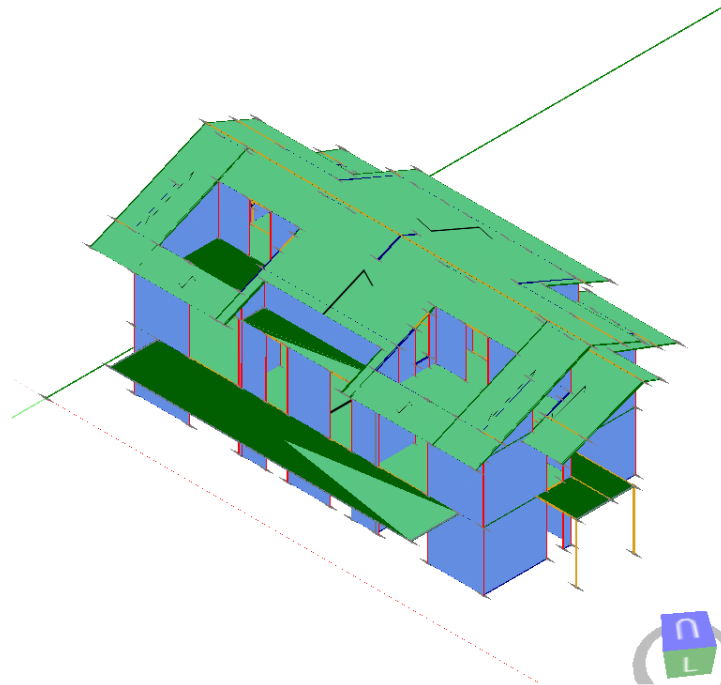


RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE

Calcolo strutture in legno



Progetto: Edificio residenziale

Località:

Comune di: Trento

Indirizzo:

Provincia: Trento

Committente: TimberTech S.r.l.

Impresa costruttrice:

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

Data:

Indice

Quadro normativo di riferimento	4
Descrizione generale dell'opera	5
Ubicazione	5
Descrizione	5
Codice di calcolo utilizzato	9
Caratteristiche del codice di calcolo.....	9
Materiali	11
Materiali legno	11
Materiale acciaio	12
Metodo di calcolo e modello numerico	13
Descrizione del modello	13
Rigidità delle pareti nei confronti degli spostamenti orizzontali.....	15
Tipologie di elementi strutturali	16
Azioni e carichi di progetto	19
Pesi propri dei materiali strutturali.....	19
Azione della neve	19
Azione del vento.....	20
Carichi agenti sulle pareti	24
Carichi agenti sui solai.....	25
Carichi lineari	25
Azione sismica	26
Sezioni degli elementi strutturali	31
Pareti XLAM	31
Solai a travetti	31
Sezioni Acciaio	32
Conessioni	32
Combinazioni delle azioni	35
Combinazioni di carico utilizzate.....	37
Combinazioni sismiche.....	39
Azioni orizzontali	41
Analisi modale	41
Analisi dinamica lineare.....	43
Vento.....	44
Sollecitazioni.....	45

Sollecitazioni al piano di imposta	53
Verifiche elementi	55
Verifiche dei solai a travetti / lamellare sdraiato	55
Verifiche travi in legno	73
Verifiche pilastri in legno.....	84
Verifiche travi in acciaio.....	87
Verifiche pareti in XLAM	93
Verifiche connessioni	101
Verifiche Hold Down – Ancoraggio di base.....	101
Verifiche Hold Down – Ancoraggio di interpiano	104
Verifiche degli angolari con ancoranti – Giunzioni legno-calcestruzzo	107
Verifiche degli angolari fissati su legno – Giunzioni legno-legno	109
Verifiche sismiche agli stati limite di danno	111

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

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

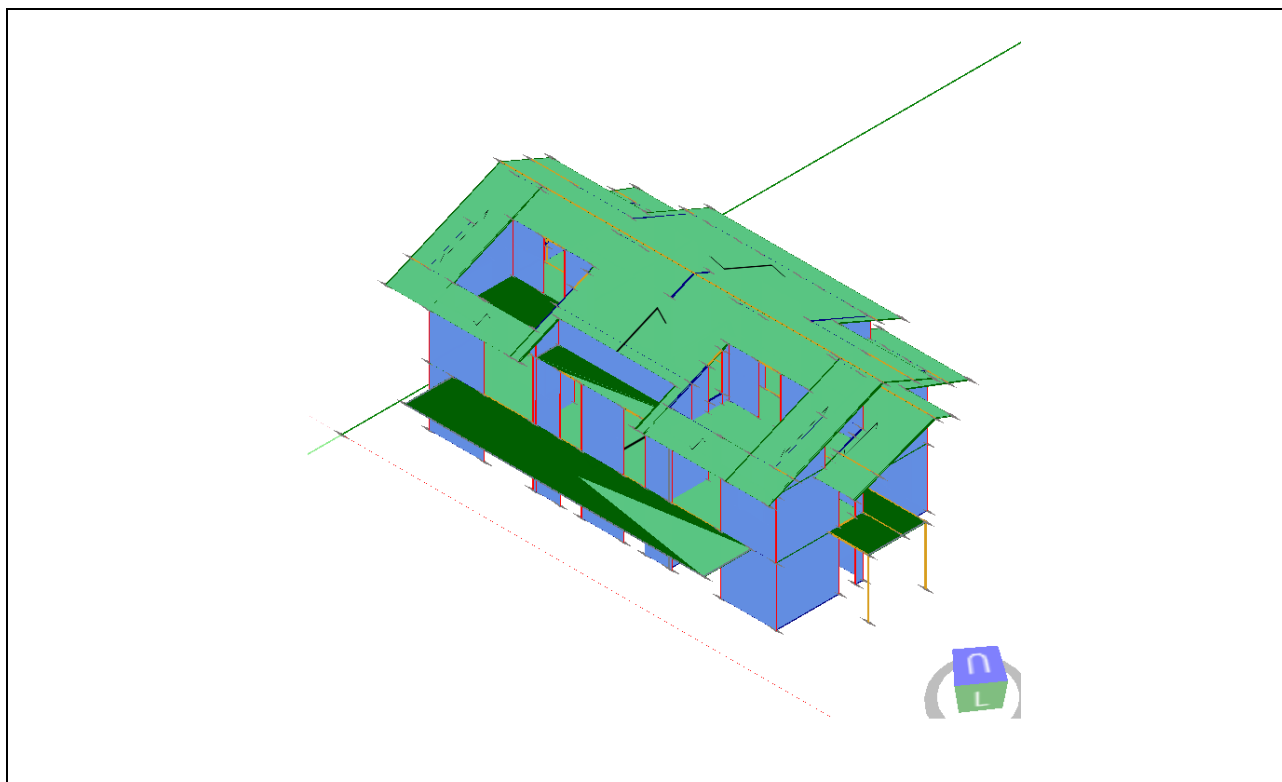
Ubicazione

Regione: Trentino-alto Adige
Provincia: Trento
Città: Trento
Località:
Indirizzo:
Latitudine: 46,0082834348688°
Longitudine: 11,1360093410492°
Quota s.l.m. 275 m

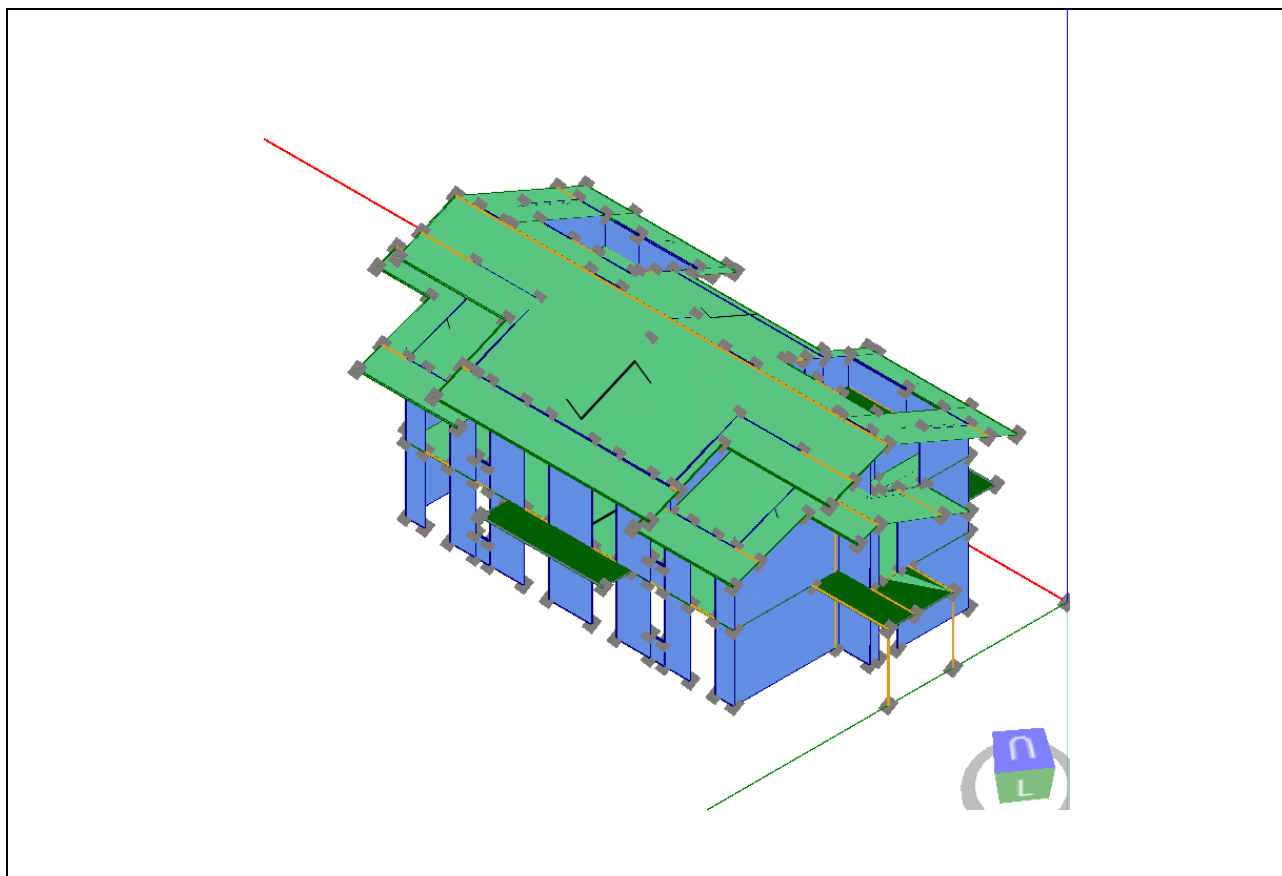
Descrizione

Lunghezza: 13,85 m
Larghezza: 23,45 m
Altezza: 9,81 m

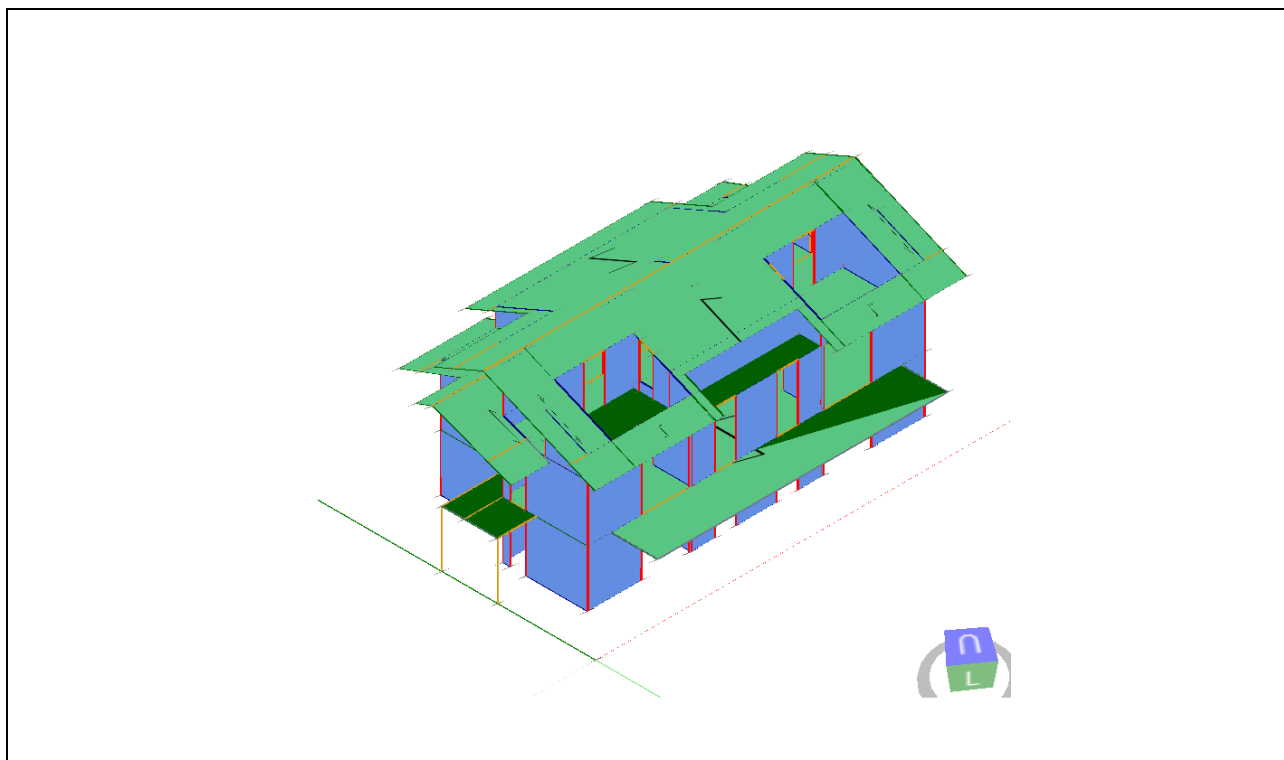
Vista Tridimensionale Sud-Est



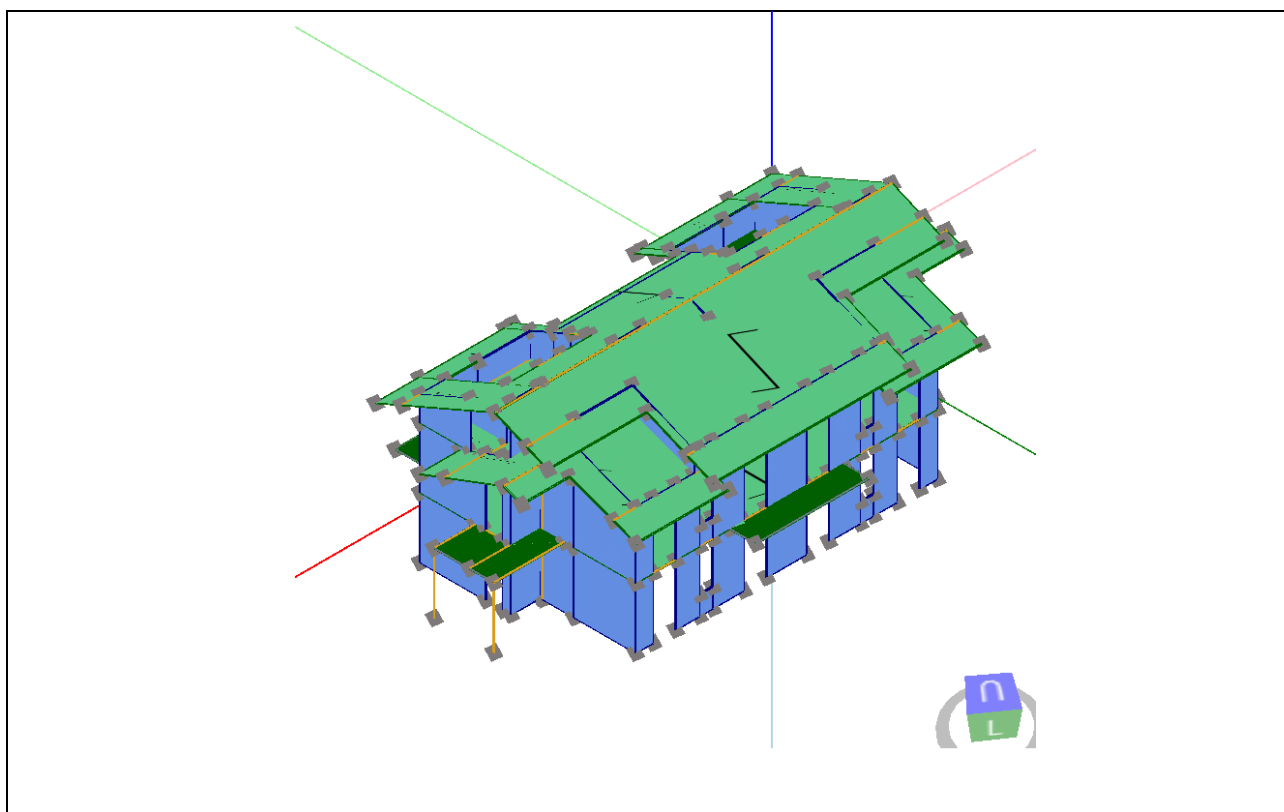
Vista Tridimensionale Nord-Ovest



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
$f_{v,k,lastra}$	Resistenza a taglio del pannello XLAM a lastra
$f_{R,k}$	Resistenza a taglio per rolling shear
$f_{T,k}$	Resistenza torsione incroci del pannello XLAM
$G_{R,mean}$	Modulo di taglio per rolling shear

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 - EN 14080	24	19,2	0,5	24	2,5	3,5	11500	9600	300	650	385

XLAM

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]	$f_{v,k,piast}$ [MPa]	$f_{R,k}$ [MPa]	$f_{v,k,lastr}$ [MPa]	$f_{T,k}$ [MPa]	$E_{0,mean}$ [MPa]	$E_{0,05}$ [MPa]	$E_{90,mean}$ [MPa]	G_{mean} [MPa]	$G_{R,mean}$ [MPa]	ρ_k [kg/m ³]
C 24 XLAM	24	14	0,4	21	2,5	4	0,8	4	2,5	11000	7400	370	690	50	350

Materiale acciaio

I materiali previsti nel progetto sono elencati nelle seguenti tabelle.

Descr.	Descrizione
t	Spessore nominale dell'elemento
$f_{y,k}$	Tensione caratteristica di snervamento
$f_{u,k}$	Tensione caratteristica di rottura
E	Modulo elastico dell'acciaio
G	Modulo elastico a taglio dell'acciaio
ν	Coefficiente di Poisson

Descr.	t	$f_{y,k}$ [MPa]	$f_{u,k}$ [MPa]	E [MPa]	G [MPa]	ν [MPa]
S275 - EN 10025 -2	t ≤ 40 mm	275	430	210000	80770	0,3

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_{3-3} 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

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

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.

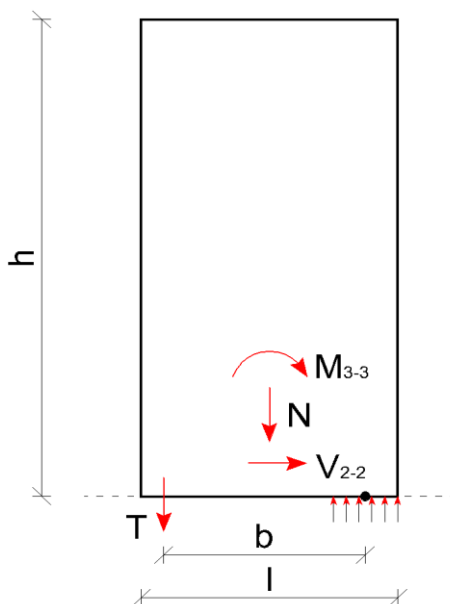


Figura: Modello di calcolo della sollecitazione di trazione sugli hold-down o nastri chiodati

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	XLAM	Si	3,2	3,47	0	2,18	6,1	2,18	2,63
Parete 10	XLAM	Si	3,2	2,12	0	8,03	2,63	8,03	4,75
Parete 11	XLAM	Si	3,2	1,45	0	9,35	2,63	7,9	2,63
Parete 12	XLAM	Si	3,2	1,65	0	9,45	12,47	7,8	12,47
Parete 13	XLAM	Si	3,2	2,2	0	11,82	8,53	11,82	6,33
Parete 14	XLAM	Si	3,2	2,1	0	12,75	12,47	10,65	12,47
Parete 15	XLAM	Si	3,2	2,3	0	12,85	2,63	10,55	2,63
Parete 16	XLAM	Si	3,2	1,5	0	14,32	7,43	15,82	7,43
Parete 17	XLAM	Si	3,2	2,12	0	15,37	2,63	15,37	4,75
Parete 18	XLAM	Si	3,2	1,45	0	15,5	2,63	14,05	2,63
Parete 19	XLAM	Si	3,2	1,65	0	15,6	12,47	13,95	12,47
Parete 2	XLAM	No	3,2	0,42	0	2,18	7,42	2,18	7
Parete 20	XLAM	No	1,0	0,7	0	16,3	12,47	15,6	12,47
Parete 21	XLAM	Si	3,2	1,25	0	17,55	12,47	16,3	12,47
Parete 22	XLAM	Si	3,2	1,8	0	19,67	7,42	19,67	9,22
Parete 23	XLAM	Si	3,2	1,55	0	19,67	7,42	21,22	7,42
Parete 24	XLAM	Si	3,2	3,25	0	19,67	9,22	19,67	12,47
Parete 25	XLAM	Si	3,2	0,92	0	19,67	12,47	18,75	12,47
Parete 26	XLAM	Si	3,2	3,02	0	21,22	2,63	18,2	2,63
Parete 27	XLAM	Si	3,2	3,47	0	21,22	6,1	21,22	2,63
Parete 28	XLAM	No	3,2	0,42	0	21,22	7,42	21,22	7
Parete 29	XLAM	Si	3,2	3,02	3,2	2,18	2,63	5,2	2,63
Parete 3	XLAM	Si	3,2	1,55	0	3,73	7,42	2,18	7,42
Parete 30	XLAM	Si	3,2	3,47	3,2	2,18	6,1	2,18	2,63
Parete 31	XLAM	No	3,2	0,42	3,2	2,18	7,42	2,18	7

... omissis ...

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	0	5,55
Pilastro 2	3,2	0	0	8,7
Pilastro 3	9,81	0	3,73	7,55
Pilastro 4	9,81	0	19,67	7,55
Pilastro 5	3,2	0	23,4	5,55
Pilastro 6	3,2	0	23,4	8,7

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 in XLAM

Nel caso delle pareti in XLAM la rigidezza globale viene valutata considerando il contributo dei seguenti componenti:

- il pannello in XLAM (k_{XLAM})
- gli angolari resistenti a taglio (k_a)
- gli angolari resistenti a trazione : hold-down o nastri forati (k_h)

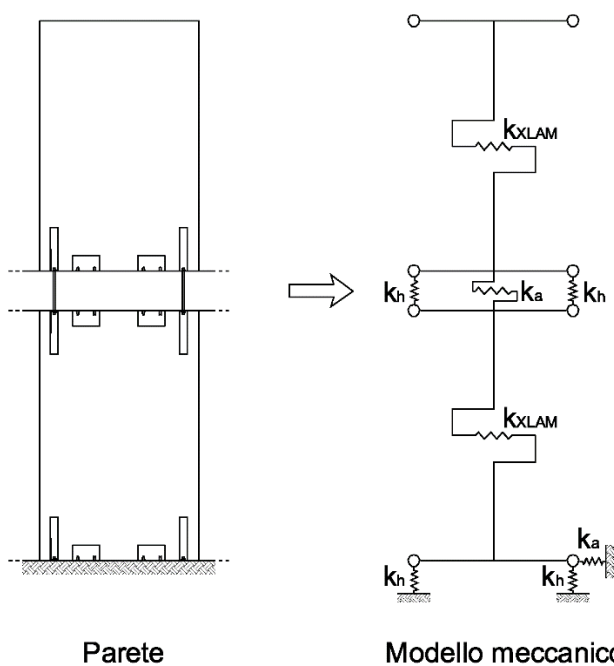


Figura: Modello meccanico per il calcolo della rigidezza delle pareti in XLAM

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	XLAM	Si	3,2	3,47	35380
Parete 10	XLAM	Si	3,2	2,12	11895
Parete 11	XLAM	Si	3,2	1,45	3884
Parete 12	XLAM	Si	3,2	1,65	8189
Parete 13	XLAM	Si	3,2	2,2	7573
Parete 14	XLAM	Si	3,2	2,1	12433
Parete 15	XLAM	Si	3,2	2,3	13942
Parete 16	XLAM	Si	3,2	1,5	4275
Parete 17	XLAM	Si	3,2	2,12	14549
Parete 18	XLAM	Si	3,2	1,45	3884
Parete 19	XLAM	Si	3,2	1,65	8189
Parete 2	XLAM	No	3,2	0,42	0
Parete 20	XLAM	No	1,0	0,7	0
Parete 21	XLAM	Si	3,2	1,25	5005
Parete 22	XLAM	Si	3,2	1,8	5545
Parete 23	XLAM	Si	3,2	1,55	4343
Parete 24	XLAM	Si	3,2	3,25	27458
Parete 25	XLAM	Si	3,2	0,92	3039
Parete 26	XLAM	Si	3,2	3,02	21073
Parete 27	XLAM	Si	3,2	3,47	35380
Parete 28	XLAM	No	3,2	0,42	0
Parete 29	XLAM	Si	3,2	3,02	8718
Parete 3	XLAM	Si	3,2	1,55	4343
Parete 30	XLAM	Si	3,2	3,47	15934
Parete 31	XLAM	No	3,2	0,42	0
Parete 32	XLAM	Si	3,2	1,55	2644
Parete 33	XLAM	Si	3,2	5,05	20215
Parete 34	XLAM	Si	3,2	0,92	1127
Parete 35	XLAM	Si	3,2	1,25	1891
Parete 36	XLAM	Si	3,2	1,45	2390
Parete 37	XLAM	No	1,0	0,7	0
Parete 38	XLAM	Si	3,2	2,12	4827
Parete 39	XLAM	Si	3,2	1,5	2517
Parete 4	XLAM	Si	3,2	5,05	51874
Parete 40	XLAM	Si	3,2	1,65	3261
Parete 41	XLAM	Si	3,2	2,3	5440
Parete 42	XLAM	Si	3,2	2,2	5099
Parete 43	XLAM	Si	3,2	2,1	4759
Parete 44	XLAM	Si	3,2	1,45	2390
Parete 45	XLAM	Si	3,2	2,12	4827

... omissis ...

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

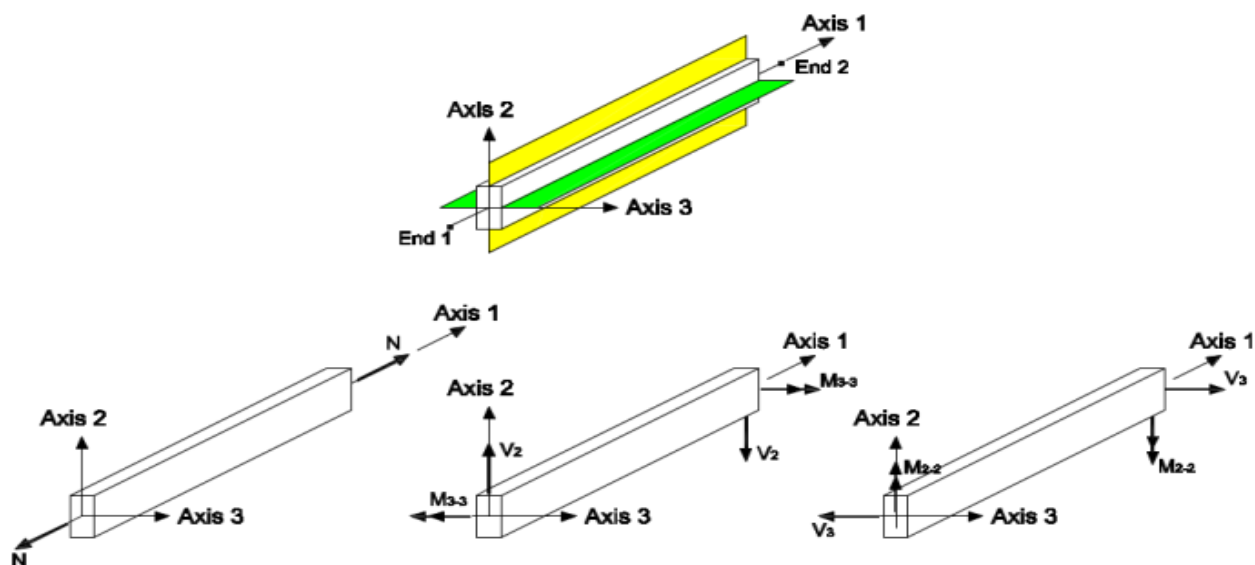


Figura: Convenzioni di segno per gli elementi trave

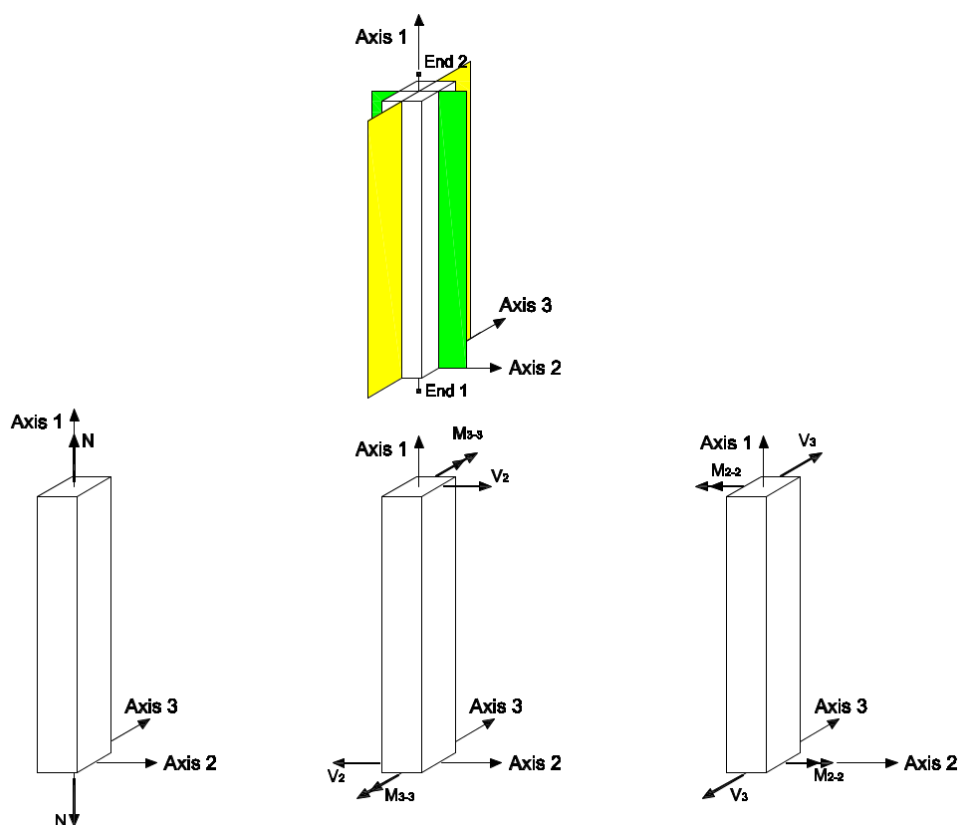


Figura: Convenzioni di segno per gli elementi pilastro

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

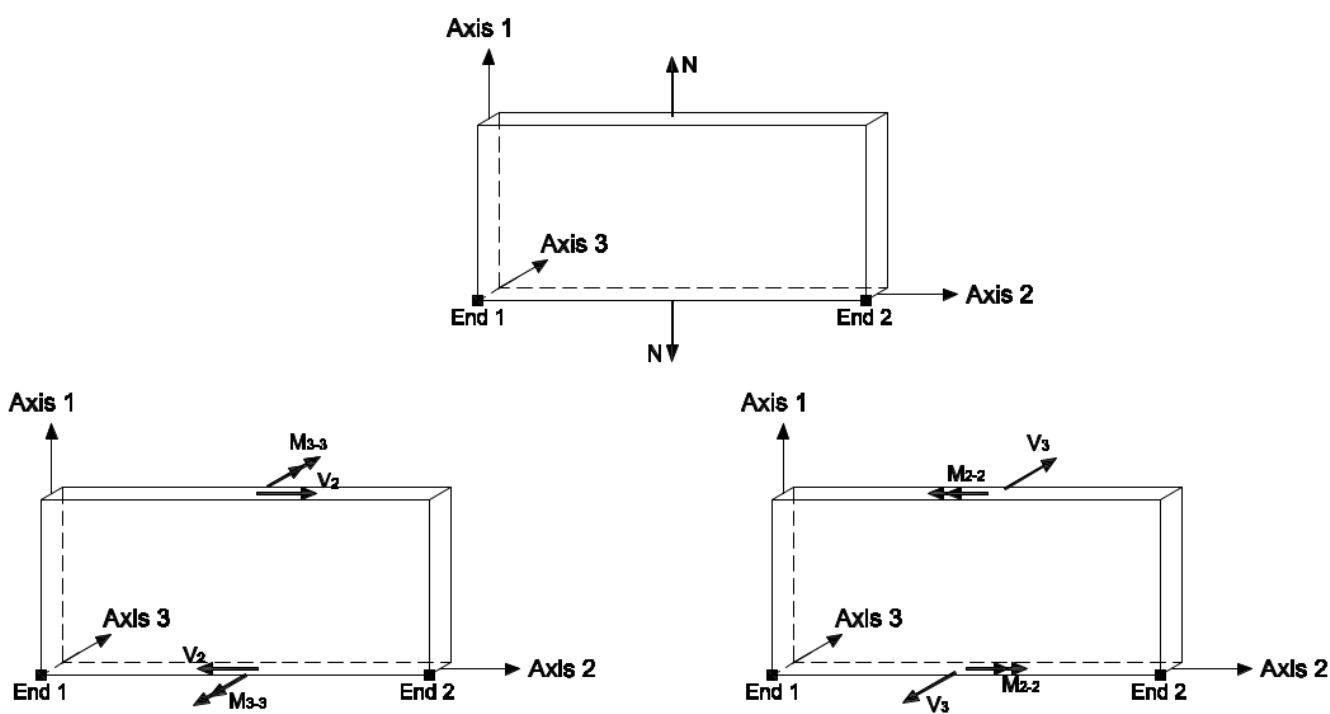


Figura: Convenzioni di segno per le pareti

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 - EN 14080	5
C 24 XLAM	5

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.: 275 m

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

Carico neve al suolo: 1,59 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 13	1,27
Solaio 3	1,27
Solaio 4	1,27
Solaio 11	1,27
Solaio 12	1,27
Solaio 15	1,27
Solaio 9	1,27
Solaio 14	1,27
Solaio 10	1,27
Solaio 16	1,27

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.: 275 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:

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

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

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

$$q_b = 390,63 \text{ N/m}^2$$

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

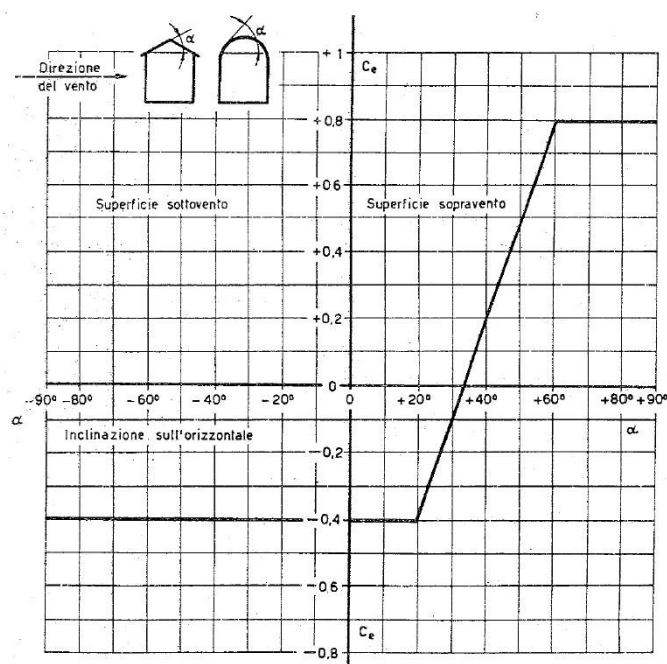


Figura 1 : Valori assunti da c_{pe} al variare dell'angolo di inclinazione della superficie.

Il coefficiente di esposizione esterno varia a seconda dei casi, da superficie a superficie, in funzione dell'angolo di inclinazione sull'orizzontale 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 23°	23	-0.3
Falda sopravento 20°	20	-0.39
Falda sopravento 21°	21	-0.38
Falda sopravento 21°	21	-0.38
Falda sopravento 21°	21	-0.38
Falda sopravento 23°	23	-0.3
Falda sopravento 23°	23	-0.3
Falda sopravento 23°	23	-0.3

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 22	Esterno	Carico pareti esterne	0,5	0,5	-0,23	0,46
Parete 25	Esterno	Carico pareti esterne	0,5	0,5	-0,23	0,46
Parete 21	Esterno	Carico pareti esterne	0,5	0,5	-0,23	0,46
Parete 19	Esterno	Carico pareti esterne	0,5	0,5	-0,23	0,46
Parete 14	Esterno	Carico pareti esterne	0,5	0,5	-0,23	0,46
Parete 12	Esterno	Carico pareti esterne	0,5	0,5	-0,23	0,46
Parete 7	Esterno	Carico pareti esterne	0,5	0,5	-0,23	0,46
Parete 5	Esterno	Carico pareti esterne	0,5	0,5	-0,23	0,46
Parete 23	Esterno	Carico pareti esterne	0,5	0,5	-0,23	0,46
Parete 28	Esterno	Carico pareti esterne	0,5	0,5	-0,23	0,46
Parete 27	Esterno	Carico pareti esterne	0,5	0,5	-0,23	0,46
Parete 26	Esterno	Carico pareti esterne	0,5	0,5	-0,23	0,46
Parete 18	Esterno	Carico pareti esterne	0,5	0,5	-0,23	0,46
Parete 15	Esterno	Carico pareti esterne	0,5	0,5	-0,23	0,46
Parete 11	Esterno	Carico pareti esterne	0,5	0,5	-0,23	0,46
Parete 6	Esterno	Carico pareti esterne	0,5	0,5	-0,23	0,46
Parete 20	Esterno	Carico pareti esterne	0,5	0,5	-0,23	0,46
Parete 9	Esterno	Carico pareti esterne	0,5	0,5	-0,23	0,46
Parete 4	Esterno	Carico pareti esterne	0,5	0,5	-0,23	0,46
Parete 3	Esterno	Carico pareti esterne	0,5	0,5	-0,23	0,46
Parete 2	Esterno	Carico pareti esterne	0,5	0,5	-0,23	0,46
Parete 1	Esterno	Carico pareti esterne	0,5	0,5	-0,23	0,46
Parete 8	Interno	Carico pareti interne	0,6	0,6	0	0
Parete 16	Interno	Carico pareti interne	0,6	0,6	0	0
Parete 13	Interno	Carico pareti interne	0,5	0,6	0	0
Parete 33	Esterno	Carico pareti esterne	0,5	0,5	-0,23	0,46
Parete 32	Esterno	Carico pareti esterne	0,5	0,5	-0,23	0,46
Parete 31	Esterno	Carico pareti esterne	0,5	0,5	-0,23	0,46
Parete 30	Esterno	Carico pareti esterne	0,5	0,5	-0,23	0,46
Parete 29	Esterno	Carico pareti esterne	0,5	0,5	-0,23	0,46
Parete 36	Esterno	Carico pareti esterne	0,5	0,5	-0,23	0,46
Parete 41	Esterno	Carico pareti esterne	0,5	0,5	-0,23	0,46
Parete 44	Esterno	Carico pareti esterne	0,5	0,5	-0,23	0,46
Parete 54	Esterno	Carico pareti esterne	0,5	0,5	-0,23	0,46
Parete 55	Esterno	Carico pareti esterne	0,5	0,5	-0,23	0,46
Parete 56	Esterno	Carico pareti esterne	0,5	0,5	-0,23	0,46
Parete 51	Esterno	Carico pareti esterne	0,5	0,5	-0,23	0,46
Parete 53	Esterno	Carico pareti esterne	0,5	0,5	-0,23	0,46
Parete 49	Esterno	Carico pareti esterne	0,5	0,5	-0,23	0,46
Parete 48	Esterno	Carico pareti esterne	0,5	0,5	-0,23	0,46
Parete 46	Esterno	Carico pareti esterne	0,5	0,5	-0,23	0,46
Parete 43	Esterno	Carico pareti esterne	0,5	0,5	-0,23	0,46
Parete 40	Esterno	Carico pareti esterne	0,5	0,5	-0,23	0,46
Parete 37	Esterno	Carico pareti esterne	0,5	0,5	-0,23	0,46
Parete 35	Esterno	Carico pareti esterne	0,5	0,5	-0,23	0,46
Parete 34	Esterno	Carico pareti esterne	0,5	0,5	-0,23	0,46
Parete 47	Interno	Carico pareti interne	0,5	0,6	0	0
Parete 42	Interno	Carico pareti interne	0,5	0,6	0	0

... omissis ...

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

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

$q_{\text{wind},k}$: 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]	$q_{\text{snow},k}$ [kN/m ²]	$q_{\text{wind},k}$ sottovento [kN/m ²]	$q_{\text{wind},k}$ sopravento [kN/m ²]
Solaio 7	Solaio interno	0	Carico solaio residenziale	Variabile cat. A - Aree per attività domestiche e residenziali	0,28	2,6	2	0	0	0
Solaio 13	Solaio di copertura	23	Carico solaio copertura	-	0,17	0,5	-	1,27	-0,23	-0,17
Solaio 3	Solaio di copertura	20	Carico solaio copertura	-	0,17	0,5	-	1,27	-0,23	-0,22
Solaio 4	Solaio di copertura	21	Carico solaio copertura	-	0,17	0,5	-	1,27	-0,23	-0,22
Solaio 11	Solaio di copertura	21	Carico solaio copertura	-	0,17	0,5	-	1,27	-0,23	-0,22
Solaio 12	Solaio di copertura	21	Carico solaio copertura	-	0,17	0,5	-	1,27	-0,23	-0,22
Solaio 15	Solaio di copertura	23	Carico solaio copertura	-	0,17	0,5	-	1,27	-0,23	-0,17
Solaio 9	Solaio di copertura	23	Carico solaio copertura	-	0,17	0,5	-	1,27	-0,23	-0,17
Solaio 14	Solaio di copertura	23	Carico solaio copertura	-	0,17	0,5	-	1,27	-0,23	-0,17
Solaio 10	Solaio di copertura	23	Carico solaio copertura	-	0,17	0,5	-	1,27	-0,23	-0,17
Solaio 16	Solaio di copertura	23	Carico solaio copertura	-	0,17	0,5	-	1,27	-0,23	-0,17
Solaio 5	Solaio interno	0	Carico scale	Variabile cat. A - Aree per attività domestiche e residenziali	0,28	2,8	4	0	0	0
Solaio 8	Solaio interno	0	Carico solaio residenziale	Variabile cat. A - Aree per attività domestiche e residenziali	0,28	2,6	2	0	0	0
Solaio 6	Solaio interno	0	Carico scale	Variabile cat. A - Aree per attività domestiche e residenziali	0,32	2,8	4	0	0	0
Solaio 1	Solaio interno	0	Carico solaio residenziale	Variabile cat. A - Aree per attività domestiche e residenziali	0,32	2,6	2	0	0	0
Solaio 2	Solaio interno	0	Carico solaio residenziale	Variabile cat. A - Aree per attività domestiche e residenziali	0,32	2,6	2	0	0	0
Solaio 2 - Area di carico 3	Solaio di copertura	0	Carico balconi	Variabile cat. I-D1 - Negozi	0,32	1,5	4	1,27	-0,23	-0,23

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 61	Carico interno	Carico solo permanente	-	0,24	0	-	0	0	0
Trave 54	Carico interno	Carico solo permanente	-	0,24	0	-	0	0	0
Trave 18	Carico interno	Carico solo permanente	-	0,29	0	-	0	0	0
Trave 14	Carico interno	Carico solo permanente	-	0,29	0	-	0	0	0
Trave 11	Carico interno	Carico solo permanente	-	0,29	0	-	0	0	0
Trave 7	Carico interno	Carico solo permanente	-	0,29	0	-	0	0	0
Trave 17	Carico interno	Carico solo permanente	-	0,16	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. Gli 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]	F_0	TC^*
SLO – Stato Limite di operatività	81%	30	0,030	2,54	0,20
SLD – Stato Limite di danno	63%	50	0,037	2,58	0,24
SLV – Stato Limite di Salvaguardia Vita	10%	475	0,087	2,63	0,31
SLC – Stato Limite di Collasso	5%	975	0,115	2,55	0,32

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 $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $NSPT_{30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina)

Categoria topografica: T1 - Tab. 3.2.IV Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$

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	1,51	1,20	0,10	0,31	1,72
SLD – Stato Limite di danno	1,20	1,46	1,20	0,12	0,35	1,75
SLV – Stato Limite di Salvaguardia Vita	1,20	1,39	1,20	0,14	0,43	1,95
SLC – Stato Limite di Collasso	1,20	1,38	1,20	0,15	0,44	2,06

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

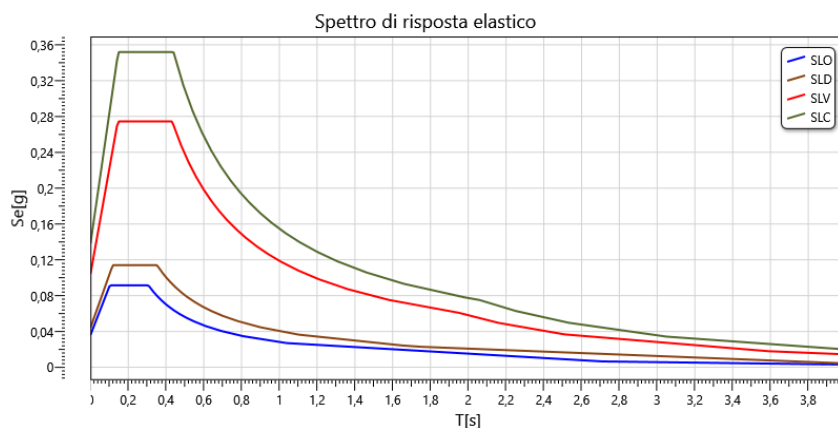
Spettri di risposta elastici

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 $\eta=1$, definito come lo spettro elastico con smorzamento viscoso convenzionale $\xi = 5\%$. 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 $\xi = 5\%$ e $\xi = 28\%$.



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 dalle 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.

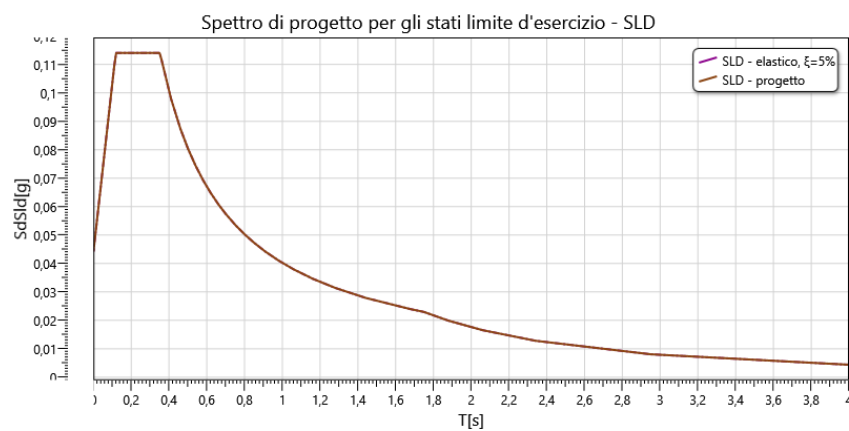
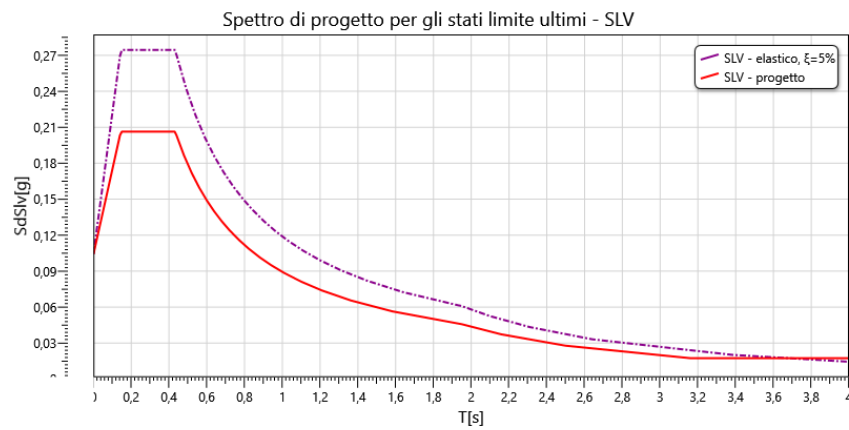
Per le strutture a comportamento strutturale non dissipativo si adotta un fattore di comportamento q_{ND} , ridotto rispetto al valore minimo relativo alla CD"B" (v. Tab. 7.3.II NTC) secondo l'espressione:

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

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: chiodati: q_0 (CD"B") = 2	Struttura non dissipativa - Pannelli di parete
Tab. 7.3.II Pannelli di parete a telaio leggero chiodati con diaframmi incollati, collegati mediante chiodi, viti e bulloni	
Valore base del fattore di comportamento q_0 :	1,33
Fattore di struttura q relativo allo SLV:	1,33
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 XLAM

Nella seguente tabella si riportano le caratteristiche delle pareti in XLAM.

Nome sezione	Produttore	Nome pannello	Materiale	Numero Strati	Spessore [mm]	Strati	Orientazione strati esterni
XLAM 100 mm - 3 strati	Predefinito	100 3s T	C 24 XLAM	3	100	30 - 40 - 30	Verticali
XLAM 120 mm - 5 strati	Predefinito	120 5s T	C 24 XLAM	5	120	30 - 20 - 20 - 20 - 30	Verticali

Solai a travetti

Caratteristiche geometriche solaio

h_b : Altezza travetti

b_b : Base travetti

i_b : Interasse travetti

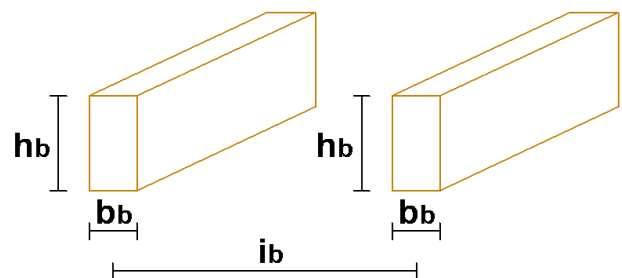


Figura: Grandezze geometriche relative al solaio a travetti

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]
Travetti 12x28/60	C 24	280	120	600
Travetti 10x20/60	GL 24h - EN 14080	200	100	600
Travetti 12x32/60	GL 24h - EN 14080	320	120	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-y} [mm ⁴]	J_{z-z} [mm ⁴]
PL 14x14	GL 24h - EN 14080	140	140	19600	3,20E7	3,20E7
TR 14x20	GL 24h - EN 14080	140	200	28000	9,33E7	4,57E7
TR 10x48	GL 24h - EN 14080	100	480	48000	9,22E8	4,00E7
TR 12x48	GL 24h - EN 14080	120	480	57600	1,11E9	6,91E7
TR 10x32	GL 24h - EN 14080	100	320	32000	2,73E8	2,67E7

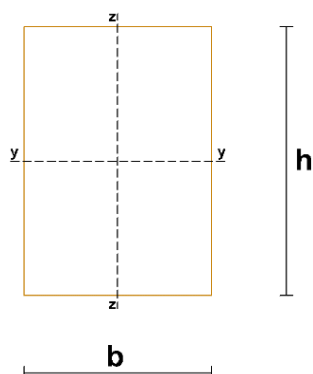


Figura: Grandezze geometriche relative alle sezioni in legno

Sezioni Acciaio

Nella tabella seguente si riportano le principali caratteristiche delle sezioni in acciaio impiegate nel progetto:

Nome Sezione	Materiale	Profilo	Altezza h [mm]	Base b [mm]	t_r [mm]	t_w [mm]	$A \times 10^2$ [mm ²]	$A_v \times 10^2$ [mm ²]	$W_{pl,y} \times 10^3$ [mm ³]	$W_{el,y} \times 10^3$ [mm ³]	$J_{y-y} \times 10^4$ [mm ⁴]	$J_{z-z} \times 10^4$ [mm ⁴]
TR HEB 260	S275 - EN 10025 -2	HE 260 B	260	260	17,5	10	118,4	37,59	1283	1148	14920	5135

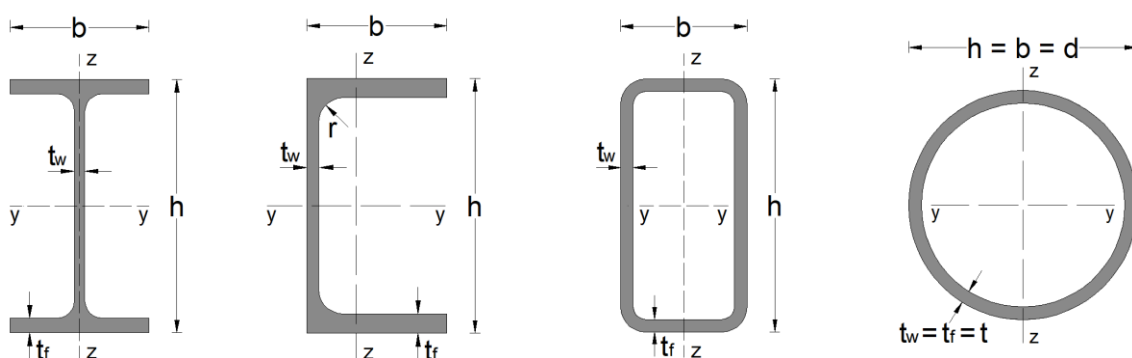


Figura: Grandezze geometriche relative alle sezioni in acciaio

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

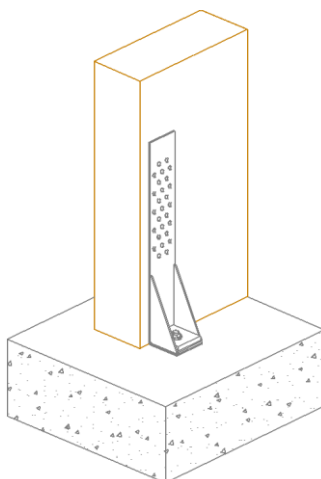


Figura: Dettaglio dell'hold-down in un collegamento di base

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 - angolari	Base	Rotho Blass	WHT 440	20	Chiodi Anker LBA 4,0 X 60	M16 5.8	Resina vinilestere ETA-09/0078	160	1
Base - hold down - angolari - A 1	Base	Rotho Blass	WHT 540	45	Chiodi Anker LBA 4,0 X 60	M20 5.8	Resina vinilestere ETA-09/0078	190	3

Angolari Legno-Calcestruzzo

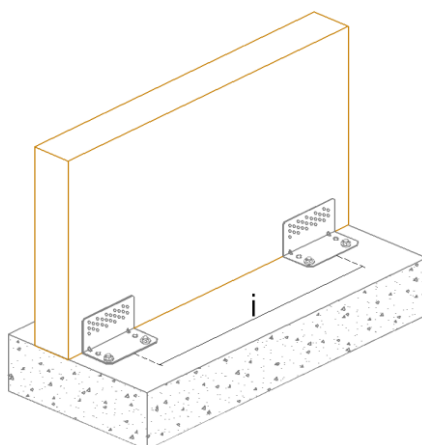


Figura: Dettaglio del sistema di angolari resistenti a taglio in un collegamento alla base legno-calcestruzzo

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 - angolari10	Base	Rotho Blaas	Titan TCN 200	30	Chiodi Anker LBA 4,0 X 60	2	M12 8.8	Resina epossidica ETA-11/0182	1	1750
Base - hold down - angolari2	Base	Rotho Blaas	Titan TCN 200	30	Chiodi Anker LBA 4,0 X 60	2	M12 8.8	Resina epossidica ETA-11/0182	1	750
Base - hold down - angolari3	Base	Rotho Blaas	Titan TCN 200	30	Chiodi Anker LBA 4,0 X 60	2	M12 8.8	Resina epossidica ETA-11/0182	1	1250

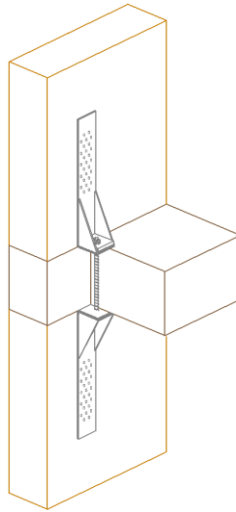
Doppio Hold Down

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	Interpiano	Rotho Blass	WHT 440	30	Chiodi Anker LBA 4,0 X 60	M16 5.8	1

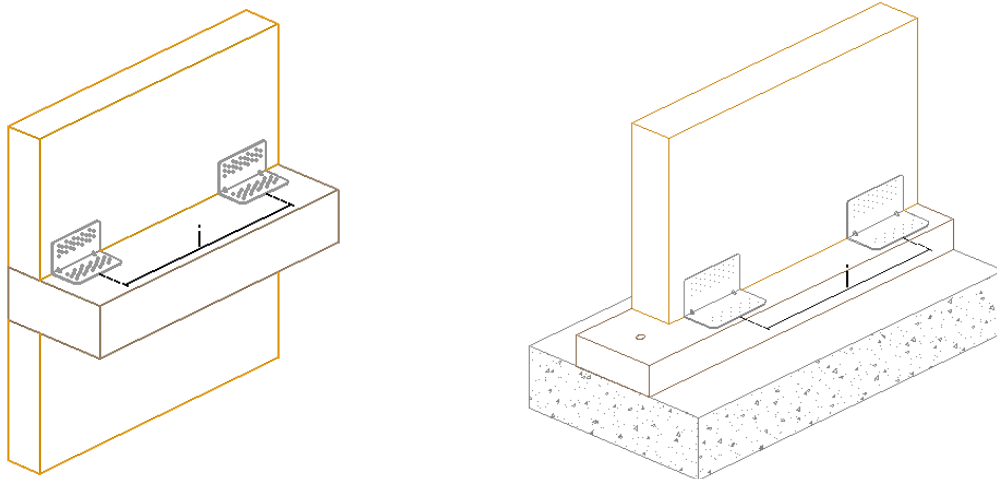
Angolari Legno-Legno

Figura: Dettaglio del sistema di angolari resistenti a taglio in un collegamento legno-legnodi interpiano e di base

Nome connessione	Posizione ancoraggio	Produttore	Descr.	N° connettori lato verticale	N° connettori lato orizzontale	Tipologia di connettori lato verticale	Tipologia di connettore lato orizzontale	Numero lati	Interasse ancoraggi i [mm]
Interpiano	Interpiano	Rotho Blaas	Titan TTF200 h = 7 cm	15	15	Chiodi Anker LBA 4,0 X 60	Chiodi Anker LBA 4,0 X 60	1	800

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):

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

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

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

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 carichi 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	Neve	Vento orto	Q cat.I-D	Q cat.I-A	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	0
SLU 2	Media	1	0,8	1,5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SLU 3	Breve	1	0,8	1,5	0,75	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SLU 4	Istantanea	1	0,8	1,5	0	0,9	0	0	0	0	0	0	0	0
SLU 5	Istantanea	1	0,8	1,5	0,75	0,9	0	0	0	0	0	0	0	0
SLU 6	Media	1	0,8	1,5	0	0	1,05	0	0	0	0	0	0	0
SLU 7	Breve	1	0,8	1,5	0,75	0	1,05	0	0	0	0	0	0	0
SLU 8	Istantanea	1	0,8	1,5	0	0,9	1,05	0	0	0	0	0	0	0
SLU 9	Istantanea	1	0,8	1,5	0,75	0,9	1,05	0	0	0	0	0	0	0
SLU 10	Media	1	0,8	1,5	0	0	0	1,05	0	0	0	0	0	0
SLU 11	Breve	1	0,8	1,5	0,75	0	0	1,05	0	0	0	0	0	0
SLU 12	Istantanea	1	0,8	1,5	0	0,9	0	1,05	0	0	0	0	0	0
SLU 13	Istantanea	1	0,8	1,5	0,75	0,9	0	1,05	0	0	0	0	0	0
SLU 14	Media	1	0,8	1,5	0	0	1,05	1,05	0	0	0	0	0	0
SLU 15	Breve	1	0,8	1,5	0,75	0	1,05	1,05	0	0	0	0	0	0
SLU 16	Istantanea	1	0,8	1,5	0	0,9	1,05	1,05	0	0	0	0	0	0
SLU 17	Istantanea	1	0,8	1,5	0,75	0,9	1,05	1,05	0	0	0	0	0	0
SLU 18	Breve	1	0,8	0	1,5	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SLU 19	Breve	1	0,8	1,05	1,5	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SLU 20	Istantanea	1	0,8	0	1,5	0,9	0	0	0	0	0	0	0	0
SLU 21	Istantanea	1	0,8	1,05	1,5	0,9	0	0	0	0	0	0	0	0
SLU 22	Breve	1	0,8	0	1,5	0	1,05	0	0	0	0	0	0	0
SLU 23	Breve	1	0,8	1,05	1,5	0	1,05	0	0	0	0	0	0	0
SLU 24	Istantanea	1	0,8	0	1,5	0,9	1,05	0	0	0	0	0	0	0
SLU 25	Istantanea	1	0,8	1,05	1,5	0,9	1,05	0	0	0	0	0	0	0
SLU 26	Breve	1	0,8	0	1,5	0	0	1,05	0	0	0	0	0	0
SLU 27	Breve	1	0,8	1,05	1,5	0	0	1,05	0	0	0	0	0	0
SLU 28	Istantanea	1	0,8	0	1,5	0,9	0	1,05	0	0	0	0	0	0
SLU 29	Istantanea	1	0,8	1,05	1,5	0,9	0	1,05	0	0	0	0	0	0
SLU 30	Breve	1	0,8	0	1,5	0	1,05	1,05	0	0	0	0	0	0
SLU 31	Breve	1	0,8	1,05	1,5	0	1,05	1,05	0	0	0	0	0	0
SLU 32	Istantanea	1	0,8	0	1,5	0,9	1,05	1,05	0	0	0	0	0	0
SLU 33	Istantanea	1	0,8	1,05	1,5	0,9	1,05	1,05	0	0	0	0	0	0
SLU 34	Istantanea	1	0,8	0	0	1,5	0	0	0	0	0	0	0	0
SLU 35	Istantanea	1	0,8	1,05	0	1,5	0	0	0	0	0	0	0	0
SLU 36	Istantanea	1	0,8	0	0,75	1,5	0	0	0	0	0	0	0	0
SLU 37	Istantanea	1	0,8	1,05	0,75	1,5	0	0	0	0	0	0	0	0
SLU 38	Istantanea	1	0,8	0	0	1,5	1,05	0	0	0	0	0	0	0
SLU 39	Istantanea	1	0,8	1,05	0	1,5	1,05	0	0	0	0	0	0	0
SLU 40	Istantanea	1	0,8	0	0,75	1,5	1,05	0	0	0	0	0	0	0

... omissis ...

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	Neve	Vento orto	Q cat.I-D	Q cat.I-A	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	0	1,5	0	0	0	0	0
SLU orizzontale 2	Istantanea	1	0,8	0	0	0	0	0	0	1,5	0	0	0	0

SLU orizzontale 3	Istantanea	1	0,8	0	0	0	0	0	-1,5	0	0	0	0	0
SLU orizzontale 4	Istantanea	1	0,8	0	0	0	0	0	0	-1,5	0	0	0	0
SLU orizzontale 5	Istantanea	1,3	1,5	1,05	0,75	0	1,05	1,05	1,5	0	0	0	0	0
SLU orizzontale 6	Istantanea	1,3	1,5	1,05	0,75	0	1,05	1,05	0	1,5	0	0	0	0
SLU orizzontale 7	Istantanea	1,3	1,5	1,05	0,75	0	1,05	1,05	-1,5	0	0	0	0	0
SLU orizzontale 8	Istantanea	1,3	1,5	1,05	0,75	0	1,05	1,05	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	Neve	Vento orto	Q cat. I-D	Q cat. I-A	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	0
SLE rara 2	Media	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SLE rara 3	Breve	1	1	1	0,5	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SLE rara 4	Istantanea	1	1	1	0	0,6	0	0	0	0	0	0	0	0
SLE rara 5	Istantanea	1	1	1	0,5	0,6	0	0	0	0	0	0	0	0
SLE rara 6	Media	1	1	1	0	0	0,7	0	0	0	0	0	0	0
SLE rara 7	Breve	1	1	1	0,5	0	0,7	0	0	0	0	0	0	0
SLE rara 8	Istantanea	1	1	1	0	0,6	0,7	0	0	0	0	0	0	0
SLE rara 9	Istantanea	1	1	1	0,5	0,6	0,7	0	0	0	0	0	0	0
SLE rara 10	Media	1	1	1	0	0	0	0,7	0	0	0	0	0	0
SLE rara 11	Breve	1	1	1	0,5	0	0	0,7	0	0	0	0	0	0
SLE rara 12	Istantanea	1	1	1	0	0,6	0	0,7	0	0	0	0	0	0
SLE rara 13	Istantanea	1	1	1	0,5	0,6	0	0,7	0	0	0	0	0	0
SLE rara 14	Media	1	1	1	0	0	0,7	0,7	0	0	0	0	0	0
SLE rara 15	Breve	1	1	1	0,5	0	0,7	0,7	0	0	0	0	0	0
SLE rara 16	Istantanea	1	1	1	0	0,6	0,7	0,7	0	0	0	0	0	0
SLE rara 17	Istantanea	1	1	1	0,5	0,6	0,7	0,7	0	0	0	0	0	0
SLE rara 18	Breve	1	1	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SLE rara 19	Breve	1	1	0,7	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SLE rara 20	Istantanea	1	1	0	1	0,6	0	0	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	Neve	Vento orto	Q cat.I-D	Q cat.I-A	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	0,6	0,3	0	0	0	0	1	0,3
Dinamica SLD 1 ex+ ey-	Istantanea	1	1	0,3	0	0	0,6	0,3	0	0	0	0	1	0,3
Dinamica SLD 1 ex- ey+	Istantanea	1	1	0,3	0	0	0,6	0,3	0	0	0	0	1	0,3
Dinamica SLD 1 ex- ey-	Istantanea	1	1	0,3	0	0	0,6	0,3	0	0	0	0	1	0,3
Dinamica SLD 2 ex+ ey+	Istantanea	1	1	0,3	0	0	0,6	0,3	0	0	0	0	1	-0,3
Dinamica SLD 2 ex+ ey-	Istantanea	1	1	0,3	0	0	0,6	0,3	0	0	0	0	1	-0,3
Dinamica SLD 2 ex- ey+	Istantanea	1	1	0,3	0	0	0,6	0,3	0	0	0	0	1	-0,3
Dinamica SLD 2 ex- ey-	Istantanea	1	1	0,3	0	0	0,6	0,3	0	0	0	0	1	-0,3
Dinamica SLD 3 ex+ ey+	Istantanea	1	1	0,3	0	0	0,6	0,3	0	0	0	0	-1	0,3
Dinamica SLD 3 ex+ ey-	Istantanea	1	1	0,3	0	0	0,6	0,3	0	0	0	0	-1	0,3
Dinamica SLD 3 ex- ey+	Istantanea	1	1	0,3	0	0	0,6	0,3	0	0	0	0	-1	0,3
Dinamica SLD 3 ex- ey-	Istantanea	1	1	0,3	0	0	0,6	0,3	0	0	0	0	-1	0,3
Dinamica SLD 4 ex+ ey+	Istantanea	1	1	0,3	0	0	0,6	0,3	0	0	0	0	-1	-0,3
Dinamica SLD 4 ex+ ey-	Istantanea	1	1	0,3	0	0	0,6	0,3	0	0	0	0	-1	-0,3
Dinamica SLD 4 ex- ey+	Istantanea	1	1	0,3	0	0	0,6	0,3	0	0	0	0	-1	-0,3
Dinamica SLD 4 ex- ey-	Istantanea	1	1	0,3	0	0	0,6	0,3	0	0	0	0	-1	-0,3
Dinamica SLD 5 ex+ ey+	Istantanea	1	1	0,3	0	0	0,6	0,3	0	0	0	0	0,3	1
Dinamica SLD 5 ex+ ey-	Istantanea	1	1	0,3	0	0	0,6	0,3	0	0	0	0	0,3	1
Dinamica SLD 5 ex- ey+	Istantanea	1	1	0,3	0	0	0,6	0,3	0	0	0	0	0,3	1
Dinamica SLD 5 ex- ey-	Istantanea	1	1	0,3	0	0	0,6	0,3	0	0	0	0	0,3	1
Dinamica SLD 6 ex+ ey+	Istantanea	1	1	0,3	0	0	0,6	0,3	0	0	0	0	0,3	-1
Dinamica SLD 6 ex+ ey-	Istantanea	1	1	0,3	0	0	0,6	0,3	0	0	0	0	0,3	-1
Dinamica SLD 6 ex- ey+	Istantanea	1	1	0,3	0	0	0,6	0,3	0	0	0	0	0,3	-1
Dinamica SLD 6 ex- ey-	Istantanea	1	1	0,3	0	0	0,6	0,3	0	0	0	0	0,3	-1
Dinamica SLD 7 ex+ ey+	Istantanea	1	1	0,3	0	0	0,6	0,3	0	0	0	0	-0,3	1
Dinamica SLD 7 ex+ ey-	Istantanea	1	1	0,3	0	0	0,6	0,3	0	0	0	0	-0,3	1
Dinamica SLD 7 ex- ey+	Istantanea	1	1	0,3	0	0	0,6	0,3	0	0	0	0	-0,3	1
Dinamica SLD 7 ex- ey-	Istantanea	1	1	0,3	0	0	0,6	0,3	0	0	0	0	-0,3	1
Dinamica SLD 8 ex+ ey+	Istantanea	1	1	0,3	0	0	0,6	0,3	0	0	0	0	-0,3	-1
Dinamica SLD 8 ex+ ey-	Istantanea	1	1	0,3	0	0	0,6	0,3	0	0	0	0	-0,3	-1
Dinamica SLD 8 ex- ey+	Istantanea	1	1	0,3	0	0	0,6	0,3	0	0	0	0	-0,3	-1
Dinamica SLD 8 ex- ey-	Istantanea	1	1	0,3	0	0	0,6	0,3	0	0	0	0	-0,3	-1

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

Nome	Durata	G1	G2	Q cat.A	Neve	Vento orto	Q cat.I- D	Q cat.I- A	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	0,6	0,3	0	0	1	0,3	0	0
Dinamica SLV 1 ex+ ey-	Istantanea	1	1	0,3	0	0	0,6	0,3	0	0	1	0,3	0	0
Dinamica SLV 1 ex- ey+	Istantanea	1	1	0,3	0	0	0,6	0,3	0	0	1	0,3	0	0
Dinamica SLV 1 ex- ey-	Istantanea	1	1	0,3	0	0	0,6	0,3	0	0	1	0,3	0	0
Dinamica SLV 2 ex+ ey+	Istantanea	1	1	0,3	0	0	0,6	0,3	0	0	1	-0,3	0	0
Dinamica SLV 2 ex+ ey-	Istantanea	1	1	0,3	0	0	0,6	0,3	0	0	1	-0,3	0	0
Dinamica SLV 2 ex- ey+	Istantanea	1	1	0,3	0	0	0,6	0,3	0	0	1	-0,3	0	0
Dinamica SLV 2 ex- ey-	Istantanea	1	1	0,3	0	0	0,6	0,3	0	0	1	-0,3	0	0
Dinamica SLV 3 ex+ ey+	Istantanea	1	1	0,3	0	0	0,6	0,3	0	0	-1	0,3	0	0
Dinamica SLV 3 ex+ ey-	Istantanea	1	1	0,3	0	0	0,6	0,3	0	0	-1	0,3	0	0
Dinamica SLV 3 ex- ey+	Istantanea	1	1	0,3	0	0	0,6	0,3	0	0	-1	0,3	0	0
Dinamica SLV 3 ex- ey-	Istantanea	1	1	0,3	0	0	0,6	0,3	0	0	-1	0,3	0	0
Dinamica SLV 4 ex+ ey+	Istantanea	1	1	0,3	0	0	0,6	0,3	0	0	-1	-0,3	0	0
Dinamica SLV 4 ex+ ey-	Istantanea	1	1	0,3	0	0	0,6	0,3	0	0	-1	-0,3	0	0
Dinamica SLV 4 ex- ey+	Istantanea	1	1	0,3	0	0	0,6	0,3	0	0	-1	-0,3	0	0
Dinamica SLV 4 ex- ey-	Istantanea	1	1	0,3	0	0	0,6	0,3	0	0	-1	-0,3	0	0
Dinamica SLV 5 ex+ ey+	Istantanea	1	1	0,3	0	0	0,6	0,3	0	0	0,3	1	0	0
Dinamica SLV 5 ex+ ey-	Istantanea	1	1	0,3	0	0	0,6	0,3	0	0	0,3	1	0	0
Dinamica SLV 5 ex- ey+	Istantanea	1	1	0,3	0	0	0,6	0,3	0	0	0,3	1	0	0
Dinamica SLV 5 ex- ey-	Istantanea	1	1	0,3	0	0	0,6	0,3	0	0	0,3	1	0	0
Dinamica SLV 6 ex+ ey+	Istantanea	1	1	0,3	0	0	0,6	0,3	0	0	0,3	-1	0	0
Dinamica SLV 6 ex+ ey-	Istantanea	1	1	0,3	0	0	0,6	0,3	0	0	0,3	-1	0	0
Dinamica SLV 6 ex- ey+	Istantanea	1	1	0,3	0	0	0,6	0,3	0	0	0,3	-1	0	0
Dinamica SLV 6 ex- ey-	Istantanea	1	1	0,3	0	0	0,6	0,3	0	0	0,3	-1	0	0
Dinamica SLV 7 ex+ ey+	Istantanea	1	1	0,3	0	0	0,6	0,3	0	0	-0,3	1	0	0
Dinamica SLV 7 ex+ ey-	Istantanea	1	1	0,3	0	0	0,6	0,3	0	0	-0,3	1	0	0
Dinamica SLV 7 ex- ey+	Istantanea	1	1	0,3	0	0	0,6	0,3	0	0	-0,3	1	0	0
Dinamica SLV 7 ex- ey-	Istantanea	1	1	0,3	0	0	0,6	0,3	0	0	-0,3	1	0	0
Dinamica SLV 8 ex+ ey+	Istantanea	1	1	0,3	0	0	0,6	0,3	0	0	-0,3	-1	0	0
Dinamica SLV 8 ex+ ey-	Istantanea	1	1	0,3	0	0	0,6	0,3	0	0	-0,3	-1	0	0
Dinamica SLV 8 ex- ey+	Istantanea	1	1	0,3	0	0	0,6	0,3	0	0	-0,3	-1	0	0
Dinamica SLV 8 ex- ey-	Istantanea	1	1	0,3	0	0	0,6	0,3	0	0	-0,3	-1	0	0

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:

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

dove K è la matrice di rigidezza, M la matrice delle masse, Ω^2 è la matrice diagonale degli autovalori e Φ 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 ω 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:

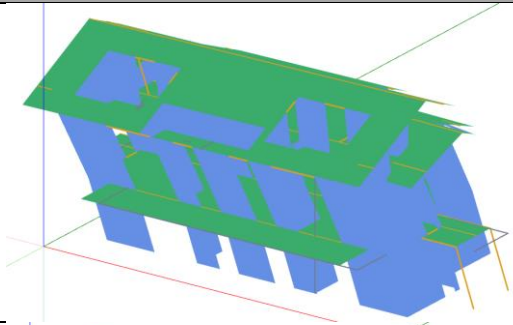
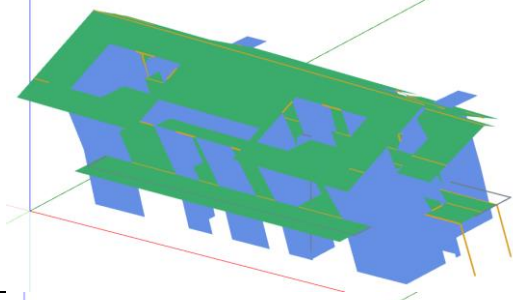
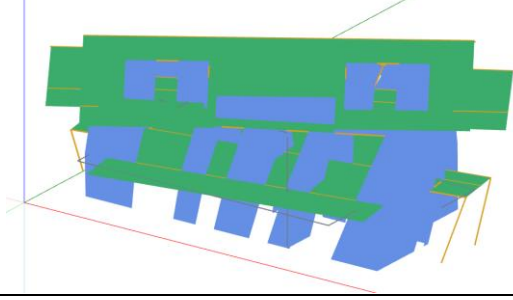
$$m_x^i = \frac{([\Phi^i]^T M R_x)^2}{[\Phi^i]^T M \Phi^i}$$

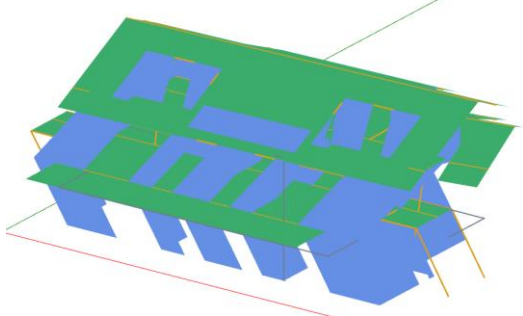
$$m_y^i = \frac{([\Phi^i]^T M R_y)^2}{[\Phi^i]^T M \Phi^i}$$

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

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	0,34	2,93	81,56	81,56	0,01	0,01	0,08	0,08
Modo 2	0,29	3,43	0,03	81,60	76,47	76,48	0,69	0,76
Modo 3	0,21	4,75	0,43	82,03	0,48	76,96	67,85	68,61
Modo 4	0,15	6,86	17,90	99,93	0,00	76,97	0,35	68,96
Modo 5	0,14	6,93	0,00	99,93	12,18	89,15	0,00	68,96
Modo 6	0,11	8,73	0,00	99,93	9,83	98,98	0,31	69,27
Modo 7	0,10	9,81	0,00	99,94	0,67	99,65	0,12	69,39
Modo 8	0,10	10,48	0,02	99,96	0,03	99,68	4,52	73,91
Modo 9	0,09	10,65	0,04	100,00	0,30	99,99	22,38	96,29
Modo 10	0,08	11,84	0,00	100,00	0,00	99,99	0,12	96,41
Modo 11	0,08	12,02	0,00	100,00	0,00	99,99	0,19	96,60
Modo 12	0,08	12,49	0,00	100,00	0,00	99,99	2,90	99,50
Modo 13	0,08	12,99	0,00	100,00	0,00	99,99	0,00	99,50
Modo 14	0,07	13,90	0,00	100,00	0,00	99,99	0,02	99,52
Modo 15	0,07	15,31	0,00	100,00	0,01	100,00	0,48	100,00

Modo di vibrare	Periodo [s]	Deformata modale
Modo 1	0,34	
Modo 2	0,29	
Modo 3	0,21	

Modo 4	0,15	
--------	------	--

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:

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

e

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

dove:

F_x^i e 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*

Φ^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:

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

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:

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

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	11,71	6,46	106614
2	6,40	11,38	6,85	70047
3	7,11	3,66	9,66	3522
4	7,11	19,75	9,86	4135
5	8,65	11,72	7,19	20232

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	0,34	0,21	0,11
Modo 2	0,30	0,21	0,11
Modo 3	0,20	0,21	0,11
Modo 4	0,15	0,21	0,11
Modo 5	0,14	0,21	0,11
Modo 6	0,12	0,19	0,11
Modo 7	0,10	0,18	0,11
Modo 8	0,10	0,17	0,10
Modo 9	0,09	0,17	0,10
Modo 10	0,09	0,17	0,10
Modo 11	0,08	0,16	0,09
Modo 12	0,08	0,16	0,09
Modo 13	0,07	0,16	0,09
Modo 14	0,07	0,15	0,09
Modo 15	0,06	0,15	0,08

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	11,70	6,93	30,16	50,95
2	6,40	11,70	7,55	16,08	31,12
3	7,11	3,73	9,22	6,80	5,69
4	7,11	19,68	9,22	9,23	7,73
5	8,65	11,70	7,55	8,39	13,98

G2	Parete 26	81,26	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
G2	Parete 18	62,08	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
G2	Parete 15	60,47	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
G2	Parete 11	60,36	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
G2	Parete 6	81,76	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
G2	Parete 20	0,35	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	N/D
G2	Parete 9	0,35	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	N/D
G2	Parete 4	61,94	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
G2	Parete 3	57,53	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
G2	Parete 2	3,56	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	N/D
G2	Parete 1	19,68	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Q cat.A	Parete 22	19,39	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Q cat.A	Parete 25	7,40	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Q cat.A	Parete 21	13,09	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Q cat.A	Parete 19	23,61	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Q cat.A	Parete 14	29,03	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Q cat.A	Parete 12	23,77	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Q cat.A	Parete 7	14,41	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Q cat.A	Parete 5	13,41	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Q cat.A	Parete 23	26,64	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Q cat.A	Parete 28	0,13	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	N/D
Q cat.A	Parete 27	9,33	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Q cat.A	Parete 26	35,08	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Q cat.A	Parete 18	24,96	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Q cat.A	Parete 15	21,39	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Q cat.A	Parete 11	19,44	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Q cat.A	Parete 6	33,42	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Q cat.A	Parete 20	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	N/D
Q cat.A	Parete 9	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	N/D
Q cat.A	Parete 4	22,93	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Q cat.A	Parete 3	35,28	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Q cat.A	Parete 2	0,13	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	N/D
Q cat.A	Parete 1	0,38	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Neve	Parete 22	23,26	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Neve	Parete 25	7,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Neve	Parete 21	14,96	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Neve	Parete 19	15,71	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Neve	Parete 14	22,04	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Neve	Parete 12	15,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Neve	Parete 7	13,09	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Neve	Parete 5	7,58	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Neve	Parete 23	10,86	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Neve	Parete 28	1,45	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	N/D
Neve	Parete 27	12,76	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Neve	Parete 26	26,60	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Neve	Parete 18	23,29	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Neve	Parete 15	25,71	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Neve	Parete 11	28,65	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Neve	Parete 6	33,93	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Neve	Parete 20	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	N/D
Neve	Parete 9	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	N/D
Neve	Parete 4	29,87	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Neve	Parete 3	13,81	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Neve	Parete 2	1,72	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	N/D
Vento orto	Parete 22	-4,92	0,00	1,33	1,07	0,00	0,00	0,00	0,00
Vento orto	Parete 25	-1,45	0,00	0,68	0,54	0,00	0,00	0,00	0,00
Vento orto	Parete 21	-3,15	0,00	0,92	0,74	0,00	0,00	0,00	0,00
Vento orto	Parete 19	-3,30	0,00	1,22	0,98	0,00	0,00	0,00	0,00
Vento orto	Parete 14	-4,55	0,00	1,55	1,24	0,00	0,00	0,00	0,00
Vento orto	Parete 12	-3,26	0,00	1,22	0,98	0,00	0,00	0,00	0,00
Vento orto	Parete 7	-2,78	0,00	0,92	0,74	0,00	0,00	0,00	0,00
Vento orto	Parete 5	-1,57	0,00	0,68	0,54	0,00	0,00	0,00	0,00
Vento orto	Parete 23	-2,24	0,00	1,15	0,92	0,00	0,00	0,00	0,00
Vento orto	Parete 28	-0,26	0,00	0,31	0,25	0,00	0,00	0,00	N/D
Vento orto	Parete 27	-2,64	0,00	2,57	2,05	0,00	0,00	0,00	0,00
Vento orto	Parete 26	-5,31	0,00	2,23	1,79	0,00	0,00	0,00	0,00
Vento orto	Parete 18	-4,44	0,00	1,07	0,86	0,00	0,00	0,00	0,00
Vento orto	Parete 15	-4,90	0,00	1,70	1,36	0,00	0,00	0,00	0,00
Vento orto	Parete 11	-5,49	0,00	1,07	0,86	0,00	0,00	0,00	0,00
Vento orto	Parete 6	-6,66	0,00	2,23	1,79	0,00	0,00	0,00	0,00
Vento orto	Parete 20	0,00	0,00	0,16	0,04	0,00	0,00	0,00	N/D
Vento orto	Parete 9	0,00	0,00	0,16	0,04	0,00	0,00	0,00	N/D

Dinamica SLV X	Parete 74	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	N/D
Dinamica SLV X	Parete 80	0,00	1,13	0,00	0,00	3,59	0,00	0,00	0,26
Dinamica SLV X	Parete 63	0,00	5,39	0,00	0,00	7,05	0,00	0,00	0,55
Dinamica SLV X	Parete 69	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	N/D
Dinamica SLV X	Parete 70	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	N/D
Dinamica SLV X	Parete 99	0,00	6,11	0,00	0,00	11,46	0,00	0,00	0,42
Dinamica SLV X	Parete 102	0,00	5,58	0,00	0,00	7,02	0,00	0,00	0,57
Dinamica SLV X	Parete 96	0,00	2,59	0,00	0,00	2,94	0,00	0,00	0,29
Dinamica SLV X	Parete 97	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	N/D
Dinamica SLV X	Parete 91	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	N/D
Dinamica SLV X	Parete 83	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	N/D
Dinamica SLV X	Parete 73	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	N/D
Dinamica SLV X	Parete 84	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	N/D
Dinamica SLV X	Parete 85	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	N/D
Dinamica SLV X	Parete 75	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	N/D
Dinamica SLV X	Parete 50	0,00	35,80	0,00	0,00	130,99	0,00	0,00	4,11
Dinamica SLV X	Parete 100	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	N/D
Dinamica SLV X	Parete 92	0,00	1,50	0,00	0,00	0,38	0,00	0,00	0,12
Dinamica SLV X	Parete 95	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	N/D
Dinamica SLV X	Parete 88	0,00	7,59	0,00	0,00	9,74	0,00	0,00	0,98
Dinamica SLV X	Parete 81	0,00	8,77	0,00	0,00	11,26	0,00	0,00	0,98
Dinamica SLV X	Parete 78	0,00	7,59	0,00	0,00	9,74	0,00	0,00	0,98
Dinamica SLV X	Parete 72	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	N/D
Dinamica SLV X	Parete 79	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	N/D
Dinamica SLV X	Parete 82	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	N/D
Dinamica SLV X	Parete 90	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	N/D
Dinamica SLV X	Parete 103	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	N/D
Dinamica SLV X	Parete 60	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	N/D
Dinamica SLV X	Parete 59	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	N/D
Dinamica SLV X	Parete 57	0,00	12,84	0,00	0,00	16,53	0,00	0,00	0,74
Dinamica SLV X	Parete 66	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	N/D
Dinamica SLV X	Parete 104	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	N/D
Dinamica SLV X	Parete 24	0,00	12,17	0,00	0,00	54,97	0,00	0,00	0,44
Dinamica SLV X	Parete 52	0,00	4,07	0,00	0,00	16,20	0,00	0,00	0,63
Dinamica SLV X	Parete 71	0,00	5,03	0,00	0,00	1,26	0,00	0,00	0,42
Dinamica SLV X	Parete 107	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	N/D
Dinamica SLV X	Parete 58	0,00	3,82	0,00	0,00	7,00	0,00	0,00	0,29
Dinamica SLV X	Parete 108	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	N/D
Dinamica SLV X	Parete 67	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	N/D
Dinamica SLV X	Parete 65	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	N/D
Dinamica SLV X	Parete 106	0,00	1,03	0,00	0,00	2,63	0,00	0,00	0,28
Dinamica SLV X	Parete 105	0,00	1,09	0,00	0,00	2,80	0,00	0,00	0,30
Dinamica SLV X	Parete 101	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	N/D
Dinamica SLV X	Parete 64	0,00	1,77	0,00	0,00	1,66	0,00	0,00	0,08
Dinamica SLV X	Parete 89	0,00	1,99	0,00	0,00	6,70	0,00	0,00	0,85
Dinamica SLV X	Parete 77	0,00	1,99	0,00	0,00	6,70	0,00	0,00	0,85
Dinamica SLV X	Parete 45	0,00	2,93	0,00	0,00	9,37	0,00	0,00	0,61
Dinamica SLV X	Parete 17	0,00	4,47	0,00	0,00	23,46	0,00	0,00	0,31
Dinamica SLV X	Parete 38	0,00	1,50	0,00	0,00	4,80	0,00	0,00	0,31
Dinamica SLV X	Parete 10	0,00	2,06	0,00	0,00	11,30	0,00	0,00	0,17

Pilastri

Nome pilastro: Identificativo del pilastro

N: Azione assiale

Carico	Nome pilastro	N [kN]
G1	Pilastro 4	4,38
G1	Pilastro 3	4,84
G1	Pilastro 2	1,00
G1	Pilastro 1	0,82
G1	Pilastro 5	0,82
G1	Pilastro 6	1,00
G2	Pilastro 4	5,91
G2	Pilastro 3	5,94
G2	Pilastro 2	1,81
G2	Pilastro 1	1,58
G2	Pilastro 5	1,58
G2	Pilastro 6	1,81

Q cat.A	Pilastro 4	0,00
Q cat.A	Pilastro 3	0,00
Q cat.A	Pilastro 2	0,00
Q cat.A	Pilastro 1	0,04
Q cat.A	Pilastro 5	0,04
Q cat.A	Pilastro 6	0,00
Neve	Pilastro 4	13,78
Neve	Pilastro 3	13,87
Neve	Pilastro 2	1,54
Neve	Pilastro 1	1,30
Neve	Pilastro 5	1,30
Neve	Pilastro 6	1,54
Vento orto	Pilastro 4	-2,98
Vento orto	Pilastro 3	-2,99
Vento orto	Pilastro 2	-0,28
Vento orto	Pilastro 1	-0,24
Vento orto	Pilastro 5	-0,24
Vento orto	Pilastro 6	-0,28
Q cat.I-D	Pilastro 4	0,00
Q cat.I-D	Pilastro 3	0,00
Q cat.I-D	Pilastro 2	4,83
Q cat.I-D	Pilastro 1	4,08
Q cat.I-D	Pilastro 5	4,08
Q cat.I-D	Pilastro 6	4,83
Q cat.I-A	Pilastro 4	0,00
Q cat.I-A	Pilastro 3	0,00
Q cat.I-A	Pilastro 2	0,00
Q cat.I-A	Pilastro 1	0,00
Q cat.I-A	Pilastro 5	0,00
Q cat.I-A	Pilastro 6	0,00
Vento X	Pilastro 4	0,00
Vento X	Pilastro 3	0,00
Vento X	Pilastro 2	0,00
Vento X	Pilastro 1	0,00
Vento X	Pilastro 5	0,00
Vento X	Pilastro 6	0,00
Vento Y	Pilastro 4	0,00
Vento Y	Pilastro 3	0,00
Vento Y	Pilastro 2	0,00
Vento Y	Pilastro 1	0,00
Vento Y	Pilastro 5	0,00
Vento Y	Pilastro 6	0,00
Dinamica SLV X	Pilastro 4	0,00
Dinamica SLV X	Pilastro 3	0,00
Dinamica SLV X	Pilastro 2	0,00
Dinamica SLV X	Pilastro 1	0,00
Dinamica SLV X	Pilastro 5	0,00
Dinamica SLV X	Pilastro 6	0,00
Dinamica SLV Y	Pilastro 4	0,00
Dinamica SLV Y	Pilastro 3	0,00
Dinamica SLV Y	Pilastro 2	0,00
Dinamica SLV Y	Pilastro 1	0,00
Dinamica SLV Y	Pilastro 5	0,00
Dinamica SLV Y	Pilastro 6	0,00
Dinamica SLD X	Pilastro 4	0,00
Dinamica SLD X	Pilastro 3	0,00
Dinamica SLD X	Pilastro 2	0,00
Dinamica SLD X	Pilastro 1	0,00
Dinamica SLD X	Pilastro 5	0,00
Dinamica SLD X	Pilastro 6	0,00
Dinamica SLD Y	Pilastro 4	0,00
Dinamica SLD Y	Pilastro 3	0,00
Dinamica SLD Y	Pilastro 2	0,00
Dinamica SLD Y	Pilastro 1	0,00
Dinamica SLD Y	Pilastro 5	0,00
Dinamica SLD Y	Pilastro 6	0,00

... 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 7	2,77	2,57	2,02
G1	Solaio 13	0,26	0,28	1,05
G1	Solaio 3	0,18	0,09	0,11
G1	Solaio 4	0,18	0,11	0,16
G1	Solaio 11	0,18	0,09	0,11
G1	Solaio 12	0,18	0,11	0,16
G1	Solaio 15	0,27	0,28	1,05
G1	Solaio 9	0,14	0,10	0,08
G1	Solaio 14	0,28	0,38	1,86
G1	Solaio 10	0,14	0,10	0,08
G1	Solaio 16	0,27	0,28	1,05
G1	Solaio 5	0,40	0,48	0,48
G1	Solaio 8	1,81	0,25	0,06
G1	Solaio 6	0,31	0,25	0,07
G1	Solaio 1	0,60	0,67	0,43
G1	Solaio 2	0,52	0,61	0,43
... omissis ...				
G2	Solaio 7	6,87	5,72	8,53
G2	Solaio 13	0,79	0,84	3,14
G2	Solaio 3	0,55	0,28	0,34
G2	Solaio 4	0,55	0,32	0,47
G2	Solaio 11	0,55	0,28	0,34
G2	Solaio 12	0,55	0,32	0,47
G2	Solaio 15	0,81	0,84	3,15
G2	Solaio 9	0,41	0,31	0,23
G2	Solaio 14	0,83	1,13	5,58
G2	Solaio 10	0,41	0,31	0,23
G2	Solaio 16	0,81	0,84	3,15
G2	Solaio 5	4,01	4,82	4,78
G2	Solaio 8	5,79	1,73	0,52
G2	Solaio 6	2,72	2,22	0,65
G2	Solaio 1	4,37	4,48	2,84
G2	Solaio 2	4,09	4,97	3,51
... omissis ...				
Q cat.A	Solaio 7	3,74	3,64	6,36
Q cat.A	Solaio 13	0,00	0,00	0,00
Q cat.A	Solaio 3	0,00	0,00	0,00
Q cat.A	Solaio 4	0,00	0,00	0,00
Q cat.A	Solaio 11	0,00	0,00	0,00
Q cat.A	Solaio 12	0,00	0,00	0,00
Q cat.A	Solaio 15	0,00	0,00	0,00
Q cat.A	Solaio 9	0,00	0,00	0,00
Q cat.A	Solaio 14	0,00	0,00	0,00
Q cat.A	Solaio 10	0,00	0,00	0,00
Q cat.A	Solaio 16	0,00	0,00	0,00
Q cat.A	Solaio 5	5,73	6,89	6,82
Q cat.A	Solaio 8	2,30	1,19	0,40
Q cat.A	Solaio 6	3,88	3,17	0,93
Q cat.A	Solaio 1	2,87	3,46	2,21
Q cat.A	Solaio 2	3,02	3,83	2,70
Neve	Solaio 7	3,47	3,80	2,30
Neve	Solaio 13	1,85	1,96	7,33
Neve	Solaio 3	1,31	0,68	0,80
Neve	Solaio 4	1,31	0,75	1,11
Neve	Solaio 11	1,31	0,68	0,80
Neve	Solaio 12	1,31	0,75	1,11
Neve	Solaio 15	1,89	1,97	7,35
Neve	Solaio 9	0,96	0,72	0,53
Neve	Solaio 14	1,94	2,63	13,03
Neve	Solaio 10	0,96	0,72	0,53
Neve	Solaio 16	1,89	1,97	7,35
Neve	Solaio 5	0,00	0,00	0,00
Neve	Solaio 8	8,27	1,76	0,13
Neve	Solaio 6	0,00	0,00	0,00
Neve	Solaio 1	2,00	2,64	4,15

Neve	Solaio 2	1,05	0,73	0,54
... omissis ...				
Vento orto	Solaio 7	0,72	0,80	0,00
Vento orto	Solaio 13	0,40	0,42	1,08
Vento orto	Solaio 3	0,27	0,14	0,00
Vento orto	Solaio 4	0,27	0,16	0,00
Vento orto	Solaio 11	0,27	0,14	0,00
Vento orto	Solaio 12	0,27	0,16	0,00
Vento orto	Solaio 15	0,41	0,42	1,09
Vento orto	Solaio 9	0,21	0,16	0,00
Vento orto	Solaio 14	0,42	0,57	0,20
Vento orto	Solaio 10	0,21	0,16	0,00
Vento orto	Solaio 16	0,41	0,42	1,09
Vento orto	Solaio 5	0,00	0,00	0,00
Vento orto	Solaio 8	1,72	0,36	0,00
Vento orto	Solaio 6	0,00	0,00	0,00
Vento orto	Solaio 1	0,36	0,48	0,19
Vento orto	Solaio 2	0,19	0,13	0,06
Vento X	Solaio 7	0,00	0,00	0,00
Vento X	Solaio 13	0,00	0,00	0,00
Vento X	Solaio 3	0,00	0,00	0,00
Vento X	Solaio 4	0,00	0,00	0,00
Vento X	Solaio 11	0,00	0,00	0,00
Vento X	Solaio 12	0,00	0,00	0,00
Vento X	Solaio 15	0,00	0,00	0,00
Vento X	Solaio 9	0,00	0,00	0,00
Vento X	Solaio 14	0,00	0,00	0,00
Vento X	Solaio 10	0,00	0,00	0,00
Vento X	Solaio 16	0,00	0,00	0,00
Vento X	Solaio 5	0,00	0,00	0,00
Vento X	Solaio 8	0,00	0,00	0,00
Vento X	Solaio 6	0,00	0,00	0,00
Vento X	Solaio 1	0,00	0,00	0,00
Vento X	Solaio 2	0,00	0,00	0,00
Vento Y	Solaio 7	0,00	0,00	0,00
Vento Y	Solaio 13	0,00	0,00	0,00
Vento Y	Solaio 3	0,00	0,00	0,00
Vento Y	Solaio 4	0,00	0,00	0,00
Vento Y	Solaio 11	0,00	0,00	0,00
Vento Y	Solaio 12	0,00	0,00	0,00
Vento Y	Solaio 15	0,00	0,00	0,00
Vento Y	Solaio 9	0,00	0,00	0,00
Vento Y	Solaio 14	0,00	0,00	0,00
Vento Y	Solaio 10	0,00	0,00	0,00
Vento Y	Solaio 16	0,00	0,00	0,00
Vento Y	Solaio 5	0,00	0,00	0,00
Vento Y	Solaio 8	0,00	0,00	0,00
Vento Y	Solaio 6	0,00	0,00	0,00
Vento Y	Solaio 1	0,00	0,00	0,00
Vento Y	Solaio 2	0,00	0,00	0,00
Dinamica SLV X	Solaio 7	0,00	0,00	0,00
Dinamica SLV X	Solaio 13	0,00	0,00	0,00
Dinamica SLV X	Solaio 3	0,00	0,00	0,00
Dinamica SLV X	Solaio 4	0,00	0,00	0,00
Dinamica SLV X	Solaio 11	0,00	0,00	0,00
Dinamica SLV X	Solaio 12	0,00	0,00	0,00
Dinamica SLV X	Solaio 15	0,00	0,00	0,00
Dinamica SLV X	Solaio 9	0,00	0,00	0,00
Dinamica SLV X	Solaio 14	0,00	0,00	0,00
Dinamica SLV X	Solaio 10	0,00	0,00	0,00
Dinamica SLV X	Solaio 16	0,00	0,00	0,00
Dinamica SLV X	Solaio 5	0,00	0,00	0,00
Dinamica SLV X	Solaio 8	0,00	0,00	0,00
Dinamica SLV X	Solaio 6	0,00	0,00	0,00
Dinamica SLV X	Solaio 1	0,00	0,00	0,00
Dinamica SLV X	Solaio 2	0,00	0,00	0,00
Dinamica SLV Y	Solaio 7	0,00	0,00	0,00
Dinamica SLV Y	Solaio 13	0,00	0,00	0,00
Dinamica SLV Y	Solaio 3	0,00	0,00	0,00
Dinamica SLV Y	Solaio 4	0,00	0,00	0,00
Dinamica SLV Y	Solaio 11	0,00	0,00	0,00
Dinamica SLV Y	Solaio 12	0,00	0,00	0,00
Dinamica SLV Y	Solaio 15	0,00	0,00	0,00
Dinamica SLV Y	Solaio 9	0,00	0,00	0,00
Dinamica SLV Y	Solaio 14	0,00	0,00	0,00
Dinamica SLV Y	Solaio 10	0,00	0,00	0,00
Dinamica SLV Y	Solaio 16	0,00	0,00	0,00
Dinamica SLV Y	Solaio 5	0,00	0,00	0,00
Dinamica SLV Y	Solaio 8	0,00	0,00	0,00
Dinamica SLV Y	Solaio 6	0,00	0,00	0,00
Dinamica SLV Y	Solaio 1	0,00	0,00	0,00
Dinamica SLV Y	Solaio 2	0,00	0,00	0,00
Dinamica SLD X	Solaio 7	0,00	0,00	0,00
Dinamica SLD X	Solaio 13	0,00	0,00	0,00
Dinamica SLD X	Solaio 3	0,00	0,00	0,00
Dinamica SLD X	Solaio 4	0,00	0,00	0,00
Dinamica SLD X	Solaio 11	0,00	0,00	0,00
Dinamica SLD X	Solaio 12	0,00	0,00	0,00
Dinamica SLD X	Solaio 15	0,00	0,00	0,00

Dinamica SLD X	Solaio 9	0,00	0,00	0,00
Dinamica SLD X	Solaio 14	0,00	0,00	0,00
Dinamica SLD X	Solaio 10	0,00	0,00	0,00
Dinamica SLD X	Solaio 16	0,00	0,00	0,00
Dinamica SLD X	Solaio 5	0,00	0,00	0,00
Dinamica SLD X	Solaio 8	0,00	0,00	0,00
Dinamica SLD X	Solaio 6	0,00	0,00	0,00
Dinamica SLD X	Solaio 1	0,00	0,00	0,00
Dinamica SLD X	Solaio 2	0,00	0,00	0,00
Dinamica SLD Y	Solaio 7	0,00	0,00	0,00
Dinamica SLD Y	Solaio 13	0,00	0,00	0,00
Dinamica SLD Y	Solaio 3	0,00	0,00	0,00
Dinamica SLD Y	Solaio 4	0,00	0,00	0,00
Dinamica SLD Y	Solaio 11	0,00	0,00	0,00
Dinamica SLD Y	Solaio 12	0,00	0,00	0,00
Dinamica SLD Y	Solaio 15	0,00	0,00	0,00
Dinamica SLD Y	Solaio 9	0,00	0,00	0,00
Dinamica SLD Y	Solaio 14	0,00	0,00	0,00
Dinamica SLD Y	Solaio 10	0,00	0,00	0,00
Dinamica SLD Y	Solaio 16	0,00	0,00	0,00
Dinamica SLD Y	Solaio 5	0,00	0,00	0,00
Dinamica SLD Y	Solaio 8	0,00	0,00	0,00
Dinamica SLD Y	Solaio 6	0,00	0,00	0,00
Dinamica SLD Y	Solaio 1	0,00	0,00	0,00
Dinamica SLD Y	Solaio 2	0,00	0,00	0,00

... omissis ...

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 61	3,71	4,57	1,33
G1	Trave 54	2,36	4,45	1,45
G1	Trave 18	3,41	3,06	0,37
G1	Trave 14	2,03	1,23	0,06
G1	Trave 11	2,14	1,23	0,06
G1	Trave 7	3,39	3,42	0,47
G1	Trave 17	0,65	0,18	0,01
G1	Trave 16	0,49	0,09	0,00
G1	Trave 13	0,99	0,28	0,01
G1	Trave 10	1,01	0,28	0,01
G1	Trave 8	0,49	0,09	0,00
G1	Trave 6	0,66	0,18	0,01
G1	Trave 2	0,07	0,02	0,00
G1	Trave 5	2,51	1,80	0,43
G1	Trave 9	1,51	0,37	0,02
... omissis ...				
G2	Trave 61	7,94	9,14	2,83
G2	Trave 54	4,40	8,33	2,72
G2	Trave 18	24,88	22,04	2,68
G2	Trave 14	14,93	8,97	0,46
G2	Trave 11	15,86	8,94	0,46
G2	Trave 7	24,34	24,58	3,37
G2	Trave 17	4,50	1,26	0,06
G2	Trave 16	2,36	0,42	0,01
G2	Trave 13	6,11	1,71	0,08
G2	Trave 10	6,23	1,71	0,08
G2	Trave 8	2,36	0,42	0,01
G2	Trave 6	4,59	1,26	0,06
G2	Trave 2	0,00	0,00	0,00
G2	Trave 5	14,00	10,11	2,44
G2	Trave 9	8,67	2,12	0,10
G2	Trave 12	8,67	2,12	0,10
G2	Trave 15	14,00	10,11	2,42
G2	Trave 20	0,00	0,00	0,00
G2	Trave 1	1,99	0,89	0,14
G2	Trave 3	5,89	5,79	2,15

... omissis ...				
Neve	Trave 12	3,30	0,81	0,04
Neve	Trave 15	5,33	3,85	0,92
Neve	Trave 20	0,00	0,00	0,00
Neve	Trave 1	1,29	0,71	0,11
Neve	Trave 3	4,55	4,82	1,81
Neve	Trave 19	1,29	0,71	0,11
Neve	Trave 21	4,55	4,82	1,80
Neve	Trave 41	5,45	3,76	0,18
Neve	Trave 35	2,09	1,19	0,25
Neve	Trave 32	2,27	1,26	0,26
Neve	Trave 28	9,93	9,74	5,51
Neve	Trave 36	2,66	1,80	0,43
Neve	Trave 33	2,28	0,61	0,03
Neve	Trave 30	2,50	0,59	0,03
Neve	Trave 24	5,89	3,95	0,95
Neve	Trave 34	3,33	0,93	0,04
Neve	Trave 31	3,36	0,93	0,04
Neve	Trave 29	2,28	0,35	0,01
Neve	Trave 37	1,69	0,30	0,00
Neve	Trave 40	4,60	2,22	0,22
Neve	Trave 23	6,59	0,34	0,01
Neve	Trave 56	0,00	0,00	0,00
Neve	Trave 59	0,74	0,21	0,01
Neve	Trave 55	0,00	0,00	0,00
Neve	Trave 58	0,63	0,19	0,01
Neve	Trave 44	4,60	2,37	0,24
Neve	Trave 43	7,79	9,47	3,62
Neve	Trave 47	4,65	3,17	0,36
Neve	Trave 48	9,63	9,76	3,62
Neve	Trave 52	6,15	2,68	0,20
Neve	Trave 49	5,68	2,63	0,20
Neve	Trave 51	0,00	0,00	0,00
Neve	Trave 50	0,00	0,00	0,00
Neve	Trave 26	16,58	4,89	1,60
Neve	Trave 27	3,43	6,17	4,08
Neve	Trave 39	4,06	7,29	0,48
Neve	Trave 38	17,15	6,16	2,00
Neve	Trave 46	0,61	0,10	0,00
Neve	Trave 53	10,54	19,38	21,94
Neve	Trave 25	2,79	0,74	0,03
Neve	Trave 45	0,00	0,00	0,00
Neve	Trave 57	7,17	9,54	4,87
Neve	Trave 60	7,17	9,47	4,80
Neve	Trave 22	1,53	1,43	0,66
Neve	Trave 4	1,53	1,43	0,66
Neve	Trave 42	8,25	2,43	0,18
Vento orto	Trave 61	4,00	4,60	-1,42
Vento orto	Trave 54	2,17	4,11	0,00
Vento orto	Trave 18	0,35	0,31	0,04
Vento orto	Trave 14	0,27	0,17	0,01
Vento orto	Trave 11	0,29	0,16	0,01
Vento orto	Trave 7	0,34	0,35	0,05
Vento orto	Trave 17	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 22	1,80	SLU 266	150,40	0,00	0,00	0,00	0,00
		Dinamica SLV 8 ex+ ey+	71,63	12,99	0,00	0,00	79,80
		G1	19,22	0,00	0,00	0,00	0,00
		G2	45,52	0,00	0,00	0,00	0,00
		Q cat.A	19,39	0,00	0,00	0,00	0,00
		Neve	23,26	0,00	0,00	0,00	0,00
		Vento orto	-4,92	0,00	1,33	1,07	0,00
		Q cat.I-D	1,80	0,00	0,00	0,00	0,00
		Q cat.I-A	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
		Vento X	0,00	0,20	0,00	0,00	1,42
		Vento Y	0,00	3,52	0,00	0,00	22,55
		Dinamica SLV X	0,00	2,46	0,00	0,00	15,83
		Dinamica SLV Y	0,00	12,25	0,00	0,00	75,05
		Dinamica SLD X	0,00	1,36	0,00	0,00	8,75
		Dinamica SLD Y	0,00	6,78	0,00	0,00	41,47
Parete 25	0,92	SLU 266	48,87	0,00	0,00	0,00	0,00
		Dinamica SLV 4 ex+ ey+	23,33	9,07	0,00	0,00	45,57
		G1	5,42	0,00	0,00	0,00	0,00
		G2	15,64	0,00	0,00	0,00	0,00
		Q cat.A	7,40	0,00	0,00	0,00	0,00
		Neve	7,00	0,00	0,00	0,00	0,00
		Vento orto	-1,45	0,00	0,68	0,54	0,00
		Q cat.I-D	0,09	0,00	0,00	0,00	0,00
		Q cat.I-A	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
		Vento X	0,00	1,78	0,00	0,00	9,04
		Vento Y	0,00	0,11	0,00	0,00	0,53
		Dinamica SLV X	0,00	8,80	0,00	0,00	44,09
		Dinamica SLV Y	0,00	0,91	0,00	0,00	4,94
		Dinamica SLD X	0,00	4,86	0,00	0,00	24,36
		Dinamica SLD Y	0,00	0,50	0,00	0,00	2,73

... omissis ...

Pilastri

Nome pilastro: Identificativo del pilastro

N: Azione assiale

Nome pilastro	Carico/Comb.	N [kN]
Pilastro 4	SLU 261	35,24
	G1	4,38
	G2	5,91
	Q cat.A	0,00
	Neve	13,78
	Vento orto	-2,98
	Q cat.I-D	0,00
	Q cat.I-A	0,00
	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 3	SLU 261	36,01
	G1	4,84
	G2	5,94
	Q cat.A	0,00
	Neve	13,87
	Vento orto	-2,99
	Q cat.I-D	0,00
	Q cat.I-A	0,00
	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 2	SLU 303	12,42
	G1	1,00
	G2	1,81
	Q cat.A	0,00
	Neve	1,54
	Vento orto	-0,28
	Q cat.I-D	4,83
	Q cat.I-A	0,00
	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 1	SLU 304	10,57
	G1	0,82
	G2	1,58
	Q cat.A	0,04
	Neve	1,30
	Vento orto	-0,24
	Q cat.I-D	4,08
	Q cat.I-A	0,00
	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:

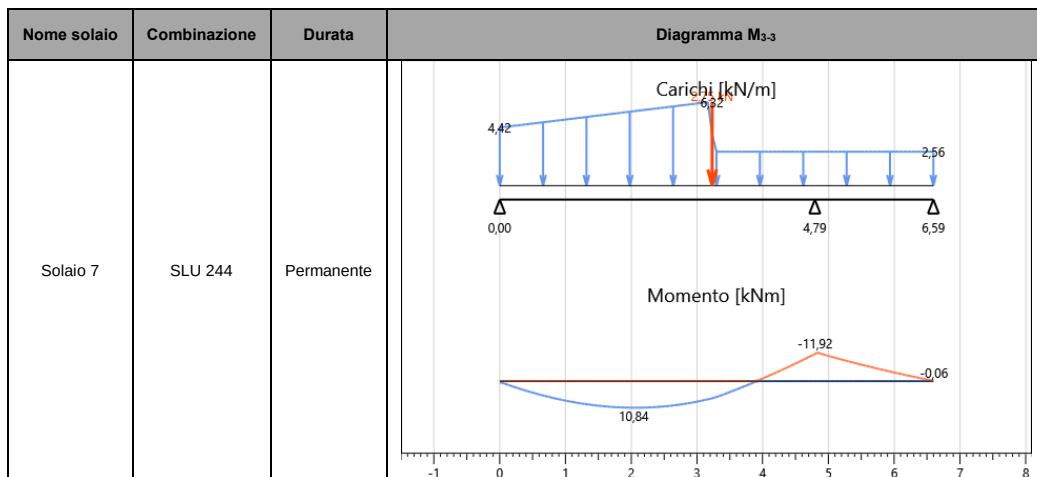
$\sigma_{m,d}$ è la tensione di progetto a flessione

$f_{m,d}$ 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'involuppo delle distribuzioni del momento sollecitante.



Solaio 13	SLU 261	Breve	Carichi [kN/m] Momento [kNm] Diagram showing load distribution (Carichi) and bending moment (Momento) for Solaio 13. The load distribution is shown as a blue line with a peak of 1,14 kN/m and a minimum of 0,58 kN/m. The bending moment is shown as a blue line with a maximum of 5,20 kNm and a minimum of -1,69 kNm. The x-axis ranges from -1 to 8.
Solaio 3	SLU 261	Breve	Carichi [kN/m] Momento [kNm] Diagram showing load distribution (Carichi) and bending moment (Momento) for Solaio 3. The load distribution is shown as a blue line with a peak of 1,14 kN/m and a minimum of 0,58 kN/m. The bending moment is shown as a blue line with a maximum of 1,99 kNm and a minimum of -1,56 kNm. The x-axis ranges from -1 to 6.
Solaio 4	SLU 261	Breve	Carichi [kN/m] Momento [kNm] Diagram showing load distribution (Carichi) and bending moment (Momento) for Solaio 4. The load distribution is shown as a blue line with a peak of 1,14 kN/m and a minimum of 0,58 kN/m. The bending moment is shown as a blue line with a maximum of 2,20 kNm and a minimum of -1,27 kNm. The x-axis ranges from -1 to 6.
Solaio 11	SLU 261	Breve	Carichi [kN/m] Momento [kNm] Diagram showing load distribution (Carichi) and bending moment (Momento) for Solaio 11. The load distribution is shown as a blue line with a peak of 1,14 kN/m and a minimum of 0,58 kN/m. The bending moment is shown as a blue line with a maximum of 1,99 kNm and a minimum of -1,56 kNm. The x-axis ranges from -1 to 6.

Solaio 12	SLU 261	Breve	Carichi [kN/m] Momento [kNm] Diagram showing two load cases (blue and red) and their corresponding moment distributions. The load case values are 1,14 and 0,58 kN/m. The moment values are 0,00, 3,47, and -1,27 kNm.
Solaio 15	SLU 261	Breve	Carichi [kN/m] Momento [kNm] Diagram showing two load cases (blue and red) and their corresponding moment distributions. The load case values are 1,14 and 0,58 kN/m. The moment values are 1,51, 6,86, -1,68, and 0,08 kNm.
Solaio 9	SLU 261	Breve	Carichi [kN/m] Momento [kNm] Diagram showing two load cases (blue and red) and their corresponding moment distributions. The load case values are 1,14 and 0,58 kN/m. The moment values are 1,51 and -1,68 kNm.
Solaio 14	SLU 261	Breve	Carichi [kN/m] Momento [kNm] Diagram showing two load cases (blue and red) and their corresponding moment distributions. The load case values are 1,14 and 0,58 kN/m. The moment values are 2,83, 6,73, -6,00, 1,14, 0,65, -2,20, and 2,42 kNm.

... 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 solaio	Sez.	M _{3-3 max} [kNm]	W [mm ³]	k _{crit}	Comb.	Classe di servizio	k _{mod}	γ _M	f _{m,d} [MPa]	σ _{m,d} [MPa]	Verifica
Solaio 7	Travetti 12x28/60	11,93	1568000	1,00	SLU 244	1	0,6	1,45	9,93	7,61	77%
Solaio 13	Travetti 10x20/60	5,20	666667	1,00	SLU 261	1	0,9	1,35	16,00	7,81	49%
Solaio 3	Travetti 10x20/60	1,99	666667	1,00	SLU 261	1	0,9	1,35	16,00	2,99	19%
Solaio 4	Travetti 10x20/60	2,20	666667	1,00	SLU 261	1	0,9	1,35	16,00	3,30	21%
Solaio 11	Travetti 10x20/60	1,99	666667	1,00	SLU 261	1	0,9	1,35	16,00	2,99	19%
Solaio 12	Travetti 10x20/60	2,20	666667	1,00	SLU 261	1	0,9	1,35	16,00	3,30	21%
Solaio 15	Travetti 10x20/60	5,22	666667	1,00	SLU 261	1	0,9	1,35	16,00	7,83	49%
Solaio 9	Travetti 10x20/60	1,68	666667	1,00	SLU 261	1	0,9	1,35	16,00	2,52	16%
Solaio 14	Travetti 10x20/60	6,02	666667	1,00	SLU 261	1	0,9	1,35	16,00	9,03	56%
Solaio 10	Travetti 10x20/60	1,68	666667	1,00	SLU 261	1	0,9	1,35	16,00	2,52	16%
Solaio 16	Travetti 10x20/60	5,22	666667	1,00	SLU 261	1	0,9	1,35	16,00	7,83	49%
Solaio 5	Travetti 12x28/60	18,20	1568000	1,00	SLU 245	1	0,8	1,45	13,24	11,61	88%
Solaio 8	Travetti 12x28/60	4,72	1568000	1,00	SLU 245	1	0,8	1,45	13,24	3,01	23%
Solaio 6	Travetti 12x32/60	8,42	2048000	1,00	SLU 245	1	0,8	1,35	14,22	4,11	29%
Solaio 1	Travetti 12x32/60	18,02	2048000	1,00	SLU 301	1	0,8	1,35	14,22	8,80	62%
Solaio 2	Travetti 12x32/60	14,00	2048000	1,00	SLU 245	1	0,8	1,35	14,22	6,84	48%

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

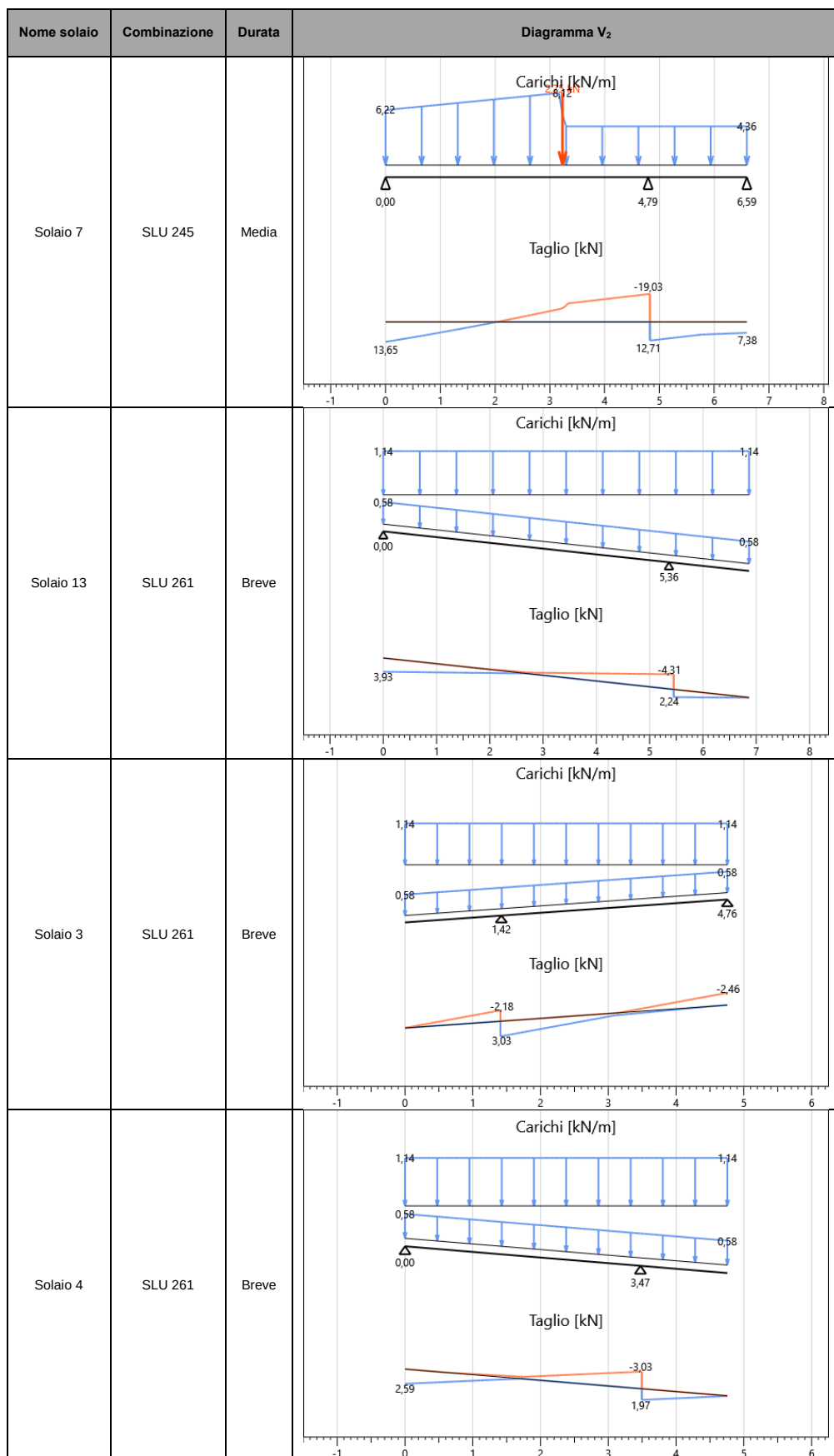
k_{cr} = 0,67 (≤1) per legno lamellare incollato

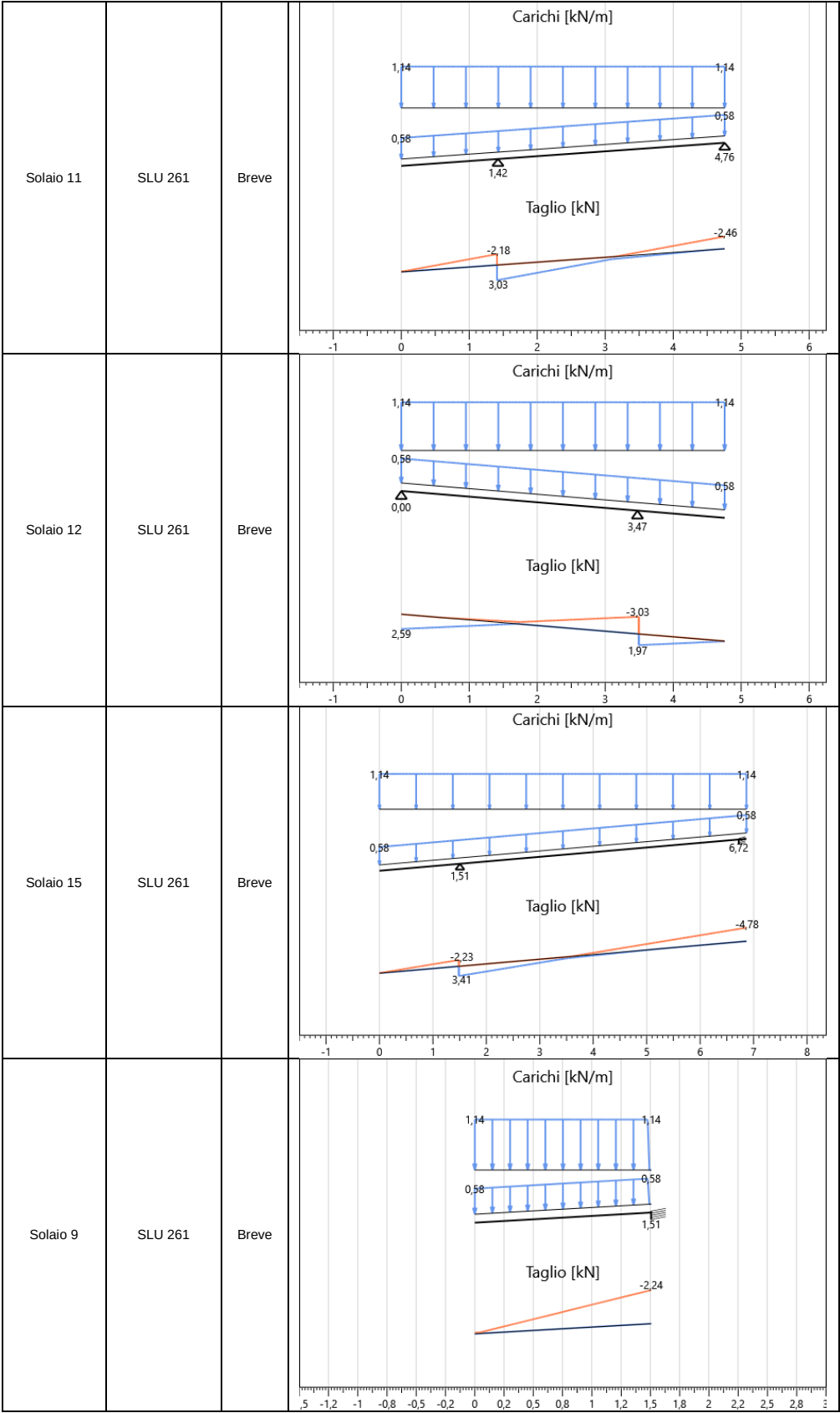
Il valore dello sforzo di taglio di progetto sollecitante massimo in una sezione rettangolare viene valutato quindi con la seguente formula:

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

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

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





... 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	$f_{t,d}$ [MPa]	$\tau_{2,d}$ [MPa]	Verifica
Solaio 7	Travetti 12x28/60	19,03	33600	0,67	SLU 245	1	0,8	1,45	2,21	1,27	57%
Solaio 13	Travetti 10x20/60	4,31	20000	0,67	SLU 261	1	0,9	1,35	2,33	0,48	21%
Solaio 3	Travetti 10x20/60	3,03	20000	0,67	SLU 261	1	0,9	1,35	2,33	0,34	15%
Solaio 4	Travetti 10x20/60	3,03	20000	0,67	SLU 261	1	0,9	1,35	2,33	0,34	15%
Solaio 11	Travetti 10x20/60	3,03	20000	0,67	SLU 261	1	0,9	1,35	2,33	0,34	15%
Solaio 12	Travetti 10x20/60	3,03	20000	0,67	SLU 261	1	0,9	1,35	2,33	0,34	15%
Solaio 15	Travetti 10x20/60	4,78	20000	0,67	SLU 261	1	0,9	1,35	2,33	0,53	23%
Solaio 9	Travetti 10x20/60	2,24	20000	0,67	SLU 261	1	0,9	1,35	2,33	0,25	11%
Solaio 14	Travetti 10x20/60	4,49	20000	0,67	SLU 261	1	0,9	1,35	2,33	0,50	22%
Solaio 10	Travetti 10x20/60	2,24	20000	0,67	SLU 261	1	0,9	1,35	2,33	0,25	11%
Solaio 16	Travetti 10x20/60	4,78	20000	0,67	SLU 261	1	0,9	1,35	2,33	0,53	23%
Solaio 5	Travetti 12x28/60	15,13	33600	0,67	SLU 245	1	0,8	1,45	2,21	1,01	46%
Solaio 8	Travetti 12x28/60	25,22	33600	0,67	SLU 262	1	0,9	1,45	2,48	1,68	68%
Solaio 6	Travetti 12x32/60	10,30	38400	0,67	SLU 245	1	0,8	1,35	2,07	0,60	29%
Solaio 1	Travetti 12x32/60	13,63	38400	0,67	SLU 301	1	0,8	1,35	2,07	0,79	38%
Solaio 2	Travetti 12x32/60	11,80	38400	0,67	SLU 249	1	0,8	1,35	2,07	0,69	33%

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:

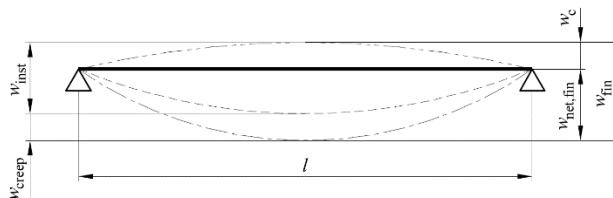
$w_{net,fin}$ è la freccia finale netta

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.

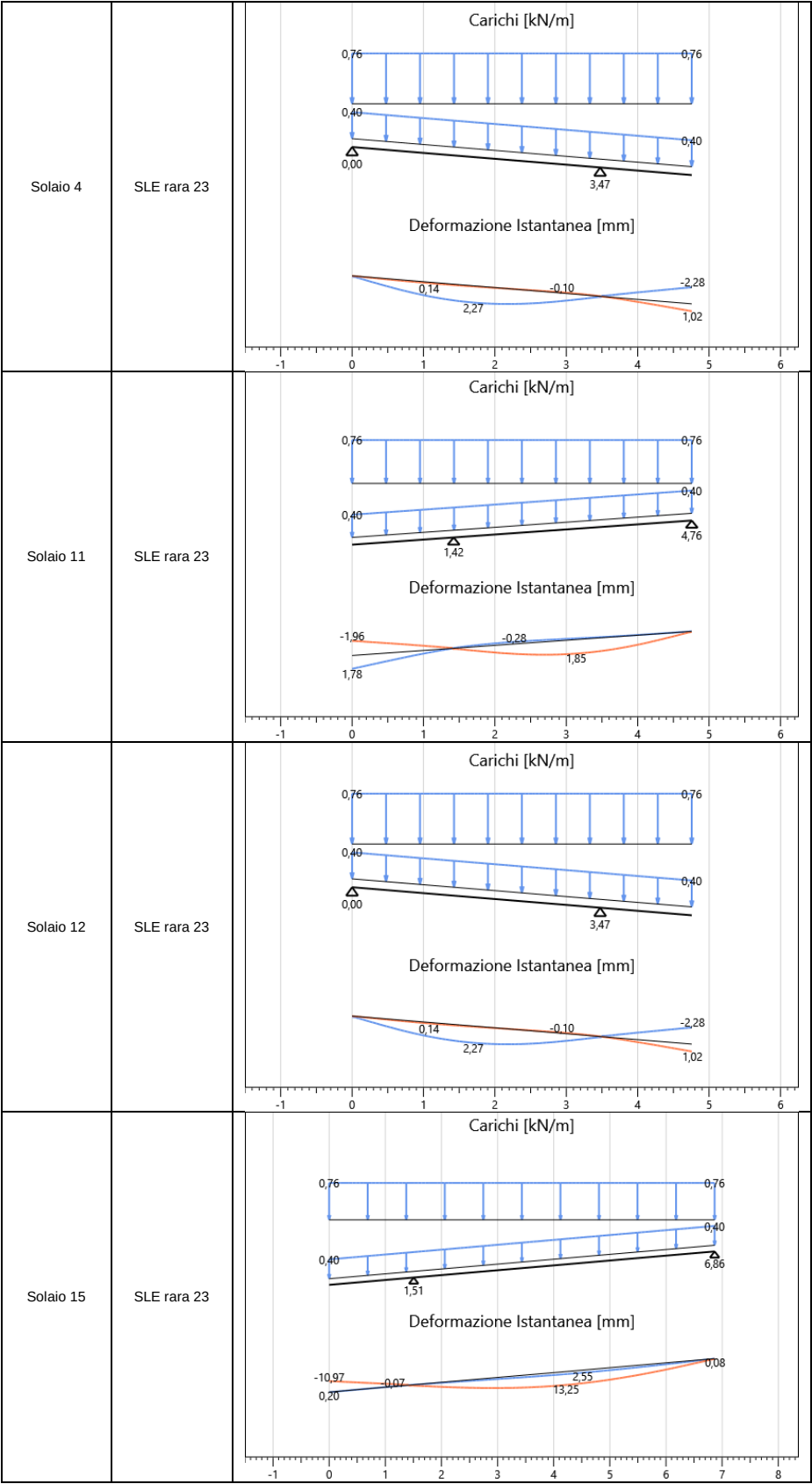
Condizione	w_{inst}	$w_{net,fin}$
Trave su due appoggi	$l/300$	$l/250$
Travi a mensola	$l/150$	$l/125$

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 7	SLE rara 11	
Solaio 13	SLE rara 23	
Solaio 3	SLE rara 23	



... omissis ...

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 7	Travetti 12x28/60	SLE rara 11	No	Sbalzo	16,47	21,68	l/150	76%
Solaio 13	Travetti 10x20/60	SLE rara 23	No	Campata interna	13,20	17,88	l/300	74%
Solaio 3	Travetti 10x20/60	SLE rara 23	No	Sbalzo	1,78	9,47	l/150	19%
Solaio 4	Travetti 10x20/60	SLE rara 23	No	Campata interna	2,27	11,58	l/300	20%
Solaio 11	Travetti 10x20/60	SLE rara 23	No	Sbalzo	1,78	9,48	l/150	19%
Solaio 12	Travetti 10x20/60	SLE rara 23	No	Campata interna	2,27	11,58	l/300	20%
Solaio 15	Travetti 10x20/60	SLE rara 23	No	Campata interna	13,25	17,87	l/300	74%
Solaio 9	Travetti 10x20/60	SLE rara 23	No	Sbalzo	0,83	10,05	l/150	8%
Solaio 10	Travetti 10x20/60	SLE rara 23	No	Sbalzo	0,83	10,05	l/150	8%
Solaio 16	Travetti 10x20/60	SLE rara 23	No	Campata interna	13,25	17,87	l/300	74%
Solaio 5	Travetti 12x28/60	SLE rara 9	No	Campata interna	12,08	15,98	l/300	76%
Solaio 8	Travetti 12x28/60	SLE rara 9	No	Campata interna	1,01	10,84	l/300	9%
Solaio 6	Travetti 12x32/60	SLE rara 9	No	Campata interna	1,65	10,84	l/300	15%
Solaio 1	Travetti 12x32/60	SLE rara 61	No	Sbalzo	15,46	17,54	l/150	88%
Solaio 2	Travetti 12x32/60	SLE rara 9	No	Campata interna	6,64	16,84	l/300	39%

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:

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

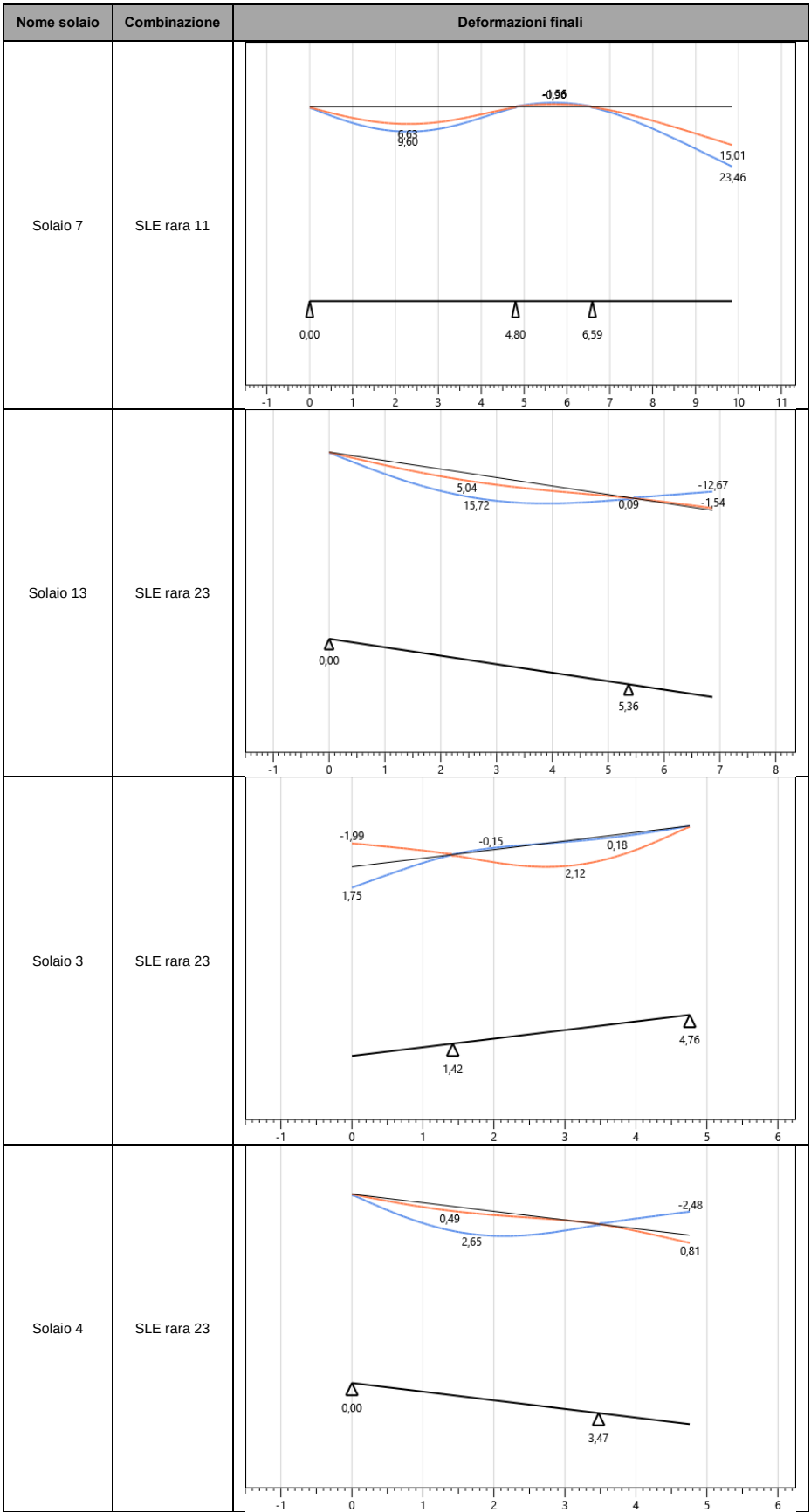
dove:

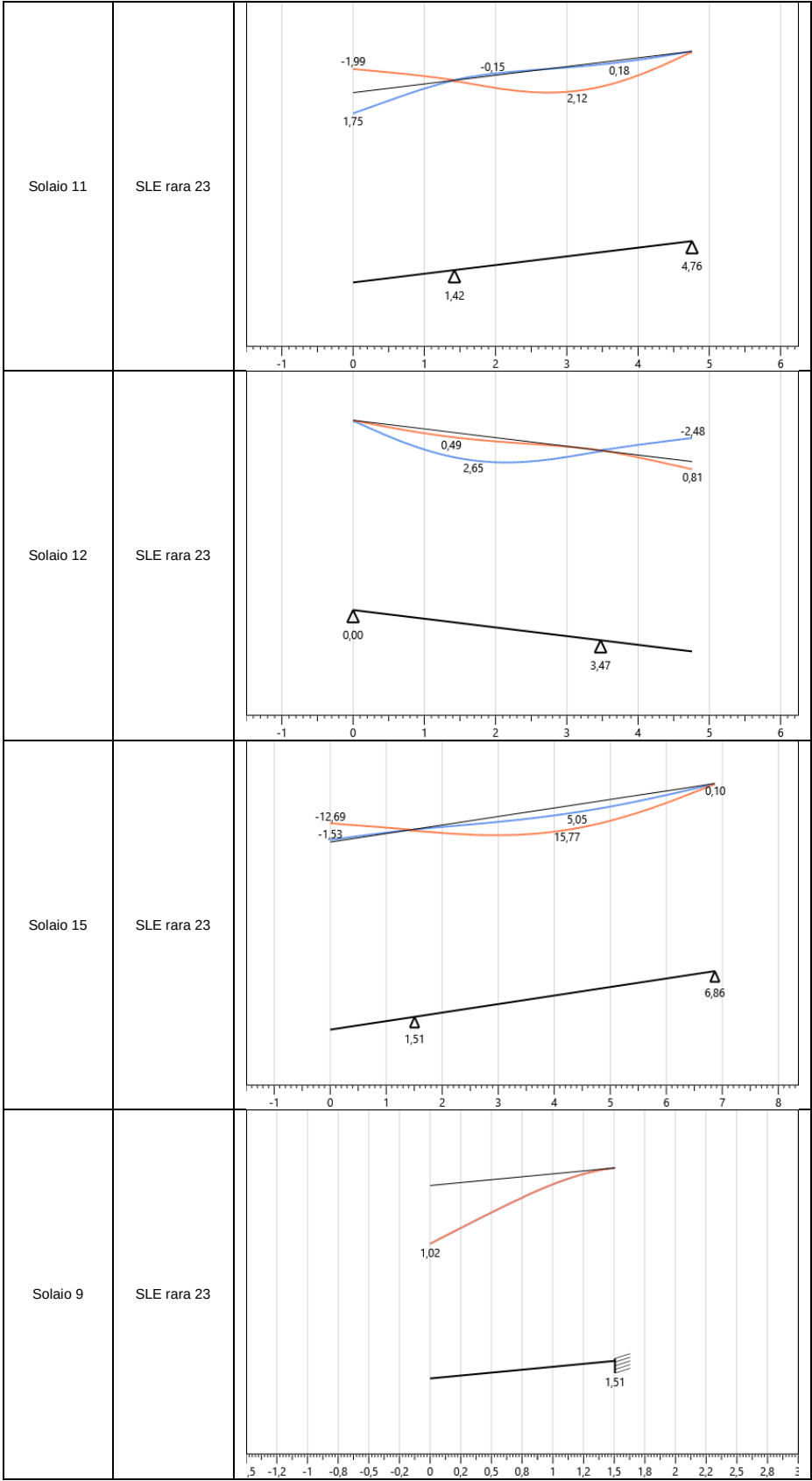
$$w_{fin,G} = w_{inst,G} \cdot (1 + k_{def}) \quad \text{per un'azione permanente G}$$

$$w_{fin,Q,1} = w_{inst,Q,1} \cdot (1 + \Psi_{2,1} \cdot k_{def}) \quad \text{per un'azione variabile principale, Q1}$$

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

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).





... omissis ...

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 7	Travetti 12x28/60	SLE rara 11	1	0,6	No	Sbalzo	23,46	26,01	$l/125$	90%
Solaio 13	Travetti 10x20/60	SLE rara 23	1	0,6	No	Campata interna	15,72	21,45	$l/250$	73%
Solaio 3	Travetti 10x20/60	SLE rara 23	1	0,6	No	Campata interna	2,12	13,34	$l/250$	16%
Solaio 4	Travetti 10x20/60	SLE rara 23	1	0,6	No	Campata interna	2,65	13,89	$l/250$	19%
Solaio 11	Travetti 10x20/60	SLE rara 23	1	0,6	No	Campata interna	2,12	13,34	$l/250$	16%
Solaio 12	Travetti 10x20/60	SLE rara 23	1	0,6	No	Campata interna	2,65	13,89	$l/250$	19%
Solaio 15	Travetti 10x20/60	SLE rara 23	1	0,6	No	Campata interna	15,77	21,44	$l/250$	74%
Solaio 9	Travetti 10x20/60	SLE rara 23	1	0,6	No	Sbalzo	1,02	12,06	$l/125$	8%
Solaio 10	Travetti 10x20/60	SLE rara 23	1	0,6	No	Sbalzo	1,02	12,06	$l/125$	8%
Solaio 16	Travetti 10x20/60	SLE rara 23	1	0,6	No	Campata interna	15,77	21,44	$l/250$	74%
Solaio 5	Travetti 12x28/60	SLE rara 9	1	0,6	No	Campata interna	16,46	19,17	$l/250$	86%
Solaio 8	Travetti 12x28/60	SLE rara 9	1	0,6	No	Campata interna	1,44	13,00	$l/250$	11%
Solaio 6	Travetti 12x32/60	SLE rara 9	1	0,6	No	Campata interna	2,25	13,01	$l/250$	17%
Solaio 1	Travetti 12x32/60	SLE rara 61	1	0,6	No	Sbalzo	20,35	21,05	$l/125$	97%
Solaio 2	Travetti 12x32/60	SLE rara 9	1	0,6	No	Campata interna	9,49	20,20	$l/250$	47%

... omissis ...

Verifiche di vibrazione dei solai (SLE)

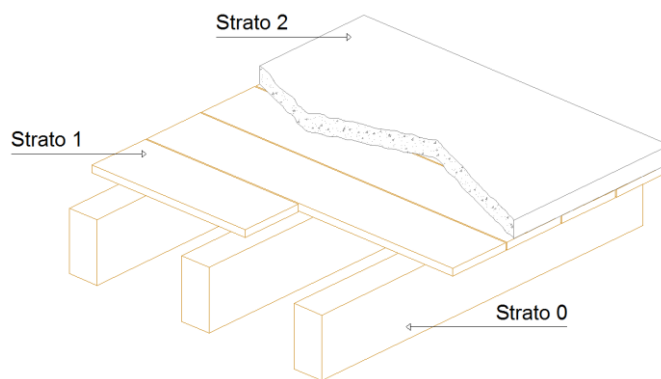
Le verifiche di vibrazione dei solai vengono svolte in accordo con il paragrafo 7.3 dell'Eurocodice EN 1995-1-1. Per solai aventi una frequenza fondamentale maggiore o uguale a 8 Hz, si valuteranno il valore massimo di freccia verticale indotto da un carico concentrato F agente su qualsiasi punto del 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	$(EJ)_{0,l}$ [Nm ² /m]	$(EJ)_{0,b}$ [Nm ² /m]	$(EJ)_{1,b}$ [Nm ² /m]	$(EJ)_{2,b}$ [Nm ² /m]	$(EJ)_{TOT,l}$ [Nm ² /m]	$(EJ)_{TOT,b}$ [Nm ² /m]
Solaio 2	6,28E6	0,00E0	1,56E5	0,00E0	6,28E6	1,56E5

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:

$$b_{eff} = \min \left\{ \frac{l}{1,1} \cdot \sqrt[4]{\frac{(EJ)_{TOT,b}}{(EJ)_{TOT,l}}}, b \right\}$$

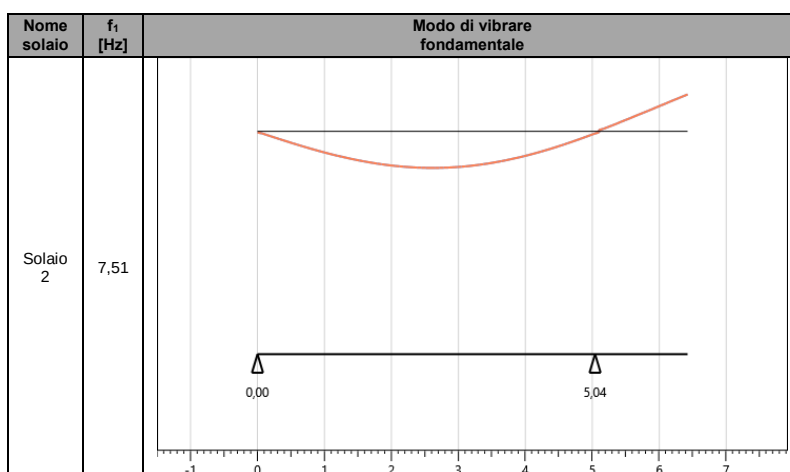
dove:

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	Esigenze richieste	b_{eff} [m]	M^* [kg]	f_1 [Hz]	$f_{1,min}$ [Hz]	Verifica
Solaio 2	Esigenze normali	1,82	1931	7,51	4,5	60%

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:

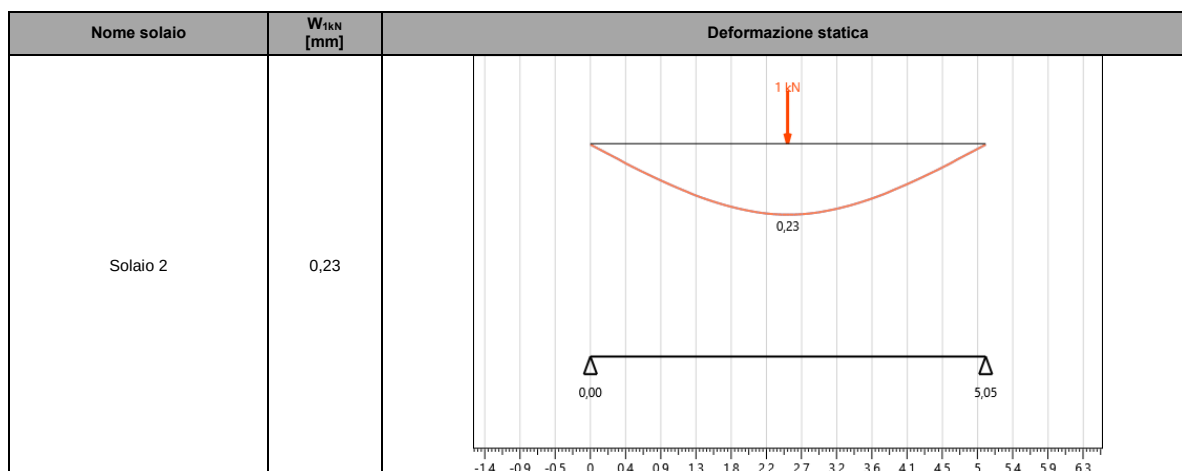
w_{1kN} è la freccia verticale causata da una forza statica verticale concentrata pari ad 1 kN

$w_{1kN,lim}$ 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	Esigenze richieste	Verifica più limitativa	W_{1kN} [mm]	$W_{1kN,lim}$ [mm/kN]	Verifica
Solaio 2	Esigenze normali	Campata interna	0,23	1	23%

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	7,51	0,06	1930,72	0,02	Campata interna	0,03	0,10	30%

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:

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

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	10,07	0,02	15,58	1,85E-3	2,19E-2	8%

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:

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

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 secondo 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;

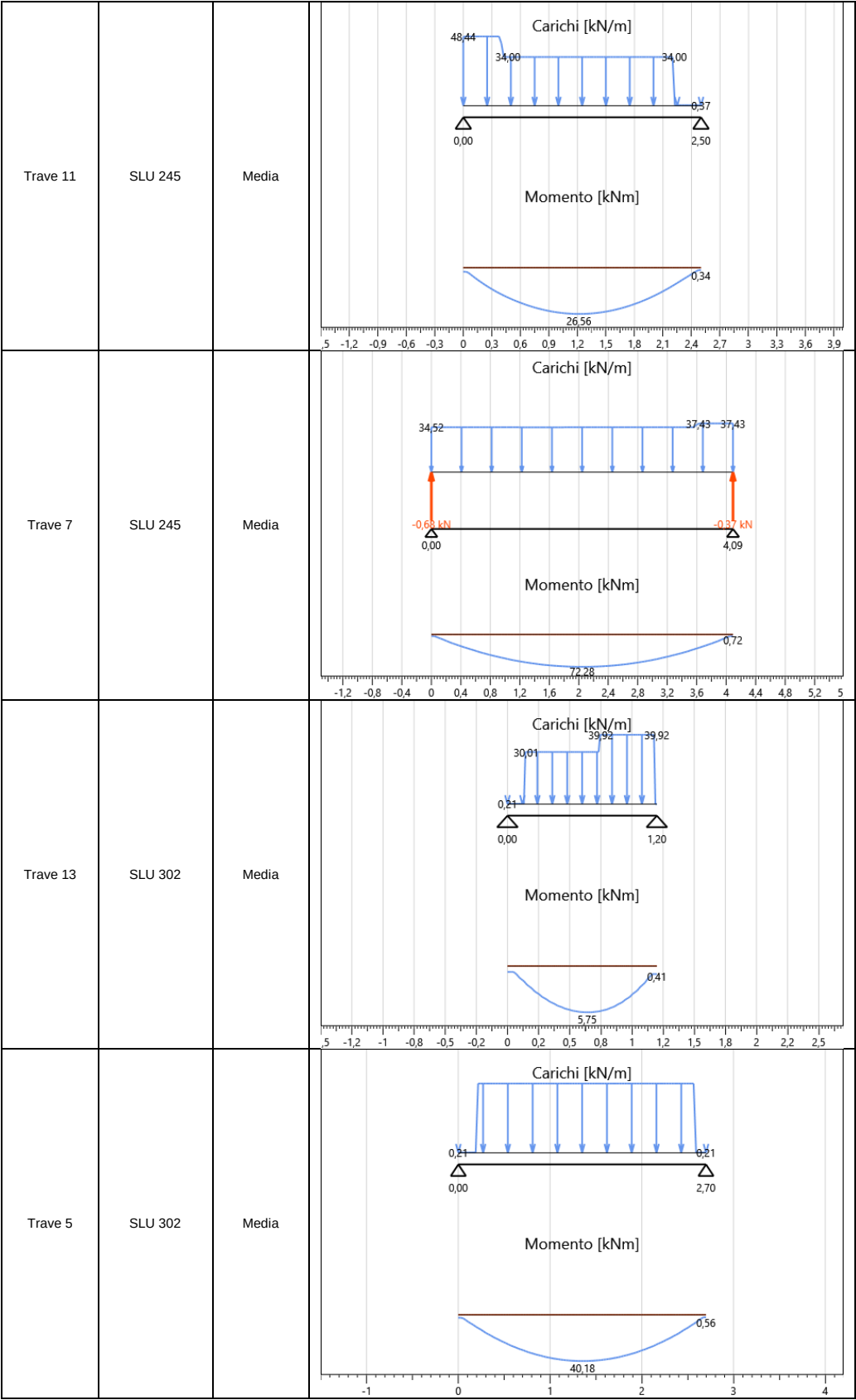
I_{tor} è il momento torsionale di inerzia;

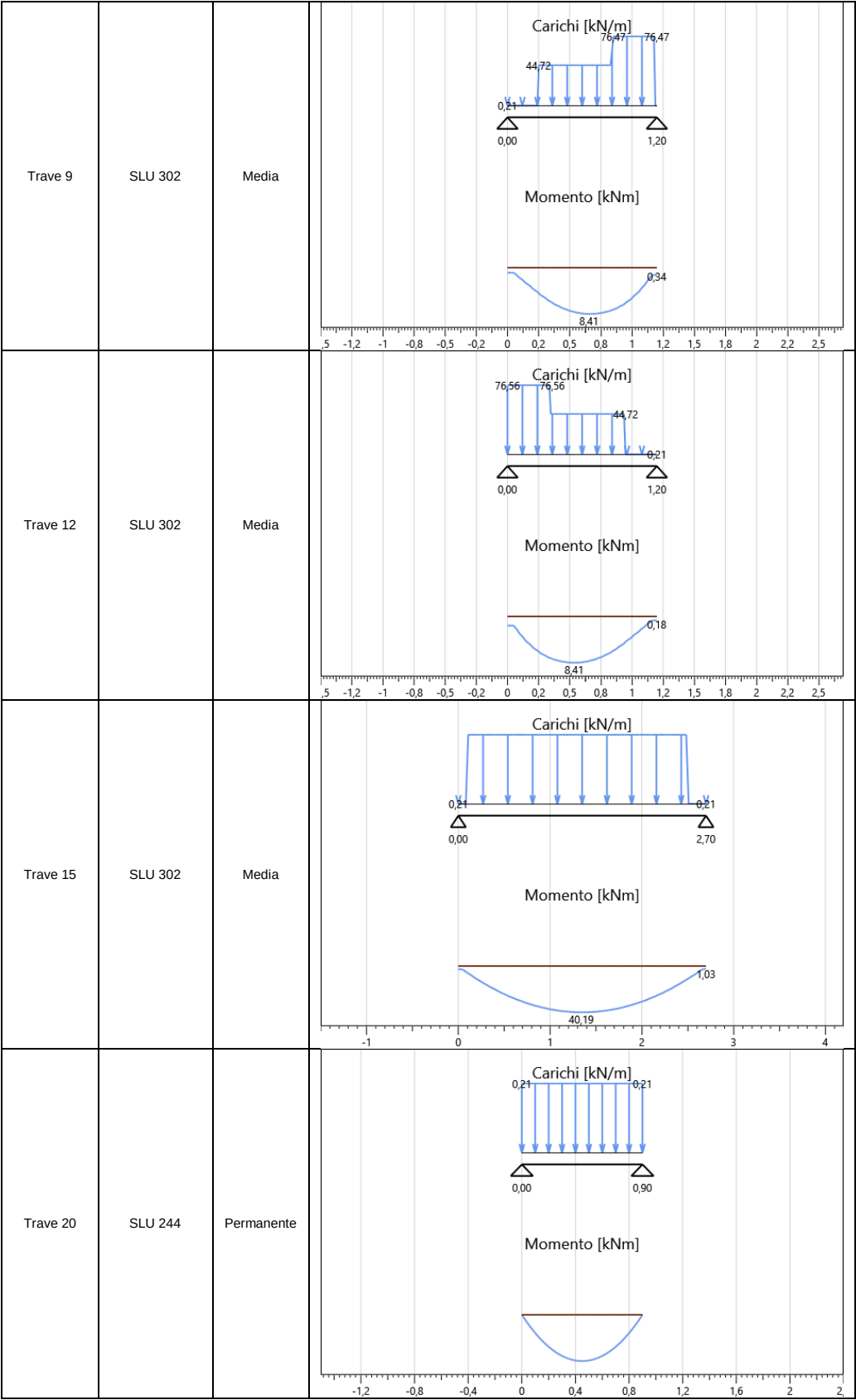
l_{ef} è la lunghezza efficace della trave in funzione delle condizioni di appoggio e della configurazione di carico;

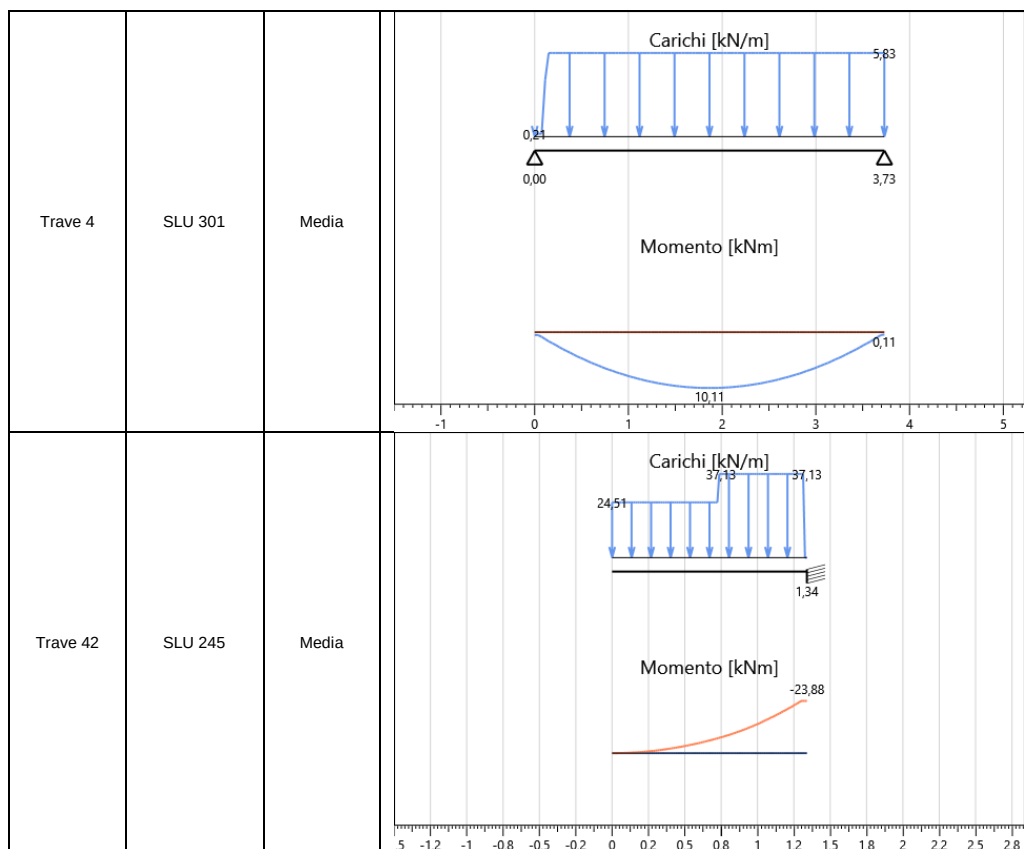
W_y è il modulo della sezione intorno all'asse forte y.

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 61	SLU 261	Breve	
Trave 18	SLU 245	Media	
Trave 14	SLU 245	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 trave	Sezione	M _{3-3 max} [kNm]	W [mm ³]	Vincolo torsionale	σ _{m,crit} [MPa]	k _{crit}	Comb.	k _{mod}	γ _M	f _{m,d} [MPa]	σ _{m,d} [MPa]	Verifica
Trave 61	TR 10x48	59,56	3840000	Svergolamento impedito	-	1,00	SLU 261	0,9	1,35	16,00	15,51	97%
Trave 54	TR 10x48	48,01	3840000	Svergolamento impedito	-	1,00	SLU 261	0,9	1,35	16,00	12,50	78%
Trave 18	TR 12x48	64,79	4608000	Svergolamento impedito	-	1,00	SLU 245	0,8	1,35	14,22	14,06	99%
Trave 14	TR 12x48	26,65	4608000	Svergolamento impedito	-	1,00	SLU 245	0,8	1,35	14,22	5,78	41%
Trave 11	TR 12x48	26,56	4608000	Svergolamento impedito	-	1,00	SLU 245	0,8	1,35	14,22	5,76	41%
Trave 17	TR 10x32	3,58	1706667	Svergolamento impedito	-	1,00	SLU 245	0,8	1,35	14,22	2,10	15%
Trave 16	TR 10x32	1,19	1706667	Svergolamento impedito	-	1,00	SLU 245	0,8	1,35	14,22	0,69	5%
Trave 13	TR 10x32	5,75	1706667	Svergolamento impedito	-	1,00	SLU 302	0,8	1,35	14,22	3,37	24%
Trave 10	TR 10x32	5,76	1706667	Svergolamento impedito	-	1,00	SLU 302	0,8	1,35	14,22	3,37	24%
Trave 8	TR 10x32	1,18	1706667	Svergolamento impedito	-	1,00	SLU 245	0,8	1,35	14,22	0,69	5%
Trave 6	TR 10x32	3,58	1706667	Svergolamento impedito	-	1,00	SLU 245	0,8	1,35	14,22	2,10	15%
Trave 2	TR 10x32	0,02	1706667	Svergolamento impedito	-	1,00	SLU 244	0,6	1,35	10,67	0,01	0%

... 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}

$k_{cr} = 0,67 (\leq 1)$ per legno massiccio

$k_{cr} = 0,67 (\leq 1)$ per legno lamellare incollato

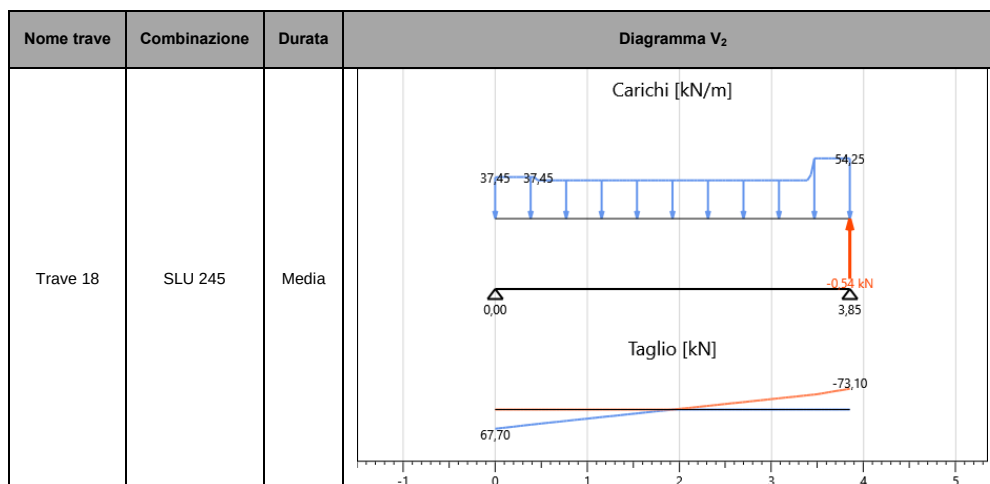
Il valore dello sforzo di taglio di progetto sollecitante massimo in una sezione rettangolare viene valutato quindi con la seguente formula:

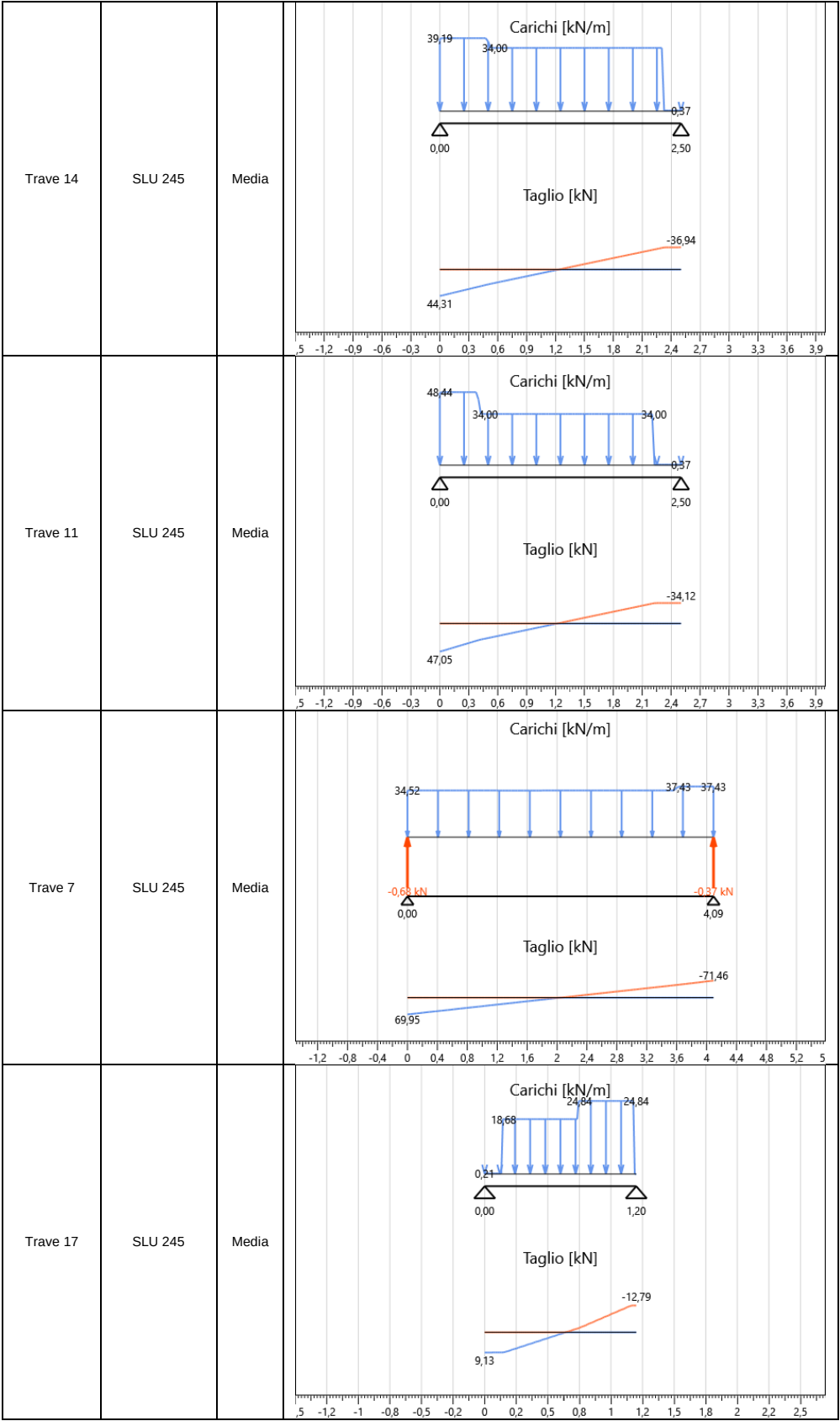
$$\tau_d = \frac{3}{2} \cdot \frac{V_d}{k_{cr} \cdot A}$$

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'involuppo delle distribuzioni del taglio sollecitante.

taglio sollecitante.





... 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 61	TR 10x48	47,43	48000	0,67	SLU 261	1	0,9	1,35	2,33	2,21	95%
Trave 54	TR 10x48	25,38	48000	0,67	SLU 261	1	0,9	1,35	2,33	1,18	51%
Trave 14	TR 12x48	44,31	57600	0,67	SLU 245	1	0,8	1,35	2,07	1,72	83%
Trave 11	TR 12x48	47,05	57600	0,67	SLU 245	1	0,8	1,35	2,07	1,83	88%
Trave 17	TR 10x32	12,79	32000	0,67	SLU 245	1	0,8	1,35	2,07	0,90	43%
Trave 16	TR 10x32	6,71	32000	0,67	SLU 245	1	0,8	1,35	2,07	0,47	23%
Trave 13	TR 10x32	20,56	32000	0,67	SLU 302	1	0,8	1,35	2,07	1,44	69%
Trave 10	TR 10x32	20,96	32000	0,67	SLU 302	1	0,8	1,35	2,07	1,47	71%
Trave 8	TR 10x32	6,70	32000	0,67	SLU 245	1	0,8	1,35	2,07	0,47	23%
Trave 6	TR 10x32	13,05	32000	0,67	SLU 245	1	0,8	1,35	2,07	0,91	44%

... 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:

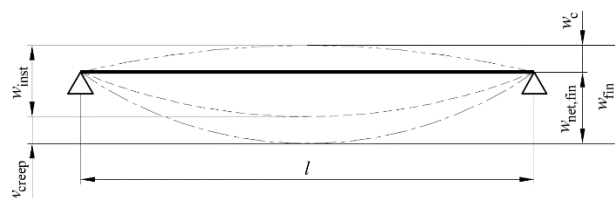
$w_{net,fin}$ è la freccia finale netta

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 istantanee
Trave 18	SLE rara 12	
Trave 14	SLE rara 12	
Trave 11	SLE rara 12	

... 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 61	TR 10x48	SLE rara 23	No	Campata interna	17,83	26,97	l/300	66%
Trave 54	TR 10x48	SLE rara 23	No	Sbalzo	10,64	24,87	l/150	43%
Trave 18	TR 12x48	SLE rara 12	No	Campata interna	5,33	12,83	l/300	42%
Trave 14	TR 12x48	SLE rara 12	No	Campata interna	0,92	8,33	l/300	11%
Trave 11	TR 12x48	SLE rara 12	No	Campata interna	0,92	8,33	l/300	11%

... 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:

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

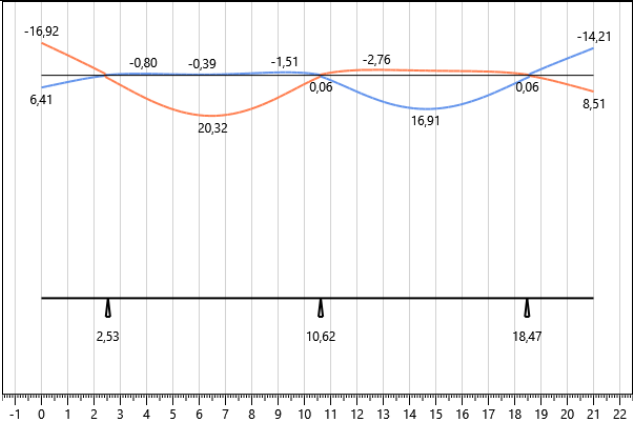
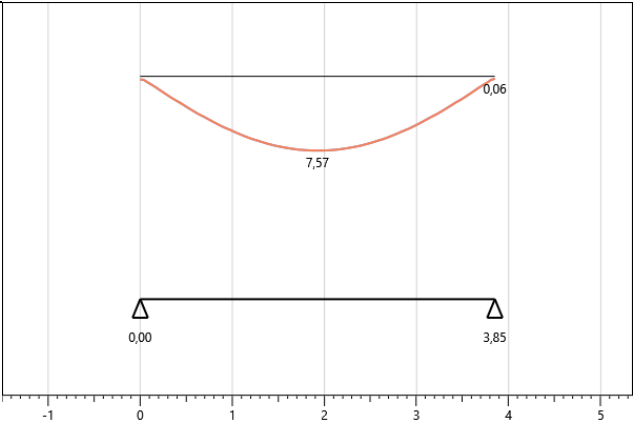
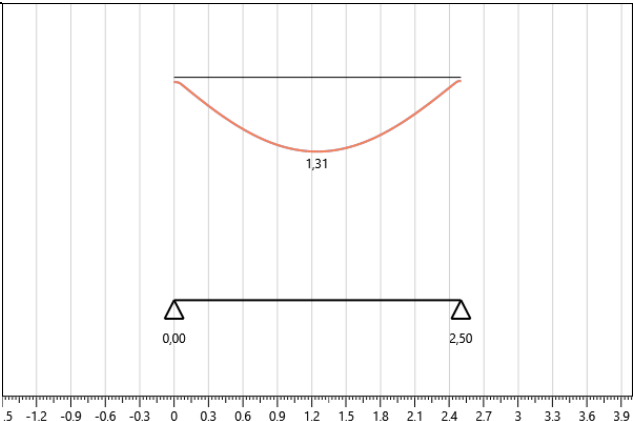
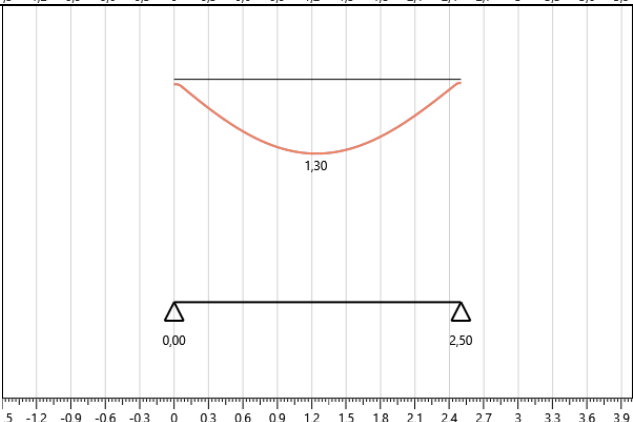
dove:

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

$$w_{fin,Q,1} = w_{inst,Q,1} \cdot (1 + \Psi_{2,1} \cdot k_{def}) \quad \text{per un'azione variabile principale, Q}_1$$

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

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 61	SLE rara 23	
Trave 18	SLE rara 12	
Trave 14	SLE rara 12	
Trave 11	SLE rara 12	

... 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 61	TR 10x48	SLE rara 23	1	0,6	No	Campata interna	20,32	32,36	$l/250$	63%
Trave 54	TR 10x48	SLE rara 23	1	0,6	No	Sbalzo	13,15	29,84	$l/125$	44%
Trave 18	TR 12x48	SLE rara 12	1	0,6	No	Campata interna	7,57	15,40	$l/250$	49%
Trave 14	TR 12x48	SLE rara 12	1	0,6	No	Campata interna	1,31	10,00	$l/250$	13%

... 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

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

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

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

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

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

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

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

V₂: Sollecitazione tagliante lungo l'asse locale 2

V₃: Sollecitazione tagliante lungo l'asse locale 3

M₂₋₂: Sollecitazione flettente attorno all'asse locale 2

M₃₋₃: Sollecitazione flettente attorno all'asse locale 3

Nome pilastro	Comb.	Dur.	N [kN]	V2 [kN]	V3 [kN]	M2-2 [kNm]	M3-3 [kNm]
Pilastro 4	SLU 261	Breve	35,24	0,00	0,00	0,00	0,00
Pilastro 3	SLU 261	Breve	36,01	0,00	0,00	0,00	0,00
Pilastro 2	SLU 301	Media	11,27	0,00	0,00	0,00	0,00
Pilastro 1	SLU 302	Media	9,60	0,00	0,00	0,00	0,00
Pilastro 5	SLU 302	Media	9,60	0,00	0,00	0,00	0,00
Pilastro 6	SLU 301	Media	11,27	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]	$k_{c,y}$	$k_{c,z}$	Comb	Classe servizio	k_{mod}	γ_M	$f_{c,0,d}$	$\sigma_{c,0,d}$ [MPa]	Verifica
Pilastro 2	PL 14x14	3,2	19600	3,20E7	3,20E7	0,55	0,55	SLU 301	1	0,8	1,35	14,22	0,57	7%
Pilastro 1	PL 14x14	3,2	19600	3,20E7	3,20E7	0,55	0,55	SLU 302	1	0,8	1,35	14,22	0,49	6%
Pilastro 5	PL 14x14	3,2	19600	3,20E7	3,20E7	0,55	0,55	SLU 302	1	0,8	1,35	14,22	0,49	6%
Pilastro 6	PL 14x14	3,2	19600	3,20E7	3,20E7	0,55	0,55	SLU 301	1	0,8	1,35	14,22	0,57	7%

Verifiche travi in acciaio

Verifiche di resistenza a flessione e taglio

Se il taglio di progetto V_{Ed} è inferiore a metà della resistenza di progetto plastica a taglio $V_{pl,Rd}$

$$V_{Ed} = V_2 \leq 0.5 V_{pl,Rd}$$

allora i suoi effetti sulla resistenza a flessione, possono essere trascurati. Viceversa se il taglio di progetto V_{Ed} è superiore a metà della resistenza di progetto a taglio allora la resistenza flessionale della sezione deve essere calcolata usando un valore ridotto della resistenza a snervamento per l'area resistente a taglio A_v :

$$(1 - \rho)f_{yk}$$

dove:

$$\rho = \left(\frac{2V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2$$

In particolare, per i profili con sezioni ad I o H di classe 1 e 2 doppiamente simmetriche, soggetti a flessione e taglio nel piano dell'anima, la corrispondente resistenza convenzionale di progetto a flessione retta è valutata attraverso la seguente relazione:

$$M_{c,V,Rd} = \frac{\left[W_{pl,y} - \frac{\rho \cdot A_w^2}{4 t_w} \right] f_{yk}}{\gamma_{M0}} \leq M_{c,Rd}$$

Per i profili cavi con sezione circolare in classe 1 e 2 si considera, a favore di sicurezza, la seguente relazione:

$$M_{c,V,Rd} = \frac{W_{pl} f_{yk} (1 - \rho)}{\gamma_{M0}}$$

Per tutti i profili con sezione in classe 3 si considera, a favore di sicurezza, la seguente relazione:

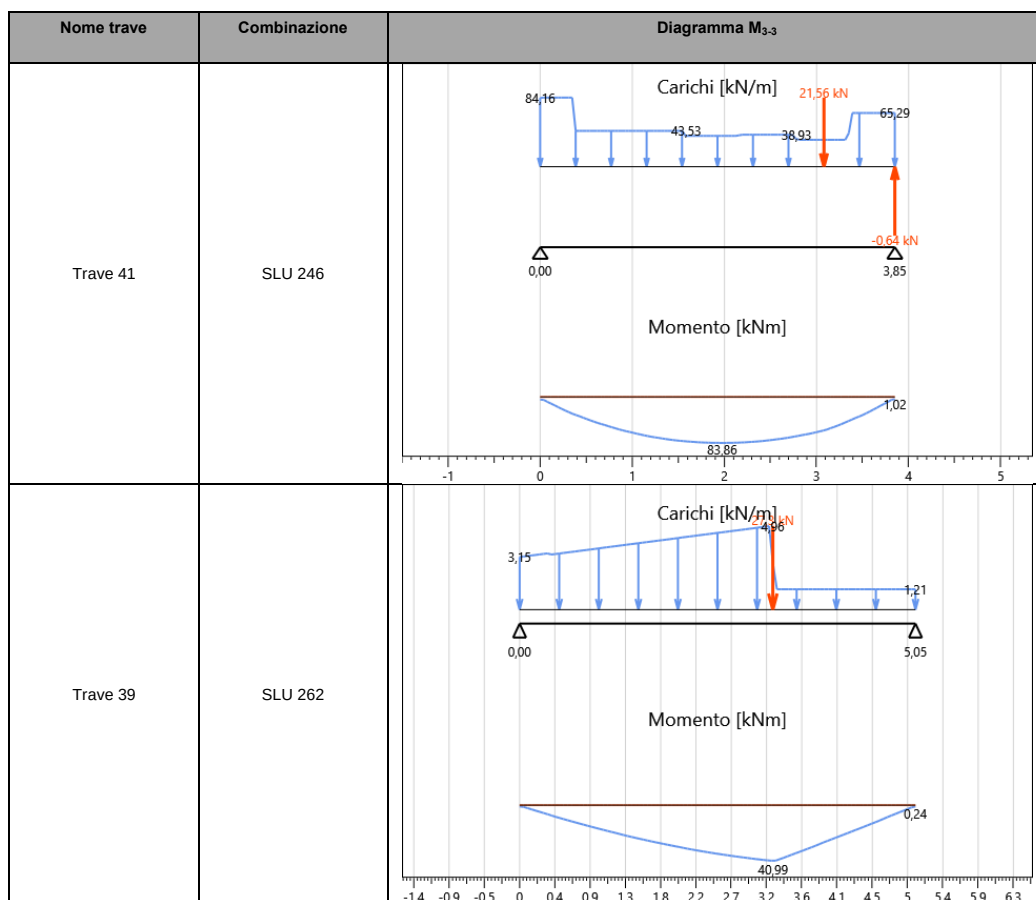
$$M_{c,V,Rd} = \frac{W_{el} f_{yk} (1 - \rho)}{\gamma_{M0}}$$

Il coefficiente parziale di sicurezza γ_{M0} , per il calcolo di resistenza delle sezioni, è pari a 1,05.

Si ipotizza che il carico sia applicato in prossimità del centro di taglio della sezione.

Nella seguente tabella si riportano, per ogni trave, le sollecitazioni di flessione (valore assoluto del momento flettente M_{3-3} nella sezione maggiormente sollecitata) relative alla combinazione di carico più gravosa allo Stato Limite Ultimo.

Si riportano inoltre, per ogni trave, gli schemi statici di calcolo e l'involuppo delle distribuzioni del momento sollecitante.



Nome trave	Profilo	Classe acciaio	Classe sezione	Combinazione	V ₂ [kN]	V ₂ /V _{pl,Rd} [%]	M ₃₋₃ max [kNm]	M _{c,V,Rd} [kNm]	Verifica
Trave 41	HE 260 B	S275 - EN 10025 -2	1	SLU 246	0,13	0%	83,86	336,02	25%
Trave 39	HE 260 B	S275 - EN 10025 -2	1	SLU 262	5,67	1%	40,99	336,02	12%

Verifiche di resistenza a taglio

Le verifiche a taglio sono condotte con riferimento al § 6.2.6 della norma UNI EN 1993-1-1. Deve essere soddisfatta la seguente espressione:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} \leq 1$$

in cui:

V_{Ed} è il taglio di progetto

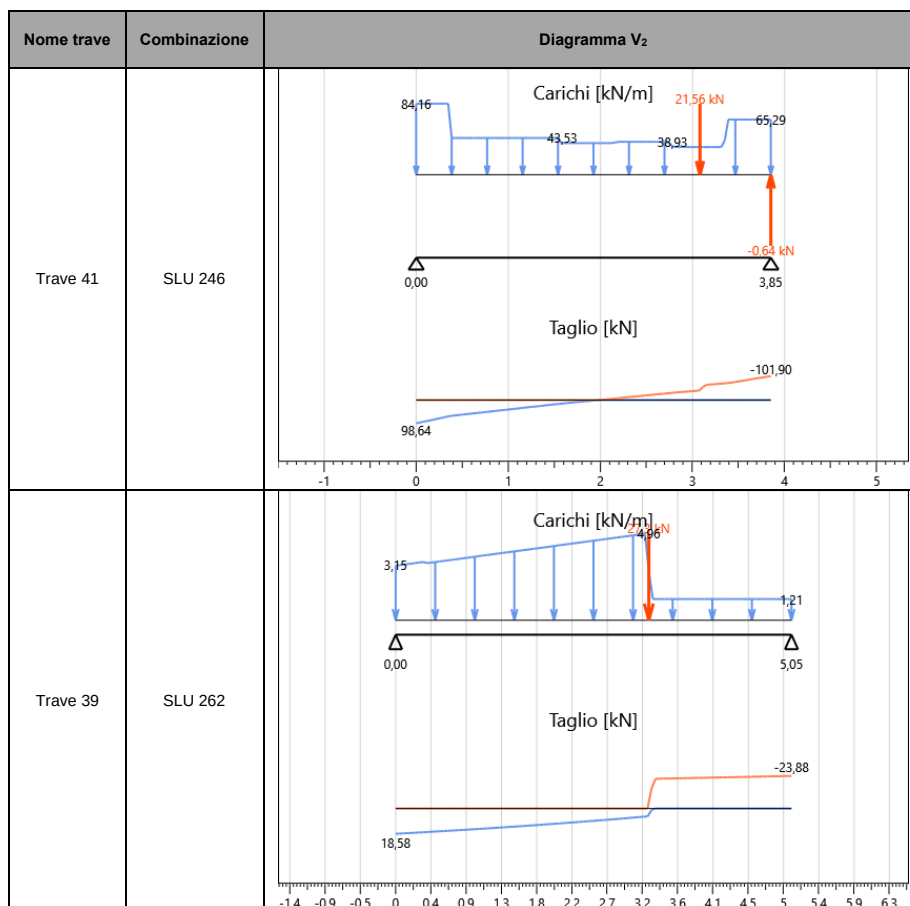
$V_{pl,Rd}$ è la resistenza di progetto a taglio

La resistenza di progetto a taglio, in assenza di torsione, è data da:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$$

dove A_v è l'area resistente a taglio e γ_{M0} è il coefficiente parziale di sicurezza per la resistenza della sezione pari a 1,05.

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



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	Profilo	Classe acciaio	A_v $\times 10^2$ [mm ²]	Comb.	V_2 [kN]	$V_{pl,Rd}$ [kN]	Verifica
Trave 41	HE 260 B	S275 - EN 10025 -2	118	SLU 246	101,90	568,40	18%
Trave 39	HE 260 B	S275 - EN 10025 -2	118	SLU 262	23,88	568,40	4%

Verifiche di deformazione delle travi in acciaio(SLE)

Si verifica che la deformazione della struttura risultante dagli effetti delle azioni rimanga entro limiti appropriati.

$$w_{tot} = w_1 + w_2$$

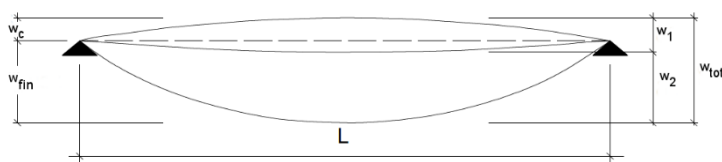
essendo:

w_c la monta iniziale della trave

w_1 lo spostamento elastico dovuto ai carichi permanenti

w_2 lo spostamento elastico dovuto ai carichi variabili

w_{fin} lo spostamento nello stato finale, depurato della monta iniziale = $w_{tot} - w_c$

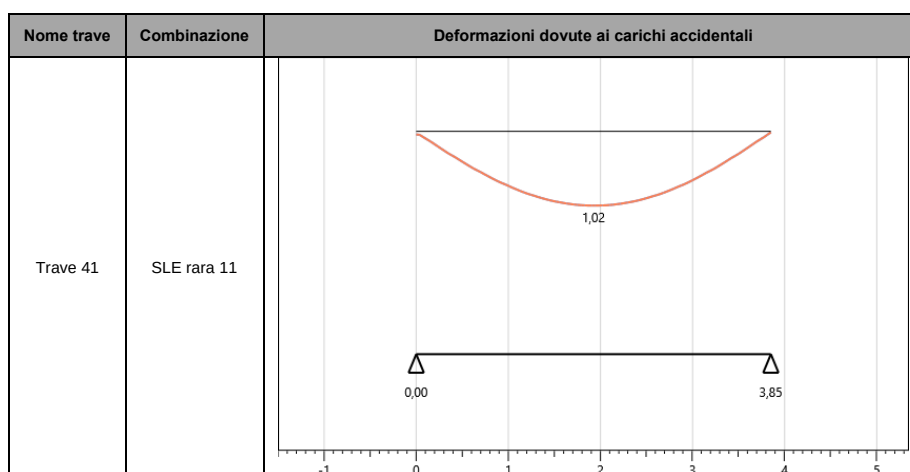


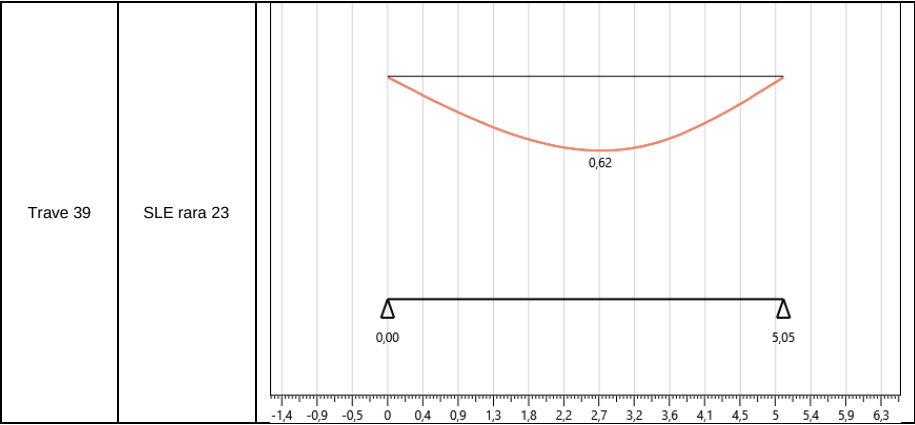
I valori limite di freccia di default sono riportati nella seguente tabella dove L è la luce dell'elemento o, nel caso di mensole, il doppio dello sbalzo.

	w_2	w_{fin}
Trave su due appoggi	$l/300$	$l/250$
Travi a mensola	$l/150$	$l/125$

Deformazione elastica dovuta ai carichi variabili

La deformazione elastica w_2 è calcolata per la combinazione rara dei soli carichi variabili.





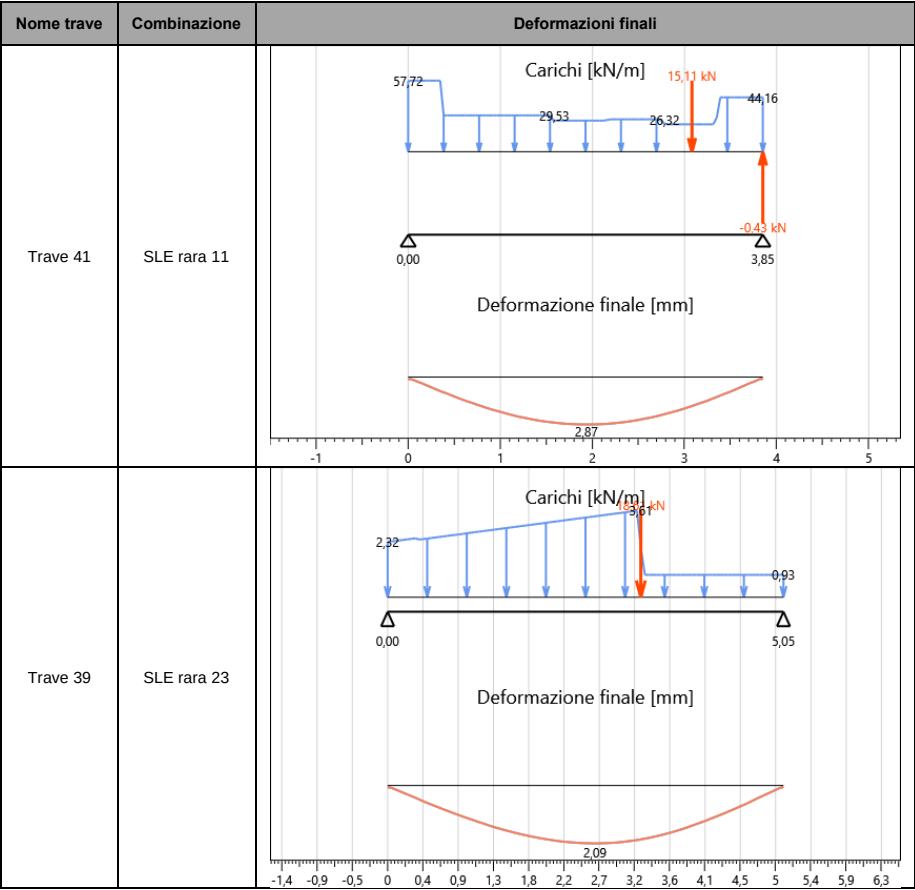
Nella tabella sottostante si riportano le verifiche ad inflessione delle travi in acciaio in riferimento alla freccia elastica dovuta ai soli carichi variabili.

Nome trave	Profilo	Combinazione	Verifica sbalzo deformazione negativa	Verifica pi limitativa	W_2 [mm]	$W_{2,limite}$ [mm]	Limite di freccia	Verifica
Trave 41	HE 260 B	SLE rara 11	No	Campata interna	1,02	12,83	$l/300$	8%
Trave 39	HE 260 B	SLE rara 23	No	Campata interna	0,62	16,83	$l/300$	4%

Deformazione elastica finale

La deformazione finale w_{fin} è dovuta ai carichi permanenti (w_1) e a quelli accidentali (w_2).

Nella seguente tabella si riportano, per ogni trave, le deformazioni finali.



Nella tabella sottostante si riportano le verifiche sullo spostamento totale dovuto ai carichi permanenti e a quelli accidentali delle travi in acciaio.

Nome trave	Profilo	Combinazione	Verifica sbalzo deformazione negativa	Verifica più limitativa	W_{fin} [mm]	$W_{fin,limite}$ [mm]	Limite di freccia	Verifica
Trave 41	HE 260 B	SLE rara 11	No	Campata interna	2,87	15,40	l/250	19%
Trave 39	HE 260 B	SLE rara 23	No	Campata interna	2,09	20,20	l/250	10%

Verifiche pareti in XLAM

Verifiche di instabilità

Le verifiche ad instabilità delle pareti in XLAM sono state condotte con riferimento a quanto riportato al § 6.3.2 della UNI EN 1995-1-1.

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 22	1,80	SLU 245	Media	122,34	0,00
Parete 25	0,92	SLU 266	Breve	48,87	0,00
Parete 21	1,25	SLU 262	Breve	101,41	0,00
Parete 19	1,65	SLU 249	Media	131,79	0,00
Parete 14	2,10	SLU 249	Media	178,96	0,00
Parete 12	1,65	SLU 249	Media	132,30	0,00
Parete 7	1,25	SLU 262	Breve	97,02	0,00
Parete 5	0,92	SLU 249	Media	58,47	0,00
Parete 23	1,55	SLU 249	Media	147,86	0,00
Parete 28	0,42	SLU 284	Istantanea	13,32	0,37
Parete 27	3,47	SLU 266	Breve	104,74	0,00
Parete 26	3,02	SLU 302	Media	252,02	0,00
Parete 18	1,45	SLU 302	Media	217,74	0,00
Parete 15	2,30	SLU 302	Media	216,88	0,00
Parete 11	1,45	SLU 302	Media	219,25	0,00

... omissis ...

Le verifiche ad instabilità dei pannelli in XLAM sono state eseguite considerando un tratto di lunghezza unitaria di parete: quest'ultimo può essere ricondotto ad un pilastro in grado di sbandare solo nella direzione perpendicolare al proprio piano medio.

Si raccomanda 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 la seguente espressione:

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

Modello di calcolo XLAM

Il modello di calcolo adottato per il materiale XLAM è quello di struttura composta con connessione deformabile. Gli strati orientati nella direzione di calcolo del pannello XLAM sono connessi in modo cedevole dagli strati ortogonali. Il pannello è calcolato come struttura composta con connessione deformabile in accordo con l'appendice B della norma EN 1995-1-1 mediante fattori γ dipendenti dallo spessore degli strati ortogonali, dal modulo di taglio a "rolling shear" e dalla lunghezza delle campate, calcolati mediante le teorie di Möhler (pannelli aventi fino a 3 strati orientati nella direzione di calcolo) e Shelling (pannelli con più di 3 strati orientati nella direzione di calcolo).

La rigidezza efficace a flessione è stata assunta pari a:

$$EJ_{eff} = \sum_{i=1}^n (E_i J_i + \gamma_i E_i A_i a_i^2)$$

$$\gamma_i = \left[1 + \frac{\pi^2 E_i A_i}{G_R \cdot \frac{b}{d} \cdot h^2} \right]^{-1}$$

in cui

- J_i rappresenta il momento di inerzia del generico strato
- A_i è l'area del generico strato
- a_i è la distanza tra il baricentro dell'i-esimo strato e il baricentro della sezione
- h è l'altezza della parete
- G_R è il modulo di taglio per "rolling shear"

I valori risultanti relativi alla verifica di instabilità vengono riportati di seguito in forma percentuale. I dati di output per singolo elemento strutturale, riassunti nella tabella sottostante, soddisfano le verifiche qualora il valore sia inferiore o uguale al 100%.

- h : Altezza della parete
- A_{net} : Area della sezione trasversale del tratto di parete considerato nella verifica (a metro lineare)
- J_{eff} : Momento di inerzia della sezione trasversale dal tratto di parete
- 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
- $f_{m,k}$: Resistenza caratteristica a flessione
- $\sigma_{c,0,d}$: Tensione di progetto a compressione lungo la fibratura

Nome parete	Sezione	h [m]	A_{net} [mm ² /m]	J_{eff} [mm ⁴ /m]	k_c	Comb.	Classe di servizio	k_{mod}	γ_M	$f_{c,0,k}$ [MPa]	$f_{m,k}$ [MPa]	$\sigma_{c,0,d}$ [MPa]	$\sigma_{m,d}$ [MPa]	Verifica
Parete 22	XLAM 100 mm - 3 strati	3,2	60000	69704352	0,37	SLU 245	1	0,8	1,35	21	24	1,56	0,00	34%
Parete 25	XLAM 100 mm - 3 strati	3,2	60000	69704352	0,37	SLU 266	1	0,9	1,35	21	24	0,88	0,00	17%
Parete 21	XLAM 100 mm - 3 strati	3,2	60000	69704352	0,37	SLU 262	1	0,9	1,35	21	24	1,44	0,00	28%
Parete 19	XLAM 100 mm - 3 strati	3,2	60000	69704352	0,37	SLU 249	1	0,8	1,35	21	24	1,43	0,00	32%
Parete 14	XLAM 100 mm - 3 strati	3,2	60000	69704352	0,37	SLU 249	1	0,8	1,35	21	24	1,44	0,00	32%
Parete 12	XLAM 100 mm - 3 strati	3,2	60000	69704352	0,37	SLU 249	1	0,8	1,35	21	24	1,45	0,00	32%
Parete 7	XLAM 100 mm - 3 strati	3,2	60000	69704352	0,37	SLU 262	1	0,9	1,35	21	24	1,38	0,00	27%
Parete 5	XLAM 100 mm - 3 strati	3,2	60000	69704352	0,37	SLU 249	1	0,8	1,35	21	24	1,03	0,00	23%
Parete 23	XLAM 100 mm - 3 strati	3,2	60000	69704352	0,37	SLU 249	1	0,8	1,35	21	24	1,97	0,00	43%
Parete 28	XLAM 100 mm - 3 strati	3,2	60000	69704352	0,37	SLU 284	1	1,1	1,35	21	24	0,52	0,64	16%
Parete 27	XLAM 100 mm - 3 strati	3,2	60000	69704352	0,37	SLU 266	1	0,9	1,35	21	24	1,12	0,00	22%

Parete 26	XLAM 100 mm - 3 strati	3,2	60000	69704352	0,37	SLU 302	1	0,8	1,35	21	24	2,52	0,00	55%
Parete 18	XLAM 100 mm - 3 strati	3,2	60000	69704352	0,37	SLU 302	1	0,8	1,35	21	24	2,61	0,00	57%
Parete 15	XLAM 100 mm - 3 strati	3,2	60000	69704352	0,37	SLU 302	1	0,8	1,35	21	24	1,63	0,00	36%
Parete 11	XLAM 100 mm - 3 strati	3,2	60000	69704352	0,37	SLU 302	1	0,8	1,35	21	24	2,69	0,00	59%
Parete 6	XLAM 100 mm - 3 strati	3,2	60000	69704352	0,37	SLU 302	1	0,8	1,35	21	24	2,62	0,00	58%
Parete 20	XLAM 100 mm - 3 strati	1,0	60000	36417835	0,93	SLU 281	1	1,1	1,35	21	24	0,02	0,12	1%
Parete 9	XLAM 100 mm - 3 strati	1,0	60000	36417835	0,93	SLU 281	1	1,1	1,35	21	24	0,02	0,12	1%
Parete 4	XLAM 100 mm - 3 strati	3,2	60000	69704352	0,37	SLU 253	1	0,8	1,35	21	24	1,45	0,00	32%
Parete 3	XLAM 100 mm - 3 strati	3,2	60000	69704352	0,37	SLU 257	1	0,8	1,35	21	24	2,25	0,00	49%
Parete 2	XLAM 100 mm - 3 strati	3,2	60000	69704352	0,37	SLU 284	1	1,1	1,35	21	24	0,54	0,64	16%
Parete 1	XLAM 100 mm - 3 strati	3,2	60000	69704352	0,37	SLU 266	1	0,9	1,35	21	24	0,59	0,00	12%

... omissis ...

Verifiche a compressione perpendicolare alla fibratura

In prossimità dell'appoggio delle pareti si presenta la situazione di rischio di schiacciamento ortogonale alla fibratura. Affinché la relativa verifica risulti soddisfatta si deve garantire che la tensione sollecitante risulti essere inferiore alla resistenza del materiale, secondo la seguente espressione:

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

con

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

dove:

$\sigma_{c,90,d}$ è la 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_{full} è l'area di contatto sulla quale agisce la 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

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 schiacciamento.

Nome parete	Lunghezza [m]	Comb.	Dur.	N [kN]
Parete 22	1,80	SLU 245	Media	122,34
Parete 25	0,92	SLU 266	Breve	48,87
Parete 21	1,25	SLU 262	Breve	101,41
Parete 19	1,65	SLU 249	Media	131,79
Parete 14	2,10	SLU 249	Media	178,96
Parete 12	1,65	SLU 249	Media	132,30
Parete 7	1,25	SLU 262	Breve	97,02
Parete 5	0,92	SLU 249	Media	58,47
Parete 23	1,55	SLU 249	Media	147,86
Parete 28	0,42	SLU 302	Media	14,68
Parete 27	3,47	SLU 266	Breve	104,74
Parete 26	3,02	SLU 302	Media	252,02
Parete 18	1,45	SLU 302	Media	217,74
Parete 15	2,30	SLU 302	Media	216,88
Parete 11	1,45	SLU 302	Media	219,25
Parete 6	3,02	SLU 302	Media	271,94
Parete 20	0,70	SLU 244	Permanente	0,98
Parete 9	0,70	SLU 244	Permanente	0,98
Parete 4	5,05	SLU 253	Media	170,50
Parete 3	1,55	SLU 257	Media	177,36
Parete 2	0,42	SLU 302	Media	15,19
Parete 1	3,47	SLU 266	Breve	72,18

... omissis ...

Le verifiche a compressione perpendicolare al piano del pannello di solaio in XLAM sono riportate di seguito con riferimento ad un metro di parete. I valori risultanti vengono riportati in forma percentuale come risultato dell'analisi eseguita sul modello. I dati di output per singolo elemento strutturale soddisfano le verifiche qualora il valore sia inferiore o uguale al 100%.

Sezione: Indicazione del tipologia di sezione trasversale dell'XLAM come indicato al paragrafo

A_{full} : Area di contatto sulla quale agisce la compressione perpendicolare alla fibratura

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	A_{full} [mm ² /m]	$k_{c,90}$	Comb.	Classe di servizio	k_{mod}	γ_M	$f_{c,90,k}$ [MPa]	$\sigma_{c,90,d}$ [MPa]	Verifica
Parete 22	XLAM 100 mm - 3 strati	100000	1,5	SLU 245	1	0,8	1,35	2,5	0,94	39%
Parete 25	XLAM 100 mm - 3 strati	100000	1,5	SLU 266	1	0,9	1,35	2,5	0,53	19%
Parete 21	XLAM 100 mm - 3 strati	100000	1,5	SLU 262	1	0,9	1,35	2,5	0,86	32%
Parete 19	XLAM 100 mm - 3 strati	100000	1,5	SLU 249	1	0,8	1,35	2,5	0,86	36%
Parete 14	XLAM 100 mm - 3 strati	100000	1,5	SLU 249	1	0,8	1,35	2,5	0,86	36%
Parete 12	XLAM 100 mm - 3 strati	100000	1,5	SLU 249	1	0,8	1,35	2,5	0,87	36%
Parete 7	XLAM 100 mm - 3 strati	100000	1,5	SLU 262	1	0,9	1,35	2,5	0,83	31%
Parete 5	XLAM 100 mm - 3 strati	100000	1,5	SLU 249	1	0,8	1,35	2,5	0,62	26%
Parete 23	XLAM 100 mm - 3 strati	100000	1,5	SLU 249	1	0,8	1,35	2,5	1,18	49%
Parete 28	XLAM 100 mm - 3 strati	100000	1,5	SLU 302	1	0,8	1,35	2,5	0,34	14%
Parete 27	XLAM 100 mm - 3 strati	100000	1,5	SLU 266	1	0,9	1,35	2,5	0,67	25%
Parete 26	XLAM 100 mm - 3 strati	100000	1,5	SLU 302	1	0,8	1,35	2,5	1,51	63%
Parete 18	XLAM 100 mm - 3 strati	100000	1,5	SLU 302	1	0,8	1,35	2,5	1,57	65%
Parete 15	XLAM 100 mm - 3 strati	100000	1,5	SLU 302	1	0,8	1,35	2,5	0,98	41%
Parete 11	XLAM 100 mm - 3 strati	100000	1,5	SLU 302	1	0,8	1,35	2,5	1,61	67%
Parete 6	XLAM 100 mm - 3 strati	100000	1,5	SLU 302	1	0,8	1,35	2,5	1,57	66%
Parete 20	XLAM 100 mm - 3 strati	100000	1,5	SLU 244	1	0,6	1,35	2,5	0,01	1%
Parete 9	XLAM 100 mm - 3 strati	100000	1,5	SLU 244	1	0,6	1,35	2,5	0,01	1%
Parete 4	XLAM 100 mm - 3 strati	100000	1,5	SLU 253	1	0,8	1,35	2,5	0,87	36%
Parete 3	XLAM 100 mm - 3 strati	100000	1,5	SLU 257	1	0,8	1,35	2,5	1,35	56%
Parete 2	XLAM 100 mm - 3 strati	100000	1,5	SLU 302	1	0,8	1,35	2,5	0,35	15%
Parete 1	XLAM 100 mm - 3 strati	100000	1,5	SLU 266	1	0,9	1,35	2,5	0,35	13%

... omissis ...

Verifiche a taglio

La sollecitazione tagliante sull'XLAM porta ad avere nel materiale una sollecitazione di taglio sulle lamelle ed una sollecitazione di torsione sugli incroci incollati che possono portare a rottura l'XLAM secondo due diverse modalità.

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 22	1,80	Dinamica SLV 8 ex+ ey+	Istantanea	12,99
Parete 25	0,92	Dinamica SLV 4 ex+ ey+	Istantanea	9,07
Parete 21	1,25	Dinamica SLV 4 ex+ ey+	Istantanea	14,94
Parete 19	1,65	Dinamica SLV 4 ex+ ey+	Istantanea	24,45
Parete 14	2,10	Dinamica SLV 4 ex+ ey+	Istantanea	37,12
Parete 12	1,65	Dinamica SLV 4 ex+ ey+	Istantanea	24,45
Parete 7	1,25	Dinamica SLV 4 ex+ ey+	Istantanea	14,94
Parete 5	0,92	Dinamica SLV 4 ex+ ey+	Istantanea	9,07
Parete 23	1,55	Dinamica SLV 1 ex+ ey+	Istantanea	12,24
Parete 27	3,47	Dinamica SLV 8 ex+ ey+	Istantanea	86,97
Parete 26	3,02	Dinamica SLV 1 ex+ ey-	Istantanea	61,24
Parete 18	1,45	Dinamica SLV 1 ex+ ey-	Istantanea	11,29
Parete 15	2,30	Dinamica SLV 4 ex+ ey-	Istantanea	40,51
Parete 11	1,45	Dinamica SLV 1 ex+ ey-	Istantanea	11,29
Parete 6	3,02	Dinamica SLV 1 ex+ ey-	Istantanea	61,24
Parete 4	5,05	Dinamica SLV 5 ex- ey+	Istantanea	99,78
Parete 3	1,55	Dinamica SLV 4 ex+ ey+	Istantanea	12,24
Parete 1	3,47	Dinamica SLV 5 ex- ey+	Istantanea	69,59

... omissis ...

Verifica del meccanismo di rottura per tensioni di taglio

Le sollecitazioni di taglio sulle lamelle sono determinabili mediante le seguenti espressioni

$$\tau_z = \frac{v_2}{\sum t_{i,ext}}$$

$$\tau_y = \frac{v_2}{\sum t_{i,int}}$$

in cui

v_2 è il taglio a metro lineare agente sull'elemento in X-LAM

$t_{i,ext}$ è lo spessore dell'i-esimo strato avente orientazione parallela agli strati esterni

$t_{i,int}$ è lo spessore dell'i-esimo strato avente orientazione parallela agli strati interni

τ_z è la tensione di taglio agente sugli strati aventi orientazione parallela agli strati esterni

τ_y è la tensione di taglio agente sugli strati aventi orientazione parallela agli strati interni

La tensione da utilizzare nella verifica è la massima tra le due:

$$\tau_d = \max(\tau_z; \tau_y)$$

La verifica si traduce nella seguente disequazione

$$\tau_d \leq f_{v,lastra,d}$$

essendo

$f_{v,d}$ la resistenza a taglio a lastra di progetto calcolata mediante la

$$f_{v,lastra,d} = \frac{k_{mod} \cdot f_{v,lastra,k}}{\gamma_M}$$

Verifica del meccanismo di rottura per torsione

La tensione dovuta alla torsione può essere ricavata dal rapporto tra il momento torcente agente ed il momento resistente polare

$$\tau_{T,d} = \frac{M_T}{W}$$

Il valore di W si determina mediante la seguente espressione

$$W = \frac{a_{ref}^3}{3}$$

essendo a_{ref} la larghezza media delle tavole assunta pari a 150 mm.

Il valore del momento torcente M_T sollecitante può essere valutato secondo il modello proposto in diversi Benestare Tecnici Europei (ETA) i quali prevedono di utilizzare la seguente espressione

$$M_T = \frac{v_2 \cdot a_{ref}^2}{n_{strati-1}}$$

La verifica assume quindi la forma

$$\tau_{T,d} \leq f_{T,d}$$

essendo

$f_{T,d}$ il valore di progetto della resistenza a torsione agli incroci

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

Di seguito è riportata la tabella con le verifiche a taglio per ogni parete in XLAM relative ai due meccanismi di rottura relativi alle tensioni di taglio sulle lamelle e quelle relative alla torsione agente sulle superfici di incollaggio.

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
$f_{v,lastra,k}$:	Resistenza caratteristica a taglio a lastra del pannello in XLAM
T_d :	Tensioni taglianti agenti sugli strati
M_T :	Valore del momento torcente agente all'interfaccia tra gli strati esterni
W :	Modulo di resistenza torsionale
$f_{T,k}$:	Valore caratteristico della resistenza a torsione agli incroci
$T_{T,d}$:	Tensione di taglio agente sugli strati esterni

Nome parete	Sezione	Comb.	Classe servizio	k_{mod}	γ_M	$f_{v,lastra,k}$ [MPa]	T_d [MPa]	Verifica taglio	M_T [Nmm]	W [mm ³]	$f_{T,k}$ [MPa]	$T_{T,d}$ [MPa]	Verifica torsione
Parete 22	XLAM 100 mm - 3 strati	Dinamica SLV 8 ex+ ey+	1	1,1	1,35	4	0,18	6%	81161	1125000	2,5	0,07	4%
Parete 25	XLAM 100 mm - 3 strati	Dinamica SLV 4 ex+ ey+	1	1,1	1,35	4	0,25	8%	110941	1125000	2,5	0,1	5%
Parete 21	XLAM 100 mm - 3 strati	Dinamica SLV 4 ex+ ey+	1	1,1	1,35	4	0,3	9%	134489	1125000	2,5	0,12	6%
Parete 19	XLAM 100 mm - 3 strati	Dinamica SLV 4 ex+ ey+	1	1,1	1,35	4	0,37	11%	166689	1125000	2,5	0,15	7%
Parete 14	XLAM 100 mm - 3 strati	Dinamica SLV 4 ex+ ey+	1	1,1	1,35	4	0,44	14%	198864	1125000	2,5	0,18	9%
Parete 12	XLAM 100 mm - 3 strati	Dinamica SLV 4 ex+ ey+	1	1,1	1,35	4	0,37	11%	166689	1125000	2,5	0,15	7%
Parete 7	XLAM 100 mm - 3 strati	Dinamica SLV 4 ex+ ey+	1	1,1	1,35	4	0,3	9%	134489	1125000	2,5	0,12	6%
Parete 5	XLAM 100 mm - 3 strati	Dinamica SLV 4 ex+ ey+	1	1,1	1,35	4	0,25	8%	110941	1125000	2,5	0,1	5%
Parete 23	XLAM 100 mm - 3 strati	Dinamica SLV 1 ex+ ey+	1	1,1	1,35	4	0,2	6%	88806	1125000	2,5	0,08	4%
Parete 27	XLAM 100 mm - 3 strati	Dinamica SLV 8 ex+ ey+	1	1,1	1,35	4	0,63	19%	281969	1125000	2,5	0,25	12%
Parete 26	XLAM 100 mm - 3 strati	Dinamica SLV 1 ex+ ey-	1	1,1	1,35	4	0,51	16%	228113	1125000	2,5	0,2	10%
Parete 18	XLAM 100 mm - 3 strati	Dinamica SLV 1 ex+ ey-	1	1,1	1,35	4	0,19	6%	87559	1125000	2,5	0,08	4%
Parete 15	XLAM 100 mm - 3 strati	Dinamica SLV 4 ex+ ey-	1	1,1	1,35	4	0,44	14%	198167	1125000	2,5	0,18	9%
Parete 11	XLAM 100 mm - 3 strati	Dinamica SLV 1 ex+ ey-	1	1,1	1,35	4	0,19	6%	87559	1125000	2,5	0,08	4%
Parete 6	XLAM 100 mm - 3 strati	Dinamica SLV 1 ex+ ey-	1	1,1	1,35	4	0,51	16%	228113	1125000	2,5	0,2	10%
Parete 4	XLAM 100 mm - 3 strati	Dinamica SLV 5 ex- ey+	1	1,1	1,35	4	0,49	15%	222286	1125000	2,5	0,2	10%
Parete 3	XLAM 100 mm - 3 strati	Dinamica SLV 4 ex+ ey+	1	1,1	1,35	4	0,2	6%	88806	1125000	2,5	0,08	4%
Parete 1	XLAM 100 mm - 3 strati	Dinamica SLV 5 ex- ey+	1	1,1	1,35	4	0,5	15%	225624	1125000	2,5	0,2	10%

... omissis ...

Verifiche connessioni

Verifiche Hold Down – Ancoraggio di base

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

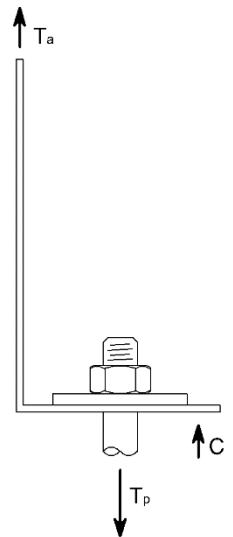
- rottura della chiodatura
- rottura lato acciaio dell'hold-down
- rottura dell'ancorante per calcestruzzo
- resistenza ad estrazione dell'ancorante per calcestruzzo

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 22	1,80	Base - hold down - angolari10	1	Dinamica SLV 8 ex+ ey+	Istantanea	71,63	79,80	8,52	1	8,52
Parete 25	0,92	Base - hold down - angolari2	2	Dinamica SLV 4 ex+ ey+	Istantanea	23,33	45,57	18,93	1	18,93
Parete 21	1,25	Base - hold down - angolari3	2	Dinamica SLV 4 ex+ ey+	Istantanea	49,35	76,84	18,40	1	18,40
Parete 19	1,65	Base - hold down - angolari2	2	Dinamica SLV 4 ex+ ey+	Istantanea	72,13	137,28	23,57	1	23,57
Parete 14	2,10	Base - hold down - angolari4	2	Dinamica SLV 4 ex+ ey+	Istantanea	99,08	201,94	23,31	1	23,31
Parete 12	1,65	Base - hold down - angolari2	2	Dinamica SLV 4 ex+ ey+	Istantanea	72,22	137,28	23,54	1	23,54

Resistenza chiodatura

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

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

in cui

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

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

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

in cui

$R_{s,k}$ 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

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

essendo:

f_{ub} la resistenza ultima a trazione dell'ancorante

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

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

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

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]	$T_{p,d}$ [kN]	$R_{t,k}$ [kN]	$R_{pull,k}$ [kN]	γ_{Mc}	$R_{p,d}$ [kN]	Modo rottura	Verifica
Parete 22	Base - hold down - angolari10	Dinamica SLV 8 ex+ ey+	1	8,52	38,60	42	1,1	1,4	1,25	30,33	8,52	70,65	80,42	1,8	44,68	Chiodatura	28%
Parete 25	Base - hold down - angolari2	Dinamica SLV 4 ex+ ey+	1	18,93	38,60	42	1,1	1,4	1,25	30,33	18,93	70,65	80,42	1,8	44,68	Chiodatura	62%
Parete 21	Base - hold down - angolari3	Dinamica SLV 4 ex+ ey+	1	18,40	38,60	42	1,1	1,4	1,25	30,33	18,40	70,65	80,42	1,8	44,68	Chiodatura	61%
Parete 19	Base - hold down - angolari2	Dinamica SLV 4 ex+ ey+	1	23,57	38,60	42	1,1	1,4	1,25	30,33	23,57	70,65	80,42	1,8	44,68	Chiodatura	78%
Parete 14	Base - hold down - angolari4	Dinamica SLV 4 ex+ ey+	1	23,31	38,60	42	1,1	1,4	1,25	30,33	23,31	70,65	80,42	1,8	44,68	Chiodatura	77%
Parete 12	Base - hold down - angolari2	Dinamica SLV 4 ex+ ey+	1	23,54	38,60	42	1,1	1,4	1,25	30,33	23,54	70,65	80,42	1,8	44,68	Chiodatura	78%
Parete 7	Base - hold down - angolari3	Dinamica SLV 4 ex+ ey+	1	19,41	38,60	42	1,1	1,4	1,25	30,33	19,41	70,65	80,42	1,8	44,68	Chiodatura	64%
Parete 5	Base - hold down - angolari2	Dinamica SLV 4 ex+ ey+	1	17,43	38,60	42	1,1	1,4	1,25	30,33	17,43	70,65	80,42	1,8	44,68	Chiodatura	57%

Verifiche Hold Down – Ancoraggio di interpiano

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

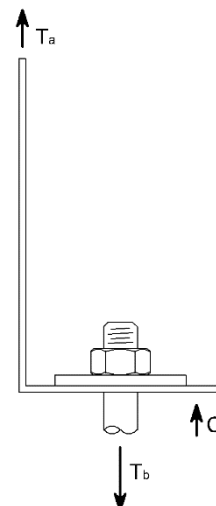
- rottura della chiodatura
- rottura lato acciaio dell'hold-down
- rottura del bullone

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 33	5,05	Interpiano	1	Dinamica SLV 5 ex- ey+	Istantanea	64,80	225,88	12,33	1	12,33
Parete 32	1,55	Interpiano	1	Dinamica SLV 4 ex+ ey+	Istantanea	49,02	45,75	5,00	1	5,00
Parete 30	3,47	Interpiano10	2	Dinamica SLV 5 ex- ey+	Istantanea	21,80	232,68	28,08	1	28,08
Parete 29	3,02	Interpiano	1	Dinamica SLV 1 ex+ ey-	Istantanea	59,42	148,68	19,52	1	19,52
Parete 36	1,45	Interpiano2	1	Dinamica SLV 1 ex+ ey-	Istantanea	31,42	35,07	8,48	1	8,48
Parete 41	2,30	Interpiano	1	Dinamica SLV 1 ex+ ey-	Istantanea	30,32	79,81	19,54	1	19,54
Parete 44	1,45	Interpiano2	1	Dinamica SLV 1 ex+ ey-	Istantanea	32,27	35,07	8,05	1	8,05
Parete 54	3,47	Interpiano7	2	Dinamica SLV 8 ex+ ey+	Istantanea	38,95	315,22	35,68	1	35,68
Parete 56	1,55	Interpiano	1	Dinamica SLV 1 ex+ ey+	Istantanea	40,55	45,71	9,22	1	9,22
Parete 51	1,80	Interpiano4	1	SLU orizzontale 5	Istantanea	89,52	1,16	0,00	1	0,00
Parete 53	0,92	Interpiano4	1	Dinamica SLV 1 ex+ ey+	Istantanea	7,18	17,35	15,27	1	15,27
Parete 49	1,25	Interpiano2	1	Dinamica SLV 1 ex+ ey+	Istantanea	25,56	30,43	11,56	1	11,56
Parete 46	1,65	Interpiano4	1	Dinamica SLV 1 ex+ ey+	Istantanea	33,76	61,95	20,66	1	20,66
Parete 43	2,10	Interpiano	1	Dinamica SLV 1 ex+ ey+	Istantanea	42,16	87,30	20,49	1	20,49
Parete 40	1,65	Interpiano4	1	Dinamica SLV 1 ex+ ey+	Istantanea	33,84	61,95	20,62	1	20,62

Resistenza chiodatura

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

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

in cui

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

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

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

in cui

$R_{s,k}$ 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

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

essendo:

f_{ub} la resistenza ultima a trazione dell'ancorante

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

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

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

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 33	Interpiano	Dinamica SLV 5 ex- ey+	1	12,33	57,90	63,4	1,1	1,4	1,25	45,49	12,33	70,65	56,52	Chiodatura	27%
Parete 32	Interpiano	Dinamica SLV 4 ex+ ey+	1	5,00	57,90	63,4	1,1	1,4	1,25	45,49	5,00	70,65	56,52	Chiodatura	11%
Parete 30	Interpiano10	Dinamica SLV 5 ex- ey+	1	28,08	57,90	63,4	1,1	1,4	1,25	45,49	28,08	70,65	56,52	Chiodatura	62%
Parete 29	Interpiano	Dinamica SLV 1 ex+ ey-	1	19,52	57,90	63,4	1,1	1,4	1,25	45,49	19,52	70,65	56,52	Chiodatura	43%
Parete 36	Interpiano2	Dinamica SLV 1 ex+ ey-	1	8,48	57,90	63,4	1,1	1,4	1,25	45,49	8,48	70,65	56,52	Chiodatura	19%
Parete 41	Interpiano	Dinamica SLV 1 ex+ ey-	1	19,54	57,90	63,4	1,1	1,4	1,25	45,49	19,54	70,65	56,52	Chiodatura	43%
Parete 44	Interpiano2	Dinamica SLV 1 ex+ ey-	1	8,05	57,90	63,4	1,1	1,4	1,25	45,49	8,05	70,65	56,52	Chiodatura	18%
Parete 54	Interpiano7	Dinamica SLV 8 ex+ ey+	1	35,68	57,90	63,4	1,1	1,4	1,25	45,49	35,68	70,65	56,52	Chiodatura	78%
Parete 56	Interpiano	Dinamica SLV 1 ex+ ey+	1	9,22	57,90	63,4	1,1	1,4	1,25	45,49	9,22	70,65	56,52	Chiodatura	20%

... 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]	V_a [kN]	k_t	V_p [kN]
Parete 22	1,80	Base - hold down - angolari10	1	Dinamica SLV 8 ex+ ey+	Istantanea	12,99	12,99	0,97	12,60
Parete 25	0,92	Base - hold down - angolari2	1	Dinamica SLV 4 ex+ ey+	Istantanea	9,07	9,07	0,97	8,80
Parete 21	1,25	Base - hold down - angolari3	1	Dinamica SLV 4 ex+ ey+	Istantanea	14,94	14,94	0,97	14,49
Parete 19	1,65	Base - hold down - angolari2	2	Dinamica SLV 4 ex+ ey+	Istantanea	24,45	12,22	0,97	11,86
Parete 14	2,10	Base - hold down - angolari4	4	Dinamica SLV 4 ex+ ey+	Istantanea	37,12	9,28	0,97	9,00
Parete 12	1,65	Base - hold down - angolari2	2	Dinamica SLV 4 ex+ ey+	Istantanea	24,45	12,22	0,97	11,86
Parete 7	1,25	Base - hold down - angolari3	1	Dinamica SLV 4 ex+ ey+	Istantanea	14,94	14,94	0,97	14,49
Parete 5	0,92	Base - hold down - angolari2	1	Dinamica SLV 4 ex+ ey+	Istantanea	9,07	9,07	0,97	8,80
Parete 23	1,55	Base - hold down - angolari11	1	Dinamica SLV 1 ex+ ey+	Istantanea	12,24	12,24	0,97	11,87
Parete 27	3,47	Base - hold down - angolari - A 1	6	Dinamica SLV 8 ex+ ey+	Istantanea	86,97	14,50	0,97	14,06
Parete 26	3,02	Base - hold down - angolari2	4	Dinamica SLV 1 ex+ ey-	Istantanea	61,24	15,31	0,97	14,85
Parete 18	1,45	Base - hold down - angolari12	1	Dinamica SLV 1 ex+ ey-	Istantanea	11,29	11,29	0,97	10,95
Parete 15	2,30	Base - hold down - angolari2	3	Dinamica SLV 4 ex+ ey-	Istantanea	40,51	13,50	0,97	13,10
Parete 11	1,45	Base - hold down - angolari12	1	Dinamica SLV 1 ex+ ey-	Istantanea	11,29	11,29	0,97	10,95
Parete 6	3,02	Base - hold down - angolari2	4	Dinamica SLV 1 ex+ ey-	Istantanea	61,24	15,31	0,97	14,85
Parete 4	5,05	Base - hold down - angolari5	10	Dinamica SLV 5 ex- ey+	Istantanea	99,78	9,98	0,97	9,68
Parete 3	1,55	Base - hold down - angolari11	1	Dinamica SLV 4 ex+ ey+	Istantanea	12,24	12,24	0,97	11,87
Parete 1	3,47	Base - hold down - angolari - A 1	6	Dinamica SLV 5 ex- ey+	Istantanea	69,59	11,60	0,97	11,25
Parete 8	1,50	Base - hold down - angolari11	1	Dinamica SLV 4 ex+ ey+	Istantanea	12,04	12,04	0,97	11,68
Parete 16	1,50	Base - hold down - angolari11	1	Dinamica SLV 4 ex+ ey+	Istantanea	12,04	12,04	0,97	11,68
Parete 13	2,20	Base - hold down - angolari13	1	Dinamica SLV 8 ex+ ey+	Istantanea	13,43	13,43	0,97	13,03
Parete 24	3,25	Base - hold down - angolari7	4	Dinamica SLV 8 ex+ ey+	Istantanea	64,30	16,08	0,97	15,59
Parete 17	2,12	Base - hold down - angolari8	2	Dinamica SLV 8 ex+ ey+	Istantanea	29,45	14,73	0,97	14,29
Parete 10	2,12	Base - hold down - angolari9	2	Dinamica SLV 8 ex- ey+	Istantanea	21,46	10,73	0,97	10,41

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

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

in cui:

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

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 22	Base - hold down - angolari10	Dinamica SLV 8 ex+ ey+	1	12,99	22,10	1,1	1,4	17,36	75%	12,60	34	1,25	27,2	46%
Parete 25	Base - hold down - angolari2	Dinamica SLV 4 ex+ ey+	1	9,07	22,10	1,1	1,4	17,36	52%	8,80	34	1,25	27,2	32%
Parete 21	Base - hold down - angolari3	Dinamica SLV 4 ex+ ey+	1	14,94	22,10	1,1	1,4	17,36	86%	14,49	34	1,25	27,2	53%
Parete 19	Base - hold down - angolari2	Dinamica SLV 4 ex+ ey+	1	12,22	22,10	1,1	1,4	17,36	70%	11,86	34	1,25	27,2	44%

Parete 14	Base - hold down - angolari4	Dinamica SLV 4 ex+ ey+	1	9,28	22,10	1,1	1,4	17,36	53%	9,00	34	1,25	27,2	33%
Parete 12	Base - hold down - angolari2	Dinamica SLV 4 ex+ ey+	1	12,22	22,10	1,1	1,4	17,36	70%	11,86	34	1,25	27,2	44%

... omissis ...

Verifiche degli angolari fissati su legno – Giunzioni legno-legno

La resistenza di progetto R_d dell'angolare è stata determinata come il valore che porta alla rottura dell'angolare e/o del gruppo di connettori del collegamento.

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

Nome parete	Lunghezza [m]	Nome connessione	Numero ancoraggi	Comb.	Dur.	V2 [kN]	Va [kN]
Parete 33	5,05	Interpiano	6	Dinamica SLV 5 ex- ey+	Istantanea	67,78	11,30
Parete 32	1,55	Interpiano	1	Dinamica SLV 4 ex+ ey+	Istantanea	12,04	12,04
Parete 30	3,47	Interpiano10	4	Dinamica SLV 5 ex- ey+	Istantanea	54,47	13,62
Parete 29	3,02	Interpiano	3	Dinamica SLV 1 ex+ ey-	Istantanea	39,97	13,32
Parete 36	1,45	Interpiano2	1	Dinamica SLV 1 ex+ ey-	Istantanea	10,96	10,96
Parete 41	2,30	Interpiano	2	Dinamica SLV 1 ex+ ey-	Istantanea	24,94	12,47
Parete 44	1,45	Interpiano2	1	Dinamica SLV 1 ex+ ey-	Istantanea	10,96	10,96
Parete 54	3,47	Interpiano7	6	Dinamica SLV 8 ex+ ey+	Istantanea	78,40	13,07

... omissis ...

Resistenza angolare

Il valore di progetto della resistenza a taglio del singolo angolare viene valutato come

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

in cui:

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

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 al materiale

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.

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

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 sul singolo angolare

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]	$R_{a,k,dens}$ [kN]	k_{mod}	γ_M	$R_{a,d}$ [kN]	Verifica
Parete 33	Interpiano	Dinamica SLV 5 ex- ey+	1	11,30	20,90	1,1	1,4	16,42	69%
Parete 32	Interpiano	Dinamica SLV 4 ex+ ey+	1	12,04	20,90	1,1	1,4	16,42	73%
Parete 30	Interpiano10	Dinamica SLV 5 ex- ey+	1	13,62	20,90	1,1	1,4	16,42	83%
Parete 29	Interpiano	Dinamica SLV 1 ex+ ey-	1	13,32	20,90	1,1	1,4	16,42	81%
Parete 36	Interpiano2	Dinamica SLV 1 ex+ ey-	1	10,96	20,90	1,1	1,4	16,42	67%
Parete 41	Interpiano	Dinamica SLV 1 ex+ ey-	1	12,47	20,90	1,1	1,4	16,42	76%
Parete 44	Interpiano2	Dinamica SLV 1 ex+ ey-	1	10,96	20,90	1,1	1,4	16,42	67%
Parete 54	Interpiano7	Dinamica SLV 8 ex+ ey+	1	13,07	20,90	1,1	1,4	16,42	80%
Parete 56	Interpiano	Dinamica SLV 1 ex+ ey+	1	12,04	20,90	1,1	1,4	16,42	73%
Parete 51	Interpiano4	Dinamica SLV 8 ex+ ey+	1	7,89	20,90	1,1	1,4	16,42	48%
Parete 53	Interpiano4	Dinamica SLV 1 ex+ ey+	1	5,03	20,90	1,1	1,4	16,42	31%
Parete 49	Interpiano2	Dinamica SLV 1 ex+ ey+	1	9,38	20,90	1,1	1,4	16,42	57%
Parete 46	Interpiano4	Dinamica SLV 1 ex+ ey+	1	8,08	20,90	1,1	1,4	16,42	49%
Parete 43	Interpiano	Dinamica SLV 1 ex+ ey+	1	11,80	20,90	1,1	1,4	16,42	72%
Parete 40	Interpiano4	Dinamica SLV 1 ex+ ey+	1	8,08	20,90	1,1	1,4	16,42	49%
Parete 35	Interpiano2	Dinamica SLV 1 ex+ ey+	1	9,38	20,90	1,1	1,4	16,42	57%
Parete 34	Interpiano4	Dinamica SLV 4 ex+ ey+	1	5,59	20,90	1,1	1,4	16,42	34%

... 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

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

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

d_r : 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 22	3,20	Dinamica SLD 8 ex+ ey+	1,30	16,00	8%
Parete 25	3,20	Dinamica SLD 1 ex+ ey+	1,65	16,00	10%
Parete 21	3,20	Dinamica SLD 1 ex+ ey+	1,65	16,00	10%
Parete 19	3,20	Dinamica SLD 1 ex+ ey+	1,65	16,00	10%
Parete 14	3,20	Dinamica SLD 1 ex+ ey+	1,65	16,00	10%
Parete 12	3,20	Dinamica SLD 1 ex+ ey+	1,65	16,00	10%
Parete 7	3,20	Dinamica SLD 1 ex+ ey+	1,65	16,00	10%
Parete 5	3,20	Dinamica SLD 1 ex+ ey+	1,65	16,00	10%
Parete 23	3,20	Dinamica SLD 1 ex+ ey+	1,56	16,00	10%
Parete 27	3,20	Dinamica SLD 8 ex+ ey+	1,36	16,00	9%
Parete 26	3,20	Dinamica SLD 1 ex+ ey-	1,61	16,00	10%
Parete 18	3,20	Dinamica SLD 1 ex+ ey-	1,61	16,00	10%

... omissis ...