

---

**Comune di Soiano del Lago (BS)**

Via Amedeo Ciucani, 5 25080 Soiano del Lago (BS)

**PROGETTO ESECUTIVO**

**INCARICO RELATIVO ALL'AFFIDAMENTO DEL SERVIZIO TECNICO DI PROGETTAZIONE  
DELL'AMPLIAMENTO DELLA SCUOLA DELL'INFANZIA DON EUGENIO BIASI IN VIA TREVISAGO  
di cui alla determinazione n.102/2024**

**CUP D68H25000530006**

**CIG B3FD04D5F7**

**RUP Geom. Fabrizio Cecchin**

---

Progetto finanziato dall'Unione Europea – Next Generation EU – Finanziato dal “Piano Nazionale di Ripresa e Resilienza (PNRR)

Missione 4: Istruzione e ricerca

Componente 1: Potenziamento dell'offerta dei servizi di istruzione: dagli asili nido alle università

Investimento 1.1: Piano per asili nido e scuole dell'infanzia e servizi di educazione e cura per la prima infanzia

---

Progettista:

**Arch. Giorgio Vezzoli**

Iscritto all'ordine degli Architetti, Pianificatori, Paesaggisti e Conservatori della Provincia Di Brescia al numero 2287

Via del Risorgimento n. 27 – 25127 Brescia (BS)

architecture@giorgiovezzoli.it

giorgio.vezzoli@archiworldpec.it

---



## *Indice*

<b>1. DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI .....</b>	<b>3</b>
1.1 Descrizione dell'intervento .....	3
1.2 Descrizione del sistema strutturale del nuovo blocco .....	4
<b>2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO E MATERIALI .....</b>	<b>5</b>
2.1 Normativa .....	5
<b>3. COPRIFERRI MINIMI DELLE STRUTTURE DI FONDAZIONE .....</b>	<b>6</b>
3.1 Durabilità.....	7
<b>4. ANALISI DEI CARICHI .....</b>	<b>9</b>
4.1 Carichi permanenti portati .....	9
4.1.1 Copertura .....	9
4.2 Carichi variabili – .....	10
4.2.1 Destinazione d'uso.....	10
4.2.2 Carico neve.....	10
4.2.3 Azione del vento .....	11
4.2.4 Parametri per il calcolo sismico .....	15
<b>5. CRITERI GENERALI DELLA MODELLAZIONE .....</b>	<b>16</b>
5.1 Strumenti di modellazione .....	16
5.2 Criteri di modellazione .....	16
5.3 Metodo di verifica .....	17
5.4 Resistenza di calcolo dei materiali.....	18
5.5 Azioni di calcolo e combinazioni .....	18
5.6 Stratigrafie e caratteristiche meccaniche.....	19
<b>6. ANALISI DEL NUOVO FABBRICATO .....</b>	<b>20</b>
6.1 Modellazione.....	20
6.2 Controlli preliminari .....	23
6.1 Controlli manuali sull'ordine di grandezza dell'output della modellazione .....	23
6.2 Tipologia di analisi effettuata .....	25

<b>6.3 Coefficienti di combinazione .....</b>	<b>28</b>
<b>6.4 Spettri di risposta .....</b>	<b>29</b>
<b>6.5 Modi di vibrare principali.....</b>	<b>32</b>
<b>6.6 VERIFICHE.....</b>	<b>33</b>
6.6.1 Verifica trave di fondazione .....	33
6.6.2 Verifica solaio XLAM .....	36
6.6.3 Verifica parete in xlam .....	42
6.6.1 Verifica trave GL24h pergolato esterna .....	50
6.6.2 Verifica colonna interna .....	51
6.6.3 Verifica collegamenti.....	53
<b>7. DICHIARAZIONE DI CONFORMITÀ DEI PROGRAMMI DI CALCOLO UTILIZZATI .....</b>	<b>62</b>
<b>7.1 Programma di calcolo strutturale Sismicad 13 .....</b>	<b>62</b>

## 1. DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI

### 1.1 Descrizione dell'intervento

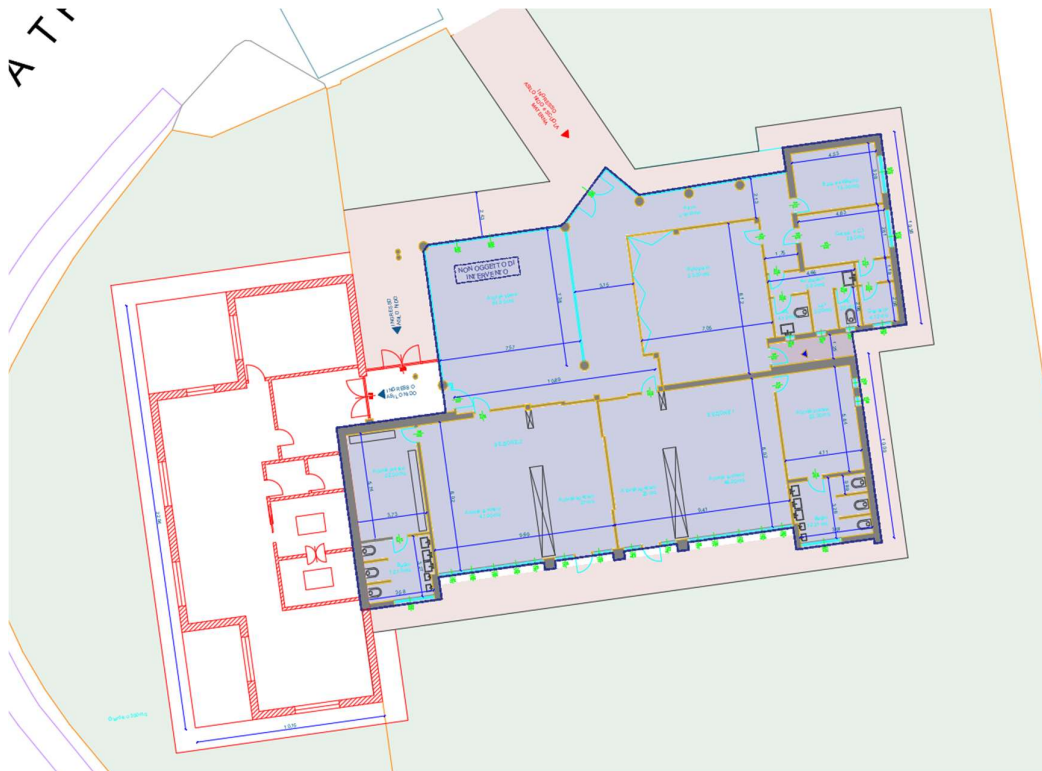
Il progetto architettonico alla base della progettazione strutturale prevede la realizzazione di un ampliamento edilizio organizzato su una superficie complessiva pari a circa **250 m<sup>2</sup>**, inscrivibile in prima analisi, in una geometria rettangolare di dimensioni pari a **12X23 m**.

Nello specifico, l'organizzazione volumetrica del compendio risulta caratterizzata da un blocco che si innalza per un solo piano fuori terra e che viene realizzato a lato dell'asilo esistente.

Sulla base della geometria assegnata, l'intero corpo viene strutturalmente separato dall'esistente tramite un giunto sismico, al fine di governare al meglio e con la necessaria ragionevolezza tecnica, la regolarità della costruzione oltre agli effetti deformativi termici e sismici che caratterizzano il comportamento generale dell'opera. Il giunto viene opportunamente dimensionato per evitare il martellamento tra costruzioni contigue.

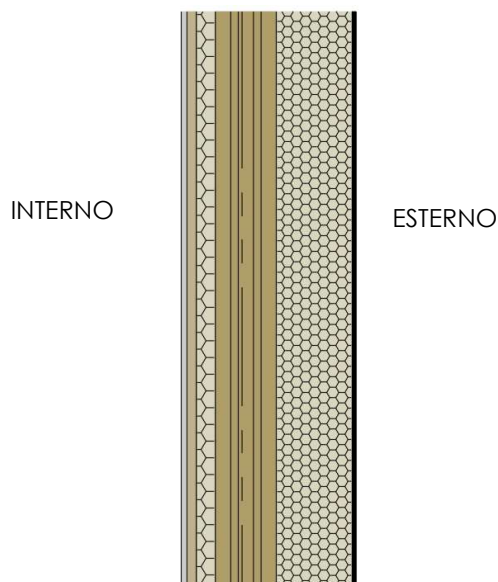
La creazione dei giunti fra i corpi di fabbrica permette pertanto la trattazione separata del problema strutturale.

La suddivisione dei corpi di fabbrica è riportata nell'immagine seguente (in rosso: nuovo fabbricato; in blu: edificio esistente):





È opportuno precisare come l'intervento edilizio sia caratterizzato dal diffuso utilizzo sul perimetro esterno dal sistema costruttivo in XLAM. Di seguito si riporta la stratigrafia tipologica delle pareti perimetrali del blocco A:



La monoliticità di tale tecnologia si configura giocoforza come un elemento significativo nelle scelte strutturali adottate nell'organizzazione del comportamento dei corpi.

## 1.2 Descrizione del sistema strutturale del nuovo blocco

Il nuovo blocco si sviluppa a lato dell'asilo esistente e si prevede organizzato secondo un sistema portante verticale composto da pareti in xlam perimetrali ed interne, a meno della zona in comune con il fabbricato esistente. Qui si è scelto un sistema trave colonna ed un tamponamento non strutturale. La copertura è realizzata tramite solaio xlam per garantire il comportamento scatolare e la rigidità nel piano.

Dal punto di vista vibrazionale l'input sismico è stato imposto a partire dal piano terra (quota +181 m).

## 2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO E MATERIALI

### 2.1 Normativa

- [1] **D.P.R. 380/2001 (come modificato dal D.Lgs. 301/2002)** "Testo unico edilizia";
- [2] **G.U. n. 245 del 20 ottobre 2001** "Supplemento Ordinario n. 239 (Rettifica G.U. n. 47 del 25 febbraio 2002) e G.U. n. 16 del 21 gennaio 2003";
- [3] **D.M. 17 gennaio 2018** "Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni"
- [4] **Circolare 21 gennaio 2019, n. 7** "Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 17 gennaio 2018
- [5] **Delibera della Giunta provinciale n. 27** dell'11 gennaio 2008 "Direttiva per l'applicazione dopo l'1/1/2008 delle Norme tecniche per le costruzioni";
- [6] **D.M. 03/08/2015** "Codice di previsione incendi";
- [7] **Decreto Ministeriale Min. LL. PP. 09/01/1996** "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche";
- [8] **Decreto Ministeriale Min. LL. PP 16/01/1996** "Norme tecniche relative ai Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi";
- [9] **Circolare Min. LL. PP 04/07/1996** "Istruzioni per l'applicazione delle norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi";
- [10] **Circolare Min. LL. PP 15/10/1996 n.252** "Istruzioni per l'applicazione delle norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche di cui al D.M. 9 gennaio 1996";
- [11] **UNI-EN 1992-1-1 2005 Eurocodice 2** "Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici";
- [12] **UNI EN 1995-1-1:2005 Eurocodice 5** "Progettazione delle strutture di legno – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici";
- [13] **UNI EN 1998-1:2005 Eurocodice 8** "Design of structures for earthquake resistance -Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings".

### 3. COPRIFERRI MINIMI DELLE STRUTTURE DI FONDAZIONE

Per la definizione del copriferro adottato nelle calcolazioni è stato valutato sulla base dell'approccio multidisciplinare richiesto dalle normative rispetto al comportamento della struttura dal punto di vista dei seguenti aspetti:

- 1- Durabilità
- 2- Resistenza al fuoco

Le valutazioni computazionali eseguite sono state impostate pertanto rispettando i copriferri necessari alla durabilità in **condizioni ambientali ordinarie** (come secondo tabelle 4.1.III del DM 17/01/2018 e C4.1.IV della circolare del 21/01/2018).

Tab. 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

Condizioni ambientali	Classe di esposizione
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Tabella C4.1.IV - Copriferri minimi in mm

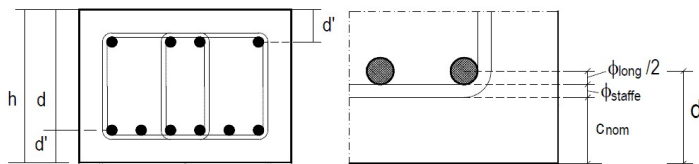
			barre da c.a. elementi a piastra		barre da c.a. altri elementi		cavi da c.a.p. elementi a piastra		cavi da c.a.p. altri elementi	
C <sub>min</sub>	C <sub>o</sub>	ambiente	C ≥ C <sub>o</sub>	C <sub>min</sub> ≤ C < C <sub>o</sub>	C ≥ C <sub>o</sub>	C <sub>min</sub> ≤ C < C <sub>o</sub>	C ≥ C <sub>o</sub>	C <sub>min</sub> ≤ C < C <sub>o</sub>	C ≥ C <sub>o</sub>	C <sub>min</sub> ≤ C < C <sub>o</sub>
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C30/37	C40/50	aggressivo	25	30	30	35	35	40	40	45
C35/45	C45/55	molto ag.	35	40	40	45	45	50	50	50

La classe di resistenza minima C<sub>min</sub> indicata in tabella deve comunque intendersi riferita alla pertinente classe di esposizione di cui alla UNI EN 206:2016 richiamata nella Tabella 4.1.III delle NTC.

I copriferri indicati nella circolare del DM 17/01/2018 indicano il ricoprimento di calcestruzzo misurato dal bordo del calcestruzzo al filo esterno delle barre, come mostrato nella figura seguente.

$$C_{nom} = \max(C_{min,b}, C_{min,dur}) + 10 \text{ (mm)} \geq 20 \text{ mm}$$

$$C_{min,b} = \phi \sqrt{n_b} \quad n_b \text{ numero di barre di un eventuale gruppo di barre; per barra singola } n_b = 1.$$



Altezze d e d'

Per quanto riguarda tutti gli elementi metallici strutturali, la resistenza al fuoco viene garantita mediante l'applicazione di opportune vernici intumescenti.

### 3.1 Durabilità

Il copriferro nominale di progetto è dato dalla seguente espressione:

$$C_{nom} = C_{min} + \Delta C_{dev}$$

Dove:

$C_{nom}$  = valore nominale di progetto

$C_{min}$  = valore minimo del copri ferro

$\Delta C_{dev}$  = tolleranza di esecuzione relativa al copri ferro (assunto di norma pari a 10mm)

Il valore minimo del copri ferro è dato da:

$$C_{min} = \text{MAX} (C_{min,b} ; C_{min,dur} ; 10 \text{ mm})$$

Dove:

$C_{min,b}$  = copri ferro minimo necessario per l'aderenza delle armature (da assumersi pari al diametro della barra stessa)

$C_{min,dur}$  = copri ferro minimo correlato alle condizioni ambientali (durabilità)

La dimensione minima da assumere per il copri ferro in relazione alle condizioni ambientali ( $C_{min,dur}$ ), sono funzione della classe strutturale e della classe ambientale e vengono ricavate dalla tabella 4.4N dell'Eurocodice 2 di seguito riportata:

Classe Strutturale	Classi di esposizione ambientale						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1 / XS1	XD2 / XS2	XD3 / XS3
<b>S1</b>	10	10	10	15	20	25	30
<b>S2</b>	10	10	15	20	25	30	35
<b>S3</b>	10	10	20	25	30	35	40
<b>S4</b>	10	15	25	30	35	40	45
<b>S5</b>	15	20	30	35	40	45	50
<b>S6</b>	20	25	35	40	45	50	55

Seguendo la norma UNI-EN 1992-1-1, la classe di esposizione degli elementi strutturali dell'intera costruzione è la XC1 per gli elementi interni e la XC2 per gli elementi fondazionali e controterra.

Per una vita nominale ( $V_n$ ) della struttura pari a 50 anni viene ricavata, in corrispondenza della classe strutturale S4, il copri ferro nominale ( $C_{min,dur}$ ).

Per la determinazione della classe strutturale si può fare riferimento alla tabella 4.3 N dell'eurocodice di seguito riportata:

Tabella 4.3 N - Determinazione Classe Strutturale							
Criteri	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1	XD2/XS1	XD3/XS2/XS3
Vita di progetto di 100 anni	Incrementa la classe di 2	Incrementa la classe di 2	Incrementa la classe di 2	Incrementa la classe di 2	Incrementa la classe di 2	Incrementa la classe di 2	Incrementa la classe di 2
Classe di resistenza	$\geq C30/37$ riduci la classe di 1	$\geq C30/37$ riduci la classe di 1	$\geq C35/45$ riduci la classe di 1	$\geq C40/50$ riduci la classe di 1	$\geq C40/50$ riduci la classe di 1	$\geq C40/50$ riduci la classe di 1	$\geq C45/55$ riduci la classe di 1
Parti con geometria a piastra	riduci la classe di 1	riduci la classe di 1	riduci la classe di 1	riduci la classe di 1	riduci la classe di 1	riduci la classe di 1	riduci la classe di 1
Speciali controlli di qualità sui calcestruzzi	riduci la classe di 1	riduci la classe di 1	riduci la classe di 1	riduci la classe di 1	riduci la classe di 1	riduci la classe di 1	riduci la classe di 1

Si riporta di seguito il copriferro minimo dei principali elementi strutturali, calcolati dal punto di vista della durabilità:

Elemento	Classe di esposizione	Classe di calcestruzzo minima	Classe strutturale	Durabilità + Tolleranza di posa $c_{min} + \Delta c_{dev}$ (mm)	Copriferro adottato (mm)
Fondazioni	XC2	C28/35	S4	25+10=35	<b>40</b>

#### 4. ANALISI DEI CARICHI

A livello di carichi permanenti agenti sono stati considerati il peso proprio delle strutture portanti, il valore di carico permanente portato valutato sulla base delle stratigrafie indicate nel progetto architettonico, incrementato a favore di sicurezza.

Per quanto riguarda i carichi accidentali sono stati assunti i valori indicati nella tabella 3.1.II della NTC 2018.

##### 4.1 Carichi permanenti portati

Segue in forma tabellare l'analisi dei carichi permanenti portati  $g_{2k}$ :

###### 4.1.1 Copertura

Stratigrafia	Base (m)	Spessore / altezza (m)	Interasse (m)	Peso specifico (kN/m <sup>3</sup> )	Peso per unità di superficie (kN/m <sup>2</sup> )
Telo filtrante + pannello di accumulo + stuoia protettiva + guaina impermeabilizzante	-	-	-	-	0.15
Isolante pendenziato	-	0.2	-	1.10	0.22
Pannelli fotovoltaici	-	-	-	-	0.30
Controsoffitto	-	-	-	-	0.50
<b>Totale arrotondato</b>					<b>1.2</b>

A favore di sicurezza, in questa fase progettuale si è considerato un peso pari a 1,5 kN/mq.

###### - Piano terra

Stratigrafia	Base (m)	Spessore / altezza (m)	Interasse (m)	Peso specifico (kN/m <sup>3</sup> )	Peso per unità di superficie (kN/m <sup>2</sup> )
Finitura superiore in gres	-	-	-	-	0.40
Massetto autolivellante	-	0.05	-	20.00	1.00
Pavimento radiante	-	0.045	-	-	0.20
Massetto alleggerito	-	-	-	-	1.25
Isolante	-	0.15	-	1	0.15
Pareti divisorie interne	-	-	-	-	0.80
<b>Totale arrotondato</b>					<b>3.80</b>

## 4.2 Carichi variabili –

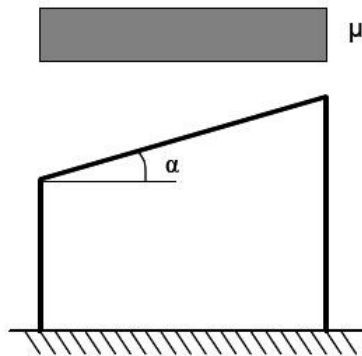
### 4.2.1 Destinazione d'uso

La destinazione d'uso dei locali scolastici è assunta pari a **3.00 kN/m<sup>2</sup>** – Cat. C1 (Tab. 3.1.II delle NTC 17/01/2018). Sulla copertura si prevede la destinazione dedicata alla sola manutenzione.

Le categorie di utilizzo sono riassunte nella seguente tabella, in conformità alla tabella 3.1.II del DM 17/01/2018.

Cat.	Ambienti	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$Q_k$ [kN]	$q_k$ [kN/m]
C1	Scuole-ristoranti-ricevimento	<b>3,00</b>	3,00	1,00
H1	Coperture accessibili per sola manutenzione	<b>0,50</b>	1,20	1,00

### 4.2.2 Carico neve



<b>Regione:</b>	Lombardia/Brescia
<b>Ubicazione:</b>	Zona I - Alpina
<b>Quota sito s.l.m.m. as:</b>	181 m
<b>Topografia:</b>	Normale
<b>Coefficiente di esposizione CE:</b>	1.00
<b>Coefficiente termico Ct:</b>	1.00
<b>qsk (neve al suolo - TR=100anni):</b>	1.50 kN/m <sup>2</sup>
<b>Angolo falda sull'orizzontale:</b>	0°
<b>Coefficiente di forma <math>\mu_1</math>:</b>	0.80
<b>Carico neve su falda:</b>	<b>q = 1.20 kN/m<sup>2</sup></b>

#### 4.2.3 Azione del vento

La pressione cinetica del vento è stata calcolata seguendo quanto riportato nella CNR-DT 207 "Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni".

La pressione del vento è data dall'espressione:

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

dove:

$$q_r = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V_r^2 = 391 \text{ N/m}^2 \quad \text{Pressione cinetica di riferimento}$$

PRESSIONE CINETICA DI RIFERIMENTO	
-----------------------------------	--

$q_r$	391 N/m <sup>2</sup>
-------	----------------------

$\rho$	1,25 kg/m <sup>3</sup>
--------	------------------------

$$V_r = V_b \times c_r = 25.00 \times 1.00 = 25 \text{ m/s} \quad \text{Velocità di riferimento}$$

VELOCITA' DI RIFERIMENTO	
--------------------------	--

$V_b$	25 m/s
$T_r$	50
$C_r$	1,00
$V_r$	25 m/s

ZONA	1
CLASSE RUGOSITA'	C
CATEGORIA DI ESPOSIZIONE	II

$$V_b = V_{b,0} \times c_a = 25 \text{ m/s} \quad \text{Velocità base di riferimento}$$

VELOCITA' BASE DI RIFERIMENTO	
-------------------------------	--

$V_{b0}$	25 m/s
$C_a$	1

$V_b$	25 m/s
$a_s$	181 m
$a_0$	1000 m



$ce(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) \cdot [7 + c_t \cdot \ln(z/z_0)]$  Coefficiente di esposizione

COEFFICIENTE DI ESPOSIZIONE
-----------------------------

Ce	1,71
Kr	0,2
Ct	1
Z	4
Z0	0,1

$C_{pe} = 0.7 + 0.1 \cdot xH/D$  coefficiente di pressione per facce sopravento in edifici a pianta rettangolare

COEFFICIENTE DI PRESSIONE ESTERNA
--------------------------------------

Cpe	0,73
H	4
D	12

Da CNR/DT 207 R1/2018 possiamo dedurre il coefficiente di pressione interna che è in questo caso pari a  $c_{pi} = 0.75 \cdot c_{pe} = 0.55$

**Tabella G.IX** – Coefficienti di pressione interna per edifici con una superficie dominante (per valori intermedi della superficie dominante è consentita l'interpolazione lineare)

Area delle aperture sulla superficie dominante pari ad almeno il doppio dell'area delle aperture sulle altre superfici	$c_{pi} = 0,75 \cdot c_{pe}$
Area delle aperture sulla superficie dominante pari ad almeno il triplo dell'area delle aperture sulle altre superfici	$c_{pi} = 0,90 \cdot c_{pe}$

COEFFICIENTE DI PRESSIONE INTERNA
--------------------------------------

Cpi	-0.75 * Cpe = -0,55
-----	---------------------

L'azione statica equivalente maggiore da applicare sulla struttura in fase di progetto è risulta pari a:

$$p = q_r \cdot ce \cdot (C_{pe} - C_{pi}) \cdot cd = \mathbf{900 \text{ N/m}^2}$$

**AZIONE STATICA  
EQUIVALENTE**

P	850 N/m <sup>2</sup>
q <sub>r</sub>	391 N/m <sup>2</sup>
c <sub>e</sub>	1,71
C <sub>pe</sub>	0,73
C <sub>pi</sub>	0,54
c <sub>d</sub>	1

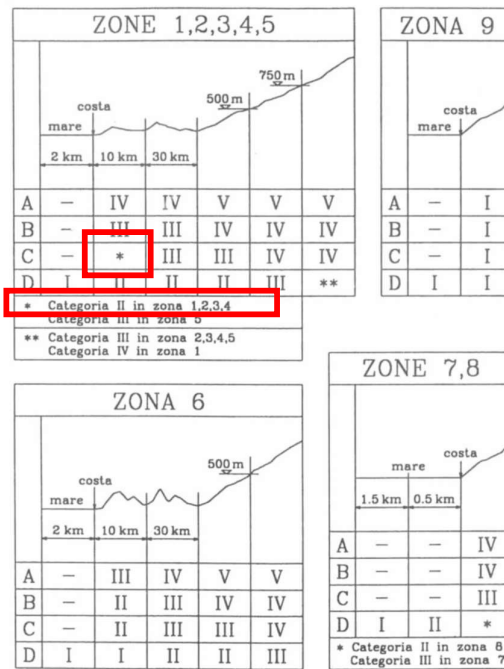
Di seguito si riportano i parametri e le tabelle di riferimento utilizzate per l'individuazione del posto e della pressione cinetica di riferimento del vento:

**Tabella 3.I** – Valori dei parametri  $v_{b,0}$ ,  $a_0$  e  $k_a$  per le diverse zone italiane.

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ (m/s)	$a_0$ (m)	$k_a$
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,40
2	Emilia Romagna	25	750	0,45
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,37
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,36
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,40
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,36
7	Liguria	28	1000	0,54
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,50
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,32

**Tabella 3.II** – Valori dei parametri  $k_r$ ,  $z_0$ , e  $z_{min}$  per le diverse categorie di esposizione.

Categorie di esposizione del sito	$k_r$	$z_0$ (m)	$z_{min}$ (m)
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12



**Figura 3.3** – Criterio di assegnazione della categoria di esposizione per le diverse zone italiane.

**Tabella 3.III** - Classi di rugosità del terreno.

Classi di rugosità	Descrizione
A	Area urbana, in cui almeno il 15% della superficie del terreno sia coperto da edifici la cui altezza media supera i 15 m.
B	Area urbana (non di classe A), suburbana, industriale o boschiva
C	Area con ostacoli diffusi (quali alberi, case, muri, recinzioni, .....); aree con rugosità non riconducibile alle Classi A, B, D.
D	a) Mare e relativa fascia costiera (entro 2 km dalla riva) b) Lago (con larghezza pari ad almeno 1 km) e relativa fascia costiera (entro 1 km dalla riva) c) Area priva di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, ...)

#### 4.2.4 Parametri per il calcolo sismico

La posizione geografica dell'edificio è di seguito individuata:

latitudine 45.535370

longitudine 10.516424

Seguono i parametri sismici relativi al sito in questione.

Tipo di costruzione	3 - Costruzioni con livelli di prestazioni elevati				
Vn	Default (100)				
Classe d'uso	III				
Località:	Brescia, Soiano Del Lago, Soiano Latitudine ED50 45,5354° (45° 32' 7") Longitudine ED50 10,5164° (10° 30' 59") Altitudine s.l.m. 184,41 m				Dettagli...
Vr	Default (150)				
Stato limite	Pvr(%)	Tr(anni)	Ag/g	Fo	Tc*(s)
SLO	Default (81)	90	Default (0,0773)	Default (2,486)	Default (0,25)
SLD	Default (63)	151	Default (0,0991)	Default (2,48)	Default (0,255)
SLV	Default (10)	1424	Default (0,2352)	Default (2,473)	Default (0,284)
SLC	Default (5)	2475	Default (0,2854)	Default (2,443)	Default (0,29)

I parametri utilizzati per il calcolo degli spettri di risposta sismici sono pertanto i seguenti:

**$V_N = 100$  anni**

**Classe di utilizzo: III,**

**$C_U = 1,5$**

**Sottosuolo: Tipo C**

**Cat. Topografica: T1**

Il fattore di comportamento assunto per la definizione degli spettri di progetto è pari a 2.5 per pannelli di parete incollati a strati incrociati.

## **5. CRITERI GENERALI DELLA MODELLAZIONE**

Nel presente paragrafo si riportano i principali criteri utilizzati in fase di modellazione per i corpi d'opera in progetto.

### **5.1 Strumenti di modellazione**

Il calcolo preliminare degli elementi strutturali è stato condotto sia tramite calcoli manuali e microsoft excel, sia con l'ausilio di programmi agli elementi finiti. In particolare, le analisi FEM sono state condotte utilizzando i seguenti strumenti di modellazione e verifica:

- Modellazione generale per le verifiche normative statico-sismiche:
  - o Concrete SismiCad 13
- Analisi delle opere geotecniche di fondazione:
  - o Califfo

Il ricorso alla modellazione complessiva ha permesso di analizzare i fattori dimensionanti delle opere strutturali, funzionale alla completa definizione del livello di progettazione richiesto.

Il lavoro è stato pertanto impostato sulla determinazione dell'organizzazione strutturale necessaria a garantire il corretto e ponderato governo dei carichi nel rispetto delle geometrie architettoniche, edilizie e tecnologiche che compongono l'opera.

Il modello realizzato ha pertanto permesso di ottenere una completa valutazione della proposta strutturale, sia per quanto riguarda le verifiche di resistenza e di deformazione, sia per quanto concerne il rispetto delle molteplici prescrizioni normative richieste dalla norma.

Nei paragrafi seguenti verranno pertanto esposti in via preordinata i criteri di modellazione di tutto il corpo di fabbrica e, a seguire, saranno presentati i principali risultati ottenuti in fase di verifica.

### **5.2 Criteri di modellazione**

Si riportano di seguito i principali criteri utilizzati nella modellazione e nella verifica delle strutture:

- L'approccio utilizzato per l'analisi di ciascun corpo prevede come primo passo l'analisi e la verifica delle strutture considerando gli elementi sismo resistenti incastrati alla base, mentre gli elementi verticali secondari, la cui rigidezza e resistenza alle azioni orizzontali viene trascurata in quanto inferiore al 15% dell'analogo contributo degli elementi primari (*paragrafo 7.2.3 DM 17/01/2018*), vengono modellati come elementi incernierati alle estremità e non partecipano in termini di rigidezza al comportamento sismico globale;
- La costruzione è stata progettata in accordo con quanto riportato al *paragrafo 7.2.2 del DM 17/01/2018* assumendo un comportamento strutturale non dissipativo;

- Per la verifica degli elementi strutturali è stata svolta una analisi lineare dinamica (analisi modale) andando a considerare tutti i modi di vibrazione che costituiscono un contributo significativo alla risposta dinamica della struttura.
- La quota dello zero sismico viene presa in corrispondenza dell'estradosso fondazionale di ogni singolo corpo;
- Il dimensionamento delle strutture di fondazione e la verifica di sicurezza del complesso fondazione-terreno sono state condotte come specificato nel paragrafo 7.2.5 del DM 17/01/2018 considerando come azioni in fondazione quelle derivanti dagli elementi sovrastanti nell'ipotesi di comportamento strutturale non dissipativo;
- Per meglio apprezzare il comportamento dell'insieme fondazioni-terreno, l'analisi fondazionale è eseguita assumendo un comportamento del terreno elasto-plastico in modo tale che non vi siano zone di terreno che reagiscano a trazione;

### 5.3 Metodo di verifica

Il dimensionamento e le verifiche delle strutture sia in campo statico che sismico vengono eseguite con le modalità previste dal D.M. 17/01/18 considerando il metodo degli stati limite.

Il calcolo delle sollecitazioni sulla struttura e il dimensionamento delle varie sezioni caratteristiche sono stati condotti con i metodi della Scienza e della Tecnica delle Costruzioni.

L'analisi strutturale adottata è di norma nell'ambito della teoria elastica lineare che ben rappresenta il comportamento globale dell'intera struttura.

Secondo il principio della verifica agli stati limite le strutture devono essere verificate sia in condizioni di carico prossimo a quello di rottura (Verifiche agli Stati Limite Ultimi), sia per livelli di carico di utilizzo (Verifiche agli Stati Limite di Esercizio).

Rispetto agli SLU devono essere verificate: la rottura per sollecitazioni normali, di taglio o di torsione, l'instabilità dell'equilibrio globale e locale.

Rispetto agli SLE devono essere limitate le estensioni delle fessurazioni, la deformabilità strutturale e il regime tensionale di esercizio.

Per la valutazione della sicurezza delle costruzioni si utilizza il metodo semiprobabilistico agli stati limite, basato sull'utilizzo di coefficienti parziali di sicurezza applicati ai valori caratteristici delle resistenze dei materiali  $R_k$  e delle azioni agenti sulle strutture  $E_k$ . Operando in tal modo si ottengono generalmente valori delle azioni maggiorate ( $E_d$ ) e valori di resistenza ridotti ( $R_d$ ) e pertanto nelle verifiche globali è possibile fare riferimento a coefficienti di sicurezza unitari dovendo essere:

$$R_d \geq E_d$$

#### 5.4 Resistenza di calcolo dei materiali

Le resistenze di calcolo si ottengono in genere dalle resistenze caratteristiche dei materiali dividendole per il coefficiente di sicurezza sul materiale  $\gamma_M$ .

$$R_d = R_k / \gamma_M$$

#### 5.5 Azioni di calcolo e combinazioni

Sia l'analisi statica che sismica tengono conto della scarsa probabilità che le azioni esercitino i loro effetti simultaneamente con la massima intensità. Di conseguenza ai fini delle verifiche agli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni (D.M. 17/01/18 § 2.5.3):

Combinazione fondamentale (SLU)

$$gG_1 + G_1 + gG_2 + G_2 + gp + P + gQ_1 + Q_{k1} + gQ_2 + Y_{02} + Q_{k2} + gQ_3 + Y_{03} + Q_{k3} + \dots \quad (2.5.1)$$

Combinazione caratteristica (SLE rara)

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

Combinazione frequente (SLE freq.)

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

Combinazione quasi permanente (SLE q.p.)

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

Combinazione sismica

$$E + G_1 + G_2 + P + Y_{21} + Q_{k1} + Y_{22} + Q_{k2} + \dots \quad (2.5.5)$$

Combinazione eccezionale

$$G_1 + G_2 + P + A_d + Y_{21} + Q_{k1} + Y_{22} + Q_{k2} + \dots \quad (2.5.6)$$

Dove i coefficienti parziali delle azioni  $g$  assumono i seguenti valori a seconda delle tipologie di carico considerate (D.M. 17/01/18 tabella 2.6.I):

		Coefficiente $\gamma_F$	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{G1}$	0,9 1,1	1,0 1,3	1,0 1,0
Carichi permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{G2}$	0,0 1,5	0,0 1,5	0,0 1,3
Carichi variabili	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{Q1}$	0,0 1,5	0,0 1,5	0,0 1,3
<sup>(1)</sup> Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.					

Categoria/Azione variabile		$\Psi_{0j}$	$\Psi_{1j}$	$\Psi_{2j}$
Categoria A	Ambienti ad uso residenziale	0.7	0.5	0.3
Categoria B	Uffici	0.7	0.5	0.3
Categoria C	Ambienti suscettibili di affollamento	0.7	0.7	0.6
Categoria D	Ambienti ad uso commerciale	0.7	0.7	0.6
Categoria E	Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1.0	0.9	0.8
Categoria F	Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $\leq 30$ kN)	0.7	0.7	0.6
Categoria G	Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $> 30$ kN)	0.7	0.5	0.3
Categoria H	Coperture	0.0	0.0	0.0
Vento		0.6	0.2	0.0
Neve (a quota $\leq 1000$ m s.l.m.)		0.5	0.2	0.0
Neve (a quota $> 1000$ m s.l.m.)		0.7	0.5	0.2
Variazioni Termiche		0.6	0.5	0.0

## 5.6 Stratigrafie e caratteristiche meccaniche

Di seguito si riporta il modello geotecnico semplificato della stratigrafia estratto dalla relazione geologica – geotecnica redatta dallo studio tecnico geologico Dr. Carlo Fasser, settembre 2025.

Il terreno in esame è inizialmente costituito da argille limose passanti a ghiaie con ciottoli in matrice argilloso limosa presente in percentuale variabile e generalmente in diminuzione con la profondità.

- $\gamma = 19$  kN/ m<sup>3</sup>
- $\phi = 31^\circ$
- $C_u = 0$  kPa
- $E = 34.000$  kPa

Dalla relazione geologica il terreno è classificato come segue:

- **CATEGORIA SOTTOSUOLO:** **C**
- **CATEGORIA TOPOGRAFICA:** **T1**

Coefficiente di Winkler medio cautelativo  $k_r = 80$  N/cm<sup>3</sup>.

Si riporta qui di seguito la stima della capacità portante del terreno dalla relazione geologica:



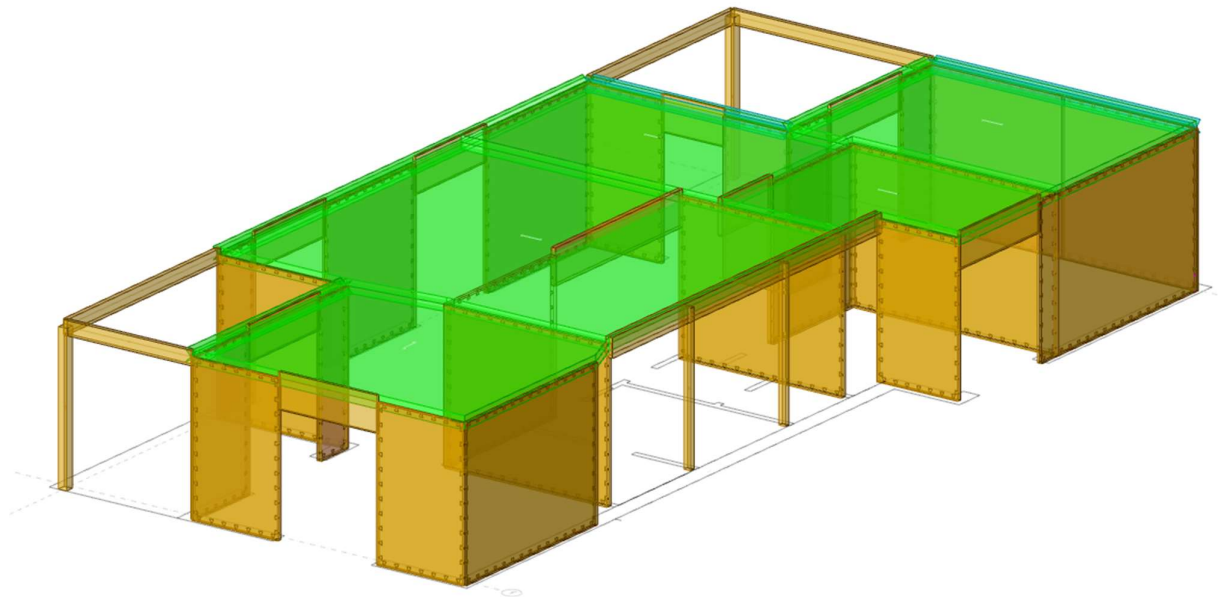
<b>Fondazioni continue</b> ( $L \geq 5B$ )	<b>M1</b>	<b>M2</b>
B = 0,80 m	5,7 Kg/cm <sup>2</sup> = 559 kPa	2,9 Kg/cm <sup>2</sup> = 284 kPa
B = 1,00 m	6,1 Kg/cm <sup>2</sup> = 598 kPa	3,1 Kg/cm <sup>2</sup> = 304 kPa
B = 1,20 m	6,5 Kg/cm <sup>2</sup> = 637 kPa	3,3 Kg/cm <sup>2</sup> = 323 kPa

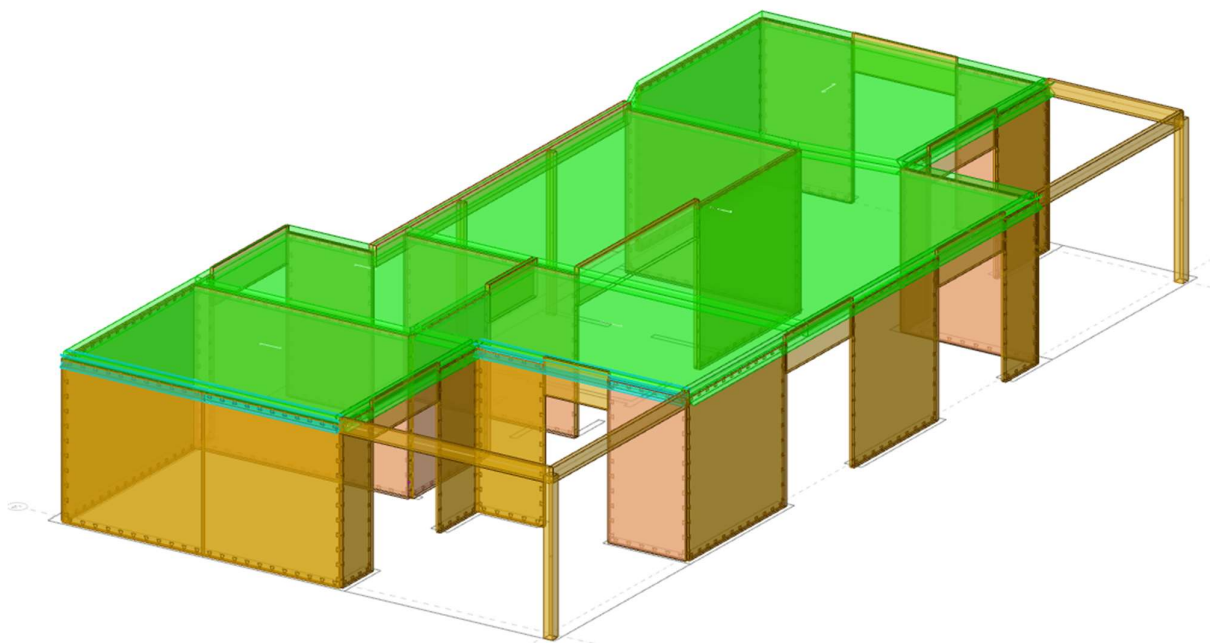
<b>Fondazioni isolate</b> (plinti B=L)	<b>M1</b>	<b>M2</b>
B = 1,50 m	6,8 Kg/cm <sup>2</sup> = 667 kPa	3,5 Kg/cm <sup>2</sup> = 343 kPa
B = 2,00 m	7,8 Kg/cm <sup>2</sup> = 765 kPa	4,0 Kg/cm <sup>2</sup> = 392 kPa
B = 2,50 m	8,7 Kg/cm <sup>2</sup> = 853 kPa	4,4 Kg/cm <sup>2</sup> = 431 kPa

## 6. ANALISI DEL NUOVO FABBRICATO

### 6.1 Modellazione

Il modello tridimensionale è rappresentato nella figura seguente.





#### **CARATTERIZZAZIONE GENERALE DEL COMPORTAMENTO STRUTTURALE:**

Pannelli di tavole incollate a strati incrociati, collegati mediante chiodi, viti, bulloni.

Travi e colonne in legno lamellare, collegati mediante chiodi, viti, bulloni.

#### **CARATTERIZZAZIONE GENERALE DELLA MODELLAZIONE AGLI ELEMENTI FINITI:**

- **QUOTA ZERO SISMICO:** + 181 m (estradosso nuova fondazione)
  - **FATTORE DI COMPORTAMENTO UTILIZZATO:**  $1 \leq q_{ND} = \frac{2}{3} \cdot q_{CD} \cdot B'' \leq 1,5$  (struttura non dissipativa)
- Dunque, per strutture a pareti in xlam  $\frac{2}{3} \cdot q_{CD} \cdot B'' = 1.67 \rightarrow \mathbf{q_{ND} = 1.5}$

Classe di duttilità Non dissipativa ☐

Regolarità in pianta ☐

Regolarità in elevazione ☐

☐ Edificio C.A.

Tipologia C.A. Strutture a telaio  $q_0=3.0 \cdot \alpha_u/\alpha_1$  ☐

$\alpha_u/\alpha_1$  C.A. Strutture a telaio di un piano  $\alpha_u/\alpha_1=(1.0+1.1)/2$  ☐

Kw 0.5

☐ Edificio acciaio

Tipologia acciaio a) Strutture intelaiate  $q_0=4.0$  ☐

$\alpha_u/\alpha_1$  acciaio ☐

☐ Edificio muratura

Tipologia muratura Costruzioni di muratura ordinaria  $q_0=1.75 \cdot \alpha_u/\alpha_1$  ☐

☒ Edificio legno

Tipologia legno Pannelli di parete incollati a strati incrociati, collegati ☐

Tipo di analisi Lineare dinamica ☐

Rotazione del sisma deg 0 ☐

Quota dello '0' sismico cm 0 ☐

Considera sisma Z Solo se  $A_g \geq 0.15$  g, conformemente a §3.2.3.1 ☐

Smorzamento viscoso (%) % Default (5) ☐

Limite spostamenti interpiano SLD Default (0.005) ☐

Fattore di comportamento per sisma SLD X Default (1.33) ☐

Fattore di comportamento per sisma SLD Y Default (1.33) ☐

Fattore di comportamento per sisma SLD Z Default (1) ☐

Fattore di comportamento per sisma SLV X Default (1.33) ☐

Fattore di comportamento per sisma SLV Y Default (1.33) ☐

Fattore di comportamento per sisma SLV Z Default (1) ☐

Stato limite sismico analizzato in caso di isolatori a pendolo SLV ☐

Parametri per combinazioni di default

Moltiplicatore sisma X per combinazioni di default Default (1) ☐

Moltiplicatore sisma Y per combinazioni di default Default (1) ☐

Ometti G2 per combinazioni di default ☐

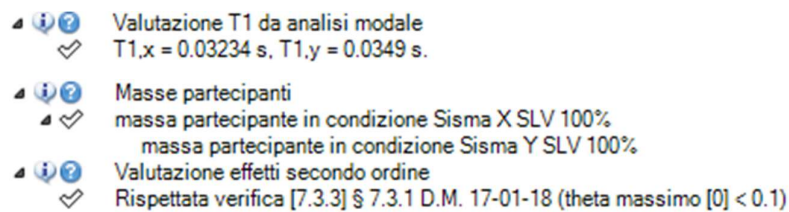
- **ELEMENTI FINITI IMPIEGATI:**

- Pilastri: BEAM
- pareti: SHELL 3 o 4 NODI
- Travi: BEAM
- Solai: MEMBRANA

- **VINCOLI INTERNI E RELEASE:** Cerniere agli estremi delle colonne e delle travi
- **VINCOLI ESTERNI:** Cerniere rigide a terra poste a tutti i nodi delle pareti
  
- **QUOTE DI RIFERIMENTO (Z):** **+181 m** ESTRADOSSO SOLAIO STRUTTURALE (zero sismico)  
**+184.5 m** NODI ESTRADOSSO SOLAIO DI COPERTURA

## 6.2 Controlli preliminari

A seguito della modellazione numerica agli elementi finiti, sono state condotte una serie di Verifiche preliminari strutturali e sulla modellazione numerica. Nell'immagine seguente si riporta la schermata con le verifiche e i controlli effettuati.



La formula da normativa restituisce un periodo di  $T = 0.085 \cdot 3.5^{3/4} = 0.22$  s che è prossimo al valore precedente (il valore da software risulta inferiore perché struttura incastrata alla base).

## 6.1 Controlli manuali sull'ordine di grandezza dell'output della modellazione

In maniera semplificata la massa totale agente a livello di copertura si può calcolare come  $(G1+G2) \cdot \text{superficie copertura} + \text{metà peso delle pareti} \sim 530$  kN

In Sismicad questa viene visualizzata in  $M = \text{Forza/gravità}$  risultando:

### Masse di piano

**Quota:** quota, livello o falda, a cui compete la massa risultante.

**Massa X:** massa per la componente di spostamento lungo l'asse X. [kN/(m/s<sup>2</sup>)]

**Massa Y:** massa per la componente di spostamento lungo l'asse Y. [kN/(m/s<sup>2</sup>)]

Quota	Massa X	Massa Y
copertura	51.322	51.322

Considerando il periodo calcolato al paragrafo precedente possiamo dedurre l'accelerazione adimensionale dallo spettro di risposta allo SLV, pari a (in questo caso simile in X e Y poiché i periodi sono simili):  $a_{g,SLV} (T=0.03s)/g = 0.3$

Le forze alla base risultano dunque (aggiunge la massa delle pareti) pari a  $F = m \cdot a = 530 \text{ kN} \cdot 0.3 = 160 \text{ kN}$

Infatti dal software si ottiene un valore molto prossimo:

## Equilibrio globale forze

**Contributo:** Nome attribuito al sistema risultante.

**Fx:** Componente X di forza del sistema risultante. [kN]

**Fy:** Componente Y di forza del sistema risultante. [kN]

**Fz:** Componente Z di forza del sistema risultante. [kN]

### Bilancio in condizione di carico: Sisma X SLV

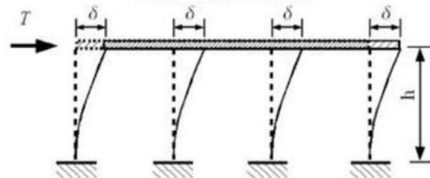
Contributo	Fx	Fy
Forze applicate	139.16542	0
Reazioni	-139.16542	0
P-Delta	0	0
Totale	0	0

### Bilancio in condizione di carico: Sisma Y SLV

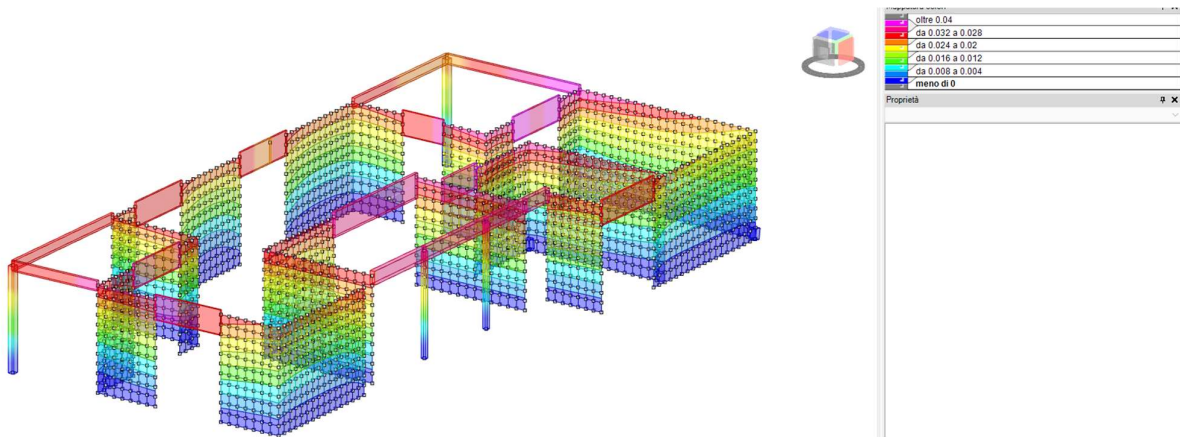
Contributo	Fx	Fy
Forze applicate	0	140.90962
Reazioni	0	-140.90962
P-Delta	0	0
Totale	0	0

L'ultima verifica consiste nel verificare l'ordine di grandezza dello spostamento allo SLD, considerando  $a_{g,SLD} (T=0.03s)/g = 0.102 \rightarrow F \sim 55 \text{ kN}$

Una stima della rigidezza e dello spostamento del sistema nelle due direzioni può essere fatta considerando i muri senza la loro eccentricità rispetto al centro di rigidezza ed un modello di calcolo a mensola per i setti, con una inerzia pari ad un pannello pieno di spessore pari alla somma degli strati verticali ( $20+20+20=60 \text{ mm}$ ) ed un modulo elastico  $E = 11500 \text{ MPa}$ . Questo fornisce una rigidezza in X di circa  $\sim 1500 \text{ kN/mm}$  ed una rigidezza in Y di  $\sim 300 \text{ kN/mm}$ . Dividendo la forza derivante dal sisma per questi valori si ottiene uno spostamento in testa alle pareti di circa  $0.01 \text{ mm}$



Lo spostamento massimo misurato tramite Sismicad allo SLD è pari a  $0.03 \text{ mm}$ , come si evince dalla figura successiva, la massa delle pareti è stata concentrata in copertura a favore di sicurezza:



L'analisi modale conferma che per un edificio di questa tipologia gli effetti traslazionali e locali sono preponderanti rispetto agli effetti torsionali.

## 6.2 Tipologia di analisi effettuata

Al fine di poter apprezzare al meglio il comportamento strutturale dell'opera per il blocco in esame è stata condotta una **analisi lineare dinamica modale**.

Si riportano di seguito tutte le famiglie di combinazioni di carico statiche e dinamiche applicate alla struttura:

Definizioni dei carichi

Condizioni

Concentrati

Lineari

Superficiali

Temici

Potenziali

Combinabilità per default

Combinazioni

Famiglia "SLU"

Nuovo

Elimina

	Descrizione	Pesi strutturali	Permanenti portati	Vento	Neve	Variabile H	$\Delta T$	
1	1	1	0.8	0	0	0	0	
2	2	1	0.8	0	0	1.5	0	
3	3	1	0.8	0	0.75	1.5	0	
4	4	1	0.8	0	1.5	0	0	
5	5	1	0.8	0.9	0	1.5	0	
6	6	1	0.8	0.9	0.75	1.5	0	
7	7	1	0.8	0.9	1.5	0	0	
8	8	1	0.8	1.5	0	0	0	
9	9	1	0.8	1.5	0.75	0	0	
10	10	1	1.5	0	0	0	0	
11	11	1	1.5	0	0	1.5	0	
12	12	1	1.5	0	0.75	1.5	0	
13	13	1	1.5	0	1.5	0	0	
14	14	1	1.5	0.9	0	1.5	0	
15	15	1	1.5	0.9	0.75	1.5	0	
16	16	1	1.5	0.9	1.5	0	0	
17	17	1	1.5	1.5	0	0	0	
18	18	1	1.5	1.5	0.75	0	0	
19	19	1.3	0.8	0	0	0	0	
20	20	1.3	0.8	0	0	1.5	0	
21	21	1.3	0.8	0	0.75	1.5	0	
22	22	1.3	0.8	0	1.5	0	0	
23	23	1.3	0.8	0.9	0	1.5	0	
24	24	1.3	0.8	0.9	0.75	1.5	0	
25	25	1.3	0.8	0.9	1.5	0	0	
26	26	1.3	0.8	1.5	0	0	0	
27	27	1.3	0.8	1.5	0.75	0	0	
28	28	1.3	1.5	0	0	0	0	
29	29	1.3	1.5	0	0	1.5	0	
30	30	1.3	1.5	0	0.75	1.5	0	
31	31	1.3	1.5	0	1.5	0	0	
32	32	1.3	1.5	0.9	0	1.5	0	
33	33	1.3	1.5	0.9	0.75	1.5	0	
34	34	1.3	1.5	0.9	1.5	0	0	
35	35	1.3	1.5	1.5	0	0	0	
36	36	1.3	1.5	1.5	0.75	0	0	

Importa

Default

m,kN,deg,°C,s

OK

Annulla

Applica



Famiglia "SLE rara" ▾

	Descrizione	Pesi strutturali	Permanenti portati	Vento	Neve	Variabile H	ΔT
▶ 1	1	1	1	0	0	0	0
2	2	1	1	0	0	1	0
3	3	1	1	0	0.5	1	0
4	4	1	1	0	1	0	0
5	5	1	1	0.6	0	1	0
6	6	1	1	0.6	0.5	1	0
7	7	1	1	0.6	1	0	0
8	8	1	1	1	0	0	0
9	9	1	1	1	0.5	0	0

Nuovo ▾

Elimina ▾

Famiglia "SLE frequente" ▾

	Descrizione	Pesi strutturali	Permanenti portati	Vento	Neve	Variabile H	ΔT
▶ 1	1	1	1	0	0	0	0
2	2	1	1	0	0.2	0	0
3	3	1	1	0.2	0	0	0

Nuovo ▾

Elimina ▾

Famiglia "SLE quasi permanente" ▾

	Descrizione	Pesi strutturali	Permanenti portati	Vento	Neve	Variabile H	ΔT
▶ 1	1	1	1	0	0	0	0

Nuovo ▾

Elimina ▾

Famiglia "SLD" ▾

	Descrizione	Pesi strutturali	Permanenti portati	Vento	Neve	Variabile H	ΔT	Sisma X SLD	Sisma Y SLD	Sisma Z SLD
▶ 1	1	1	1	0	0	0	0	-1	-0.3	0
2	2	1	1	0	0	0	0	-1	-0.3	0
3	3	1	1	0	0	0	0	-1	0.3	0
4	4	1	1	0	0	0	0	-1	0.3	0
5	5	1	1	0	0	0	0	-0.3	-1	0
6	6	1	1	0	0	0	0	-0.3	-1	0
7	7	1	1	0	0	0	0	-0.3	1	0
8	8	1	1	0	0	0	0	-0.3	1	0
9	9	1	1	0	0	0	0	0.3	-1	0
10	10	1	1	0	0	0	0	0.3	-1	0
11	11	1	1	0	0	0	0	0.3	1	0
12	12	1	1	0	0	0	0	0.3	1	0
13	13	1	1	0	0	0	0	1	-0.3	0
14	14	1	1	0	0	0	0	1	-0.3	0
15	15	1	1	0	0	0	0	1	0.3	0
16	16	1	1	0	0	0	0	1	0.3	0

Nuovo ▾

Elimina ▾



Famiglia "SLV"												Nuovo	▼
	Descrizione	Pesi strutturali	Permanenti portati	Vento	Neve	Variabile H	$\Delta T$	Sisma X SLV	Sisma Y SLV	Sisma Z SLV	E	Elimina	▼
► 1	1	1	1	0	0	0	0	-1	-0,3	0			
2	2	1	1	0	0	0	0	-1	-0,3	0			
3	3	1	1	0	0	0	0	-1	0,3	0			
4	4	1	1	0	0	0	0	-1	0,3	0			
5	5	1	1	0	0	0	0	-0,3	-1	0			
6	6	1	1	0	0	0	0	-0,3	-1	0			
7	7	1	1	0	0	0	0	-0,3	1	0			
8	8	1	1	0	0	0	0	-0,3	1	0			
9	9	1	1	0	0	0	0	0,3	-1	0			
10	10	1	1	0	0	0	0	0,3	-1	0			
11	11	1	1	0	0	0	0	0,3	1	0			
12	12	1	1	0	0	0	0	0,3	1	0			
13	13	1	1	0	0	0	0	1	-0,3	0			
14	14	1	1	0	0	0	0	1	-0,3	0			
15	15	1	1	0	0	0	0	1	0,3	0			
16	16	1	1	0	0	0	0	1	0,3	0			

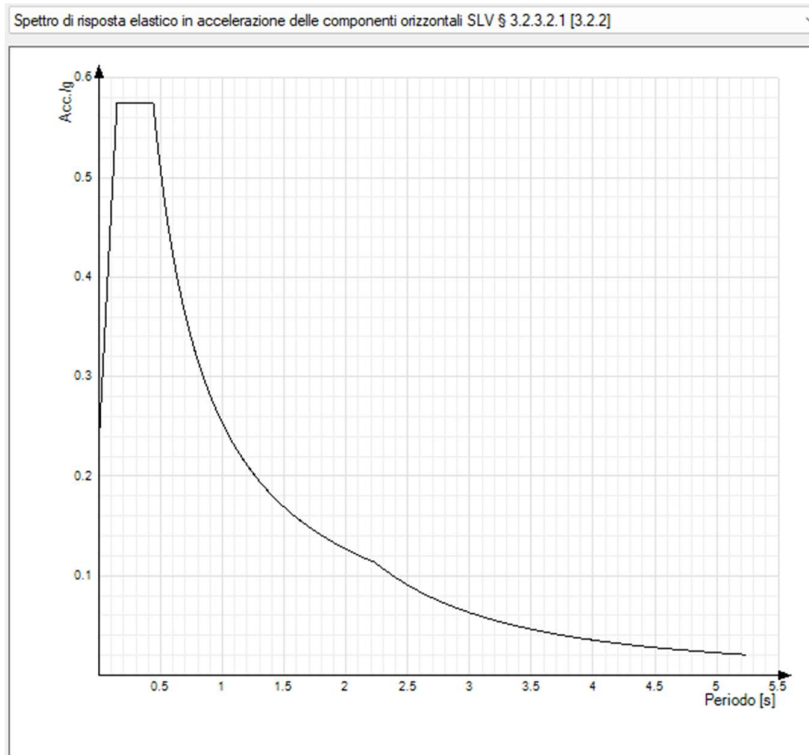
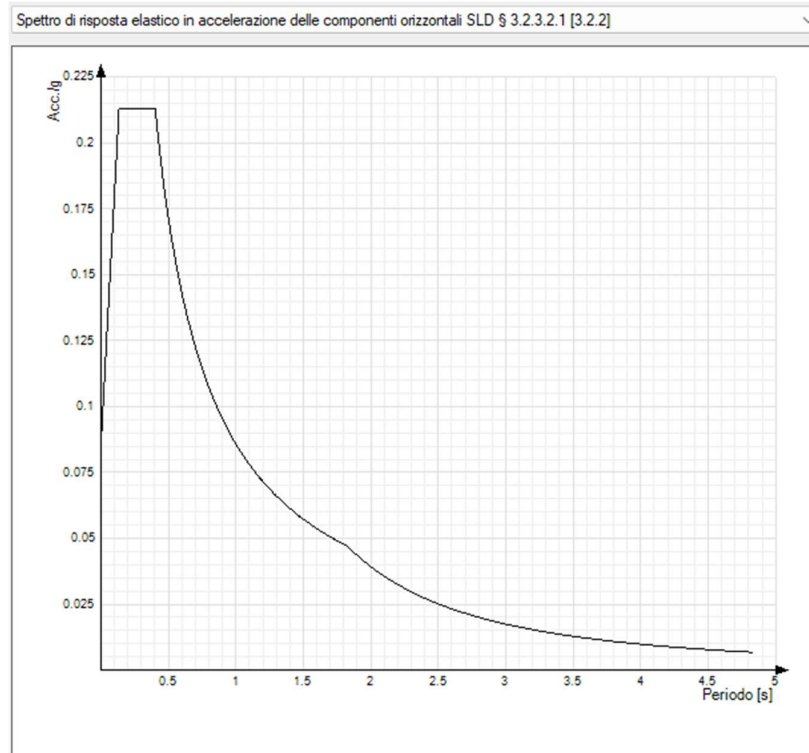
### 6.3 Coefficienti di combinazione

I coefficienti di combinazione utilizzati sono i seguenti:

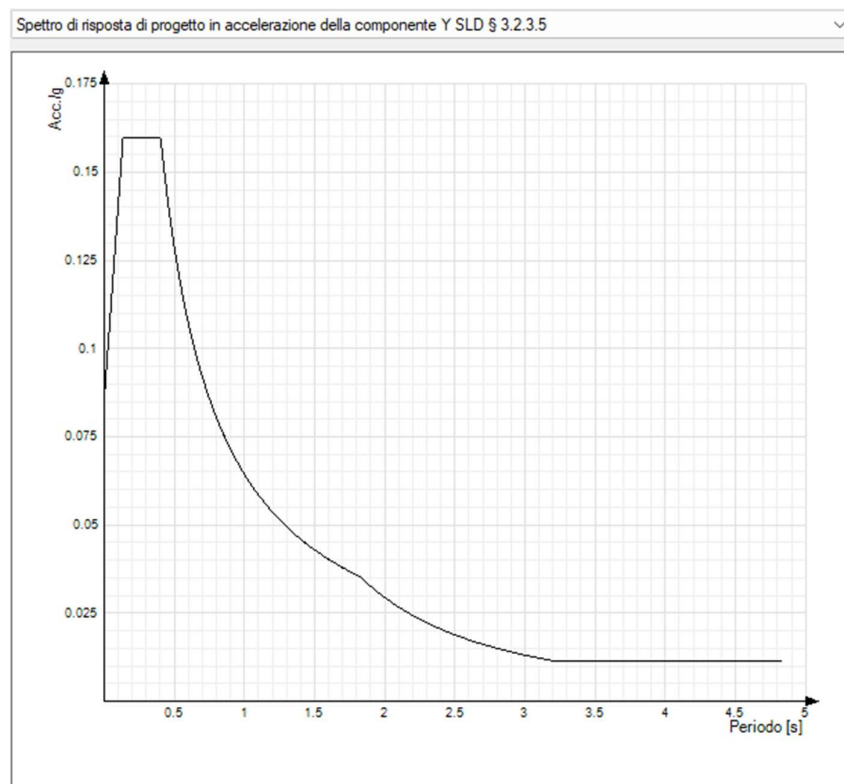
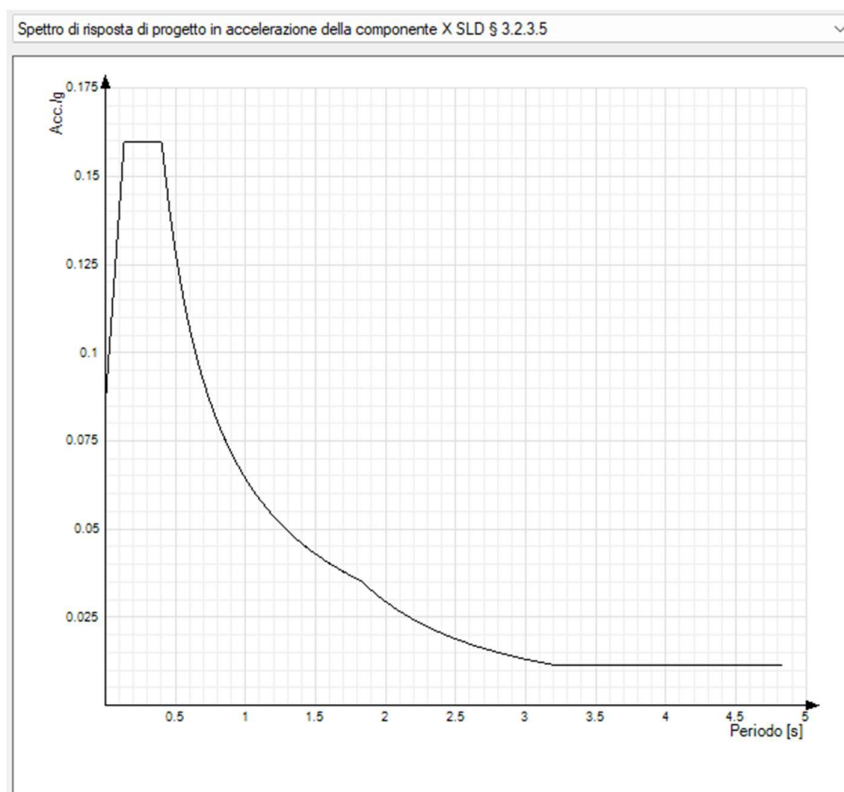
	Descrizione	Durata	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$	Con segno		Nuovo	▼
► 1	Pesi strutturali	Permanente							
2	Permanenti portati	Permanente						Elimina	
3	Vento	Istantanea	0,6	0,2	0				
4	Neve	Breve	0,5	0,2	0				
5	Variabile H	Breve	0	0	0				

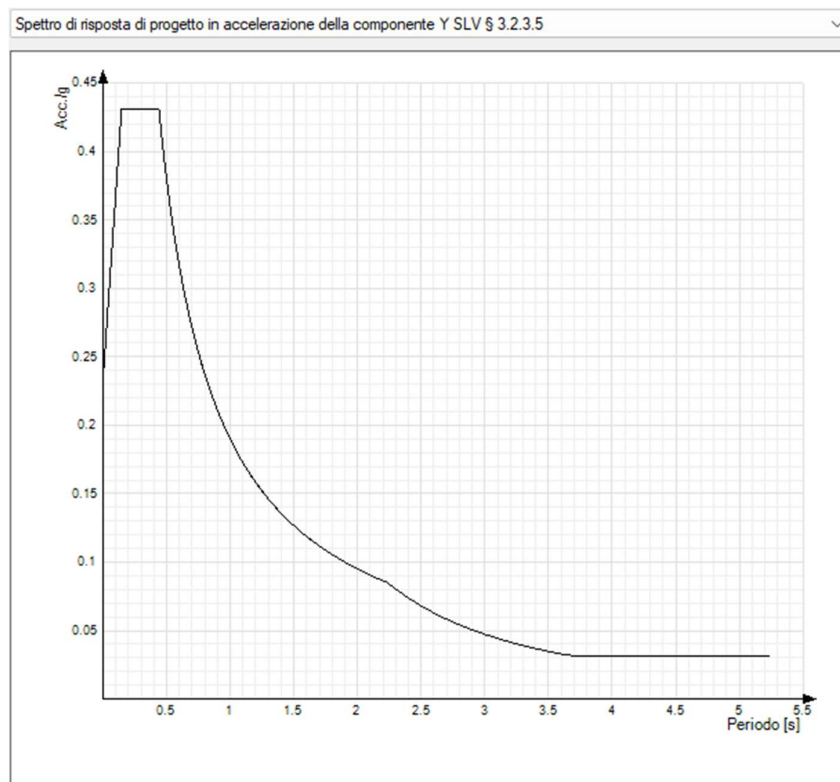
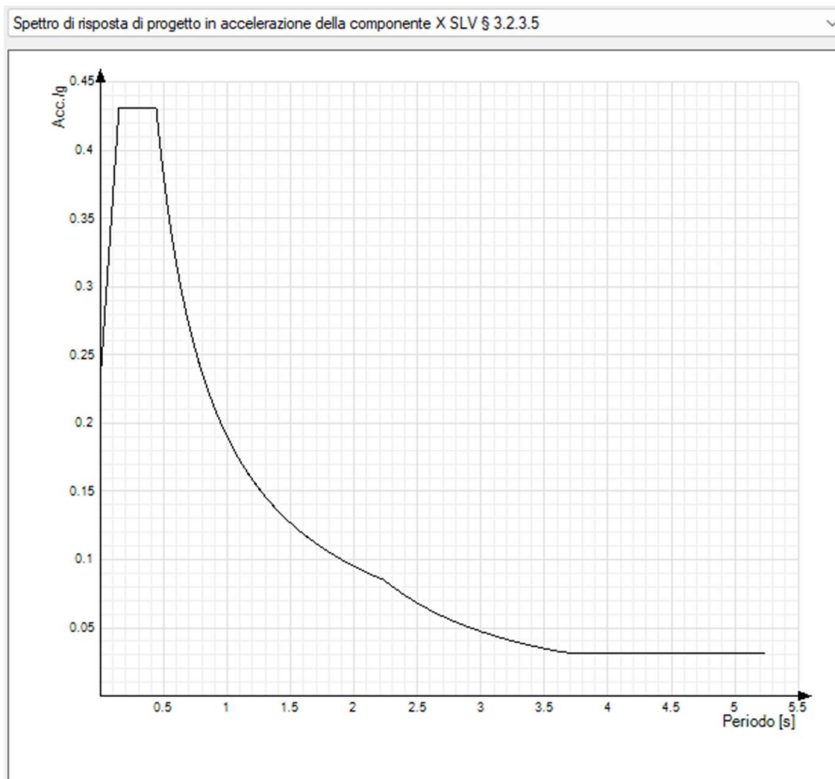
## 6.4 Spettri di risposta

- Spettri di risposta elastici



- Spettri di risposta di progetto





### 6.5 Modi di vibrare principali

Di seguito si riportano tutti i modi di vibrare più rilevanti per la struttura in esame:

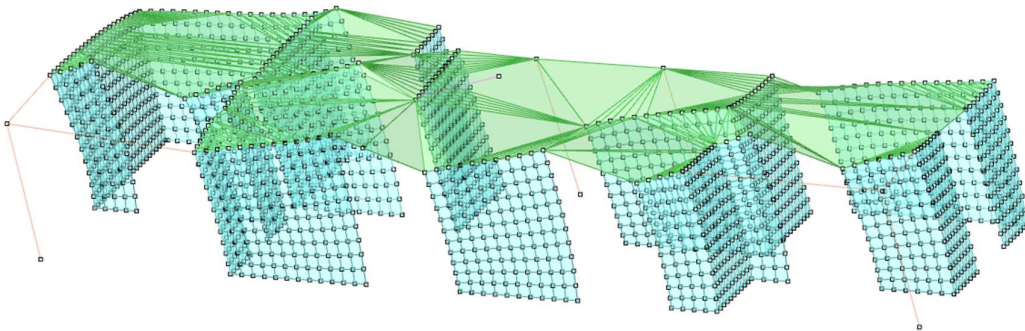
**Totale masse partecipanti:**

Traslazione X: 0.999999  
Traslazione Y: 1  
Traslazione Z: 0  
Rotazione X: 1  
Rotazione Y: 0.999999  
Rotazione Z: 0.999748

Modo	Periodo	Massa X	Massa Y	Massa Z	Massa rot. X	Massa rot. Y	Massa rot. Z	Massa sX	Massa sY
1	0.034897428	0.013224357	0.961636058	0	0.961636058	0.013224357	0.013154711	0.013224357	0.961636058
2	0.032335771	0.816386609	0.007350069	0	0.007350069	0.816386609	0.166921663	0.816386609	0.007350069
3	0.025764037	0.097715161	0.014168028	0	0.014168028	0.097715161	0.614619844	0.097715161	0.014168028
4	0.017663784	0.0511688	0.001192864	0	0.001192864	0.0511688	0.157372023	0.0511688	0.001192864
5	0.014377528	0.001973588	0.008334595	0	0.008334595	0.001973588	0.004836335	0.001973588	0.008334595
6	0.013971188	0.014012585	0.004359167	0	0.004359167	0.014012585	0.036876071	0.014012585	0.004359167
7	0.01168606	0.002425849	0.001130058	0	0.001130058	0.002425849	0.002907933	0.002425849	0.001130058
8	0.009853073	0.001291286	0.000318546	0	0.000318546	0.001291286	0.000753099	0.001291286	0.000318546
9	0.005227216	0.000389624	0.000079687	0	0.000079687	0.000389624	0.000561738	0.000389624	0.000079687
10	0.008909677	0.000388463	0.000064607	0	0.000064607	0.000388463	0.000443705	0.000388463	0.000064607
11	0.008022406	0.000367998	0.000009454	0	0.000009454	0.000367998	0.000550323	0.000367998	0.000009454
12	0.007812224	0.000014032	0.000455395	0	0.000455395	0.000014032	0.000231177	0.000014032	0.000455395

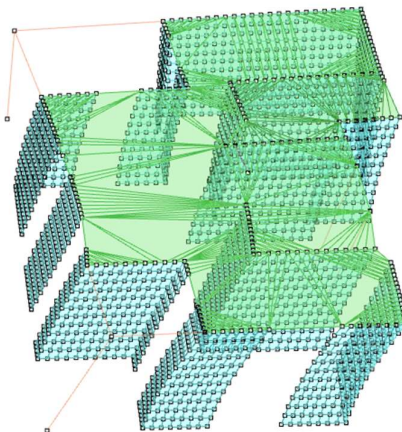
- Modo di vibrare principale in direzione Y:

- o Periodo T=0.0349



- Modo di vibrare principale in direzione X:

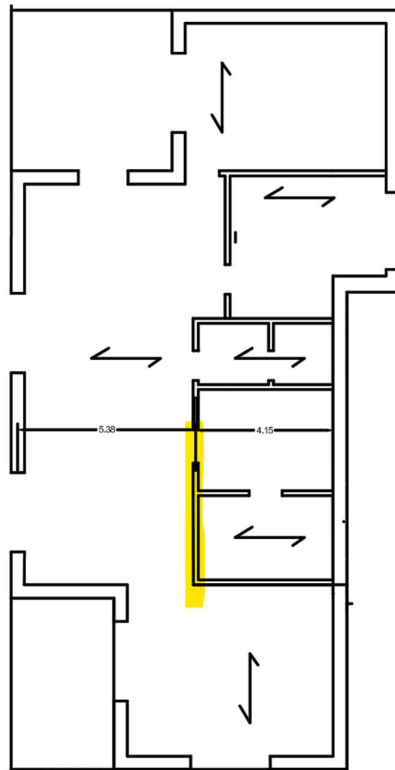
- o Periodo T=0.0323



## 6.6 VERIFICHE

### 6.6.1 Verifica trave di fondazione

La struttura di fondazione è costituita da travi rovesce sotto le rispettive pareti portanti in xlam, come indicato nei dettagli costruttivi. La capacità portante è qui di seguito analizzata a favore di sicurezza, massimizzando le forze allo stato limite ultimo per la parete più caricata indicata nella figura seguente:



La larghezza di influenza per la parete viene calcolata considerando il solaio continuo sulle due campate massimizzando così la reazione vincolare sulla parete.

Il peso della fondazione pari a 12 kN/m è stato considerato ed aggiunto al carico assiale totale (combinazione SLU:  $1.3G1 + 1.5G2 + 1.5Q + 1.5Q_s \cdot 0.5 + 1.5Q_w \cdot 0.6$ ) pari a 380 kN applicati su una trave rovescia di lunghezza pari a 3.5 m.

Le forze orizzontali fuori piano non sono state considerate perché riprese dalle altre pareti parallele alla forza sismica considerata.

Utilizzando la teoria di Vesic ed ipotizzando a favore di sicurezza un terreno non coesivo di tipo argilloso si ottiene una capacità portante pari a  $Q_{ULT} = 985 \text{ kN}$ . Questo corrisponde ad una pressione resistente di  $q_{ULT} = 0.28 \text{ Mpa}$ :

**CALIFFO 1.1 - [fondazione\_superficiale.clf]**

File Carichi Cedimenti Strumenti Aiuto

**Teoria statica di base**  
☐ Terzaghi '43 ☐ Brinch Hansen '70 ☐ EC7-2004 ☐ Rocca  
☐ Meyerhof '63 ☒ Vesic '75 ☐ Richards '93  
☐ Custom ☐ Greek (EAK2000)

Sub-teoria per Ny: Vesic (1975) Limitazioni

☐ Considera combinazioni sismiche per qlim, con:  
☒ Soltanto Teoria di base  $k_{fs}=0.253 \cdot k_{fsk}=0.056 \cdot k_{fs}=\pm 0.116$

Oltre alla teoria di base includi l'effetto cinematico con: Dati sismici  
☐ Maugeri & Novità ☐ Paolucci & Pecker ☐ Cascone, altri  
☐ In alternativa applica Teorie globali (effetti inerziali e cinematici)  
☐ Maugeri & Novità ☐ Paolucci & Pecker ☐ Cascone, altri  
☐ Budhu & Al-Karni ☐ Richards, altri

**Geometria fondazione-terreno**  
 Base [B] (m): 1 Lunghezza [L] (m): 3.5  
 Profondità [D] (m): 0.73 Ind. base [a] (deg): 0.0  
 Ind. pendio [b] (deg): 0.0 Perm. [h] (kPa): 0.00

**Parametri caratteristici terreno (premi INVIO per confermare i dati)**

Str.	ymat (kN/m)	ysat (kN/m)	fi (deg)	c' (kPa)	cu (kPa)	Hstr (m)	Eed (kPa)	Dr
1	18.00	18.00	25.0	0.00	120.00	6.00	50000.0	0.90
2	0.00	0.00	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3	0.00	0.00	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4	0.00	0.00	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5	0.00	0.00	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Parametri di calcolo terreno equiv. (prof. 2.00  $\Phi$  + D = 2.00 + 0.73 m)

y (kN/m)	fi (deg)	c' (kPa)	cu (kPa)	Eed (kPa)	Dr
18.00	25.0	0.00	120.00	50000.0	0.90

Profondità falda (m): 10.00 (dal piano di campagna)

☐ Calcola carico ultimo in Condizioni non drenate

☐ Considera punzonamento con il criterio di:  
☒ Terzaghi ☐ Vesic (Sabbie) ☐ Vesic (se  $I_r < I_{r\_crit}$ )  
 $I_r = 1023.38$  -  $I_{r\_crit} = 72.60$

**Sezione/Stratigrafia** Vista dall'alto

Piano campagna

Dettaglio superficie rottura

**Risultati** Combinazione 1 - Statica (Proiezione alla base)

N=380.00 kN - MB=0.00 kNm - ML=0.00 kNm  
 HL=0.00 kN - HB=0.00 kN

	c	q	y
Nc, Nq, Ny	20.721	10.662	10.876
sc, sq, sy	1.147	1.133	0.886
dc, dq, dy	1.250	1.227	1.000
ic, iq, iy	1.000	1.000	1.000
bc, bq, by	1.000	1.000	1.000
gc, gq, gy	1.000	1.000	1.000
pc, pq, py			
ec, eq, ey			

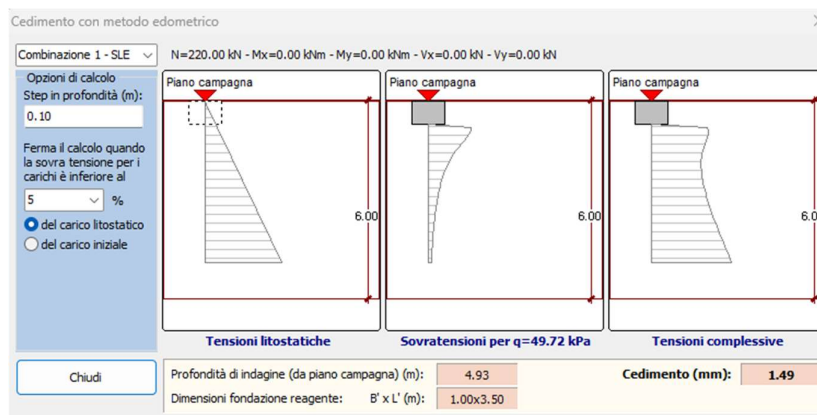
Dimensioni efficaci B' (m): 1.00  
 L' (m): 3.50  
 q' (kPa): 13.14

**Avvisi**

qlt (kPa): 281.50 Qult (kN): 985.25 R: 2.593 > R3=2.3  
 Resistenza a scorrimento (kNm): 177.20 R: infinito > R3=1.1  
 Minimo fattore di sicurezza qlt (tra tutte le combinazioni):  
 Combinazione 1 - Statica (Proiezione alla base)  
 N=380.00 kN - MB=0.00 kNm - ML=0.00 kNm  
 HL=0.00 kN - HB=0.00 kN  
 qlt (kPa): 281.50 Qult (kN): 985.25 R: 2.593 > R3=2.3  
 Minimo fattore di sicurezza a scorrimento (tra tutte le combinazioni):  
 Combinazione 1 - Statica (Proiezione alla base)  
 N=380.00 kN - MB=0.00 kNm - ML=0.00 kNm  
 HL=0.00 kN - HB=0.00 kN  
 Resistenza a scorrimento (kNm): 177.20 R: infinito > R3=1.1

d>1.0: SI s (Vesic) con B' ed L' Vx, My sisma (teorie globali): SI Mod.taglio G automatico

Il cedimento edometrico calcolato in condizioni di esercizio (SLE rara, N = 220 kN) è pari a 1,5 mm :

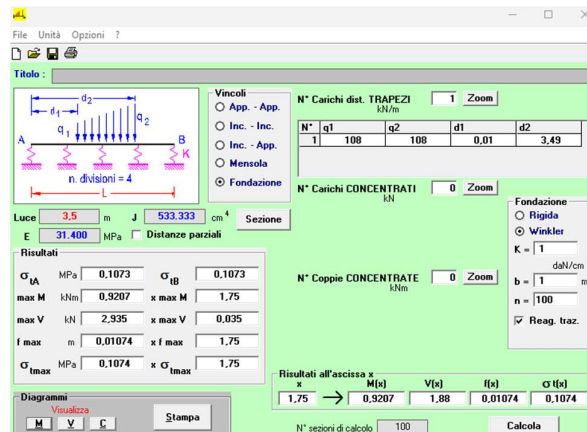
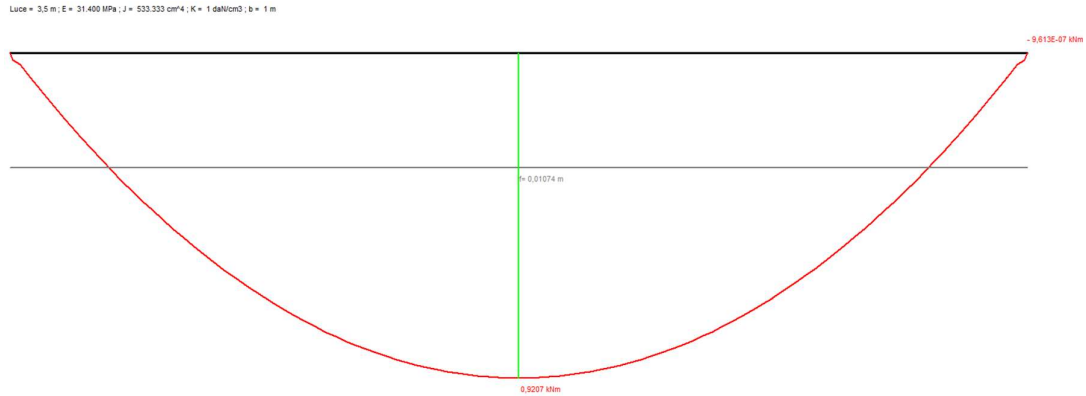


Anche applicandolo ad una delle due estremità della fondazione si otterrebbe un rapporto pari a  $1.5/3500 = 0.0004$  che è inferiore di un ordine di grandezza ai limiti proposti per questa tipologia di strutture ( $\beta_{max} = 1/250 = 0.004$ ).



### 6.6.1.1 Armatura

Le sollecitazioni trasmesse dall'azione sismica e statica alla fondazione sono di modesta entità data la leggerezza della struttura. Il carico massimo agente sulla trave di fondazione più caricata, corrispondente alla parete calcolata al paragrafo §6.6.3 è pari a 84 kN/m in combinazione SLU, considerando il peso del piano terra e il peso della trave di fondazione.



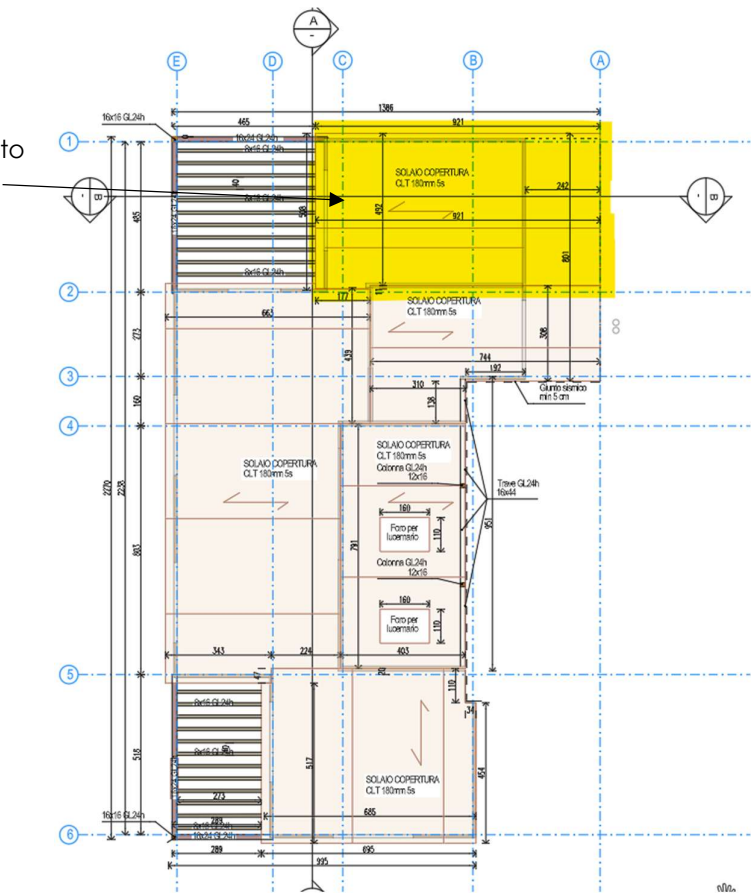
Si procede ad armare la trave con una armatura minima pari a 0.2% della sezione:

$$0.2\% \cdot 1000 \cdot 400 = 8 \text{ cm}^2 < 10\emptyset 14 = 12 \text{ cm}^2$$



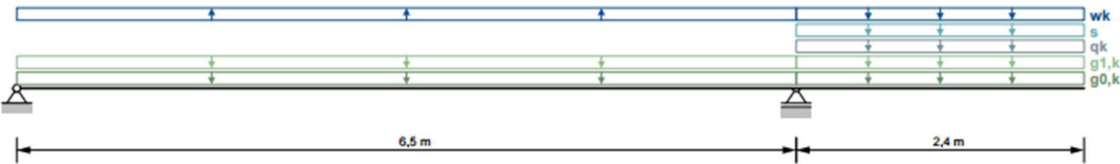
6.6.2 Verifica solaio XLAM

Solaio a sbalzo di seguito verificato



2 Sistema statico

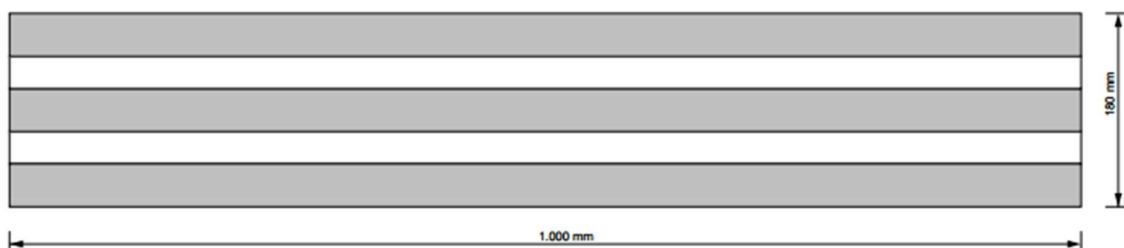
Trave multi appoggio con 2 campate - compreso lo sbalzo a destra



### 3 Sezione

Prodotto XLAM del produttore KLH: 180mm 5s DL

5 strati (altezza: 180 mm)



**SOLAIO 40-30-40-30-40 180mm 5s**

#### 3.2 Parametri del materiale

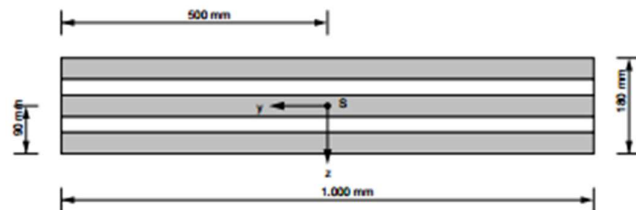
Coefficiente di sicurezza parziale  $\gamma_M = 1,25$

Coefficiente di sistema per XLAM  $k_{sys} = 1,1$

Parametri del materiale per	C24-KLH
resistenza a flessione [N/mm <sup>2</sup> ]	$k_{sys} \cdot 24,0$
resistenza a trazione parallela [N/mm <sup>2</sup> ]	16,5
resistenza a trazione perpendicolare [N/mm <sup>2</sup> ]	0,12
resistenza a compressione parallela [N/mm <sup>2</sup> ]	24,0
resistenza a compressione perpendicolare [N/mm <sup>2</sup> ]	2,7
resistenza a taglio [N/mm <sup>2</sup> ]	2,7
resistenza a taglio trasversale [N/mm <sup>2</sup> ]	1,2
modulo di elasticità parallela [N/mm <sup>2</sup> ]	12.000,0
5%-frattile del modulo di elasticità parallela [N/mm <sup>2</sup> ]	10.000,0
modulo di elasticità perpendicolare [N/mm <sup>2</sup> ]	0,0
modulo di taglio [N/mm <sup>2</sup> ]	690,0
modulo di taglio trasversale [N/mm <sup>2</sup> ]	50,0
densità [kg/m <sup>3</sup> ]	350,0
valore medio densità [kg/m <sup>3</sup> ]	420,0

### 3.3 Valori sezionali

$EA_{ef}$	1,44E9 N
$EI_{ef}$	4,896E12 N·mm <sup>2</sup>
$GA_{ef}$	1,623E7 N



## 4 Carichi

Campata	$g_{0,k}$	$g_{1,k}$	$q_k$	Categoria	$s_k$	Altitudine/Regione	$w_k$
1	0,7416 kN/m	1,5 kN/m <sup>2</sup>	0,5 kN/m <sup>2</sup>	B	1,2kN/m <sup>2</sup>	<1000m	0,9 kN/m <sup>2</sup>
2	0,7416 kN/m	1 kN/m <sup>2</sup>	0,5 kN/m <sup>2</sup>	B	1,2kN/m <sup>2</sup>	<1000m	0,9 kN/m <sup>2</sup>

#### Coefficiente di sicurezza parziale:

$$\gamma_G = 1,35$$

$$\gamma_Q = 1,5$$

#### Posizione del carico:

Peso proprio: globale

Carichi permanenti: globale

Carico variabili: per campata

Neve: per campata

Vento: globale

#### Combinazioni:

Coefficienti dei carichi: secondo EN

Combinazione di carichi riaprtiti e carichi concentrati:

$q_k$  e  $Q_k$  sono considerati come un gruppo di casi di carico

$s$  e  $S$  sono considerati come un gruppo di casi di carico

$w_k$  e  $W_k$  sono considerati come un gruppo di casi di carico

## 5 Indicazioni sull'incendio

Durata dell'incendio: 60 minuti

lato esposto al fuoco: sotto

Strati distaccati considerati

$$k_{fire} = 1,15$$

$d_0$  secondo EN 1995-1-2:2011

$$d_0 = 7 \text{ mm}$$

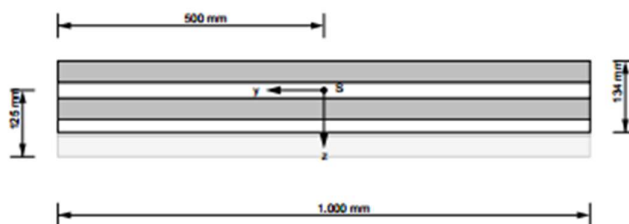
Coefficiente di sicurezza parziale  $\gamma_{M,fi} = 1,0$

Velocità di combustione  $\beta_n = 0,65 \text{ mm/min}$

Spessore minimo dello strato residuo  $t_{fi,min} = 6 \text{ mm}$

### 5.1 Valori sezionali per il caso d'incendio

$EA_{ef}$	9,6E8 N
$EI_{ef}$	1,304E12 N·mm <sup>2</sup>
$GA_{ef}$	9,255E6 N



## 6 Indicazioni sulle vibrazioni

Nessuna indicazione disponibile

## 7 Risultati

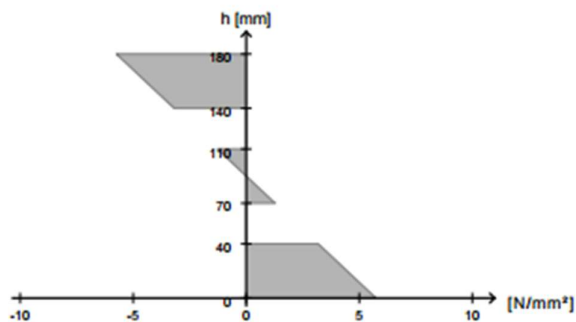
Verifica secondo le norme di riferimento: EN 1995-1-1:2009, ON B 1995-1-1/NA:2014-11-15

Procedura di calcolo ipotizzata: Timoshenko

### 7.1 SLU

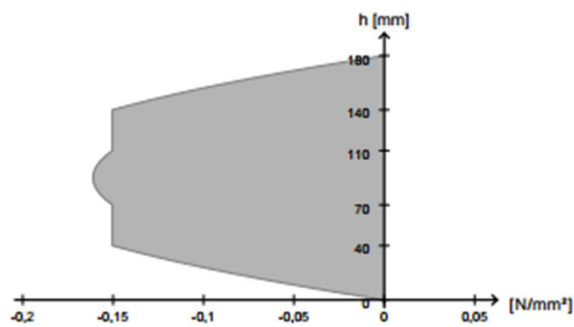
#### 7.1.1 Flessione

Grado di sfruttamento	27,2 %
$k_{mod}$	1,0
con x	3,15 m
$E_k$	8
Combinazione base	$1,35 \cdot g_{0,k} +$ $1,35 \cdot g_{1,k} +$ $1,50 \cdot 1,00 \cdot s +$ $1,50 \cdot 0,70 \cdot q_k +$ $1,50 \cdot 0,60 \cdot w_k$
$M_{y,d}$	26,015 kN·m
$\sigma_{max,d}$	5,739 N/mm <sup>2</sup>



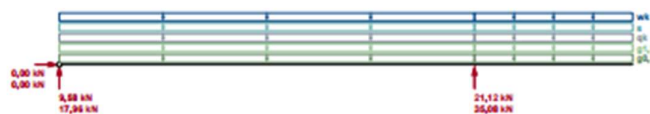
#### 7.1.2 Taglio

Grado di sfruttamento	15,7 %
$k_{mod}$	1,0
con x	6,3 m
$E_k$	8
Combinazione base	$1,35 \cdot g_{0,k} +$ $1,35 \cdot g_{1,k} +$ $1,50 \cdot 1,00 \cdot s +$ $1,50 \cdot 0,70 \cdot q_k +$ $1,50 \cdot 0,60 \cdot w_k$
$V_{z,d}$	-21,916 kN
$\tau_{r,d}$	0,15 N/mm <sup>2</sup>



### 7.1.3 Pressione di contatto

Grado di sfruttamento	10,6 %
$k_{mod}$	1,0
$k_{c,90}$	1,54
con x	6,3 m
$E_k$	8
Combinazione base	$1,35 \cdot g_{0,k} +$ $1,35 \cdot g_{1,k} +$ $1,50 \cdot 1,00 \cdot s +$ $1,50 \cdot 0,70 \cdot q_k +$ $1,50 \cdot 0,60 \cdot w_k$



## 7.2 SLE

### 7.2.1 Freccia

Valori limite secondo EN 1995-1-1

Deformazione iniziale  $w_{inst} t = 0$ :  $l/300$  (-12,9 mm, 80,4 %)

Deformazione finale  $w_{net,fin} t = inf$ :  $l/250$  (23,1 mm, 91,7 %)

Deformazione finale  $w_{fin} t = inf$ :  $l/150$  (23,1 mm, 55,0 %)

Valori limite secondo ON B 1995-1-1/NA:2014-11-15

Deformazione iniziale  $w_{inst} t = 0$ :  $l/300$  (-12,9 mm, 80,4 %)

Deformazione finale  $w_{net,fin} t = inf$ :  $l/250$  (15,2 mm, 60,3 %)

Deformazione finale  $w_{fin} t = inf$ :  $l/150$  (23,1 mm, 55,0 %)

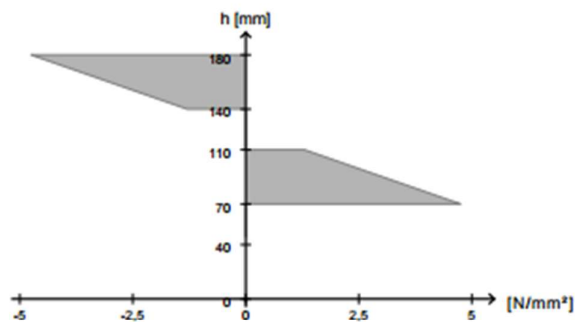
Grado di sfruttamento	91,7 %
$w_{max}$	23,1 mm
$k_{def}$	0,85
con x	3,15 m
$E_k$	37
Deformazione finale $w_{net,fin} t = inf (l/250)$	



## 7.3 Stato limite ultimo per il caso incendio

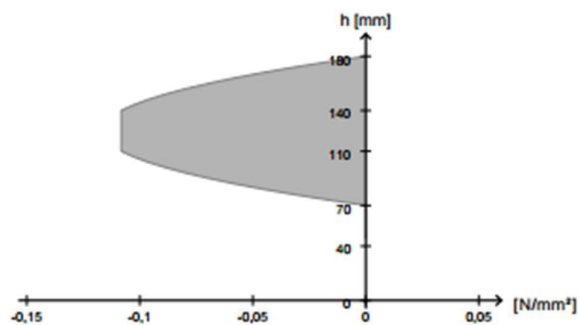
### 7.3.1 Flessione

Grado di sfruttamento	15,6 %
$k_{mod}$	1,0
con x	2,52 m
$E_k$	28
Combinazione eccezionale	$g_{0,k} + g_{1,k} + 0,30 \cdot q_k$



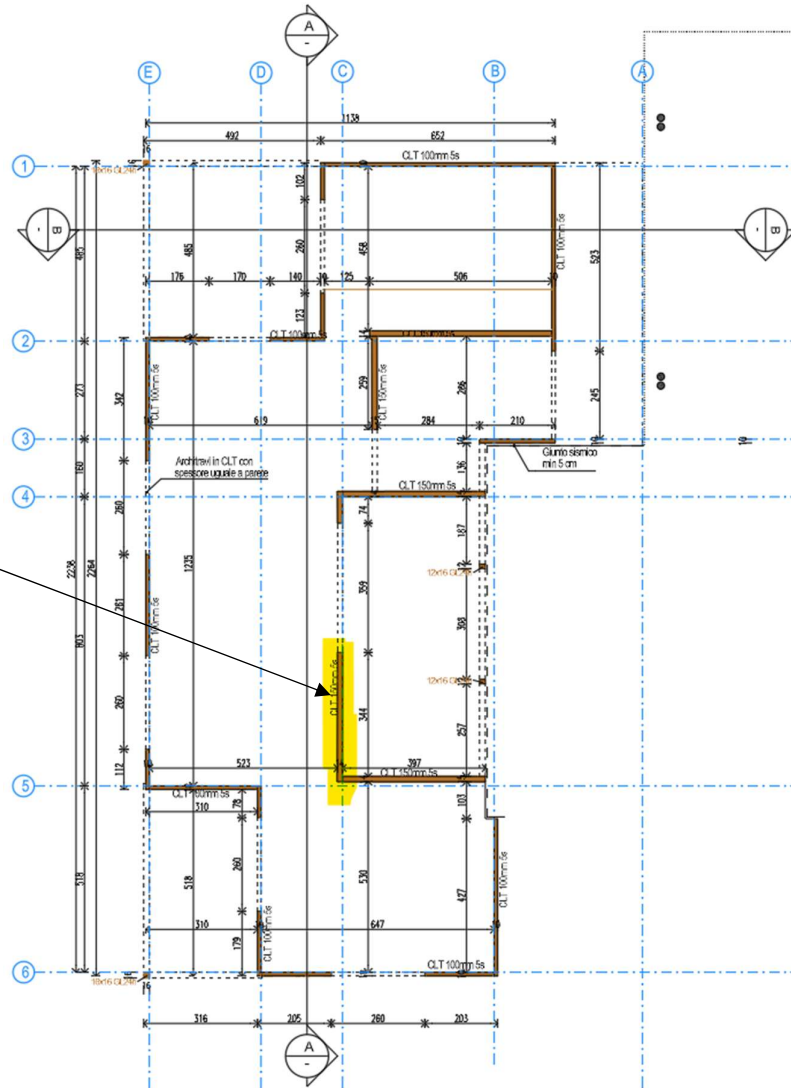
### 7.3.2 Taglio

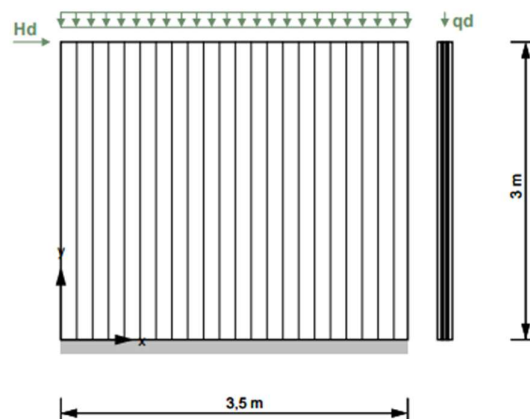
Grado di sfruttamento	7,8 %
$k_{mod}$	1,0
con x	6,3 m
$E_k$	28
Combinazione eccezionale	$g_{0,k} + g_{1,k} + 0,30 \cdot q_k$



### 6.6.3 Verifica parete in xlam

Parete di seguito verificata





## 1.1 Dimensioni della parete

Altezza: 3 m

Lunghezza: 3,5 m

## 1.2 Condizioni di appoggio

sopra: articolato

in basso: articolato

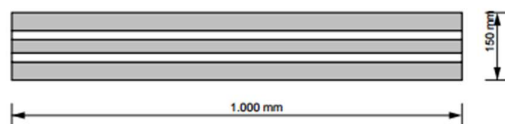
sinistra: libero

## 1.3 Sezione trasversale

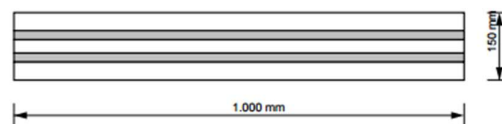
Prodotto XLAM del produttore Hasslacher: BSP 150 5s

5 strati (altezza: 150 mm)

Sezione orizzontale



Sezione verticale



### 1.3.1 Stratigrafia

Lamella	Altezza	Orientazione	Materiale
# 1	40 mm	90	CL26E11.8-HASSLACHER-ETA-2020
# 2	20 mm	0	CL26E11.8-HASSLACHER-ETA-2020



# 3	30 mm	90	CL26E11.8-HASSLACHER-ETA-2020
# 4	20 mm	0	CL26E11.8-HASSLACHER-ETA-2020
# 5	40 mm	90	CL26E11.8-HASSLACHER-ETA-2020

Orientazione 0 = strato nella direzione della lunghezza della parete; Orientazione 90 = strato nella direzione della altezza della parete

### 1.3.2 Parametri del materiale

Parametri del materiale per	CL26E11.8-HASSLACHER-ETA-2020
resistenza a flessione [N/mm <sup>2</sup> ]	$1 / k_{sys} \cdot 26,4$
resistenza a trazione parallela [N/mm <sup>2</sup> ]	14,0
resistenza a trazione perpendicolare [N/mm <sup>2</sup> ]	0,12
resistenza a compressione parallela [N/mm <sup>2</sup> ]	21,0
resistenza a compressione perpendicolare [N/mm <sup>2</sup> ]	3,0 *)
resistenza a taglio [N/mm <sup>2</sup> ]	4,0
resistenza a taglio trasversale [N/mm <sup>2</sup> ]	1,5
modulo di elasticità parallela [N/mm <sup>2</sup> ]	11.800,0
5%-frattile del modulo di elasticità parallela [N/mm <sup>2</sup> ]	9.833,0
modulo di elasticità perpendicolare [N/mm <sup>2</sup> ]	370,0 (0,0)
modulo di taglio [N/mm <sup>2</sup> ]	690,0
modulo di taglio trasversale [N/mm <sup>2</sup> ]	80,0 *)
rigidezza a taglio della lastra [N/mm <sup>2</sup> ]	5,0
rigidezza torsionale [N/mm <sup>2</sup> ]	2,5
*) valori discostanti dall'ETA	

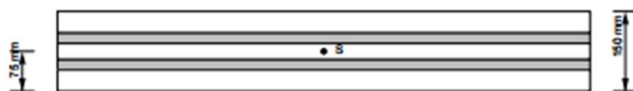
### 1.3.3 Valori sezionali

$K_{CLT,y}$	3,008E6 N·m
$S_{CLT,y}$	2,265E7 N/m
$D_y$	1,298E9 N/m
$S_{xy}$	6,983E7 N/m
$z_{S,x}$	0,075 m
$z_{S,y}$	0,075 m

Sezione orizzontale



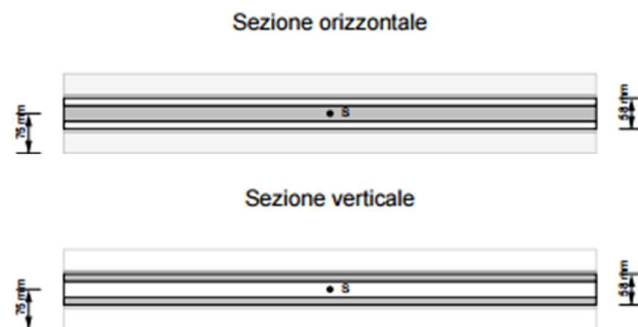
Sezione verticale



Durata dell'incendio: 60 minuti  
 lati esposti al fuoco: rechts und links  
 Impiego di una colla resistente al fuoco  
 Senza interstizi o con incollatura laterale delle lamelle  
 $k_{fire} = 1,15$   
 $d_0$  secondo EN 1995-1-2:2011  
 $d_0 = 7 \text{ mm}$   
 Coefficiente di sicurezza parziale  $\gamma_{M,fi} = 1,0$   
 Velocità di combustione  $\beta_0 = 0,65 \text{ mm/min}$   
 Velocità di combustione a partire dal secondo strato  $\beta_0 = 0,80 \text{ mm/min}$   
 Spessore minimo dello strato residuo  $t_{fi,min} = 3 \text{ mm}$

## 2.1 Valori sezionali per il caso d'incendio

$K_{CLT,y}$	2,655E4 N·m
$S_{CLT,y}$	1,743E7 N/m
$D_y$	3,54E8 N/m
$S_{xy}$	2,888E7 N/m
$z_{S,x}$	0,075 m
$z_{S,y}$	0,075 m



## 3 Situazione di carico e coefficienti di calcolo

Forza verticale	$q_d = 24,3 \text{ kN/m}$ $e_{qd} = 0,0 \text{ m}$ Percentuale $g_d = 100,0 \%$ $\xi = 0,85$
Forza orizzontale	$H_d = 45,0 \text{ kN}$ $\Delta y_{Hd} = 0,0 \text{ m}$
Vento	$q_{\perp,d} = 0,0 \text{ kN/m}^2$
Coefficiente di correzione	$k_{mod} = 1,1$
Coefficiente di sicurezza parziale	$\gamma_M = 1,45$
Coefficiente di sistema	$k_{sys} = 1,1$

### 3.1 Situazione di carico e coefficienti di calcolo in caso d'incendio

Forza verticale	$q_d = 11,2 \text{ kN/m}$ $e_{qd} = 0,0 \text{ m}$ Percentuale $g_d = 100,0 \%$ $\xi = 0,85$
-----------------	---

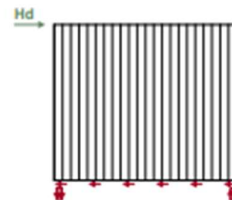
Forza orizzontale  $H_d = 0,0 \text{ kN}$   
 $\Delta y_{Hd} = 0,0 \text{ m}$   
 Coefficiente di correzione  $k_{mod,fi} = 1,0$   
 Coefficiente di sicurezza parziale  $\gamma_{M,fi} = 1,0$

## 4 Opzioni di calcolo

### 4.1 Collegamento con la platea

Modello per  $H_d$ : Trazione, compressione concentrati | taglio distribuito

Lunghezza d'introduzione della forza di compressione:  
 $0,1 \text{ m}$   
 Lunghezza d'introduzione della forza di trazione:  $0,1 \text{ m}$   
 Distanza dal bordo:  $0,1 \text{ m}$   
 Distanza dalla risultante Trazione / Compressione:  $3,35 \text{ m}$

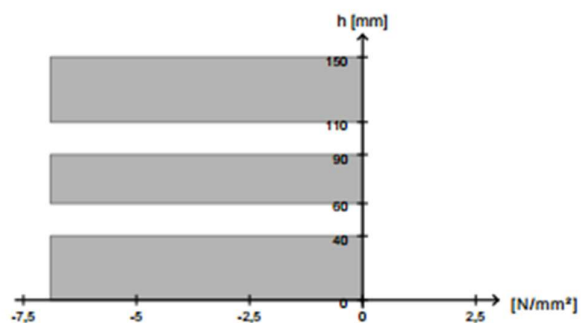


## 5 Risultati

### 5.1 SLU

#### 5.1.1 Flessione con forza assiale $m_y + n_y$

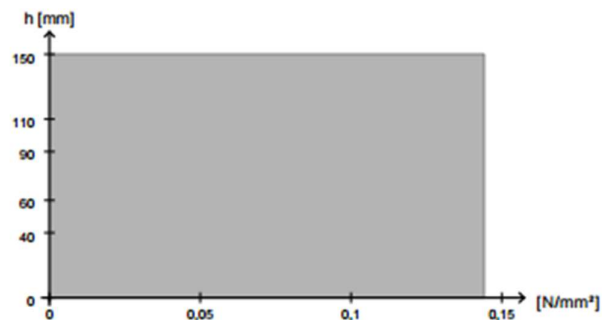
Grado di sfruttamento	43,3 %
$k_{mod}$	1,1
con $x \mid y =$	3,5 m $\mid$ 0,0 m
Combinazione base	$\xi \cdot g_d + H_d + q_{\perp,d}$



#### 5.1.2 Forza di taglio $n_{xy}$

##### 5.1.2.1 Taglio lordo

Grado di sfruttamento	4,8 %
$k_{mod}$	1,1
con x   y =	1,75 m   0,0 m
Combinazione base	$q_d + H_d + q_{\perp,d}$
Fattore di riduzione per gli strati superiori	0,5
Spessore del pannello ridotto	110,0 mm

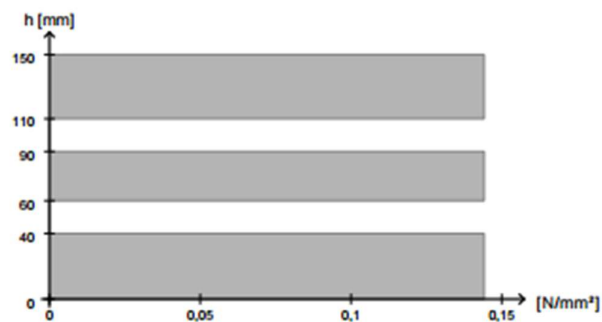


### 5.1.2.2 Taglio netto

Grado di sfruttamento	8,7 %
$k_{mod}$	1,1
con x   y =	1,75 m   0,0 m
Combinazione base	$q_d + H_d + q_{\perp,d}$

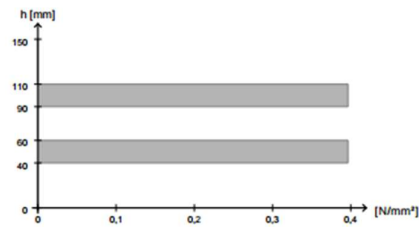
Taglio netto L

Grado di sfruttamento	3,8 %
$k_{mod}$	1,1
con x   y =	1,75 m   0,0 m
Combinazione base	$q_d + H_d + q_{\perp,d}$
$t_{fail,L}$	50,0 mm
$k_{f,v,net,k,L}$	1,0



## Taglio netto T

Grado di sfruttamento	8,7 %
$k_{mod}$	1,1
con x   y =	1,75 m   0,0 m
Combinazione base	$q_d + H_d + q_{\perp,d}$
$t_{fail,T}$	20,0 mm
$k_{f,v,net,k,T}$	1,2

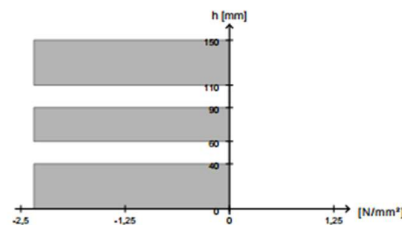


### 5.1.2.3 Torsione

Grado di sfruttamento	7,8 %
$k_{mod}$	1,1
con x   y =	1,75 m   0,0 m
Combinazione base	$q_d + H_d + q_{\perp,d}$

### 5.1.3 Stabilità

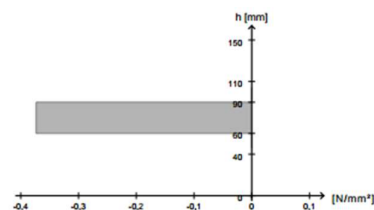
Grado di sfruttamento	18,8 %
$k_{mod}$	1,1
con x   y =	3,5 m   1,5 m
Combinazione base	$\xi q_d + H_d + q_{\perp,d}$
Lunghezza di libera inflessione	3,0 m
$\beta_c$	0,1
Fattore $k_{05}$	0,833
$k_c$ (taglio flessibile)	0,78
$w_{ef}$	0,39 m



## 5.2 Stato limite ultimo per il caso incendio

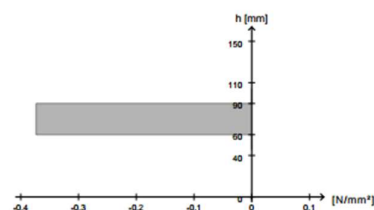
### 5.2.1 Flessione con forza assiale $m_y + n_y$

Grado di sfruttamento	1,5 %
$k_{mod}$	1,0
con x   y =	3,5 m   1,5 m
Combinazione eccezionale	$q_{d,fi} + H_{d,fi} + q_{\perp,d,fi}$

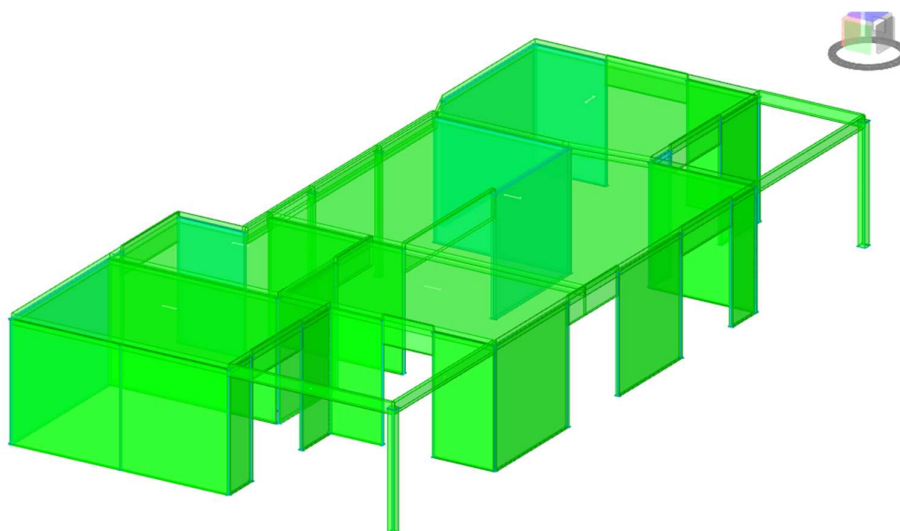


### 5.2.2 Stabilità

Grado di sfruttamento	41,0 %
$k_{mod}$	1,0
con x   y =	3,5 m   1,5 m
Combinazione eccezionale	$q_{d,fi} + H_{d,fi} + q_{\perp,d,fi}$
Lunghezza di libera inflessione	3,0 m
$\beta_c$	0,1
Fattore $k_{05}$	0,833
$k_{c,incendio}$ (taglio flessibile)	0,04
$w_{ef}$	0,481 m

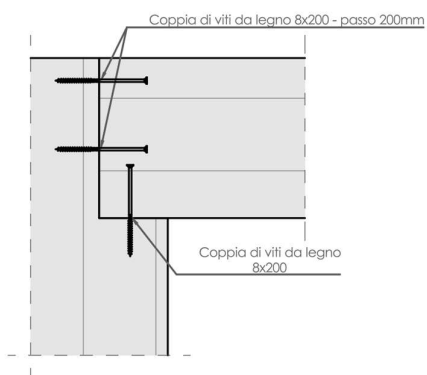


Tutte le altre pareti ed elementi risultano verificati tramite Sismicad 13:



Il carico verticale in prossimità delle aperture viene trasferito per contatto tramite degli architravi in XLAM. Lo sbandamento laterale viene impedito tramite alcune viti di fissaggio come da figura seguente:

**CONNESSIONE ARCHITRAVI in XLAM e LAMELLARE**  
Sezione verticale  
Scala 1:10



## 6.6.1 Verifica trave GL24h pergolato esterna

La trave caricata dal peso dei travetti e dalla neve presente sulla superficie superiore degli stessi.

<b>Tipologia:</b> trave <b>Vincoli:</b> appoggio - appoggio <b>Norma:</b> NTC 17/01/2018 + DT206/2018		<b>Elemento:</b> ... <b>Posizione:</b> ... <b>Note:</b> ...	
<b>Tipo materiale:</b> GL24h <b>Materiale legno in:</b> controllo qualità		Proprietà del legno secondo la normativa europea UNI EN 14080 (Semplificata), EN338 (massiccio), UNI EN 300 (OSB).	
<b>Sezione</b> <b>b =</b> 160 mm <b>h =</b> 240 mm <b>I =</b> 4,90 m		<b>Valori caratteristici di rigidità</b> mod. elast. parall. medio $E_{0,mean}$ 11500 MPa mod. elast. parall. caratt. $E_{0,k}$ 9600 MPa mod. elast. ortog. medio $E_{0,mean}$ 300 MPa mod. elast. ortog. caratt. $E_{0,k}$ 650 MPa	
<b>Peso proprio del legno</b> $q_{1,k}$ = (peso pr. travetti) = 0,19 kN/m <b>Carichi agenti per metro quadro</b> passo (o tratto di carico) = 2,50 m $q_{2,k}$ = (permanente) = 0,40 kN/m <sup>2</sup> $q_{3,k}$ = (perm. non str.) = 0,00 kN/m <sup>2</sup> $q_{4,k}$ = (variabile) = 0,77 kN/m <sup>2</sup>		<b>Valori caratteristici di resistenza</b> flessione $f_{t,k}$ 24,00 MPa tracc. parallela alle fibre $f_{t,0,k}$ 19,20 MPa tracc. ortog. alle fibre $f_{t,90,k}$ 0,50 MPa compr. parallela alle fibre $f_{c,k}$ 24,00 MPa compr. ortog. alle fibre $f_{c,90,k}$ 2,50 MPa taglio e torsione $f_{v,k}$ 3,50 MPa	
<b>Carichi puntuali in mezzera</b> $P_{0,k}$ = (permanente) = 0,00 kN $P_{0,k}$ = (perm. non str.) = 0,00 kN $P_{0,k}$ = (variabile) = 0,00 kN		<b>Lunghezza efficace (sband. piano deb. 1-2)</b> $l_{eff}$ = 4,90 m	
<b>Classe di servizio:</b> 1 <b>Carichi accidentali:</b> Cat. G - Rimessa (>30kN)		<b>Controflessione:</b> $u_{2,k}$ = 0 mm	
<b>Tipologia app:</b> estremità $l_{app}$ = 0 mm <b>appoggio:</b> discont. $b_{app}$ = 160 mm dist. bordo a: $a$ = 0 mm		<b>Limiti di freccia:</b> $u_{lim,1,k}$ ≤ l / 250 $u_{lim,2,k}$ ≤ l / 200	
<b>Resistenza al fuoco:</b> R60		<b>Valori statici</b> $k_1$ = 1,10 $k_2$ = 0,71 $A = b \cdot h$ = 38400 mm <sup>2</sup> $J_{22} = bh^3/12$ = 184320000 mm <sup>4</sup> $J_{33} = bh^3/12$ = 81920000 mm <sup>4</sup> $W_{22} = bh^2/6$ = 1536000 mm <sup>3</sup> $W_{33} = hb^2/6$ = 1024000 mm <sup>3</sup>	
<b>Verifiche di resistenza</b> se $s \leq 1 \rightarrow ok$ Flessione $\sigma_{m,2,k} / f_{t,0,k}$ = 0,56 Stabilità $\sigma_{m,2,k} / (k_{0,eff} \cdot f_{t,0,k})$ = 0,56 Taglio $\tau_{v,k} / f_{v,k}$ = 0,29 Compr. app. $\sigma_{c,0,k} / (k_{c,0,eff} \cdot f_{c,0,k})$ = / <b>Verifiche al fuoco:</b> Verifiche soddisfatte per R60		<b>Verifiche di deformazione</b> se $s \leq 1 \rightarrow ok$ Freccia istantanea $u_{2,k} / u_{2,lim,k}$ = 0,43 Freccia netta finale $u_{2,k} / u_{2,lim,k}$ = 0,78 Freccia netta finale $u_{2,k} / u_{2,lim,k}$ = 0,63 Freccia per $P = 1$ kN = 1,16 mm **	
** Se $u_{lim,k} > 1,25$ mm, si può ritenere automaticamente soddisfatta la prova a vibrazione senza ulteriori verifiche. (Condizione valida nel caso di travi di solaio)			
<b>Ricerca combinazione più gravosa per SLU</b> Combinaz. 1) $F_d = 1,30 G_k + 1,50 Q_{k,1}$ → $k_{mod} = 0,60$ Combinaz. 2) $F_d = 1,30 G_k + 1,50 Q_{k,2} + 1,50 Q_{k,3}$ → $k_{mod} = 0,80$ <b>Esito ricerca:</b> comb. 2) → $k_{mod} = 0,80$ carico di progetto uniforme $q_d$ = 4,43 kN/m			

<b>Verifica della freccia di inflessione</b> Controflessione: $u_{2,k}$ = 0 mm Valori di deformata > 0 se verso il basso <b>Componenti della freccia di inflessione:</b> $u_1$ = freccia dovuta ai carichi permanenti $u_2$ = freccia dovuta ai carichi variabili $u_{tot} = u_1 + u_2 - u_3$ $u_{tot} = u_1 + u_2$ (freccia finale (o freccia totale))			
<b>Limiti:</b> $u_{lim,1,k} \leq l / 300$ = 16,33 mm $u_{lim,2,k} \leq l / 250$ = 19,60 mm $u_{lim,3,k} \leq l / 200$ = 24,50 mm <b>Parametri:</b> $E_{0,mean}$ = 650 MPa $E_{0,k}$ = 11500 MPa $q_{1,k}$ = 0,19 kN/m $q_{2,k}$ = 0,00 kN/m $q_{3,k}$ = 0,77 kN/m $q_{4,k}$ = 0,00 kN/m $P_{0,k}$ = 0,00 kN/m $P_{0,k}$ = 0,00 kN/m		<b>Valori di kdef secondo la tabella 4.4.V di NTC 17/01/2018:</b> Classe di servizio della struttura: 1 Coefficienti: $k_{def}$ = 1 $\psi_{2,k}$ = 0,30	
<b>Verifica della freccia istantanea <math>u_{2,k}</math> per i soli carichi variabili</b> $q = q_{1,k}$ = 0,19 kN/m $P = P_{0,k}$ = 0,00 kN $u_{2,k} = 5q l^4 / (384 E_{0,mean} J_{22}) + 1,2 q l^2 / (8 G_{0,mean} A) + P l^3 / (48 E_{0,mean} J_{22})$ $\eta = u_{2,k} / u_{2,lim,k}$ = 0,43 OK		7,08 mm	
<b>Verifica della freccia netta finale <math>u_{2,k}</math></b> $q = (q_{1,k} + q_{2,k}) \cdot (1 + k_{def}) + q_{3,k} \cdot (1 + \psi_{2,k} \cdot k_{def})$ = 4,17 kN/m $P = (P_{0,k} + P_{0,k}) \cdot (1 + k_{def}) + P_{0,k} \cdot (1 + \psi_{2,k} \cdot k_{def})$ = 0,00 kN $u_{2,k} = 5q l^4 / (384 E_{0,mean} J_{22}) + 1,2 q l^2 / (8 G_{0,mean} A) + P l^3 / (48 E_{0,mean} J_{22}) - u_{3,k}$ $\eta = u_{2,k} / u_{2,lim,k}$ = 0,78 OK		15,38 mm	
<b>Verifica della freccia totale finale <math>u_{tot}</math></b> $q = (q_{1,k} + q_{2,k}) \cdot (1 + k_{def}) + q_{3,k} \cdot (1 + \psi_{2,k} \cdot k_{def})$ = 4,17 kN/m $P = (P_{0,k} + P_{0,k}) \cdot (1 + k_{def}) + P_{0,k} \cdot (1 + \psi_{2,k} \cdot k_{def})$ = 0,00 kN $u_{tot} = 5q l^4 / (384 E_{0,mean} J_{22}) + 1,2 q l^2 / (8 G_{0,mean} A) + P l^3 / (48 E_{0,mean} J_{22})$ $\eta = u_{tot} / u_{2,lim,k}$ = 0,63 OK		15,38 mm	

$R_{assoggetta}$ =	10,85 kN	( $q_d / 2 + P_d / 2$ )
$R_{assoggetta}$ =	10,85 kN	( $q_d / 2 + P_d / 2$ )
$V_{assoggetta}$ =	10,85 kN	( $q_d / 2 + P_d / 2$ )
$M_{assoggetta}$ =	13,29 kNm	( $q_d l^2 / 8 + P_d l / 4$ )

Reazioni agli appoggi - sollecitazioni non combinate	
$R_{assoggetta}$ a. g. l. a =	2,92 kN
$R_{assoggetta}$ a. g. l. a =	0,00 kN
$R_{assoggetta}$ a. g. l. a =	4,70 kN
$R_{assoggetta}$ a. g. l. a =	2,92 kN
$R_{assoggetta}$ a. g. l. a =	0,00 kN
$R_{assoggetta}$ a. g. l. a =	4,70 kN

**Sollecitazioni massime**  
 $V_1$  = 10,85 kN  
 $M_{22}$  = 13,29 kNm

**Tensioni**  
 $\tau_d = 1,5 V_1 / h b_{eff}$  = 0,59 MPa  
 $\sigma_{m,2,k} = M_{22} / W_{22}$  = 8,66 MPa  
 $\sigma_{c,0,k} = V_1 / (b \cdot l_{app,0,k})$  = / MPa

Reazioni agli appoggi - c. di c. rara (g+q)	
$R_{assoggetta}$ a. c. di c. rara =	7,62 kN
$R_{assoggetta}$ a. c. di c. rara =	7,62 kN

$k_{mod}$ =	0,80
$\gamma_{M}$ =	1,35
$k_{mod} / \gamma_{M}$ =	0,59

**Resistenze di calcolo**  
 $f_{t,0,d}$  =  $k_1 f_{t,0,k} k_{mod} / \gamma_{M}$  = 15,59 MPa  
 $f_{c,d}$  =  $f_{c,k} k_{mod} / \gamma_{M}$  = 2,07 MPa  
 $f_{v,0,d}$  =  $f_{v,0,k} k_{mod} / \gamma_{M}$  = 1,48 MPa

**Calcolo del coefficiente di sbandamento laterale  $k_{0,eff}$  (sbandamento nel piano debole 1-2)**  
 $k_{0,eff}$  = (formula in funzione di  $\lambda_{0,eff}$ ) = 1,00 secondo (4.4.12) di NTC 17/01/2018  
 $\lambda_{0,eff} = (f_{t,0,k} / \sigma_{m,2,k})^{0,5}$  = 0,40 snellezza a flessione  
 $f_{t,0,k}$  = 26,30 MPa resistenza caratteristica a flessione  
 $\sigma_{m,2,k} = 0,78 b^2 / (j_{s,eff} h) E_{0,25}$  = 163,00 MPa tensione di flessione critica  
 $j_{s,eff}$  = 4,90 m lunghezza efficace  
 $E_{0,25}$  = 9600 MPa modulo elastico parallelo caratteristico  
 $G_{0,mean}$  = 650 MPa modulo di taglio medio  
 $E_{0,mean}$  = 11500 MPa modulo elastico parallelo medio

**Calcolo del coefficiente di compressione ortogonale  $k_{c,0}$**   
 $l_{app,calcolo}$  = 0,00 mm determinato secondo eq. [7.10]  
 $k_{c,0}$  = 1,00 parametro

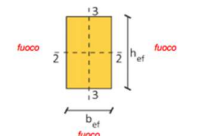
**Verifica di resistenza a flessione**  
 $\eta = \sigma_{m,2,k} / f_{t,0,d} \leq 1$  η = 0,56 s1

**Verifica di stabilità (svergolamento)**  
 $\eta = \sigma_{m,2,k} / (k_{0,eff} \cdot f_{t,0,d}) \leq 1$  η = 0,56 s1

**Verifica di resistenza a taglio**  
 $\eta = \tau_d / f_{v,0,d} \leq 1$  η = 0,29 s1

**Verifica a compressione all'appoggio**  
 $\eta = \sigma_{c,0,k} / (k_{c,0,k} \cdot f_{c,0,k}) \leq 1$  / /

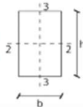
<b>Verifiche in condizione di incendio</b> Normativa: NTC 17/01/2018 + DT206/2018	
<b>Sezione integra</b> <b>b =</b> 160 mm <b>h =</b> 240 mm	
<b>Metodo della sezione efficace</b> $\beta_{tr}$ = 0,7 mm/min $t_{0,eff}$ = 60,0 min $d_{0,eff} = \beta_{tr} t_{0,eff}$ = 42,0 mm $k_2$ = 1,00 $d_{0,eff}$ = 7,0 mm $d_{0,eff} = d_{0,eff} + k_2 d_0$ = 49,0 mm	
<b>N° superfici esposte al fuoco</b> lateralmente: 2 $d_{tr}$ riduzione di b: 2 $d_{tr}$ inferiormente e superiormente: 1 $d_{tr}$ riduzione di h: 1 $d_{tr}$	
<b>Sezione efficace</b> $b_{eff}$ = 62,0 mm $h_{eff}$ = 191,0 mm $A = b_{eff} h_{eff}$ = 11910 mm <sup>2</sup> $J_{22} = b_{eff} h_{eff}^3 / 12$ = 36000697 mm <sup>4</sup> $W_{22} = b_{eff} h_{eff}^2 / 6$ = 376970 mm <sup>3</sup>	
<b>Combinazione di carico</b> $F_d = 1,0 G_k + 1,0 Q_{k,1} + \psi_{2,k} Q_{k,2}$ → $q_d$ = 0,30 → $P_d$ = 1,77 kN/m → $P_d$ = 0,00 kN	
<b>Sollecitazioni massime</b> $l$ = 4,90 m $V_1$ = 4,33 kN $M_{22}$ = 5,31 kNm	
<b>Tensioni di progetto</b> $\tau_d = 1,5 V_1 / h_{eff} b_{eff}$ = 0,77 MPa $\sigma_{m,2,k} = M_{22} / W_{22}$ = 14,08 MPa	
<b>Lunghezza efficace (per sbandamento nel piano debole 1-2)</b> $l_{s,eff}$ = 4,90 m	
<b>Calcolo dei coefficienti di sbandamento laterale <math>k_{0,eff}</math> (sbandamento nel piano debole 1-2) e di <math>k_{c,0}</math></b> $k_{0,eff}$ = (formula in funzione di $\lambda_{0,eff}$ ) = 0,91 secondo (4.4.12) di NTC 17/01/2018 $\lambda_{0,eff} = (f_{t,0,k} / \sigma_{m,2,k})^{0,5}$ = 0,86 snellezza a flessione $f_{t,0,k}$ = 26,30 MPa resistenza caratteristica a flessione $\sigma_{m,2,k} = 0,78 b^2 / (j_{s,eff} h) E_{0,25}$ = 35,37 MPa tensione di flessione critica $j_{s,eff}$ = 4,90 m lunghezza efficace $E_{0,25}$ = 11040 MPa modulo elastico parallelo caratteristico	
<b>Calcolo del coefficiente di compressione ortogonale <math>k_{c,0}</math></b> $l_{app,calcolo}$ = 0,00 mm determinato secondo eq. [7.10] $k_{c,0}$ = 1,00 parametro	
<b>Verifica di resistenza a flessione</b> $\eta = \sigma_{m,2,k} / f_{t,0,d} \leq 1$ <span style="float: right;">η = 0,51 s1</span>	
<b>Verifica di stabilità (svergolamento)</b> $\eta = \sigma_{m,2,k} / (k_{0,eff} \cdot f_{t,0,d}) \leq 1$ <span style="float: right;">η = 0,56 s1</span>	
<b>Verifica di resistenza a taglio</b> $\eta = \tau_d / f_{v,0,d} \leq 1$ <span style="float: right;">η = 0,19 s1</span>	
<b>Verifica a compressione all'appoggio</b> $\eta = \sigma_{c,0,k} / (k_{c,0,k} \cdot f_{c,0,k}) \leq 1$ <span style="float: right;">/ /</span>	





6.6.2 Verifica colonna interna

Tipologia:	trave	Elemento:	...
Vincoli:	...	Posizione:	...
Norma:	NTC 17/01/2018 + DT206:2018	Note:	...

Tipo materiale:	GL24h	Proprietà del legno secondo la normativa europea UNI EN 14080 (lamellare), EN338 (massiccio), UNI EN 300 (OSB).
Materiale legno in	controllo qualità	
Sezione	b = 120 mm h = 160 mm	Moduli di elasticità
Lunghezze di libera inflessione	$l_{02} = 3,00$ m (lunghezza di libera inflessione nel piano forte 1-3) $l_{03} = 3,00$ m (lunghezza di libera inflessione nel piano debole 1-2)	mod. elast. parall. medio $E_{0,mean} = 11500$ MPa mod. elast. parall. caratt. $E_{0,05} = 9600$ MPa mod. elast. ortog. medio $E_{90,mean} = 300$ MPa modulo di taglio medio $G_{mean} = 650$ MPa
Azioni interne di progetto (ricavate dal modello strutturale)		Valori caratteristici di resistenza
Combinazione di carico:	...	flessione $f_{m,k} = 24,00$ MPa traz. parallela alle fibre $f_{t,0,k} = 19,20$ MPa traz. ortog. alle fibre $f_{t,90,k} = 0,50$ MPa compr. parallela alle fibre $f_{c,0,k} = 24,00$ MPa compr. ortog. alle fibre $f_{c,90,k} = 2,50$ MPa taglio $f_{v,k} = 3,50$ MPa
$F_{app} = 0,00$ kN $N_{compressione} = 40,00$ kN $M_{22} = 0,00$ kNm $M_{33} = 0,00$ kNm $V_2 = 0,00$ kN $V_3 = 0,00$ kN		Valori di calcolo di resistenza
Altri parametri		flessione $f_{m,d} = 16,00$ MPa traz. parallela alle fibre $f_{t,0,d} = 12,80$ MPa traz. ortog. alle fibre $f_{t,90,d} = 0,33$ MPa compr. parallela alle fibre $f_{c,0,d} = 16,00$ MPa compr. ortog. alle fibre $f_{c,90,d} = 1,67$ MPa taglio $f_{v,d} = 2,33$ MPa
Classe di servizio:	2	Resistenza al fuoco
Carico accidentale	Neve (<1000 m)	R30
$\gamma_M = 1,35$ $k_{1,fls} = 1,10$ $k_{Cv} = 0,71$	$k_{mod} = 0,90$ eq. [7.17]	
tipo app:	intermedio	$g_1 = 1,00$ kN/m <sup>2</sup> $g_2 = 1,50$ kN/m <sup>2</sup> $q = 1,20$ kN/m <sup>2</sup> $V_{2l} = 0,00$
appoggio:	discont.	$k_{g1} = 0,19$ $k_{g2} = 0,28$ $k_q = 0,00$ $k_t = 0,47$
dist. bordo a:	0 mm	
Valori statici		Tensioni di progetto
$b_{ef} = 85,71428571$ mm $A = bh = 19200$ mm <sup>2</sup> $J_{22} = bh^3/12 = 40960000$ mm <sup>4</sup> $J_{33} = hb^3/12 = 23040000$ mm <sup>4</sup> $W_{22} = bh^2/6 = 512000$ mm <sup>3</sup> $W_{33} = hb^2/6 = 384000$ mm <sup>3</sup>		$\sigma_{c,0,d} = N_{compressione} / A = 2,08$ Mpa $\sigma_{m,2,d} = M_{22} / W_{22} = 0,00$ Mpa $\sigma_{m,3,d} = M_{33} / W_{33} = 0,00$ Mpa $\tau_d = 1,5 (V_2^2 + V_3^2)^{0,5} / h b_{ef} = 0,00$ Mpa $\sigma_{c,90,d} = F_{app} / (b l_{app}) =$ / Mpa
Verifica di resistenza a pressoflessione	$\eta = (\sigma_{c,0,d} / f_{c,0,d})^2 + (\sigma_{m,2,d} + 0,7 \sigma_{m,3,d}) / f_{m,d} \leq 1$ $\eta = (\sigma_{c,0,d} / f_{c,0,d})^2 + (0,7 \sigma_{m,2,d} + \sigma_{m,3,d}) / f_{m,d} \leq 1$	$\eta = 0,02 \leq 1$ $\eta = 0,02 \leq 1$
Verifica di stabilità a pressoflessione - pilastro	$\eta(1) =$ eq. [7.31(1)] $\eta(2) =$ eq. [7.31(2)] $\eta(3) =$ eq. [7.31(3)] $\eta(4) =$ eq. [7.31(4)]	- - - - - - - -
Verifica di stabilità a pressoflessione - trave	$\eta(1) =$ eq. [7.32(1)]	$\eta = 0,18 \leq 1$
$\eta(2) =$ eq. [7.32(2)]		$\eta = 0,27 \leq 1$
Verifica di resistenza a taglio	$\eta = \tau_d / f_{v,d} \leq 1$	$\eta = 0,00 \leq 1$
Verifica a compressione all'appoggio	$\eta = \sigma_{c,90,d} / (k_{c,90,d} f_{c,90,d}) \leq 1$	/ /
Verifiche al fuoco		Verifiche soddisfatte per R30

La superficie della colonna non sarà esposta al fuoco ma coperta da pannelli di cartongesso.



**Parametri utilizzati nelle verifiche di stabilità a pressoflessione - pilastro**

**Calcolo del coefficiente di tensione critica  $k_{c,2}$  (piano forte 1-3)**

$k_{c,2} = 1 / [k_2 + (k_2^2 - \lambda_{rel,2}^2)^{0.5}] =$	0,74	secondo eq. [4.4.15] di NTC 17/01/2018
$k_2 = 0,5 (1 + \beta_c (\lambda_{rel,2} - 0,3) + \lambda_{rel,2}^2) =$	1,07	parametro di calcolo intermedio
$\lambda_{rel,2} = (f_{c,0,k} / \sigma_{c,crit,2})^{0.5} =$	1,03	snellezza relativa della sezione nel piano 1-3
$\sigma_{c,crit,2} = \pi^2 E_{0,05} / \lambda_2^2 =$	22,51 Mpa	tensione critica euleriana nel piano 1-3
$\beta_c =$	0,10	coefficiente
$f_{c,0,k} =$	24,00 Mpa	resistenza caratteristica a compr. parallela alle fibre
$E_{0,05} =$	9600 Mpa	modulo elastico parallelo caratteristico
$\lambda_2 = l_{02} / i_2 =$	64,88	snellezza della sezione nel piano 1-3
$l_{02} =$	3,00 m	lunghezza di libera inflessione nel piano 1-3
$i_2 = 0,289 h =$	0,05 m	raggio giratore della sezione nel piano 1-3

**Calcolo del coefficiente di tensione critica  $k_{c,3}$  (piano debole 1-2)**

$k_{c,3} = 1 / [k_3 + (k_3^2 - \lambda_{rel,3}^2)^{0.5}] =$	0,48	secondo eq. [4.4.15] di NTC 17/01/2018
$k_3 = 0,5 (1 + \beta_c (\lambda_{rel,3} - 0,3) + \lambda_{rel,3}^2) =$	1,50	parametro di calcolo intermedio
$\lambda_{rel,3} = (f_{c,0,k} / \sigma_{c,crit,3})^{0.5} =$	1,38	snellezza relativa della sezione nel piano 1-2
$\sigma_{c,crit,3} = \pi^2 E_{0,05} / \lambda_3^2 =$	12,66 Mpa	tensione critica euleriana nel piano 1-2
$\beta_c =$	0,10	coefficiente
$f_{c,0,k} =$	24,00 Mpa	resistenza caratteristica a compr. parallela alle fibre
$E_{0,05} =$	9600 Mpa	modulo elastico parallelo caratteristico
$\lambda_3 = l_{03} / i_3 =$	86,51	snellezza della sezione nel piano 1-2
$l_{03} =$	3,00 m	lunghezza di libera inflessione nel piano 1-2
$i_3 = 0,289 b =$	0,03 m	raggio giratore della sezione nel piano 1-2

**Calcolo del coefficiente di sbandamento laterale  $k_{crit}$  (sbandamento nel piano debole 1-2)**

$k_{crit} =$ (formule in funzione di $\lambda_{rel,m}$ ) =	1,00	secondo eq. [4.4.12] di NTC 17/01/2018
$\lambda_{rel,m} = (f_{m,k} / \sigma_{m,crit})^{0.5} =$	0,34	snellezza a flessione
$f_{m,k} =$	26,40 Mpa	resistenza caratteristica a flessione
$\sigma_{m,crit} = 0,78 b^2 / (l_{3,eff} h) E_{0,05} =$	224,64 Mpa	tensione di flessione critica
$l_{3,eff} =$	3,00 m	lunghezza efficace nel piano 1-2
$E_{0,05} =$	9600 Mpa	modulo elastico parallelo caratteristico
$l_{app-calcolo} =$	0 mm	determinato secondo eq. [7.10]
$k_{c,90} =$	1,00	parametro

### 6.6.3 Verifica collegamenti

#### 6.6.3.1 Parete CLT - cordolo in c.a. – trazione

La trazione massima alla base delle pareti risulta pari a 16 kN:

##### Tiro massimo per ciascun ancoraggio, durata "Istantaneo"

Parete	Posizione	Comb.	N
Parete in legno da piano terra a copertura (125; -308)-(125; 135)	(1.25; 1.25; 0)	SLV 5	15.81
Parete in legno da piano terra a copertura (-310; 235)-(-85; 235)	(0.75; 2.35; 0)	SLV 3	6.81
Parete in legno da piano terra a copertura (-535; 117)-(-535; 210)	(-5.35; 1.25; 0)	SLV 3	6.65
Parete in legno da piano terra a copertura (-535; -308)-(-535; -123)	(-5.35; -1.33; 0)	SLV 5	6.27
Parete in legno da piano terra a copertura (-86; -308)-(-125; -308)	(-0.76; -3.08; 0)	SLV 15	5.79
Parete in legno da piano terra a copertura (-535; 117)-(-535; 210)	(-5.35; 2.01; 0)	SLV 3	5.49
Parete in legno da piano terra a copertura (-846; 210)-(-846; 327)	(-8.46; 3.17; 0)	SLV 13	4.85
Parete in legno da piano terra a copertura (-41; 1941)-(282; 1941)	(2.72; 19.41; 0)	SLV 5	4.6
Parete in legno da piano terra a copertura (-360; 1833)-(-360; 1941)	(-3.6; 18.43; 0)	SLV 11	3.57
Parete in legno da piano terra a copertura (-846; 210)-(-535; 210)	(-5.45; 2.1; 0)	SLV 1	2.88
Parete in legno da piano terra a copertura (-360; 1455)-(-360; 1593)	(-3.6; 15.83; 0)	SLV 5	2.87
Parete in legno da piano terra a copertura (-846; 1455)-(-665; 1455)	(-8.36; 14.55; 0)	SLV 5	2.7
Parete in legno da piano terra a copertura (-846; 1455)-(-665; 1455)	(-6.75; 14.55; 0)	SLV 1	1.58
Parete in legno da piano terra a copertura (125; -308)-(-125; 135)	(1.25; -2.98; 0)	SLV 3	1.45
Parete in legno da piano terra a copertura (-535; -308)-(-326; -308)	(-3.36; -3.08; 0)	SLV 3	0.68
Parete in legno da piano terra a copertura (-846; 210)-(-846; 327)	(-8.46; 2.2; 0)	SLV 13	0.61
Parete in legno da piano terra a copertura (-215; 1470)-(282; 1470)	(-2.05; 14.7; 0)	SLV 5	0.21

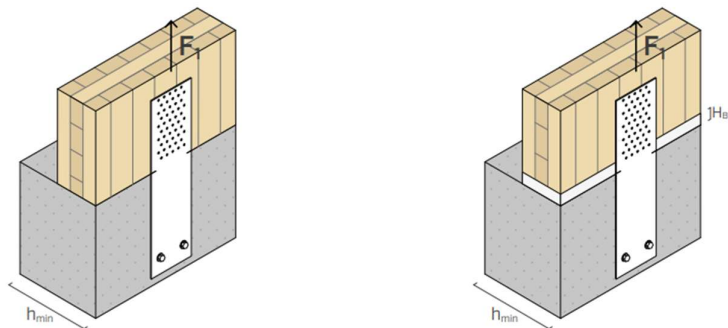
Le restanti pareti rimangono compresse sotto il peso del solaio di copertura e il pacchetto di permanente portato. Per gli hold-down si considera a favore di sicurezza calcestruzzo fessurato.

Si sceglie ad ogni estremità di della parete più sollecitata WHTPLATE540 con fissaggio parziale di 30 LBA460. Lato calcestruzzo VIN-FIX PRO con barra filettata 5.8 16x130 mm:

$$R_{1,d} = \min(R_{1,d, \text{timber}}; R_{1,d, \text{steel}}; R_{1,d, \text{cracked}}) = \mathbf{25.4 \text{ kN}}$$

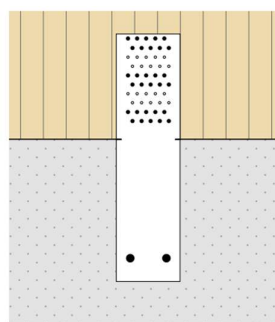
$$\gamma_M = 1.4; k_{mod} = 1.1; \gamma_{M2, \text{steel}} = 1.25$$

■ VALORI STATICI | **WHTPLATE540** | LEGNO-CALCESTRUZZO |  $F_1$



SPESORE MINIMO CALCESTRUZZO  $h_{\min} \geq 150 \text{ mm}$

configurazione	pattern	LEGNO					ACCIAIO		CALCESTRUZZO <sup>[2]</sup>					
		fissaggi fori Ø5		$R_{1,k} \text{ timber}$	$R_{1,k} \text{ steel}$	$R_{1,d} \text{ uncracked}$	$R_{1,d} \text{ cracked}$	$R_{1,d} \text{ seismic}$	VIN-FIX 5.8 Ø x L	VIN-FIX 5.8 Ø x L	HYB-FIX 8.8 Ø x L	$R_{1,d} \text{ cracked}$	$R_{1,d} \text{ seismic}$	$R_{1,d} \text{ seismic}$
		Ø x L [mm]	$n_v$ [pz.]	$H_B \text{ max}$ [mm]										
fissaggio parziale <sup>(1)</sup> 2 ancoranti M16	30 fissaggi	LBA Ø4 x 60	30	-	84,9	70,6	$\gamma_{M2}$	M16 x 130	35,9	M16 x 130	25,4	M16 x 130	21,6	21,6
		LBS Ø5 x 60	30	10	69,9	70,6	$\gamma_{M2}$	M16 x 130	35,9	M16 x 130	25,4	M16 x 130	21,6	21,6
fissaggio parziale <sup>(1)</sup> 2 ancoranti M16	15 fissaggi	LBA Ø4 x 60	15	60	42,5	70,6	$\gamma_{M2}$	M16 x 130	35,9	M16 x 130	25,4	M16 x 130	21,6	21,6
		LBS Ø5 x 60	15	70	35,0	70,6	$\gamma_{M2}$	M16 x 130	35,9	M16 x 130	25,4	M16 x 130	21,6	21,6



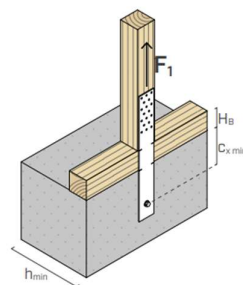
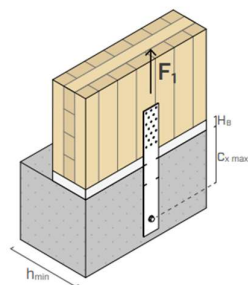
30 fissaggi  
fissaggio parziale  
LBA Ø4 x 60

Nelle restanti pareti si sceglie ad ogni estremità WHTPLATE440 con 15 LBA460. Lato calcestruzzo chimico VIN-FIX con barra filettata 5.8 16x130 mm:

$$R_{1,d} = \min (R_{1,d} \text{ timber}; R_{1,d} \text{ steel}; R_{1,d} \text{ cracked}) = \mathbf{12,9 \text{ kN}}$$

$$\gamma_M = 1,4; k_{\text{mod}} = 1,1; \gamma_{M2, \text{steel}} = 1,25$$

■ VALORI STATICI | **WHTPLATE440** | LEGNO-CALCESTRUZZO |  $F_1$



SPESORE MINIMO CALCESTRUZZO  $h_{min} \geq 150$  mm

configurazione	pattern	LEGNO				ACCIAIO		CALCESTRUZZO					
		fissaggi fori Ø5		$R_{1,k}$ timber	$R_{1,k}$ steel	$R_{1,d}$ uncracked	$R_{1,d}$ cracked	$R_{1,d}$ seismic	$R_{1,d}$ seismic	$R_{1,d}$ seismic	$R_{1,d}$ seismic	$R_{1,d}$ seismic	$R_{1,d}$ seismic
		Ø x L	$n_y$										
		[mm]	[pz.]	[mm]	[kN]	[kN]	$\gamma_{steel}$	VIN-FIX 5.8 Ø x L	VIN-FIX 5.8 Ø x L	VIN-FIX 5.8 Ø x L	VIN-FIX 5.8 Ø x L	HYB-FIX 8.8 Ø x L	HYB-FIX 8.8 Ø x L
$c_x \max = 200$ mm	wide pattern	LBA Ø4 x 60	18	20	39,6	34,8	$\gamma_{M2}$	M16 x 130	26,0	M16 x 130	18,4	M16 x 130	18,4
		LBS Ø5 x 60	18	30	31,8								
$c_x \min = 130$ mm	wide pattern	LBA Ø4 x 60	15	90	34,0	34,8	$\gamma_{M2}$	M16 x 130	18,2	M16 x 130	12,9	M16 x 130	12,9
		LBS Ø5 x 60	13	95	24,5								
$c_x \min = 130$ mm	narrow pattern	LBA Ø4 x 60	10	70	22,3	34,8	$\gamma_{M2}$	M16 x 130	18,2	M16 x 130	12,9	M16 x 130	12,9
		LBS Ø5 x 60	9	75	17,5								

### 6.6.3.2 Parete CLT - cordolo in c.a. – taglio

Il taglio massimo alla base delle pareti vale 42 kN (11 kN/m) per la parete più caricata:

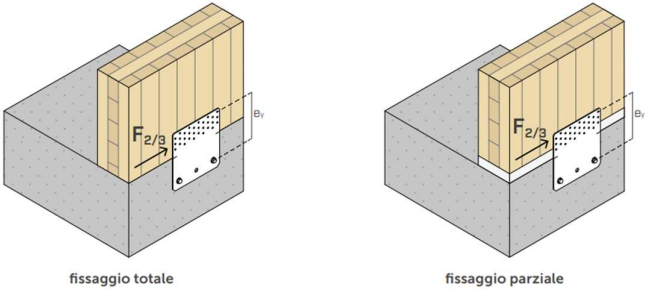
#### Taglio massimo nel piano per ciascun bordo, durata "Istantaneo"

Parete	Posizione	Tipo	L	Comb.	V	V/L
Parete in legno da piano terra a copertura (-310; 235) - (-310; 595)	(-3.1; 5.95; 0) - (-3.1; 2.35; 0)	I	3.607	SLV 9	42.07	11.67
Parete in legno da piano terra a copertura (-215; 1195) - (-215; 1470)	(-2.15; 11.95; 0) - (-2.15; 14.7; 0)	I	2.754	SLV 11	24.54	8.91
Parete in legno da piano terra a copertura (-310; 235) - (85; 235)	(-3.1; 2.35; 0) - (0.85; 2.35; 0)	I	3.954	SLV 3	33.77	8.54
Parete in legno da piano terra a copertura (-360; 1833) - (-360; 1941)	(-3.6; 19.41; 0) - (-3.6; 18.33; 0)	I	1.072	SLU 34	8.36	7.8
Parete in legno da piano terra a copertura (-360; 1455) - (-360; 1593)	(-3.6; 15.93; 0) - (-3.6; 14.55; 0)	I	1.382	SLU 34	10.52	7.61
Parete in legno da piano terra a copertura (-311; 1025) - (85; 1025)	(-3.11; 10.25; 0) - (0.85; 10.25; 0)	I	3.955	SLV 13	27.96	7.07
Parete in legno da piano terra a copertura (-535; -308) - (-326; -308)	(-5.35; -3.08; 0) - (-3.26; -3.08; 0)	I	2.098	SLV 3	14.42	6.87
Parete in legno da piano terra a copertura (125; -308) - (125; 135)	(1.25; -3.08; 0) - (1.25; 1.35; 0)	I	4.425	SLV 11	28.87	6.52
Parete in legno da piano terra a copertura (-846; 210) - (-846; 327)	(-8.46; 3.27; 0) - (-8.46; 2.1; 0)	I	1.167	SLU 34	7.59	6.5
Parete in legno da piano terra a copertura (-846; -308) - (125; -308)	(-8.46; -3.08; 0) - (1.25; -3.08; 0)	I	2.106	SLV 15	13.29	6.31
Parete in legno da piano terra a copertura (-846; 210) - (-535; 210)	(-8.46; 2.1; 0) - (-5.35; 2.1; 0)	I	3.106	SLV 13	19.55	6.29
Parete in legno da piano terra a copertura (282; 1413) - (282; 1941)	(2.82; 14.13; 0) - (2.82; 19.41; 0)	I	5.28	SLV 11	32.88	6.23
Parete in legno da piano terra a copertura (-846; 1108) - (-846; 1455)	(-8.46; 14.55; 0) - (-8.46; 11.08; 0)	I	3.473	SLV 7	19.54	5.63
Parete in legno da piano terra a copertura (-215; 1470) - (282; 1470)	(-2.15; 14.7; 0) - (2.82; 14.7; 0)	I	4.966	SLV 1	27.76	5.59
Parete in legno da piano terra a copertura (-535; -308) - (-535; -123)	(-5.35; -1.23; 0) - (-5.35; -3.08; 0)	I	1.844	SLV 7	8.81	4.78
Parete in legno da piano terra a copertura (-846; 567) - (-846; 868)	(-8.46; 8.68; 0) - (-8.46; 5.67; 0)	I	3.014	SLV 9	10.22	3.39
Parete in legno da piano terra a copertura (85; 1142) - (282; 1142)	(0.85; 11.42; 0) - (2.82; 11.42; 0)	I	1.97	SLU 34	6.34	3.22
Parete in legno da piano terra a copertura (-515; 1455) - (-360; 1455)	(-5.15; 14.55; 0) - (-3.6; 14.55; 0)	I	1.553	SLU 34	4.77	3.07
Parete in legno da piano terra a copertura (-360; 1941) - (-41; 1941)	(-3.6; 19.41; 0) - (-0.41; 19.41; 0)	I	3.187	SLV 15	7.14	2.24
Parete in legno da piano terra a copertura (-846; 1455) - (-665; 1455)	(-8.46; 14.55; 0) - (-6.65; 14.55; 0)	I	1.805	SLU 36	3.89	2.15
Parete in legno da piano terra a copertura (-535; 117) - (-535; 210)	(-5.35; 2.1; 0) - (-5.35; 1.17; 0)	I	0.933	SLV 3	1.96	2.1
Parete in legno da piano terra a copertura (-41; 1941) - (282; 1941)	(-0.41; 19.41; 0) - (2.82; 19.41; 0)	I	3.228	SLV 3	6.47	2.01

Si sceglie TCP200 con fissaggio parziale di 15 LBA460. Lato calcestruzzo SKR 12x90 mm:

$R_{1,d} = \min(R_{1,d} \text{ timber}; R_{1,d} \text{ steel}; R_{1,d} \text{ uncracked}) = 10.3$  kN

$\gamma_M = 1.4$ ;  $k_{mod} = 1.1$  ;  $\gamma_{M2, steel} = 1.25$



RESISTENZA LATO LEGNO

	LEGNO					ACCIAIO		CALCESTRUZZO		
configurazione su legno	fissaggi fori Ø5			R <sub>2/3,k timber</sub> <sup>(1)</sup>	R <sub>2/3,k CLT</sub> <sup>(2)</sup>	R <sub>2/3,k steel</sub>		fissaggi fori Ø13		
	tipo	Ø x L [mm]	n <sub>v</sub> [pz.]	[kN]	[kN]	[kN]	Y <sub>steel</sub>	Ø [mm]	n <sub>v</sub> [pz.]	e <sub>y</sub> <sup>(3)</sup> [mm]
fissaggio totale	LBA	Ø4 x 60	30	62,9	84,9	21,8	Y <sub>M2</sub>	M12	2	147
	LBS	Ø5 x 60	30	54,0	69,8					
fissaggio parziale	LBA	Ø4 x 60	15	31,5	42,5	20,5	Y <sub>M2</sub>			162
	LBS	Ø5 x 60	15	27,0	34,9					

RESISTENZA LATO CALCESTRUZZO

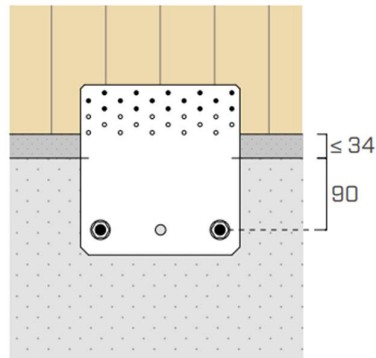
Valori di resistenza su calcestruzzo di alcune delle possibili soluzioni di ancoraggio, in accordo alle configurazioni adottate per il fissaggio su legno (e<sub>y</sub>). Si ipotizza che la piastra sia posizionata con le tacche di montaggio in corrispondenza dell'interfaccia legno-calcestruzzo (distanza ancorante-bordo calcestruzzo c<sub>x</sub> = 90 mm).

configurazione su calcestruzzo	fissaggi fori Ø13		fissaggio totale (e <sub>y</sub> = 147 mm)	fissaggio parziale (e <sub>y</sub> = 162 mm)
	tipo	Ø x L [mm]	R <sub>2/3,d concrete</sub>	R <sub>2/3,d concrete</sub>
			[kN]	[kN]
non fessurato	VIN-FIX 5.8	M12 x 140	12,6	11,5
		M12 x 195	13,4	12,2
	SKR	12 x 90	11,3	10,3
	AB1	M12 x 100	13,1	11,9
fessurato	VIN-FIX 5.8	M12 x 140	8,9	8,1
		M12 x 195	9,5	8,7
	SKR	12 x 90	8,0	7,3
	AB1	M12 x 100	9,2	8,4
seismic	HYB-FIX 8.8	M12 x 140	6,6	6,1
		M12 x 195	8,1	7,4
	EPO-FIX 8.8	M12 x 140	7,6	6,9

La parete più caricata necessita dunque di almeno 5 piastre a taglio (passo 3.6m/5 = 0.7 m)  
Sulle restanti pareti 1 TCP200 al metro è sufficiente per riprendere gli sforzi.



## TCP200



parziale 15 fissaggi - X-LAM

### 6.6.3.3 Parete CLT – Parete CLT

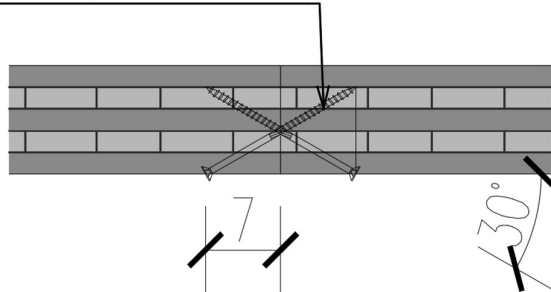
Il taglio massimo sui bordi verticali vale 29 kN (9.1 kN/m) sulle pareti più caricate:

#### Taglio massimo nel piano per ciascun bordo, durata "Istantaneo"

Parete	Posizione	Tipo	L	Comb.	V	VL
Farete in legno da piano terra a copertura (-310; 235)-(-310; 595)	(-3.1; 2.35; 0)-(-3.1; 2.35; 3.2)	V	3.2	SLV 13	29.03	9.07
Farete in legno da piano terra a copertura (-310; 235)-(-85; 235)	(-3.1; 2.35; 3.2)-(-3.1; 2.35; 0)	V	3.2	SLV 13	29.03	9.07
Farete in legno da piano terra a copertura (-215; 1195)-(-215; 1470)	(-2.15; 14.7; 0)-(-2.15; 14.7; 3.2)	V	3.2	SLU 36	26.47	8.27
Farete in legno da piano terra a copertura (-215; 1470)-(282; 1470)	(-2.15; 14.7; 3.2)-(-2.15; 14.7; 0)	V	3.2	SLU 36	26.47	8.27
Farete in legno da piano terra a copertura (-360; 1833)-(-360; 1941)	(-3.6; 19.41; 3.2)-(-3.6; 19.41; 0)	V	3.2	SLU 34	25.88	8.09
Farete in legno da piano terra a copertura (-360; 1941)-(-41; 1941)	(-3.6; 19.41; 0)-(-3.6; 19.41; 3.2)	V	3.2	SLU 34	25.88	8.09
Farete in legno da piano terra a copertura (-215; 1470)-(282; 1470)	(2.82; 14.7; 0)-(2.82; 14.7; 3.2)	V	3.2	SLV 1	25.44	7.95
Farete in legno da piano terra a copertura (-535; -308)-(-326; -308)	(-5.35; -3.08; 3.2)-(-5.35; -3.08; 0)	V	3.2	SLV 3	24.5	7.66
Farete in legno da piano terra a copertura (-535; -308)-(-535; -123)	(-5.35; -3.08; 0)-(-5.35; -3.08; 3.2)	V	3.2	SLV 3	24.5	7.66
Farete in legno da piano terra a copertura (-86; -308)-(125; -308)	(1.25; -3.08; 0)-(1.25; -3.08; 3.2)	V	3.2	SLV 15	23.75	7.42
Farete in legno da piano terra a copertura (125; -308)-(125; 135)	(1.25; -3.08; 3.2)-(1.25; -3.08; 0)	V	3.2	SLV 15	23.75	7.42
Farete in legno da piano terra a copertura (-515; 1455)-(-360; 1455)	(-3.6; 14.55; 3.2)-(-3.6; 14.55; 0)	V	3.2	SLU 34	22.74	7.11
Farete in legno da piano terra a copertura (-360; 1455)-(-360; 1593)	(-3.6; 14.55; 0)-(-3.6; 14.55; 3.2)	V	3.2	SLU 34	22.74	7.11
Farete in legno da piano terra a copertura (-846; 210)-(-535; 210)	(-8.46; 2.1; 3.2)-(-8.46; 2.1; 0)	V	3.2	SLU 34	22.63	7.07
Farete in legno da piano terra a copertura (-846; 210)-(-846; 327)	(-8.46; 2.1; 0)-(-8.46; 2.1; 3.2)	V	3.2	SLU 34	22.63	7.07
Farete in legno da piano terra a copertura (282; 1413)-(282; 1941)	(2.82; 19.41; 0)-(2.82; 19.41; 3.2)	V	3.2	SLV 7	16.48	5.15
Farete in legno da piano terra a copertura (-41; 1941)-(282; 1941)	(2.82; 19.41; 3.2)-(2.82; 19.41; 0)	V	3.2	SLV 7	16.48	5.15
Farete in legno da piano terra a copertura (-846; 1455)-(-666; 1455)	(-8.46; 14.55; 3.2)-(-8.46; 14.55; 0)	V	3.2	SLV 11	14.13	4.42
Farete in legno da piano terra a copertura (-846; 1108)-(-846; 1455)	(-8.46; 14.55; 3.2)-(-8.46; 14.55; 0)	V	3.2	SLV 11	14.13	4.42
Farete in legno da piano terra a copertura (-846; 210)-(-535; 210)	(-5.35; 2.1; 0)-(-5.35; 2.1; 3.2)	V	3.2	SLV 3	12.14	3.79
Farete in legno da piano terra a copertura (-535; 117)-(-535; 210)	(-5.35; 2.1; 3.2)-(-5.35; 2.1; 0)	V	3.2	SLV 3	12.14	3.79

Si realizza il giunto tramite viti HBS8160 passo 20 cm:

Vite da legno filetto parziale  
8x160 mm passo 20 cm -  
inclinazione a 30° alternata



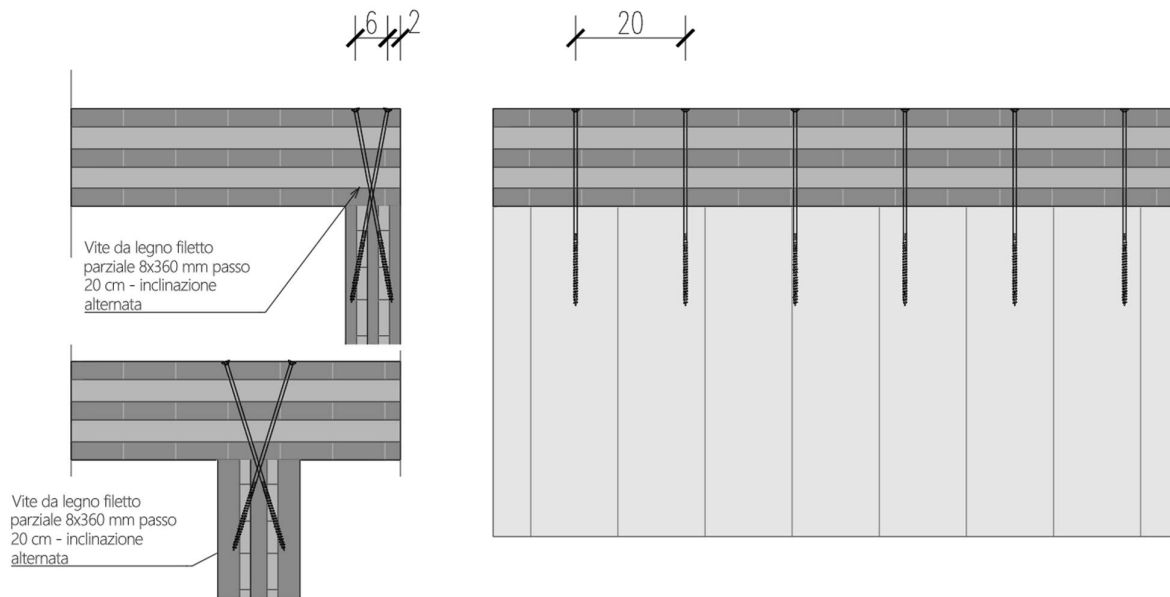
				TAGLIO			
geometria				X-LAM-legno lateral face	legno-X-LAM narrow face	X-LAM-X-LAM narrow face	
$d_1$ [mm]	L [mm]	b [mm]	A [mm]	$R_{V,k}$ [kN]	$R_{V,k}$ [kN]	$t_{CLT}$ [mm]	$R_{V,k}$ [kN]
6	60	30	30	1,69	-	-	-
	70÷80	40	≥ 30	1,77	-	-	-
	90÷100	50	≥ 40	2,01	-	≥ 65	1,54
	110÷130	60	≥ 50	2,01	-	≥ 80	1,66
	140÷400	75	≥ 65	2,01	-	≥ 100	1,66
8	80÷100	52	≥ 28	2,46	1,89	≥ 80	1,84
	100÷110	63	≥ 33	2,77	2,27	≥ 85	2,26
	160÷280	80	≥ 80	3,17	2,61	≥ 115	2,58
	300÷600	100	≥ 200	3,17	2,61	≥ 215	2,58

Su un metro di altezza di parete risulta quindi una resistenza a taglio pari a

$$R_{v,d} = 2.58 * 1 \text{ m} / 0.2 \text{ m} * 1.1 / 1.4 = 10.1 \text{ kN/m}$$

#### 6.6.3.4 Solaio di copertura CLT – Parete CLT

Per la connessione tra copertura e parete si utilizza a favore di sicurezza la stessa forza di taglio alla base della parete pari a 12 kN/m per la parete più caricata e 9 kN/m per le restanti pareti. Si sceglie vite HBS8360 passo 20 cm sopra tutte le pareti:



## VALORI STATICI | X-LAM

VALORI CARATTERISTICI  
EN 1995:2014

TAGLIO										
geometria				X-LAM-X-LAM lateral face	X-LAM-X-LAM lateral face-narrow face	pannello-X-LAM lateral face	X-LAM-pannello-X-LAM lateral face			
$d_1$ [mm]	$L$ [mm]	$b$ [mm]	$A$ [mm]	$R_{V,k}$ [kN]	$R_{V,k}$ [kN]	$S_{PAN}$ [mm]	$R_{V,k}$ [kN]	$S_{PAN}$ [mm]	$t$ [mm]	$R_{V,k}$ [kN]
6	60	30	$\geq 30$	1,63	-	18	1,62	18	20	2,67
	70÷80	40	$\geq 30$	1,74	-		1,62		$\geq 25$	2,67
	90÷100	50	$\geq 40$	1,97	-		1,62		$\geq 35$	2,67
	110÷130	60	$\geq 50$	1,97	-		1,62		$\geq 45$	2,67
	140÷400	75	$\geq 65$	1,97	-		1,62		$\geq 60$	2,67
8	80÷100	52	$\geq 28$	2,42	1,84	22	2,55	22	$\geq 25$	3,64
	120÷140	60	$\geq 60$	3,11	2,26		2,55		$\geq 45$	3,64
	160÷280	80	$\geq 80$	3,11	2,58		2,55		$\geq 65$	3,64
	300÷600	100	$\geq 200$	3,11	2,58		2,55		$\geq 135$	3,64

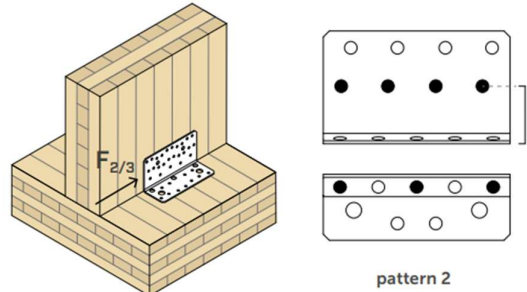
$$R_{v,d} = 2.58 \cdot 1 \text{ m} / 0.2 \text{ m} \cdot 1.1 / 1.4 = 10.1 \text{ kN/m}$$

La parete più caricata viene rinforzata inferiormente con 2 NINO15080S



## ■ VALORI STATICI | LEGNO-LEGNO | $F_{2/3}$

NINO100100 | NINO15080 | NINO15080S | NINO100200



CODICE	configurazione	fissaggio fori Ø10,5		fissaggio fori Ø13	c [mm]
		$n_V$ [pz.]	$n_H$ [pz.]	$n_H$ [pz.]	
NINO15080S	pattern 1	8	5	-	48
	pattern 2	4	3	-	48
	pattern 3	8	-	2	48
	pattern 4	4	-	2	80

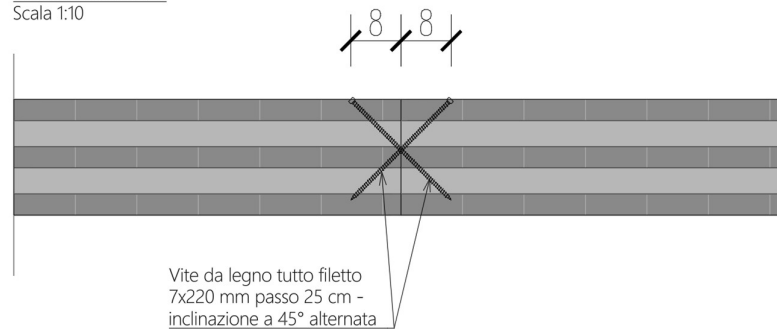
### RESISTENZA LATO LEGNO

CODICE	configurazione su legno	tipo	fissaggi fori			no XYLOFON $R_{2/3,k}$ timber [kN]
			Ø x L [mm]	$n_V$ [pz.]	$n_H$ [pz.]	
NINO100100	pattern 1 <sup>(1)</sup>	LBA	Ø4 x 60	14	13 + 2 VGS Ø9 x 140	38,1
		LBS	Ø5 x 50			18,5
	pattern 2	LBA	Ø4 x 60	14	13	17,2
		LBS	Ø5 x 50			9,5
	pattern 3	LBA	Ø4 x 60	8	13	9,8
		LBS	Ø5 x 50			9,0
NINO15080	pattern 4	LBA	Ø4 x 60	8	13	11,3
		LBS	Ø5 x 50			9,5
	pattern 5	LBA	Ø4 x 60	4	13	9,8
		LBS	Ø5 x 50			9,0
	pattern 1 <sup>(1)</sup>	LBA	Ø4 x 60	20	11 + 3 VGS Ø9 x 140	38,1
		LBS	Ø5 x 50			27,6
NINO15080S	pattern 2	LBA	Ø4 x 60	20	11	15,5
		LBS	Ø5 x 50			13,1
	pattern 3	LBA	Ø4 x 60	10	11	13,3
		LBS	Ø5 x 50			12,3
	pattern 4	LBA	Ø4 x 60	10	11	15,5
		LBS	Ø5 x 50			13,1
NINO15080S	pattern 5	LBA	Ø4 x 60	5	11	12,7
		LBS	Ø5 x 50			11,2
NINO15080S	pattern 1	HBS PLATE	Ø8 x 100	8	5	35,0
	pattern 2	HBS PLATE	Ø8 x 100	4	3	25,8

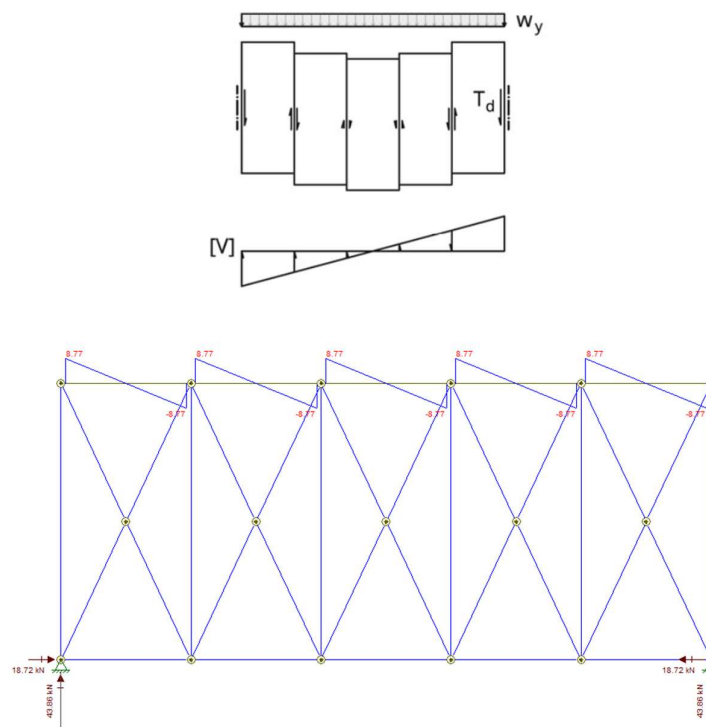
### 6.6.3.5 Solaio di copertura CLT – Solaio di copertura CLT

In copertura si prevede una cucitura di almeno 4 viti VGZ7220 al metro tra i pannelli CLT:

Sezione verticale 1-1  
Scala 1:10



La verifica può essere condotta considerando a favore di sicurezza il taglio sismico alla base (140 kN) dell'edificio ed applicandolo al solaio più sollecitato sotto forma di carico distribuito orizzontale. Simulando la copertura come una trave reticolare il cui taglio tra i moduli equivale al taglio agente sui bordi orizzontali dei pannelli:



$$V_{ed} = 8.77 \cdot 2 = 17.6 \text{ kN/6m} = 2.9 \text{ kN/m}$$

$$R_{v,d} = 2.58 \cdot 1 \text{ m} / 0.25 \text{ m} \cdot 1.1 / 1.4 = 8.1 \text{ kN/m}$$

## 7. DICHIARAZIONE DI CONFORMITÀ DEI PROGRAMMI DI CALCOLO UTILIZZATI

Il sottoscritto, in qualità di calcolatore delle opere in progetto, dichiara quanto segue.

### 7.1 Programma di calcolo strutturale Sismicad 13

Si tratta di un programma di calcolo strutturale che nella versione più estesa è dedicato al progetto e verifica degli elementi in cemento armato, acciaio, muratura e legno di opere civili. Il programma utilizza come analizzatore e solutore del modello strutturale un proprio solutore agli elementi finiti tridimensionale fornito col pacchetto. Il programma è sostanzialmente diviso in tre moduli: un pre processore che consente l'introduzione della geometria e dei carichi e crea il file dati di input al solutore; il solutore agli elementi finiti; un post processore che a soluzione avvenuta elabora i risultati eseguendo il progetto e la verifica delle membrature e producendo i grafici ed i tabulati di output.

#### Specifiche tecniche:

- Denominazione del software: Sismicad 13
- Produttore del software: Concrete
- Concrete srl, via della Pieve, 19, 35121 PADOVA – Italy
- <http://www.concrete.it>
- Rivenditore: CONCRETE SRL - Via della Pieve 19 - 35121 Padova - tel.049-8754720
- Versione: 13
- Identificatore licenza: SW-9285169
- Intestatario della licenza: Eng Group s.r.l. - Via Desert, 2 - Trento
- Versione regolarmente licenziata

In applicazione di quanto richiesto al punto 10.2. del D.M. 17-01-18 si riportano a titolo esemplificativo il riepilogo dei risultati ottenuti dall'analisi di una travata in C.A. eseguita mediante l'utilizzo di Sismicad confrontandoli con il metodo analitico.

	Sismicad	Analitico	Scarto
Verifica di resistenza	-690201 daN*cm	-690500 daN*cm	0.02%
sigmaC rara	69.7 daN/cm2	69.6 daN/cm2	0.14%
sigmaF rara	2710 daN/cm2	2705 daN/cm2	0.18 %
sigmaC quasi perm.	58.9 daN/cm2	58.9 daN/cm2	0 %
VRd	5690 daN	5692.1 daN	0.03%
VRsd	34692 daN	34795 daN	0.03%
VRcd	35410 daN	35428 daN	0.05%
Tger+	5722 daN	5721 daN	0.02%
Tger-	-595 daN	-596 daN	0.17%
Wd rara	0.0178 cm	0.0178 cm	0%
Wd quasi permanente	0.016 cm	0.016 cm	0%

Altri esempi sono confrontati con semplici calcolazioni svolte direttamente negli esempi forniti nell'installazione del software.