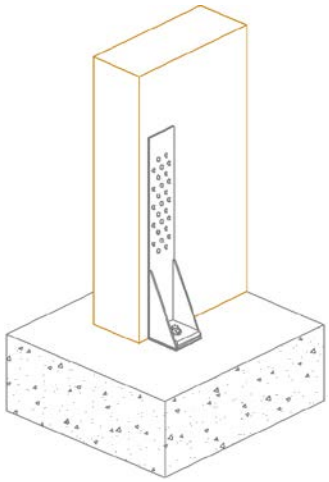


Figura: Dettaglio dell'hold-down in un collegamento di base

Nome connessione	Posizione ancoraggio	Produttore	Descr.	N° connett.	Tipologia di connett.	Tassello	Tipologia di ancorante	Profondità di ancoraggio [mm]	N° ancoraggi estremità di parete
Base - hold down - angolari1	Base	Rotho Blass	WHT 440	20	Chiodi Anker 4,0 X 40	M16 5.8	Resina vinilestere ETA-09/0078	160	1
Base - hold down - angolari2	Base	Rotho Blass	WHT 440	20	Chiodi Anker 4,0 X 40	M16 5.8	Resina vinilestere ETA-09/0078	160	1
Base - hold down - angolari3	Base	Rotho Blass	WHT 440	20	Chiodi Anker 4,0 X 40	M16 5.8	Resina vinilestere ETA-09/0078	160	2

Angolari Legno-Calcestruzzo

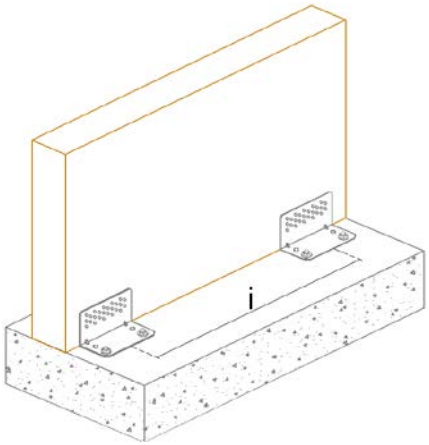


Figura: Dettaglio del sistema di angolari resistenti a taglio in un collegamento alla base legno-calcestruzzo

Nome connessione	Posizione ancoraggio	Produttore	Descr.	N° connettori lato legno	Tipologia di connettore	N° Tasselli	Tasselli	Tipologia di ancorante	Numero lati	Interasse ancoraggi i [mm]
Base - hold down - angolari1	Base	Rotho Blaas	Titan TCN 200	30	Chiodi Anker 4,0 X 60	2	M12 5.8	Resina vinilestere ETA-09/0078	1	1000
Base - hold down - angolari2	Base	Rotho Blaas	Titan TCN 200	30	Chiodi Anker 4,0 X 60	2	M12 5.8	Resina vinilestere ETA-09/0078	1	1500

Doppio Hold Down

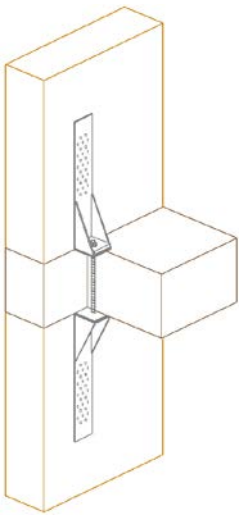


Figura: Dettaglio dell'hold-down in un collegamento di interpiano

Nome connessione	Posizione ancoraggio	Produttore	Descr.	N° connett.	Tipologia di connett.	Bullone	N° ancoraggi estremità di parete
Interpiano - doppio hold down - piastra forata1	Interpiano	Rotho Blass	WHT 440	30	Chiodi Anker 4,0 X 60	M16 5.8	1
Interpiano - doppio hold down - piastra forata2	Interpiano	Rotho Blass	WHT 440	30	Chiodi Anker 4,0 X 60	M16 5.8	1

Interpiano - doppio hold down - piastra forata3	Interpiano	Rotho Blass	WHT 440	30	Chiodi Anker 4,0 X 60	M16 5.8	1
Interpiano - doppio hold down - piastra forata4	Interpiano	Rotho Blass	WHT 440	30	Chiodi Anker 4,0 X 60	M16 5.8	1
Interpiano - doppio hold down - piastra forata5	Interpiano	Rotho Blass	WHT 440	30	Chiodi Anker 4,0 X 60	M16 5.8	1

Piastre/Nastri forati a taglio

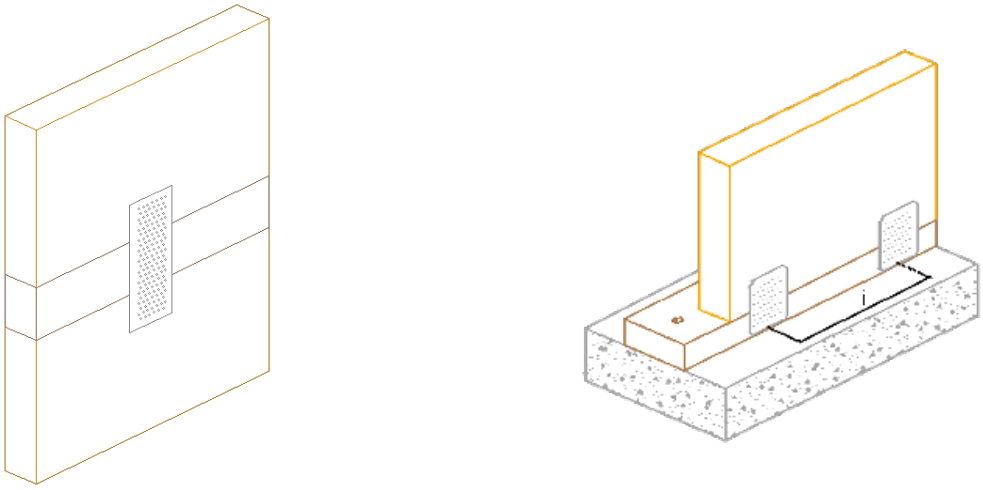


Figura: Dettaglio di una piastra forata resistente a taglio in un collegamento di interpiano e di base

Nome connessione	Posizione ancoraggio	Produtt.	Descr.	Larghezza [mm]	Lunghezz [mm]	Spessore [mm]	Tipologia di acciaio	N° connettori per estremità	Tipologia di connett.	Interasse ancoraggi i [mm]
Interpiano - doppio hold down - piastra forata1	Interpiano	Rotho Blaas	Piastra forata 200x300 sp. 2 mm	200	300	2	S250	12	ANKER 4,0 x 60	1000
Interpiano - doppio hold down - piastra forata2	Interpiano	Rotho Blaas	Piastra forata 200x300 sp. 2 mm	200	300	2	S250	12	ANKER 4,0 x 60	1500
Interpiano - doppio hold down - piastra forata3	Interpiano	Rotho Blaas	Piastra forata 200x300 sp. 2 mm	200	300	2	S250	12	ANKER 4,0 x 60	1250
Interpiano - doppio hold down - piastra forata4	Interpiano	Rotho Blaas	Piastra forata 200x300 sp. 2 mm	200	300	2	S250	12	ANKER 4,0 x 60	2000
Interpiano - doppio hold down - piastra forata5	Interpiano	Rotho Blaas	Piastra forata 200x300 sp. 2 mm	200	300	2	S250	12	ANKER 4,0 x 60	1750

Combinazioni delle azioni

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

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

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_Q \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \cdots$$

Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \cdots$$

essendo:

G_1 i carichi permanenti strutturali

G_2 il peso proprio degli elementi non strutturali

Q_1 il valore caratteristico dell'azione variabile ritenuta principale

Q_{ki} il valore caratteristico della i-esima azione variabile

per quanto riguarda invece i coefficienti:

γ_{G1} è il coefficiente parziale per i carichi permanenti strutturali

γ_{G2} è il coefficiente parziale per i carichi permanenti non strutturali

Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi sia ben definita in fase di progetto, per essi si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Si riportano i valori dei coefficienti di combinazione utilizzati relativamente ai diversi carchi agenti.

Nome carico	Descrizione	Durata	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Q cat.A	Variabile cat A: Ambienti ad uso residenziale	Media	0,7	0,5	0,3
Q cat.B	Variabile cat B: Uffici	Media	0,7	0,5	0,3
Q cat.C	Variabile cat C: Ambienti suscettibili di affollamento	Media	0,7	0,7	0,6

Q cat.D	Variabile cat D: Ambienti ad uso commerciale	Media	0,7	0,7	0,6
Q cat.E	Variabile cat E: Aree per immagazzinamento e uso commerciale ed uso industriale	Lunga	1	0,9	0,8
Q cat.F	Variabile cat F: Rimesse, aree per traffico, parcheggio e sosta (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	Lunga	0,7	0,7	0,6
Q cat.G	Variabile cat G: Aree per traffico e parcheggio (per autoveicoli di peso > 30 kN e <160 kN)	Lunga	0,7	0,5	0,3
Q cat.H	Variabile cat H: Coperture accessibili per sola manutenzione e riparazione	Media	0	0	0
Q cat.I-A	Variabile cat. I-A: Coperture praticabili di ambienti di categoria A	Media	0,7	0,5	0,3
Q cat.I-B	Variabile cat I-B: Coperture praticabili di ambienti di categoria B	Media	0,7	0,5	0,3
Q cat.I-C	Variabile cat I-C: Coperture praticabili di ambienti di categoria C	Media	0,7	0,7	0,6
Q cat.I-D	Variabile cat I-D: Coperture praticabili di ambienti di categoria D	Media	0,7	0,7	0,6
Q cat.I-E	Variabile cat I-E: Aree per immagazzinamento e uso commerciale ed uso industriale	Media	1	0,9	0,8
Vento orto	Pressione del vento	Istantanea	0,6	0,2	0
Neve	Carico da neve (a quota <= 1000 m s.l.m.)	Breve	0,5	0,2	0
Neve	Carico da neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	Media	0,7	0,5	0,2

Combinazioni di carico utilizzate

Combinazioni SLU verticali

Nella seguente tabella si riportano le combinazioni di carico SLU significative per le verifiche in condizioni di carico verticale. I valori dei coefficienti riportati corrispondono al prodotto dei coefficienti parziali di sicurezza γ_j per gli eventuali coefficienti di combinazione ψ_{0j}.

L'azione del vento, che contribuisce a sollecitare le pareti, è schematizzata con un carico uniforme ortogonale a ciascuna delle pareti esterne.

Nome	Durata	G1	G2	Q cat.A	Q cat.H	Neve	Vento orto	Vento X	Vento Y	Dinamica SLV X	Dinamica SLV Y	Dinamica SLD X	Dinamica SLD Y
SLU 1	Permanente	1	0,8	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SLU 2	Media	1	0,8	1,5	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SLU 3	Breve	1	0,8	1,5	0	0,75	0	0	0	0	0	0	0
SLU 4	Istantanea	1	0,8	1,5	0	0	0,9	0	0	0	0	0	0
SLU 5	Istantanea	1	0,8	1,5	0	0,75	0,9	0	0	0	0	0	0

Combinazioni SLU orizzontali

Nella seguente tabella si riportano le combinazioni di carico SLU significative per le verifiche in condizioni di carico orizzontale. I valori dei coefficienti riportati corrispondono al prodotto dei coefficienti parziali di sicurezza γ_j per gli eventuali coefficienti di combinazione ψ_{0j}.

L'azione del vento è considerata agire separatamente nelle direzioni x, -x, y, -y.

Nome	Durata	G1	G2	Q cat.A	Q cat.H	Neve	Vento orto	Vento X	Vento Y	Dinamica SLV X	Dinamica SLV Y	Dinamica SLD X	Dinamica SLD Y
SLU orizzontale 1	Istantanea	1	0,8	0	0	0	0	1,5	0	0	0	0	0
SLU orizzontale 2	Istantanea	1	0,8	0	0	0	0	0	1,5	0	0	0	0
SLU orizzontale 3	Istantanea	1	0,8	0	0	0	0	-1,5	0	0	0	0	0
SLU orizzontale 4	Istantanea	1	0,8	0	0	0	0	0	-1,5	0	0	0	0
SLU orizzontale 5	Istantanea	1,3	1,5	1,05	0	0,75	0	1,5	0	0	0	0	0
SLU orizzontale 6	Istantanea	1,3	1,5	1,05	0	0,75	0	0	1,5	0	0	0	0
SLU orizzontale 7	Istantanea	1,3	1,5	1,05	0	0,75	0	-1,5	0	0	0	0	0
SLU orizzontale 8	Istantanea	1,3	1,5	1,05	0	0,75	0	0	-1,5	0	0	0	0

... omissis ...

Combinazioni SLE rare

Nella seguente tabella si riportano le combinazioni di carico SLE rare.

Nome	Durata	G1	G2	Q cat.A	Q cat.H	Neve	Vento orto	Vento X	Vento Y	Dinamica SLV X	Dinamica SLV Y	Dinamica SLD X	Dinamica SLD Y
SLE rara 1	Permanente	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SLE rara 2	Media	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SLE rara 3	Breve	1	1	1	0	0,5	0	0	0	0	0	0	0
SLE rara 4	Istantanea	1	1	1	0	0	0,6	0	0	0	0	0	0

... omissis ...

Combinazioni sismiche

Nelle verifiche sismiche si utilizzano le combinazioni di carico proposte dalle NTC. Se la risposta viene valutata mediante analisi statica o dinamica in campo lineare, essa può essere calcolata separatamente per ciascuna delle tre componenti. Gli effetti sulla struttura (sollecitazioni, deformazioni, spostamenti, ecc.) sono combinati successivamente, applicando la seguente espressione:

$$1{,}00 \cdot E_x + 0{,}3 \cdot E_y$$

con rotazione dei coefficienti moltiplicativi e conseguente individuazione degli effetti più gravosi.

Combinazioni per lo stato limite di danno (SLD)

Nome	Durata	G1	G2	Q cat.A	Q cat.H	Neve	Vento orto	Vento X	Vento Y	Dinamica SLV X	Dinamica SLV Y	Dinamica SLD X	Dinamica SLD Y
Dinamica SLD 1 ex+ ey+	Istantanea	1	1	0,3	0	0	0	0	0	0	0	1	0,3
Dinamica SLD 1 ex+ ey-	Istantanea	1	1	0,3	0	0	0	0	0	0	0	1	0,3
Dinamica SLD 1 ex- ey+	Istantanea	1	1	0,3	0	0	0	0	0	0	0	1	0,3

... omissis ...

Combinazioni per lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV)

Nome	Durata	G1	G2	Q cat.A	Q cat.H	Neve	Vento orto	Vento X	Vento Y	Dinamica SLV X	Dinamica SLV Y	Dinamica SLD X	Dinamica SLD Y
Dinamica SLV 1 ex+ ey+	Istantanea	1	1	0,3	0	0	0	0	0	1	0,3	0	0
Dinamica SLV 1 ex+ ey-	Istantanea	1	1	0,3	0	0	0	0	0	1	0,3	0	0
Dinamica SLV 1 ex- ey+	Istantanea	1	1	0,3	0	0	0	0	0	1	0,3	0	0
Dinamica SLV 1 ex- ey-	Istantanea	1	1	0,3	0	0	0	0	0	1	0,3	0	0

... omissis ...

Azioni orizzontali

Analisi modale

L'analisi modale porta alla determinazione dei modi di vibrare della struttura, che forniscono importanti informazioni sul comportamento sismico dell'edificio e sono alla base dell'analisi dinamica lineare.

La determinazione dei modi di vibrare implica la risoluzione del problema agli autovalori generalizzato:

$$[\boldsymbol{K} - \boldsymbol{\Omega}^2 \boldsymbol{M}]\boldsymbol{\Phi} = \boldsymbol{0}$$

dove $\boldsymbol{K}$ è la matrice di rigidezza, $\boldsymbol{M}$ la matrice delle masse, $\boldsymbol{\Omega}^2$ è la matrice diagonale degli autovalori e $\boldsymbol{\Phi}$ è la matrice dei corrispondenti autovettori o modi di vibrare (massa normalizzati); le

masse sismiche dei singoli piani sono calcolate sulla base della seguente combinazione dei carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} \cdot Q_{kj}$$

Il singolo autovalore, ricavato dalla soluzione del problema agli autovalori generalizzato, è pari al quadrato della pulsazione angolare $\boldsymbol{\omega}$ legata al periodo, *T*, e la frequenza, *f*, secondo le relazioni:

$$T = \frac{1}{f} \text{ e } f = \frac{\omega}{2\pi}$$

A ciascun modo *i-esimo* è associata una massa partecipante nelle due direzioni principali X e Y e attorno all'asse verticale Z pari a:

$$M_x^i = \frac{m_x^i}{\sum m_{x,j}} \ [\%]$$

$$M_y^i = \frac{m_y^i}{\sum m_{y,j}} \ [\%]$$

$$M_z^i = \frac{m_z^i}{\sum I_{z,j}} \ [\%]$$

dove:

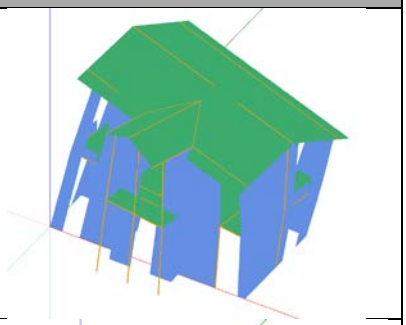
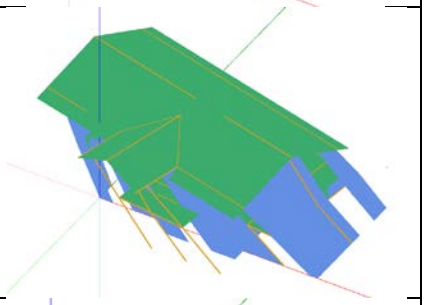
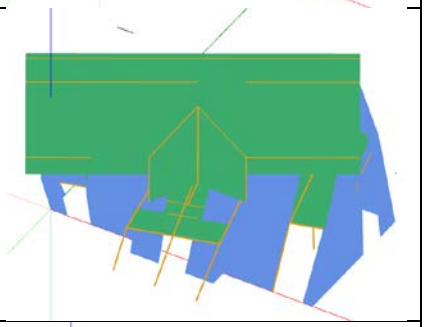
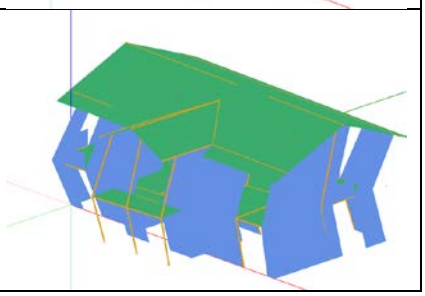
$$m_x^i = \frac{\left(\left[\boldsymbol{\Phi^i}\right]^T \boldsymbol{M}\, \boldsymbol{R_x}\right)^2}{[\boldsymbol{\Phi^i}]^T \boldsymbol{M}\, \boldsymbol{\Phi^i}}$$

$$m_y^i = \frac{\left(\left[\boldsymbol{\Phi^i}\right]^T \boldsymbol{M}\, \boldsymbol{R_y}\right)^2}{[\boldsymbol{\Phi^i}]^T \boldsymbol{M}\, \boldsymbol{\Phi^i}}$$

$$m_z^i = \frac{\left(\left[\boldsymbol{\Phi^i}\right]^T \boldsymbol{M}\, \boldsymbol{R_z}\right)^2}{[\boldsymbol{\Phi^i}]^T \boldsymbol{M}\, \boldsymbol{\Phi^i}}$$

e in cui $\sum m_{x,j}$, $\sum m_{y,j}$ e $\sum I_{z,j}$ rappresentano la somma delle masse agenti in direzione X e Y e delle masse polari di tutti i *j-esimi* gradi di libertà non vincolati della struttura.

Modo di vibrare	Periodo [s]	Frequenza [Hz]	M_X [%]	Somma M_X [%]	M_Y [%]	Somma M_Y [%]	M_Z [%]	Somma M_Z [%]
Modo 1	0,40	2,49	2,73	2,73	80,40	80,40	5,36	5,36
Modo 2	0,36	2,75	69,66	72,39	6,55	86,96	14,08	19,44
Modo 3	0,30	3,33	18,70	91,09	2,30	89,26	69,04	88,48
Modo 4	0,17	5,72	0,18	91,27	10,11	99,36	1,28	89,76
Modo 5	0,16	6,42	7,08	98,35	0,48	99,85	2,20	91,95
Modo 6	0,13	7,76	1,65	100,00	0,15	100,00	8,05	100,00

Modo di vibrare	Periodo [s]	Deformata modale
Modo 1	**0,40**	
Modo 2	0,36	
Modo 3	0,30	
Modo 4	0,17	

Analisi dinamica lineare

L'analisi dinamica lineare consiste:

- nel calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare ricavato dall'analisi modale;
- nella combinazione di questi effetti.

Il calcolo degli effetti dell'azione sismica si basa sull'applicazione delle forze esterne equivalenti alla struttura secondo la formulazione seguente:

$$\boldsymbol{F_x^i} = \Gamma_x^i S_d(T_i) \boldsymbol{M \Phi^i}$$

e

$$\boldsymbol{F_y^i} = \Gamma_y^i S_d(T_i) \boldsymbol{M \Phi^i}$$

dove:

$\boldsymbol{F_x^i}$ e $\boldsymbol{F_y^i}$ sono le forze esterne riferite all'*i-esimo* modo di vibrare e dovute all'azione sismica agente rispettivamente lungo X e lungo Y

$S_d(T_i)$ è l'ordinata dello spettro di progetto corrispondente al periodo *i-esimo*

$\boldsymbol{\Phi^i}$ è il modo di vibrare *i-esimo*

Γ_x^i *e* Γ_y^i sono i coefficienti di partecipazione dell'*i-esimo* modo di vibrare definiti come:

$$\Gamma_x^i = \frac{\left[\boldsymbol{\Phi^i}\right]^{\boldsymbol{T}} \boldsymbol{M R_x}}{\left[\boldsymbol{\Phi^i}\right]^{\boldsymbol{T}} \boldsymbol{M \Phi^i}} \text{ e } \Gamma_y^i = \frac{\left[\boldsymbol{\Phi^i}\right]^{\boldsymbol{T}} \boldsymbol{M R_y}}{\left[\boldsymbol{\Phi^i}\right]^{\boldsymbol{T}} \boldsymbol{M \Phi^i}}$$

La combinazione degli effetti relativi ai singoli modi è eseguita utilizzando una combinazione quadratica completa degli effetti relativi a ciascun modo, così come definita nell'espressione seguente:

$$E = \left(\sum_j \sum_i \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j \right)^{1/2}$$

con:

E_j valore dell'effetto relativo al modo j;

ρ_{ij} coefficiente di correlazione tra il modo i e il modo j, calcolato con la formula:

$$\rho_{ij} = \frac{8\,\xi^2 \beta_{ij}^{3/2}}{(1+\beta_{ij})\left[(1-\beta_{ij})\right]}$$

ξ smorzamento viscoso dei modi i e j;

β_{ij} è il rapporto tra l'inverso dei periodi di ciascuna coppia i-j di modi ($\beta_{ij} = T_j/T_i$).

Nella tabella seguente si riportano le proprietà degli impalcati della struttura.

Impalcato	Quota del baricentro dell'impalcato rispetto al piano di imposta [m]	xG,sisma [m]	yG,sisma [m]	Massa i [kg]
1	3,20	7,75	3,74	59004
2	6,69	7,63	3,63	48221

In tabella sono riportati, per ciascun modo di vibrare, il periodo corrispondente e l'ordinata spettrale agli Stati Limite di Salvaguardia della Vita e agli Stati Limite di Danno.

Modo di vibrare	Periodo [s]	Ordinata spettro SLV [g]	Ordinata spettro SLD [g]
Modo 1	0,40	0,16	0,09
Modo 2	0,35	0,16	0,10
Modo 3	0,32	0,16	0,11

Modo 4	0,17	0,16	0,11
Modo 5	0,15	0,16	0,11
Modo 6	0,13	0,15	0,11

Vento

Nella tabella seguente si riportano le risultanti dovute all'azione del vento nelle due direzioni principali e le coordinate dei rispettivi punti di applicazione.

Impalcato	Quota rispetto al piano di riferimento [m]	xG,vento [m]	yG,vento [m]	Fx [kN]	Fy [kN]
1	3,20	7,90	2,80	22,90	32,90
2	6,69	7,65	2,76	14,59	19,53

Sollecitazioni

Nel presente capitolo si riportano in forma tabellare le sollecitazioni sugli elementi strutturali e sulle relative connessioni causate dai diversi carichi agenti. Si riportano inoltre i valori degli spostamenti di interpiano conseguenti all'applicazione dei suddetti carichi.

Pareti

Nome parete: Identificativo della parete

N: Azione assiale totale

V2: Sollecitazione tagliante (agente nel piano)

V3: Sollecitazione tagliante (agente fuori piano)

M2-2: Sollecitazione flettente (agente fuori piano)

M3-3: Sollecitazione flettente (agente nel piano)

Va: Sollecitazione tagliante sul singolo ancoraggio

Ta: Sollecitazione di trazione sul singolo ancoraggio

dr: Spostamento relativo di interpiano della parete

Carico	Nome parete	N [kN]	V2 [kN]	V3 [kN]	M2-2 [kNm]	M3-3 [kNm]	Va [kN]	Ta [kN]	dr [mm]
G1	Parete 1	7,40	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
G1	Parete 7	16,70	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
G1	Parete 17	4,10	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	N/D
... omissis ...									
G2	Parete 1	21,20	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
G2	Parete 7	45,31	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Q cat.A	Parete 1	5,29	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Q cat.A	Parete 7	16,76	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Q cat.A	Parete 17	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	N/D
Q cat.A	Parete 2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Q cat.A	Parete 3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Q cat.A	Parete 5	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Q cat.A	Parete 14	15,79	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Q cat.A	Parete 6	10,01	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
... omissis ...									
Dinamica SLV X	Parete 39	0,00	6,19	0,00	0,00	17,34	0,00	0,00	2,40
Dinamica SLV X	Parete 42	0,00	4,99	0,00	0,00	18,74	0,00	0,00	0,99
Dinamica SLV X	Parete 43	0,00	1,23	0,00	0,00	3,85	0,00	0,00	0,99
Dinamica SLV X	Parete 19	0,00	1,61	0,00	0,00	8,91	0,00	0,00	0,94
Dinamica SLV X	Parete 9	0,00	2,67	0,00	0,00	17,06	0,00	0,00	0,43
Dinamica SLV X	Parete 27	0,00	6,19	0,00	0,00	17,34	0,00	0,00	2,40
Dinamica SLV X	Parete 30	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	N/D
Dinamica SLV X	Parete 10	0,00	7,20	0,00	0,00	35,12	0,00	0,00	3,52
Dinamica SLV X	Parete 12	0,00	7,20	0,00	0,00	35,07	0,00	0,00	3,52
Dinamica SLV X	Parete 8	0,00	28,63	0,00	0,00	147,33	0,00	0,00	3,08
Dinamica SLV X	Parete 4	0,00	13,54	0,00	0,00	68,29	0,00	0,00	3,08
Dinamica SLV X	Parete 28	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	N/D
Dinamica SLV X	Parete 25	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	N/D
Dinamica SLV X	Parete 22	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	N/D
Dinamica SLV X	Parete 40	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	N/D
Dinamica SLV X	Parete 44	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	N/D
Dinamica SLV X	Parete 11	0,00	0,76	0,00	0,00	5,27	0,00	0,00	0,11
Dinamica SLV X	Parete 13	0,00	1,46	0,00	0,00	7,61	0,00	0,00	0,24

Dinamica SLV X	Parete 18	0,00	8,61	0,00	0,00	45,83	0,00	0,00	0,94
Dinamica SLV X	Parete 34	0,00	2,69	0,00	0,00	8,66	0,00	0,00	0,56
Dinamica SLV X	Parete 38	0,00	0,94	0,00	0,00	3,03	0,00	0,00	0,19
Dinamica SLV Y	Parete 1	0,00	0,22	0,00	0,00	0,94	0,00	0,00	0,24
Dinamica SLV Y	Parete 7	0,00	1,12	0,00	0,00	4,72	0,00	0,00	0,24
Dinamica SLV Y	Parete 17	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	N/D
Dinamica SLV Y	Parete 2	0,00	8,13	0,00	0,00	40,38	0,00	0,00	3,48
Dinamica SLV Y	Parete 3	0,00	16,26	0,00	0,00	78,12	0,00	0,00	3,48
Dinamica SLV Y	Parete 5	0,00	8,13	0,00	0,00	40,45	0,00	0,00	3,48
Dinamica SLV Y	Parete 14	0,00	1,12	0,00	0,00	4,72	0,00	0,00	0,24
Dinamica SLV Y	Parete 6	0,00	0,53	0,00	0,00	2,14	0,00	0,00	0,17
Dinamica SLV Y	Parete 15	0,00	2,34	0,00	0,00	9,32	0,00	0,00	0,17
Dinamica SLV Y	Parete 16	0,00	0,53	0,00	0,00	2,14	0,00	0,00	0,17
Dinamica SLV Y	Parete 20	0,00	0,10	0,00	0,00	0,28	0,00	0,00	0,13
Dinamica SLV Y	Parete 29	0,00	0,48	0,00	0,00	1,35	0,00	0,00	0,13
Dinamica SLV Y	Parete 33	0,00	0,17	0,00	0,00	0,54	0,00	0,00	0,14
Dinamica SLV Y	Parete 36	0,00	0,17	0,00	0,00	0,54	0,00	0,00	0,14
Dinamica SLV Y	Parete 23	0,00	0,13	0,00	0,00	0,56	0,00	0,00	0,06
Dinamica SLV Y	Parete 32	0,00	0,28	0,00	0,00	1,26	0,00	0,00	0,06
Dinamica SLV Y	Parete 35	0,00	16,12	0,00	0,00	59,34	0,00	0,00	3,90
Dinamica SLV Y	Parete 26	0,00	4,82	0,00	0,00	14,89	0,00	0,00	3,82
Dinamica SLV Y	Parete 24	0,00	6,36	0,00	0,00	26,94	0,00	0,00	3,82
Dinamica SLV Y	Parete 21	0,00	4,74	0,00	0,00	14,82	0,00	0,00	3,82
Dinamica SLV Y	Parete 37	0,00	0,48	0,00	0,00	1,35	0,00	0,00	0,13
Dinamica SLV Y	Parete 41	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	N/D
Dinamica SLV Y	Parete 31	0,00	0,90	0,00	0,00	2,52	0,00	0,00	0,08

... omissis ...

Pilastri

Nome pilastro: Identificativo del pilastro

N: Azione assiale

Carico	Nome pilastro	N [kN]
G1	Pilastro 3	3,34
G1	Pilastro 4	7,88
G1	Pilastro 5	3,34
G1	Pilastro 16	5,82
G1	Pilastro 11	1,91
G1	Pilastro 14	1,91
G1	Pilastro 12	5,21
G1	Pilastro 13	5,48
G1	Pilastro 10	6,74

... omissis ...

Solai

Nome solaio: Identificativo del solaio

V2: Sollecitazione massima tagliante lungo l'asse locale 2 per l'elemento di solaio più sollecitato

M3-3: Sollecitazione massima flettente attorno all'asse locale 3 per l'elemento di solaio più sollecitato

w_{ist}: Deformazione massima per l'elemento di solaio più sollecitato

Carico	Nome solaio	V2 [kN]	M3-3 [kNm]	w_{ist} [mm]
G1	Solaio 4	0,18	0,12	0,07
G1	Solaio 5	0,18	0,12	0,07
G1	Solaio 6	0,31	0,33	0,50
G1	Solaio 7	0,31	0,30	0,00
G1	Solaio 2	0,60	0,50	0,18
G1	Solaio 1	0,23	0,06	0,01
G1	Solaio 3	0,27	0,17	0,05
G2	Solaio 4	1,39	0,97	0,57
G2	Solaio 5	1,48	1,03	0,61
G2	Solaio 6	2,44	2,54	3,90
G2	Solaio 7	2,42	2,36	0,00
G2	Solaio 2	2,64	2,20	0,78
G2	Solaio 1	1,02	0,28	0,03
G2	Solaio 3	1,22	0,74	0,21
Q cat.A	Solaio 4	0,00	0,00	0,00
Q cat.A	Solaio 5	1,74	1,21	0,72
Q cat.A	Solaio 6	0,00	0,00	0,00
Q cat.A	Solaio 7	0,00	0,00	0,00
Q cat.A	Solaio 2	3,10	2,59	0,91
Q cat.A	Solaio 1	1,20	0,33	0,03
Q cat.A	Solaio 3	1,43	0,87	0,25

Travi

Nome trave: Identificativo della trave

V2: Sollecitazione massima tagliante lungo l'asse locale 2

M3-3: Sollecitazione massima flettente attorno all'asse locale 3

w_{ist}: Deformazione massima per il carico considerato

Carico	Nome trave	V2 [kN]	M3-3 [kNm]	w_{ist} [mm]
G1	Trave 1	0,61	0,22	0,02
G1	Trave 2	0,61	0,22	0,02
G1	Trave 4	2,52	1,05	0,11
G1	Trave 12	1,30	0,50	0,05
G1	Trave 9	4,79	5,98	0,55
G2	Trave 1	0,41	0,15	0,01
G2	Trave 2	0,41	0,15	0,01
G2	Trave 4	7,16	3,05	0,31
G2	Trave 12	3,03	1,10	0,11
G2	Trave 9	9,68	13,03	1,11
G2	Trave 13	5,28	4,40	0,12
G2	Trave 10	0,00	0,00	0,00
G2	Trave 21	5,01	1,60	0,07
G2	Trave 17	2,18	1,10	0,25
G2	Trave 22	2,33	1,18	0,27
G2	Trave 18	0,00	0,00	0,00
G2	Trave 26	6,83	3,42	0,05
G2	Trave 27	18,49	24,33	-1,31
G2	Trave 23	4,29	1,14	0,03
G2	Trave 20	5,31	2,68	0,25
Q cat.A	Trave 1	0,00	0,00	0,00
Q cat.A	Trave 2	0,00	0,00	0,00
Q cat.A	Trave 4	1,88	0,94	0,09
Q cat.A	Trave 12	3,00	1,06	0,11
Q cat.A	Trave 9	3,74	5,03	0,43
Q cat.A	Trave 13	6,21	5,17	0,14
Q cat.A	Trave 10	0,00	0,00	0,00
Q cat.A	Trave 21	0,00	0,00	0,00
Q cat.A	Trave 16	0,00	0,00	0,00
Q cat.A	Trave 15	1,98	0,87	0,10
Q cat.A	Trave 26	0,00	0,00	0,00
Q cat.A	Trave 27	0,00	0,00	0,00
Q cat.A	Trave 23	0,00	0,00	0,00
Q cat.A	Trave 20	0,00	0,00	0,00

... omissis ...

Sollecitazioni al piano di imposta

Nel presente capitolo si riportano in forma tabellare i valori delle sollecitazioni agenti alla base delle pareti e dei pilastri del piano di imposta della struttura lignea. In particolare, per le pareti, nella prima riga si fa riferimento alla combinazione SLU verticale che massimizza l'azione assiale, nella seconda riga alla combinazione sismica o SLU orizzontale che massimizza il momento flettente agente nel piano della parete M3-3 e l'azione tagliante V2 (anch'essa agente nel piano della parete) e che allo stesso tempo minimizza l'azione assiale N. A seguire si riportano invece le sollecitazioni al piede delle pareti associate ai diversi carichi agenti considerati singolarmente.

Pareti

Nome parete: Identificativo della parete

N: Azione assiale totale

V2: Sollecitazione tagliante (agente nel piano)

V3: Sollecitazione tagliante (agente fuori piano)

M2-2: Sollecitazione flettente (agente fuori piano)

M3-3: Sollecitazione flettente (agente nel piano)

Nome parete	Lunghezza [m]	Carico / Comb.	N [kN]	V2 [kN]	V3 [kN]	M2-2 [kNm]	M3-3 [kNm]
Parete 1	1,00	SLU 78	60,18	0,00	0,00	0,00	0,00
		Dinamica SLV 4 ex- ey-	30,19	3,51	0,00	0,00	19,28
		G1	7,40	0,00	0,00	0,00	0,00
		G2	21,20	0,00	0,00	0,00	0,00
		Q cat.A	5,29	0,00	0,00	0,00	0,00
		Q cat.H	3,96	0,00	0,00	0,00	0,00
		Neve	8,80	0,00	0,00	0,00	0,00
		Vento orto	-1,98	0,00	0,74	0,59	0,00
		Vento X	0,00	0,85	0,00	0,00	3,96
		Vento Y	0,00	0,04	0,00	0,00	0,31
		Dinamica SLV X	0,00	3,15	0,00	0,00	17,03
		Dinamica SLV Y	0,00	0,22	0,00	0,00	0,94
		Dinamica SLD X	0,00	1,95	0,00	0,00	10,50
		Dinamica SLD Y	0,00	0,12	0,00	0,00	0,53
Parete 2	1,50	SLU 78	23,92	0,00	0,00	0,00	0,00
		Dinamica SLV 5 ex- ey-	14,90	12,63	0,00	0,00	63,53
		G1	6,12	0,00	0,00	0,00	0,00
		G2	8,78	0,00	0,00	0,00	0,00
		Q cat.A	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
		Q cat.H	0,84	0,00	0,00	0,00	0,00
		Neve	1,86	0,00	0,00	0,00	0,00
		Vento orto	-0,42	0,00	1,11	0,89	0,00
		Vento X	0,00	0,66	0,00	0,00	2,92
		Vento Y	0,00	3,31	0,00	0,00	14,23
		Dinamica SLV X	0,00	2,66	0,00	0,00	13,67
		Dinamica SLV Y	0,00	8,13	0,00	0,00	40,38
		Dinamica SLD X	0,00	1,68	0,00	0,00	8,63
		Dinamica SLD Y	0,00	4,50	0,00	0,00	22,25
Parete 3	2,50	SLU 78	40,16	0,00	0,00	0,00	0,00
		Dinamica SLV 5 ex- ey-	25,78	25,26	0,00	0,00	122,81
		G1	10,36	0,00	0,00	0,00	0,00
		G2	15,42	0,00	0,00	0,00	0,00
		Q cat.A	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
		Q cat.H	1,07	0,00	0,00	0,00	0,00
		Neve	2,37	0,00	0,00	0,00	0,00
		Vento orto	-0,53	0,00	1,85	1,48	0,00
		Vento X	0,00	1,33	0,00	0,00	5,70
		Vento Y	0,00	6,61	0,00	0,00	27,80
		Dinamica SLV X	0,00	5,33	0,00	0,00	26,39
		Dinamica SLV Y	0,00	16,26	0,00	0,00	78,12
		Dinamica SLD X	0,00	3,37	0,00	0,00	16,67
		Dinamica SLD Y	0,00	8,99	0,00	0,00	43,05

... omissis ...

Pilastri

Nome pilastro: Identificativo del pilastro

N: Azione assiale

Nome pilastro	Carico/Comb.	N [kN]
Pilastro 3	SLU 78	18,04
	G1	3,34
	G2	5,34
	Q cat.A	1,29
	Q cat.H	1,32
	Neve	2,89
	Vento orto	-0,67
	Vento X	0,00
	Vento Y	0,00
	Dinamica SLV X	0,00
	Dinamica SLV Y	0,00
	Dinamica SLD X	0,00
	Dinamica SLD Y	0,00
Pilastro 4	SLU 66	65,83
	G1	7,88
	G2	20,10
	Q cat.A	14,24
	Q cat.H	2,50
	Neve	5,44
	Vento orto	-1,27
	Vento X	0,00
	Vento Y	0,00
	Dinamica SLV X	0,00
	Dinamica SLV Y	0,00
	Dinamica SLD X	0,00
	Dinamica SLD Y	0,00

... omissis ...

Verifiche elementi

Verifiche dei solai a travetti / lamellare sdraiato

Verifiche di resistenza a flessione

Le verifiche a flessione sono condotte considerando un singolo elemento del solaio con riferimento al § 6.3.3 della norma UNI EN 1995-1-1. Deve essere soddisfatta la seguente espressione:

$$\frac{\sigma_{m,d}}{k_{crit} \cdot f_{m,d}} \leq 1$$

in cui:

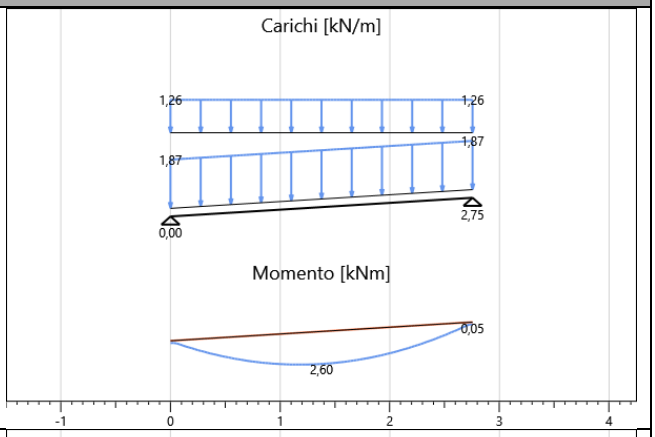
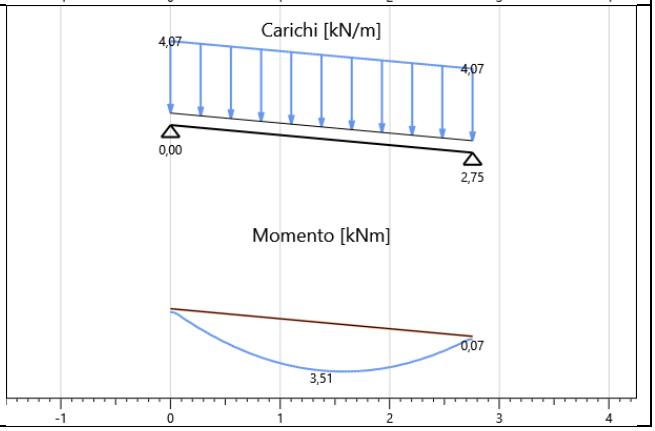
$\sigma_{m,d}$ è la tensione di progetto a flessione

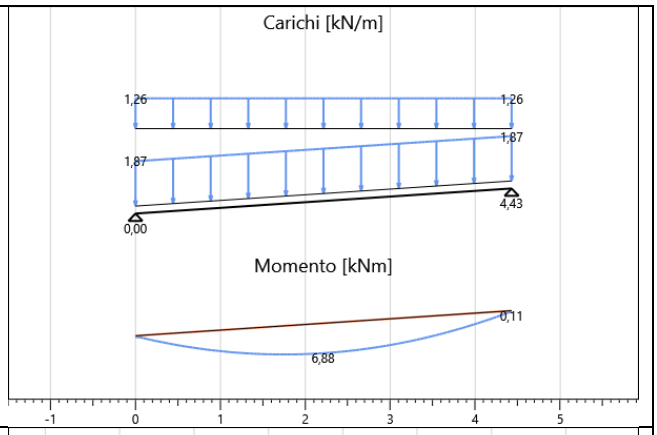
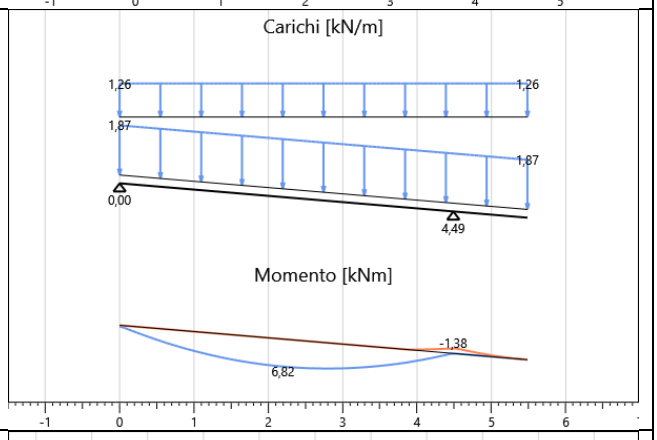
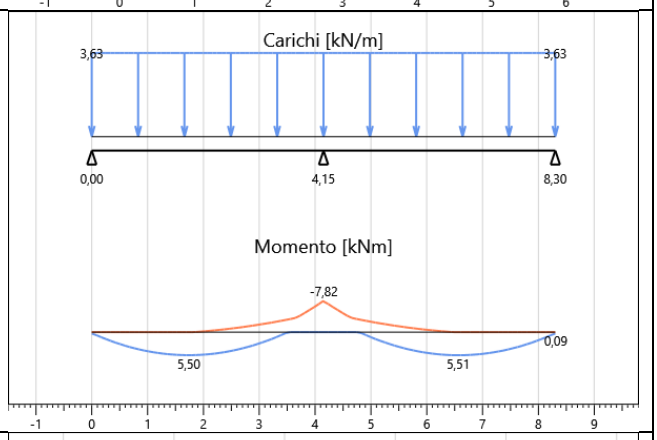
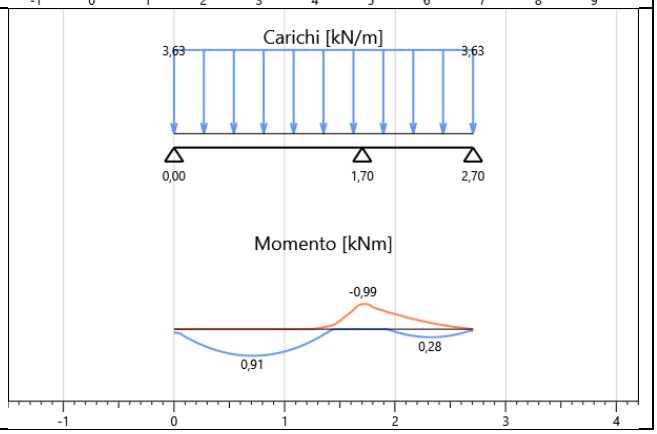
$f_{m,d}$ è la resistenza di progetto a flessione

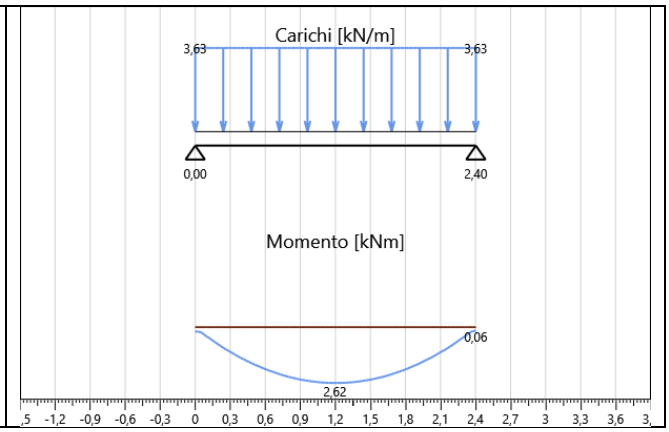
k_{crit} è un coefficiente che tiene conto della resistenza a flessione ridotta dovuta allo sbandamento laterale

Il coefficiente k_{crit} è assunto pari a 1,0 per travi in cui lo spostamento laterale del bordo compresso viene impedito sull'intera lunghezza, mentre la rotazione torsionale viene impedita agli appoggi.

Si riportano inoltre, per l'elemento maggiormente sollecitato di ogni solaio, gli schemi statici di calcolo e l'inviluppo delle distribuzioni del momento sollecitante.

Nome solaio	Combinazione	Durata	Diagramma M_{3-3}
Solaio 4	SLU 78	Breve	
Solaio 5	SLU 65	Media	

Solaio 6	SLU 78	Breve	
Solaio 7	SLU 78	Breve	
Solaio 2	SLU 65	Media	
Solaio 1	SLU 65	Media	

Solaio 3	SLU 65	Media	

Le verifiche a flessione sono riassunte in seguito. I valori derivanti dai calcoli, relativi ad ogni verifica, vengono riportati in forma di percentuale. I dati di output per singolo elemento strutturale soddisfano le verifiche qualora il loro valore sia inferiore o uguale al 100%, in caso contrario la verifica non è soddisfatta.

Nome solaio	Sez.	$M_{3\text{-}3\ max}$ [kNm]	W [mm³]	k_{crit}	Comb.	Classe di servizio	k_{mod}	γ_M	$f_{m,d}$ [MPa]	$\sigma_{m,d}$ [MPa]	Verifica
Solaio 4	Copertura travetti 160x320	2,60	960000	1,00	SLU 78	1	0,9	1,35	16,00	2,70	17%
Solaio 5	Copertura travetti 160x320	3,51	960000	1,00	SLU 65	1	0,8	1,35	14,22	3,65	26%
Solaio 6	Copertura travetti 160x320	6,88	960000	1,00	SLU 78	1	0,9	1,35	16,00	7,16	45%
Solaio 7	Copertura travetti 160x320	6,82	960000	1,00	SLU 78	1	0,9	1,35	16,00	7,11	44%
Solaio 2	Solaio a travetti 160x240	7,83	1536000	1,00	SLU 65	1	0,8	1,35	14,22	5,09	36%
Solaio 1	Solaio a travetti 160x240	1,00	1536000	1,00	SLU 65	1	0,8	1,35	14,22	0,65	5%
Solaio 3	Solaio a travetti 160x240	2,62	1536000	1,00	SLU 65	1	0,8	1,35	14,22	1,71	12%

Verifiche di resistenza a taglio

Le verifiche a taglio sono condotte con riferimento al § 6.1.7 della norma UNI EN 1995-1-1. Deve essere soddisfatta la seguente espressione:

$$\frac{\tau_d}{f_{v,d}} \leq 1$$

in cui:

τ_d è la tensione di progetto a taglio

$f_{v,d}$ è la resistenza di progetto a taglio

Per la verifica della resistenza a taglio di elementi sottoposti a flessione, l'influenza delle fessurazioni è tenuta in conto utilizzando una larghezza efficace dell'elemento dato da:

$$b_{ef} = k_{cr} \cdot b$$

dove b è la larghezza della sezione della trave.

Si utilizzano i seguenti valori del coefficiente kcr

k_{cr} = 0,67 (≤1) per legno massiccio

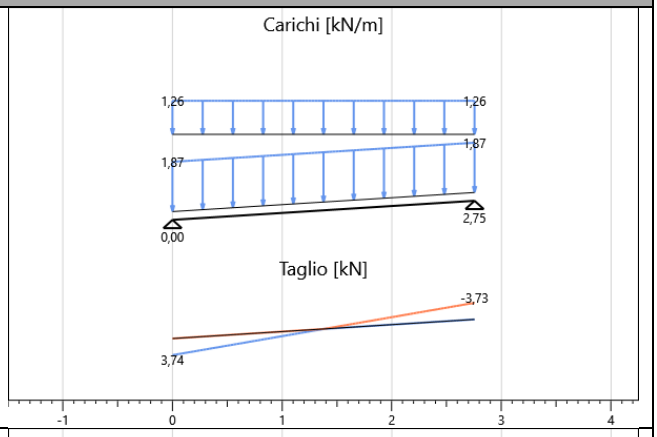
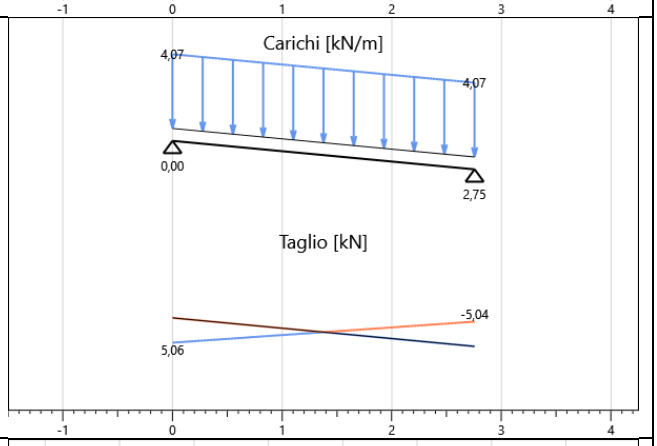
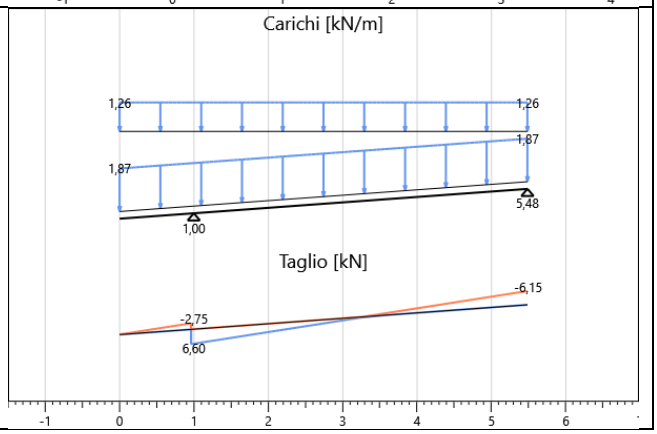
k_{cr} = 0,67 (≤1) per legno lamellare incollato

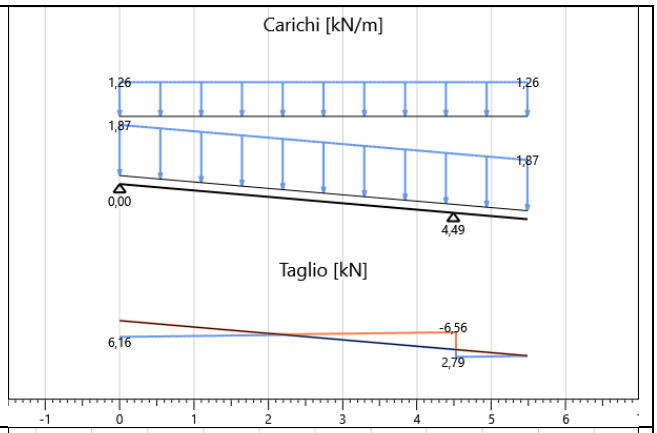
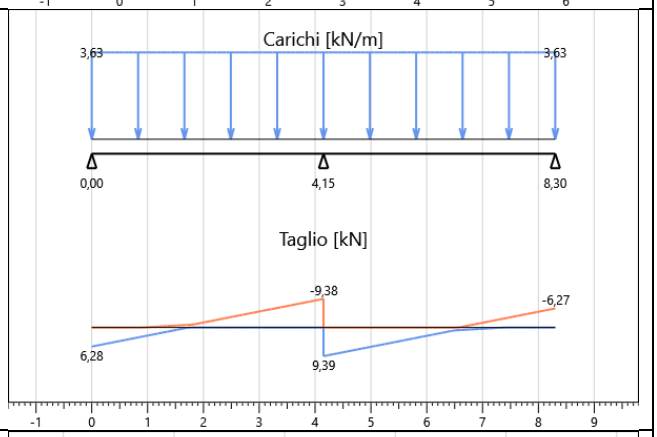
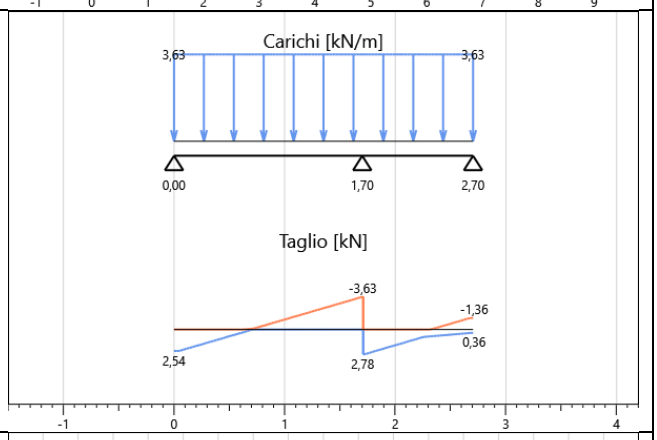
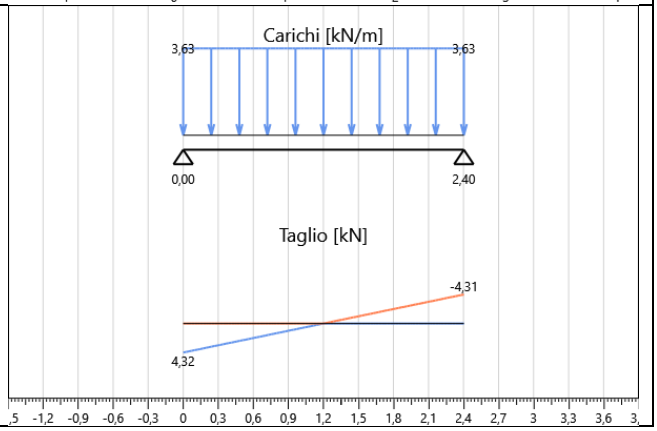
Il valore dello sforzo di taglio di progetto sollecitante massimo in una sezione rettangolare viene valutato quindi con la seguente formula:

$$\tau_d = \frac{3}{2} \cdot \frac{V_d}{k_{cr} \cdot A}$$

in cui A è l'area della sezione trasversale del travetto.

Nella seguente tabella si riportano, per l'elemento maggiormente sollecitato di ogni solaio, gli schemi statici di calcolo e l'inviluppo delle distribuzioni del taglio sollecitante.

Nome solaio	Combinazione	Durata	Diagramma V_2
Solaio 4	SLU 78	Breve	
Solaio 5	SLU 65	Media	
Solaio 6	SLU 78	Breve	

Solaio 7	SLU 78	Breve	
Solaio 2	SLU 65	Media	
Solaio 1	SLU 65	Media	
Solaio 3	SLU 65	Media	

Le verifiche a taglio sono riassunte in seguito. I valori derivanti dai calcoli, relativi ad ogni verifica, vengono riportati in forma di percentuale. I dati di output per singolo elemento strutturale soddisfano le verifiche qualora il loro valore sia inferiore o uguale al 100%, in caso contrario la verifica non è soddisfatta.

Nome trave	Sezione	$V_{2\ max}$ [kN]	Area [mm^2]	k_{cr}	Comb.	Classe di servizio	k_{mod}	γ_M	$f_{v,d}$ [MPa]	$\tau_{2,d}$ [MPa]	Verifica
Solaio 4	Copertura travetti 160x320	3,74	24000	0,67	SLU 78	1	0,9	1,35	2,33	0,35	15%
Solaio 5	Copertura travetti 160x320	5,06	24000	0,67	SLU 65	1	0,8	1,35	2,07	0,47	23%
Solaio 6	Copertura travetti 160x320	6,60	24000	0,67	SLU 78	1	0,9	1,35	2,33	0,62	26%
Solaio 7	Copertura travetti 160x320	6,56	24000	0,67	SLU 78	1	0,9	1,35	2,33	0,61	26%
Solaio 2	Solaio a travetti 160x240	9,39	38400	0,67	SLU 65	1	0,8	1,35	2,07	0,55	26%
Solaio 1	Solaio a travetti 160x240	3,63	38400	0,67	SLU 65	1	0,8	1,35	2,07	0,21	10%
Solaio 3	Solaio a travetti 160x240	4,32	38400	0,67	SLU 65	1	0,8	1,35	2,07	0,25	12%

Verifiche di deformazione dei solai (SLE)

Si verifica che la deformazione della struttura risultante dagli effetti delle azioni e dall'umidità rimanga entro limiti appropriati. Le verifiche di deformazione sono condotte con riferimento al § 2.2.3 della UNI EN 1995-1-1.

La freccia netta $w_{net,fin}$ viene assunta come:

$$w_{net,fin} = w_{inst} + w_{creep} - w_c = w_{fin} - w_c$$

dove:

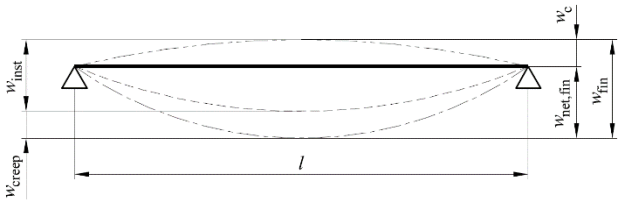
$w_{net,fin}$ è la freccia finale netta

w_{inst} è la freccia istantanea

w_{creep} è la freccia viscoelastica

w_c è la monta del travetto

w_{fin} è la freccia finale



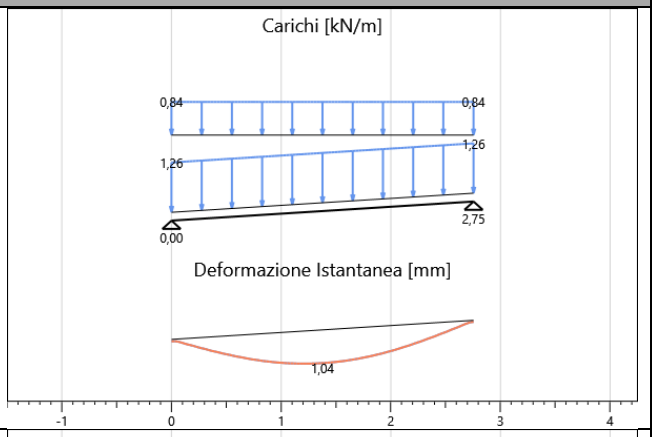
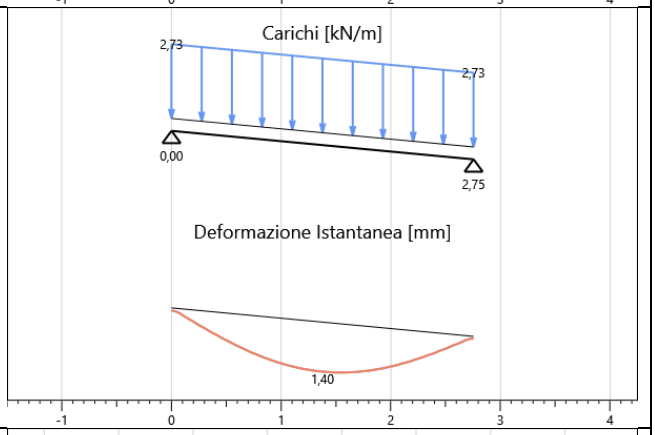
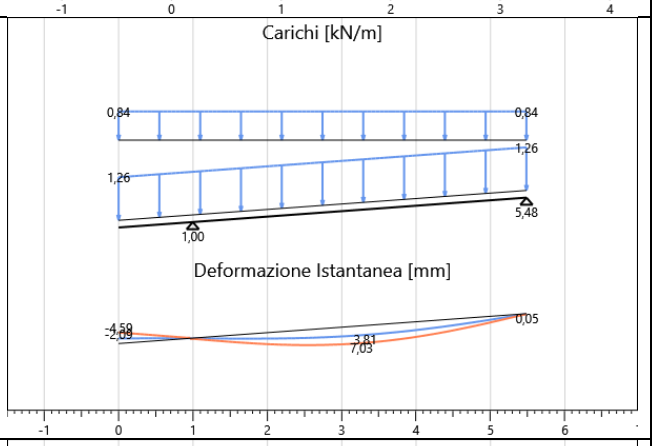
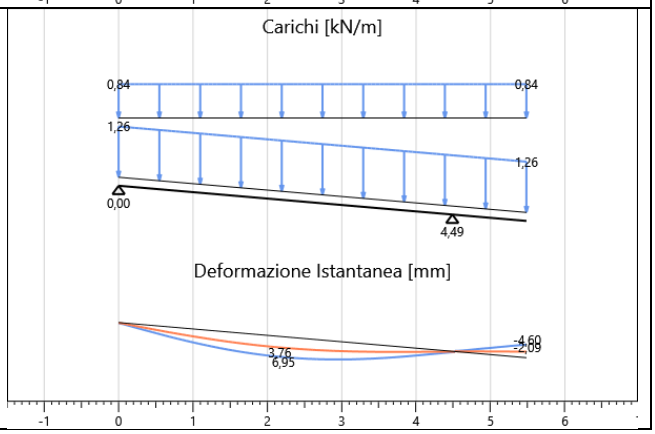
I valori limite di freccia sono assunti come riportato nella seguente tabella.

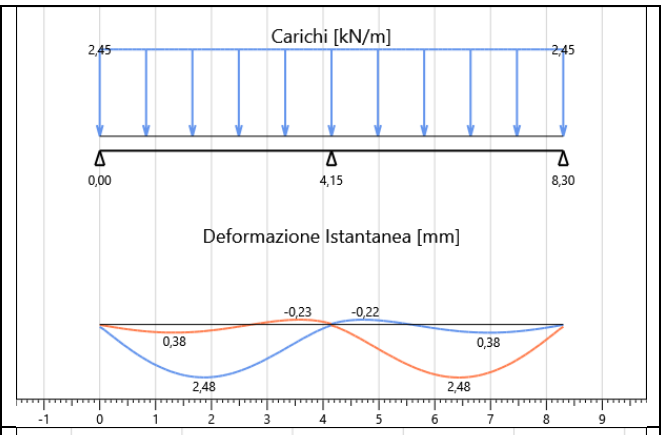
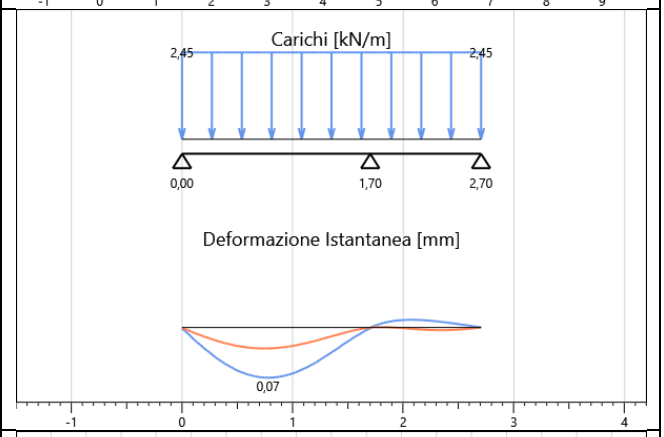
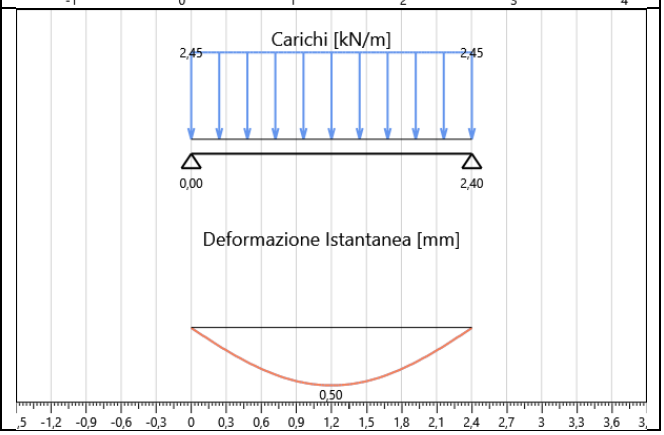
Condizione	w_{inst}	$w_{net,fin}$
Trave su due appoggi	l/300	l/250
Travi a mensola	l/150	l/125

Deformazione istantanea

La deformazione istantanea w_{inst} è calcolata per la combinazione rara delle azioni.

Nella seguente tabella si riportano, per ogni solaio (relativamente all'elemento in cui le verifiche di deformazione risultano più gravose), gli schemi statici di calcolo e le deformazioni istantanee ottenute omettendo, con una distribuzione a scacchiera, i carichi Q_{ki} che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche, in accordo al § 2.5.3 NTC.

Nome solaio	Combinazione	Deformazioni istantanee
Solaio 4	SLE rara 15	
Solaio 5	SLE rara 3	
Solaio 6	SLE rara 15	
Solaio 7	SLE rara 15	

Solaio 2	SLE rara 3	
Solaio 1	SLE rara 3	
Solaio 3	SLE rara 3	

Nella tabella sottostante si riportano le verifiche ad inflessione istantanea degli elementi di solaio.

Nome solaio	Sezione	Combinazione	Verifica sbalzo deformazione negativa	Verifica più limitativa	w_{inst} [mm]	$w_{inst\ limite}$ [mm]	Limite di freccia	Verifica
Solaio 4	Copertura travetti 160x320	SLE rara 15	Si	Campata interna	1,04	9,18	l/300	11%
Solaio 5	Copertura travetti 160x320	SLE rara 3	Si	Campata interna	1,40	9,18	l/300	15%
Solaio 6	Copertura travetti 160x320	SLE rara 15	Si	Sbalzo	-4,59	6,65	l/150	69%
Solaio 7	Copertura travetti 160x320	SLE rara 15	Si	Sbalzo	-4,60	6,64	l/150	69%
Solaio 2	Solaio a travetti 160x240	SLE rara 3	Si	Campata interna	2,48	13,84	l/300	18%
Solaio 1	Solaio a travetti 160x240	SLE rara 3	Si	Campata interna	0,07	5,67	l/300	1%
Solaio 3	Solaio a travetti 160x240	SLE rara 3	Si	Campata interna	0,50	8,01	l/300	6%

Deformazione finale

La deformazione finale $w_{net,fin}$ è calcolata considerando che le componenti quasi-permanenti delle azioni causano nel tempo una deformazione viscoelastica w_{creep} che può essere calcolata utilizzando i valori medi dei moduli elastici ridotti opportunamente mediante il fattore $(1 + k_{def})$.

Per strutture consistenti di elementi, componenti e connessioni aventi lo stesso comportamento viscoelastico, e sotto l'assunzione di una correlazione lineare fra le azioni e le deformazioni corrispondenti la deformazione finale, w_{fin}, può essere considerata come:

$$w_{fin} = w_{fin,G} + w_{fin,Q1} + \sum w_{fin,Qi}$$

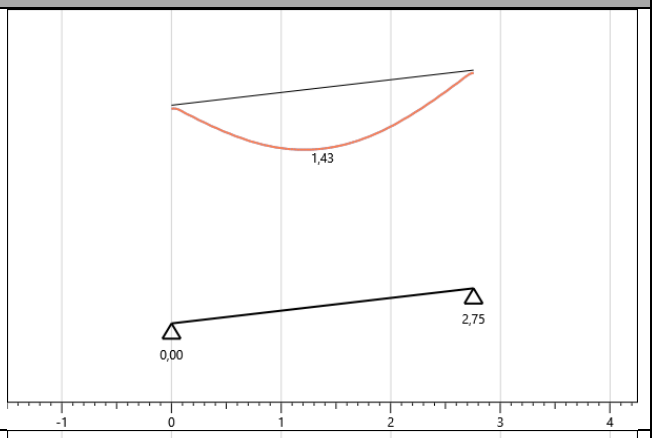
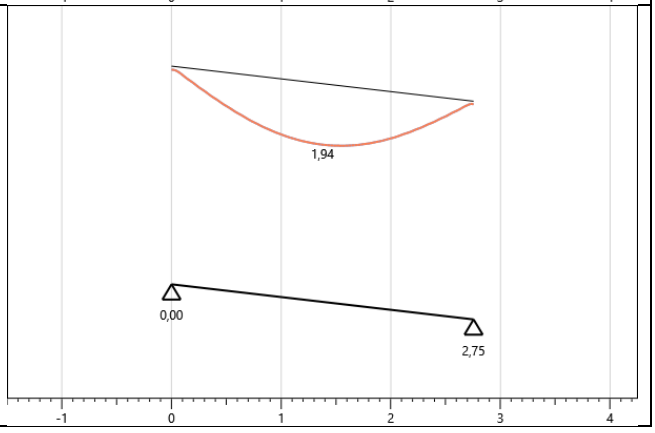
dove:

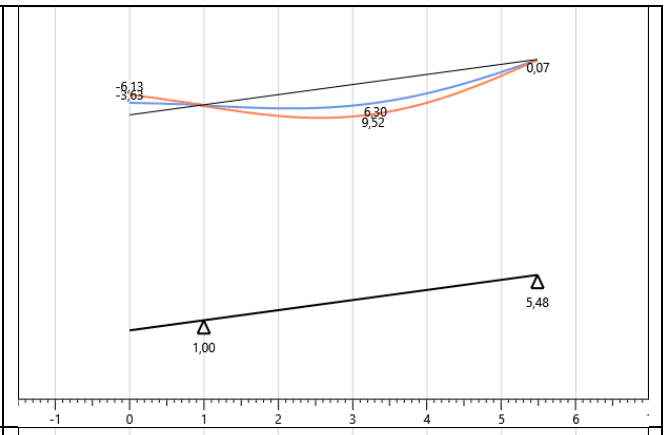
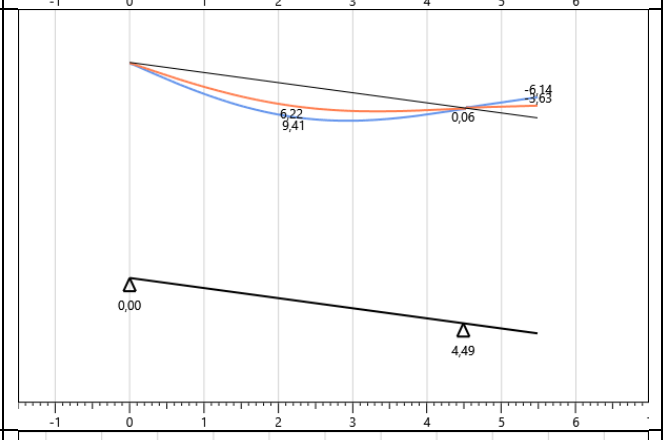
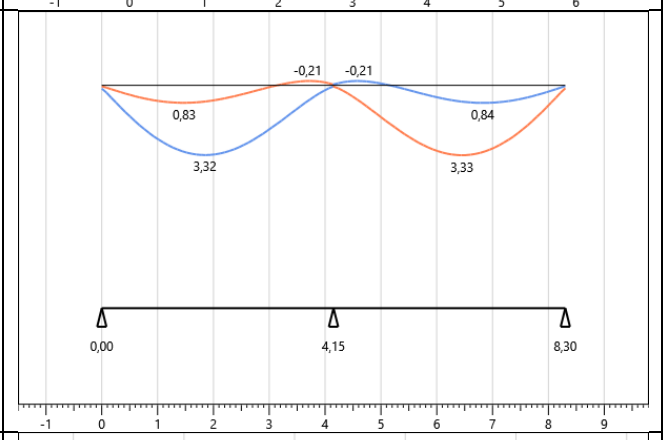
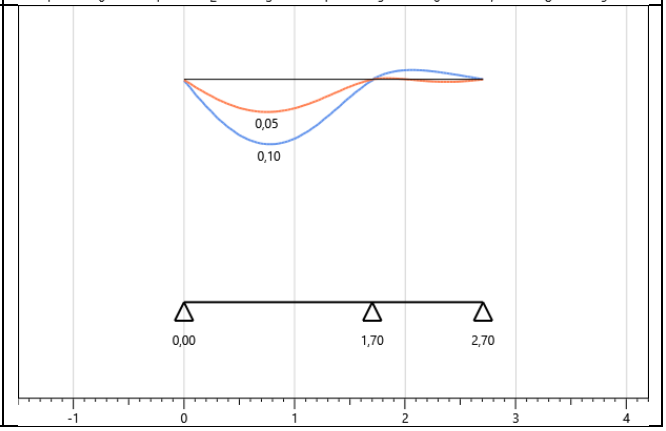
$w_{fin,G} = w_{inst,G} \cdot \left(1 + k_{def}\right)$ per un'azione permanente G

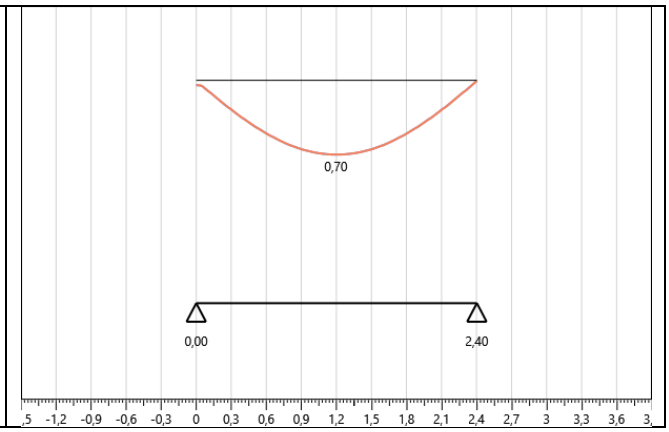
$w_{fin,Q,1} = w_{inst,Q,1} \cdot \left(1 + \Psi_{2,1} \cdot k_{def}\right)$ per un'azione variabile principale, Q_1

$w_{fin,Q,i} = w_{inst,Q,i} \cdot \left(\Psi_{0,i} + \Psi_{2,1} \cdot k_{def}\right)$ per le azioni variabili secondarie, Q_i (i>1)

Nella seguente tabella si riportano, per ogni solaio (relativamente all'elemento in cui le verifiche di deformazione risultano più gravose), le deformazioni finali che si ottengono tenendo conto anche della deformazione viscoelastica w_{creep}. Tale contributo è calcolato considerando le componenti quasi-permanenti delle azioni presenti nelle combinazioni utilizzate per il calcolo delle deformate istantanee (combinazioni rare associate).

Nome solaio	Combinazione	Deformazioni finali
Solaio 4	SLE rara 15	
Solaio 5	SLE rara 3	

Solaio 6	SLE rara 15	
Solaio 7	SLE rara 15	
Solaio 2	SLE rara 3	
Solaio 1	SLE rara 3	

Solaio 3	SLE rara 3	

Nella tabella sottostante si riportano le verifiche ad inflessione finale degli elementi di solaio.

Nome solaio	Sezione	Combinazione	Classe di servizio	k_{def}	Verifica sbalzo deformazione negativa	Verifica più limitativa	w_{fin} [mm]	$w_{fin\ limite}$ [mm]	Limite di freccia	Verifica
Solaio 4	Copertura travetti 160x320	SLE rara 15	1	0,6	Si	Campata interna	1,43	11,02	l/250	13%
Solaio 5	Copertura travetti 160x320	SLE rara 3	1	0,6	Si	Campata interna	1,94	11,02	l/250	18%
Solaio 6	Copertura travetti 160x320	SLE rara 15	1	0,6	Si	Sbalzo	-6,13	7,98	l/125	77%
Solaio 7	Copertura travetti 160x320	SLE rara 15	1	0,6	Si	Sbalzo	-6,14	7,97	l/125	77%
Solaio 2	Solaio a travetti 160x240	SLE rara 3	1	0,6	Si	Campata interna	3,33	16,61	l/250	20%
Solaio 1	Solaio a travetti 160x240	SLE rara 3	1	0,6	Si	Campata interna	0,10	6,80	l/250	2%
Solaio 3	Solaio a travetti 160x240	SLE rara 3	1	0,6	Si	Campata interna	0,70	9,61	l/250	7%

Verifiche di vibrazione dei solai (SLE)

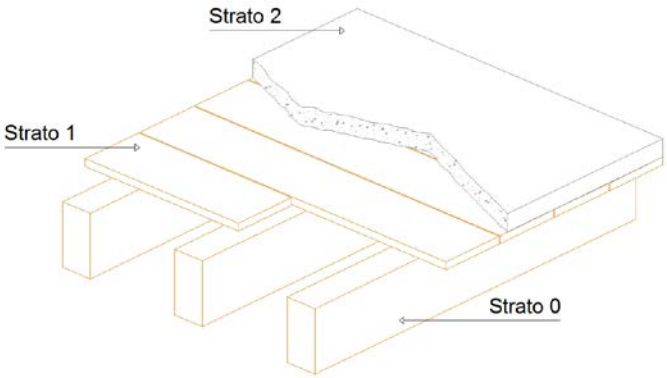
Le verifiche di vibrazione dei solai vengono svolte in accordo con il paragrafo 7.3 dell'Eurocodice EN 1995-1-1. Per solai aventi una frequenza fondamentale maggiore o uguale a 8 Hz, si valuteranno il valore massimo di freccia verticale indotto da un carico concentrato F agente su qualsiasi punto del solaio e il valore di velocità iniziale derivante da un carico impulsivo agente nel punto del solaio che fornisce la massima risposta. Nel caso in cui la frequenza fondamentale del solaio risulti inferiore a 8 Hz, si valuterà l'entità della massima accelerazione verticale indotta da un carico dinamico.

Rigidezze degli elementi ai fini delle verifiche

Si definiscono i seguenti valori di rigidezza relativi ai solai analizzati:

$$(EJ)_{TOT,l} = (EJ)_{0,l}$$

$$(EJ)_{TOT,b} = \sum_{i} (EJ)_{i,b} = (EJ)_{0,b} + (EJ)_{1,b} + (EJ)_{2,b}$$



dove:

$(EJ)_{0,l}$ è la rigidezza longitudinale degli elementi principali

$(EJ)_{0,b}$ è la rigidezza trasversale degli elementi principali

$(EJ)_{1,b}$ è la rigidezza trasversale dello "strato 1" secondario

$(EJ)_{2,b}$ è la rigidezza longitudinale dello "strato 2" secondario

Nella seguente tabella si riportano, per ogni solaio analizzato, le rigidezze a metro utilizzate nella valutazione dei criteri per la verifica a vibrazione dei solai.

Nome solaio	$(EJ)_{0,l}$ [Nm²/m]	$(EJ)_{0,b}$ [Nm²/m]	$(EJ)_{1,b}$ [Nm²/m]	$(EJ)_{2,b}$ [Nm²/m]	$(EJ)_{TOT,l}$ [Nm²/m]	$(EJ)_{TOT,b}$ [Nm²/m]
Solaio 2	3,53E6	0,00E0	3,93E4	1,56E2	3,53E6	3,95E4
Solaio 1	3,53E6	0,00E0	3,93E4	1,56E2	3,53E6	3,95E4
Solaio 3	3,53E6	0,00E0	3,93E4	1,56E2	3,53E6	3,95E4

Criterio di frequenza minima

Si verifica che la frequenza fondamentale dei solai analizzati rispetti la seguente relazione:

$$f_1 > f_{1,min}$$

dove:

f_1 è la frequenza fondamentale del solaio

$f_{1,min}$ è la frequenza minima in funzione del livello d'esigenza richiesto

Il valore limite $f_{1,min}$ è assunto come riportato nella seguente tabella.

	Esigenze elevate	Esigenze normali
$f_{1,min}$	4,5 Hz	4,5 Hz

Si considera una combinazione di carico quasi permanente per il calcolo della massa del solaio.

Si calcola un valore di larghezza efficace b_{eff} indicante la larghezza di collaborazione laterale del solaio in dipendenza della sua rigidezza trasversale:

$$b_{eff} = min\begin{cases} \dfrac{l}{1{,}1} \cdot \sqrt[4]{\dfrac{(EJ)_{TOT,b}}{(EJ)_{TOT,l}}} \\ b \end{cases}$$

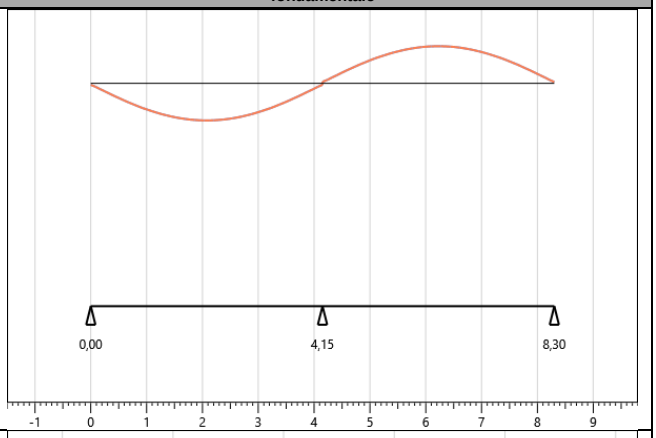
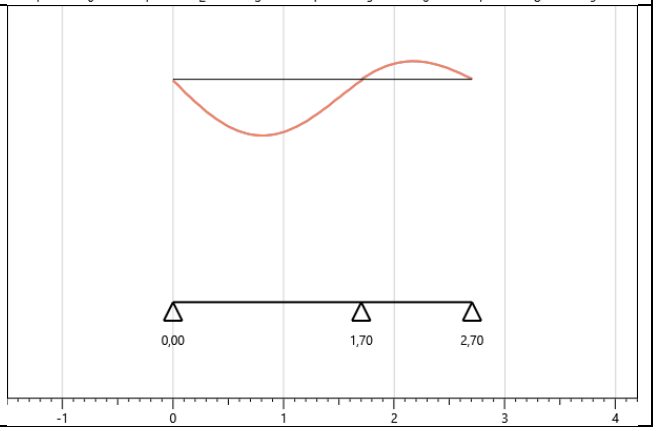
dove:

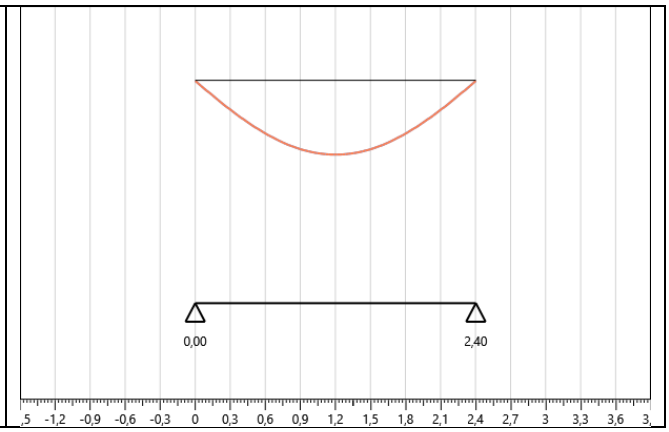
l è la lunghezza della campata maggiore

b è la larghezza del solaio

b_{eff} si assume comunque pari ad almeno l'interasse dei travetti, nel caso di solaio a travetti, oppure pari ad almeno la larghezza del pannello, nel caso di solaio a lamellare sdraiato.

Nelle tabelle seguenti si riportano, per ogni solaio (relativamente all'elemento in cui le verifiche risultano più gravose), la rappresentazione del modo di vibrare fondamentale, i valori della larghezza efficace b_{eff}, della massa modale M*, della frequenza f_1 e la relativa verifica.

Nome solaio	f_1 [Hz]	Modo di vibrare fondamentale
Solaio 2	10,36	
Solaio 1	78,46	

Solaio 3	30,97	

Nome solaio	Esigenze richieste	b_{eff} [m]	M* [kg]	f_1 [Hz]	$f_{1,min}$ [Hz]	Verifica
Solaio 2	Esigenze normali	1,23	1402	10,36	4,5	43%
Solaio 1	Esigenze normali	0,60	145	78,46	4,5	6%
Solaio 3	Esigenze normali	0,71	235	30,97	4,5	15%

Criterio di rigidezza – Freccia statica sotto carico concentrato

La verifica del criterio di rigidezza è condotta valutando l'entità della freccia istantanea massima causata da una forza statica concentrata. Deve essere soddisfatta la seguente espressione:

$$w_{1kN} < w_{1kN,lim}$$

dove:

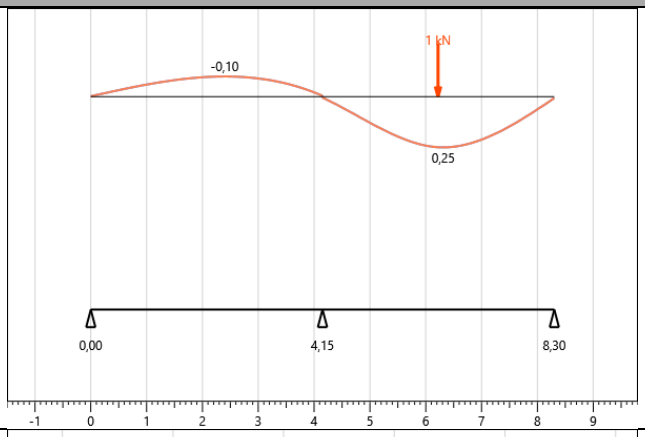
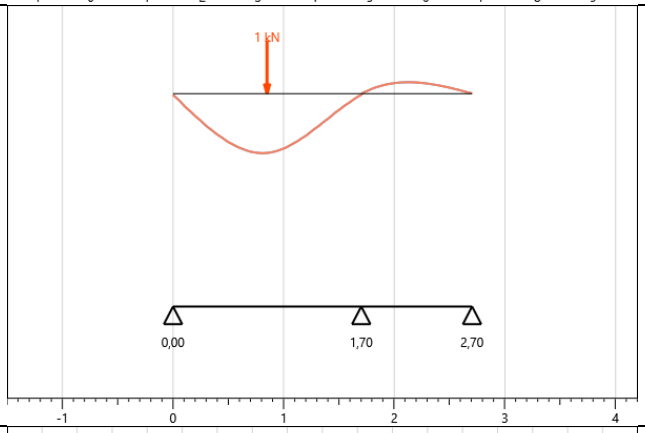
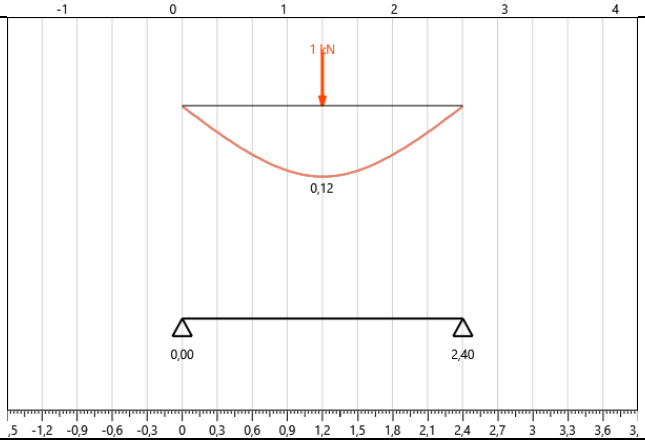
w_{1kN} è la freccia verticale causata da una forza statica verticale concentrata pari ad 1 kN

$w_{1kN,lim}$ è il valore limite della freccia statica, funzione del livello d'esigenza richiesto

I valori limite del parametro $w_{1kN,lim}$ sono assunti come riportato nella seguente tabella.

	Esigenze elevate	Esigenze normali
Campata interna	0,5 mm	1 mm
Sbalzo	1 mm	2 mm

Nelle tabelle seguenti si riportano, per ogni solaio (relativamente all'elemento in cui le verifiche risultano più gravose), la deformata sotto carico concentrato, i valori di freccia statica w_{1kN} e la relativa verifica.

Nome solaio	W_{1kN} [mm]	Deformazione statica
Solaio 2	0,25	
Solaio 1	0,03	
Solaio 3	0,12	

Nome solaio	Esigenze richieste	Verifica più limitativa	W_{1kN} [mm]	$W_{1kN.lim}$ [mm/kN]	Verifica
Solaio 2	Esigenze normali	Campata interna	0,25	1	25%
Solaio 1	Esigenze normali	Campata interna	0,03	1	3%
Solaio 3	Esigenze normali	Campata interna	0,12	1	12%

Criterio di accelerazione (solai con frequenza fondamentale inferiore a 8 Hz)

La verifica del criterio di accelerazione è condotta valutando l'entità dell'accelerazione causata da azioni ripetute mediante la seguente espressione:

$$a_{max} = 0{,}4\frac{P_0 \cdot \alpha_i(f_1)}{M^*} \cdot \frac{1}{\sqrt{\left[\left(\frac{f_1}{f_F}\right)^2 - 1\right]^2 + \left(2\xi\frac{f_1}{f_F}\right)^2}}$$

dove:

P_0 è la forza peso relativa ad una persona, pari a 700 N

f_1 è la frequenza fondamentale del solaio

f_F è la frequenza di oscillazione della forzante

$\alpha_i(f_1)$ è il coefficiente di Fourier in funzione della frequenza fondamentale del solaio

ξ è il coefficiente di smorzamento modale

M^* è la massa modale

Nella seguente tabella si riportano i valori dei parametri necessari per la definizione dell'accelerazione massima.

Frequenza fondamentale f_1 [Hz]	Coefficiente di Fourier $\alpha_i(f_1)$	Frequenza della forzante f_F [Hz]
$4{,}5 < f_1 \leq 5{,}1$	0,2	$f_F = f_1$
$5{,}1 < f_1 \leq 6{,}9$	0,06	$f_F = f_1$
$f_1 > 6{,}9$	0,06	6,9

Nota l'accelerazione massima a_{max}, valutata nel punto di applicazione della forzante P_0, si determina l'accelerazione a nel generico punto dell'elemento analizzato in funzione della deformata modale, confrontando tale valore con i limiti a_{lim} assunti come riportato nella seguente tabella, in funzione del livello d'esigenza richiesto.

Condizione	Esigenze elevate	Esigenze normali
Campata interna	0,05 m/s^2	0,1 m/s^2
Sbalzo	0,1 m/s^2	0,2 m/s^2

Nella seguente tabella si riportano, per ogni solaio (relativamente all'elemento in cui le verifiche risultano più gravose), i valori dei parametri utilizzati nella valutazione dell'accelerazione massima e la relativa verifica.

Nome solaio	Esigenze richieste	f_1 [Hz]	$\alpha_i(f_1)$ [-]	M* [kg]	ξ [-]	Verifica più limitativa	a [m/s^2]	a_{lim} [m/s^2]	Verifica
Solaio 2	Esigenze normali	N/D	N/D	N/D	0,02	N/D	N/D	N/D	Non applicabile
Solaio 1	Esigenze normali	N/D	N/D	N/D	0,02	N/D	N/D	N/D	Non applicabile
Solaio 3	Esigenze normali	N/D	N/D	N/D	0,02	N/D	N/D	N/D	Non applicabile

Criterio di velocità (solai con frequenza fondamentale superiore a 8 Hz)

La verifica del criterio di velocità è condotta valutando l'entità della velocità di vibrazione del solaio causata da un impulso unitario ideale di 1 Ns, limitando superiormente le componenti di frequenza ad un valore di 40 Hz. Deve essere soddisfatta la seguente espressione:

$$v \leq v_{lim} = b^{(f_1 \xi - 1)}$$

dove:

b è un parametro funzione del livello d'esigenza richiesto

f_1 è la frequenza fondamentale del solaio

ξ è il coefficiente di smorzamento modale

v_{lim} è il valore limite per la velocità d'impulso

Il valore di v , velocità di risposta all'impulso unitario espressa in $\left[\frac{m}{Ns^2}\right]$, è valutato con l'espressione:

$$v = \frac{4 \cdot (0{,}4 + 0{,}6 n_{40})}{mbl + 200}$$

dove:

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

b è la larghezza del solaio

m è la massa

l è la luce della campata maggiore

Il valore di n_{40} è calcolato come:

$$n_{40} = \left\{ \left(\left(\frac{40}{f_1} \right)^2 - 1 \right) \cdot \left(\frac{b}{l} \right)^4 \cdot \frac{(EJ)_{TOT,l}}{(EJ)_{TOT,b}} \right\}^{0{,}25}$$

I valori limite del parametro b sono assunti come riportato nella seguente tabella.

	Esigenze elevate	Esigenze normali
b	150	120

Nella seguente tabella si riportano, per ogni solaio (relativamente all'elemento in cui le verifiche risultano più gravose), i valori dei parametri utilizzati nella valutazione della velocità di risposta all'impulso unitario e la relativa verifica.

Nome solaio	Esigenze richieste	f_1 [Hz]	ξ [-]	n_{40} [-]	v [m/(Ns^2)]	v_{lim} [m/(Ns^2)]	Verifica
Solaio 2	Esigenze normali	10,36	0,02	19,17	3,08E-3	2,25E-2	14%
Solaio 1	Esigenze normali	78,46	0,02	0,00	6,34E-4	1,53E1	0%
Solaio 3	Esigenze normali	30,97	0,02	9,61	4,35E-3	1,62E-1	3%

Verifiche travi in legno

Verifiche di resistenza a flessione

Le verifiche a flessione sono condotte con riferimento al § 6.3.3 della norma UNI EN 1995-1-1. Deve essere soddisfatta la seguente espressione:

$$\frac{\sigma_{m,d}}{k_{crit} \cdot f_{m,d}} \leq 1$$

in cui:

$\sigma_{m,d}$ è la tensione di progetto a flessione

$f_{m,d}$ è la resistenza di progetto a flessione

k_{crit} è un coefficiente che tiene conto della resistenza a flessione ridotta dovuta allo sbandamento laterale

Il coefficiente k_{crit} è assunto pari a 1,0 per travi in cui lo spostamento laterale del bordo compresso sia impedito sull'intera lunghezza e la rotazione torsionale sia impedita agli appoggi. Diversamente, il coefficiente viene determinato secondo la seguente espressione:

$$k_{crit} = \begin{cases} 1 & per\ \lambda_{rel,m} \leq 0{,}75 \\ 1{,}56 - 0{,}75\lambda_{rel,m} & per\ 0{,}75 \leq \lambda_{rel,m} \leq 1{,}4 \\ \frac{1}{\lambda_{rel,m}^2} & per\ 1{,}4 < \lambda_{rel,m} \end{cases}$$

in cui la snellezza relativa per flessione, $\lambda_{rel,m}$, è assunta pari a:

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

e $\sigma_{m,crit}$, tensione critica a flessione calcolata seconda la teoria classica della stabilità, è assunta pari a:

$$\sigma_{m,crit} = \frac{M_{y,crit}}{W_y} = \frac{\pi\sqrt{E_{0,05}\, I_z\, G_{0,05}\, I_{tor}}}{l_{ef}\, W_y}$$

dove:

$E_{0,05}$ è il valore di quinto percentile del modulo di elasticità parallelo alla fibratura;

$G_{0,05}$ è il valore di quinto percentile del modulo di taglio parallelo alla fibratura;

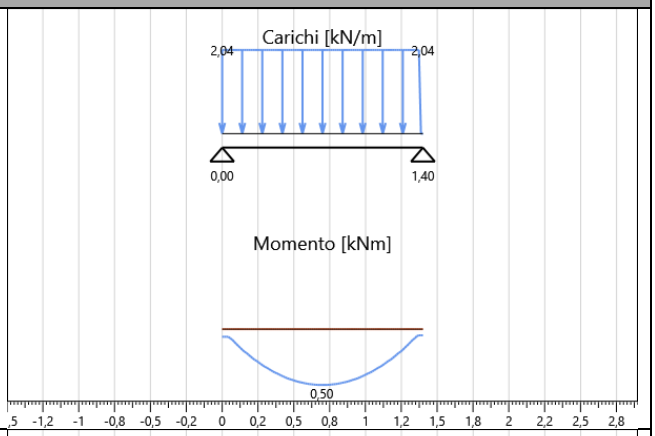
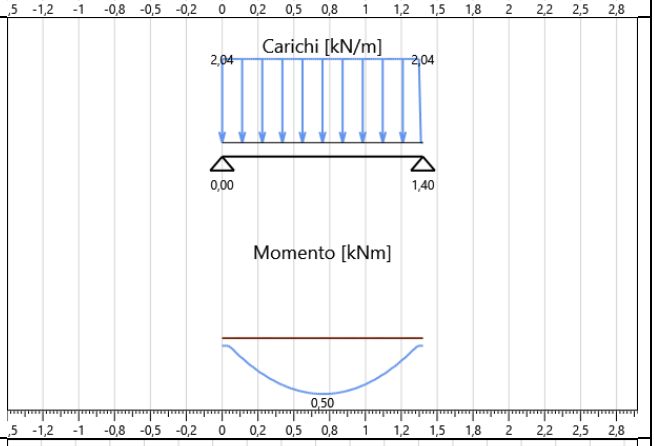
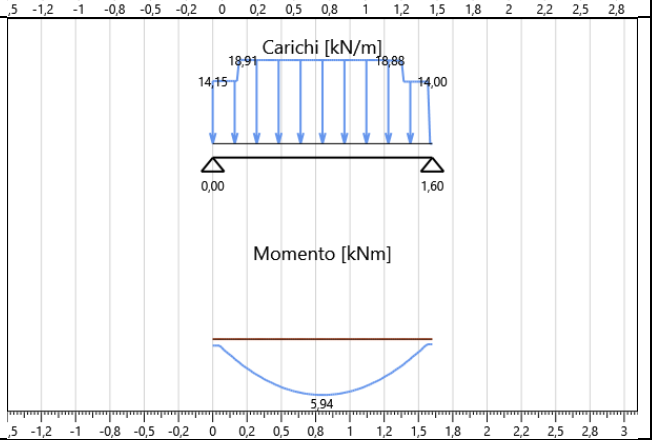
I_z è il momento di inerzia intorno all'asse debole z;

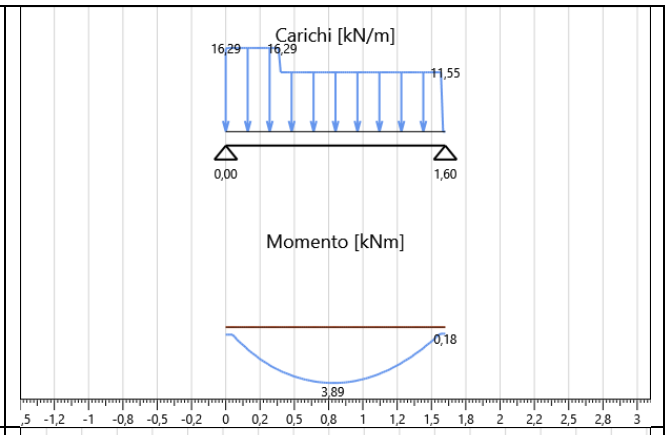
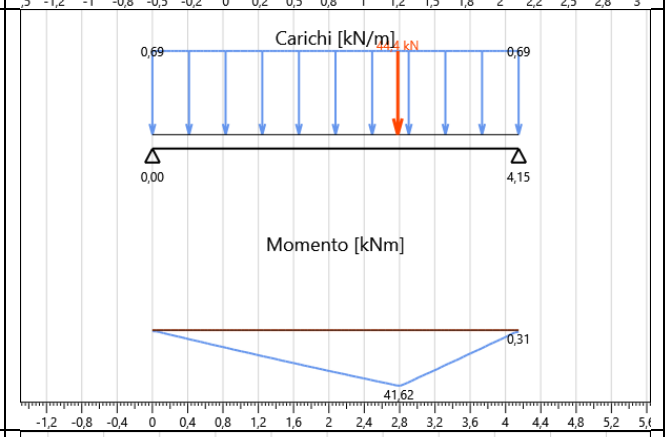
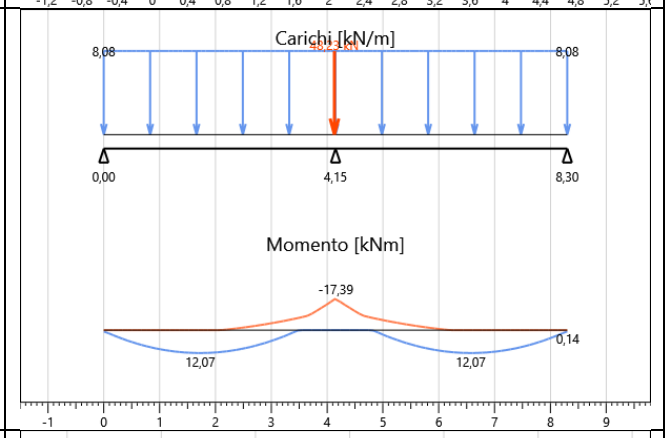
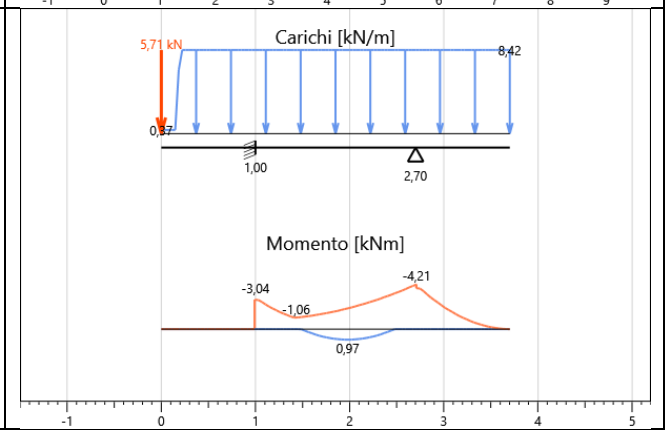
I_{tor} è il momento torsionale di inerzia;

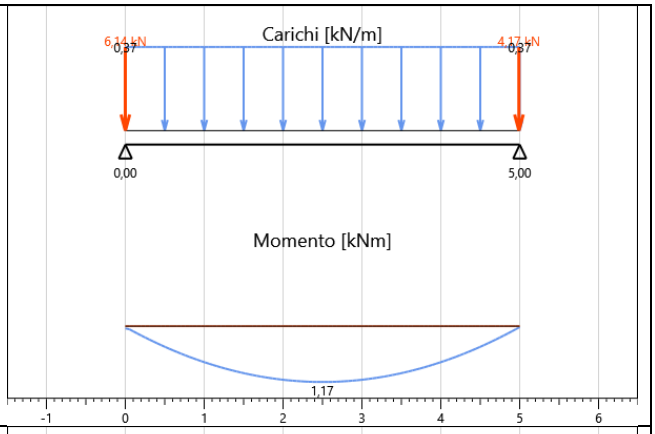
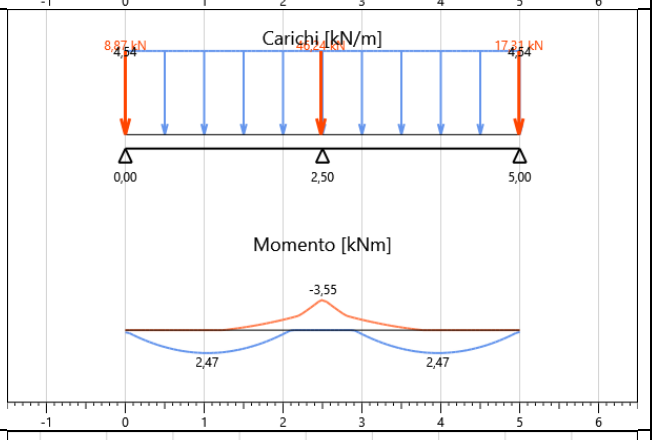
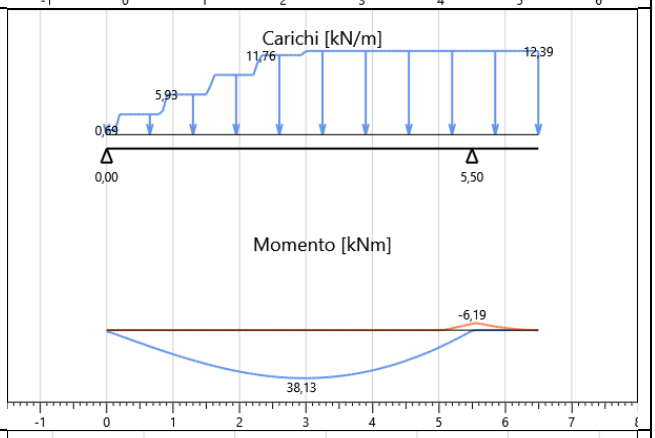
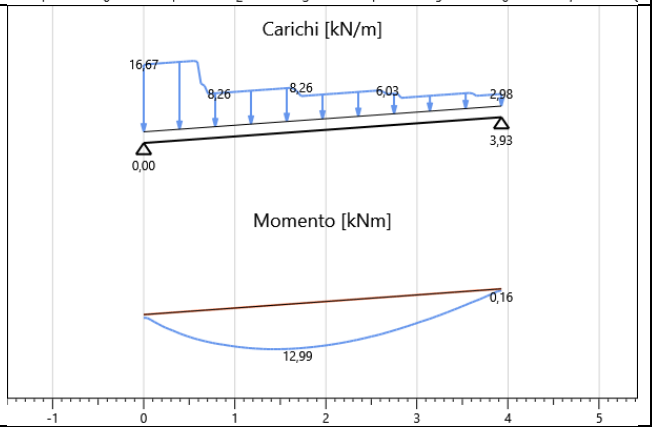
l_{ef} è la lunghezza efficace della trave in funzione delle condizioni di appoggio e della configurazione di carico;

W_y è il modulo della sezione intorno all'asse forte y.

Nella seguente tabella si riportano, per ogni trave, le sollecitazioni di flessione relative alla combinazione di carico più gravosa allo Stato Limite Ultimo.

Nome trave	Combinazione	Durata	Diagramma M_{3-3}
Trave 1	SLU 64	Permanente	
Trave 2	SLU 64	Permanente	
Trave 4	SLU 64	Permanente	

Trave 12	SLU 65	Media	
Trave 9	SLU 78	Breve	
Trave 13	SLU 65	Media	
Trave 22	SLU 65	Media	

Trave 18	SLU 64	Permanente	
Trave 6	SLU 65	Media	
Trave 24	SLU 65	Media	
Trave 19	SLU 78	Breve	

... omissis ...

Le verifiche a flessione sono riassunte in seguito. I valori derivanti dai calcoli, relativi ad ogni verifica, vengono riportati in forma di percentuale. I dati di output per singolo elemento strutturale soddisfano le verifiche qualora il loro valore sia inferiore o uguale al 100%, in caso contrario la verifica non è soddisfatta.

Nome trave	Sezione	$M_{3\text{-}3\ max}$ [kNm]	W [mm^3]	Vincolo torsionale	$\sigma_{m,crit}$ [MPa	k_{crit}	Comb.	k_{mod}	γ_M	$f_{m,d}$ [MPa]	$\sigma_{m,d}$ [MPa]	Verifica
Trave 1	Sezione 200x240 GL 24h	0,50	1920000	Svergolamento impedito	-	1,00	SLU 64	0,6	1,35	10,67	0,26	2%
Trave 2	Sezione 200x240 GL 24h	0,50	1920000	Svergolamento impedito	-	1,00	SLU 64	0,6	1,35	10,67	0,26	2%
Trave 4	Sezione 200x240 GL 24h	5,94	1920000	Svergolamento impedito	-	1,00	SLU 64	0,6	1,35	10,67	3,10	29%
Trave 12	Sezione 200x240 GL 24h	3,89	1920000	Svergolamento impedito	-	1,00	SLU 65	0,8	1,35	14,22	2,02	14%
Trave 9	Sezione 200x440 GL 24h	41,62	6453333	Svergolamento impedito	-	1,00	SLU 78	0,9	1,35	16,00	6,45	40%
Trave 13	Copia di Sezione 200x520 GL 24h	17,39	9013333	Svergolamento impedito	-	1,00	SLU 65	0,8	1,35	14,22	1,93	14%
Trave 10	Sezione 200x240 GL 24h	0,09	1920000	Svergolamento impedito	-	1,00	SLU 64	0,6	1,35	10,67	0,04	0%
Trave 21	Sezione 200x240 GL 24h	4,43	1920000	Svergolamento impedito	-	1,00	SLU 78	0,9	1,35	16,00	2,31	14%
Trave 17	Sezione 200x240 GL 24h	3,15	1920000	Svergolamento impedito	-	1,00	SLU 78	0,9	1,35	16,00	1,64	10%
Trave 22	Sezione 200x240 GL 24h	4,21	1920000	Svergolamento impedito	-	1,00	SLU 65	0,8	1,35	14,22	2,19	15%

... omissis ...

Verifiche di resistenza a taglio

Le verifiche a taglio sono condotte con riferimento al § 6.1.7 della norma UNI EN 1995-1-1. Deve essere soddisfatta la seguente espressione:

$$\frac{\tau_d}{f_{v,d}} \leq 1$$

in cui:

τ_d è la tensione di progetto a taglio

$f_{v,d}$ è la resistenza di progetto a taglio

Per la verifica della resistenza a taglio di elementi sottoposti a flessione, l'influenza delle fessurazioni è tenuta in conto utilizzando una larghezza efficace dell'elemento dato da:

$$b_{ef} = k_{cr} \cdot b$$

dove b è la larghezza della sezione della trave.

Si utilizzano i seguenti valori del coefficiente k_{cr}

k_{cr} = 0,67 (≤1) per legno massiccio

k_{cr} = 0,67 (≤1) per legno lamellare incollato

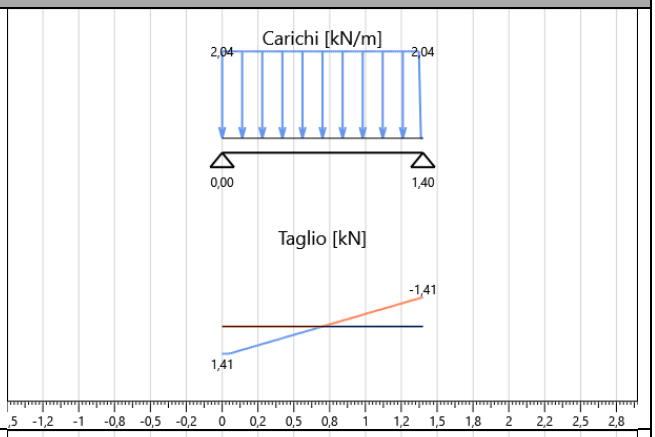
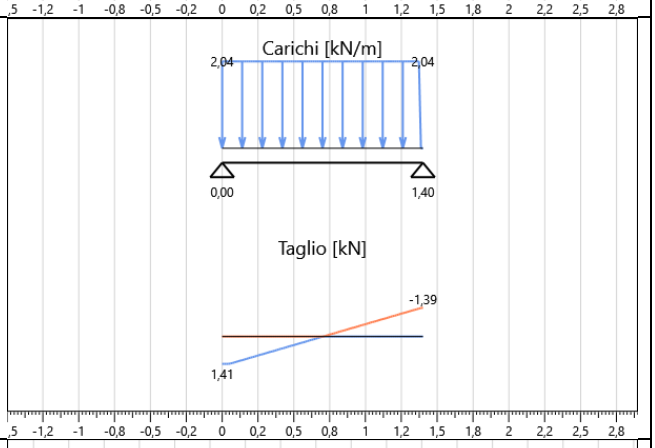
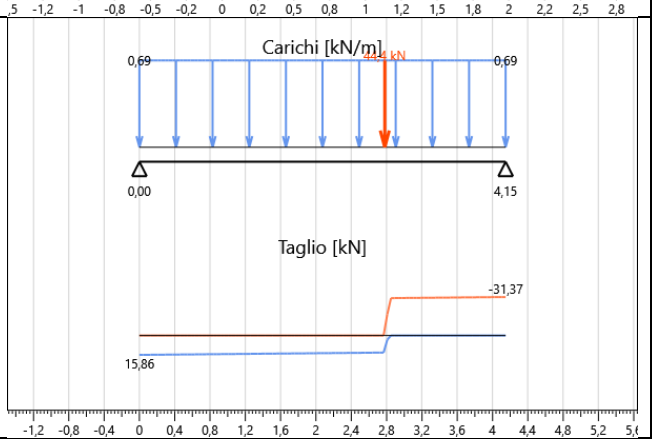
Il valore dello sforzo di taglio di progetto sollecitante massimo in una sezione rettangolare viene valutato quindi con la seguente formula:

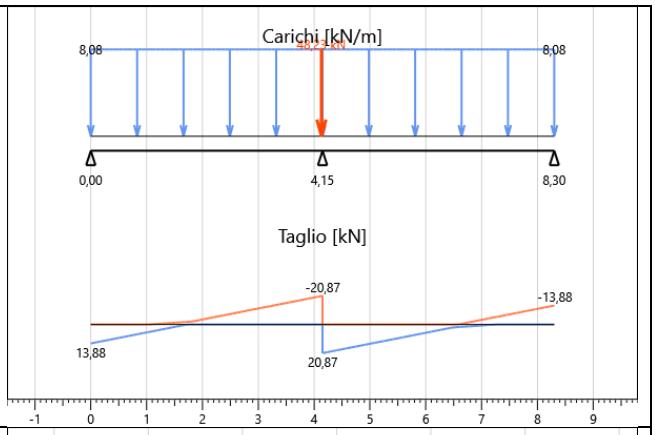
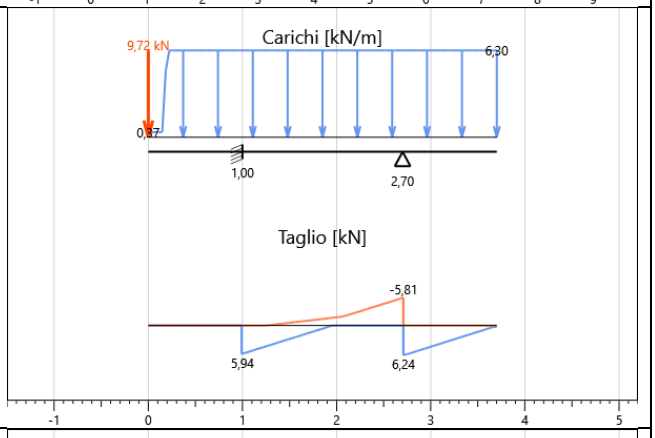
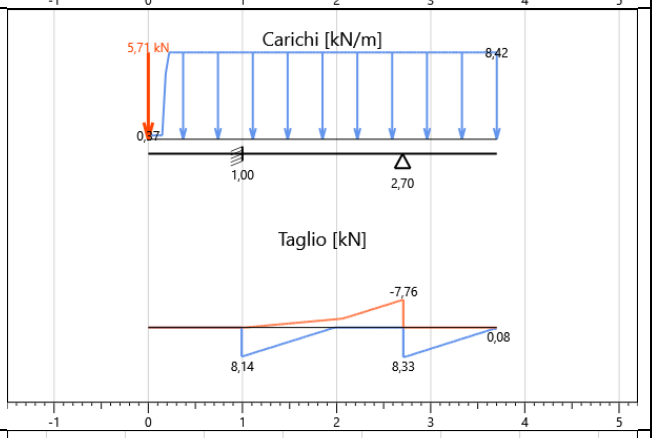
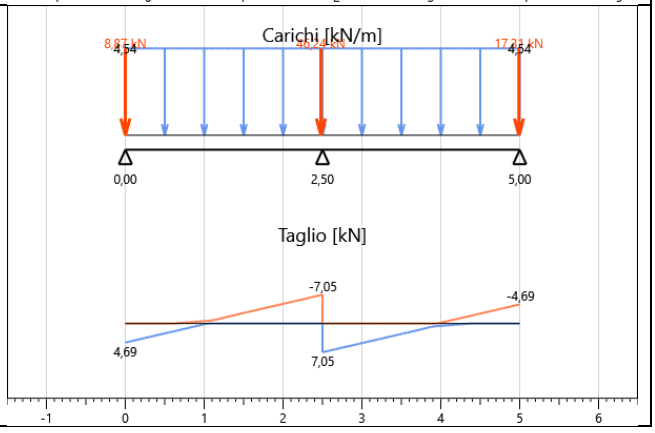
$$\tau_d = \frac{3}{2} \cdot \frac{V_d}{k_{cr} \cdot A}$$

in cui A è l'area della sezione trasversale della trave.

Nella seguente tabella si riportano, per ogni trave, gli schemi statici di calcolo e l'inviluppo delle distribuzioni del taglio sollecitante.

taglio sollecitante.

Nome trave	Combinazione	Durata	Diagramma V_2
Trave 1	SLU 64	Permanente	
Trave 2	SLU 64	Permanente	
Trave 9	SLU 78	Breve	

Trave 13	SLU 65	Media	
Trave 17	SLU 78	Breve	
Trave 22	SLU 65	Media	
Trave 6	SLU 65	Media	

... omissis ...

Le verifiche a taglio sono riassunte in seguito. I valori derivanti dai calcoli, relativi ad ogni verifica, vengono riportati in forma di percentuale. I dati di output per singolo elemento strutturale soddisfano le verifiche qualora il loro valore sia inferiore o uguale al 100%, in caso contrario la verifica non è soddisfatta.

Nome trave	Sezione	$V_{2\,max}$ [kN]	Area [mm^2]	k_{cr}	Comb.	Classe di servizio	k_{mod}	γ_M	$f_{v,d}$ [MPa]	$\tau_{2,d}$ [MPa]	Verifica
Trave 1	Sezione 200x240 GL 24h	1,41	48000	0,67	SLU 64	1	0,6	1,35	1,56	0,07	4%
Trave 2	Sezione 200x240 GL 24h	1,41	48000	0,67	SLU 64	1	0,6	1,35	1,56	0,07	4%
Trave 4	Sezione 200x240 GL 24h	14,01	48000	0,67	SLU 64	1	0,6	1,35	1,56	0,65	42%
Trave 12	Sezione 200x240 GL 24h	10,73	48000	0,67	SLU 65	1	0,8	1,35	2,07	0,50	24%
Trave 9	Sezione 200x440 GL 24h	31,37	88000	0,67	SLU 78	1	0,9	1,35	2,33	0,80	34%
Trave 13	Copia di Sezione 200x520 GL 24h	20,87	104000	0,67	SLU 65	1	0,8	1,35	2,07	0,45	22%
Trave 10	Sezione 200x240 GL 24h	0,25	48000	0,67	SLU 64	1	0,6	1,35	1,56	0,01	1%
Trave 21	Sezione 200x240 GL 24h	13,93	48000	0,67	SLU 78	1	0,9	1,35	2,33	0,65	28%
Trave 17	Sezione 200x240 GL 24h	6,24	48000	0,67	SLU 78	1	0,9	1,35	2,33	0,29	12%
Trave 22	Sezione 200x240 GL 24h	8,33	48000	0,67	SLU 65	1	0,8	1,35	2,07	0,39	19%
Trave 18	Sezione 200x240 GL 24h	0,93	48000	0,67	SLU 64	1	0,6	1,35	1,56	0,04	3%

... omissis ...

Verifiche di deformazione delle travi (SLE)

Si verifica che la deformazione della struttura risultante dagli effetti delle azioni e dall'umidità rimanga entro limiti appropriati. Le verifiche di deformazione sono condotte con riferimento al § 2.2.3 della UNI EN 1995-1-1.

La freccia netta $w_{net,fin}$ viene assunta come:

$$w_{net,fin} = w_{inst} + w_{creep} - w_c = w_{fin} - w_c$$

dove:

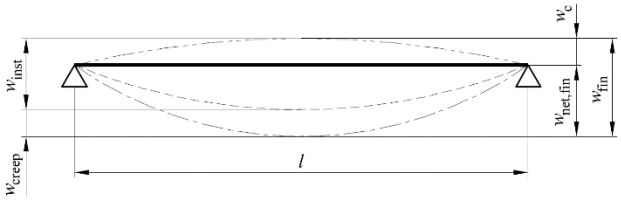
$w_{net,fin}$ è la freccia finale netta

w_{inst} è la freccia istantanea

w_{creep} è la freccia viscoelastica

w_c è la monta della trave (assunta nulla)

w_{fin} è la freccia finale



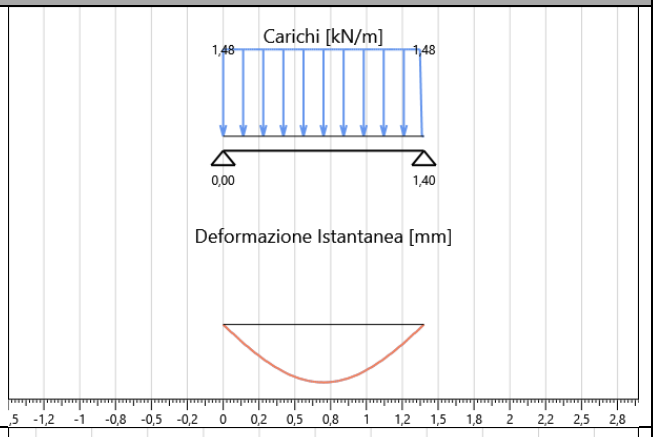
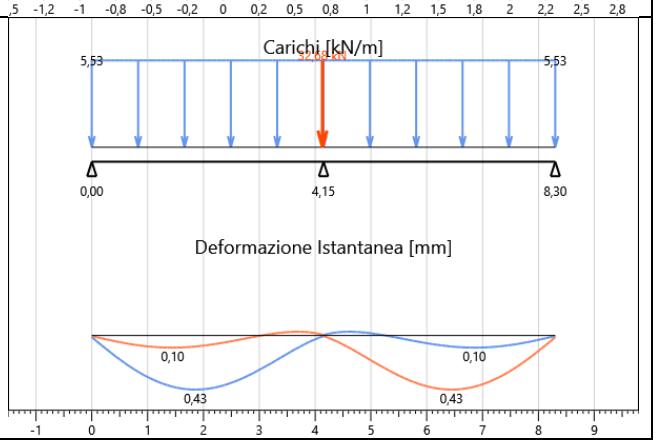
I valori limite di freccia sono assunti come riportato nella seguente tabella.

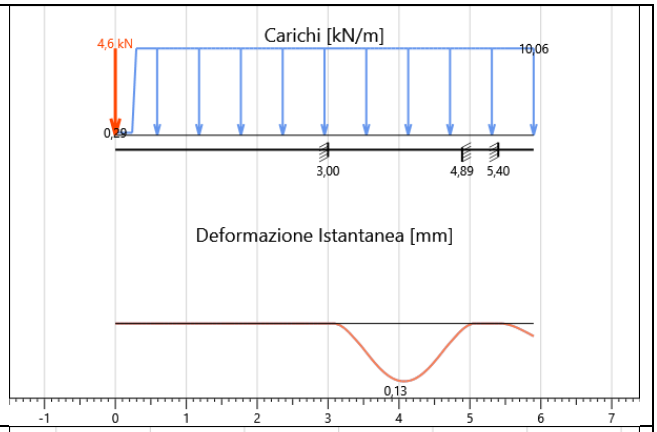
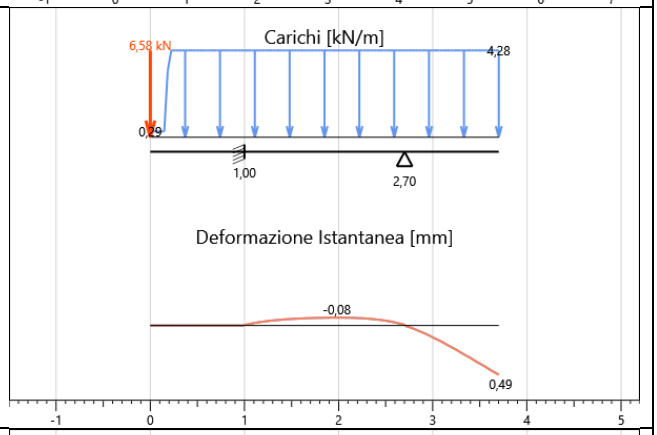
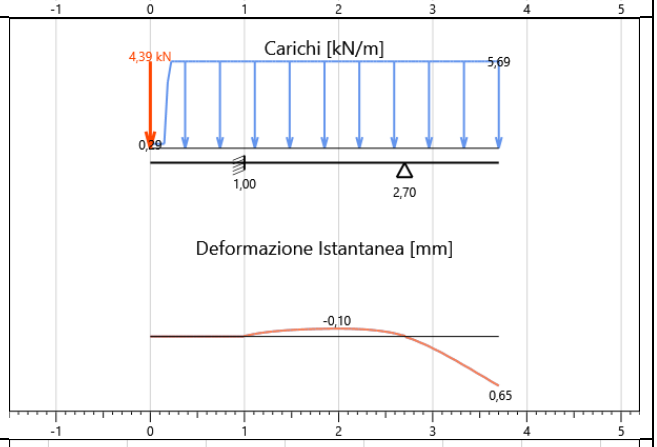
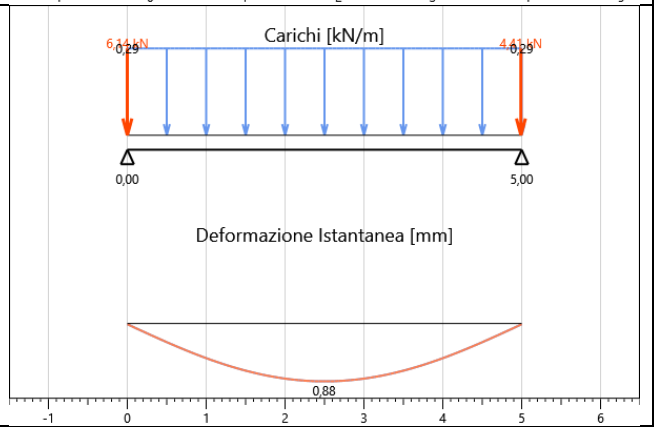
Condizione	w_{inst}	$w_{net,fin}$
Trave su due appoggi	l/300	l/250
Travi a mensola	l/150	l/125

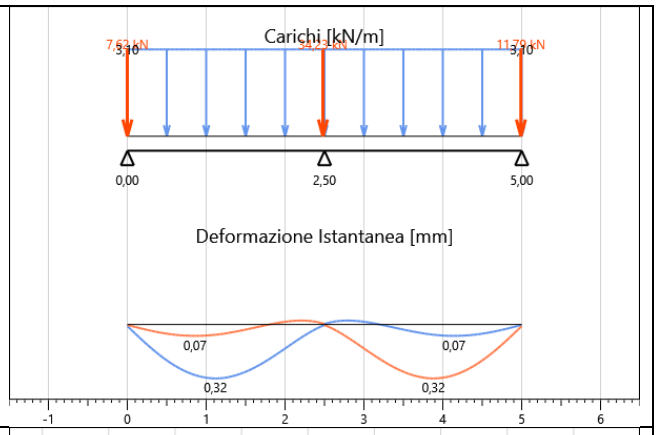
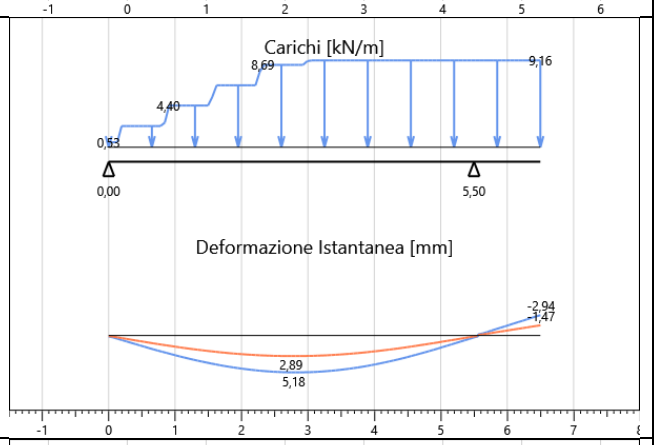
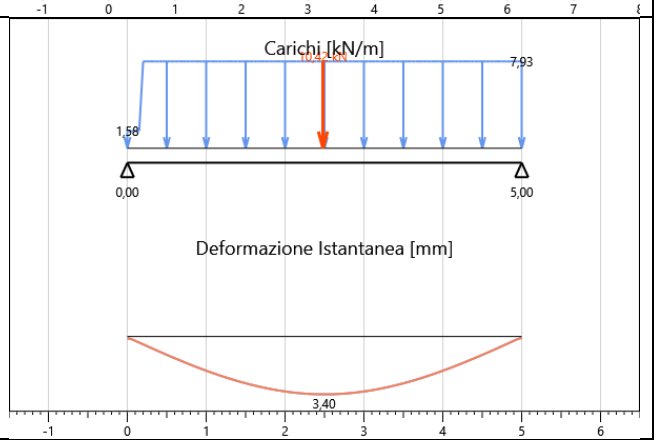
Deformazione istantanea

La deformazione istantanea w_{inst} è calcolata per la combinazione rara delle azioni.

Nella seguente tabella si riportano, per ogni trave, gli schemi statici di calcolo e le deformazioni istantanee ottenute omettendo, con una distribuzione a scacchiera, i carichi Q_{ki} che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche, in accordo al § 2.5.3 NTC.

Nome trave	Combinazione	Deformazioni instantanee
Trave 1	SLE rara 13	
Trave 13	SLE rara 3	

Trave 21	SLE rara 15	
Trave 17	SLE rara 15	
Trave 22	SLE rara 3	
Trave 18	SLE rara 13	

Trave 6	SLE rara 3	
Trave 24	SLE rara 3	
Trave 7	SLE rara 3	

... omissis ...

Nella tabella sottostante si riportano le verifiche ad inflessione istantanea delle travi lignee.

Nome trave	Sezione	Combinazione	Verifica sbalzo deformazione negativa	Verifica più limitativa	w_{inst} [mm]	$w_{inst\ limite}$ [mm]	Limite di freccia	Verifica
Trave 1	Sezione 200x240 GL 24h	SLE rara 13	Si	Campata interna	0,03	4,67	l/300	1%
Trave 2	Sezione 200x240 GL 24h	SLE rara 13	Si	Campata interna	0,03	4,67	l/300	1%
Trave 4	Sezione 200x240 GL 24h	SLE rara 15	Si	Campata interna	0,60	5,33	l/300	11%
Trave 12	Sezione 200x240 GL 24h	SLE rara 3	Si	Campata interna	0,27	5,33	l/300	5%

Trave 9	Sezione 200x440 GL 24h	SLE rara 15	Si	Campata interna	2,47	13,83	l/300	18%
Trave 13	Copia di Sezione 200x520 GL 24h	SLE rara 3	Si	Campata interna	0,43	13,83	l/300	3%
Trave 10	Sezione 200x240 GL 24h	SLE rara 13	Si	Campata interna	0,00	4,50	l/300	0%
Trave 21	Sezione 200x240 GL 24h	SLE rara 15	Si	Campata interna	0,13	6,30	l/300	2%

... omissis ...

Deformazione finale

La deformazione finale $w_{net,fin}$ è calcolata considerando che le componenti quasi-permanenti delle azioni causano nel tempo una deformazione viscoelastica w_{creep} che può essere calcolata utilizzando i valori medi dei moduli elastici ridotti opportunamente mediante il fattore $(1 + k_{def})$.

Per strutture consistenti di elementi, componenti e connessioni aventi lo stesso comportamento viscoelastico, e sotto l'assunzione di una correlazione lineare fra le azioni e le deformazioni corrispondenti la deformazione finale, w_{fin}, può essere considerata come:

$$w_{fin} = w_{fin,G} + w_{fin,Q1} + \sum w_{fin,Qi}$$

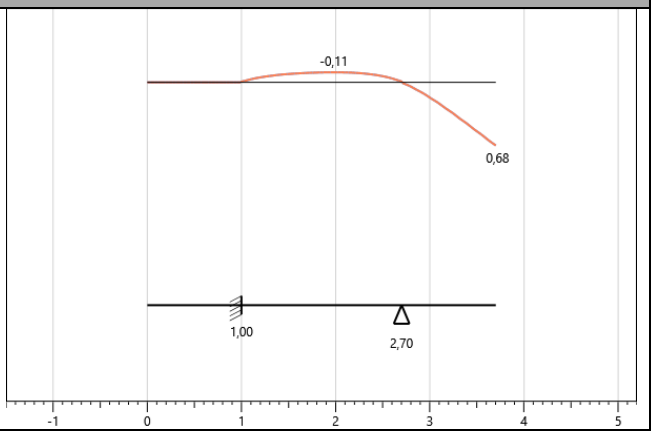
dove:

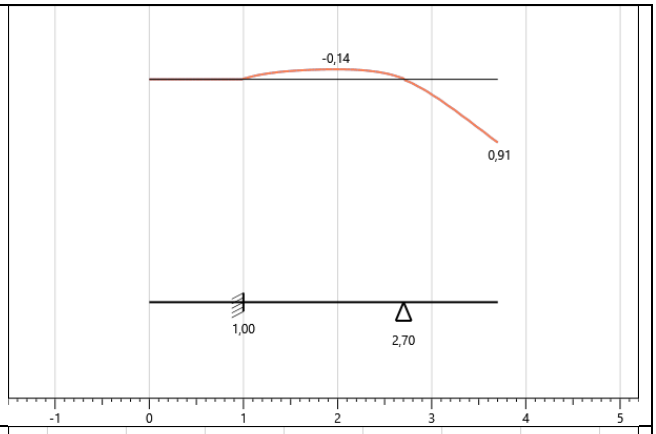
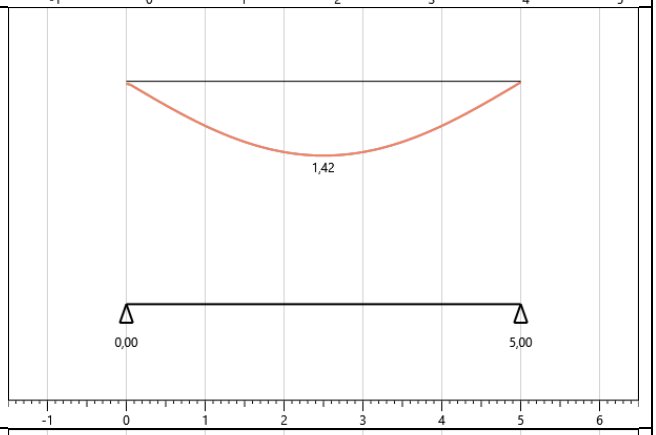
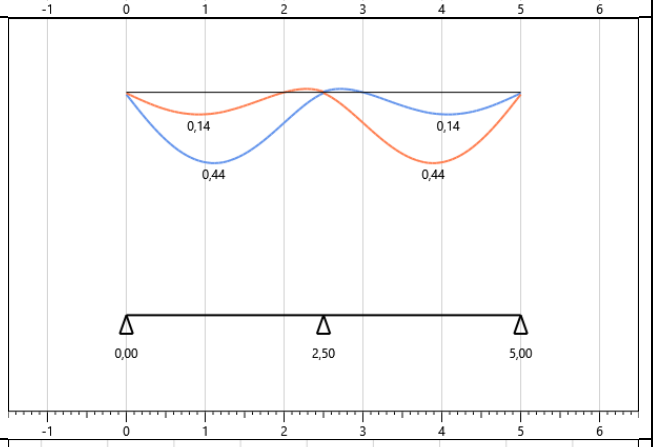
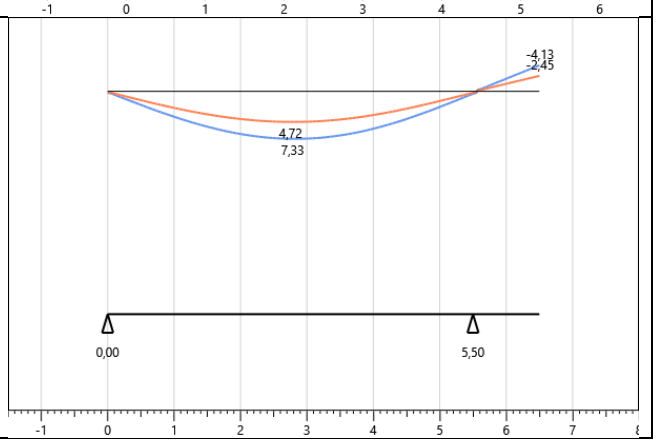
$w_{fin,G} = w_{inst,G} \cdot (1 + k_{def})$ per un'azione permanente G

$w_{fin,Q,1} = w_{inst,Q,1} \cdot (1 + \Psi_{2,1} \cdot k_{def})$ per un'azione variabile principale, Q_1

$w_{fin,Q,i} = w_{inst,Q,i} \cdot (\Psi_{0,i} + \Psi_{2,1} \cdot k_{def})$ per le azioni variabili secondarie, Q_i (i>1)

Nella seguente tabella si riportano, per ogni trave, le deformazioni finali che si ottengono tenendo conto anche della deformazione viscoelastica w_{creep}. Tale contributo è calcolato considerando le componenti quasi-permanenti delle azioni presenti nelle combinazioni utilizzate per il calcolo delle deformate istantanee (combinazioni rare associate).

Nome trave	Combinazione	Deformazioni finali
Trave 17	SLE rara 15	

Trave 22	SLE rara 3	
Trave 18	SLE rara 13	
Trave 6	SLE rara 3	
Trave 24	SLE rara 3	

... omissis ...

Nella tabella sottostante si riportano le verifiche ad inflessione finale delle travi lignee.

Nome trave	Sezione	Combinazione	Classe di servizio	k_{def}	Verifica sbalzo deformazione negativa	Verifica più limitativa	w_{fin} [mm]	$w_{fin\ limite}$ [mm]	Limite di freccia	Verifica
Trave 1	Sezione 200x240 GL 24h	SLE rara 13	1	0,6	Si	Campata interna	0,04	5,60	l/250	1%
Trave 2	Sezione 200x240 GL 24h	SLE rara 13	1	0,6	Si	Campata interna	0,04	5,60	l/250	1%
Trave 4	Sezione 200x240 GL 24h	SLE rara 15	1	0,6	Si	Campata interna	0,86	6,40	l/250	13%
Trave 12	Sezione 200x240 GL 24h	SLE rara 3	1	0,6	Si	Campata interna	0,38	6,40	l/250	6%
Trave 9	Sezione 200x440 GL 24h	SLE rara 15	1	0,6	Si	Campata interna	3,54	16,60	l/250	21%
Trave 13	Copia di Sezione 200x520 GL 24h	SLE rara 3	1	0,6	Si	Campata interna	0,58	16,60	l/250	4%

... omissis ...

Verifiche pilastri in legno

Verifiche di instabilità

Le verifiche ad instabilità dei pilastri sono state condotte con riferimento a quanto riportato al § 6.3.2 della norma UNI EN 1995-1-1.

Le norme raccomandano che i rapporti di snellezza relativa siano assunti come:

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

e

$$\lambda_{rel,z} = \frac{\lambda_{,z}}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}}$$

dove

$\lambda_{,y}$ e $\lambda_{rel,y}$ sono i rapporti di snellezza corrispondenti alla flessione intorno all'asse y (freccia in direzione z);

$\lambda_{,z}$ e $\lambda_{rel,z}$ sono i rapporti di snellezza corrispondenti alla flessione intorno all'asse z (freccia in direzione y);

Si raccomanda inoltre che, laddove sia $\lambda_{rel,z} \leq 0,3$ che $\lambda_{rel,y} \leq 0,3$, le tensioni soddisfino le espressioni (6.19) e (6.20) di cui al punto 6.2.4 della norma UNI EN 1995-1-1.

Si raccomanda che in tutti gli altri casi le tensioni, che saranno aumentate in seguito alla freccia di inflessione, soddisfino le espressioni seguenti:

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

in cui

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

$$k_{c,z} = \frac{1}{k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2}}$$

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

$$k_z = 0,5 \cdot \left(1 + \beta_c \cdot \left(\lambda_{rel,z} - 0,3\right) + \lambda_{rel,z}^2\right)$$

dove

β_c è un coefficiente per elementi rientranti nei limiti di rettilineità definiti nella Sezione 10 della norma UNI EN 1995-1-1 ed assume i seguenti valori

$$\beta_c = \begin{cases} 0{,}2 \; per \; legno \; massiccio \\ 0{,}1 \; per \; legno \; lamellare \; incollato \; e \; LVL \end{cases}$$

I valori delle sollecitazioni riportati nella tabella sottostante sono relativi, per ogni pilastro, alla combinazione di carico più gravosa per lo Stato Limite Ultimo di instabilità.

Comb.: Combinazione di carico più gravosa per il pilastro considerato

Dur.: Durata del carico

N: Sollecitazione assiale

V_2: Sollecitazione tagliante lungo l'asse locale 2

V_3: Sollecitazione tagliante lungo l'asse locale 3

$M_{2\text{-}2}$: Sollecitazione flettente attorno all'asse locale 2

$M_{3\text{-}3}$: Sollecitazione flettente attorno all'asse locale 3

Nome pilastro	Comb.	Dur.	N [kN]	V2 [kN]	V3 [kN]	M2-2 [kNm]	M3-3 [kNm]
Pilastro 3	SLU 64	Permanente	12,35	0,00	0,00	0,00	0,00
Pilastro 4	SLU 65	Media	61,75	0,00	0,00	0,00	0,00
Pilastro 5	SLU 65	Media	22,68	0,00	0,00	0,00	0,00
Pilastro 16	SLU 78	Breve	63,40	0,00	0,00	0,00	0,00
Pilastro 11	SLU 64	Permanente	8,87	0,00	0,00	0,00	0,00
Pilastro 14	SLU 65	Media	17,31	0,00	0,00	0,00	0,00
Pilastro 12	SLU 65	Media	46,24	0,00	0,00	0,00	0,00
Pilastro 13	SLU 78	Breve	44,40	0,00	0,00	0,00	0,00
Pilastro 10	SLU 78	Breve	64,60	0,00	0,00	0,00	0,00
Pilastro 6	SLU 70	Media	80,64	0,00	0,00	0,00	0,00
Pilastro 7	SLU 65	Media	14,12	0,00	0,00	0,00	0,00
Pilastro 15	SLU 78	Breve	47,67	0,00	0,00	0,00	0,00
Pilastro 9	SLU 65	Media	23,23	0,00	0,00	0,00	0,00
Pilastro 2	SLU 65	Media	32,51	0,00	0,00	0,00	0,00
Pilastro 1	SLU 65	Media	27,04	0,00	0,00	0,00	0,00
Pilastro 8	SLU 65	Media	91,33	0,00	0,00	0,00	0,00

Si riassumono qui le verifiche ad instabilità per i pilastri. I valori relativi ai risultati delle verifiche vengono riportati in forma percentuale. I dati di output per singolo elemento strutturale, riportati nella tabella sottostante, soddisfano le verifiche qualora il valore sia inferiore o uguale al 100%.

Sez.: Indicazione della tipologia di sezione trasversale del pilastro, come indicato al capitolo "Sezioni degli elementi strutturali"

h: Altezza del pilastro

Area: Area della sezione trasversale della colonna

J_y: Momento di inerzia attorno a y della sezione trasversale del pilastro

J_z: Momento di inerzia attorno a z della sezione trasversale del pilastro

Comb.: Combinazione di carico più gravosa per il pilastro considerato

k_{mod}: Coefficiente di correzione che tiene conto degli effetti della durata del carico e dell'umidità

γ_M: Coefficiente parziale di sicurezza relativo al materiale

$f_{c,0,d}$: Resistenza di progetto a compressione lungo la fibratura

$\sigma_{c,0,d}$: Tensione di progetto a compressione lungo la fibratura

Nome pilastro	Sez.	h [m]	Area [mm^2]	J_y [mm^4]	J_z [mm^4]	kc,y	kc,z	Comb	Classe servizio	k_{mod}	γ_M	$f_{c,0,d}$	$\sigma_{c,0,d}$ [MPa]	Verifica
Pilastro 3	Sezione 200x240 GL 24h	3,2	48000	2,30E8	1,60E8	0,92	0,85	SLU 64	1	0,6	1,35	10,67	0,26	3%
Pilastro 4	Sezione 200x240 GL 24h	3,2	48000	2,30E8	1,60E8	0,92	0,85	SLU 65	1	0,8	1,35	14,22	1,29	11%
Pilastro 5	Sezione 200x240 GL 24h	3,2	48000	2,30E8	1,60E8	0,92	0,85	SLU 65	1	0,8	1,35	14,22	0,47	4%
Pilastro 16	Sezione 200x240 GL 24h	4,5	48000	2,30E8	1,60E8	0,74	0,57	SLU 78	1	0,9	1,35	16,00	1,32	15%
Pilastro 11	Sezione 200x240 GL 24h	2,8	48000	2,30E8	1,60E8	0,95	0,91	SLU 64	1	0,6	1,35	10,67	0,18	2%
Pilastro 14	Sezione 200x240 GL 24h	2,8	48000	2,30E8	1,60E8	0,95	0,91	SLU 65	1	0,8	1,35	14,22	0,36	3%
Pilastro 12	Sezione 200x240 GL 24h	3,95	48000	2,30E8	1,60E8	0,84	0,69	SLU 65	1	0,8	1,35	14,22	0,96	10%
Pilastro 13	Sezione 200x240 GL 24h	3,95	48000	2,30E8	1,60E8	0,84	0,69	SLU 78	1	0,9	1,35	16,00	0,92	8%
Pilastro 10	Sezione 200x240 GL 24h	3,2	48000	2,30E8	1,60E8	0,92	0,85	SLU 78	1	0,9	1,35	16,00	1,35	10%
Pilastro 6	Sezione 200x240 GL 24h	3,2	48000	2,30E8	1,60E8	0,92	0,85	SLU 70	1	0,8	1,35	14,22	1,68	14%
Pilastro 7	Sezione 200x240 GL 24h	3,2	48000	2,30E8	1,60E8	0,92	0,85	SLU 65	1	0,8	1,35	14,22	0,29	2%
Pilastro 15	Sezione 200x240 GL 24h	4,5	48000	2,30E8	1,60E8	0,74	0,57	SLU 78	1	0,9	1,35	16,00	0,99	11%
Pilastro 9	Sezione 200x240 GL 24h	3,2	48000	2,30E8	1,60E8	0,92	0,85	SLU 65	1	0,8	1,35	14,22	0,48	4%
Pilastro 2	Sezione 200x240 GL 24h	3,2	48000	2,30E8	1,60E8	0,92	0,85	SLU 65	1	0,8	1,35	14,22	0,68	6%
Pilastro 1	Sezione 200x240 GL 24h	3,2	48000	2,30E8	1,60E8	0,92	0,85	SLU 65	1	0,8	1,35	14,22	0,56	5%
Pilastro 8	Sezione 200x240 GL 24h	3,2	48000	2,30E8	1,60E8	0,92	0,85	SLU 65	1	0,8	1,35	14,22	1,90	16%

Verifiche pareti a telaio

Verifica di instabilità

Le verifiche ad instabilità delle pareti sono state condotte con riferimento a quanto riportato al § 6.3.2 della UNI EN 1995-1-1. Nello specifico gli elementi analizzati sono i montanti interno ed esterno più caricati. Questi risultano controventati nella direzione della parete grazie alla presenza dei pannelli di rivestimento che ne impediscono lo sbandamento in tale direzione, pertanto le verifiche vengono eseguite solo nella direzione ortogonale.

Le normative raccomandano che laddove sia $\lambda_{rel,z} \leq 0,3$ che $\lambda_{rel,y} \leq 0,3$, le tensioni devono soddisfare le espressioni (6.19) e (6.20) di cui al punto 6.2.4 della norma UNI EN 1995-1-1.

Si raccomanda inoltre che in tutti gli altri casi le tensioni, che saranno aumentate in seguito alla freccia di inflessione, soddisfino la seguente espressione:

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_c \cdot f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} \leq 1$$

I valori delle sollecitazioni riportati nella tabella sottostante sono relativi, per ogni parete, alla combinazione di carico più gravosa relativamente allo Stato Limite Ultimo di instabilità.

Nome parete	Lunghezza [m]	Comb.	Dur.	N [kN]	M2-2 [kNm]
Parete 1	1,00	SLU 64	Permanente	41,42	0,00
Parete 7	3,00	SLU 64	Permanente	89,66	0,00
Parete 17	0,60	SLU 64	Permanente	22,03	0,00
Parete 2	1,50	SLU 82	Istantanea	20,50	1,33
Parete 3	2,50	SLU 84	Istantanea	37,58	2,22
Parete 5	1,50	SLU 82	Istantanea	20,56	1,33
Parete 14	3,00	SLU 65	Media	116,26	0,00
Parete 6	2,40	SLU 64	Permanente	75,36	0,00
Parete 15	7,80	SLU 64	Permanente	206,55	0,00
Parete 16	2,40	SLU 84	Istantanea	59,23	2,13
Parete 20	1,00	SLU 84	Istantanea	30,30	0,68
Parete 29	3,00	SLU 84	Istantanea	50,74	2,04
Parete 33	1,47	SLU 82	Istantanea	8,77	1,24
Parete 36	1,47	SLU 82	Istantanea	10,11	1,27
Parete 23	3,14	SLU 78	Breve	106,96	0,00
Parete 32	5,56	SLU 78	Breve	149,64	0,00
Parete 35	4,15	SLU 82	Istantanea	22,31	4,87
Parete 26	1,50	SLU 82	Istantanea	11,48	1,24
Parete 24	2,50	SLU 84	Istantanea	22,71	3,88
Parete 21	1,50	SLU 82	Istantanea	11,43	1,27
Parete 37	3,00	SLU 84	Istantanea	61,29	2,04
Parete 41	0,51	SLU 78	Breve	27,93	0,00
Parete 31	7,80	SLU 78	Breve	160,32	0,00
Parete 39	2,40	SLU 84	Istantanea	47,62	1,63
Parete 42	5,07	SLU 82	Istantanea	29,82	6,20
Parete 43	1,50	SLU 82	Istantanea	9,42	1,27
Parete 19	1,50	SLU 82	Istantanea	33,60	1,33
Parete 9	3,80	SLU 64	Permanente	60,64	0,00
Parete 27	2,40	SLU 84	Istantanea	41,66	1,63
Parete 30	1,60	SLU 84	Istantanea	24,41	1,09
Parete 10	1,70	SLU 82	Istantanea	40,47	1,51
Parete 12	1,70	SLU 82	Istantanea	41,88	1,51
Parete 8	5,56	SLU 65	Media	315,90	0,00
Parete 4	3,14	SLU 65	Media	190,27	0,00
Parete 28	1,40	SLU 82	Istantanea	2,34	0,12
Parete 25	1,40	SLU 82	Istantanea	2,34	0,12
Parete 22	1,40	SLU 82	Istantanea	2,34	0,12
Parete 40	1,60	SLU 82	Istantanea	2,74	0,14
Parete 44	1,73	SLU 82	Istantanea	2,93	0,15
Parete 11	4,15	SLU 64	Permanente	52,42	0,00
Parete 13	3,80	SLU 84	Istantanea	69,87	3,37
Parete 18	5,07	SLU 82	Istantanea	92,26	4,50
Parete 34	3,80	SLU 84	Istantanea	34,81	3,42
Parete 38	3,80	SLU 84	Istantanea	35,64	3,42

Le verifiche ad instabilità per le pareti a telaio sono riassunte di seguito. I valori derivanti dai calcoli, relativi ad ogni verifica, vengono riportati in forma di percentuale. I dati di output per singolo

elemento strutturale della tabella sottostante soddisfano le verifiche qualora il loro valore sia inferiore o uguale al 100%, in caso contrario la verifica non è soddisfatta.

Sezione: Indicazione della tipologia di sezione trasversale del montante, come assunto al paragrafo “Sezioni degli elementi strutturali”

$h_{montante}$: Altezza del montante

$A_{montante}$: Area della sezione trasversale del montante

$J_{montante}$: Momento di inerzia della sezione trasversale del montante

Comb.: Combinazione di carico più gravosa per la parete considerata

k_{mod}: Coefficiente di correzione che tiene conto degli effetti della durata del carico e dell’umidità

γ_M: Coefficiente parziale di sicurezza relativo al materiale

$f_{c,0,k}$: Resistenza caratteristica a compressione lungo la fibratura del materiale utilizzato

$f_{m,k}$: Resistenza caratteristica a flessione del materiale utilizzato

$\sigma_{c,0,d}$: Sforzo sollecitante di progetto a compressione lungo la fibratura

$\sigma_{m,d}$: Sforzo sollecitante di progetto dovuto alla flessione

Nome parete	Sezione	Montante	h_{mont} [m]	$A_{montante}$ [mm^2]	$J_{montante}$ [mm^4]	$kC_{montante}$	Comb.	Classe servizio	k_{mod}	γ_M	$f_{c,0,k}$	$f_{m,k}$	N [kN]	$\sigma_{c,0,d}$ [MPa]	$\sigma_{m,d}$ [MPa]	Verifica
Parete 1	Telaio OSB - 2 LATI- PT	Interno	3,2	16000	3,41E7	0,56	SLU 64	1	0,6	1,45	21,00	24,00	14,72	0,92	0,00	19%
Parete 1	Telaio OSB - 2 LATI- PT	Esterno	3,2	19200	4,10E7	0,56	SLU 64	1	0,6	1,45	21,00	24,00	13,83	0,72	0,00	15%
Parete 7	Telaio OSB - 2 LATI- PT	Interno	3,2	16000	3,41E7	0,56	SLU 64	1	0,6	1,45	21,00	24,00	19,12	1,20	0,00	24%
Parete 7	Telaio OSB - 2 LATI- PT	Esterno	3,2	19200	4,10E7	0,56	SLU 64	1	0,6	1,45	21,00	24,00	17,09	0,89	0,00	18%
Parete 17	Telaio OSB - 2 LATI- PT	Esterno	3,2	19200	4,10E7	0,56	SLU 64	1	0,6	1,45	21,00	24,00	11,05	0,58	0,00	12%
Parete 2	Telaio OSB - 2 LATI- PT	Interno	3,2	16000	3,41E7	0,56	SLU 82	1	1,1	1,45	21,00	24,00	5,92	0,37	1,24	11%
Parete 2	Telaio OSB - 2 LATI- PT	Esterno	3,2	19200	4,10E7	0,56	SLU 82	1	1,1	1,45	21,00	24,00	7,33	0,38	0,59	7%
Parete 3	Telaio OSB - 2 LATI- PT	Interno	3,2	16000	3,41E7	0,56	SLU 84	1	1,1	1,45	21,00	24,00	14,08	0,88	1,30	17%
Parete 3	Telaio OSB - 2 LATI- PT	Esterno	3,2	19200	4,10E7	0,56	SLU 84	1	1,1	1,45	21,00	24,00	5,13	0,27	0,59	6%
Parete 5	Telaio OSB - 2 LATI- PT	Interno	3,2	16000	3,41E7	0,56	SLU 82	1	1,1	1,45	21,00	24,00	6,03	0,38	1,24	11%
Parete 5	Telaio OSB - 2 LATI- PT	Esterno	3,2	19200	4,10E7	0,56	SLU 82	1	1,1	1,45	21,00	24,00	5,01	0,26	0,59	6%
Parete 14	Telaio OSB - 2 LATI- PT	Interno	3,2	16000	3,41E7	0,56	SLU 65	1	0,8	1,45	21,00	24,00	20,85	1,30	0,00	20%
Parete 14	Telaio OSB - 2 LATI- PT	Esterno	3,2	19200	4,10E7	0,56	SLU 65	1	0,8	1,45	21,00	24,00	34,29	1,79	0,00	27%

... omissis ...

Verifica a compressione perpendicolare alla fibratura

I montanti scaricano sul traverso di base delle forze di compressione che possono superare la resistenza a compressione perpendicolare alla fibratura del legno. Affinché la relativa verifica risulti soddisfatta si deve garantire che:

$$\sigma_{c,90,d} \leq k_{c,90,d} \cdot f_{c,90,d}$$

essendo

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{F_{c,90,d}}{A_{ef}}$$

dove:

$\sigma_{c,90,d}$ è lo tensione di progetto a compressione nell'area di contatto efficace, perpendicolare alla fibratura

$F_{c,90,d}$ è il carico di progetto a compressione perpendicolare alla fibratura

A_{ef} è l'area di contatto efficace in compressione perpendicolare alla fibratura

$f_{c,90,d}$ è la resistenza di progetto a compressione, perpendicolare alla fibratura

$k_{c,90,d}$ è un coefficiente che tiene conto della configurazione di carico, della possibilità di rottura per spacco, nonché del grado di deformazione a compressione

L'area di contatto efficace perpendicolare alla fibratura, A_{ef}, è determinata tenendo in conto di una lunghezza di contatto efficace parallela alla fibratura, dove la lunghezza effettiva di contatto, l, in ciascun lato è aumentata di 30 mm, ma non più di *a*, l oppure $l_1/2$. Si veda la figura 6.2 della norma UNI EN 1995-1-1.

Il valore di $k_{c,90}$ è assunto pari a 1,0, a meno che non si applichino le condizioni descritte di seguito. Per elementi su appoggi continui, purché $l_1 \geq 2h$ (vedere figura 6.2a della norma UNI EN 1995-1-1) si raccomanda che il valore di $k_{c,90}$ sia preso pari a:

$k_{c,90}$ = 1,25 per legno massiccio di conifera

$k_{c,90}$ = 1,5 per legno lamellare incollato di conifera

dove *h* è l'altezza dell'elemento e *l* è la lunghezza di contatto.

I valori delle sollecitazioni riportati nella tabella sottostante sono relativi, per ogni parete, alla combinazione di carico più gravosa per lo Stato Limite Ultimo di schiacciamento.

Nome parete	Lunghezza [m]	Comb.	Dur.	N [kN]
Parete 1	1,00	SLU 64	Permanente	41,42
Parete 7	3,00	SLU 65	Media	114,80
Parete 17	0,60	SLU 64	Permanente	22,03
Parete 2	1,50	SLU 64	Permanente	21,13
Parete 3	2,50	SLU 64	Permanente	36,60
Parete 5	1,50	SLU 64	Permanente	21,18
Parete 14	3,00	SLU 65	Media	116,26
Parete 6	2,40	SLU 64	Permanente	75,36
Parete 15	7,80	SLU 64	Permanente	206,55
Parete 16	2,40	SLU 64	Permanente	53,93
Parete 20	1,00	SLU 64	Permanente	26,66
Parete 29	3,00	SLU 78	Breve	65,12
Parete 33	1,47	SLU 64	Permanente	8,97
Parete 36	1,47	SLU 64	Permanente	8,99
Parete 23	3,14	SLU 78	Breve	106,96
Parete 32	5,56	SLU 78	Breve	149,64

Parete 35	4,15	SLU 64	Permanente	22,31
Parete 26	1,50	SLU 64	Permanente	12,11
Parete 24	2,50	SLU 64	Permanente	21,74
Parete 21	1,50	SLU 64	Permanente	12,06
Parete 37	3,00	SLU 78	Breve	77,73
Parete 41	0,51	SLU 78	Breve	27,93
Parete 31	7,80	SLU 78	Breve	160,32
Parete 39	2,40	SLU 78	Breve	61,58
Parete 42	5,07	SLU 64	Permanente	30,13
Parete 43	1,50	SLU 64	Permanente	9,73
Parete 19	1,50	SLU 65	Media	36,50
Parete 9	3,80	SLU 64	Permanente	60,64
Parete 27	2,40	SLU 78	Breve	53,38
Parete 30	1,60	SLU 64	Permanente	21,95
Parete 10	1,70	SLU 65	Media	44,69
Parete 12	1,70	SLU 65	Media	46,38
Parete 8	5,56	SLU 65	Media	315,90
Parete 4	3,14	SLU 65	Media	190,27
Parete 28	1,40	SLU 64	Permanente	2,34
Parete 25	1,40	SLU 64	Permanente	2,34
Parete 22	1,40	SLU 64	Permanente	2,34
Parete 40	1,60	SLU 64	Permanente	2,74
Parete 44	1,73	SLU 64	Permanente	2,93
Parete 11	4,15	SLU 64	Permanente	52,42
Parete 13	3,80	SLU 65	Media	73,36
Parete 18	5,07	SLU 65	Media	99,02
Parete 34	3,80	SLU 64	Permanente	32,64
Parete 38	3,80	SLU 65	Media	37,16

Le verifiche a compressione perpendicolare alla fibratura per le pareti a telaio sono riassunte di seguito. Nello specifico i calcoli sono eseguiti per i montanti interno ed esterno più caricati e i valori derivanti vengono espressi in forma percentuale. I dati di output per singolo elemento strutturale, riportati nella tabella sottostante, soddisfano le verifiche qualora il valore sia inferiore o uguale al 100%. In caso contrario la verifica non è soddisfatta.

Nome parete: Nome indicativo della parete

A_{eff}: Area efficace della sezione di verifica del dormiente di base

$k_{c,90}$: Coefficiente dipendente dalla qualità del legno utilizzato per il telaio

Comb.: Combinazione di carico più gravosa per la parete considerata

k_{mod}: Coefficiente di correzione che tiene conto degli effetti della durata del carico e dell'umidità

γ_M: Coefficiente parziale di sicurezza relativo al materiale

$f_{c,90,k}$: Resistenza caratteristica a compressione ortogonale alla fibratura

$\sigma_{c,90,d}$: Tensione di progetto a compressione ortogonale alla fibratura

Nome parete	Sezione	Montante	A_{eff} [mm^2]	$k_{c,90}$	Comb.	Classe servizio	k_{mod}	γ_M	$f_{c,90,k}$ [MPa]	N [kN]	$\sigma_{c,90,d}$ [MPa]	Verifica
Parete 1	Telaio OSB - 2 LATI- PT	Interno	25600,00	1,25	SLU 64	1	0,6	1,45	2,50	14,72	0,57	44%
Parete 1	Telaio OSB - 2 LATI- PT	Esterno	24000,00	1,25	SLU 64	1	0,6	1,45	2,50	13,83	0,58	45%
Parete 7	Telaio OSB - 2 LATI- PT	Interno	25600,00	1,25	SLU 65	1	0,8	1,45	2,50	25,31	0,99	57%
Parete 7	Telaio OSB - 2 LATI- PT	Esterno	24000,00	1,25	SLU 65	1	0,8	1,45	2,50	24,86	1,04	60%
Parete 17	Telaio OSB - 2 LATI- PT	Esterno	24000,00	1,25	SLU 64	1	0,6	1,45	2,50	11,05	0,46	36%
Parete 2	Telaio OSB - 2 LATI- PT	Interno	25600,00	1,00	SLU 64	1	0,6	1,45	2,50	4,91	0,19	19%
Parete 2	Telaio OSB - 2 LATI- PT	Esterno	24000,00	1,25	SLU 64	1	0,6	1,45	2,50	7,96	0,33	26%
Parete 3	Telaio OSB - 2 LATI- PT	Interno	25600,00	1,25	SLU 64	1	0,6	1,45	2,50	13,11	0,51	40%
Parete 3	Telaio OSB - 2 LATI- PT	Esterno	24000,00	1,25	SLU 64	1	0,6	1,45	2,50	5,13	0,21	17%
Parete 5	Telaio OSB - 2 LATI- PT	Interno	25600,00	1,00	SLU 64	1	0,6	1,45	2,50	6,34	0,25	24%
Parete 5	Telaio OSB - 2 LATI- PT	Esterno	24000,00	1,25	SLU 64	1	0,6	1,45	2,50	5,01	0,21	16%
Parete 14	Telaio OSB - 2 LATI- PT	Interno	25600,00	1,25	SLU 65	1	0,8	1,45	2,50	20,85	0,81	47%
Parete 14	Telaio OSB - 2 LATI- PT	Esterno	24000,00	1,25	SLU 65	1	0,8	1,45	2,50	34,29	1,43	83%
Parete 6	Telaio OSB - 2 LATI- PT	Interno	25600,00	1,25	SLU 64	1	0,6	1,45	2,50	19,45	0,76	59%
Parete 6	Telaio OSB - 2 LATI- PT	Esterno	24000,00	1,25	SLU 64	1	0,6	1,45	2,50	20,69	0,86	67%
Parete 15	Telaio OSB - 2 LATI- PT	Interno	25600,00	1,00	SLU 64	1	0,6	1,45	2,50	19,58	0,76	74%
Parete 15	Telaio OSB - 2 LATI- PT	Esterno	24000,00	1,00	SLU 64	1	0,6	1,45	2,50	16,98	0,71	68%

Verifiche a taglio

I valori delle sollecitazioni riportati nella tabella sottostante sono relativi, per ogni parete, alla combinazione di carico più gravosa per lo Stato Limite Ultimo di taglio.

Nome parete	Lunghezza [m]	Comb.	Dur.	V2 [kN]
Parete 1	1,00	Dinamica SLV 4 ex- ey-	Istantanea	3,51
Parete 7	3,00	Dinamica SLV 4 ex- ey-	Istantanea	17,84
Parete 2	1,50	Dinamica SLV 5 ex- ey-	Istantanea	12,63
Parete 3	2,50	Dinamica SLV 5 ex- ey-	Istantanea	25,26
Parete 5	1,50	Dinamica SLV 5 ex- ey-	Istantanea	12,63
Parete 14	3,00	Dinamica SLV 4 ex- ey-	Istantanea	17,84
Parete 6	2,40	Dinamica SLV 4 ex- ey+	Istantanea	10,28
Parete 15	7,80	Dinamica SLV 4 ex- ey+	Istantanea	45,18
Parete 16	2,40	Dinamica SLV 4 ex- ey+	Istantanea	10,28
Parete 20	1,00	Dinamica SLV 4 ex- ey-	Istantanea	2,95
Parete 29	3,00	Dinamica SLV 4 ex- ey-	Istantanea	14,25
Parete 33	1,47	Dinamica SLV 4 ex- ey-	Istantanea	4,81
Parete 36	1,47	Dinamica SLV 4 ex- ey-	Istantanea	4,75
Parete 23	3,14	Dinamica SLV 4 ex- ey+	Istantanea	6,01
Parete 32	5,56	Dinamica SLV 4 ex- ey+	Istantanea	13,41
Parete 35	4,15	Dinamica SLV 8 ex+ ey-	Istantanea	16,66
Parete 26	1,50	Dinamica SLV 5 ex- ey-	Istantanea	7,76
Parete 24	2,50	Dinamica SLV 5 ex- ey-	Istantanea	10,23
Parete 21	1,50	Dinamica SLV 5 ex- ey-	Istantanea	7,62
Parete 37	3,00	Dinamica SLV 4 ex- ey-	Istantanea	14,25
Parete 31	7,80	Dinamica SLV 4 ex- ey+	Istantanea	30,77
Parete 39	2,40	Dinamica SLV 4 ex- ey+	Istantanea	7,36
Parete 42	5,07	Dinamica SLV 8 ex+ ey-	Istantanea	23,38
Parete 43	1,50	Dinamica SLV 8 ex+ ey-	Istantanea	5,76
Parete 19	1,50	Dinamica SLV 8 ex+ ey-	Istantanea	8,20
Parete 9	3,80	Dinamica SLV 5 ex- ey-	Istantanea	25,47
Parete 27	2,40	Dinamica SLV 4 ex- ey+	Istantanea	7,36
Parete 10	1,70	Dinamica SLV 4 ex- ey-	Istantanea	8,30
Parete 12	1,70	Dinamica SLV 4 ex- ey-	Istantanea	8,30
Parete 8	5,56	Dinamica SLV 4 ex- ey+	Istantanea	30,22
Parete 4	3,14	Dinamica SLV 4 ex- ey+	Istantanea	14,29
Parete 11	4,15	Dinamica SLV 8 ex+ ey-	Istantanea	26,78
Parete 13	3,80	Dinamica SLV 8 ex+ ey-	Istantanea	25,45
Parete 18	5,07	Dinamica SLV 8 ex+ ey-	Istantanea	43,88
Parete 34	3,80	Dinamica SLV 5 ex- ey-	Istantanea	21,54
Parete 38	3,80	Dinamica SLV 8 ex+ ey-	Istantanea	19,63

... omissis ...

Verifica a taglio degli elementi di unione

La resistenza a taglio di progetto di ogni singolo pannello che compone una determinata parete viene calcolata secondo il modello proposto dalla norma UNI EN 1995-1-1 al punto 9.2.4.2 "Analisi semplificata di pareti a diaframma – Metodo A".

Per una parete realizzata con diversi pannelli, si raccomanda che il valore di progetto della capacità portante sia calcolata da:

$$F_{v,Rd} = \sum_i F_{i,v,Rd}$$

in cui:

$F_{i,v,Rd}$ rappresenta la capacità portante di lastra di progetto del pannello in conformità ai punti 9.2.4.2(4) e 9.2.4.2(5) della norma UNI EN 1995-1-1.

I pannelli contenenti un'apertura di porta o finestra non sono considerati in grado di contribuire alla capacità portante di lastra in conformità al punto 9.2.4.2 (6) della norma UNI EN 1995-1-1.

La capacità portante di lastra di ciascun pannello, $F_{i,v,Rd}$ vale:

$$F_{i,v,Rd} = \frac{F_{t,Rd} \cdot b_i \cdot c_i}{s}$$

essendo:

$F_{t,Rd}$ il valore di progetto della capacità laterale di un singolo mezzo di unione, modificato con un coefficiente pari a 1,2 in conformità al punto 9.2.4.2 (5)

b_i la larghezza del pannello

s la spaziatura dei mezzi di unione

c_i un coefficiente dipendente dal rapporto tra base ed altezza del singolo pannello della parete

Per i pannelli aventi fogli su entrambi i lati si applicano le seguenti regole:

- se i fogli e i mezzi di unione sono tutti dello stesso tipo e dimensioni, allora la capacità portante di piastra totale della parete è assunta come la somma delle capacità portante di piastra dei singoli lati

- se si utilizzano differenti tipi di fogli e si usano mezzi di unione aventi simile modulo di scorrimento (moduli di scorrimento che non variano tra loro più del 20%), allora viene preso in considerazione il 75% della capacità portante di piastra del lato più debole

- negli altri casi viene preso in considerazione il 50% della capacità portante di piastra del lato più debole

Resistenza connettori

I valori di resistenza sono valutati secondo la teoria di Johansen riportata al punto 8.2.2 della norma UNI EN 1995-1-1 per il caso di connessioni pannello-legno ad un piano di taglio.

La capacità portante caratteristica per singolo piano di taglio e per singolo mezzo di unione è assunta come il valore minimo determinato dalle espressioni che seguono:

$$F_{v,Rk,a} = f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d$$

$$F_{v,Rk,b} = f_{h,2,k} \cdot t_2 \cdot d$$

$$F_{v,Rk,c} = \frac{f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d}{1+\beta} \cdot \left[\sqrt{\beta + 2\beta^2 \left[1 + \frac{t_2}{t_1} + \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^2 \right] + \beta^3 \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^2} - \beta \left(1 + \frac{t_2}{t_1} \right) \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4}$$

$$F_{v,Rk,d} = 1{,}05 \cdot \frac{f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d}{2+\beta} \cdot \left[\sqrt{2\beta(1+\beta) + \frac{4\beta(2+\beta)M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} \cdot d \cdot t_1^2}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4}$$

$$F_{v,Rk,e} = 1{,}05 \cdot \frac{f_{h,1,k} \cdot t_2 \cdot d}{1+2\beta} \cdot \left[\sqrt{2\beta^2(1+\beta) + \frac{4\beta(1+2\beta)M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} \cdot d \cdot t_2^2}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4}$$

$$F_{v,Rk,f} = 1{,}15 \cdot \sqrt{\frac{2\beta}{1+\beta}} \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,1,k} \cdot d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4}$$

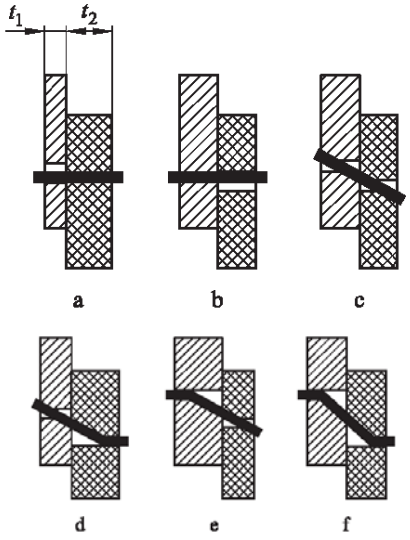


Figura: Modello di calcolo della resistenza di un singolo connettore secondo la teoria di Johansen.

Nelle espressioni riportate il primo termine rappresenta la capacità portante secondo la teoria di Johansen, mentre il secondo termine $\frac{F_{ax,Rk}}{4}$ è il contributo dovuto all'*effetto fune*.

Resistenza ad estrazione dei connettori

La capacità caratteristica ad estrazione dei chiodi, $F_{ax,Rk}$, viene assunta come il valore più basso fra quelli ricavati mediante le seguenti espressioni:

- Per i chiodi a gambo liscio:

$$F_{ax,Rk} = \begin{cases} f_{ax,k,punta}\ d\ t_{pen,telaio} \\ f_{ax,k,testa}\ d\ t + f_{head,k}\ d_h^2 \end{cases}$$

- Per i chiodi ad aderenza migliorata:

$$F_{ax,Rk} = \begin{cases} f_{ax,k,punta}\ d\ t_{pen,telaio} = f_{ax,k,350}\ \left(\frac{\rho_{k,tip}}{350}\right)^{0.8}\ d\ t_{pen,telaio} \\ f_{head,k}\ d_h^2 = f_{head,k,350}\ \left(\frac{\rho_{k,head}}{350}\right)^{0.8}\ d_h^2 \end{cases}$$

In cui:

$f_{ax,k,punta}$ è la resistenza caratteristica ad estrazione sul lato della punta;

$f_{ax,k,testa}$ è la resistenza caratteristica ad estrazione sul lato della testa;

$f_{head,k}$ è la resistenza caratteristica all'attraversamento dell'elemento da parte della testa, sul lato della testa del chiodo;

d è il diametro del chiodo;

d_h è il diametro della testa del chiodo;

$t_{pen,telaio}$ è il valore minimo fra la lunghezza di penetrazione dal lato della punta e la lunghezza della parte filettata inserita nell'elemento che riceve la punta, cioè il telaio

t è lo spessore dell'elemento dal lato della testa, cioè il pannello

In conformità con il punto 8.3.2 (7) per i chiodi a gambo liscio la penetrazione dal lato della punta t_{pen} deve ammontare ad almeno 8*d*. Per chiodi con una penetrazione dal lato della punta minore di 12*d* la capacità portante ad estrazione è moltiplicata per $\frac{t_{pen}}{4d} - 2$.

Per i chiodi a gambo filettato la penetrazione dal lato della punta t_{pen} deve ammontare ad almeno 6*d*. Per chiodi con una penetrazione dal lato della punta minore di 8*d* la capacità portante ad estrazione è moltiplicata per $\frac{t_{pen}}{2d} - 3$.

Nella seguente tabella si riporta il calcolo delle resistenze ad estrazione dei connettori lato telaio ($F_{ax,k,punta}$*) e lato pannello (*$F_{ax,k,testa}$).

Sezione	Lato	Connettore pannello-telaio	$\rho_{k,telaio}$ [kg/m^3]	$f_{ax,k,punta}$ [MPa]	d [mm]	$t_{pen,telaio}$ [mm]	$F_{ax,k,punta}$ [N]	$\rho_{k,pannello}$ [kg/m^3]	$f_{ax,k,testa}$ [MPa]	$f_{head,k}$ [MPa]	d_h [mm]	t [mm]	$F_{ax,k,testa}$ [N]
Telaio OSB - 2 LATI- PT	1	RING HH6 2,8/3,1 X 65	350	0,00	2,80	45,00	0	550	0,00	0,00	4,30	-	0
Telaio OSB - 2 LATI- PT	2	RING HH6 2,8/3,1 X 65	350	0,00	2,80	45,00	0	550	0,00	0,00	4,30	-	0
Telaio OSB - 2 LATI	1	RING HH6 2,8/3,1 X 65	350	0,00	2,80	45,00	0	550	0,00	0,00	4,30	-	0
Telaio OSB - 2 LATI	2	RING HH6 2,8/3,1 X 65	350	0,00	2,80	45,00	0	550	0,00	0,00	4,30	-	0

Resistenza a taglio dei connettori

Nella seguente tabella si riportano le resistenze dei connettori utilizzati per assemblare i pannelli delle pareti.

$F_{ax,Rk}$ è il valore caratteristico della resistenza ad estrazione del connettore

Limite effetto fune rappresenta il limite espresso in percentuale del contributo alla capacità portante laterale dovuto all'effetto fune

$F_{v,Rk}$ è il valore caratteristico della capacità portante del mezzo di unione valutata considerando sia il contributo Johansen sia il contributo dovuto all'effetto fune

Sezione	Lato	Connettore pannello-telaio	K_{ser} [N/mm]	Modalità di rottura	$F_{ax,Rk}$ [N]	Limite effetto fune	$F_{v,Rk}$
Telaio OSB - 2 LATI- PT	1	RING HH6 2,8/3,1 X 65	918	d	0	50%	601
Telaio OSB - 2 LATI- PT	2	RING HH6 2,8/3,1 X 65	918	d	0	50%	601
Telaio OSB - 2 LATI	1	RING HH6 2,8/3,1 X 65	918	d	0	50%	601
Telaio OSB - 2 LATI	2	RING HH6 2,8/3,1 X 65	918	d	0	50%	601

Verifica della capacità portante delle pareti relativa alla rottura dei connettori

Si riportano di seguito le verifiche a taglio relative alle singole pareti. La tabella seguente riassume le caratteristiche geometriche dei pannelli di cui è composta ciascuna parete e la loro capacità portante di lastra $F_{i,v,Rk}$.

Nella stessa si identifica se i pannelli soddisfano i requisiti geometrici di cui al punto 9.2.4.2 (2) della norma UNI EN 1995-1-1*:*

- *la spaziatura dei mezzi di unione sia costante lungo il perimetro di ciascun foglio;*
- *la larghezza di ciascun foglio ammonti ad almeno h/4*

Nome parete	Sezione	Pannello	b_i [mm]	N pannelli	c_i	Verifica geometria UNI EN 1995-1-1 9.2.4.2 (2)	s [mm]	$F_{i,v,Rk}$ lato 1 [kN]	$F_{i,v,Rk}$ lato 2 [kN]
Parete 1	Telaio OSB - 2 LATI- PT	Intero	1250,00	0	0,78	ok	70	10,06	10,06
Parete 1	Telaio OSB - 2 LATI- PT	Raccordo	1000,00	1	0,63	ok	70	6,44	6,44
Parete 7	Telaio OSB - 2 LATI- PT	Intero	1250,00	2	0,78	ok	70	10,06	10,06
Parete 7	Telaio OSB - 2 LATI- PT	Raccordo	500,00	1	0,31	no	70	0,00	0,00
Parete 2	Telaio OSB - 2 LATI- PT	Intero	1250,00	1	0,78	ok	70	10,06	10,06
Parete 2	Telaio OSB - 2 LATI- PT	Raccordo	250,00	1	0,16	no	70	0,00	0,00
Parete 3	Telaio OSB - 2 LATI- PT	Intero	1250,00	2	0,78	ok	70	10,06	10,06
Parete 3	Telaio OSB - 2 LATI- PT	Raccordo	0,00	1	0,00	no	70	0,00	0,00
Parete 5	Telaio OSB - 2 LATI- PT	Intero	1250,00	1	0,78	ok	70	10,06	10,06
Parete 5	Telaio OSB - 2 LATI- PT	Raccordo	250,00	1	0,16	no	70	0,00	0,00
Parete 14	Telaio OSB - 2 LATI- PT	Intero	1250,00	2	0,78	ok	70	10,06	10,06
Parete 14	Telaio OSB - 2 LATI- PT	Raccordo	500,00	1	0,31	no	70	0,00	0,00
Parete 6	Telaio OSB - 2 LATI- PT	Intero	1250,00	1	0,78	ok	70	10,06	10,06
Parete 6	Telaio OSB - 2 LATI- PT	Raccordo	1150,00	1	0,72	ok	70	8,51	8,51
Parete 15	Telaio OSB - 2 LATI- PT	Intero	1250,00	6	0,78	ok	70	10,06	10,06
Parete 15	Telaio OSB - 2 LATI- PT	Raccordo	300,00	1	0,19	no	70	0,00	0,00
Parete 16	Telaio OSB - 2 LATI- PT	Intero	1250,00	1	0,78	ok	70	10,06	10,06
Parete 16	Telaio OSB - 2 LATI- PT	Raccordo	1150,00	1	0,72	ok	70	8,51	8,51
Parete 20	Telaio OSB - 2 LATI	Intero	1250,00	0	0,89	ok	100	8,05	8,05
Parete 20	Telaio OSB - 2 LATI	Raccordo	1000,00	1	0,71	ok	100	5,15	5,15

... omissis ...

Nella tabella seguente vengono riportate le verifiche di sicurezza con riferimento alle combinazioni di carico più significative.

In conformità con il punto 2.3.2.1 (2), in una connessione costituita da due elementi di legno con differente comportamento in funzione del tempo, il calcolo della capacità portante di progetto è eseguito utilizzando il coefficiente di correzione $k_{mod,conn,i}$:

$$k_{mod,conn,i} = \sqrt{k_{mod,montante} \cdot k_{mod,lato\ i}}$$

Nome parete	Sezione	Comb.	Classe di servizio	Dur.	k_{mod} montante	k_{mod} lato 1	k_{mod} lato 2	γ_M	$F_{v,Rd}$ [kN]	$F_{v,Ed}$ [kN]	Verifica
Parete 1	Telaio OSB - 2 LATI- PT	Dinamica SLV 4 ex- ey-	1	Istantanea	1,1	1,1	1,1	1,4	10,12	3,51	35%
Parete 7	Telaio OSB - 2 LATI- PT	Dinamica SLV 4 ex- ey-	1	Istantanea	1,1	1,1	1,1	1,4	31,61	17,84	56%
Parete 2	Telaio OSB - 2 LATI- PT	Dinamica SLV 5 ex- ey-	1	Istantanea	1,1	1,1	1,1	1,4	15,81	12,63	80%
Parete 3	Telaio OSB - 2 LATI- PT	Dinamica SLV 5 ex- ey-	1	Istantanea	1,1	1,1	1,1	1,4	31,61	25,26	80%
Parete 5	Telaio OSB - 2 LATI- PT	Dinamica SLV 5 ex- ey-	1	Istantanea	1,1	1,1	1,1	1,4	15,81	12,63	80%
Parete 14	Telaio OSB - 2 LATI- PT	Dinamica SLV 4 ex- ey-	1	Istantanea	1,1	1,1	1,1	1,4	31,61	17,84	56%
Parete 6	Telaio OSB - 2 LATI- PT	Dinamica SLV 4 ex- ey+	1	Istantanea	1,1	1,1	1,1	1,4	29,18	10,28	35%
Parete 15	Telaio OSB - 2 LATI- PT	Dinamica SLV 4 ex- ey+	1	Istantanea	1,1	1,1	1,1	1,4	94,84	45,18	48%
Parete 16	Telaio OSB - 2 LATI- PT	Dinamica SLV 4 ex- ey+	1	Istantanea	1,1	1,1	1,1	1,4	29,18	10,28	35%
Parete 20	Telaio OSB - 2 LATI	Dinamica SLV 4 ex- ey-	1	Istantanea	1,1	1,1	1,1	1,4	8,09	2,95	36%
Parete 29	Telaio OSB - 2 LATI	Dinamica SLV 4 ex- ey-	1	Istantanea	1,1	1,1	1,1	1,4	25,29	14,25	56%
Parete 33	Telaio OSB - 2 LATI	Dinamica SLV 4 ex- ey-	1	Istantanea	1,1	1,1	1,1	1,4	11,34	4,81	42%
Parete 36	Telaio OSB - 2 LATI	Dinamica SLV 4 ex- ey-	1	Istantanea	1,1	1,1	1,1	1,4	11,23	4,75	42%
Parete 23	Telaio OSB - 2 LATI	Dinamica SLV 4 ex- ey+	1	Istantanea	1,1	1,1	1,1	1,4	15,74	6,01	38%
Parete 32	Telaio OSB - 2 LATI	Dinamica SLV 4 ex- ey+	1	Istantanea	1,1	1,1	1,1	1,4	31,47	13,41	43%
Parete 35	Telaio OSB - 2 LATI	Dinamica SLV 8 ex+ ey-	1	Istantanea	1,1	1,1	1,1	1,4	28,86	16,66	58%
Parete 26	Telaio OSB - 2 LATI	Dinamica SLV 5 ex- ey-	1	Istantanea	1,1	1,1	1,1	1,4	11,47	7,76	68%
Parete 24	Telaio OSB - 2 LATI	Dinamica SLV 5 ex- ey-	1	Istantanea	1,1	1,1	1,1	1,4	16,73	10,23	61%
Parete 21	Telaio OSB - 2 LATI	Dinamica SLV 5 ex- ey-	1	Istantanea	1,1	1,1	1,1	1,4	11,32	7,62	67%
Parete 37	Telaio OSB - 2 LATI	Dinamica SLV 4 ex- ey-	1	Istantanea	1,1	1,1	1,1	1,4	25,29	14,25	56%
Parete 31	Telaio OSB - 2 LATI	Dinamica SLV 4 ex- ey+	1	Istantanea	1,1	1,1	1,1	1,4	75,87	30,77	41%
Parete 39	Telaio OSB - 2 LATI	Dinamica SLV 4 ex- ey+	1	Istantanea	1,1	1,1	1,1	1,4	23,35	7,36	32%
Parete 42	Telaio OSB - 2 LATI	Dinamica SLV 8 ex+ ey-	1	Istantanea	1,1	1,1	1,1	1,4	37,73	23,38	62%
Parete 43	Telaio OSB - 2 LATI	Dinamica SLV 8 ex+ ey-	1	Istantanea	1,1	1,1	1,1	1,4	11,32	5,76	51%
Parete 19	Telaio OSB - 2 LATI- PT	Dinamica SLV 8 ex+ ey-	1	Istantanea	1,1	1,1	1,1	1,4	15,81	8,20	52%
Parete 9	Telaio OSB - 2 LATI- PT	Dinamica SLV 5 ex- ey-	1	Istantanea	1,1	1,1	1,1	1,4	47,42	25,47	54%
Parete 27	Telaio OSB - 2 LATI	Dinamica SLV 4 ex- ey+	1	Istantanea	1,1	1,1	1,1	1,4	23,35	7,36	32%
Parete 10	Telaio OSB - 2 LATI- PT	Dinamica SLV 4 ex- ey-	1	Istantanea	1,1	1,1	1,1	1,4	15,81	8,30	53%
Parete 12	Telaio OSB - 2 LATI- PT	Dinamica SLV 4 ex- ey-	1	Istantanea	1,1	1,1	1,1	1,4	15,81	8,30	53%
Parete 8	Telaio OSB - 2 LATI- PT	Dinamica SLV 4 ex- ey+	1	Istantanea	1,1	1,1	1,1	1,4	63,22	30,22	48%
Parete 4	Telaio OSB - 2 LATI- PT	Dinamica SLV 4 ex- ey+	1	Istantanea	1,1	1,1	1,1	1,4	31,61	14,29	45%
Parete 11	Telaio OSB - 2 LATI- PT	Dinamica SLV 8 ex+ ey-	1	Istantanea	1,1	1,1	1,1	1,4	47,42	26,78	56%
Parete 13	Telaio OSB - 2 LATI- PT	Dinamica SLV 8 ex+ ey-	1	Istantanea	1,1	1,1	1,1	1,4	47,42	25,45	54%
Parete 18	Telaio OSB - 2 LATI- PT	Dinamica SLV 8 ex+ ey-	1	Istantanea	1,1	1,1	1,1	1,4	63,22	43,88	69%
Parete 34	Telaio OSB - 2 LATI- PT	Dinamica SLV 5 ex- ey-	1	Istantanea	1,1	1,1	1,1	1,4	47,09	21,54	46%
Parete 38	Telaio OSB - 2 LATI- PT	Dinamica SLV 8 ex+ ey-	1	Istantanea	1,1	1,1	1,1	1,4	47,09	19,63	42%

Verifica a taglio sui fogli di rivestimento

La resistenza a taglio di progetto di ogni singolo pannello che compone una determinata parete viene calcolata secondo il modello proposto dalla norma UNI EN 1995-1-1 al punto 9.2.4.2 *"Analisi semplificata di pareti a diaframma – Metodo A".*

Per una parete realizzata con diversi pannelli, si raccomanda che il valore di progetto della capacità portante sia calcolata mediante l'espressione:

$$F_{v,Rd} = \sum_i F_{i,v,Rd}$$

in cui:

$F_{i,v,Rd}$ rappresenta la resistenza a taglio di progetto del pannello

La resistenza a taglio di ciascun pannello, $F_{i,v,Rd}$ vale:

$$F_{i,j,v,Rd} = f_{j,v,d} \cdot b_i \cdot t_{i,j}$$

in cui:

$F_{i,j,v,Rd}$ è la resistenza a taglio del singolo foglio, in cui il primo pedice indica il pannello di appartenenza ed il secondo il lato: esterno od interno

$f_{j,v,d}$ è la resistenza a taglio del singolo foglio di rivestimento

b_i è la larghezza del pannello

$t_{i,j}$ è lo spessore del foglio di rivestimento

Si riportano di seguito le verifiche a taglio relative alle singole pareti. La tabella seguente riassume le caratteristiche geometriche dei diversi pannelli di cui è composta ciascuna parete e ne riporta la capacità portante di lastra $F_{i,v,Rk}$.

Nella stessa si identifica se i pannelli soddisfano i requisiti geometrici di cui al punto 9.2.4.2 (2) della norma UNI EN 1995-1-1:

- la spaziatura dei mezzi di unione sia costante lungo il perimetro di ciascun foglio;
- la larghezza di ciascun foglio ammonti ad almeno h/4.

Nome parete	Sezione	Pannello	b_i [mm]	t_i lato 1 [mm]	$f_{v,k}$ lato 1 [MPa]	t_i lato 2 [mm]	$f_{v,k}$ lato 2 [MPa]	N pannelli	Verifica geometria UNI EN 1995-1-1 9.2.4.2 (2)	$F_{i,v,Rk}$ lato 1 [kN]	$F_{i,v,Rk}$ lato 2 [kN]
Parete 1	Telaio OSB - 2 LATI-PT	Intero	1250	12,5	6,8	12,5	6,8	0	ok	106,25	106,25
Parete 1	Telaio OSB - 2 LATI-PT	Raccordo	1000	12,5	6,8	12,5	6,8	1	ok	85,00	85,00
Parete 7	Telaio OSB - 2 LATI-PT	Intero	1250	12,5	6,8	12,5	6,8	2	ok	106,25	106,25
Parete 7	Telaio OSB - 2 LATI-PT	Raccordo	500	12,5	6,8	12,5	6,8	1	no	0,00	0,00
Parete 2	Telaio OSB - 2 LATI-PT	Intero	1250	12,5	6,8	12,5	6,8	1	ok	106,25	106,25
Parete 2	Telaio OSB - 2 LATI-PT	Raccordo	250	12,5	6,8	12,5	6,8	1	no	0,00	0,00
Parete 3	Telaio OSB - 2 LATI-PT	Intero	1250	12,5	6,8	12,5	6,8	2	ok	106,25	106,25
Parete 3	Telaio OSB - 2 LATI-PT	Raccordo	0	12,5	6,8	12,5	6,8	1	no	0,00	0,00
Parete 5	Telaio OSB - 2 LATI-PT	Intero	1250	12,5	6,8	12,5	6,8	1	ok	106,25	106,25
Parete 5	Telaio OSB - 2 LATI-PT	Raccordo	250	12,5	6,8	12,5	6,8	1	no	0,00	0,00

... omissis ...

Nella tabella seguente vengono riportate le verifiche di sicurezza con riferimento alle combinazioni di carico più significative.

Nome parete	Sezione	Comb.	Classe di servizio	Dur.	k_{mod} lato 1	k_{mod} lato 2	γ_M lato 1	γ_M lato 2	$F_{v,Rd}$ [kN]	$F_{v,Ed}$ [kN]	Verifica
Parete 1	Telaio OSB - 2 LATI- PT	Dinamica SLV 4 ex- ey-	1	Istantanea	1,1	1,1	1,3	1,3	143,85	3,51	2%
Parete 7	Telaio OSB - 2 LATI- PT	Dinamica SLV 4 ex- ey-	1	Istantanea	1,1	1,1	1,3	1,3	359,62	17,84	5%
Parete 2	Telaio OSB - 2 LATI- PT	Dinamica SLV 5 ex- ey-	1	Istantanea	1,1	1,1	1,3	1,3	179,81	12,63	7%
Parete 3	Telaio OSB - 2 LATI- PT	Dinamica SLV 5 ex- ey-	1	Istantanea	1,1	1,1	1,3	1,3	359,62	25,26	7%
Parete 5	Telaio OSB - 2 LATI- PT	Dinamica SLV 5 ex- ey-	1	Istantanea	1,1	1,1	1,3	1,3	179,81	12,63	7%
Parete 14	Telaio OSB - 2 LATI- PT	Dinamica SLV 4 ex- ey-	1	Istantanea	1,1	1,1	1,3	1,3	359,62	17,84	5%
Parete 6	Telaio OSB - 2 LATI- PT	Dinamica SLV 4 ex- ey+	1	Istantanea	1,1	1,1	1,3	1,3	345,23	10,28	3%
Parete 15	Telaio OSB - 2 LATI- PT	Dinamica SLV 4 ex- ey+	1	Istantanea	1,1	1,1	1,3	1,3	1078,85	45,18	4%
Parete 16	Telaio OSB - 2 LATI- PT	Dinamica SLV 4 ex- ey+	1	Istantanea	1,1	1,1	1,3	1,3	345,23	10,28	3%
Parete 20	Telaio OSB - 2 LATI	Dinamica SLV 4 ex- ey-	1	Istantanea	1,1	1,1	1,3	1,3	143,85	2,95	2%
Parete 29	Telaio OSB - 2 LATI	Dinamica SLV 4 ex- ey-	1	Istantanea	1,1	1,1	1,3	1,3	359,62	14,25	4%
Parete 33	Telaio OSB - 2 LATI	Dinamica SLV 4 ex- ey-	1	Istantanea	1,1	1,1	1,3	1,3	179,81	4,81	3%
Parete 36	Telaio OSB - 2 LATI	Dinamica SLV 4 ex- ey-	1	Istantanea	1,1	1,1	1,3	1,3	179,81	4,75	3%
Parete 23	Telaio OSB - 2 LATI	Dinamica SLV 4 ex- ey+	1	Istantanea	1,1	1,1	1,3	1,3	359,62	6,01	2%
Parete 32	Telaio OSB - 2 LATI	Dinamica SLV 4 ex- ey+	1	Istantanea	1,1	1,1	1,3	1,3	719,23	13,41	2%
Parete 35	Telaio OSB - 2 LATI	Dinamica SLV 8 ex+ ey-	1	Istantanea	1,1	1,1	1,3	1,3	539,42	16,66	3%
Parete 26	Telaio OSB - 2 LATI	Dinamica SLV 5 ex- ey-	1	Istantanea	1,1	1,1	1,3	1,3	179,81	7,76	4%
Parete 24	Telaio OSB - 2 LATI	Dinamica SLV 5 ex- ey-	1	Istantanea	1,1	1,1	1,3	1,3	359,62	10,23	3%
Parete 21	Telaio OSB - 2 LATI	Dinamica SLV 5 ex- ey-	1	Istantanea	1,1	1,1	1,3	1,3	179,81	7,62	4%
Parete 37	Telaio OSB - 2 LATI	Dinamica SLV 4 ex- ey-	1	Istantanea	1,1	1,1	1,3	1,3	359,62	14,25	4%
Parete 31	Telaio OSB - 2 LATI	Dinamica SLV 4 ex- ey+	1	Istantanea	1,1	1,1	1,3	1,3	1078,85	30,77	3%
Parete 39	Telaio OSB - 2 LATI	Dinamica SLV 4 ex- ey+	1	Istantanea	1,1	1,1	1,3	1,3	345,23	7,36	2%
Parete 42	Telaio OSB - 2 LATI	Dinamica SLV 8 ex+ ey-	1	Istantanea	1,1	1,1	1,3	1,3	719,23	23,38	3%
Parete 43	Telaio OSB - 2 LATI	Dinamica SLV 8 ex+ ey-	1	Istantanea	1,1	1,1	1,3	1,3	179,81	5,76	3%
Parete 19	Telaio OSB - 2 LATI- PT	Dinamica SLV 8 ex+ ey-	1	Istantanea	1,1	1,1	1,3	1,3	179,81	8,20	5%
Parete 9	Telaio OSB - 2 LATI- PT	Dinamica SLV 5 ex- ey-	1	Istantanea	1,1	1,1	1,3	1,3	539,42	25,47	5%
Parete 27	Telaio OSB - 2 LATI	Dinamica SLV 4 ex- ey+	1	Istantanea	1,1	1,1	1,3	1,3	345,23	7,36	2%
Parete 10	Telaio OSB - 2 LATI- PT	Dinamica SLV 4 ex- ey-	1	Istantanea	1,1	1,1	1,3	1,3	179,81	8,30	5%
Parete 12	Telaio OSB - 2 LATI- PT	Dinamica SLV 4 ex- ey-	1	Istantanea	1,1	1,1	1,3	1,3	179,81	8,30	5%
Parete 8	Telaio OSB - 2 LATI- PT	Dinamica SLV 4 ex- ey+	1	Istantanea	1,1	1,1	1,3	1,3	719,23	30,22	4%
Parete 4	Telaio OSB - 2 LATI- PT	Dinamica SLV 4 ex- ey+	1	Istantanea	1,1	1,1	1,3	1,3	359,62	14,29	4%
Parete 11	Telaio OSB - 2 LATI- PT	Dinamica SLV 8 ex+ ey-	1	Istantanea	1,1	1,1	1,3	1,3	539,42	26,78	5%
Parete 13	Telaio OSB - 2 LATI- PT	Dinamica SLV 8 ex+ ey-	1	Istantanea	1,1	1,1	1,3	1,3	539,42	25,45	5%
Parete 18	Telaio OSB - 2 LATI- PT	Dinamica SLV 8 ex+ ey-	1	Istantanea	1,1	1,1	1,3	1,3	719,23	43,88	6%
Parete 34	Telaio OSB - 2 LATI- PT	Dinamica SLV 5 ex- ey-	1	Istantanea	1,1	1,1	1,3	1,3	539,42	21,54	4%
Parete 38	Telaio OSB - 2 LATI- PT	Dinamica SLV 8 ex+ ey-	1	Istantanea	1,1	1,1	1,3	1,3	539,42	19,63	4%

Verifiche ad ingobbamento per taglio dei fogli di rivestimento

In accordo con il punto 9.2.4.1 dell'Eurocodice EN1995-1-1 l'ingobbamento per taglio dei fogli di rivestimento può essere trascurato poiché tutte le pareti utilizzate nel progetto verificano il criterio

$$\frac{b_{net}}{t} \leq 100$$

dove

b_{net} è la distanza libera fra i montanti

t è lo spessore del foglio di rivestimento

Tutte le pareti utilizzate nel progetto soddisfano quindi la verifica ad ingobbamento per taglio dei fogli di rivestimento.

Verifiche connessioni

Verifiche Hold Down – Ancoraggio di base

La resistenza di progetto degli hold-down è associata ai seguenti modi di rottura:

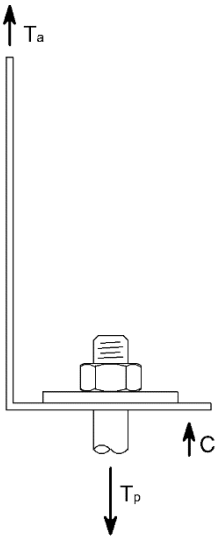
- rottura della chiodatura
- rottura lato acciaio dell'hold-down
- rottura dell'ancorante per calcestruzzo
- resistenza ad estrazione dell'ancorante per calcestruzzo

Sollecitazioni agenti

Il valore di progetto del carico agente sugli hold-down è valutato come illustrato nel paragrafo "Descrizione del modello".

La forza di trazione agente sull'ancorante viene calcolata tenendo in conto del momento aggiuntivo dovuto al non allineamento tra la forza esterna agente sulla flangia verticale dell'hold-down e l'ancorante stesso mediante un coefficiente di eccentricità, indicato con k_t. Si ha

$$T_p = T_a \cdot k_t$$



Nome parete	Lunghezza [m]	Nome connessione	N° ancoraggi estremità di parete	Comb.	Dur.	N [kN]	M_{3-3} [kNm]	Ta [kN]	kt	Tp [kN]
Parete 1	1,00	Base - hold down - angolari1	1	Dinamica SLV 4 ex- ey-	Istantanea	30,19	19,28	4,18	1	4,18
Parete 7	3,00	Base - hold down - angolari2	1	SLU orizzontale 5	Istantanea	117,58	29,74	0,00	1	0,00
Parete 2	1,50	Base - hold down - angolari3	2	Dinamica SLV 5 ex- ey-	Istantanea	14,90	63,53	17,45	1	17,45
Parete 3	2,50	Base - hold down - angolari4	2	Dinamica SLV 5 ex- ey-	Istantanea	25,78	122,81	18,12	1	18,12
Parete 5	1,50	Base - hold down - angolari3	2	Dinamica SLV 5 ex- ey-	Istantanea	14,94	63,64	17,48	1	17,48
Parete 14	3,00	Base - hold down - angolari2	1	SLU orizzontale 5	Istantanea	120,89	29,74	0,00	1	0,00
Parete 6	2,40	Base - hold down - angolari5	1	SLU orizzontale 5	Istantanea	96,19	13,70	0,00	1	0,00
Parete 15	7,80	Base - hold down - angolari5	1	SLU orizzontale 5	Istantanea	263,55	59,40	0,00	1	0,00
Parete 16	2,40	Base - hold down - angolari5	1	Dinamica SLV 4 ex- ey+	Istantanea	37,32	53,03	3,44	1	3,44
Parete 19	1,50	Base - hold down - angolari2	1	Dinamica SLV 8 ex+ ey-	Istantanea	21,27	43,79	18,56	1	18,56
Parete 9	3,80	Base - hold down - angolari6	1	Dinamica SLV 5 ex- ey-	Istantanea	43,86	149,05	17,29	1	17,29
Parete 10	1,70	Base - hold down - angolari2	1	Dinamica SLV 4 ex- ey-	Istantanea	24,53	41,17	11,95	1	11,95
Parete 12	1,70	Base - hold down - angolari2	1	Dinamica SLV 4 ex- ey-	Istantanea	24,90	41,11	11,73	1	11,73
Parete 8	5,56	Base - hold down - angolari5	1	SLU orizzontale 5	Istantanea	312,80	49,10	0,00	1	0,00
Parete 4	3,14	Base - hold down - angolari5	1	SLU orizzontale 5	Istantanea	191,26	22,88	0,00	1	0,00
Parete 11	4,15	Base - hold down - angolari5	1	Dinamica SLV 8 ex+ ey-	Istantanea	37,51	145,31	16,26	1	16,26

Resistenza chiodatura

Il valore di progetto della capacità portante della chiodatura è dato dalla seguente espressione

$$R_{c,d} = \frac{k_{mod} \cdot \mathrm{R_{c,k,dens}}}{\gamma_M}$$

in cui

$\mathrm{R_{c,k,dens}}$ è la resistenza caratteristica della chiodatura corretta, per una densità del materiale utilizzato inferiore a 350 kg/m^3, secondo la formula $\mathrm{R_{c,k,dens}} = \mathrm{R_{c,k}} \cdot \left(\frac{\rho_k}{350}\right)^2$.

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

γ_M è il coefficiente parziale di sicurezza relativo alle connessioni

Resistenza acciaio hold-down

La resistenza a trazione di progetto dell'angolare può essere valutata secondo la formula

$$\mathrm{R_{s,d}} = \frac{\mathrm{R_{s,k}}}{\gamma_{M2}}$$

in cui

$\mathrm{R_{s,k}}$ *è il valore caratteristico della resistenza dell'angolare;*

γ_{M2} *è il coefficiente di sicurezza parziale della resistenza delle sezioni tese.*

Resistenza a trazione dell'ancorante per calcestruzzo

La resistenza a trazione viene valutata secondo quanto riportato nella tabella 3.4 della norma UNI EN 1993-1-8 mediante la seguente formula

$$\mathrm{R_{t,d}} = \frac{0.9 \cdot \mathrm{f_{ub}} \cdot \mathrm{A_s}}{\gamma_{M2}}$$

essendo:

$\mathrm{f_{ub}}$ *la resistenza ultima a trazione dell'ancorante*

$\mathrm{A_s}$ *l'area resistente della parte filettata del gambo dell'ancorante*

γ_{M2} *è il coefficiente di sicurezza*

Resistenza ad estrazione dell'ancorante per calcestruzzo

Il valore caratteristico di resistenza ad estrazione dell'ancorante si riferisce ad un singolo ancorante senza tener conto degli effetti dovuti all'interasse o alla distanza dal bordo, il quale si considera inserito in calcestruzzo non fessurato, asciutto ed a temperature standard per la profondità effettiva di ancoraggio. Il relativo valore di progetto è valutato tramite la seguente formula

$$R_{pull,d} = \frac{R_{pull,k}}{\gamma_{Mc}}$$

in cui

$R_{pull,k}$ è il valore caratteristico della resistenza ad estrazione

γ_{Mc} è il corrispondente coefficiente di sicurezza parziale

Le verifiche sono riassunte nella seguente tabella nella quale si riportano i valori caratteristici delle resistenze associate alla rottura delle diverse componenti nonché il valore minore tra tutti quelli di progetto.

Nome: Nome della connessione nella quale è utilizzato l'hold-down

Comb.: Combinazione di carico più gravosa per l'angolare considerato

$T_{a,d}$: Valore di progetto della sollecitazione agente sull'hold-down

$T_{p,d}$: Valore di progetto della sollecitazione agente sull'ancorante

k_{mod}: Coefficiente di correzione che tiene conto degli effetti della durata del carico e dell'umidità

γ_M: Coefficiente parziale di sicurezza relativo al materiale, dipendente dal tipo di verifica

$R_{a,d}$: Valore di progetto della resistenza dell'hold-down, assunto pari al minore tra i valori relativi alle resistenze di progetto di tutti i meccanismi di rottura ad esso associati

$R_{p,d}$: Valore di progetto della resistenza dell'ancorante, assunto pari al minore tra i valori relativi alle resistenze di progetto di tutti i meccanismi di rottura ad esso associati

$$T_{a,d} \leq R_{a,d} = min.\left(R_{c,d}; R_{s,d}\right)$$

$$T_{p,d} \leq R_{p,d} = min.\left(R_{t,d}; R_{pull,d}\right)$$

Nome parete	Nome connessione	Comb.	Classe di servizio	$T_{a,d}$ [kN]	$R_{c,k,dens}$ [kN]	$R_{s,k}$ [kN]	k_{mod}	γ_M	γ_{M2}	$R_{a,d}$ [kN]	$T_{p,d}$ [kN]	$R_{t,k}$ [kN]	$R_{pull,k}$ [kN]	γ_{Mc}	$R_{p,d}$ [kN]	Modo rottura	Verifica
Parete 1	Base - hold down - angolari1	Dinamica SLV 4 ex-ey-	1	4,18	31,40	42	1,1	1,4	1,25	24,67	4,18	70,65	108,57	1,8	56,52	Chiodatura	17%
Parete 7	Base - hold down - angolari2	SLU orizzontale 5	1	0,00	31,40	42	1,1	1,4	1,25	-	0,00	70,65	108,57	1,8	-	-	0%
Parete 2	Base - hold down - angolari3	Dinamica SLV 5 ex-ey-	1	17,45	31,40	42	1,1	1,4	1,25	24,67	17,45	70,65	108,57	1,8	56,52	Chiodatura	71%
Parete 3	Base - hold down - angolari4	Dinamica SLV 5 ex-ey-	1	18,12	31,40	42	1,1	1,4	1,25	24,67	18,12	70,65	108,57	1,8	56,52	Chiodatura	73%
Parete 5	Base - hold down - angolari3	Dinamica SLV 5 ex-ey-	1	17,48	31,40	42	1,1	1,4	1,25	24,67	17,48	70,65	108,57	1,8	56,52	Chiodatura	71%
Parete 14	Base - hold down - angolari2	SLU orizzontale 5	1	0,00	31,40	42	1,1	1,4	1,25	-	0,00	70,65	108,57	1,8	-	-	0%

Verifiche Hold Down – Ancoraggio di interpiano

La resistenza di progetto R_d degli hold-down è associata ai seguenti modi di rottura:

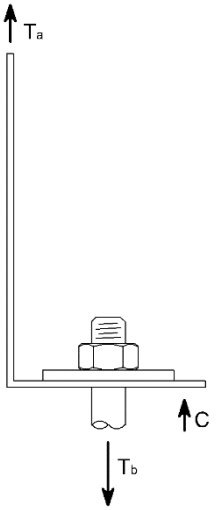
- rottura della chiodatura
- rottura lato acciaio dell'hold-down
- rottura del bullone

Sollecitazioni agenti

Il valore di progetto del carico agente sugli hold-down è stato valutato come illustrato nel paragrafo "Descrizione del modello".

La forza di trazione agente sul bullone viene calcolata tenendo in conto del momento aggiuntivo dovuto al non allineamento tra la forza esterna agente sulla flangia verticale dell'hold-down ed il bullone stesso mediante un coefficiente di eccentricità, indicato con k_t. Si ha

$$T_b = T_a \cdot k_t$$



Nome parete	Lunghezza [m]	Nome connessione	N° ancoraggi estremità di parete	Comb.	Dur.	N [kN]	M_{3-3} [kNm]	Ta [kN]	kt	Tb [kN]
Parete 20	1,00	Interpiano - doppio hold down - piastra forata1	1	SLU orizzontale 5	Istantanea	33,27	1,84	0,00	1	0,00
Parete 29	3,00	Interpiano - doppio hold down - piastra forata2	1	SLU orizzontale 5	Istantanea	55,21	8,87	0,00	1	0,00
Parete 33	1,47	Interpiano - doppio hold down - piastra forata3	1	Dinamica SLV 4 ex- ey-	Istantanea	6,34	15,03	7,07	1	7,07
Parete 36	1,47	Interpiano - doppio hold down - piastra forata3	1	Dinamica SLV 4 ex- ey-	Istantanea	6,67	14,97	6,86	1	6,86
Parete 23	3,14	Interpiano - doppio hold down - piastra forata4	1	SLU orizzontale 5	Istantanea	90,99	6,26	0,00	1	0,00
Parete 32	5,56	Interpiano - doppio hold down - piastra forata4	1	SLU orizzontale 5	Istantanea	128,35	13,98	0,00	1	0,00
Parete 35	4,15	Interpiano - doppio hold down - piastra forata4	1	Dinamica SLV 8 ex+ ey-	Istantanea	15,76	61,33	6,90	1	6,90
Parete 26	1,50	Interpiano - doppio hold down - piastra forata2	1	Dinamica SLV 5 ex- ey-	Istantanea	8,47	23,94	11,72	1	11,72
Parete 24	2,50	Interpiano - doppio hold down - piastra forata4	1	Dinamica SLV 5 ex- ey-	Istantanea	15,21	43,31	9,72	1	9,72
Parete 21	1,50	Interpiano - doppio hold down - piastra forata2	1	Dinamica SLV 5 ex- ey-	Istantanea	8,43	23,82	11,67	1	11,67
Parete 37	3,00	Interpiano - doppio hold down - piastra forata2	1	SLU orizzontale 5	Istantanea	66,39	8,87	0,00	1	0,00
Parete 31	7,80	Interpiano - doppio hold down - piastra forata4	1	SLU orizzontale 5	Istantanea	136,32	15,78	0,00	1	0,00
Parete 39	2,40	Interpiano - doppio hold down - piastra forata4	1	SLU orizzontale 5	Istantanea	51,95	3,78	0,00	1	0,00
Parete 42	5,07	Interpiano - doppio hold down - piastra forata4	1	Dinamica SLV 8 ex+ ey-	Istantanea	21,21	87,76	6,69	1	6,69
Parete 43	1,50	Interpiano - doppio hold down - piastra forata2	1	Dinamica SLV 8 ex+ ey-	Istantanea	6,85	18,02	8,59	1	8,59
Parete 27	2,40	Interpiano - doppio hold down - piastra forata4	1	SLU orizzontale 5	Istantanea	45,29	3,78	0,00	1	0,00
Parete 34	3,80	Interpiano - doppio hold down - piastra forata5	1	Dinamica SLV 5 ex- ey-	Istantanea	22,78	69,42	6,88	1	6,88
Parete 38	3,80	Interpiano - doppio hold down - piastra forata5	1	Dinamica SLV 8 ex+ ey-	Istantanea	22,38	63,26	5,46	1	5,46

Resistenza chiodatura

Il valore di progetto della capacità portante della chiodatura è dato dalla seguente espressione

$$R_{c,d} = \frac{k_{mod} \cdot \mathrm{R_{c,k,dens}}}{\gamma_M}$$

in cui

$\mathrm{R_{c,k,dens}}$ è la resistenza caratteristica della chiodatura corretta, per una densità del materiale utilizzato inferiore a 350 kg/m3, secondo la formula $\mathrm{R_{c,k,dens}} = \mathrm{R_{c,k}} \cdot \left(\frac{\rho_k}{350}\right)^2$.

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

γ_M è il coefficiente parziale di sicurezza relativo alle connessioni

Resistenza acciaio hold-down

La resistenza a trazione di progetto dell'angolare può essere valutata secondo la form*ula*

$$\mathrm{R_{s,d}} = \frac{\mathrm{R_{s,u,k}}}{\gamma_{M2}}$$

in cui

$\mathrm{R_{s,k}}$ è il valore caratteristico della resistenza dell'angolare

γ_{M2} è il coefficiente di sicurezza parziale della resistenza delle sezioni tese

Resistenza a trazione del bullone

La resistenza a trazione è stata valutata secondo quanto riportato nella tabella 3.4 della norma UNI EN 1993-1-8 mediante la seguente formula

$$\mathrm{R_{t,d}} = \frac{0.9 \cdot \mathrm{f_{ub}} \cdot \mathrm{A_s}}{\gamma_{M2}}$$

essendo:

$\mathrm{f_{ub}}$ *la resistenza ultima a trazione dell'ancorante*

$\mathrm{A_s}$ *l'area resistente della parte filettata del gambo dell'ancorante*

γ_{M2} *è il coefficiente di sicurezza*

Le verifiche sono riassunte nella seguente tabella in cui si riportano i valori caratteristici delle resistenze associate alla rottura delle diverse componenti nonché il valore minore tra tutti quelli di progetto.

Nome: Nome della connessione nella quale è utilizzato l'hold-down

Comb.: Combinazione di carico più gravosa per l'angolare considerato

$T_{a,d}$: Valore di progetto della sollecitazione agente sull'hold-down

$T_{b,d}$: Valore di progetto della sollecitazione agente sul bullone

$R_{c,k}$: Resistenza caratteristica del collegamento lato legno

$R_{s,k:}$ Valore caratteristico della resistenza dell'angolare

$R_{b,k}$ Resistenza caratteristica a trazione del bullone di collegamento

k_{mod}: Coefficiente di correzione che tiene conto degli effetti della durata del carico e dell'umidità

γ_M: Coefficiente parziale di sicurezza relativo al materiale, dipendente dal tipo di verifica

$R_{a,d}$: Valore di progetto della resistenza dell'hold-down, assunto pari al minore tra i valori relativi alle resistenze di progetto di tutti i meccanismi di rottura ad esso associati

$R_{b,d}$: Valore di progetto della resistenza del bullone

$$T_{a,d} \leq R_{a,d} = min.\left(R_{c,d}; R_{s,d}\right)$$

$$T_{b,d} \leq R_{b,d} = R_{t,d}$$

Nome parete	Nome connessione	Comb.	Classe di servizio	$T_{a,d}$ [kN]	$R_{c,k,dens}$ [kN]	$R_{s,k}$ [kN]	k_{mod}	γ_M	γ_{M2}	$R_{a,d}$ [kN]	$T_{b,d}$ [kN]	$R_{t,k}$ [kN]	$R_{b,d}$ [kN]	Modo rottura	Verifica
Parete 20	Interpiano - doppio hold down - piastra forata1	SLU orizzontale 5	1	0,00	57,90	63,4	1,1	1,4	1,25	-	0,00	70,65	-	-	0%
Parete 29	Interpiano - doppio hold down - piastra forata2	SLU orizzontale 5	1	0,00	57,90	63,4	1,1	1,4	1,25	-	0,00	70,65	-	-	0%
Parete 33	Interpiano - doppio hold down - piastra forata3	Dinamica SLV 4 ex- ey-	1	7,07	57,90	63,4	1,1	1,4	1,25	45,49	7,07	70,65	56,52	Chiodatura	16%
Parete 36	Interpiano - doppio hold down - piastra forata3	Dinamica SLV 4 ex- ey-	1	6,86	57,90	63,4	1,1	1,4	1,25	45,49	6,86	70,65	56,52	Chiodatura	15%

... omissis ...

Verifiche degli angolari con ancoranti – Giunzioni legno-calcestruzzo

La resistenza di progetto R_d dell'angolare è stata determinata come il valore minimo tra le resistenze relative a due modi di rottura:

- Rottura a taglio dell'angolare e/o del gruppo di connettori del collegamento lato legno
- Rottura a taglio degli ancoranti di collegamento lato calcestruzzo

Sollecitazioni agenti

Le sollecitazioni taglianti agenti sul singolo angolare sono valutate dividendo il taglio V_2 per il numero degli angolari presenti nella parete (tenendo in conto dell'eventuale presenza di angolari su entrambi i lati dell'elemento strutturale).

$$V_a = \frac{V_2}{n_{anc}}$$

in cui

V_2 è la sollecitazione tagliante di progetto agente sulla parete considerata

n_{anc} è il numero di ancoraggi a taglio presenti nella parete

La forza di taglio agente sull'ancorante maggiormente caricato viene calcolata tenendo in conto del momento aggiuntivo dovuto al non allineamento tra forze esterne agenti sulla flangia verticale dell'angolare e l'ancorante stesso mediante un coefficiente, indicato con k_t. Si ha

$$V_p = V_a \cdot k_t$$

Nome parete	Lunghezza [m]	Nome connessione	Numero ancoraggi	Comb.	Dur.	V_2 [kN]	Va [kN]	kt	Vp [kN]
Parete 1	1,00	Base - hold down - angolari1	1	Dinamica SLV 4 ex- ey-	Istantanea	3,51	3,51	0,97	3,40
Parete 7	3,00	Base - hold down - angolari2	2	Dinamica SLV 4 ex- ey-	Istantanea	17,84	8,92	0,97	8,65
Parete 2	1,50	Base - hold down - angolari3	1	Dinamica SLV 5 ex- ey-	Istantanea	12,63	12,63	0,97	12,25
Parete 3	2,50	Base - hold down - angolari4	2	Dinamica SLV 5 ex- ey-	Istantanea	25,26	12,63	0,97	12,25
Parete 5	1,50	Base - hold down - angolari3	1	Dinamica SLV 5 ex- ey-	Istantanea	12,63	12,63	0,97	12,25
Parete 14	3,00	Base - hold down - angolari2	2	Dinamica SLV 4 ex- ey-	Istantanea	17,84	8,92	0,97	8,65
Parete 6	2,40	Base - hold down - angolari5	1	Dinamica SLV 4 ex- ey+	Istantanea	10,28	10,28	0,97	9,98
Parete 15	7,80	Base - hold down - angolari5	3	Dinamica SLV 4 ex- ey+	Istantanea	45,18	15,06	0,97	14,61
Parete 16	2,40	Base - hold down - angolari5	1	Dinamica SLV 4 ex- ey+	Istantanea	10,28	10,28	0,97	9,98
Parete 19	1,50	Base - hold down - angolari2	1	Dinamica SLV 8 ex+ ey-	Istantanea	8,20	8,20	0,97	7,95
Parete 9	3,80	Base - hold down - angolari6	2	Dinamica SLV 5 ex- ey-	Istantanea	25,47	12,73	0,97	12,35
Parete 10	1,70	Base - hold down - angolari2	1	Dinamica SLV 4 ex- ey-	Istantanea	8,30	8,30	0,97	8,05
Parete 12	1,70	Base - hold down - angolari2	1	Dinamica SLV 4 ex- ey-	Istantanea	8,30	8,30	0,97	8,05
Parete 8	5,56	Base - hold down - angolari5	2	Dinamica SLV 4 ex- ey+	Istantanea	30,22	15,11	0,97	14,65
Parete 4	3,14	Base - hold down - angolari5	1	Dinamica SLV 4 ex- ey+	Istantanea	14,29	14,29	0,97	13,87
Parete 11	4,15	Base - hold down - angolari5	2	Dinamica SLV 8 ex+ ey-	Istantanea	26,78	13,39	0,97	12,99
Parete 13	3,80	Base - hold down - angolari6	2	Dinamica SLV 8 ex+ ey-	Istantanea	25,45	12,72	0,97	12,34
Parete 18	5,07	Base - hold down - angolari2	3	Dinamica SLV 8 ex+ ey-	Istantanea	43,88	14,63	0,97	14,19

Resistenza angolare

Il valore di progetto della capacità portante a taglio dell'angolare può essere valutato a partire dal valore caratteristico mediante le seguente espressione

$$R_{a,d} = \frac{k_{mod} \cdot \mathrm{R_{a,k,dens}}}{\gamma_M}$$

in cui:

$\mathrm{R_{a,k,dens}}$ è la resistenza caratteristica della chiodatura corretta, per una densità del materiale utilizzato inferiore a 350 kg/m^3, secondo la formula $\mathrm{R_{c,k,dens}} = \mathrm{R_{c,k}} \cdot \left(\frac{\rho_k}{350}\right)^2$.

Resistenza a taglio dell'ancorante per calcestruzzo

Il valore di progetto della resistenza a taglio del tassello viene valutato secondo la

$$R_{p,d} = \frac{R_{p,k}}{\gamma_{Ms,V}}$$

in cui:

$R_{p,k}$ è il valore caratteristico della resistenza a taglio dell'ancorante

$\gamma_{Ms,V}$ è il coefficiente di sicurezza parziale

Le verifiche sono riassunte nella seguente tabella in cui si riportano i valori caratteristici delle resistenze associate alla rottura delle diverse componenti con i rispettivi valori di progetto. La verifica viene effettuata confrontando la forza agente con il minore tra essi.

Nome: Nome della connessione nella quale è utilizzato l'angolare

Comb.: Combinazione di carico più gravosa per l'angolare considerato

$V_{a,d}$: Valore di progetto della sollecitazione agente sull'angolare

$V_{p,d}$: Valore di progetto della sollecitazione agente sull'ancorante più sollecitato

k_{mod}: Coefficiente di correzione che tiene conto degli effetti della durata del carico e dell'umidità

γ_M: Coefficiente parziale di sicurezza relativo al materiale, dipendente dal tipo di verifica

$R_{a,d}$: Valore di progetto della resistenza dell'angolare

$R_{p,d}$: Valore di progetto della resistenza dell'ancorante per calcestruzzo

$$V_{a,d} \leq R_{a,d}$$

$$V_{p,d} \leq R_{p,d}$$

Nome parete	Nome connessione	Comb.	Classe servizio	$V_{a,d}$ [kN]	$R_{a,k,dens}$ [kN]	k_{mod}	γ_M	$R_{a,d}$ [kN]	Verifica angolare	$V_{p,d}$ [kN]	$R_{p,k}$ [kN]	$\gamma_{Ms,V}$	$R_{p,d}$ [kN]	Verifica tassello
Parete 1	Base - hold down - angolari1	Dinamica SLV 4 ex- ey-	1	3,51	22,10	1,1	1,4	17,36	20%	3,40	21	1,25	16,8	20%
Parete 7	Base - hold down - angolari2	Dinamica SLV 4 ex- ey-	1	8,92	22,10	1,1	1,4	17,36	51%	8,65	21	1,25	16,8	52%
Parete 2	Base - hold down - angolari3	Dinamica SLV 5 ex- ey-	1	12,63	22,10	1,1	1,4	17,36	73%	12,25	21	1,25	16,8	73%
Parete 3	Base - hold down - angolari4	Dinamica SLV 5 ex- ey-	1	12,63	22,10	1,1	1,4	17,36	73%	12,25	21	1,25	16,8	73%
Parete 5	Base - hold down - angolari3	Dinamica SLV 5 ex- ey-	1	12,63	22,10	1,1	1,4	17,36	73%	12,25	21	1,25	16,8	73%
Parete 14	Base - hold down - angolari2	Dinamica SLV 4 ex- ey-	1	8,92	22,10	1,1	1,4	17,36	51%	8,65	21	1,25	16,8	52%
Parete 6	Base - hold down - angolari5	Dinamica SLV 4 ex- ey+	1	10,28	22,10	1,1	1,4	17,36	59%	9,98	21	1,25	16,8	59%
Parete 15	Base - hold down - angolari5	Dinamica SLV 4 ex- ey+	1	15,06	22,10	1,1	1,4	17,36	87%	14,61	21	1,25	16,8	87%
Parete 16	Base - hold down - angolari5	Dinamica SLV 4 ex- ey+	1	10,28	22,10	1,1	1,4	17,36	59%	9,98	21	1,25	16,8	59%
Parete 19	Base - hold down - angolari2	Dinamica SLV 8 ex+ ey-	1	8,20	22,10	1,1	1,4	17,36	47%	7,95	21	1,25	16,8	47%
Parete 9	Base - hold down - angolari6	Dinamica SLV 5 ex- ey-	1	12,73	22,10	1,1	1,4	17,36	73%	12,35	21	1,25	16,8	74%
Parete 10	Base - hold down - angolari2	Dinamica SLV 4 ex- ey-	1	8,30	22,10	1,1	1,4	17,36	48%	8,05	21	1,25	16,8	48%
Parete 12	Base - hold down - angolari2	Dinamica SLV 4 ex- ey-	1	8,30	22,10	1,1	1,4	17,36	48%	8,05	21	1,25	16,8	48%
Parete 8	Base - hold down - angolari5	Dinamica SLV 4 ex- ey+	1	15,11	22,10	1,1	1,4	17,36	87%	14,65	21	1,25	16,8	87%
Parete 4	Base - hold down - angolari5	Dinamica SLV 4 ex- ey+	1	14,29	22,10	1,1	1,4	17,36	82%	13,87	21	1,25	16,8	83%
Parete 11	Base - hold down - angolari5	Dinamica SLV 8 ex+ ey-	1	13,39	22,10	1,1	1,4	17,36	77%	12,99	21	1,25	16,8	77%
Parete	Base - hold	Dinamica SLV 8	1	12,72	22,10	1,1	1,4	17,36	73%	12,3	21	1,25	16,8	73%

13	down - angolari6	ex+ ey-								4				
Parete 18	Base - hold down - angolari2	Dinamica SLV 8 ex+ ey-	1	14,63	22,10	1,1	1,4	17,36	84%	14,19	21	1,25	16,8	84%

Verifiche connessioni a taglio con piastre forate

La resistenza di progetto R_d delle connessioni a taglio con piastre forate viene determinata come il valore minimo tra le resistenze relative a due modi di rottura:

- Rottura a taglio della piastra forata
- Rottura della chiodatura

Sollecitazioni agenti

Le sollecitazioni taglianti agenti sulla singola piastra sono valutate dividendo il taglio V_2 per il numero delle piastre presenti nella parete (tenendo in conto dell'eventuale presenza di angolari su entrambi i lati dell'elemento strutturale).

$$V_a = \frac{V_2}{n_{anc}}$$

in cui

V_2 è la sollecitazione tagliante di progetto agente sulla parete considerata

n_{anc} è il numero di ancoraggi a taglio presenti nella parete

Nome parete	Lunghezza [m]	Nome connessione	Numero ancoraggi	Comb.	Dur.	V_2 [kN]	Va [kN]
Parete 20	1,00	Interpiano - doppio hold down - piastra forata1	1	Dinamica SLV 4 ex- ey-	Istantanea	2,95	2,95
Parete 29	3,00	Interpiano - doppio hold down - piastra forata2	2	Dinamica SLV 4 ex- ey-	Istantanea	14,25	7,12
Parete 33	1,47	Interpiano - doppio hold down - piastra forata3	1	Dinamica SLV 4 ex- ey-	Istantanea	4,81	4,81
Parete 36	1,47	Interpiano - doppio hold down - piastra forata3	1	Dinamica SLV 4 ex- ey-	Istantanea	4,75	4,75
Parete 23	3,14	Interpiano - doppio hold down - piastra forata4	1	Dinamica SLV 4 ex- ey+	Istantanea	6,01	6,01
Parete 32	5,56	Interpiano - doppio hold down - piastra forata4	2	Dinamica SLV 4 ex- ey+	Istantanea	13,41	6,71
Parete 35	4,15	Interpiano - doppio hold down - piastra forata4	2	Dinamica SLV 8 ex+ ey-	Istantanea	16,66	8,33
Parete 26	1,50	Interpiano - doppio hold down - piastra forata2	1	Dinamica SLV 5 ex- ey-	Istantanea	7,76	7,76
Parete 24	2,50	Interpiano - doppio hold down - piastra forata4	1	Dinamica SLV 5 ex- ey-	Istantanea	10,23	10,23
Parete 21	1,50	Interpiano - doppio hold down - piastra forata2	1	Dinamica SLV 5 ex- ey-	Istantanea	7,62	7,62
Parete 37	3,00	Interpiano - doppio hold down - piastra forata2	2	Dinamica SLV 4 ex- ey-	Istantanea	14,25	7,12
Parete 31	7,80	Interpiano - doppio hold down - piastra forata4	3	Dinamica SLV 4 ex- ey+	Istantanea	30,77	10,26
Parete 39	2,40	Interpiano - doppio hold down - piastra forata4	1	Dinamica SLV 4 ex- ey+	Istantanea	7,36	7,36
Parete 42	5,07	Interpiano - doppio hold down - piastra forata4	2	Dinamica SLV 8 ex+ ey-	Istantanea	23,38	11,69
Parete 43	1,50	Interpiano - doppio hold down - piastra forata2	1	Dinamica SLV 8 ex+ ey-	Istantanea	5,76	5,76
Parete 27	2,40	Interpiano - doppio hold down - piastra forata4	1	Dinamica SLV 4 ex- ey+	Istantanea	7,36	7,36
Parete 34	3,80	Interpiano - doppio hold down - piastra forata5	2	Dinamica SLV 5 ex- ey-	Istantanea	21,54	10,77
Parete 38	3,80	Interpiano - doppio hold down - piastra forata5	2	Dinamica SLV 8 ex+ ey-	Istantanea	19,63	9,82

Resistenza della piastra a taglio

Il valore di progetto della resistenza a taglio della singola piastra viene calcolato secondo le indicazioni del paragrafo 6.2.6 della norma UNI EN 1993-1-1 mediante la seguente espressione

$$R_{s,d} = \frac{\mathrm{A_v} \cdot \mathrm{f_y}/\sqrt{3}}{\gamma_{M0}}$$

in cui:

$\mathrm{A_v}$ *è l'area della sezione netta resistente a taglio della piastra ridotta per la presenza dei fori*

$\mathrm{f_y}$ *è la resistenza di snervamento dell'acciaio della piastra forata*

γ_{M0} è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al materiale

Resistenza chiodatura

La resistenza caratteristica del collegamento viene calcolata come prodotto tra il numero efficace di connettori inseriti e la portata del singolo connettore

$$\mathrm{R_{c,k}} = \mathrm{n_{ef,conn}} \cdot \mathrm{R_{k,conn}}$$

dove la portata del singolo connettore $\mathrm{R_{k,conn}}$ è valutata utilizzando la teoria di Johansen ed il numero efficace di connettori secondo i punti 8.3.1.1 (8) e 8.5.1.1 (4) della norma UNI EN 1995-1-1.

Nome parete	Nome connessione	Numero file di connettori	Numero connettori in una fila	Spaziatura connettori in una fila [mm]	Numero efficace di connettori	$R_{conn,k}$ [kN]	$R_{c,k}$ [kN]
Parete 20	Interpiano - doppio hold down - piastra forata1	1	12	40	8,27	1,94	16,08
Parete 29	Interpiano - doppio hold down - piastra forata2	1	12	40	8,27	1,94	16,08
Parete 33	Interpiano - doppio hold down - piastra forata3	1	12	40	8,27	1,94	16,08
Parete 36	Interpiano - doppio hold down - piastra forata3	1	12	40	8,27	1,94	16,08
Parete 23	Interpiano - doppio hold down - piastra forata4	1	12	40	8,27	1,94	16,08
Parete 32	Interpiano - doppio hold down - piastra forata4	1	12	40	8,27	1,94	16,08

... omissis ...

Il valore di progetto della capacità portante è dato dalla

$$R_{c,d} = \frac{k_{mod} \cdot \mathrm{R_{c,k}}}{\gamma_M}$$

in cui:

$\mathrm{R_{c,k}}$ è la resistenza caratteristica del collegamento

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

γ_M è il coefficiente parziale di sicurezza relativo alle connessioni

Le verifiche sono riassunte nella seguente tabella in cui si riporta il valore caratteristico di resistenza dell'angolare ed il relativo valore di progetto. La verifica viene effettuata confrontando quest'ultimo con la forza agente.

$$V_{a,d} \leq min\,(R_{s,d};\, R_{c,d})$$

Nome connessione: Nome della connessione nella quale è utilizzato l'angolare

Comb.: Combinazione di carico più gravosa per l'angolare considerato

$V_{a,d}$: Valore di progetto della sollecitazione agente su ogni piastra

k_{mod}: Coefficiente di correzione che tiene conto degli effetti della durata del carico e dell'umidità

γ_M: Coefficiente parziale di sicurezza relativo al materiale, dipendente dal tipo di verifica

Nome parete	Nome connessione	Comb.	Classe di servizio	$V_{a,d}$ [kN]	$R_{c,k}$ [kN]	k_{mod}	γ_M	$R_{c,d}$ [kN]	Verifica chiodatura	$R_{s,k}$ [kN]	γ_{M0}	$R_{s,d}$ [kN]	Verifica piastra a taglio
Parete 20	Interpiano - doppio hold down - piastra forata1	Dinamica SLV 4 ex-ey-	1	2,95	16,08	1,1	1,4	12,63	23%	43,3	1,05	41,24	7%
Parete 29	Interpiano - doppio hold down - piastra forata2	Dinamica SLV 4 ex-ey-	1	7,12	16,08	1,1	1,4	12,63	56%	43,3	1,05	41,24	17%
Parete 33	Interpiano - doppio hold down - piastra forata3	Dinamica SLV 4 ex-ey-	1	4,81	16,08	1,1	1,4	12,63	38%	43,3	1,05	41,24	12%
Parete 36	Interpiano - doppio hold down - piastra forata3	Dinamica SLV 4 ex-ey-	1	4,75	16,08	1,1	1,4	12,63	38%	43,3	1,05	41,24	12%
Parete 23	Interpiano - doppio hold down - piastra forata4	Dinamica SLV 4 ex-ey+	1	6,01	16,08	1,1	1,4	12,63	48%	43,3	1,05	41,24	15%
Parete 32	Interpiano - doppio hold down - piastra forata4	Dinamica SLV 4 ex-ey+	1	6,71	16,08	1,1	1,4	12,63	53%	43,3	1,05	41,24	16%

... omissis ...

Verifiche sismiche agli stati limite di danno

Si verifica che l'azione sismica di progetto non produca agli elementi costruttivi senza funzione strutturale danni tali da rendere la costruzione temporaneamente inagibile.

Nel caso delle costruzioni civili e industriali, qualora la temporanea inagibilità sia dovuta a spostamenti eccessivi interpiano, questa condizione si può ritenere soddisfatta quando gli spostamenti interpiano ottenuti dall'analisi in presenza dell'azione sismica di progetto relativa allo SLD siano inferiori ai limiti indicati nel seguito

$$q \cdot d_r < d_{\mathrm{r,lim}} = 0{,}005\ \mathrm{h}$$

dove

q è il fattore di comportamento allo SLD che vale 1,00

d_r è lo spostamento interpiano, ovvero la differenza tra gli spostamenti al solaio superiore ed inferiore, ottenuto dall'analisi lineare

h è l'altezza del piano

A seguire si riportano, in forma tabellare, le verifiche sismiche allo stato limite di danno.

Parete: Nome indicativo della parete considerata

h: Altezza di interpiano

Comb.: Combinazione di carico più gravosa per la verifica in esame

dr: Spostamento relativo calcolato

$d_{r,lim}$: Spostamento relativo limite

Nella tabella si riportano le verifiche sismiche allo stato limite di esercizio in riferimento all'Analisi Dinamica Lineare.

Parete	h [m]	Comb.	d_r [mm]	d_{lim} [mm]	Verifica
Parete 1	3,20	Dinamica SLD 4 ex- ey+	2,28	16,00	14%
Parete 7	3,20	Dinamica SLD 4 ex- ey+	2,28	16,00	14%
Parete 2	3,20	Dinamica SLD 5 ex- ey-	2,79	16,00	17%
Parete 3	3,20	Dinamica SLD 5 ex- ey-	2,79	16,00	17%
Parete 5	3,20	Dinamica SLD 5 ex- ey-	2,79	16,00	17%
Parete 14	3,20	Dinamica SLD 4 ex- ey+	2,28	16,00	14%
Parete 6	3,20	Dinamica SLD 4 ex- ey+	1,98	16,00	12%
Parete 15	3,20	Dinamica SLD 4 ex- ey+	1,98	16,00	12%
Parete 16	3,20	Dinamica SLD 4 ex- ey+	1,98	16,00	12%
Parete 20	2,80	Dinamica SLD 4 ex- ey+	2,14	14,00	15%
Parete 29	2,80	Dinamica SLD 4 ex- ey+	2,14	14,00	15%
Parete 33	3,12	Dinamica SLD 4 ex- ey-	2,27	15,61	15%
Parete 36	3,15	Dinamica SLD 4 ex- ey-	2,27	15,77	14%
Parete 23	4,50	Dinamica SLD 4 ex- ey+	1,80	22,50	8%
Parete 32	4,50	Dinamica SLD 4 ex- ey+	1,80	22,50	8%
Parete 35	3,68	Dinamica SLD 8 ex+ ey-	2,24	18,40	12%
Parete 26	3,09	Dinamica SLD 5 ex- ey-	3,19	15,43	21%
Parete 24	4,23	Dinamica SLD 5 ex- ey-	3,19	21,17	15%
Parete 21	3,13	Dinamica SLD 5 ex- ey-	3,19	15,64	20%
Parete 37	2,80	Dinamica SLD 4 ex- ey+	2,14	14,00	15%
Parete 31	2,80	Dinamica SLD 4 ex- ey+	1,77	14,00	13%
Parete 39	2,80	Dinamica SLD 4 ex- ey+	1,77	14,00	13%
Parete 42	3,75	Dinamica SLD 8 ex+ ey-	2,58	18,77	14%
Parete 43	3,13	Dinamica SLD 8 ex+ ey-	2,58	15,64	17%
Parete 19	3,20	Dinamica SLD 8 ex+ ey-	2,66	16,00	17%
Parete 9	3,20	Dinamica SLD 8 ex+ ey-	2,23	16,00	14%
Parete 27	2,80	Dinamica SLD 4 ex- ey+	1,77	14,00	13%
Parete 10	3,20	Dinamica SLD 4 ex- ey+	2,36	16,00	15%
Parete 12	3,20	Dinamica SLD 4 ex- ey+	2,36	16,00	15%
Parete 8	3,20	Dinamica SLD 4 ex- ey+	2,01	16,00	13%
Parete 4	3,20	Dinamica SLD 4 ex- ey+	2,01	16,00	13%
Parete 11	3,20	Dinamica SLD 8 ex+ ey-	2,16	16,00	13%
Parete 13	3,20	Dinamica SLD 8 ex+ ey-	2,26	16,00	14%
Parete 18	3,20	Dinamica SLD 8 ex+ ey-	2,66	16,00	17%
Parete 34	3,22	Dinamica SLD 8 ex+ ey-	2,37	16,11	15%
Parete 38	3,22	Dinamica SLD 8 ex+ ey-	2,25	16,11	14%