



comune di **PRATO**

Codice Fiscale: 84006890481

Progetto:

**Nuova Scuola Materna di n. 6 sezioni
in Viale Montegrappa, località PONZANO**

Titolo:

STRUTTURE FUORI TERRA: RELAZIONE DI CALCOLO

Fase: **PROGETTO ESECUTIVO**

Assessore ai Lavori Pubblici	Roberto Caverni
Settore 4 Area Tecnica	Servizio 4S Edilizia Pubblica e Cimiteri
Dirigente del Servizio	Ing. Paolo Bartalini
Responsabile Unico del Procedimento	Arch. Luca Piantini

Progettisti

Progettista opere architettoniche
Arch. Mauro Frate - Capogruppo

Arch. Piero Vincenti

Arch. Augusto Andriolo

Arch. Nicola Rossi

Progettista opere strutturali
Ing. Andrea Rigato

Progettista impianti meccanici ed elettrici
PROTECNO Engineering srl
Consulting Engineering & Project Management for Sustainable Energy Systems

Consulenza progettazione acustica
Studio Pro.Tecno srl

Coordinatore sicurezza in fase di progettazione
Arch. Luca Piantini

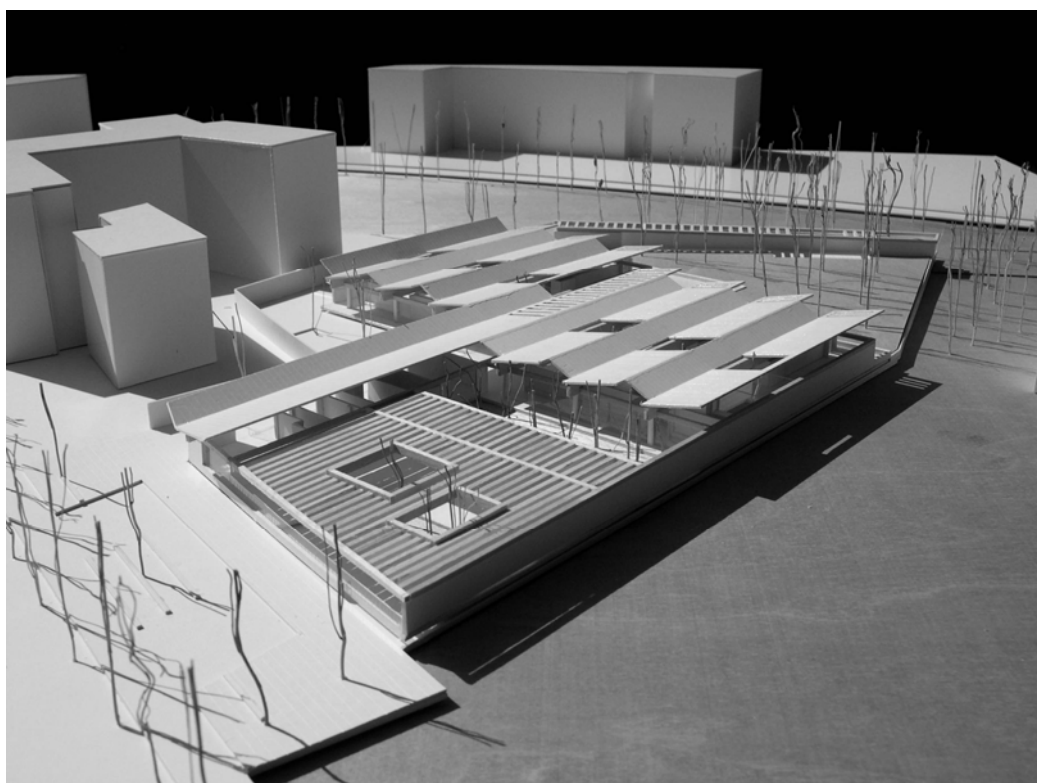
Tavola: **Se R02**

Scala:

Spazio riservato agli uffici:

COMUNE DI PRATO
PROVINCIA DI PRATO

RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE



SCUOLA MATERNA PONZANO

COMMITTENTE	DATA	CALCOLI STRUTTURALI

INDICE

1. CARATTERISTICHE DELL'OPERA	3
1.1. DESCRIZIONE GENERALE	3
1.2. DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA.....	5
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	11
3. MATERIALI IMPIEGATI E LORO CARATTERISTICHE MECCANICHE	13
3.1. ELEMENTI IN ACCIAIO.....	13
3.2. ELEMENTI IN LEGNO.....	13
3.3. NORME ESECUTIVE	14
4. ANALISI DEI CARICHI.....	16
4.1. CARICHI DELLA COPERTURA	16
4.2. ANALISI SISMICA	19
5. VERIFICA DEGLI ELEMENTI.....	29
5.1. VERIFICA DELLA COPERTURA	30
5.1.1. Elementi di copertura secondari.....	32
5.1.2. Elementi di copertura secondari BLOCCO C.....	32
5.1.3. Travi di colmo.....	32
5.1.4. Travi di banchina	33
5.1.5. Trave T16.....	34
5.2. VERIFICA STATICA DELLE PARETI.....	36
5.3. VERIFICA SISMICA DELLE PARETI E DELLE RELATIVE CONNESSIONI.....	43
5.3.1. Blocco A	43
5.3.2. Blocco B.....	57
5.3.3. Blocco C.....	70
5.4. COLLEGAMENTI E PRESCRIZIONI COSTRUTTIVE	83
5.4.1. Collegamento copertura – trave di colmo e travi di banchina	83
5.4.2. Collegamento travetti secondari BLOCCO C trave T16	84
5.4.3. Irrigidimento e controventamento copertura tramite fogli in OSB.....	84
5.4.4. Collegamento banchina-banchina.....	85
5.4.5. Collegamento pareti ad angolo	87
5.4.6. Collegamento travetti secondari – trave di colmo	87
5.4.7. Collegamento pareti trasversali - copertura	88
5.4.8. Giunti sismici	88
6. PERGOLATO ESTERNO	90
6.1. Verifica elementi cassonato	91
6.2. Verifica travi di coronamento pareti	91
6.3. Verifica trave esterna	91
6.4. Verifica pilastro.....	91
6.5. Connessione fra gli elementi del cassonato	91
6.6. Connessione fra gli elementi del cassonato e le travi	92
7. ALLEGATI	93

1. CARATTERISTICHE DELL'OPERA

1.1. DESCRIZIONE GENERALE

L'opera oggetto della seguente relazione è un edificio monopiano con struttura in legno adibito ad uso scolastico situato nel comune di Prato (PO), ad un altitudine di 61 m s.l.m.. Il rettangolo in cui può essere inscritto tale edificio è di lati 527 m x 639 m.

La pianta dell'edificio è visibile nella seguente immagine:

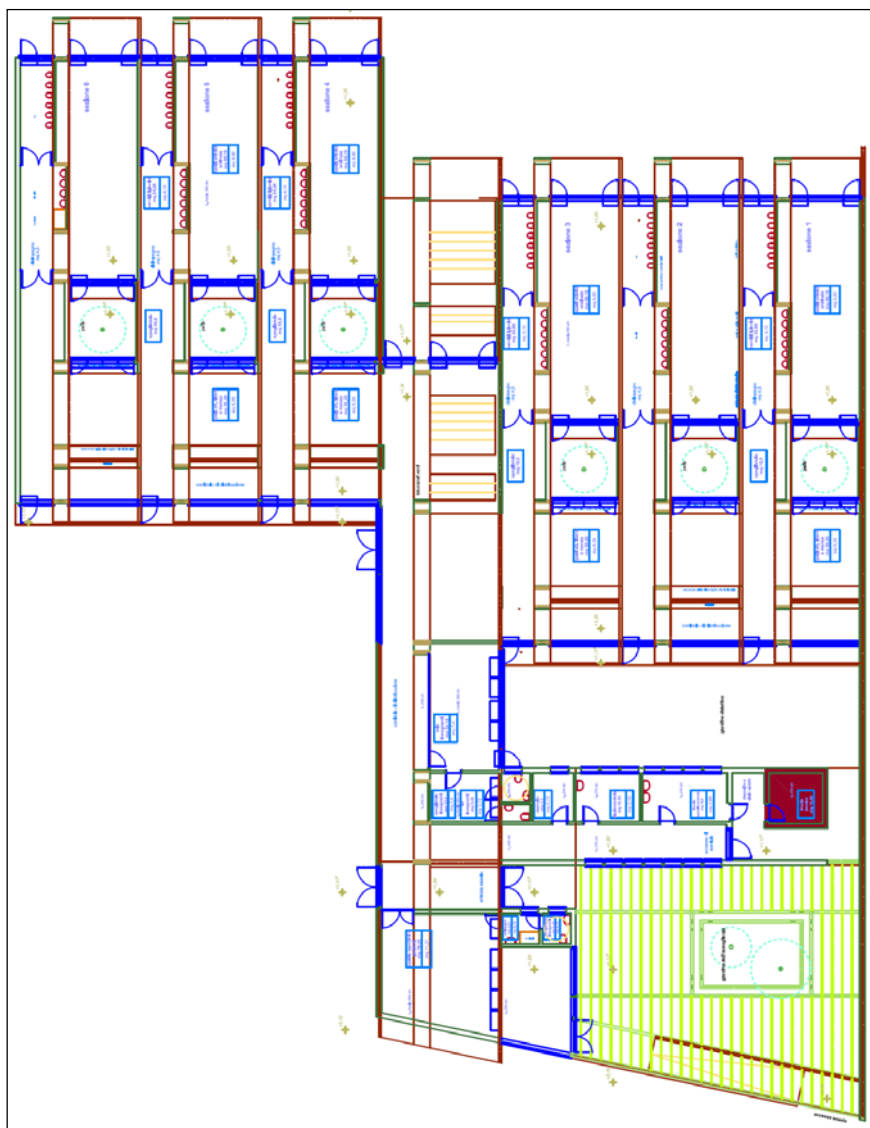


Fig.1.1 – Pianta dell'edificio

La pianta della copertura è visibile nella seguente immagine:

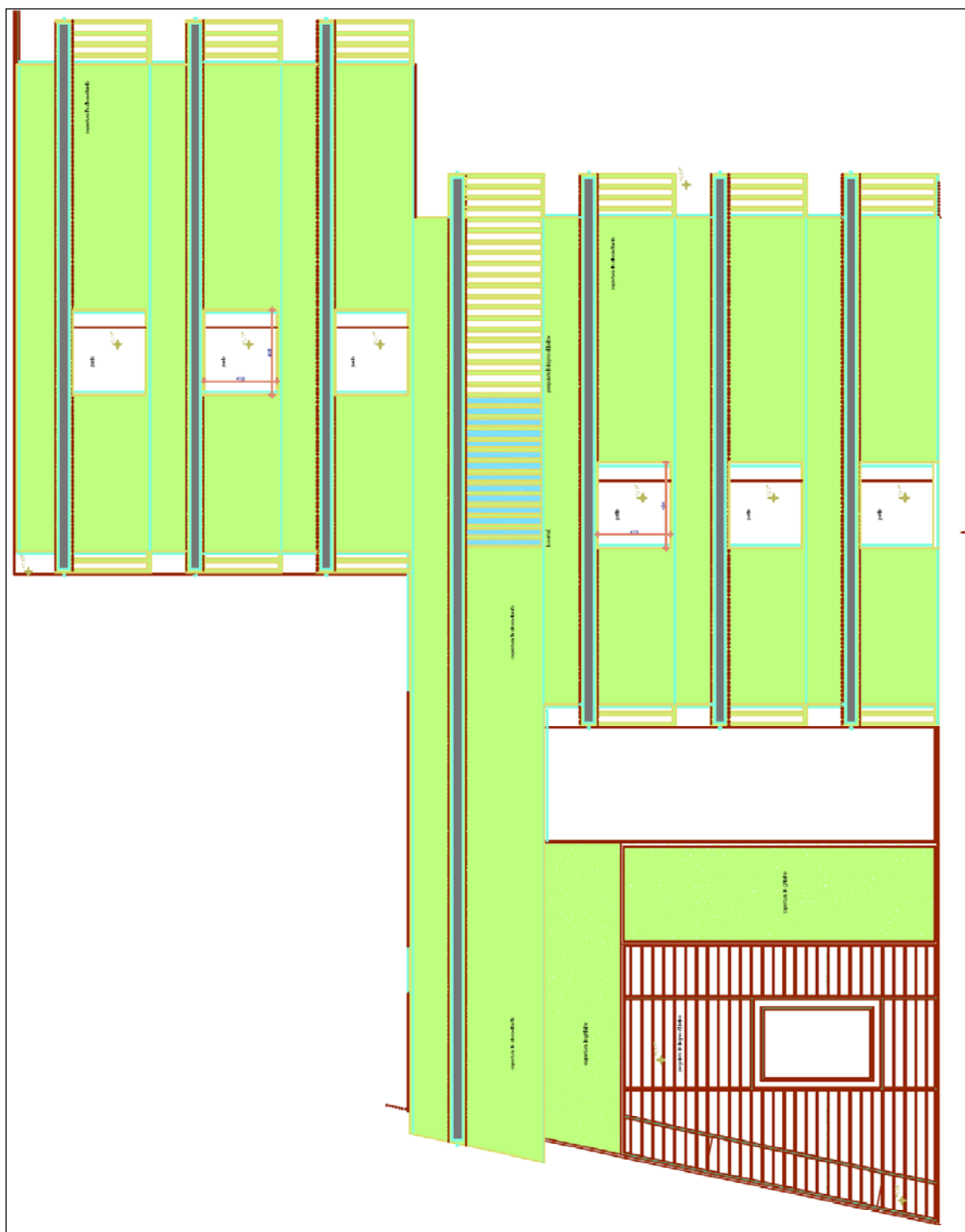


Fig.1.2 – Pianta della copertura

1.2. DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA

La struttura portante verticale è formata da pareti intelaiate in legno controventate tramite pannelli di OSB dello spessore di 15 mm e collegati mediante chiodi ad aderenza migliorata 2.8 x 60 mm. La copertura invece è realizzata tramite travetti in legno lamellare disposti ad interasse di 65 cm. Sia la trave di colmo che le banchine poggiano sulle pareti sottostanti. La copertura è poi controventata mediante la predisposizione di pannelli OSB sempre dello spessore di 15 mm opportunamente connessi ai travetti.

Le pareti sono costituite da montanti in legno massiccio giuntato di dimensioni 160 x 60 mm² e rinforzate dove necessario.

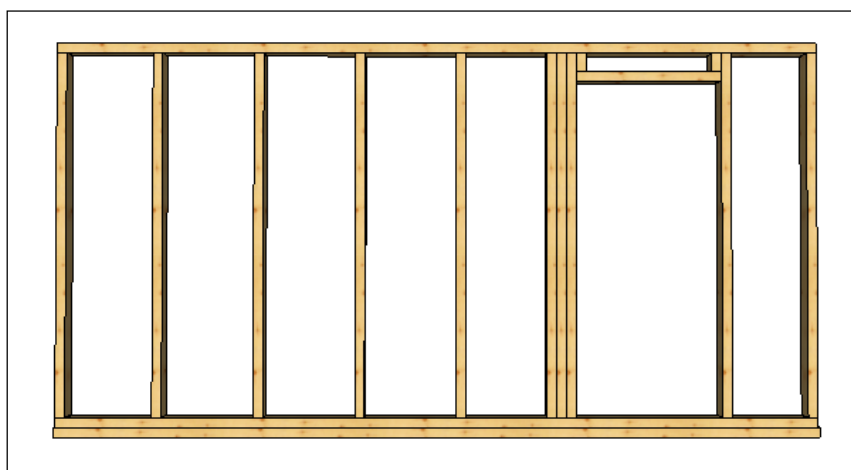


Fig.1.3 – Struttura interna della parete portante

L'edificio può essere scomposto in tre blocchi principali, chiamati BLOCCO A, BLOCCO B e BLOCCO C. Nell'immagine seguente è possibile visualizzare la suddivisione effettuata.

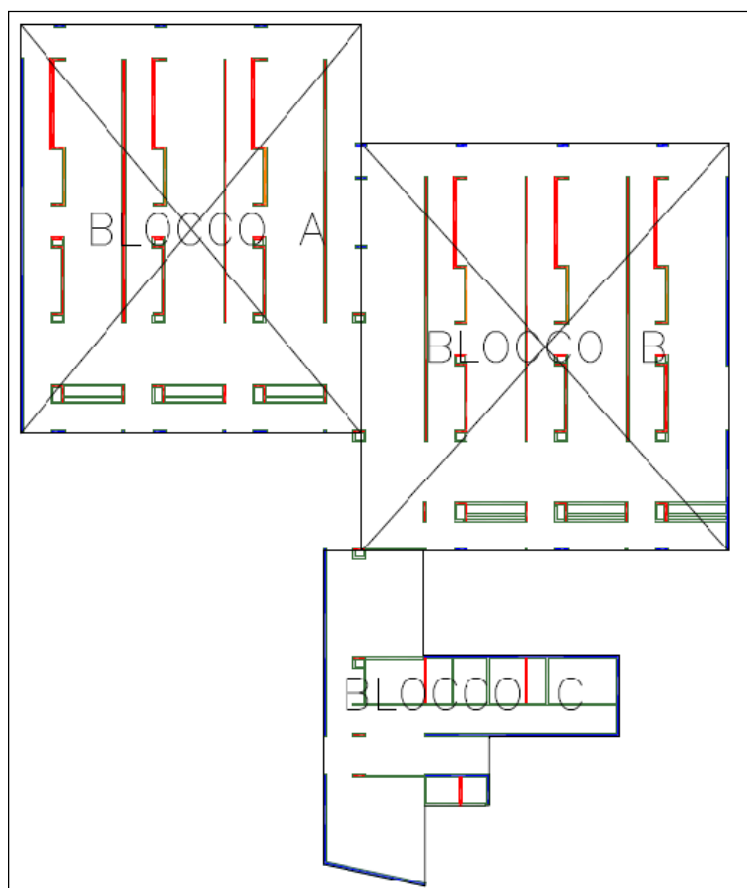


Fig.1.4 – Suddivisione in blocchi della struttura

A loro volta il BLOCCO A ed il BLOCCO B sono composti da una serie di moduli (in seguito denominati MODULO BASE) come visibile nell'immagine seguente.

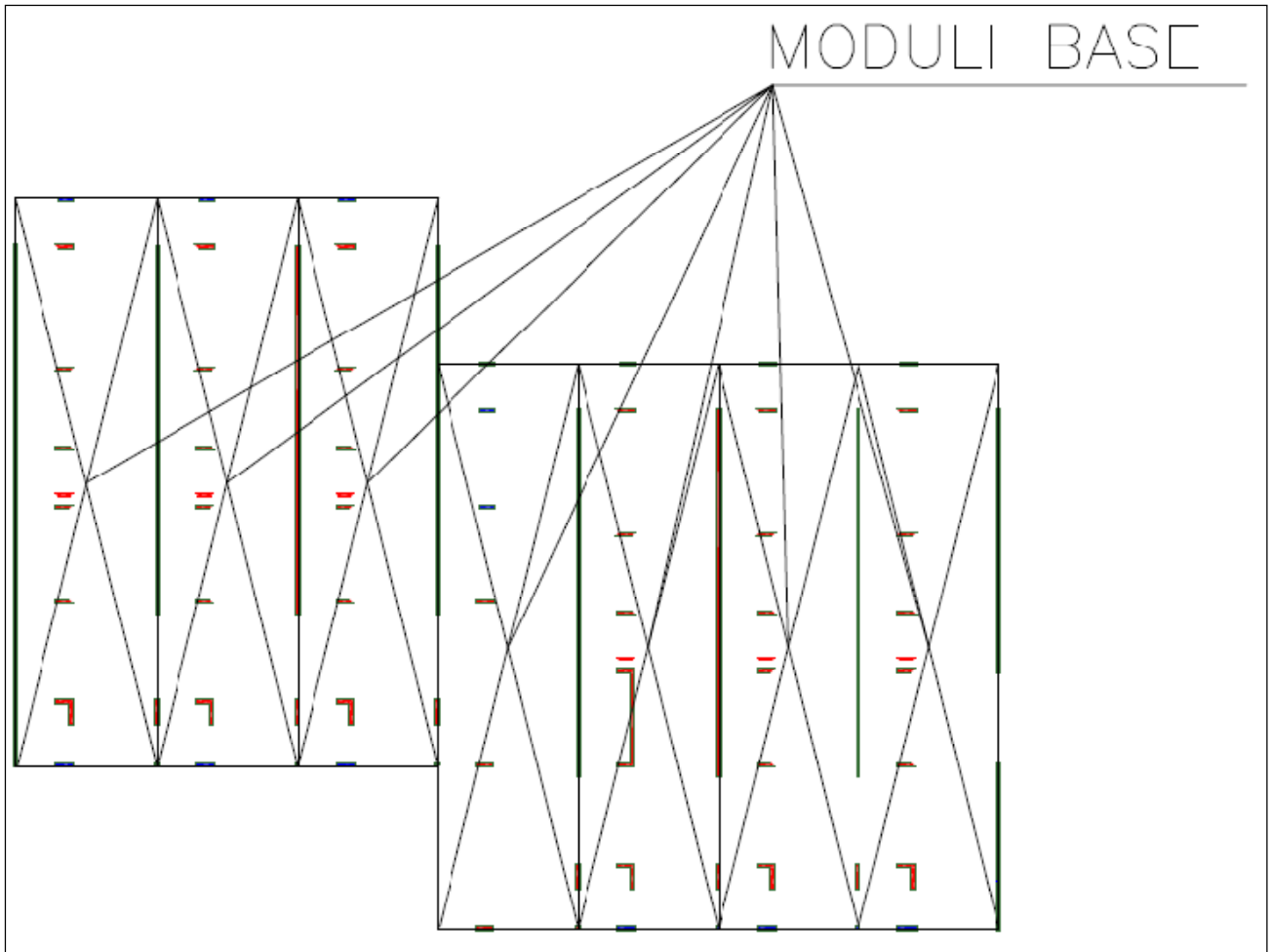


Fig.1.5 – Moduli base

La disposizione in pianta delle pareti considerate portanti per i carichi verticali è la seguente:

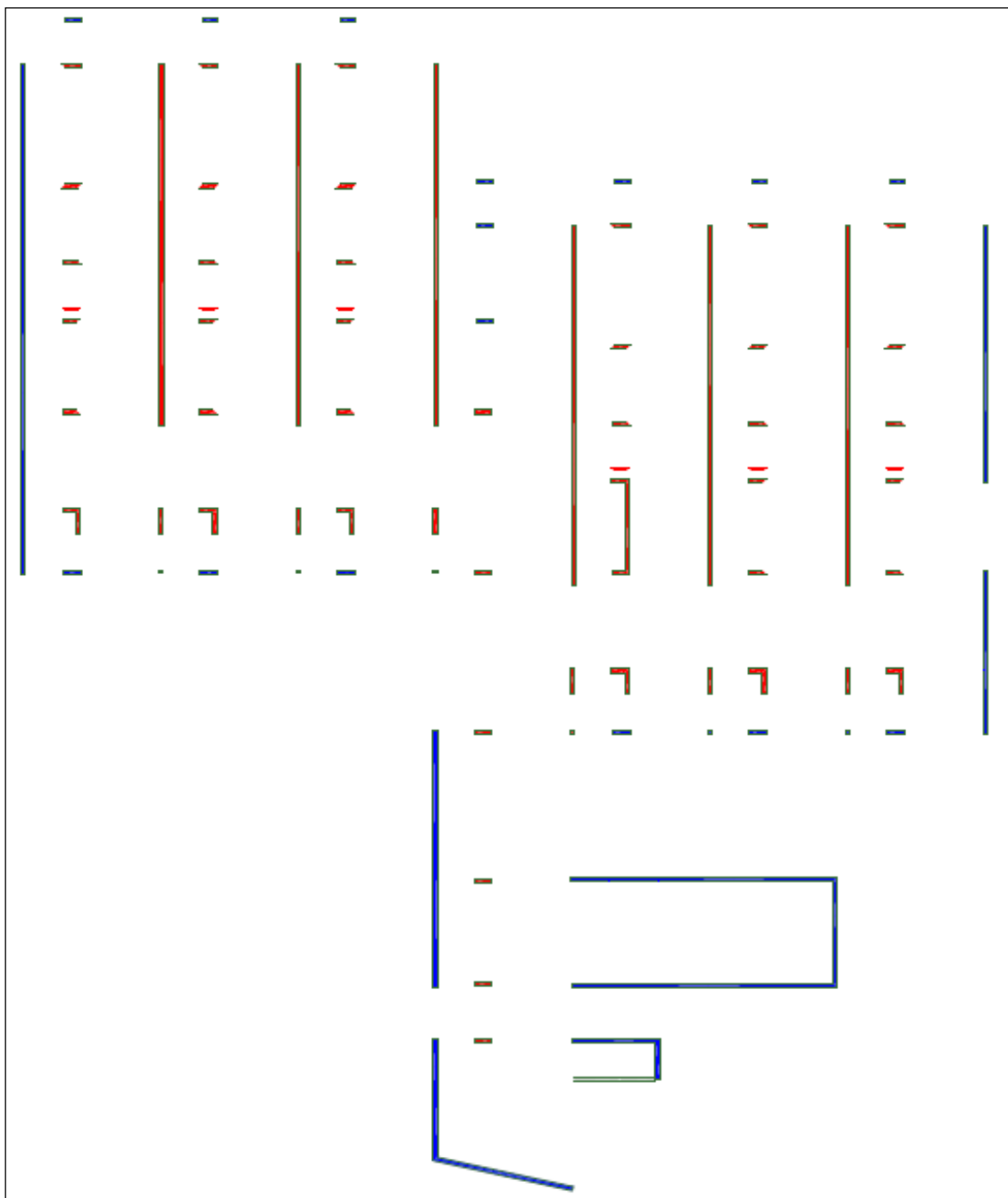


Fig.1.6 – Disposizione delle pareti portanti per carichi verticali

Le pareti resistenti alle forze orizzontali, compresa la forza dovuta al sisma, sono le seguenti:

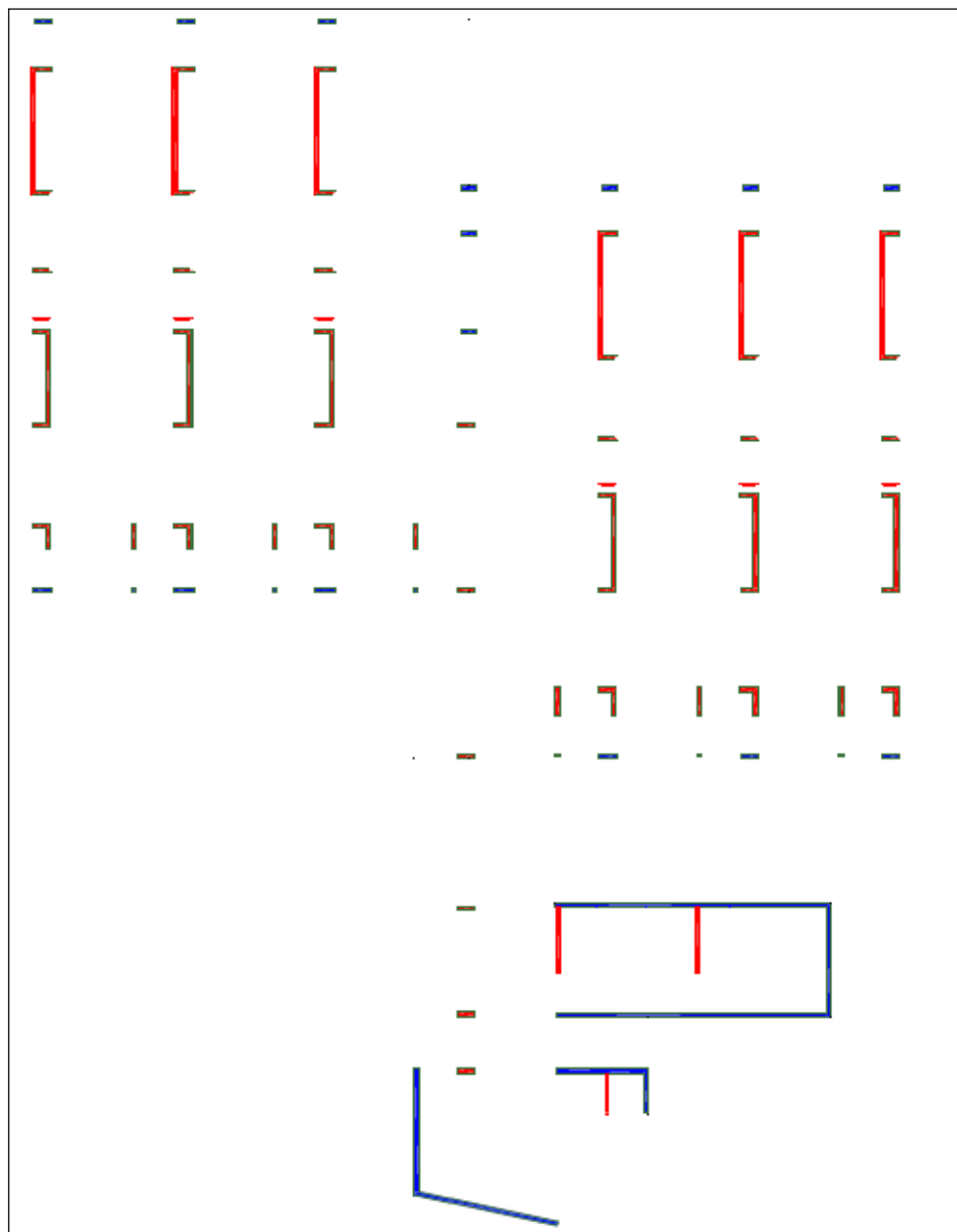


Fig.1.7 – Disposizione delle pareti portanti per carichi orizzontali

Isolando un MODULO BASE si può capire nel dettaglio il compito svolto dalle differenti pareti:

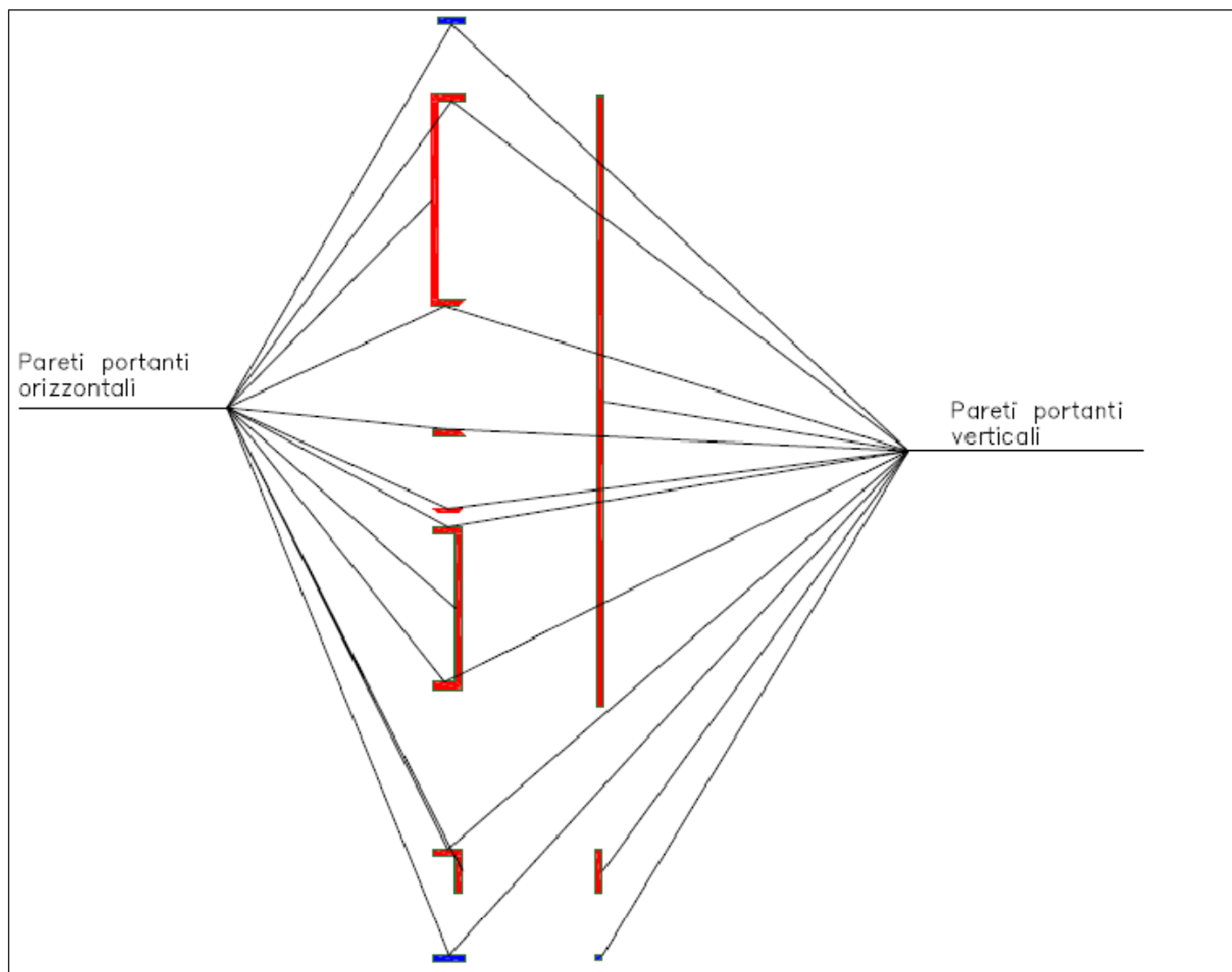


Fig.1.8 – Elementi costituenti il Modulo Base

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

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

- NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI DM 14 GENNAIO 2008

-CNR-DT 206/2007: Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione ed il controllo delle strutture di legno

-UNI EN 1995 – 1 – 1 : Progettazione delle strutture in legno. Parte 1 – 1 : regole generali – regole comuni e regole per gli edifici.

-UNI EN 1995 – 1 – 2 : Progettazione delle strutture in legno. Parte 1 – 2 : regole generali – Progettazione strutturale contro l'incendio

-UNI EN 1998 – 1 : Progettazione delle strutture per la resistenza sismica. Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici.

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

Tutta la struttura è stata progettata per garantire una resistenza al fuoco **R60**, in conformità alle normative vigenti. Per quanto riguarda il comportamento al fuoco della struttura si fa riferimento alla normativa UNI ENV 1995-1-2 “*Progettazione delle strutture di legno: progettazione strutturale contro l'incendio*” e se necessario alle indicazioni contenute nella normativa UNI 9504.

Il metodo proposto nell'Eurocodice 5 prevede la riduzione della sezione iniziale di una profondità di carbonizzazione.

Per un elemento ligneo a cui è richiesta una resistenza al fuoco R60 $d_{char,n}$ assume il seguente valore:

$d_{char,n} = 0.7 * 60 = 42mm$, in accordo con la successiva tabella.

Velocità di carbonizzazione di progetto β_0 e β_n per legno, LVL, rivestimenti di legno e pannelli a base di legno		
	β_0 mm/min	β_n mm/min
a) Conifere e Faggio		
Legno lamellare incollato con massa volumica caratteristica $\geq 290 \text{ kg/m}^3$	0,65	0,7
Legno massiccio con massa volumica caratteristica $\geq 290 \text{ kg/m}^3$	0,65	0,8
b) Latifoglie		
Legno massiccio o lamellare incollato di latifoglie con massa volumica caratteristica pari a 290 kg/m^3	0,65	0,7
Legno massiccio o lamellare incollato con massa volumica caratteristica $\geq 450 \text{ kg/m}^3$	0,50	0,55
c) LVL		
con massa volumica caratteristica $\geq 480 \text{ kg/m}^3$	0,65	0,7
d) Pannelli		
Rivestimenti di legno	0,9 ^{a)}	-
Compensato	1,0 ^{a)}	-
Pannelli a base di legno diversi dal compensato	0,9 ^{a)}	-
a) I valori si applicano a una massa volumica caratteristica di 450 kg/m^3 e a uno spessore del pannello di 20 mm; vedere punto 3.4.2(9) per altri spessori e massa volumica.		

Il valore da utilizzare nel calcolo della sezione ridotta d_{ef} assume invece il seguente valore:

$$d_{ef} = d_{char,n} + k_0 d_0 = 42 \text{ mm} + 7 \text{ mm} = 49 \text{ mm}$$

Per quanto riguarda il locale caldaia è previsto un controsoffitto REI60.

Le dimensioni delle sezioni degli elementi strutturali soggetti a verifica al fuoco vengono dunque ottenute andando a sottrarre il valore calcolato alle dimensioni della sezione originaria, in funzione dei lati esposti direttamente all'incendio.

Il valore del carico agente viene calcolato in accordo con la combinazione di carico eccezionale.

3. MATERIALI IMPIEGATI E LORO CARATTERISTICHE MECCANICHE

3.1. ELEMENTI IN ACCIAIO

Per gli elementi in acciaio, salvo differente indicazione, si utilizza materiale appartenente alla classe Fe430 (EN 10025) che deve garantire le seguenti caratteristiche meccaniche:

- f_{yk} [Mpa] ≥ 275
- f_{uk} [Mpa] ≥ 410
- E [Mpa] = 210000
- $f_{uk} / f_{yk} \geq 1.2$
- Allungamento a rottura ≥ 22 %
- $\varepsilon(f_u) / \varepsilon(f_y) \geq 20$

3.2. ELEMENTI IN LEGNO

Legno lamellare tipo GL24

Moduli di elasticità			
mod. elast. parall. medio	$E_{0,mean}$	11600	MPa
mod. elast. parall. caratt.	$E_{0,05}$	9400	MPa
mod. elast. ortog. medio	$E_{90,mean}$	390	MPa
modulo di taglio medio	G_{mean}	720	MPa
Valori caratteristici di resistenza			
flessione	$f_{m,k}$	24,00	MPa
traz. parallela alle fibre	$f_{t,0,k}$	16,50	MPa
traz. ortog. alle fibre	$f_{t,90,k}$	0,40	MPa
compr. parallela alle fibre	$f_{c,0,k}$	24,00	MPa
compr. ortog. alle fibre	$f_{c,90,k}$	2,70	MPa
taglio	$f_{v,k}$	2,70	MPa

Legno massiccio C24

Moduli di elasticità			
mod. elast. parall. medio	$E_{0,mean}$	11000	MPa
mod. elast. parall. caratt.	$E_{0,05}$	7400	MPa
mod. elast. ortog. medio	$E_{90,mean}$	370	MPa
modulo di taglio medio	G_{mean}	690	MPa
Valori caratteristici di resistenza			
flessione	$f_{m,k}$	24,00	MPa
traz. parallela alle fibre	$f_{t,0,k}$	14,00	MPa
traz. ortog. alle fibre	$f_{t,90,k}$	0,50	MPa
compr. parallela alle fibre	$f_{c,0,k}$	21,00	MPa
compr. ortog. alle fibre	$f_{c,90,k}$	2,50	MPa
taglio	$f_{v,k}$	2,50	MPa

3.3. NORME ESECUTIVE

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

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

I bulloni e gli spinotti devono rispettare i requisiti minimi forniti rispettivamente dalle norme tedesche DIN 601 e DIN 1052 ed inoltre eventuali tirafondi (viti con testa esagonale) devono rispettare i requisiti minimi stabiliti dalla normativa DIN 571.

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

Tutti gli altri sistemi di giunzione "particolari" (che presentano, cioè, caratteristiche differenti o migliori di quelle riportate nelle normative vigenti) devono essere in possesso certificazioni rilasciate da enti abilitati; tali documenti devono comprovare le proprietà dichiarate attraverso test sperimentali

effettuati presso laboratori autorizzati e dimostrare l'osservanza dei margini di sicurezza riportati nelle vigenti normative.

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

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

4. ANALISI DEI CARICHI

Nel seguito vengono riportati i valori ricavati per i carichi agenti sulla costruzione in base a quanto stabilito nelle Norme Tecniche per le Costruzioni DM 14 gennaio 2008.

4.1. CARICHI DELLA COPERTURA

Il carico agente sulla copertura ed i sovraccarichi accidentali sono stati ricavati dalla “Relazione tecnica e calcoli preliminari delle strutture” del mese di giugno 2010. In seguito se ne riporta l’estratto:

2.1.1.1. SOLAIO DI COPERTURA

Carichi permanenti:

- Peso solaio (pannelli in legno)	= 0.40 kN/mq
- Incidenza impianti	= 0.40 kN/mq
- Isolamento + impermeabilizzazione	= 0.20 kN/mq
- Rivestimento	= 0.15 kN/mq
- Soffittatura	= 0.30 kN/mq
	= 1.45 kN/mq

TOTALE $G_k = 1.45 \text{ kN/mq}$

Carichi variabili:

I sovraccarichi di esercizio (neve + vento) vengono valutati come segue:

VENTO:

Essendo l'inclinazione della copertura inferiore a 30° , l'azione del vento normale al piano di falda risulta di depressione anche per le superfici esposte sopravvento e non costituisce pertanto un aggravio in termini di sovraccarico verticale.

NEVE:

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

Zona II : $q_{sk} = 1.00 \text{ kN/mq}$ (altitudine < 200 m slm)

Coefficiente di esposizione: $c_E = 1.0$ (normale)

Coefficiente termico: $c_T = 1.0$

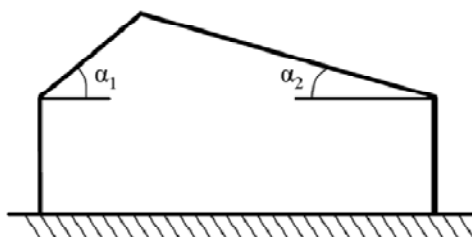
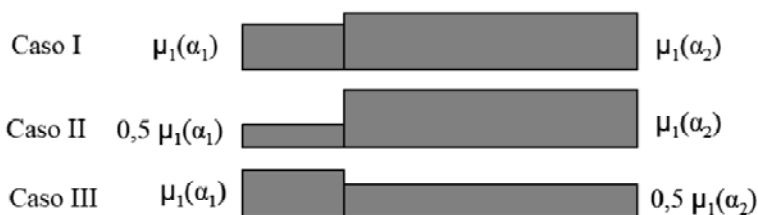
Poiché la copertura risulta di tipo a falde con due diverse inclinazioni, il coefficiente di forma più gravoso per la determinazione dei carichi, viene assunto pari a:

$$\alpha_1 = 30^\circ \text{ e } \alpha_2 = 16^\circ \Rightarrow \mu_1(\alpha_1) = \mu_1(\alpha_2) = 0.8 \quad (\text{neve senza vento}).$$

$$q_s = \mu_1 \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_T = 0.8 \times 1.00 \text{ KN/mq} \times 1.0 \times 1.0 = 0.80 \text{ KN/mq}$$

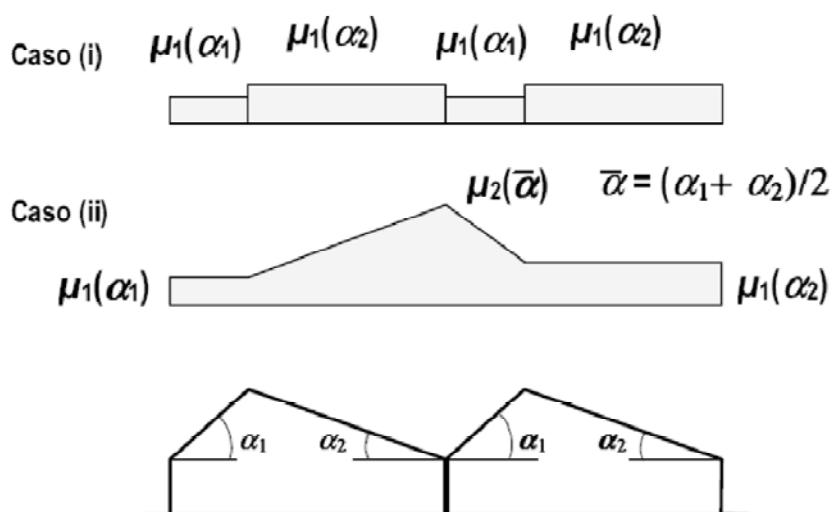
Si ottiene (neve non accumulata): $Q_k = 0.80 \text{ KN/mq}$

Nel caso di neve con vento (accumulata) si dovrà considerare le peggiori tra le condizioni riportate nella successiva tabella:



Secondo le NT 2008, per coperture a più falde, per coperture con forme diverse, così come per coperture contigue a edifici più alti o per accumulo di neve contro parapetti o più in generale per altre situazioni ritenute significative dal progettista si deve fare riferimento a normative di comprovata validità.

Ci si riferirà pertanto alla Circolare n° 617 del 02/02/2009 per definire il sovraccarico di esercizio in condizioni di neve accumulata:



$$\alpha_{med} = (30^\circ + 16^\circ) / 2 = 23^\circ \Rightarrow \mu_2 = 0.8 + 0.8 * \alpha_{med} / 30 = 1.41$$

Si ottiene (neve accumulata): $Q_k = 1.40 \text{ kN/mq}$

- Sovraccarico di esercizio (neve): $Q_k = 1.40 \text{ kN/mq}$

TOTALE permanente + variabile: $q_1 = 2.85 \text{ kN/mq}$

2.1.1.3. VENTO IN FACCIATA

Zona 3 :

$$v_{b,0} = 27 \text{ m/s}; a_0 = 500 \text{ m}; K_a = 0.030 \text{ 1/s}$$

$$\text{essendo } a_s < a_0 \Rightarrow v_b = v_{b,0}$$

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

Pressione cinetica di riferimento:

$$q_b = 1/2 \times \rho \times v_b^2 = 0.50 \times 1.25 \text{ kg/mc} \times (27)^2 \text{ (m/s)}^2 = 455.62 \text{ N/ mq}$$

Classe di rugosità: B

Categoria di esposizione: IV $\Rightarrow K_r = 0.22; Z_0 = 0.30 \text{ m}; Z_{min} = 8 \text{ m}$

Essendo l'altezza massima fuori terra dell'edificio $H_{max} < Z_{min}$, si considera l'espressione seguente del coefficiente di esposizione:

Coefficiente di esposizione:

$$c_e = (K_r)^2 \cdot \ln(Z_{min}/Z_0) \cdot [7 + \ln(Z_{min}/Z_0)] \quad (c_t = 1)$$

$$= (0.22)^2 \cdot \ln(8.00 / 0.30) \cdot [7 + \ln(8.00 / 0.30)] = 1.634$$

Coefficiente dinamico: si assume $C_d = 1$

Coefficiente di forma:

Per superfici sopravento si ha: coefficiente di forma $c_p = +0.8$

I Per superfici sottovento si ha: coefficiente di forma $c_p = +0.4$

In mancanza di azioni dinamiche, l'azione statica del vento perpendicolare alle superfici investite (orizzontale) si assume quindi pari a:

Superfici sopravento:

$$q_{V, press} = 45.56 \text{ daN/mq} \times 1.634 \times 0.8 = 59.55 \text{ daN/mq}$$

Superfici sottovento:

$$q_{V, depress} = 45.56 \text{ daN/mq} \times 1.634 \times 0.4 = 29.78 \text{ daN/mq}$$

4.2. ANALISI SISMICA

Il modello di riferimento per la descrizione del moto sismico in un punto della superficie del suolo è costituito dallo spettro di risposta elastico.

Per la progettazione è tuttavia necessario determinare lo spettro di progetto che si ottiene modificando lo spettro di risposta elastico mediante un fattore riduttivo delle forze elastiche, denominato fattore di struttura (q).

Si calcolano i pesi delle masse che costituiscono i piani dell'edificio:

$$W_i = G_K + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{Ki}$$

G_K : valore caratteristico dei carichi permanenti

Q_{Ki} : valore caratteristico dell'azione variabile

ψ_{2i} : coefficiente che dipende dalla destinazione d'uso dell'edificio

Per la valutazione dell'azione sismica di progetto si utilizza il programma di calcolo messo a disposizione dal Ministero dei Lavori Pubblici.

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE
11.0919

LATITUDINE
43.8852

Ricerca per comune

REGIONE
Toscana

PROVINCIA
Prato

COMUNE
Prato

Elaborazioni grafiche

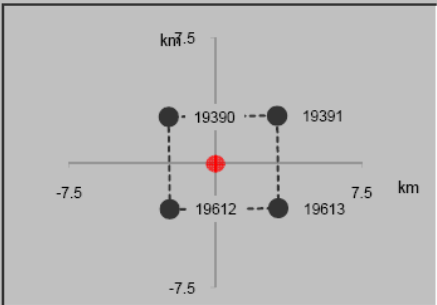
Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito



Reticolo di riferimento



Controllo sul reticolo

- Sito esterno al reticolo
- Interpolazione su 3 nodi
- Interpolazione corretta

Interpolazione

superficie rigata

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

INTRO

FASE 1

FASE 2

FASE 3

La struttura in oggetto è una scuola materna. Seguendo quanto riportato nelle D.M. 14 gennaio 2008 essa ricade nelle costruzioni con vita nominale maggiore uguale a 50 anni.

Tabella 2.4.I – Vita nominale V_N per diversi tipi di opere

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva ¹	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

Allo stesso modo questa tipologia costruttiva può essere considerata appartenente alla classe III, così come riportato nell'estratto della normativa riportato in seguito. In particolare è la possibilità di affollamenti significati e la funzione pubblica che essa svolge che fa sì che essa ricada in questa classificazione.

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

Il coefficiente d'uso appropriato per questa tipologia costruttiva è per cui di 1,5. Il periodo di riferimento dell'azione sismica risulta per cui di 75 anni.

$$V_R = V_N \cdot C_U \quad (2.4.1)$$

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

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

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

Se $V_R \leq 35$ anni si pone comunque $V_R = 35$ anni.



La scelta di un opportuno coefficiente di struttura è stata fatta in accordo con quanto riportato nell'EC8.

Prescrizioni Eurocodice 8

Diametro connettore = 2.8 mm

Regolare in elevazione =

Fattore di struttura indicato (Prospetto 8.1) = 5

Fattore valido se:

Spessore pannelli almeno 4 d = 11.2 <=> ? 15 OK!

Diametro massimo = 3.1 <=> ? 2.8 OK!

Si ritiene opportuno utilizzare il fattore di struttura ridotto riportato nel prospetto 8.2

Fattore di struttura da utilizzare (Prospetto 8.2) =

Fattore valido se:

Spessore pannelli almeno 3 d = 8.4 <=> ? 15 OK!

Indicazioni di letteratura e sperimentazioni svolte danno indicazioni più restrittive e suggeriscono l'adozione di un fattore di struttura pari a 4. Per questo, agendo a favore di sicurezza, si sceglie di utilizzare $q=4$. La categoria di sottosuolo, così come riportato nella relazione geologica e geotecnica (giugno 2010) è di tipo C.

Al fine di garantire un buon comportamento sismico dell'intera struttura si è deciso di rendere indipendente ciascun blocco mediante opportuni accorgimenti costruttivi. In questo modo si assicura un comportamento maggiormente regolare dell'intera struttura soggetta a forze sismiche. E' evidente dunque come l'analisi della struttura deve essere effettuata considerando separatamente i tre blocchi.

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite
Stato Limite considerato: SLV info

Risposta sismica locale
 Categoria di sottosuolo: C info $S_s =$ 1.433 $C_c =$ 1.553 info
 Categoria topografica: T1 info $h/H =$ 0.000 $S_T =$ 1.000 info
(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale
 Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento ξ (%) 5 $\eta =$ 1.000 info
 Spettro di progetto inelastico (SLI) Fattore q_o 4 Regol. in altezza sì info

Compon. verticale
 Spettro di progetto Fattore q 1.5 $\eta =$ 0.667 info

Elaborazioni
 Grafici spettri di risposta >
 Parametri e punti spettri di risposta >

$S_{e,o}$ [g]

$S_{e,v}$ [g]

S_e [g]

— Spettro di progetto - componente orizzontale

— Spettro di progetto - componente verticale

— Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

Per poter svolgere un'analisi statica equivalente si verifica prima il soddisfacimento delle condizioni di regolarità indicate nelle normativa. Si conclude che per ciascun blocco è possibile realizzare un' analisi statica lineare.

La forza da applicare a ciascun piano è data dalla formula seguente:

$$F_i = F_h \frac{z_i \cdot W_i}{\sum z_j \cdot W_j}$$

$$F_h = \frac{S_d(T) \cdot W \cdot \lambda}{g}$$

W_i, W_j : sono i pesi delle masse ai piani i e j rispettivamente

z_i, z_j : sono le altezze dei piani i e j rispettivamente

W : peso complessivo della costruzione

λ : coefficiente dipendente dal numero di piani;

L'analisi statica lineare del BLOCCO A restituisce il seguente risultato:

REGOLARITA' IN PIANTA

Configurazione in pianta è compatta e approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali, in relazione alla distribuzione di masse e rigidezze

OK!

Il rapporto tra i lati di un rettangolo in cui l'edificio risulta inscritto è inferiore a 4

$$\begin{array}{l} L1 = 23 \\ L2 = 32 \end{array} \quad L1/L2 = 0.92$$

OK!

Almeno una dimensione di eventuali rientri o sporgenze non supera il 25 % della dimensione totale dell'edificio nella corrispondente direzione

Direzione X (lato lungo)

$$\begin{array}{l} L_s = 0 \\ L_x = 27.8 \end{array} \quad 25\% L_x = 6.95$$

OK!

Direzione Y (lato corto)

$$\begin{array}{l} L_s = 0 \\ L_x = 30.3 \end{array} \quad 25\% L_y = 7.575$$

OK!

I solai possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano rispetto agli elementi verticali e sufficientemente resistenti

OK!

REGOLARITA' IN ALTEZZA

Tutti i sistemi resistenti verticali dell'edificio (quali telai e pareti) si estendono per tutta l'altezza dell'edificio

OK!

Massa e rigidezza rimangono costanti o variano gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla cima dell'edificio (le variazioni di massa da un piano all'altro sovrastante non superano il 25 %, la rigidezza non si abbassa da un piano al più del 30% e non aumenta più del 10%);

OK!

CALCOLO FORZE SISMICHE BLOCCO A

Calcolo del periodo proprio di oscillazione

$$T = C_1 * H^{(3/4)} = 0.12 \text{ s}$$

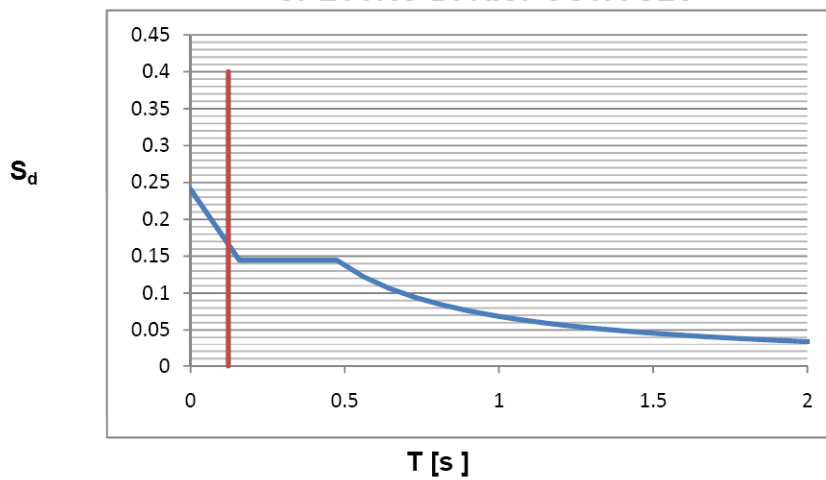
$$C_1 = 0.05$$

$$H = 3.30 \text{ m}$$

Fattore di amplificazione dinamico derivante da analisi precedente S_d

$$S_d = 0.166$$

SPETTRO DI RISPOSTA SLV



FORZE STATICHE EQUIVALENTI

	G_{k1} [kN/m]	Q_k [kN/m ²]	A [m ²]	G_{k2} [kN/m]	L [m]	G_k [kN]	Q_k [kN]
Primo piano	0	0	0	0	0	0	0
Secondo piano	0	0	0	0	0	0	0
Terzo piano	0	0	0	0	0	0	0
Tetto	1.45	0.8	768	0		1114	614.4

	φ	ψ	W_i	z_i	$z_i * W_i$	γ_i	F_i
Primo piano	0.5	0.3	0	0	0.0	0.000	0
Secondo piano	0.5	0.3	0	0	0.0	0.000	0
Terzo piano	0.5	0.3	0	0	0.0	0.000	0
Tetto	1	0	1114	3.3	3674.9	1.000	185

Wtot 1114 3675
Fh 185

L'analisi statica lineare del BLOCCO B restituisce il seguente risultato:

REGOLARITA' IN PIANTA						
Configurazione in pianta è compatta e approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali, in relazione alla distribuzione di masse e rigidzze				OK!		
Il rapporto tra i lati di un rettangolo in cui l'edificio risulta inscritto è inferiore a 4						
L1	=	27.8	L1/L2	=	0.92	OK!
L2	=	30.3				
Almeno una dimensione di eventuali rientri o sporgenze non supera il 25 % della dimensione totale dell'edificio nella corrispondente direzione						
Direzione X (lato lungo)						
L _s	=	0	25 % L _x	=	6.95	OK!
L _x	=	27.8				
Direzione Y (lato corto)						
L _s	=	0	25 % L _e	=	7.575	OK!
L _x	=	30.3				
I solai possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano rispetto agli elementi verticali e sufficientemente resistenti				OK!		
REGOLARITA' IN ALTEZZA						
Tutti i sistemi resistenti verticali dell'edificio (quali telai e pareti) si estendono per tutta l'altezza dell'edificio				OK!		
Massa e rigidzza rimangono costanti o variano gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla cima dell'edificio (le variazioni di massa da un piano all'altro sovrastante non superano il 25 %, la rigidzza non si abbassa da un piano al più del 30% e non aumenta più del 10%);				OK!		

CALCOLO FORZE SISMICHE BLOCCO B

Calcolo del periodo proprio di oscillazione

$$T = C_1 * H^{(3/4)} = 0.12 \text{ s}$$

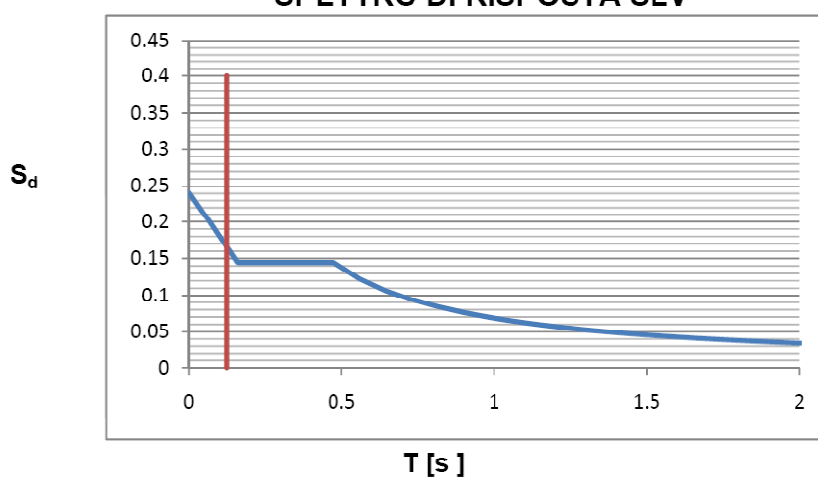
$$C_1 = 0.05$$

$$H = 3.30 \text{ m}$$

Fattore di amplificazione dinamico derivante da analisi precedente S_d

$$S_d = 0.166$$

SPETTRO DI RISPOSTA SLV



FORZE STATICHE EQUIVALENTI

	G_{k1} [kN/m]	Q_k [kN/m ²]	A [m ²]	G_{k2} [kN/m]	L [m]	G_k [kN]	Q_k [kN]
Primo piano	0	0	0	0	0	0	0
Secondo piano	0	0	0	0	0	0	0
Terzo piano	0	0	0	0	0	0	0
Tetto	1.45	0.8	829	0		1202	663.2

	ϕ	ψ	W_i	z_i	$z_i * W_i$	γ_i	F_i
Primo piano	0.5	0.3	0	0	0.0	0.000	0
Secondo piano	0.5	0.3	0	0	0.0	0.000	0
Terzo piano	0.5	0.3	0	0	0.0	0.000	0
Tetto	1	0	1202	3.3	3966.8	1.000	200

W_{tot} 1202
F_h 200

3967

L'analisi statica lineare del BLOCCO C restituisce il seguente risultato:
 Il blocco C risulta regolare in altezza ma non in pianta.

CALCOLO FORZE SISMICHE BLOCCO C

Calcolo del periodo proprio di oscillazione

$$T = C_1 * H^{(3/4)} = 0.12 \text{ s}$$

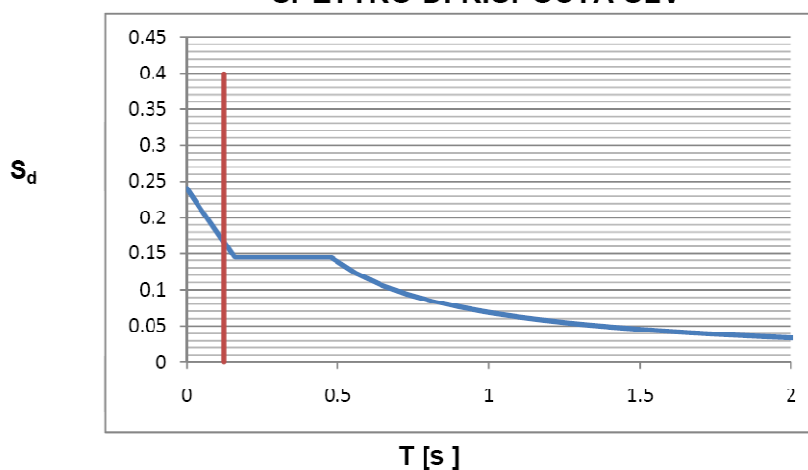
$$C_1 = 0.05$$

$$H = 3.30 \text{ m}$$

Fattore di amplificazione dinamico derivante da analisi precedente S_d

$$S_d = 0.166$$

SPETTRO DI RISPOSTA SLV



FORZE STATICHE EQUIVALENTI

	G_{k1} [kN/m]	Q_k [kN/m ²]	A [m ²]	G_{k2} [kN/m]	L [m]	G_k [kN]	Q_k [kN]
Primo piano	0	0	0	0	0	0	0
Secondo piano	0	0	0	0	0	0	0
Terzo piano	0	0	0	0	0	0	0
Tetto	1.45	1.4	288	0		418	403.2

	φ	ψ	W_i	z_i	$z_i * W_i$	γ_i	F_i
Primo piano	0.5	0.3	0	0	0.0	0.000	0
Secondo piano	0.5	0.3	0	0	0.0	0.000	0
Terzo piano	0.5	0.3	0	0	0.0	0.000	0
Tetto	1	0	418	3.3	1378.1	1.000	69

$W_{tot} = 418$
 $F_h = 69$

Per tutti i blocchi esaminati la forza totale orizzontale derivante dalla sollecitazione di vento, somma dell'azione sopravento e dell'azione sottovento, risulta essere di intensità inferiore rispetto alla forza derivante dalla sollecitazione sismica. Per questo motivo nel seguito le pareti in legno verranno verificate solamente considerando la sollecitazione sismica come carico orizzontale. Si ritengono pertanto automaticamente soddisfatte le verifiche delle pareti soggette a forze orizzontali del vento.

5. VERIFICA DEGLI ELEMENTI

Gli elementi sono stati verificati a partire dai carichi riportati in precedenza opportunamente combinati agli SLU tenendo conto della classe di servizio e della durata del carico con i coefficienti proposti nelle Norme Tecniche per le costruzioni DM 14 gennaio 2008 ed in seguito riportati:

Tabella 4.4.IV - Valori di k_{mod} per legno e prodotti strutturali a base di legno

Materiale	Riferimento		Classe di servizio	Classe di durata del carico				
				Permanente	Lunga	Media	Breve	Istantanea
Legno massiccio Legno lamellare incollato	EN 14081-1 EN 14080		1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
			2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
			3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90
Compensato	EN 636	Parti 1, 2, 3	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
		Parti 2, 3	2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
		Parte 3	3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90
Pannello di scaglie orientate (OSB)	EN 300	OSB/2	1	0,30	0,45	0,65	0,85	1,00
		OSB/3 - OSB/4	1	0,40	0,50	0,70	0,90	1,00
			2	0,30	0,40	0,55	0,70	0,90

I coefficienti di sicurezza lato materiale sono quelli riportati sempre nel Testo Unico per le Costruzioni.

Tabella 4.4.III - Coefficienti parziali γ_M per le proprietà dei materiali

Stati limite ultimi	γ_M
- combinazioni fondamentali	
legno massiccio	1,50
legno lamellare incollato	1,45
pannelli di particelle o di fibre	1,50
compensato, pannelli di scaglie orientate	1,40
unioni	1,50
- combinazioni eccezionali	1,00

Si metteranno in atto tutti gli accorgimenti necessari a garantire un buon comportamento sismico globale, assicurando la stabilità fuori piano della struttura e la realizzazione di giunti duttili e bilateri.

5.1. VERIFICA DELLA COPERTURA

La struttura secondaria della copertura è formata da travetti in legno lamellare classe GL24h di dimensioni 140 x 200 mm². Le travi di colmo poggiano in continuità sulle pareti sottostante in quasi tutto il loro sviluppo. Le banchine laterali invece appoggiano puntualmente sulle pareti trasversali presenti. In seguito è possibile vedere una sezione trasversale tipo e la disposizione in pianta delle strutture.

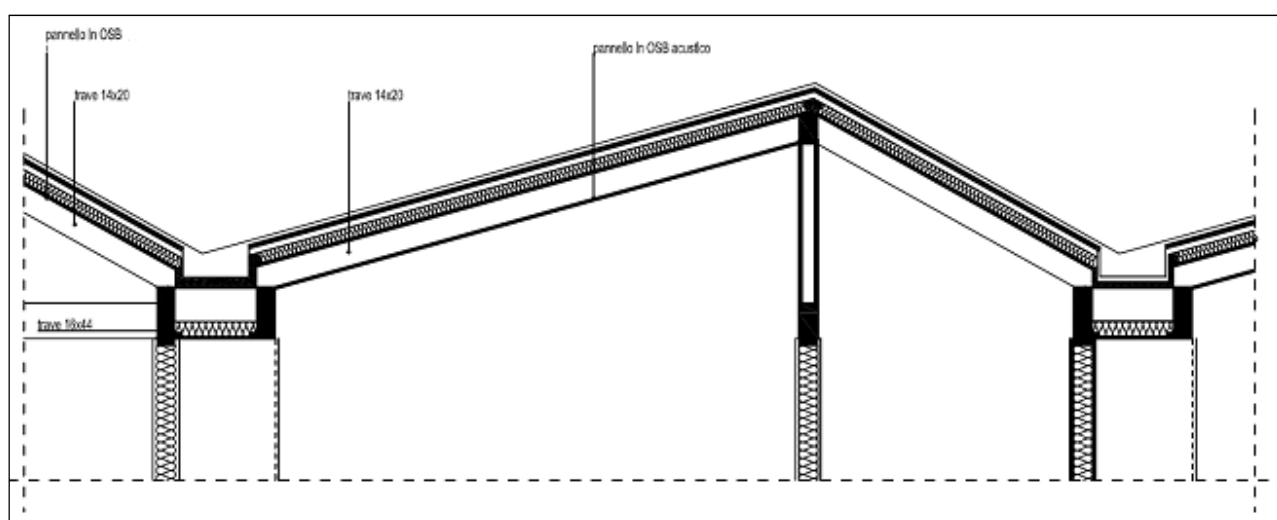


Fig.5.1 – Sezione della copertura tipo

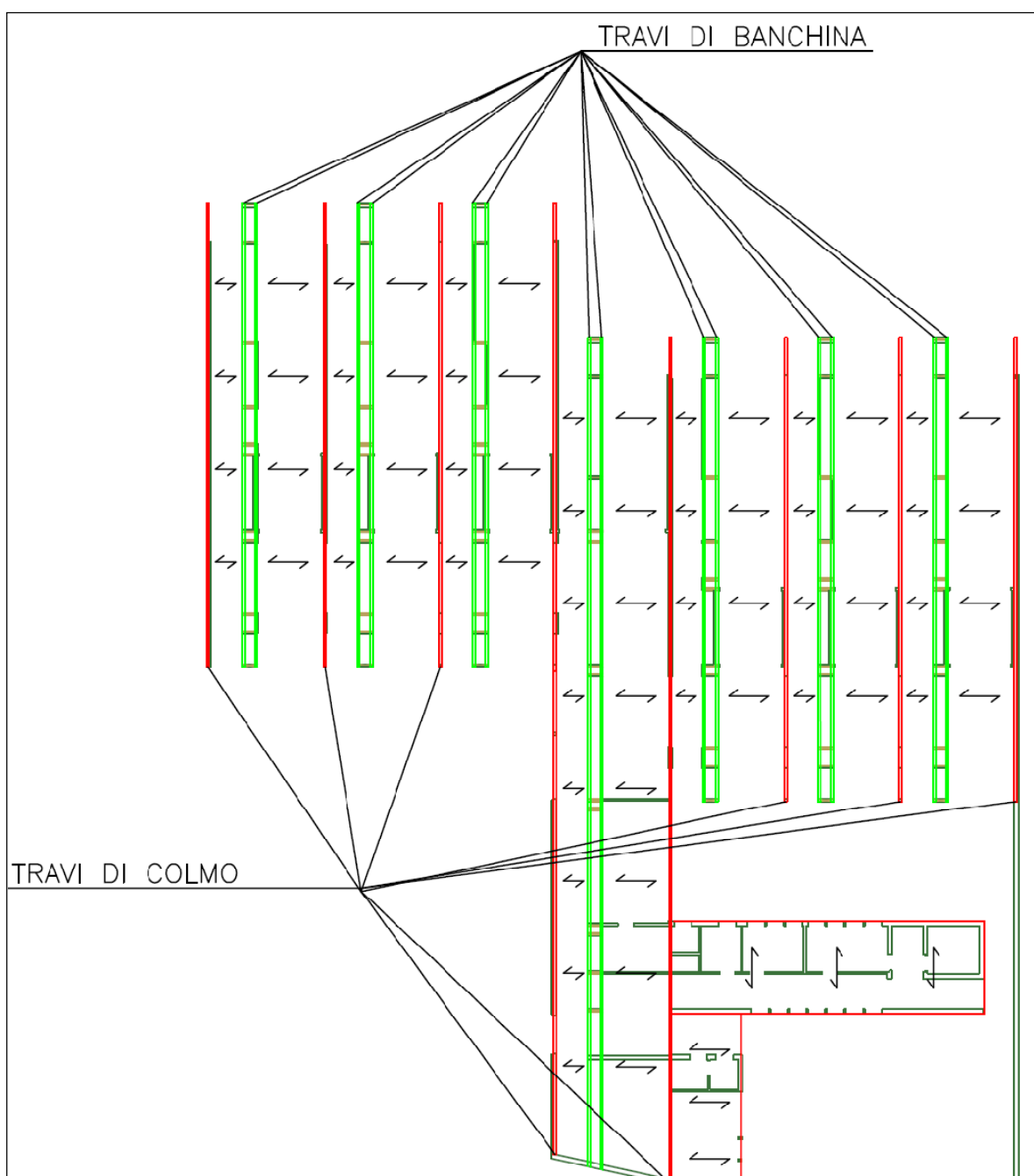


Fig.5.2 – Disposizione degli elementi di copertura

Di fondamentale importanza per questa tipologia di copertura è la disposizione di un efficace sistema di controventamento. Questo è garantito tramite la messa in opera di fogli di OSB dello spessore di 15 mm chiodati ai travetti con chiodi ad aderenza migliorata 2.8 x 60 mm ad interasse regolare sui bordi dei fogli di 150 mm. Come già anticipato, le strutture di copertura sono state progettate per garantire una resistenza al fuoco R60.

5.1.1. Elementi di copertura secondari

I travetti secondari della copertura sono realizzati in legno lamellare tipo GL24h di sezione 140 x 200 mm² disposti in semplice appoggio su una luce netta di 4,90 m con un interasse di 65 cm.

Le verifiche vengono riportate negli allegati TRAVETTI SECONDARI e TRAVETTI SECONDARI (FUOCO).

5.1.2. Elementi di copertura secondari BLOCCO C

I travetti secondari della copertura piana del blocco C sono realizzati in legno lamellare tipo GL24h di sezione 140 x 200 mm² disposti in semplice appoggio su una luce netta massima di 4,50 m con un interasse di 65 cm. Al normale carico permanente gravante sulla copertura viene aggiunto 1 kN/m² dovuto alla posa di 5 cm di ghiaia.

Le verifiche vengono riportate negli allegati TRAVETTI SECONDARI BLOCCO C e TRAVETTI SECONDARI BLOCCO C (FUOCO).

5.1.3. Travi di colmo

Le travi colmo della copertura vengono distinte a seconda che siano disposte alla quota di +5,30 m e poggianti su montanti in legno disposti con interasse 2,50 m (TRAVI DI COLMO T01) o che siano disposte alla medesima quota delle travi di banchina (+3,80) e poggianti sui montanti in legno disposti con interasse pari a 62,5 cm (TRAVI DI SOTTOCOLMO T03).

Le travi di colmo T01 sono costituite da legno lamellare GL24h e sono caratterizzate da una sezione rettangolare 160 x 280 mm². A favore di sicurezza lo schema di calcolo adottato è quello di una trave orizzontale in semplice appoggio su una luce di 2,50 m. Nel caso di verifica al fuoco, tenendo conto di quanto già riportato precedentemente, le dimensioni della sezione, nell'ipotesi di attacco su 3 lati, divengono pari a 60 x 230 mm²

Le verifiche vengono riportate negli allegati TRAVE DI COLMO T01 e TRAVE DI COLMO T01 (FUOCO).

Le travi di sottocolmo risultano poggianti su montanti in legno con interasse inferiore rispetto alle travi di colmo T01. Tuttavia tali travi sono disposte in modo da collegare anche due differenti pareti e pertanto devono essere verificate per luci maggiori. In particolare il caso più sfavorevole riguarda una

trave avente luce pari a 4,65 m. Le dimensioni scelte della sezione risultano pari a 160 x 440 mm² che divengono 60 x 290 mm² nel caso di verifica al fuoco. Le verifiche vengono riportate negli allegati TRAVE DI SOTTOCOLMO T03 e TRAVE DI SOTTOCOLMO T03 (FUOCO).

5.1.4. Travi di banchina

Le travi di banchina sono costituite da legno lamellare GL24h e sono caratterizzate da una sezione rettangolare 160 x 320 mm². Lo schema di calcolo adottato è quello di una trave orizzontale su tre appoggi con luce pari a 6,5 m e 4,22 m.

Nel caso di verifica al fuoco, tenendo conto di quanto già riportato precedentemente, le dimensioni della sezione, nell'ipotesi di attacco su 2 lati, divengono pari a 110 x 270 mm².

Le verifiche vengono riportate negli allegati TRAVE DI BANCHINA e TRAVE DI BANCHINA (FUOCO).

Per ragioni architettoniche, come è possibile notare dalla figura riportata in seguito, è stato necessario introdurre una trave di banchina in semplice appoggio di luce pari a 8 m, di sezione pari a 160 x 440 mm². Nel caso di verifica al fuoco, tenendo conto di quanto già riportato precedentemente, le dimensioni della sezione, nell'ipotesi di attacco su 2 lati, divengono pari a 110 x 390 mm².

Le verifiche vengono riportate negli allegati TRAVE DI BANCHINA CORRENTE ESTERNA e VERIFICA DI BANCHINA CORRENTE ESTERNA (FUOCO).

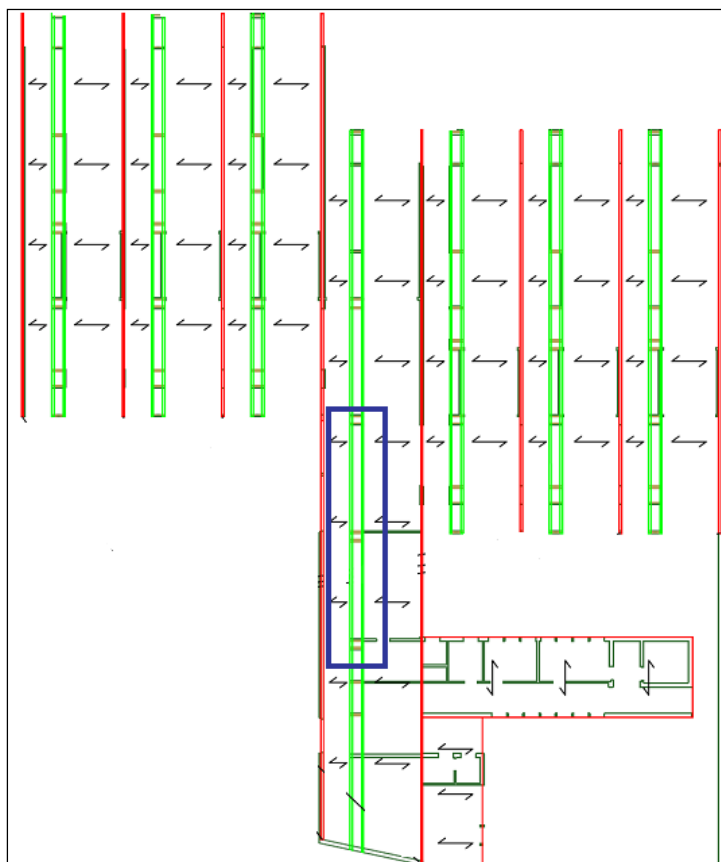


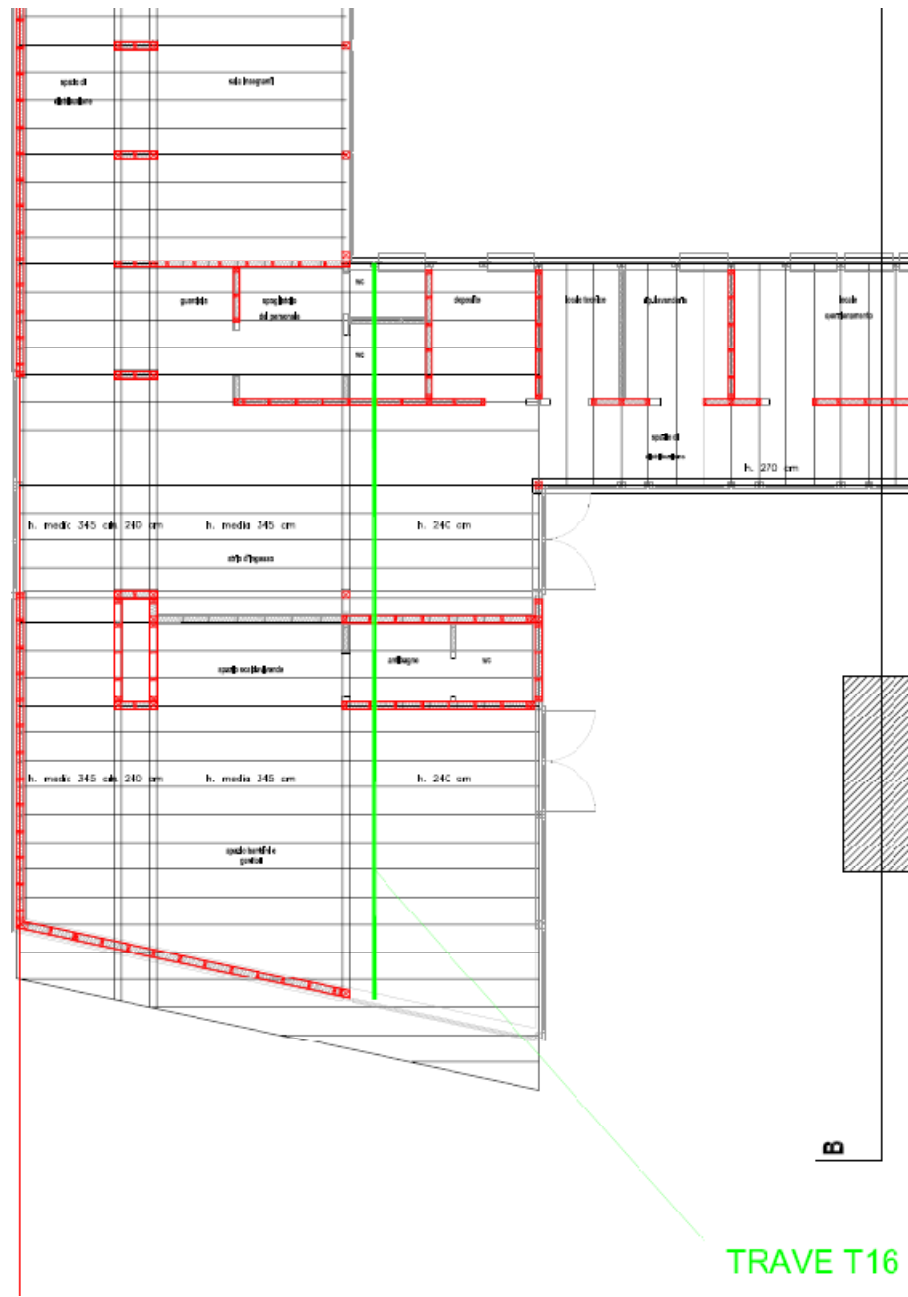
Fig.5.3 – Trave di banchina corrente esterna

5.1.5. Trave T16

La trave T16 è costituita da legno lamellare GL24h ed è caratterizzata da una sezione rettangolare 160 x 400 mm². Lo schema di calcolo adottato è quello di una trave orizzontale su due appoggi con luce pari a 7 m.

Le verifiche vengono riportate negli allegati TRAVE T16.

Nell'immagine seguente è possibile localizzare la trave in discussione.



5.2. VERIFICA STATICA DELLE PARETI

Le pareti sono formate da montanti 160 x 60 posti ad interasse di 62.5 cm.

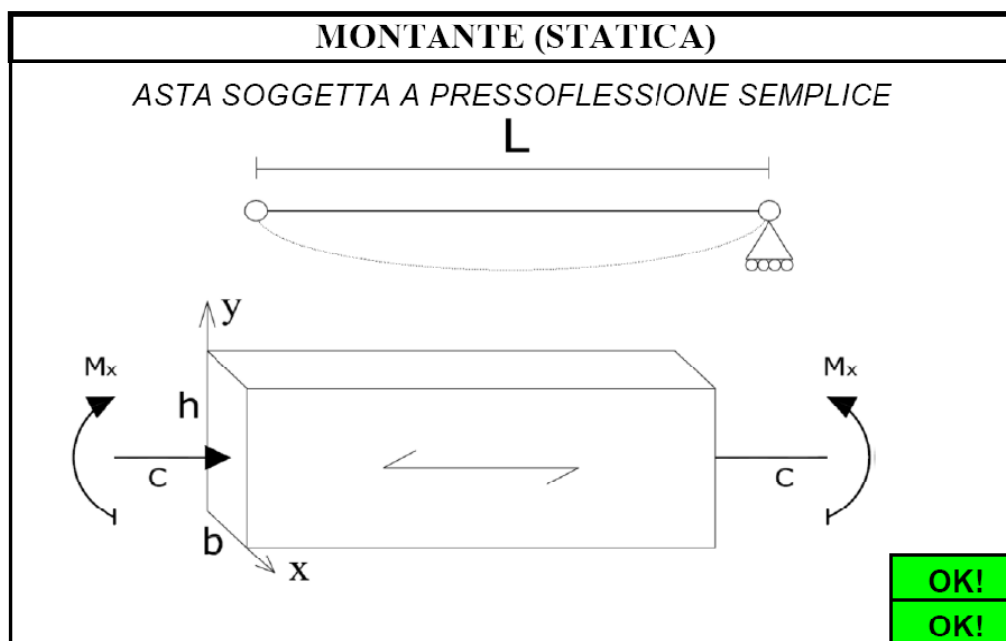
La parete più sollecitata è quella centrale sulla quale poggia la trave di colmo. La reazione scaricata su tale parete, compreso il peso proprio della trave di colmo è di $\frac{5.6}{0.95} + 1.3 * 6 * 0.1 * 0.24 = 6.1 \frac{kN}{m}$ Non

sapendo con esattezza quale sarà l'interasse effettivo dei montanti si assume a favore di sicurezza un interasse di 1 m. La forza su ogni montante è di $6.1 * 1 = 6.1 kN$.

Se si considera, a favore di sicurezza, agente anche la sollecitazione da vento su questa parete si deve aggiungere allo sforzo normale anche un momento flettente di:

$$0.84 * \frac{2.5^2}{8} = 0.66 kNm$$

La verifica di stabilità va effettuata nel piano di massima rigidità, essendo i montanti controventati nell'altra direzione dai pannelli di gesso fibra. Le verifiche del montante sono riportate in seguito:



Dati geometrici e materiale utilizzato

Lato <u>minore</u> sezione asta <i>b</i>	160	mm
Lato <u>maggiore</u> sezione asta <i>h</i>	60	mm
Lunghezza asta <i>L</i>	4	m

Momento di inerzia maggiore J_x

$$J_x = \frac{b \cdot h^3}{12} = 2,88E+06 \text{ mm}^4$$

Momento di inerzia minore J_y

$$J_y = \frac{h \cdot b^3}{12} = 20480000 \text{ mm}^4$$

Modulo di resistenza maggiore W_x

$$W_x = \frac{b \cdot h^2}{6} = 96000 \text{ mm}^3$$

Tipo di legno utilizzato

EN C24 - DIN S10 ▼

Resistenza a flessione $f_{m,k}$	24	MPa
Resistenza a compressione parallela $f_{c,0,k}$	21	MPa
Modulo elastico caratteristico parallelo $E_{0,05}$	7400	MPa
Modulo elastico medio parallelo E_{mean}	11000	MPa
Modulo elastico caratteristico tangenziale $G_{0,05}$	464	MPa

Classe di servizio	1	▼
Classe di durata della combinazione	Breve Termine	▼

Coefficiente di sicurezza γ_m	1,5
Valore di K_{mod}	0,9
Valore del fattore K_h per legno massiccio	1,20

Resistenza di progetto a flessione $f_{m,d}$

$$f_{m,d} = \frac{f_{m,k} \cdot K_{mod}}{\gamma_m} = 17,30 \text{ MPa}$$

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

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

Instabilità di colonna

β_0	1
-----------	---

Lunghezza di libera inflessione L_0

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

Snellezza maggiore λ_y

$$\lambda_y = L_0 \sqrt{\frac{b \cdot h}{J_y}} = 87$$

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

$$\lambda_{rel,y} = \frac{\lambda_y}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} = 1,47$$

Coefficiente di imperfezione β_c

$$\beta_c = 0,2$$

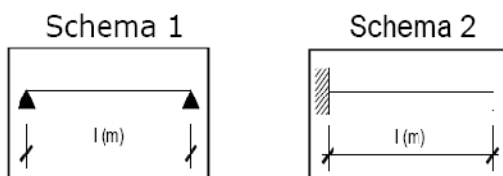
Coefficiente k_y

$$k_y = 0,5 \left(1 + \beta_c (\lambda_{rel,y} - 0,3) + \lambda_{rel,y}^2 \right) = 1,70$$

Instabilità di trave (flesso-torsionale)

Schema statico

1



Tipo di carico

Carico unif. distribuito ▼

Lunghezza efficace L_{eff} (Tabella 6.3 CND-DT 206\2007)

Ipotesi di carico applicato in zona compressa

Tabella 6-3-Valori della lunghezza efficace l_{eff}

Condizioni di vincolo	Tipo di carico o di sollecitazione	l_{eff}
Semplice appoggio	Momento flettente costante nel tratto L	$1.0 L$
	Carico uniformemente distribuito	$0.9 L$
	Forza concentrata in mezzera	$0.8 L$
Incastro ad un estremo (mensola)	Carico uniformemente distribuito	$0.5 L$
	Forza concentrata all'estremo libero	$0.8 L$

$$L_{eff} = 3720 \text{ mm}$$

Momento di inerzia torsionale della sezione J_{tor}

$$J_{tor} = \eta \cdot h \cdot b^3 = 34406400 \text{ mm}^4$$

Momento critico $M_{y,crit}$

$$M_{x,crit} = \frac{\pi}{L_{eff}} \sqrt{E_{0,05} \cdot J_y \cdot G_{0,05} \cdot J_{tor}} = 41548127 \text{ Nmm}$$

Tensione critica $\sigma_{m,x,crit}$

$$\sigma_{m,x,crit} = \frac{M_{x,crit}}{W_x} = 433 \text{ MPa}$$

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

$$\lambda_{rel,m,x} = \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sigma_{m,x,crit}}} = 0,24$$

Coefficiente riduttivo di tensione critica per instabilità di trave

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

$$k_{crit,m,x} = 1,00$$

VERIFICA

Momento flettente M_x (asse forte) 0,66 kNm
 Sforzo normale di compressione C 6,1 kN

Tensioni agenti

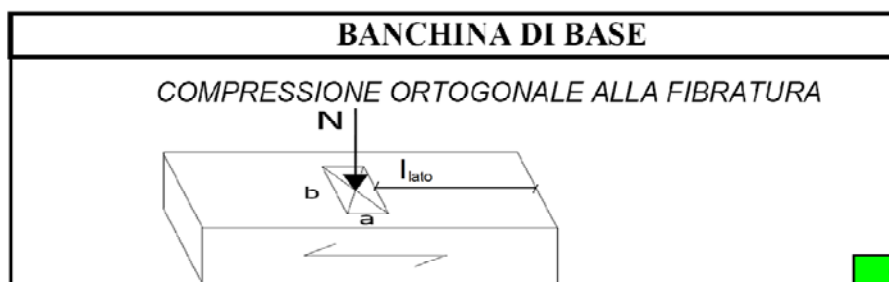
$$\sigma_{m,x,d} = \frac{M_x}{W_x} = 6,9 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{C}{b \cdot h} = 0,64 \text{ MPa}$$

1- $\frac{\sigma_{m,x,d}}{k_{crit,m,x} \cdot f_{m,d}} = 0,40 < 1$ OK!

2- $\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{crit,y} \cdot f_{c,0,d}} + \left(\frac{\sigma_{m,x,d}}{k_{crit,m,x} \cdot f_{m,d}} \right)^2 = 0,29 < 1$ OK!

La verifica a compressione ortogonale della banchina a terra restituisce il seguente risultato:



Dati geometrici e materiale utilizzato

Lato <i>a</i> area compressa	60	mm
Lato <i>b</i> area compressa	160	mm
Altezza <i>h</i> elemento caricato	60	mm
Valori di deformazione elevati accettabili	SI	
Coefficiente amplificativo resistenza k_a	1,5	
Zona libera presente ai lati della zona caricata	da 2 lati	
Lunghezza scarica presente ai lati l_{ato}	650	mm

Tipo di legno utilizzato EN C24 - DIN S10 ▼

Resistenza a compressione perpendicolare $f_{c,90,k}$ 2,5 MPa

Classe di servizio 1 ▼

Classe di durata della combinazione Breve Termine ▼

Coefficiente di sicurezza γ_m 1,5

Valore di K_{mod} 0,9

Resistenza di progetto a compressione perpendicolare $f_{c,90,d}$

$$f_{c,90,d} = \frac{f_{c,90,k} \cdot K_{mod}}{\gamma_m} k_a = 2,3 \text{ MPa}$$

VERIFICA

Sforzo Normale Perp $F_{90,d}$ = 6,1 kN

Calcolo lunghezza efficace l_{ef}

$$l_{ef} = \begin{cases} \text{NO lati liberi} \rightarrow a \\ 1 \text{ lato} \begin{cases} < h/6 \rightarrow \min (a + l_{lato}; 1.5 \cdot a; 400mm) \\ \geq h/6 \rightarrow \min (a + l/6; 1.5 \cdot a; 400mm) \end{cases} \\ 2 \text{ lati} \begin{cases} < h/6 \rightarrow \min (a + 2 \cdot l_{lato}; 2 \cdot a; 400mm) \\ \geq h/6 \rightarrow \min (a + l/3; 2 \cdot a; 400mm) \end{cases} \end{cases} = 80 \text{ mm}$$

Tensione agente

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{F_{90,d}}{b \cdot l_{ef}} = 0,5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c,0,d} \quad \quad \quad f_{c,0,d}$$

$$0,5 \quad \quad \quad < \quad \quad \quad 2,3$$

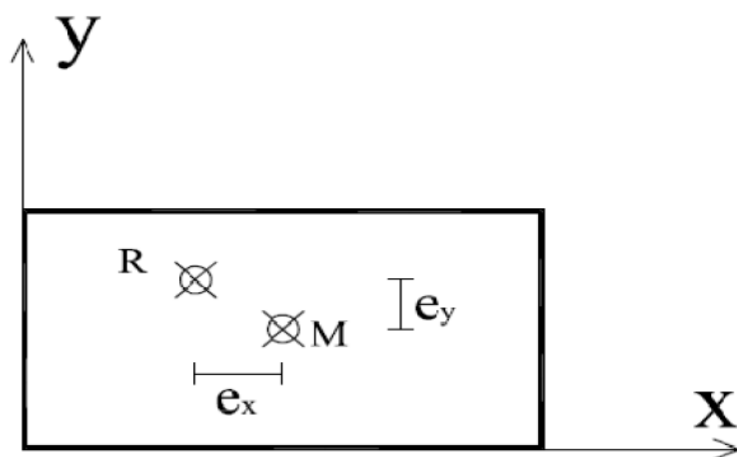
OK!

5.3. VERIFICA SISMICA DELLE PARETI E DELLE RELATIVE CONNESSIONI

5.3.1. Blocco A

CALCOLO BARICENTRI ED ECCENTRICITA'

Sistema di riferimento adottato



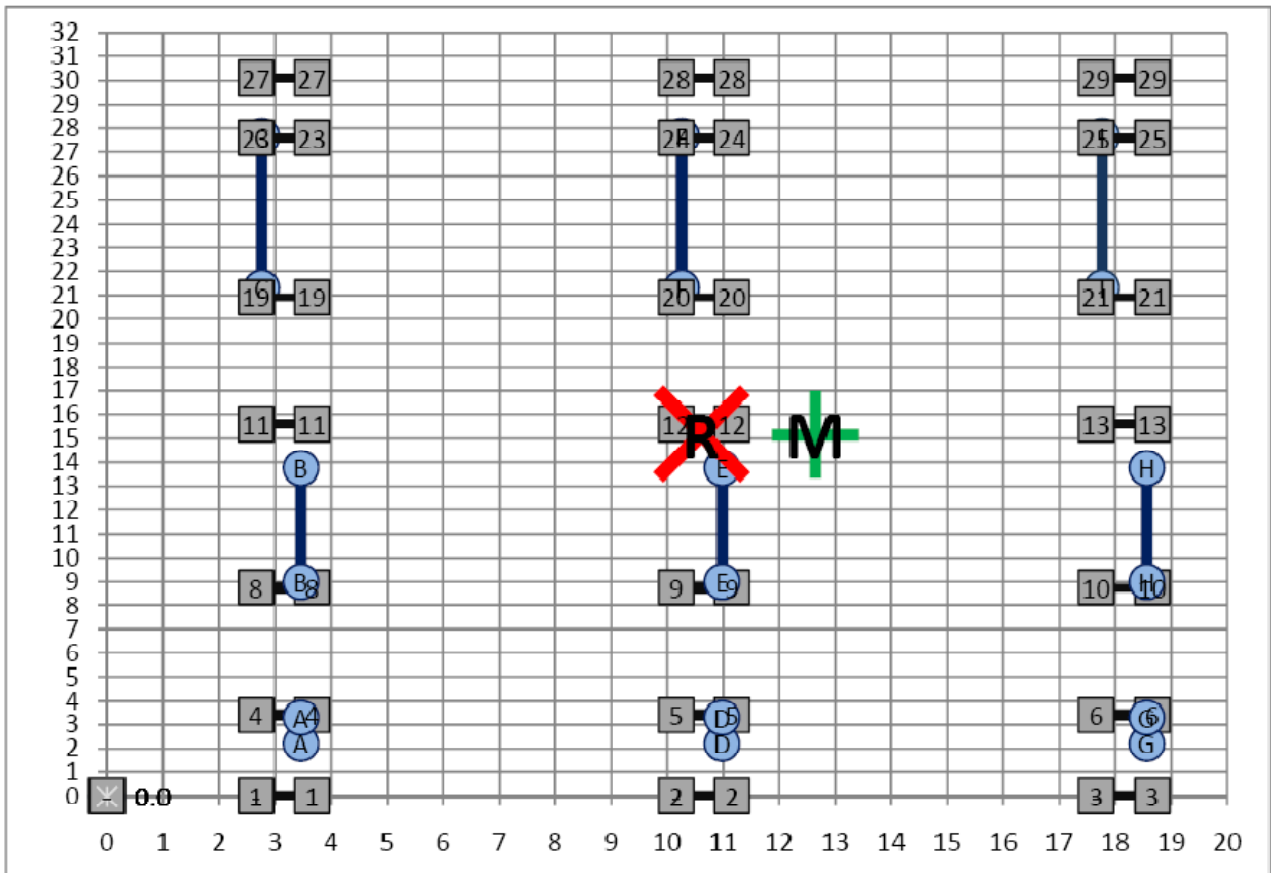
Le dimensioni geometriche del rettangolo in cui è inscrivibile l'edificio sono le seguenti:

Lunghezza lato X L_x = 25.3 m

Lunghezza lato Y L_y = 30.3 m

Le pareti disposte sono riportata nella seguente vista schematica.

Sono visualizzati inoltre il baricentro delle rigidezze ed il baricentro delle masse



Pareti parallele al lato lungo X							
Parete	X inizio	X fine	Y inizio	Y fine	L [m]	L*Y	Dist
1	2.7	3.7	0.0	0.0	1.00	0.0	-15.2
2	10.2	11.2	0.0	0.0	1.00	0.0	-15.2
3	17.7	18.7	0.0	0.0	1.00	0.0	-15.2
4	2.7	3.7	3.4	3.4	1.00	3.4	-11.8
5	10.2	11.2	3.4	3.4	1.00	3.4	-11.8
6	17.7	18.7	3.4	3.4	1.00	3.4	-11.8
-	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	0.0	-
8	2.7	3.7	8.8	8.8	1.00	8.8	-6.4
9	10.2	11.2	8.8	8.8	1.00	8.8	-6.4
10	17.7	18.7	8.8	8.8	1.00	8.8	-6.4
11	2.7	3.7	15.6	15.6	1.00	15.6	0.4
12	10.2	11.2	15.6	15.6	1.00	15.6	0.4
13	17.7	18.7	15.6	15.6	1.00	15.6	0.4
-	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	0.0	-
-	2.7	2.7	0.0	0.0	0.00	0.0	-
-	10.2	10.2	0.0	0.0	0.00	0.0	-
-	17.7	17.7	0.0	0.0	0.00	0.0	-
-	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	0.0	-
19	2.7	3.7	20.9	20.9	1.00	20.9	5.8
20	10.2	11.2	20.9	20.9	1.00	20.9	5.8
21	17.7	18.7	20.9	20.9	1.00	20.9	5.8
-	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	0.0	-
23	2.7	3.7	27.6	27.6	1.00	27.6	12.5
24	10.2	11.2	27.6	27.6	1.00	27.6	12.5
25	17.7	18.7	27.6	27.6	1.00	27.6	12.5
-	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	0.0	-
27	2.7	3.7	30.1	30.1	1.00	30.1	15.0
28	10.2	11.2	30.1	30.1	1.00	30.1	15.0
29	17.7	18.7	30.1	30.1	1.00	30.1	15.0
-	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	0.0	-
-	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	0.0	-
Sommarie					21.0	319.1	

Pareti parallele al lato corto Y							
Parete	X inizio	X fine	Y inizio	Y fine	L [m]	L*X	Dist
A	3.46	3.46	2.2	3.3	1.1	3.8	-9.2
B	3.46	3.46	9	13.76	4.76	16.5	-9.2
C	2.76	2.76	21.3	27.66	6.36	17.6	-9.9
D	10.98	10.98	2.2	3.3	1.1	12.1	-1.7
E	10.98	10.98	9	13.76	4.76	52.3	-1.7
F	10.26	10.26	21.3	27.66	6.36	65.3	-2.4
G	18.56	18.56	2.2	3.3	1.1	20.4	5.9
H	18.56	18.56	9	13.76	4.76	88.3	5.9
I	17.76	17.76	21.3	27.66	6.36	113.0	5.1
-	0	0	0	0	0	0.0	-
-	0	0	0	0	0	0.0	-
-	0	0	0	0	0	0.0	-
-	0	0	0	0	0	0.0	-
-	0	0	0	0	0	0.0	-
-	0	0	0	0	0	0.0	-
Sommarie					36.7	389.1	

BARICENTRO DELLE RIGIDENZE

X baricentro rigidezze	$X_R = \frac{\sum_{i=1}^n K_i \cdot Y_i}{\sum_{i=1}^n K_i} = \frac{\sum_{i=1}^n L_i \cdot Y_i}{\sum_{i=1}^n L_i} =$	10.6	m
------------------------	---	-------------	---

Y baricentro rigidezze	$Y_R = \frac{\sum_{i=1}^n K_i \cdot X_i}{\sum_{i=1}^n K_i} = \frac{\sum_{i=1}^n L_i \cdot X_i}{\sum_{i=1}^n L_i} =$	15.5	m
------------------------	---	-------------	---

BARICENTRO DELLE MASSE

X baricentro masse	$X_M = \frac{L_x}{2}$	=	12.7	m
--------------------	-----------------------	---	-------------	---

Y baricentro masse	$Y_M = \frac{L_y}{2}$	=	15.2	m
--------------------	-----------------------	---	-------------	---

ECCENTRICITA'

Eccentricità effettiva

$e_{x,eff} = X_M - X_R$	=	2.04	m
-------------------------	---	-------------	---

$e_{y,eff} = Y_M - Y_R$	=	-0.33	m
-------------------------	---	--------------	---

Eccentricità accidentale

$e_{x,acc} = 0.05 \cdot L_x$	=	1.27	m
------------------------------	---	-------------	---

$e_{y,acc} = 0.05 \cdot L_y$	=	1.52	m
------------------------------	---	-------------	---

Eccentricità totale

$e_{x,tot} = e_{x,eff} + e_{x,acc}$	=	3.30	m
-------------------------------------	---	-------------	---

$e_{y,tot} = e_{y,eff} + e_{y,acc}$	=	1.85	m
-------------------------------------	---	-------------	---

FORZE ORIZZONTALI PARETI

$$T_{\text{copertura}} = 185.0 \text{ kN}$$

Distanza fra baricentro delle rigidezze e baricentro delle masse

$$e_x = 3.30 \text{ m}$$

$$e_y = 1.85 \text{ m}$$

Calcolo del momento torcente agente

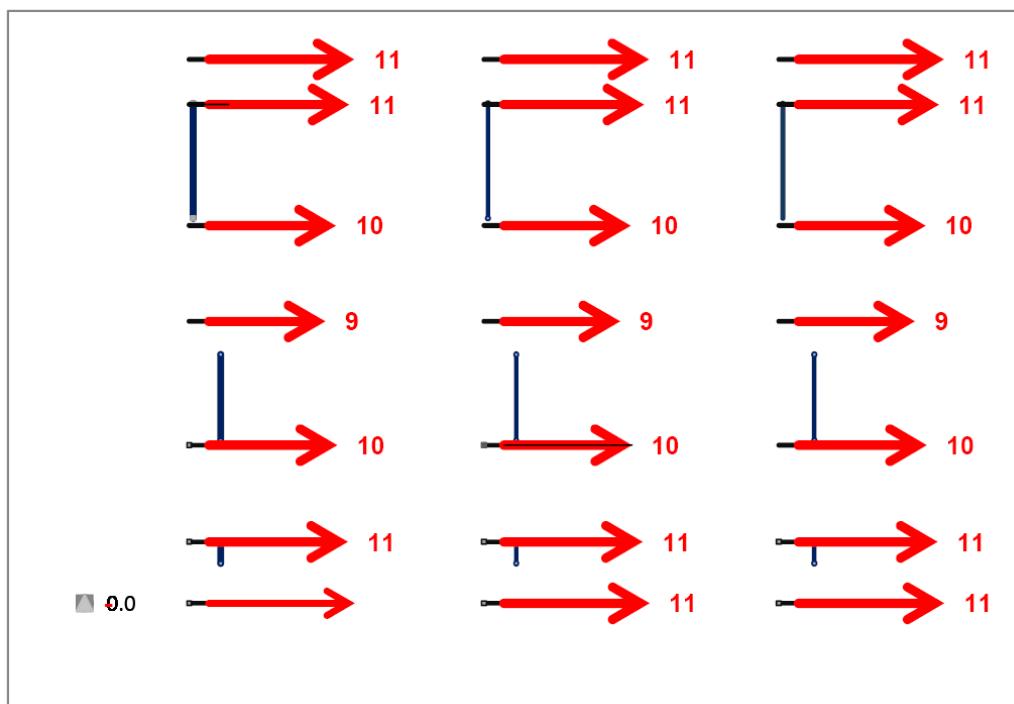
$$M_{t,x} = T_c * e_x = 610.5 \text{ kNm}$$

$$M_{t,y} = T_c * e_y = 341.6 \text{ kNm}$$

SISMA AGENTE LUNGO X (pareti lato lungo sollecitate)

PARETI	L [m]	% T	T [kN]	r [m]	T_{Mt} [kN]	T_d [kN]
1_c	1.00	0.05	8.81	15.15	2.3	11
2_c	1.00	0.05	8.81	15.15	2.3	11
3_c	1.00	0.05	8.81	15.15	2.3	11
4_c	1.00	0.05	8.81	11.75	1.8	11
5_c	1.00	0.05	8.81	11.75	1.8	11
6_c	1.00	0.05	8.81	11.75	1.8	11
-	0.00	-	-	0.00	0.0	-
8_c	1.00	0.05	8.81	6.40	1.0	10
9_c	1.00	0.05	8.81	6.40	1.0	10
10_c	1.00	0.05	8.81	6.40	1.0	10
11_c	1.00	0.05	8.81	0.45	0.1	9
12_c	1.00	0.05	8.81	0.45	0.1	9
13_c	1.00	0.05	8.81	0.45	0.1	9
-	0.00	-	-	0.00	0.0	-
-	0.00	-	-	0.00	0.0	-
-	0.00	-	-	0.00	0.0	-
-	0.00	-	-	0.00	0.0	-
-	0.00	-	-	0.00	0.0	-
19_c	1.00	0.05	8.81	5.75	0.9	10
20_c	1.00	0.05	8.81	5.75	0.9	10
21_c	1.00	0.05	8.81	5.75	0.9	10
-	0.00	-	-	0.00	0.0	-
23_c	1.00	0.05	8.81	12.45	1.9	11
24_c	1.00	0.05	8.81	12.45	1.9	11
25_c	1.00	0.05	8.81	12.45	1.9	11
-	0.00	-	-	0.00	0.0	-
27_c	1.00	0.05	8.81	14.95	2.3	11
28_c	1.00	0.05	8.81	14.95	2.3	11
29_c	1.00	0.05	8.81	14.95	2.3	11
-	0.00	-	-	0.00	0.0	-
-	0.00	-	-	0.00	0.0	-

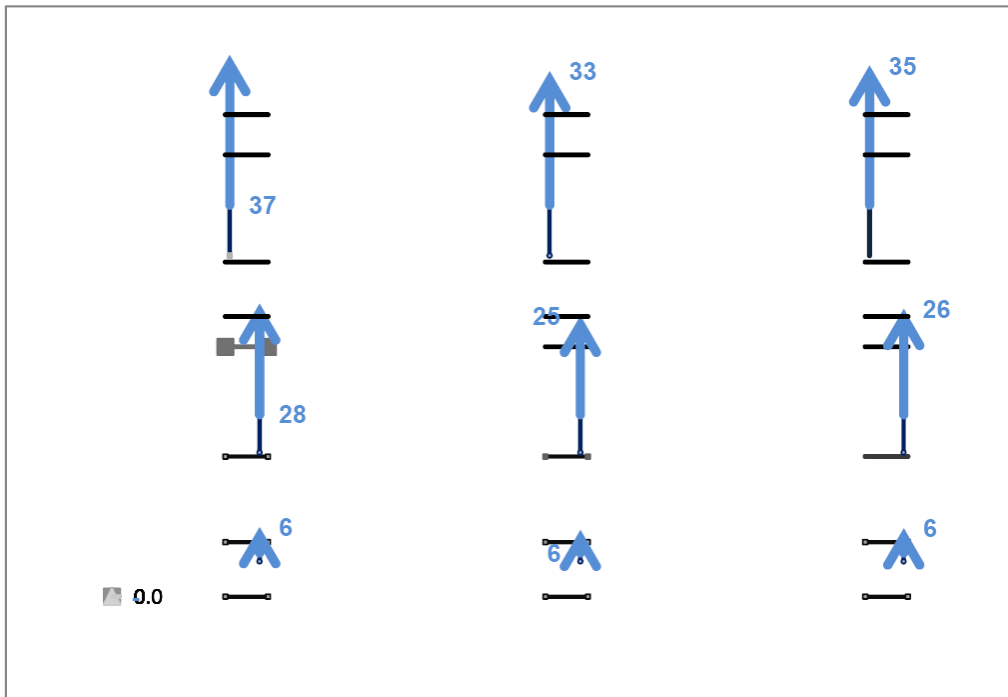
tot	21	1.00	185.0		375.5
		OK!	OK!		OK!



SISMA AGENTE LUNGO Y (pareti lato corto sollecitate)

PARETI	L [m]	% T	T [kN]	r [m]	T_{Mt} [kN]	T_d [kN]
A_c	1.10	0.03	5.55	9.19	0.7	6
B_c	4.76	0.13	24.02	9.19	3.2	27
C_c	6.36	0.17	32.09	9.89	4.5	37
D_c	1.10	0.03	5.55	1.67	0.1	6
E_c	4.76	0.13	24.02	1.67	0.6	25
F_c	6.36	0.17	32.09	2.39	1.1	33
G_c	1.10	0.03	5.55	5.91	0.5	6
H_c	4.76	0.13	24.02	5.91	2.0	26
I_c	6.36	0.17	32.09	5.11	2.3	34
-	0.00	-	-	0.00	0.0	-
-	0.00	-	-	0.00	0.0	-
-	0.00	-	-	0.00	0.0	-
-	0.00	-	-	0.00	0.0	-
-	0.00	-	-	0.00	0.0	-
-	0.00	-	-	0.00	0.0	-

tot 36.66 1.00 185.0 111.0
OK! OK! OK!



VERIFICA PARETI

Tipologia connessione	chiodo ring 2.8 x 55		
	R_d	=	0.78 kN
Coefficiente amplificativo	C_a	=	1.2
Resistenza di calcolo	F_{trd}	=	0.94 kN

Tipologia pannello OSB

Larghezza pannello b_i 1.25 m

Altezza pannello 2.5 m

Lati su cui è presente il pannello 2

Pi = pannelli interi
Pr = pannello residuo

SISMA AGENTE LUNGO X (pareti lato lungo sollecitate)

PARETE	L	L \ b _i	N° Pi	b _i Pr	c _i Pr	s _{conn}	F _{i,v,Rd} Pi	F _{i,v,Rd} Pr	F _{v,Rd}	T _{sd}	
1_c	1.00	0.8	0	1	0.80	150	15.6	10.0	10.0	10.0	OK!
2_c	1.00	0.8	0	1	0.80	150	15.6	10.0	10.0	10.0	OK!
3_c	1.00	0.8	0	1	0.80	150	15.6	10.0	10.0	10.0	OK!
4_c	1.00	0.8	0	1	0.80	150	15.6	10.0	10.0	9.5	OK!
5_c	1.00	0.8	0	1	0.80	150	15.6	10.0	10.0	9.5	OK!
6_c	1.00	0.8	0	1	0.80	150	15.6	10.0	10.0	9.5	OK!
-	0.00	-	-	-	-	150	-	-	-	-	-
8_c	1.00	0.8	0	1	0.80	150	15.6	10.0	10.0	8.7	OK!
9_c	1.00	0.8	0	1	0.80	150	15.6	10.0	10.0	8.7	OK!
10_c	1.00	0.8	0	1	0.80	150	15.6	10.0	10.0	8.7	OK!
11_c	1.00	0.8	0	1	0.80	150	15.6	10.0	10.0	7.8	OK!
12_c	1.00	0.8	0	1	0.80	150	15.6	10.0	10.0	7.8	OK!
13_c	1.00	0.8	0	1	0.80	150	15.6	10.0	10.0	7.8	OK!
-	0.00	-	-	-	-	150	-	-	-	-	-
15_c	1.00	0.8	0	1	0.80	150	15.6	10.0	10.0	8.1	OK!
16_c	1.00	0.8	0	1	0.80	150	15.6	10.0	10.0	8.1	OK!
17_c	1.00	0.8	0	1	0.80	150	15.6	10.0	10.0	8.1	OK!
-	0.00	-	-	-	-	150	-	-	-	-	-
19_c	1.00	0.8	0	1	0.80	150	15.6	10.0	10.0	8.6	OK!
20_c	1.00	0.8	0	1	0.80	150	15.6	10.0	10.0	8.6	OK!
21_c	1.00	0.8	0	1	0.80	150	15.6	10.0	10.0	8.6	OK!
-	0.00	-	-	-	-	150	-	-	-	-	-
23_c	1.00	0.8	0	1	0.80	150	15.6	10.0	10.0	9.6	OK!
24_c	1.00	0.8	0	1	0.80	150	15.6	10.0	10.0	9.6	OK!
25_c	1.00	0.8	0	1	0.80	150	15.6	10.0	10.0	9.6	OK!
-	0.00	-	-	-	-	150	-	-	-	-	-
27_c	1.00	0.8	0	1	0.80	150	15.6	10.0	10.0	10.0	OK!

28_c	1.00	0.8	0	1	0.80	150	15.6	10.0	10.0	10.0	OK!
29_c	1.00	0.8	0	1	0.80	150	15.6	10.0	10.0	10.0	OK!
-	0.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	0.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

SISMA AGENTE LUNGO Y (pareti lato corto sollecitate)

PARETE	L	L\ b _i	N° Pi	b _i Pr	c _i Pr	s _{conn}	F _{i,v,Rd} Pi	F _{i,v,Rd} Pr	F _{v,Rd}	T _{sd}	
A_c	1.1	0.9	0	1.1	0.88	150	15.6	12.1	12.1	6.4	OK!
B_c	4.76	3.8	3	1.01	0.81	150	15.6	10.2	57.0	27.7	OK!
C_c	6.36	5.1	5	0.11	0.09	150	15.6	0.1	78.1	37.4	OK!
D_c	1.1	0.9	0	1.1	0.88	150	15.6	12.1	12.1	5.7	OK!
E_c	4.76	3.8	3	1.01	0.81	150	15.6	10.2	57.0	24.7	OK!
F_c	6.36	5.1	5	0.11	0.09	150	15.6	0.1	78.1	33.4	OK!
G_c	1.1	0.9	0	1.1	0.88	150	15.6	12.1	12.1	6.1	OK!
H_c	4.76	3.8	3	1.01	0.81	150	15.6	10.2	57.0	26.4	OK!
I_c	6.36	5.1	5	0.11	0.09	150	15.6	0.1	78.1	34.9	OK!
-	0	-	-	-	-	0	-	-	-	-	-
-	0	-	-	-	-	0	-	-	-	-	-
-	0	-	-	-	-	0	-	-	-	-	-
-	0	-	-	-	-	0	-	-	-	-	-
-	0	-	-	-	-	0	-	-	-	-	-
-	0	-	-	-	-	0	-	-	-	-	-

Il sistema di connessione per forze di trazione impiegato deve essere in grado di garantire il seguente livello di carico:

WHT - CHIODATURA TOTALE			Resistenza caratteristica a trazione			
TYP WHT	Fissaggio Fori Ø 5 (connettori)		R _k lato legno		R _k lato acciaio	
	Chiodi Anker	Viti Speciali	n _{conn} (pz.)	R _k legno (kN)	Rondella	R _k acciaio (kN)
340	Ø 4,0 x 40	Ø 5,0 x 40	20	31,4	-	42,0
	Ø 4,0 x 60	Ø 5,0 x 50		38,6		
440	Ø 4,0 x 40	Ø 5,0 x 40	30	47,1	* H	63,4
	Ø 4,0 x 60	Ø 5,0 x 50		57,9	10 mm	
540	Ø 4,0 x 40	Ø 5,0 x 40	42	65,9	* H	63,4
	Ø 4,0 x 60	Ø 5,0 x 50		81,1	10 mm	
620	Ø 4,0 x 40	Ø 5,0 x 40	52	81,6	** H	85,2
	Ø 4,0 x 60	Ø 5,0 x 50		100,4	20 mm	

* Rondella III S505610 ** Rondella III S707720

Il tassello di ancoraggio di tale dispositivo alla fondazione di calcestruzzo deve essere in grado di trasferire il carico massimo sopportabile dall'angolare metallico a terra (38.6 kN). Con un ancorante chimico con resina vinilestere di diametro 16 mm e lunghezza 160 mm si raggiunge tale resistenza in accordo all'ETA-09/0078 e alle relative prescrizioni costruttive (distanze dai bordi e profondità di infissione) necessarie a raggiungere i livelli di carico indicati.

VERIFICA CONNESSIONI VERTICALI PARETI

Tipologia connessione

chiodo anker 4 x 60

$$R_{d1} = 1.93 \text{ kN}$$

Tipologia piastra

WHT340

Larghezza pannello b_j

1250 m

Altezza parete

3 m

Peso parete

2.10 kN/m

Peso copertura

1.4 kN/m²



SISMA AGENTE LUNGO X (pareti lato lungo sollecitate)

PARETE	T_{sd}	L	h	i_{solaio}	Q_{stab_c}	$M_{i,Fd}$	$F_{i,t,Fd}$	n° angolari	n° chiodi	F_{trd}	
1_c	11.1	1.00	3	0.0	2.1	32.3	32.3	1	20	38.6	OK!
2_c	11.1	1.00	3	0.0	2.1	32.3	32.3	1	20	38.6	OK!
3_c	11.1	1.00	3	0.0	2.1	32.3	32.3	1	20	38.6	OK!
4_c	10.6	1.00	3	0.0	2.1	30.8	30.8	1	20	38.6	OK!
5_c	10.6	1.00	3	0.0	2.1	30.8	30.8	1	20	38.6	OK!
6_c	10.6	1.00	3	0.0	2.1	30.8	30.8	1	20	38.6	OK!
-	-	0.00	-	0.0	-	-	-	1	20	-	-
8_c	9.8	1.00	3	0.0	2.1	28.3	28.3	1	20	38.6	OK!
9_c	9.8	1.00	3	0.0	2.1	28.3	28.3	1	20	38.6	OK!
10_c	9.8	1.00	3	0.0	2.1	28.3	28.3	1	20	38.6	OK!
11_c	8.9	1.00	3	0.0	2.1	25.6	25.6	1	20	38.6	OK!
12_c	8.9	1.00	3	0.0	2.1	25.6	25.6	1	20	38.6	OK!
13_c	8.9	1.00	3	0.0	2.1	25.6	25.6	1	20	38.6	OK!
-	-	0.00	-	0.0	-	-	-	1	20	-	-
-	-	0.00	-	0.0	-	-	-	1	20	-	-
-	-	0.00	-	0.0	-	-	-	1	20	-	-
-	-	0.00	-	0.0	-	-	-	1	20	-	-
19_c	9.7	1.00	3	0.0	2.1	28.0	28.0	1	20	38.6	OK!
120_c	9.7	1.00	3	0.0	2.1	28.0	28.0	1	20	38.6	OK!
21_c	9.7	1.00	3	0.0	2.1	28.0	28.0	1	20	38.6	OK!
-	-	0.00	-	0.0	-	-	-	1	20	-	-
23_c	10.7	1.00	3	0.0	2.1	31.1	31.1	1	20	38.6	OK!
24_c	10.7	1.00	3	0.0	2.1	31.1	31.1	1	20	38.6	OK!
25_c	10.7	1.00	3	0.0	2.1	31.1	31.1	1	20	38.6	OK!
-	-	0.00	-	0.0	-	-	-	1	20	-	-
27_c	11.1	1.00	3	0.0	2.1	32.2	32.2	1	20	38.6	OK!
28_c	11.1	1.00	3	0.0	2.1	32.2	32.2	1	20	38.6	OK!

29_c	10.0	1.00	3	0.0	2.1	28.9	28.9	1	20	38.6	OK!
-	-	0.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	0.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-

SISMA AGENTE LUNGO Y (pareti lato corto sollecitate)

PARETE	T _{sd}	L	h	i _{solaio}	Q _{stab_c}	M _{i,Ed}	F _{i,t,Ed}	n° angolari	n° chiodi	F _{trd}	
A_c	6.4	1.10	3	0.0	2.3	18.0	16.3	1	20	38.6	OK!
B_c	27.7	4.76	3	0.0	10.0	59.4	12.5	1	20	38.6	OK!
C_c	37.4	6.36	3	0.0	13.4	69.9	11.0	1	20	38.6	OK!
D_c	5.7	1.10	3	0.0	2.3	15.9	14.4	1	20	38.6	OK!
E_c	24.7	4.76	3	0.0	10.0	50.3	10.6	1	20	38.6	OK!
F_c	33.4	6.36	3	0.0	13.4	57.7	9.1	1	20	38.6	OK!
G_c	6.1	1.10	3	0.0	2.3	17.0	15.5	1	20	38.6	OK!
H_c	26.4	4.76	3	0.0	10.0	55.4	11.6	1	20	38.6	OK!
I_c	34.9	6.36	3	0.0	13.4	62.1	9.8	1	20	38.6	OK!
-	-	0.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	0.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	0.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	0.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	0.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	0.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-


Come da indicazioni del documento ETA-09/0324, la resistenza per forze di traslazione dell'angolare utilizzato viene ipotizzata pari a 20.5 kN.

**Table B.23 Characteristic load-carrying capacities brackets type 110135 3 mm thick
Timber to steel/concrete - Purlin – Fastener 4,0x60 mm nail**

Load capacity F_{1,k} - one angle bracket

f [mm]	0	20	40	60	80	100	120	140	160	180	200	220	240
F ₁ [N]	7571	5132	2566	1711	1283	1026	855	733	641	570	513	467	428

F_{1,k} - two angle brackets

f [mm]	
F ₁ [N]	15141

Load capacity F_{2/3,k} - one angle bracket

Δs [mm]	0
F _{2/3} [N]	20475

F_{2/3,k} - two angle brackets

Δs [mm]	0
F _{2/3} [N]	40950

Tali angolari devono essere fissati alla fondazione con due tasselli per calcestruzzo 12x120.

VERIFICA CONNESSIONI ORIZZONTALI PARETI

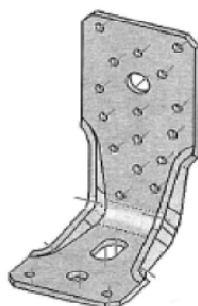
Tipologia connessione chiodo anker 4 x 60 R_d = 1.94 kN

Tipologia piastra

KR 135

Banchina disposta

banchina 60



SISMA AGENTE LUNGO X (pareti lato lungo sollecitate)

PARETE	T _{sd} [kN]	L [m]	T _{sd} /L [kN/m]	R _d [kN]	n° squadr	disposte	
1_c	10.0	1.00	10.01	17.0	0.6	1	OK!
2_c	10.0	1.00	10.01	17.0	0.6	1	OK!
3_c	10.0	1.00	10.01	17.0	0.6	1	OK!
4_c	9.5	1.00	9.49	17.0	0.6	1	OK!
5_c	9.5	1.00	9.49	17.0	0.6	1	OK!
6_c	9.5	1.00	9.49	17.0	0.6	1	OK!
-	-	0.00	-	-	-	-	-
8_c	8.7	1.00	8.68	17.0	0.5	1	OK!
9_c	8.7	1.00	8.68	17.0	0.5	1	OK!
10_c	8.7	1.00	8.68	17.0	0.5	1	OK!
11_c	7.8	1.00	7.78	17.0	0.5	1	OK!
12_c	7.8	1.00	7.78	17.0	0.5	1	OK!
13_c	7.8	1.00	7.78	17.0	0.5	1	OK!
-	-	0.00	-	-	-	-	-
-	-	0.00	-	-	-	-	-

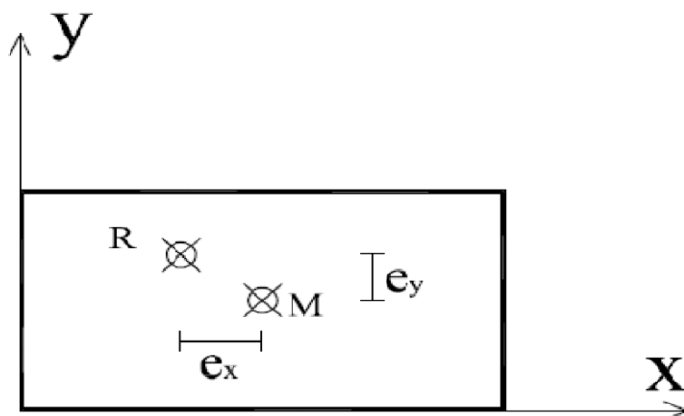
SISMA AGENTE LUNGO Y (pareti lato corto sollecitate)

PARETE	T_{sd} [kN]	L [m]	T_{sd}/L [kN/m]	Rd [kN]	n° squadr	disposte	
A_c	6.4	1.10	5.83	17.0	0.4	1	OK!
B_c	27.7	4.76	5.83	17.0	1.6	2	OK!
C_c	37.4	6.36	5.89	17.0	2.2	3	OK!
D_c	5.7	1.10	5.19	17.0	0.3	1	OK!
E_c	24.7	4.76	5.19	17.0	1.5	2	OK!
F_c	33.4	6.36	5.25	17.0	2.0	2	OK!
G_c	6.1	1.10	5.55	17.0	0.4	1	OK!
H_c	26.4	4.76	5.55	17.0	1.6	2	OK!
I_c	34.9	6.36	5.48	17.0	2.1	3	OK!
-	-	0.00	-	-	-	-	-

5.3.2. Blocco B

CALCOLO BARICENTRI ED ECCENTRICITA'

Sistema di riferimento adottato

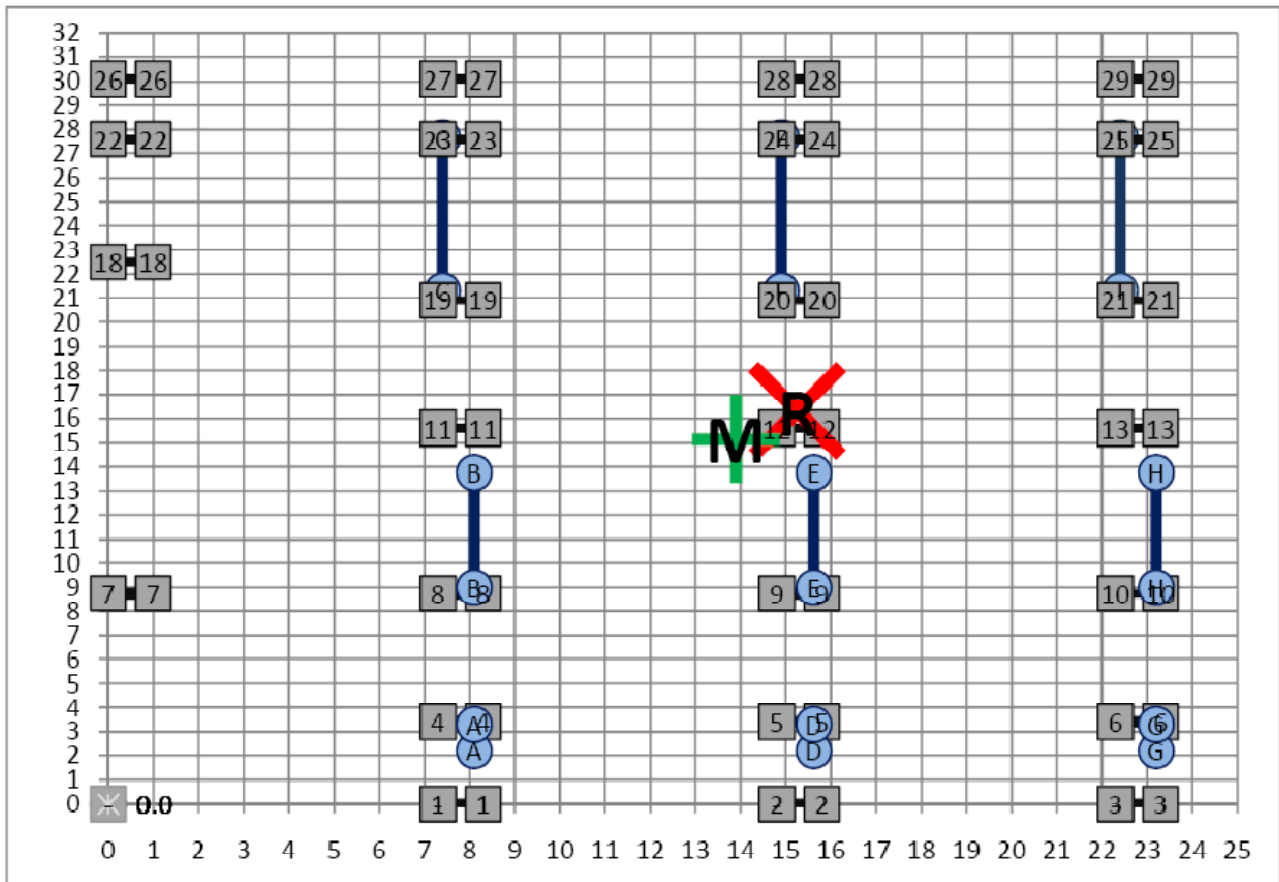


Le dimensioni geometriche del rettangolo in cui è inscrivibile l'edificio sono le seguenti:

Lunghezza lato X	L_x	=	27.8	m
Lunghezza lato Y	L_y	=	30.3	m

Le pareti disposte sono riportata nella seguente vista schematica.

Sono visualizzati inoltre il baricentro delle rigidezze ed il baricentro delle masse



Disposizione pareti blocco B

Pareti parallele al lato lungo X							
Parete	X inizio	X fine	Y inizio	Y fine	L [m]	L*Y	Dist
1	7.3	8.3	0.0	0.0	1.00	0.0	-15.2
2	14.8	15.8	0.0	0.0	1.00	0.0	-15.2
3	22.3	23.3	0.0	0.0	1.00	0.0	-15.2
4	7.3	8.3	3.4	3.4	1.00	3.4	-11.8
5	14.8	15.8	3.4	3.4	1.00	3.4	-11.8
6	22.3	23.3	3.4	3.4	1.00	3.4	-11.8
7	0.0	1.0	8.8	8.8	1.00	8.8	-6.4
8	7.3	8.3	8.8	8.8	1.00	8.8	-6.4
9	14.8	15.8	8.8	8.8	1.00	8.8	-6.4
10	22.3	23.3	8.8	8.8	1.00	8.8	-6.4
11	7.3	8.3	15.6	15.6	1.00	15.6	0.4
12	14.8	15.8	15.6	15.6	1.00	15.6	0.4
13	22.3	23.3	15.6	15.6	1.00	15.6	0.4
-	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	0.0	-
-	7.3	7.3	0.0	0.0	0.00	0.0	-
-	14.8	14.8	0.0	0.0	0.00	0.0	-
-	22.3	22.3	0.0	0.0	0.00	0.0	-
18	0.0	1.0	22.5	22.5	1.00	22.5	7.4
19	7.3	8.3	20.9	20.9	1.00	20.9	5.8
20	14.8	15.8	20.9	20.9	1.00	20.9	5.8
21	22.3	23.3	20.9	20.9	1.00	20.9	5.8
22	0.0	1.0	27.6	27.6	1.00	27.6	12.5
23	7.3	8.3	27.6	27.6	1.00	27.6	12.5
24	14.8	15.8	27.6	27.6	1.00	27.6	12.5
25	22.3	23.3	27.6	27.6	1.00	27.6	12.5
26	0.0	1.0	30.1	30.1	1.00	30.1	15.0
27	7.3	8.3	30.1	30.1	1.00	30.1	15.0
28	14.8	15.8	30.1	30.1	1.00	30.1	15.0
29	22.3	23.3	30.1	30.1	1.00	30.1	15.0
-	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	0.0	-
-	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	0.0	-
Sommatorie					25.0	408.0	

Pareti parallele al lato corto Y							
Parete	X inizio	X fine	Y inizio	Y fine	L [m]	L*X	Dist
A	8.1	8.1	2.2	3.3	1.1	8.9	-5.8
B	8.1	8.1	9	13.76	4.76	38.6	-5.8
C	7.4	7.4	21.3	27.66	6.36	47.1	-6.5
D	15.62	15.62	2.2	3.3	1.1	17.2	1.7
E	15.62	15.62	9	13.76	4.76	74.4	1.7
F	14.9	14.9	21.3	27.66	6.36	94.8	1.0
G	23.2	23.2	2.2	3.3	1.1	25.5	9.3
H	23.2	23.2	9	13.76	4.76	110.4	9.3
I	22.4	22.4	21.3	27.66	6.36	142.5	8.5
-	0	0	0	0	0	0.0	-
-	0	0	0	0	0	0.0	-
-	0	0	0	0	0	0.0	-
-	0	0	0	0	0	0.0	-
-	0	0	0	0	0	0.0	-
-	0	0	0	0	0	0.0	-
Sommatorie					36.7	559.2	

DATI

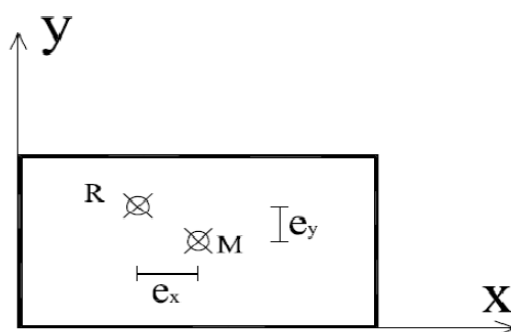
CARICHI SISMICI AGENTI

	Altezza [m]	F_i [kN]	$F_{i,tot}$ [kN]
Primo piano	0	0	200
Secondo piano	0	0	200
Tetto	3	200	200

Sistema di riferimento:

Asse x lungo lato più lungo

Asse y lungo lato più corto



Tipologia di pannelli di rivestimento utilizzati

OSB

Spessore del rivestimento utilizzato

15 mm

Larghezza del pannello utilizzato

1250 mm

Altezza della parete

3000 mm

Lati su cui sono applicati i pannelli di rivestimento

2

Tipologia di connettore utilizzato

chiodo ring 2.8 x 55

Resistenza di progetto in combinazione sismica del connettore utilizzato

$$R_d = 0.78 \text{ kN}$$

FORZE ORIZZONTALI PARETI

$$T_{\text{copertura}} = 200.0 \text{ kN}$$

Distanza fra baricentro delle rigidezza e baricentro delle masse

$$e_x = 2.74 \text{ m}$$

$$e_y = 2.85 \text{ m}$$

Calcolo del momento torcente agente

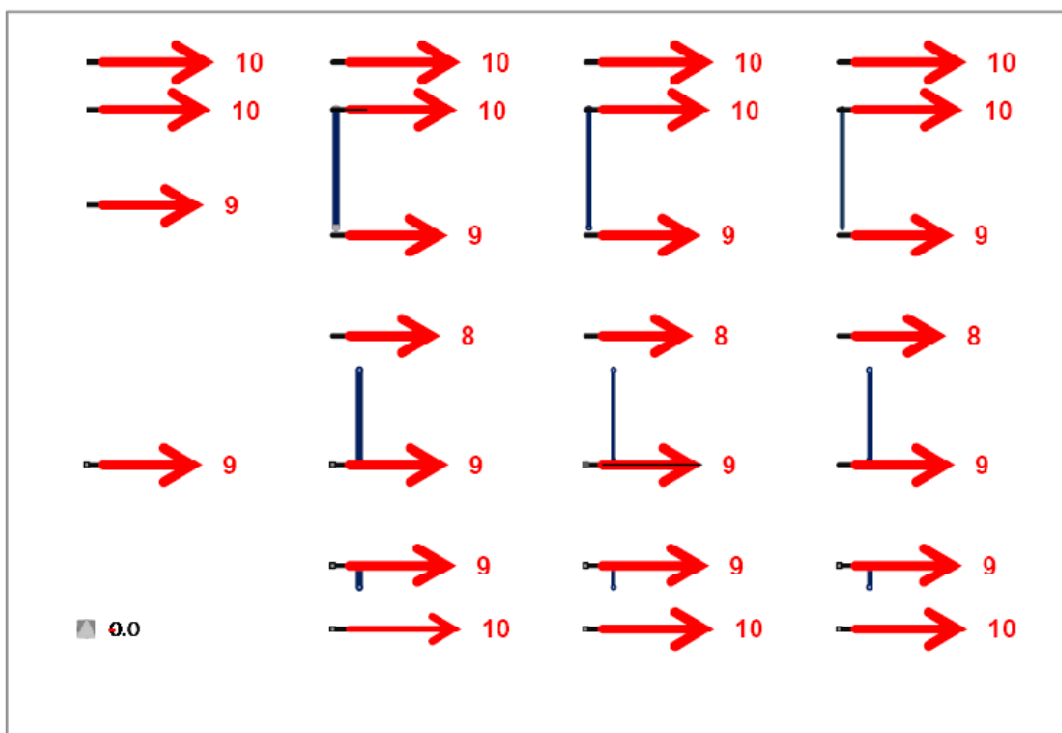
$$M_{t,x} = T_c * e_x = 549.0 \text{ kNm}$$

$$M_{t,y} = T_c * e_y = 569.6 \text{ kNm}$$

SISMA AGENTE LUNGO X (pareti lato lungo sollecitate)

PARETI	L [m]	% T	T [kN]	r [m]	T _{Mt} [kN]	T _d [kN]
1_c	1.00	0.04	8.00	15.15	1.9	10
2_c	1.00	0.04	8.00	15.15	1.9	10
3_c	1.00	0.04	8.00	15.15	1.9	10
4_c	1.00	0.04	8.00	11.75	1.5	9
5_c	1.00	0.04	8.00	11.75	1.5	9
6_c	1.00	0.04	8.00	11.75	1.5	9
7_c	1.00	0.04	8.00	6.40	0.8	9
8_c	1.00	0.04	8.00	6.40	0.8	9
9_c	1.00	0.04	8.00	6.40	0.8	9
10_c	1.00	0.04	8.00	6.40	0.8	9
11_c	1.00	0.04	8.00	0.45	0.1	8
12_c	1.00	0.04	8.00	0.45	0.1	8
13_c	1.00	0.04	8.00	0.45	0.1	8
-	0.00	-	-	0.00	0.0	-
-	0.00	-	-	0.00	0.0	-
-	0.00	-	-	0.00	0.0	-
-	0.00	-	-	0.00	0.0	-
18_c	1.00	0.04	8.00	7.35	0.9	9
19_c	1.00	0.04	8.00	5.75	0.7	9
20_c	1.00	0.04	8.00	5.75	0.7	9
21_c	1.00	0.04	8.00	5.75	0.7	9
22_c	1.00	0.04	8.00	12.45	1.6	10
23_c	1.00	0.04	8.00	12.45	1.6	10
24_c	1.00	0.04	8.00	12.45	1.6	10
25_c	1.00	0.04	8.00	12.45	1.6	10
26_c	1.00	0.04	8.00	14.95	1.9	10
27_c	1.00	0.04	8.00	14.95	1.9	10
28_c	1.00	0.04	8.00	14.95	1.9	10
29_c	1.00	0.04	8.00	14.95	1.9	10
-	0.00	-	-	0.00	0.0	-
-	0.00	-	-	0.00	0.0	-

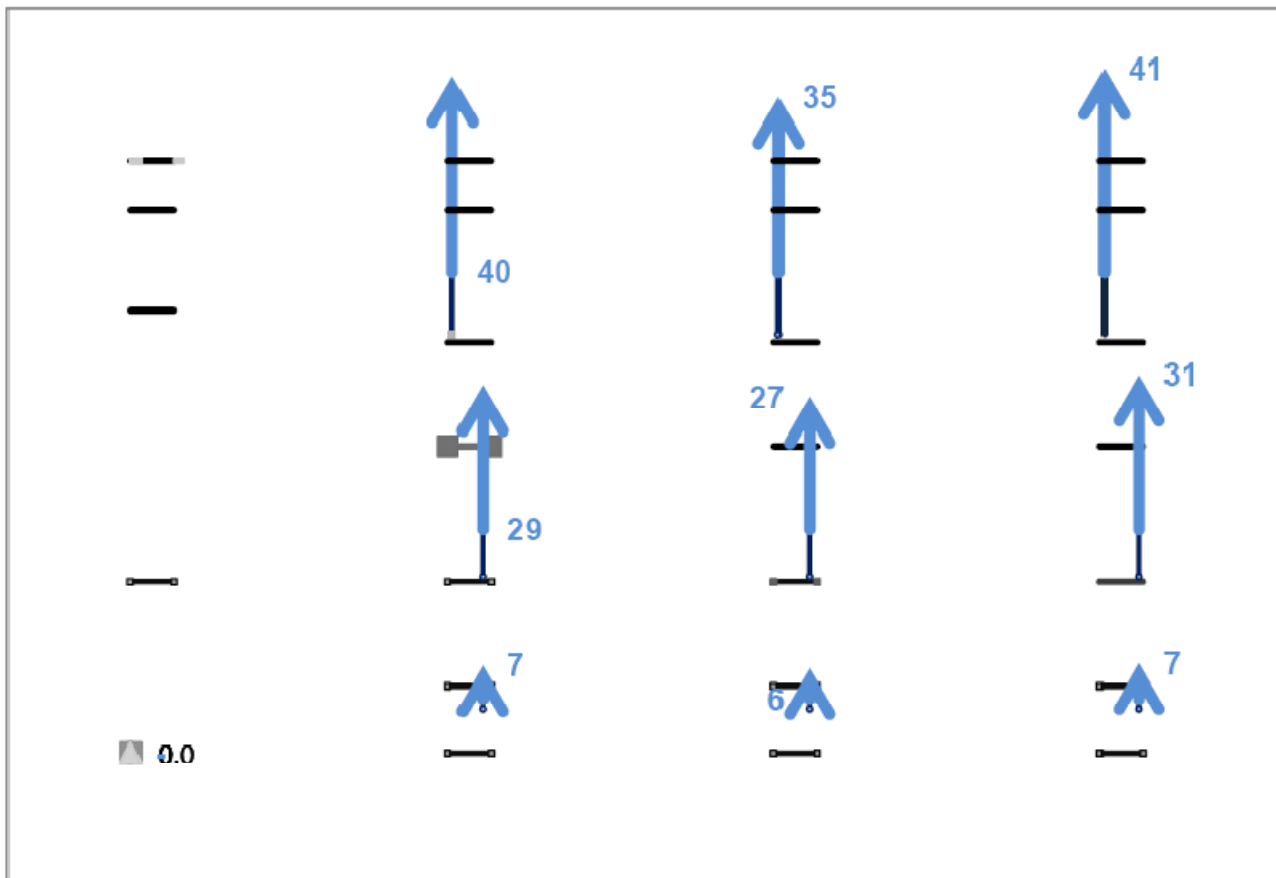
tot	25	1.00	200.0		366.9
		OK!	OK!		OK!



SISMA AGENTE LUNGO Y (pareti lato corto sollecitate)

PARETI	L [m]	% T	T [kN]	r [m]	T _{Mt} [kN]	T _d [kN]
A_c	1.10	0.03	6.00	5.80	0.8	7
B_c	4.76	0.13	25.97	5.80	3.4	29
C_c	6.36	0.17	34.70	6.50	5.1	40
D_c	1.10	0.03	6.00	1.72	0.2	6
E_c	4.76	0.13	25.97	1.72	1.0	27
F_c	6.36	0.17	34.70	1.00	0.8	35
G_c	1.10	0.03	6.00	9.30	1.3	7
H_c	4.76	0.13	25.97	9.30	5.4	31
I_c	6.36	0.17	34.70	8.50	6.6	41
-	0.00	-	-	0.00	0.0	-
-	0.00	-	-	0.00	0.0	-
-	0.00	-	-	0.00	0.0	-
-	0.00	-	-	0.00	0.0	-
-	0.00	-	-	0.00	0.0	-
-	0.00	-	-	0.00	0.0	-

tot 36.66 1.00 200.0 178.1
OKI OKI OKI



VERIFICA PARETI

Tipologia connessione	chiodo ring 2.8 x 55		
	R_d	=	0.78 kN
Coefficiente amplificativo	C_a	=	1.2
Resistenza di calcolo	F_{trd}	=	0.94 kN
Tipologia pannello	OSB		
Larghezza pannello b_i	1.25	m	
Altezza pannello	2.5	m	
Lati su cui è presente il pannello	2		
Pi	=	pannelli interi	
Pr	=	pannello residuo	

SISMA AGENTE LUNGO X (pareti lato lungo sollecitate)

PARETE	L	$L \setminus b_i$	N° Pi	b_i Pr	c_i Pr	s_{conn}	$F_{i,v,Rd}$ Pi	$F_{i,v,Rd}$ Pr	$F_{v,Rd}$	T_{sd}	
1_c	1.00	0.8	0	1	0.80	150	15.6	10.0	10.0	9.9	OK!
2_c	1.00	0.8	0	1	0.80	150	15.6	10.0	10.0	9.9	OK!
3_c	1.00	0.8	0	1	0.80	150	15.6	10.0	10.0	9.9	OK!
4_c	1.00	0.8	0	1	0.80	150	15.6	10.0	10.0	9.5	OK!
5_c	1.00	0.8	0	1	0.80	150	15.6	10.0	10.0	9.5	OK!
6_c	1.00	0.8	0	1	0.80	150	15.6	10.0	10.0	9.5	OK!
7_c	1.00	0.8	0	1	0.80	150	15.6	10.0	10.0	8.8	OK!
8_c	1.00	0.8	0	1	0.80	150	15.6	10.0	10.0	8.8	OK!
9_c	1.00	0.8	0	1	0.80	150	15.6	10.0	10.0	8.8	OK!
10_c	1.00	0.8	0	1	0.80	150	15.6	10.0	10.0	8.8	OK!
11_c	1.00	0.8	0	1	0.80	150	15.6	10.0	10.0	8.1	OK!
12_c	1.00	0.8	0	1	0.80	150	15.6	10.0	10.0	8.1	OK!
13_c	1.00	0.8	0	1	0.80	150	15.6	10.0	10.0	8.1	OK!
-	0.00	-	-	-	-	150	-	-	-	-	-
-	0.00	-	-	-	-	150	-	-	-	-	-
-	0.00	-	-	-	-	150	-	-	-	-	-
-	0.00	-	-	-	-	150	-	-	-	-	-
18_c	1.00	0.8	0	1	0.80	150	15.6	10.0	10.0	8.9	OK!
19_c	1.00	0.8	0	1	0.80	150	15.6	10.0	10.0	8.7	OK!
20_c	1.00	0.8	0	1	0.80	150	15.6	10.0	10.0	8.7	OK!
21_c	1.00	0.8	0	1	0.80	150	15.6	10.0	10.0	8.7	OK!
22_c	1.00	0.8	0	1	0.80	150	15.6	10.0	10.0	9.6	OK!
23_c	1.00	0.8	0	1	0.80	150	15.6	10.0	10.0	9.6	OK!
24_c	1.00	0.8	0	1	0.80	150	15.6	10.0	10.0	9.6	OK!
25_c	1.00	0.8	0	1	0.80	150	15.6	10.0	10.0	9.6	OK!
26_c	1.00	0.8	0	1	0.80	150	15.6	10.0	10.0	9.9	OK!
27_c	1.00	0.8	0	1	0.80	150	15.6	10.0	10.0	9.9	OK!

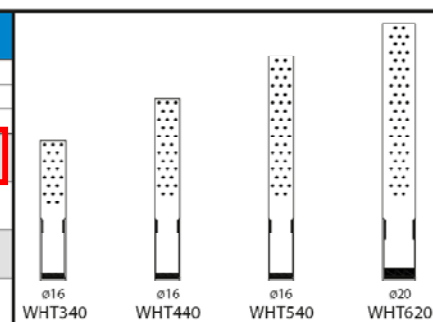
28_c	1.00	0.8	0	1	0.80	150	15.6	10.0	10.0	8.8	OK!
29_c	1.00	0.8	0	1	0.80	150	15.6	10.0	10.0	8.8	OK!
-	0.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	0.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

SISMA AGENTE LUNGO Y (pareti lato corto sollecitate)

PARETE	L	L\ b _i	N° Pi	b _i Pr	c _i Pr	S _{conn}	F _{i,v,Rd} Pi	F _{i,v,Rd} Pr	F _{v,Rd}	T _{sd}	
A_c	1.1	0.9	0	1.1	0.88	150	15.6	12.1	12.1	6.8	OK!
B_c	4.76	3.8	3	1.01	0.81	150	15.6	10.2	57.0	29.5	OK!
C_c	6.36	5.1	5	0.11	0.09	150	15.6	0.1	78.1	40.0	OK!
D_c	1.1	0.9	0	1.1	0.88	150	15.6	12.1	12.1	6.2	OK!
E_c	4.76	3.8	3	1.01	0.81	150	15.6	10.2	57.0	27.0	OK!
F_c	6.36	5.1	5	0.11	0.09	150	15.6	0.1	78.1	35.5	OK!
G_c	1.1	0.9	0	1.1	0.88	150	15.6	12.1	12.1	7.3	OK!
H_c	4.76	3.8	3	1.01	0.81	150	15.6	10.2	57.0	31.7	OK!
I_c	6.36	5.1	5	0.11	0.09	150	15.6	0.1	78.1	41.7	OK!
-	0	-	-	-	-	0	-	-	-	-	-
-	0	-	-	-	-	0	-	-	-	-	-
-	0	-	-	-	-	0	-	-	-	-	-
-	0	-	-	-	-	0	-	-	-	-	-
-	0	-	-	-	-	0	-	-	-	-	-
-	0	-	-	-	-	0	-	-	-	-	-

Il sistema di connessione per forze di trazione impiegato garantisce i seguenti livelli di carico:

WHT - CHIODATURA TOTALE			Resistenza caratteristica a trazione			
TYP WHT	Fissaggio Fori Ø 5 (connetton)		R _k lato legno		R _k lato acciaio	
	Chiodi Anker	Viti Speciali	N _{conn} (pz.)	R _k legno (kN)	Rondella	R _k acciaio (kN)
340	Ø 4,0 x 40	Ø 5,0 x 40	20	31,4	-	42,0
	Ø 4,0 x 60	Ø 5,0 x 50		38,6		
440	Ø 4,0 x 40	Ø 5,0 x 40	30	47,1	* H	63,4
	Ø 4,0 x 60	Ø 5,0 x 50		57,9	10 mm	
540	Ø 4,0 x 40	Ø 5,0 x 40	42	65,9	* H	63,4
	Ø 4,0 x 60	Ø 5,0 x 50		81,1	10 mm	
620	Ø 4,0 x 40	Ø 5,0 x 40	52	81,6	** H	85,2
	Ø 4,0 x 60	Ø 5,0 x 50		100,4	20 mm	



* Rondella III 5505610 ** Rondella III 5707720

Il tassello di ancoraggio di tale dispositivo alla fondazione di calcestruzzo deve essere in grado di trasferire il carico massimo sopportabile dall'angolare metallico a terra (38.6 kN). Con un ancorante chimico con resina vinilestere di diametro 16 mm e lunghezza 160 mm si raggiunge tale resistenza in accordo all'ETA-09/0078 e alle relative prescrizioni costruttive (distanze dai bordi e profondità di infissione) necessarie a raggiungere i livelli di carico indicati.

VERIFICA CONNESSIONI VERTICALI PARETI ULTIMO PIANO

Tipologia connessione

chiodo anker 4 x 60

$$R_d = 1.93 \text{ kN}$$

Tipologia piastra

WHT340

Larghezza pannello b_f

1250 m

Altezza parete

3 m

Peso parete

2.10 kN/m

Peso copertura

1.4 kN/m²



SISMA AGENTE LUNGO X (pareti lato lungo sollecitate)

PARETE	T _{sd}	L	h	i _{solai}	Q _{stab_c}	M _{l,Ed}	F _{l,t,Ed}	n° angolari	n° chiodi	F _{trd}	
1_c	9.9	1.00	3	0.0	2.1	28.6	28.6	1	20	38.6	OK!
2_c	9.9	1.00	3	0.0	2.1	28.6	28.6	1	20	38.6	OK!
3_c	9.9	1.00	3	0.0	2.1	28.6	28.6	1	20	38.6	OK!
4_c	9.5	1.00	3	0.0	2.1	27.4	27.4	1	20	38.6	OK!
5_c	9.5	1.00	3	0.0	2.1	27.4	27.4	1	20	38.6	OK!
6_c	9.5	1.00	3	0.0	2.1	27.4	27.4	1	20	38.6	OK!
7_c	8.8	1.00	3	0.0	2.1	25.4	25.4	1	20	38.6	OK!
8_c	8.8	1.00	3	0.0	2.1	25.4	25.4	1	20	38.6	OK!
9_c	8.8	1.00	3	0.0	2.1	25.4	25.4	1	20	38.6	OK!
10_c	8.8	1.00	3	0.0	2.1	25.4	25.4	1	20	38.6	OK!
11_c	8.1	1.00	3	0.0	2.1	23.1	23.1	1	20	38.6	OK!
12_c	8.1	1.00	3	0.0	2.1	23.1	23.1	1	20	38.6	OK!
13_c	8.1	1.00	3	0.0	2.1	23.1	23.1	1	20	38.6	OK!
-	-	0.00	-	0.0	-	-	-	1	20	-	-
-	-	0.00	-	0.0	-	-	-	1	20	-	-
-	-	0.00	-	0.0	-	-	-	1	20	-	-
-	-	0.00	-	0.0	-	-	-	1	20	-	-
18_c	8.9	1.00	3	0.0	2.1	25.7	25.7	1	20	38.6	OK!
19_c	8.7	1.00	3	0.0	2.1	25.1	25.1	1	20	38.6	OK!
120_c	8.7	1.00	3	0.0	2.1	25.1	25.1	1	20	38.6	OK!
21_c	8.7	1.00	3	0.0	2.1	25.1	25.1	1	20	38.6	OK!
22_c	9.6	1.00	3	0.0	2.1	27.6	27.6	1	20	38.6	OK!
23_c	9.6	1.00	3	0.0	2.1	27.6	27.6	1	20	38.6	OK!
24_c	9.6	1.00	3	0.0	2.1	27.6	27.6	1	20	38.6	OK!
25_c	9.6	1.00	3	0.0	2.1	27.6	27.6	1	20	38.6	OK!
26_c	9.9	1.00	3	0.0	2.1	28.6	28.6	1	20	38.6	OK!
27_c	9.9	1.00	3	0.0	2.1	28.6	28.6	1	20	38.6	OK!
28_c	9.9	1.00	3	0.0	2.1	28.6	28.6	1	20	38.6	OK!

29_c	8.8	1.00	3	0.0	2.1	25.2	25.2	1	20	38.6	OK!
-	-	0.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	0.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-

SISMA AGENTE LUNGO Y (pareti lato corto sollecitate)

PARETE	T _{sd}	L	h	i _{solaio}	Q _{stab_c}	M _{i,Ed}	F _{i,t,Ed}	n° angolari	n° chiodi	F _{trd}	
A_c	6.8	1.10	3	0.0	2.3	19.2	17.5	1	20	38.6	OK!
B_c	29.5	4.76	3	0.0	10.0	64.8	13.6	1	20	38.6	OK!
C_c	40.0	6.36	3	0.0	13.4	77.6	12.2	1	20	38.6	OK!
D_c	6.2	1.10	3	0.0	2.3	17.5	15.9	1	20	38.6	OK!
E_c	27.0	4.76	3	0.0	10.0	57.3	12.0	1	20	38.6	OK!
F_c	35.5	6.36	3	0.0	13.4	64.1	10.1	1	20	38.6	OK!
G_c	7.3	1.10	3	0.0	2.3	20.7	18.8	1	20	38.6	OK!
H_c	31.7	4.76	3	0.0	10.0	71.3	15.0	1	20	38.6	OK!
I_c	41.7	6.36	3	0.0	13.4	82.6	13.0	1	20	38.6	OK!
-	-	0.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	0.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	0.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	0.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	0.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	0.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-


Come da indicazioni del documento ETA-09/0324, la resistenza per forze di traslazione dell'angolare utilizzato viene ipotizzata pari a 20.5 kN.

**Table B.23 Characteristic load-carrying capacities brackets type 110135 3 mm thick
Timber to steel/concrete - Purlin – Fastener 4,0x60 mm nail**

Load capacity F_{1,k} - one angle bracket

f [mm]	0	20	40	60	80	100	120	140	160	180	200	220	240
F ₁ [N]	7571	5132	2566	1711	1283	1026	855	733	641	570	513	467	428

F_{1,k} - two angle brackets

f [mm]	
F ₁ [N]	15141

Load capacity F_{2/3,k} - one angle bracket

Δs [mm]	0
F _{2/3} [N]	20475

F_{2/3,k} - two angle brackets

Δs [mm]	0
F _{2/3} [N]	40950

Tali angolari devono essere fissati alla fondazione con due tasselli per calcestruzzo 12x120.

VERIFICA CONNESSIONI ORIZZONTALI PARETI

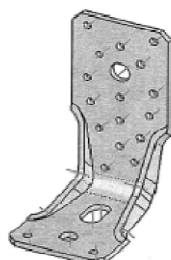
Tipologia connessione chiodo anker 4 x 60 R_d = 1.94 kN

Tipologia piastra

KR 135

Banchina disposta

banchina 60



SISMA AGENTE LUNGO X (pareti lato lungo sollecitate)

PARETE	T _{sd} [kN]	L [m]	T _{sd} /L [kN/m]	R _d [kN]	n° squadr	disposte	
1_c	8.8	1.00	8.78	17.0	0.5	1	OK!
2_c	8.8	1.00	8.78	17.0	0.5	1	OK!
3_c	8.8	1.00	8.78	17.0	0.5	1	OK!
4_c	8.4	1.00	8.36	17.0	0.5	1	OK!
5_c	8.4	1.00	8.36	17.0	0.5	1	OK!
6_c	8.4	1.00	8.36	17.0	0.5	1	OK!
7_c	7.7	1.00	7.69	17.0	0.5	1	OK!
8_c	7.7	1.00	7.69	17.0	0.5	1	OK!
9_c	7.7	1.00	7.69	17.0	0.5	1	OK!
10_c	7.7	1.00	7.69	17.0	0.5	1	OK!
11_c	7.0	1.00	6.95	17.0	0.4	1	OK!
12_c	7.0	1.00	6.95	17.0	0.4	1	OK!
13_c	7.0	1.00	6.95	17.0	0.4	1	OK!
-	-	0.00	-	-	-	-	-
-	-	0.00	-	-	-	-	-

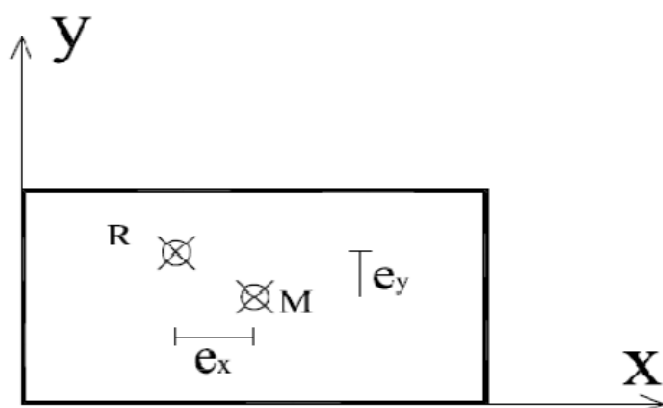
SISMA AGENTE LUNGO Y (pareti lato corto sollecitate)

PARETE	T _{sd} [kN]	L [m]	T _{sd} /L [kN/m]	R _d [kN]	n° squadr	disposte	
A_c	6.8	1.10	6.20	17.0	0.4	1	OK!
B_c	29.5	4.76	6.20	17.0	1.7	2	OK!
C_c	40.0	6.36	6.29	17.0	2.4	3	OK!
D_c	6.2	1.10	5.68	17.0	0.4	1	OK!
E_c	27.0	4.76	5.68	17.0	1.6	2	OK!
F_c	35.5	6.36	5.58	17.0	2.1	3	OK!
G_c	7.3	1.10	6.66	17.0	0.4	1	OK!
H_c	31.7	4.76	6.66	17.0	1.9	2	OK!
I_c	41.7	6.36	6.55	17.0	2.5	3	OK!
-	-	0.00	-	-	-	-	-

5.3.3. Blocco C

CALCOLO BARICENTRI ED ECCENTRICITA'

Sistema di riferimento adottato

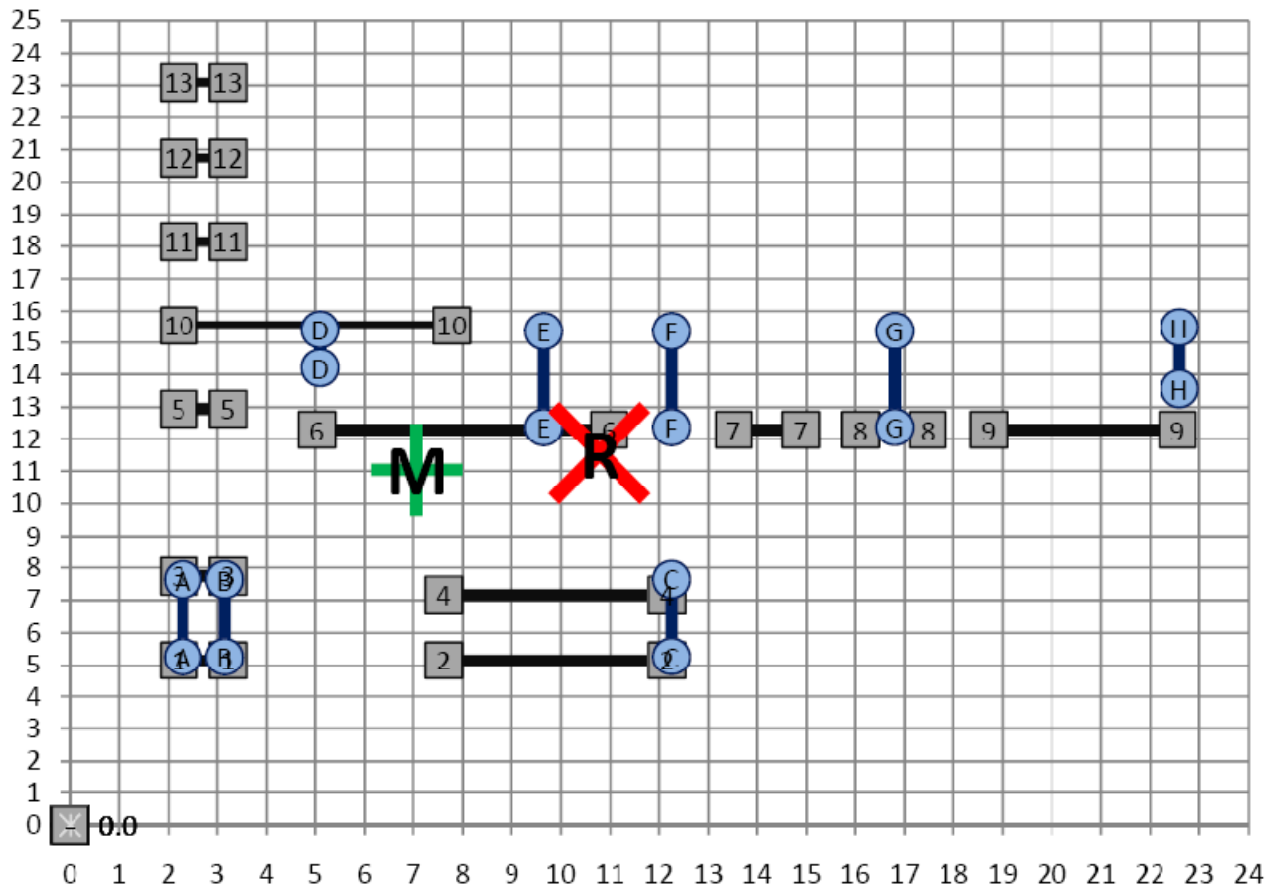


Le dimensioni geometriche del rettangolo in cui è inscrivibile l'edificio sono le seguenti:

Lunghezza lato X	L_x	=	22.81	m
Lunghezza lato Y	L_y	=	23.5	m

Le pareti disposte sono riportata nella seguente vista schematica.

Sono visualizzati inoltre il baricentro delle rigidezze ed il baricentro delle masse



Disposizione pareti blocco C

Pareti parallele al lato lungo X							
Parete	X inizio	X fine	Y inizio	Y fine	L [m]	L*Y	Dist
1	2.2	3.2	5.1	5.1	1.00	5.1	-5.9
2	7.6	12.2	5.1	5.1	4.54	23.3	-5.9
3	2.2	3.2	7.7	7.7	1.00	7.7	-3.3
4	7.6	12.2	7.2	7.2	4.54	32.5	-3.9
5	2.2	3.2	12.9	12.9	1.00	12.9	1.9
6	5.0	11.0	12.3	12.3	5.94	73.0	1.3
7	13.5	14.9	12.3	12.3	1.36	16.7	1.3
8	16.1	17.5	12.3	12.3	1.36	16.7	1.3
9	18.7	22.6	12.3	12.3	3.84	47.2	1.3
10	2.2	7.8	15.5	15.5	5.56	86.4	4.5
11	2.2	3.2	18.1	18.1	1.00	18.1	7.1
12	2.2	3.2	20.7	20.7	1.00	20.7	9.7
13	2.2	3.2	23.1	23.1	1.00	23.1	12.1

Pareti parallele al lato corto Y							
Parete	X inizio	X fine	Y inizio	Y fine	L [m]	L*X	Dist
A	2.3	2.3	5.25	7.63	2.38	5.5	-4.8
B	3.15	3.15	5.25	7.63	2.38	7.5	-3.9
C	12.25	12.25	5.26	7.64	2.38	29.2	5.2
D	5.1	5.1	14.21	15.41	1.2	6.1	2.0
E	9.65	9.65	12.36	15.36	3	29.0	2.6
F	12.25	12.25	12.36	15.36	3	36.8	5.2
G	16.8	16.8	12.37	15.37	3	50.4	9.7
H	22.6	22.6	13.56	15.48	1.92	43.4	15.5

BARICENTRO DELLE RIGIDEZZE

X baricentro rigidezze $X_R = \frac{\sum_{i=1}^n K_i \cdot Y_i}{\sum_{i=1}^n K_i} = \frac{\sum_{i=1}^n L_i \cdot Y_i}{\sum_{i=1}^n L_i} =$ **10.8** m

Y baricentro rigidezze $Y_R = \frac{\sum_{i=1}^n K_i \cdot X_i}{\sum_{i=1}^n K_i} = \frac{\sum_{i=1}^n L_i \cdot X_i}{\sum_{i=1}^n L_i} =$ **11.6** m

BARICENTRO DELLE MASSE

X baricentro masse $X_M = \frac{L_x}{2} =$ **7.1** m

Y baricentro masse $Y_M = \frac{L_y}{2} =$ **11.0** m

ECCENTRICITA'

Eccentricità effettiva

$e_{x,eff} = X_M - X_R =$ **-3.73** m

$e_{y,eff} = Y_M - Y_R =$ **-0.54** m

Eccentricità accidentale

$e_{x,acc} = 0.05 \cdot L_x =$ **1.14** m

$e_{y,acc} = 0.05 \cdot L_y =$ **1.18** m

Eccentricità totale

$e_{x,tot} = e_{x,eff} + e_{x,acc} =$ **4.87** m

$e_{y,tot} = e_{y,eff} + e_{y,acc} =$ **1.71** m

DATI

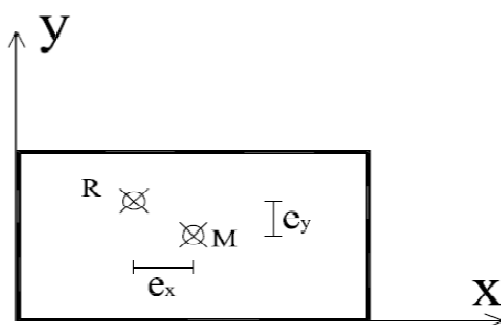
CARICHI SISMICI AGENTI

	Altezza [m]	F_i [kN]	$F_{i,tot}$ [kN]
Primo piano	0	0	69
Secondo piano	0	0	69
Tetto	3	69	69

Sistema di riferimento:

Asse x lungo lato più lungo

Asse y lungo lato più corto



Tipologia di pannelli di rivestimento utilizzati

OSB

Spessore del rivestimento utilizzato

15 mm

Larghezza del pannello utilizzato

1250 mm

Altezza della parete

3000 mm

Lati su cui sono applicati i pannelli di rivestimento

2

Tipologia di connettore utilizzato

chiodo ring 2.8 x 55

Resistenza di progetto in combinazione sismica del connettore utilizzato

$$R_d = 0.78 \text{ kN}$$

FORZE ORIZZONTALI PARETI

$$T_{\text{copertura}} = 69.0 \text{ kN}$$

Distanza fra baricentro delle rigidezze e baricentro delle masse

$$e_x = 3.76 \text{ m}$$

$$e_y = 3.94 \text{ m}$$

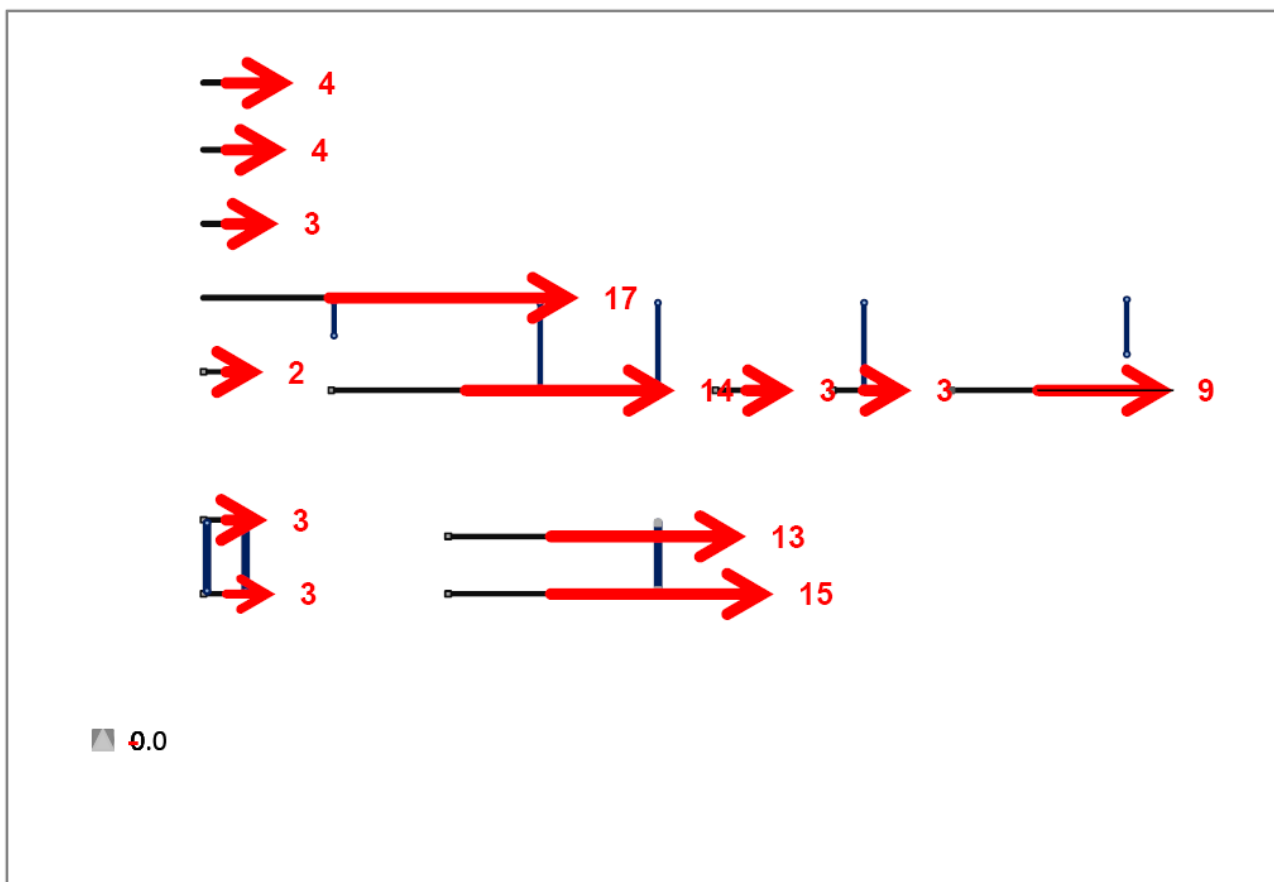
Calcolo del momento torcente agente

$$M_{t,x} = T_c * e_x = 259.7 \text{ kNm}$$

$$M_{t,y} = T_c * e_y = 271.8 \text{ kNm}$$

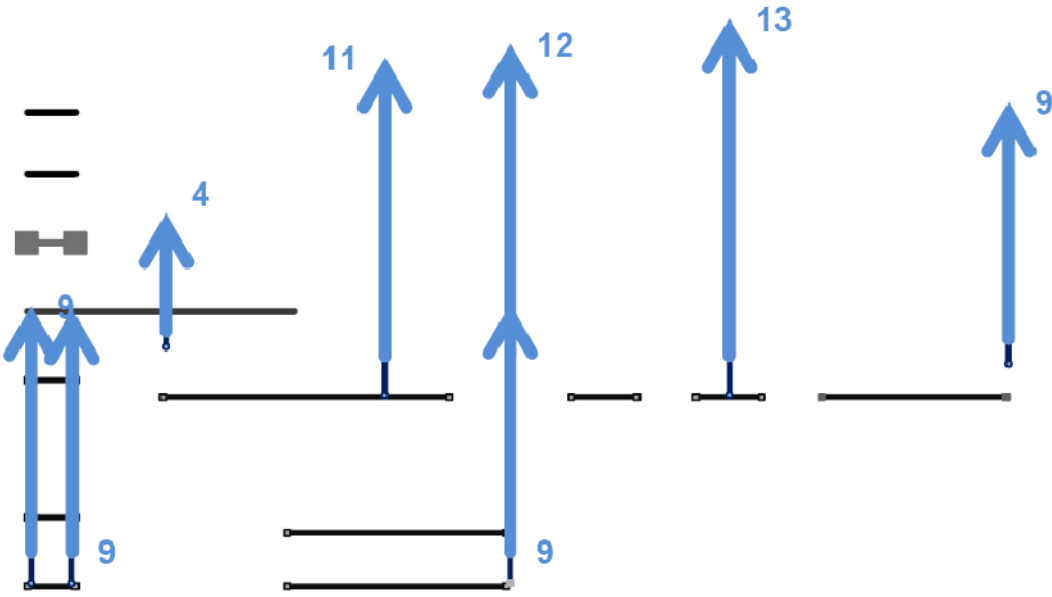
SISMA AGENTE LUNGO X (pareti lato lungo sollecitate)

PARETI	L [m]	% T	T [kN]	r [m]	T_{Mt} [kN]	T_d [kN]
1_c	1.00	0.03	2.08	5.90	1.2	3
2_c	4.54	0.14	9.45	5.90	5.3	15
3_c	1.00	0.03	2.08	3.30	0.6	3
4_c	4.54	0.14	9.45	3.88	3.5	13
5_c	1.00	0.03	2.08	1.90	0.4	2
6_c	5.94	0.18	12.37	1.25	1.5	14
7_c	1.36	0.04	2.83	1.25	0.3	3
8_c	1.36	0.04	2.83	1.25	0.3	3
9_c	3.84	0.12	8.00	1.25	0.9	9
10_c	5.56	0.17	11.58	4.50	4.9	17
11_c	1.00	0.03	2.08	7.10	1.4	3
12_c	1.00	0.03	2.08	9.70	1.9	4
13_c	1.00	0.03	2.08	12.05	2.4	4



SISMA AGENTE LUNGO Y (pareti lato corto sollecitate)

PARETI	L [m]	% T	T [kN]	r [m]	T_{Mt} [kN]	T_d [kN]
A_c	2.38	0.12	8.53	4.76	0.8	9
B_c	2.38	0.12	8.53	3.91	0.6	9
C_c	2.38	0.12	8.53	5.19	0.9	9
D_c	1.20	0.06	4.30	1.96	0.2	4
E_c	3.00	0.16	10.75	2.59	0.5	11
F_c	3.00	0.16	10.75	5.19	1.1	12
G_c	3.00	0.16	10.75	9.74	2.0	13
H_c	1.92	0.10	6.88	15.54	2.1	9



-
■ 00

VERIFICA PARETI

Tipologia connessione	chiodo ring 2.8 x 55		
	R_d	=	0.78 kN
Coefficiente amplificativo	C_a	=	1.2
Resistenza di calcolo	F_{trd}	=	0.94 kN

Tipologia pannello OSB

Larghezza pannello b_i 1.25 m

Altezza pannello 2.5 m

Lati su cui è presente il pannello 2

Pi = pannelli interi
Pr = pannello residuo

SISMA AGENTE LUNGO X (pareti lato lungo sollecitate)

PARETE	L	L \ b _i	N° Pi	b _i Pr	c _i Pr	s _{conn}	F _{i,v,Rd} Pi	F _{i,v,Rd} Pr	F _{v,Rd}	T _{sd}	
1_c	1.00	0.8	0	1	0.80	150	15.6	10.0	10.0	3.2	OK!
2_c	4.54	3.6	3	0.79	0.63	150	15.6	6.2	53.0	14.7	OK!
3_c	1.00	0.8	0	1	0.80	150	15.6	10.0	10.0	2.7	OK!
4_c	4.54	3.6	3	0.79	0.63	150	15.6	6.2	53.0	12.9	OK!
5_c	1.00	0.8	0	1	0.80	150	15.6	10.0	10.0	2.5	OK!
6_c	5.94	4.8	4	0.94	0.75	150	15.6	8.8	71.2	13.8	OK!
7_c	1.36	1.1	1	0.11	0.09	150	15.6	0.1	15.7	3.2	OK!
8_c	1.36	1.1	1	0.11	0.09	150	15.6	0.1	15.7	3.2	OK!
9_c	3.84	3.1	3	0.09	0.07	150	15.6	0.1	46.9	8.9	OK!
10_c	5.56	4.4	4	0.56	0.45	150	15.6	3.1	65.5	16.5	OK!
11_c	1.00	0.8	0	1	0.80	150	15.6	10.0	10.0	3.5	OK!
12_c	1.00	0.8	0	1	0.80	150	15.6	10.0	10.0	4.0	OK!
13_c	1.00	0.8	0	1	0.80	150	15.6	10.0	10.0	4.5	OK!

SISMA AGENTE LUNGO Y (pareti lato corto sollecitate)

PARETE	L	L \ b _i	N° P _i	b _i Pr	c _i Pr	s _{conn}	F _{i,v,Rd} P _i	F _{i,v,Rd} Pr	F _{v,Rd}	T _{sd}	
A_c	2.38	1.9	1	1.13	0.90	150	15.6	12.7	28.3	9.3	OK!
B_c	2.38	1.9	1	1.13	0.90	150	15.6	12.7	28.3	9.2	OK!
C_c	2.38	1.9	1	1.13	0.90	150	15.6	12.7	28.3	9.4	OK!
D_c	1.2	1.0	0	1.2	0.96	150	15.6	14.4	14.4	4.5	OK!
E_c	3	2.4	2	0.5	0.40	150	15.6	2.5	33.7	11.3	OK!
F_c	3	2.4	2	0.5	0.40	150	15.6	2.5	33.7	11.8	OK!
G_c	3	2.4	2	0.5	0.40	150	15.6	2.5	33.7	12.8	OK!
H_c	1.92	1.5	1	0.67	0.54	150	15.6	4.5	20.1	8.9	OK!

Il sistema di connessione per forze di trazione impiegato deve essere in grado di garantire il seguente livello di carico:

WHT - CHIODATURA TOTALE			Resistenza caratteristica a trazione				
TYP WHT	Fissaggio Fori Ø 5 (connettori)		R _k lato legno		R _k lato acciaio		
	Chiodi Anker	Viti Speciali	N _{conn} (pz.)	R _k legno (kN)	Rondella	R _k acciaio (kN)	
340	Ø 4,0 x 40	Ø 5,0 x 40	20	31,4	-	42,0	
	Ø 4,0 x 60	Ø 5,0 x 50		38,6			
440	Ø 4,0 x 40	Ø 5,0 x 40	30	47,1	* H	63,4	
	Ø 4,0 x 60	Ø 5,0 x 50		57,9	10 mm		
540	Ø 4,0 x 40	Ø 5,0 x 40	42	65,9	* H	63,4	
	Ø 4,0 x 60	Ø 5,0 x 50		81,1	10 mm		
620	Ø 4,0 x 40	Ø 5,0 x 40	52	81,6	** H	85,2	
	Ø 4,0 x 60	Ø 5,0 x 50		100,4	20 mm		

* Rondella III 5505610 ** Rondella III 5707720

Il tassello di ancoraggio di tale dispositivo alla fondazione di calcestruzzo deve essere in grado di trasferire il carico massimo sopportabile dall'angolare metallico a terra (38.6 kN). Con un ancorante chimico con resina vinilestere di diametro 16 mm e lunghezza 160 mm si raggiunge tale resistenza in accordo all'ETA-09/0078 e alle relative prescrizioni costruttive (distanze dai bordi e profondità di infissione) necessarie a raggiungere i livelli di carico indicati.

VERIFICA CONNESSIONI VERTICALI PARETI ULTIMO PIANO

Tipologia connessione

chiodo anker 4 x 60

$$R_d = 1.93 \text{ kN}$$

Tipologia piastra

WHT340

Larghezza pannello b_i

1250 m

Altezza parete

3 m

Peso parete

2.10 kN/m

Peso copertura

1.4 kN/m²



SISMA AGENTE LUNGO X (pareti lato lungo sollecitate)

PARETE	T_{sd}	L	h	i_{solaio}	Q_{stab_c}	$M_{i,Ed}$	$F_{i,t,Ed}$	n° angolari	n° chiodi	F_{trd}	
1_c	3.2	1.00	3	0.0	2.1	8.7	8.7	1	20	38.6	OK!
2_c	14.7	4.54	3	0.0	9.5	22.5	5.0	1	20	38.6	OK!
3_c	2.7	1.00	3	0.0	2.1	7.1	7.1	1	20	38.6	OK!
4_c	12.9	4.54	3	0.0	9.5	17.1	3.8	1	20	38.6	OK!
5_c	2.5	1.00	3	0.0	2.1	6.3	6.3	1	20	38.6	OK!
6_c	13.8	5.94	3	0.0	12.5	4.4	0.7	1	20	38.6	OK!
7_c	3.2	1.36	3	0.0	2.9	7.6	5.6	1	20	38.6	OK!
8_c	3.2	1.36	3	0.0	2.9	7.6	5.6	1	20	38.6	OK!
9_c	8.9	3.84	3	0.0	8.1	11.3	3.0	1	20	38.6	OK!
10_c	16.5	5.56	3	0.0	11.7	17.0	3.1	1	20	38.6	OK!
11_c	3.5	1.00	3	0.0	2.1	9.4	9.4	1	20	38.6	OK!
12_c	4.0	1.00	3	0.0	2.1	10.9	10.9	1	20	38.6	OK!
13_c	4.5	1.00	3	0.0	2.1	12.3	12.3	1	20	38.6	OK!

SISMA AGENTE LUNGO Y (pareti lato corto sollecitate)

PARETE	T _{sd}	L	h	i _{solaio}	Q _{stab_c}	M _{i,Ed}	F _{i,t,Ed}	n° angolari	n° chiodi	F _{trd}	
A_c	9.3	2.38	3	0.0	5.0	22.0	9.2	1	20	38.6	OK!
B_c	9.2	2.38	3	0.0	5.0	21.6	9.1	1	20	38.6	OK!
C_c	9.4	2.38	3	0.0	5.0	22.2	9.3	1	20	38.6	OK!
D_c	4.5	1.20	3	0.0	2.5	11.9	9.9	1	20	38.6	OK!
E_c	11.3	3.00	3	0.0	6.3	24.4	8.1	1	20	38.6	OK!
F_c	11.8	3.00	3	0.0	6.3	26.0	8.7	1	20	38.6	OK!
G_c	12.8	3.00	3	0.0	6.3	28.9	9.6	1	20	38.6	OK!
H_c	8.9	1.92	3	0.0	4.0	23.0	12.0	1	20	38.6	OK!

Come da indicazioni del documento ETA-09/0324, la resistenza per forze di traslazione dell'angolare utilizzato viene ipotizzata pari a 20.5 kN.

**Table B.23 Characteristic load-carrying capacities brackets type 110135 3 mm thick
Timber to steel/concrete - Purlin – Fastener 4,0x60 mm nail**

Load capacity F_{1,k} - one angle bracket

f [mm]	0	20	40	60	80	100	120	140	160	180	200	220	240
F ₁ [N]	7571	5132	2566	1711	1283	1026	855	733	641	570	513	467	428

F_{1,k} - two angle brackets

f [mm]	
F ₁ [N]	15141

Load capacity F_{2/3,k} - one angle bracket

Δs [mm]	0
F _{2/3} [N]	20475

F_{2/3,k} - two angle brackets

Δs [mm]	0
F _{2/3} [N]	40950

Tali angolari devono essere fissati alla fondazione con due tasselli per calcestruzzo 12x120.

VERIFICA CONNESSIONI ORIZZONTALI PARETI

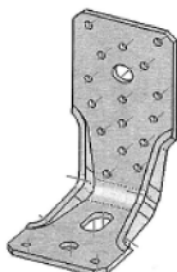
Tipologia connessione chiodo anker 4 x 60 R_d = 1.94 kN

Tipologia piastra

KR 135

Banchina disposta

banchina 60



SISMA AGENTE LUNGO X (pareti lato lungo sollecitate)

PARETE	T_{sd} [kN]	L [m]	T_{sd}/L [kN/m]	R_d [kN]	n° squadr	disposte	
1_c	2.4	1.00	2.42	17.0	0.1	1	OK!
2_c	11.0	4.54	2.42	17.0	0.6	1	OK!
3_c	2.1	1.00	2.10	17.0	0.1	1	OK!
4_c	9.8	4.54	2.17	17.0	0.6	1	OK!
5_c	1.9	1.00	1.92	17.0	0.1	1	OK!
6_c	10.9	5.94	1.84	17.0	0.6	1	OK!
7_c	2.5	1.36	1.84	17.0	0.1	1	OK!
8_c	2.5	1.36	1.84	17.0	0.1	1	OK!
9_c	7.1	3.84	1.84	17.0	0.4	1	OK!
10_c	12.5	5.56	2.25	17.0	0.7	1	OK!
11_c	2.6	1.00	2.57	17.0	0.2	1	OK!
12_c	2.9	1.00	2.90	17.0	0.2	1	OK!
13_c	3.2	1.00	3.20	17.0	0.2	1	OK!
-	-	0.00	-	-	-	-	-
-	-	0.00	-	-	-	-	-

SISMA AGENTE LUNGO Y (pareti lato corto sollecitate)

PARETE	T_{sd} [kN]	L [m]	T_{sd}/L [kN/m]	R_d [kN]	n° squadr	disposte	
A_c	9.4	2.38	3.94	17.0	0.6	1	OK!
B_c	9.2	2.38	3.87	17.0	0.5	1	OK!
C_c	9.4	2.38	3.97	17.0	0.6	1	OK!
D_c	4.5	1.20	3.73	17.0	0.3	1	OK!
E_c	11.3	3.00	3.77	17.0	0.7	1	OK!
F_c	11.9	3.00	3.97	17.0	0.7	1	OK!
G_c	12.9	3.00	4.30	17.0	0.8	1	OK!
H_c	9.1	1.92	4.73	17.0	0.5	1	OK!

5.4. COLLEGAMENTI E PRESCRIZIONI COSTRUTTIVE

Si riportano i collegamenti e le prescrizioni costruttive di fondamentale importanza nel rispetto delle ipotesi di calcolo adottate. In particolare si vuole sottolineare l'importanza dell'irrigidimento di piano in copertura e il collegamento della stessa con le pareti sottostanti.

5.4.1. Collegamento copertura – trave di colmo e travi di banchina

Si riportano le prescrizioni necessarie al trasferimento delle forze di taglio dalla copertura alle pareti. In particolare le forze di taglio dalla copertura alle travi di banchina sono affidate a viti per legno 8 x 240 disposte come da immagine seguente:

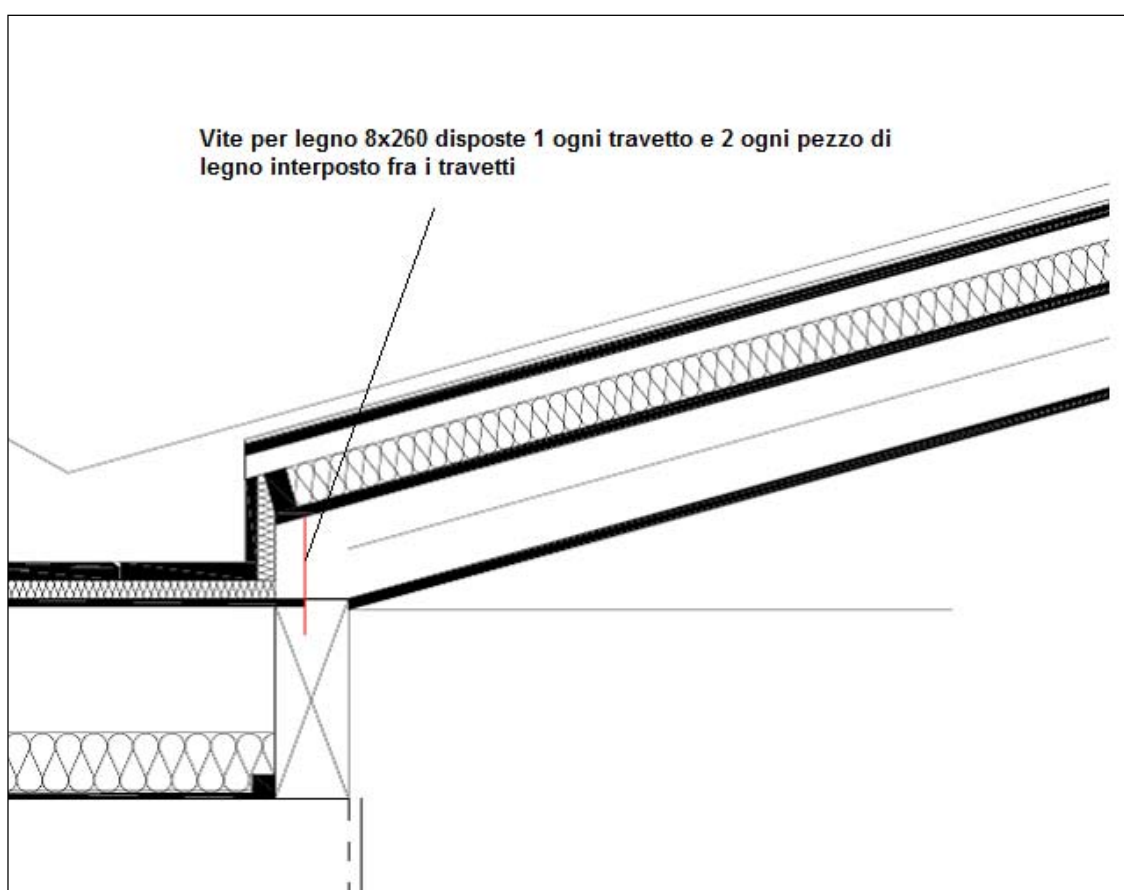


Fig.5.4 – Connessione copertura -banchina

Il trasferimento delle forze al colmo è affidato a chiodi ring 2.8 x 60 passo 100 mm che collegano i pannelli OSB direttamente alle travi di colmo.

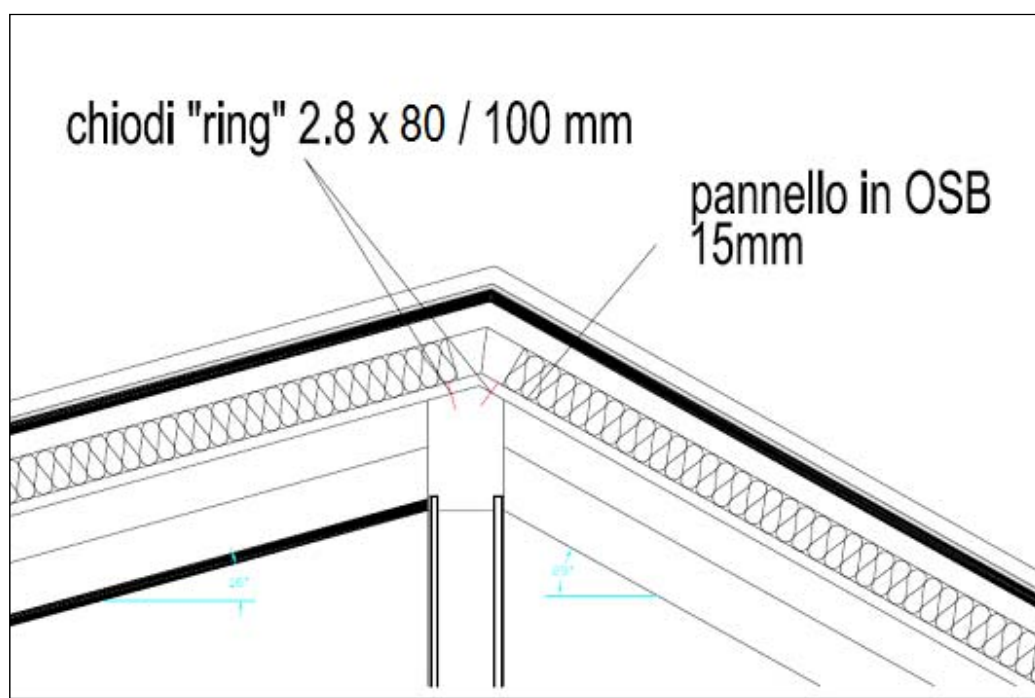


Fig.5.5 – Connessione copertura - colmo

5.4.2. Collegamento travetti secondari BLOCCO C trave T16

La forza di taglio da trasferire è pari a 6,7 kN. Si decide di disporre una coppia di viti inclinate a 45° tutto filetto 9x240 in grado di trasferire un valore di taglio caratteristico pari a 12.35 kN.

La verifica è così svolta:

$$R_d = \frac{12,35 * 0.9}{1.5} = 7.41 \geq 6.7 \quad \text{OK! Verifica soddisfatta.}$$

5.4.3. Irrigidimento e controventamento copertura tramite fogli in OSB

La struttura di copertura formata da travetti deve essere controventata nel piano tramite la predisposizione di fogli in OSB3 dello spessore di 15 mm chiodati ai travetti, al colmo e ai blocchi interposti fra i travetti sulla banchina tramite chiodi ad aderenza migliorata 2.8 x 80 ad interasse 150 mm lungo il bordo dei fogli e 300 mm al centro del foglio. Tale accorgimento deve essere esteso a tutte le strutture di copertura presenti.

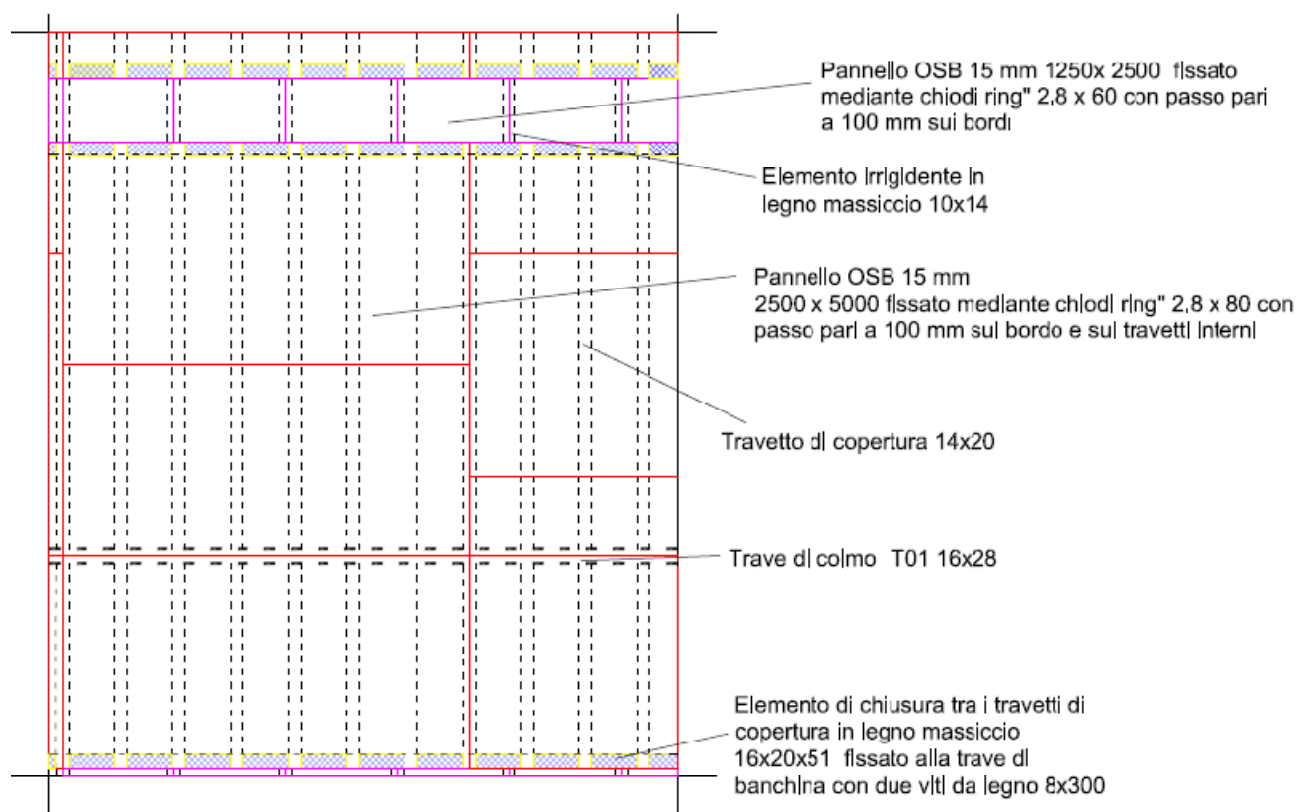


Fig.5.6 – Disposizione pannelli OSB di copertura

5.4.4. Collegamento banchina-banchina

Le banchine doppie devono essere efficacemente collegate trasversalmente fra loro per garantire il passaggio delle forze orizzontali (sisma, vento) sulle pareti verticali e per garantire l'effettiva rigidità della copertura nel piano. Per fare questo si dispongono dei travetti in legno massiccio C24 di sezione 100 x 140 mm ad interasse 1,25 m connessi alle travi stesse mediante lavorazione a coda di rondine e 2 viti HBS 6 x 180. Al di sopra di essi si dispone un foglio di OSB3 dello spessore di 15 mm connesso all'estradosso delle travi di banchina mediante chiodi ad aderenza migliorata 2.8 x 60 ad interasse 10 cm così come visibile nel dettaglio seguente:

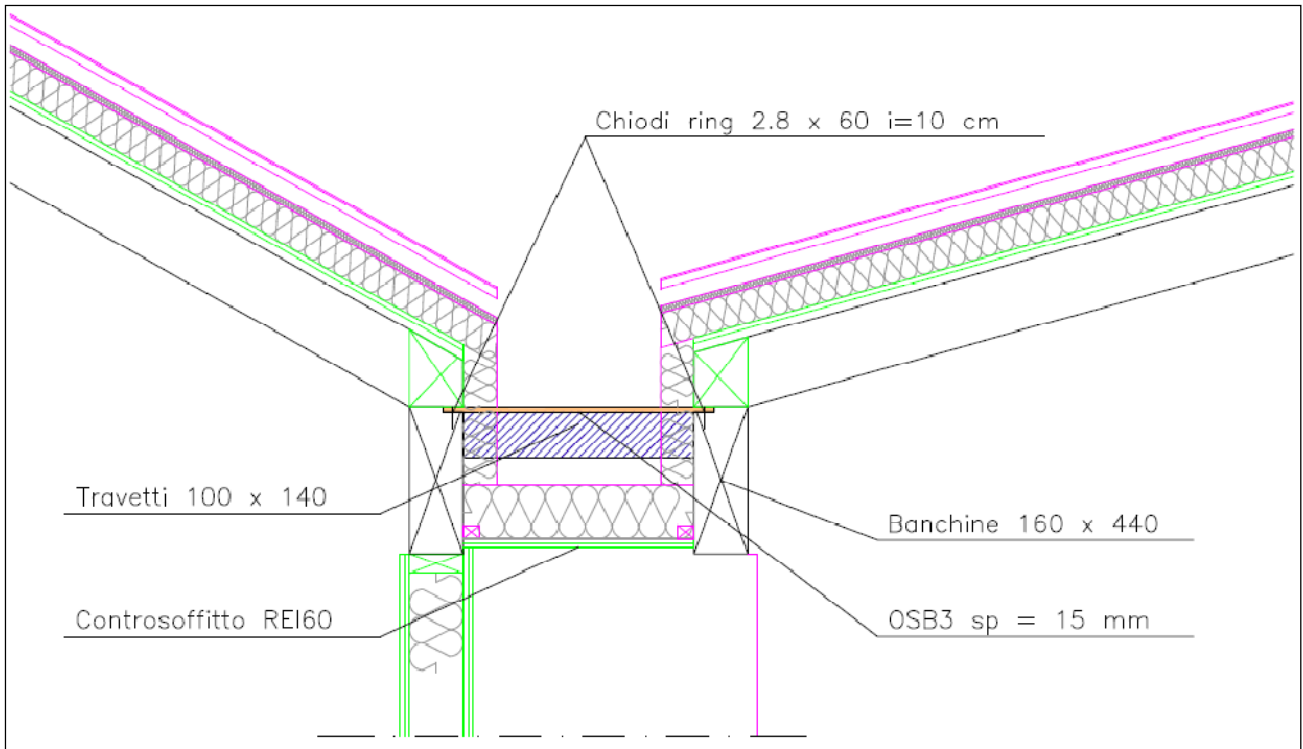


Fig.5.7 – Controvento banchine

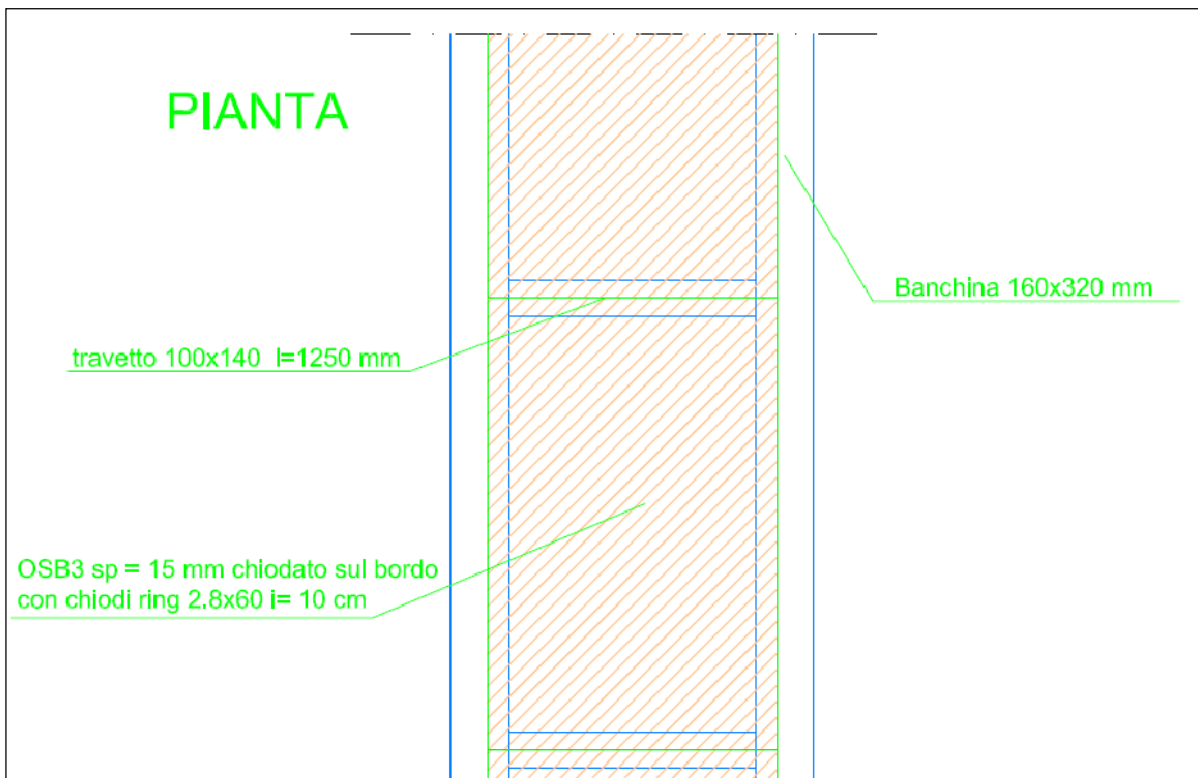


Fig.5.8 – Controvento banchine

La forza sismica di compressione (che tende ad avvicinare le pareti) viene ripresa dai travetti in legno mentre la forza di trazione viene assorbita dal pannello OSB.

5.4.5. Collegamento pareti ad angolo

Le pareti agli angoli devono essere collegate fra loro sempre con coppie di viti per legno del diametro 8 mm equispaziate lungo l'altezza almeno 3 al metro. Almeno 2 coppie di esse dovranno essere della tipologia a tutto filetto in modo da garantire un buon comportamento scatolare dell'intera costruzione.

5.4.6. Collegamento travetti secondari – trave di colmo

I travetti secondari sono posizionati in luce rispetto alla trave di colmo e collegati ad essa tramite viti tutto filetto.

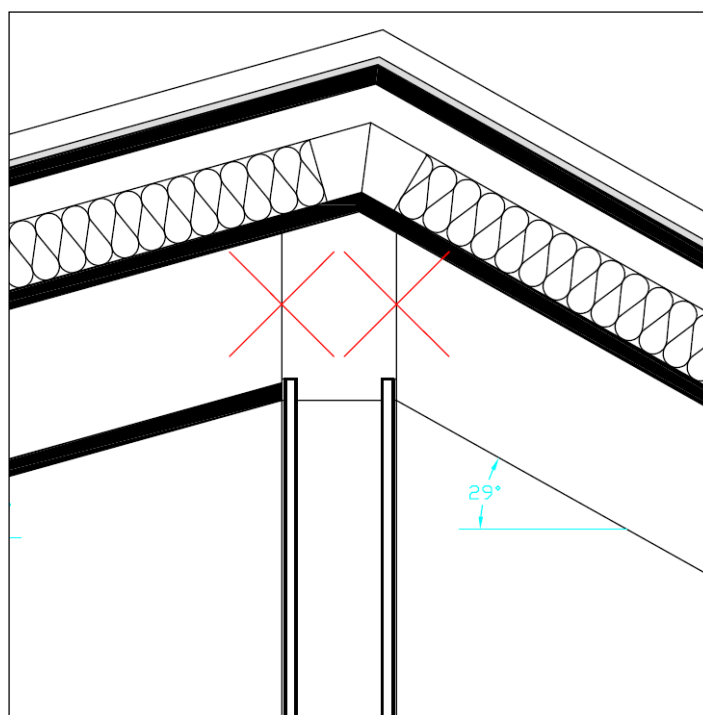


Fig.5.9 – Collegamento travetti – colmo

Le viti a tutto filetto disposte sono del tipo a tutto filetto da 9 x 240. Esse dovranno essere disposte seguendo le prescrizioni e le distanze minime dai bordi indicate dal produttore sulla relativa scheda tecnica o desumibili dalla normativa. La forza massima che la coppia di viti trasferisce è pari a 11,53 kN come valore caratteristico. La forza di taglio da trasferire in combinazione SLU è 6.8 kN.

$$R_d = \frac{11,53 * 0,9}{1,5} = 6,91 \geq 6,8 \text{ La connessione risulta verificata.}$$

5.4.7. Collegamento pareti trasversali - copertura

Tutte le pareti trasversali considerate come pareti di taglio devono essere efficacemente collegate alla copertura in modo da trasmettere la forza orizzontale dalla copertura stessa alle pareti. In particolare possono essere adottate due strategie a seconda dei casi. Se le pareti terminano in corrispondenza di un travetto di copertura tale travetto dovrà essere avvitato alle pareti stesse mediante viti da legno 8 x 220 in numero di tre al metro. Se le pareti terminano direttamente a contatto con il tavolato (assitto + pannello di OSB) di copertura esso dovrà essere chiodato alla parete con chiodi ring 2.8x60 con passo di 100 mm.

5.4.8. Giunti sismici

Per poter considerare i tre blocchi denominati A,B,C separati per quanto riguarda la trasmissione delle forze orizzontali è necessario realizzare alcuni particolari costruttivi necessari per rendere questa divisione effettiva.

Per poter scollegare il BLOCCO A dal BLOCCO B si procede semplicemente non realizzando il collegamento rigido fra le banchine evidenziate nell'immagine seguente. In questo modo è garantita la possibilità di movimento relativo fra i due blocchi.

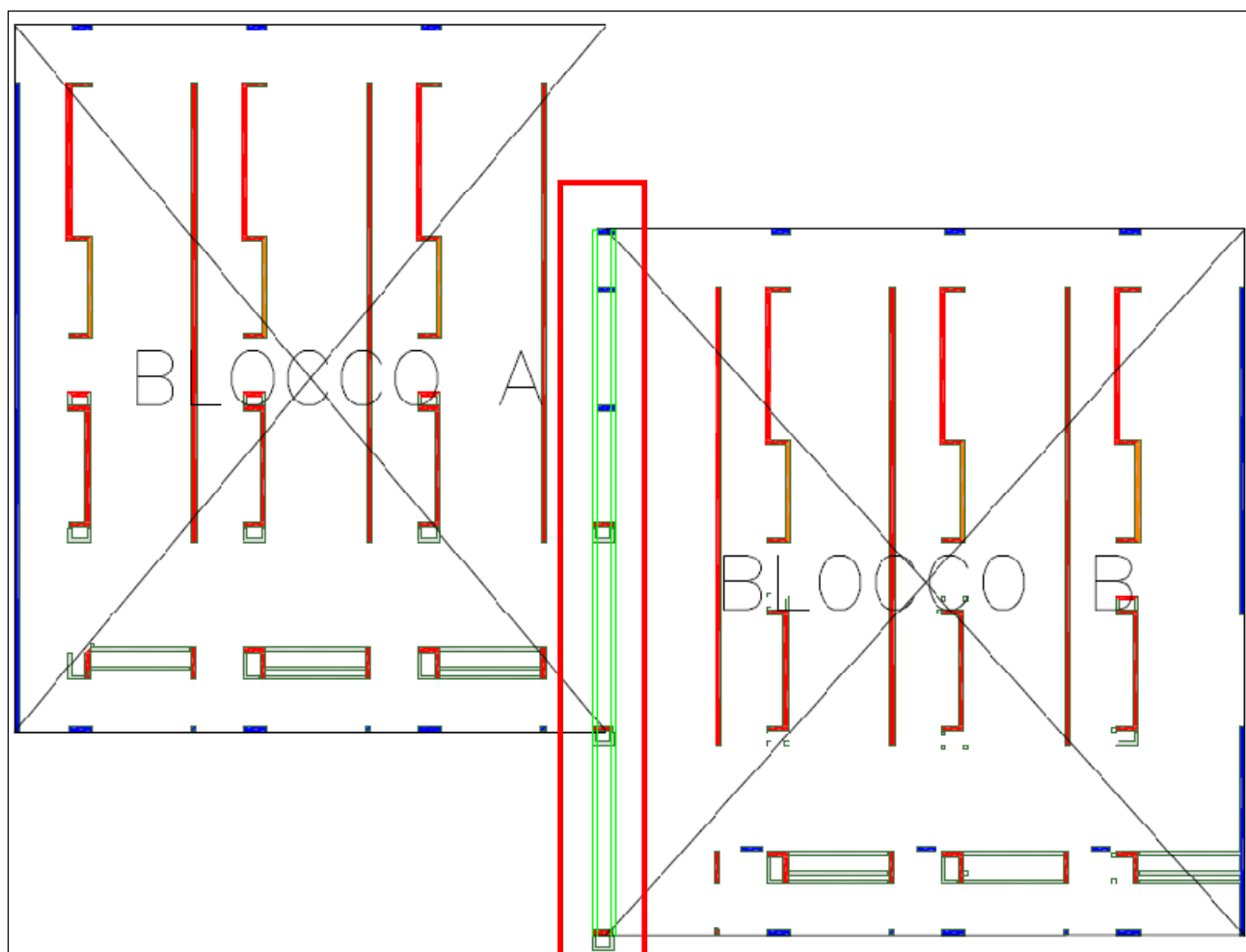


Fig.5.10 – Giunto sismico BLOCCO A – BLOCCO B

Per poter scollegare il BLOCCO A e B dal BLOCCO C si procede semplicemente creando discontinuità fra le travi di colmo e le banchine in corrispondenza della separazione dai blocchi.

6. PERGOLATO ESTERNO

Il pergolato ligneo esterno è stato calcolato ipotizzando un carico derivante unicamente dal peso proprio degli elementi lignei e un carico accidentale di 0.15 kN/m^2 . Tale carico accidentale minimo vuole garantire la manutenzione minima degli elementi ma tale ipotesi non garantisce la possibilità di realizzare in futuro coperture chiuse al di sopra del pergolato stesso. La tipologia di copertura scelta è del tipo a cassone formata da travetti di dimensione $140 \times 280 \text{ mm}$ di legno lamellare GL24h. Viene scelta una doppia orditura. Nella direzione di luce minore vengono disposti i travetti continui mentre nella direzione di luce maggiore vengono disposti i travetti segmentati. Tali travetti si vanno a collegare a travi disposte in posizione centrale e a trave disposte al di sopra delle pareti di coronamento laterali. Per chiudere la struttura viene anche posizionata una trave in legno lamellare poggiate sulle pareti di bordo e su un pilastro centrale.

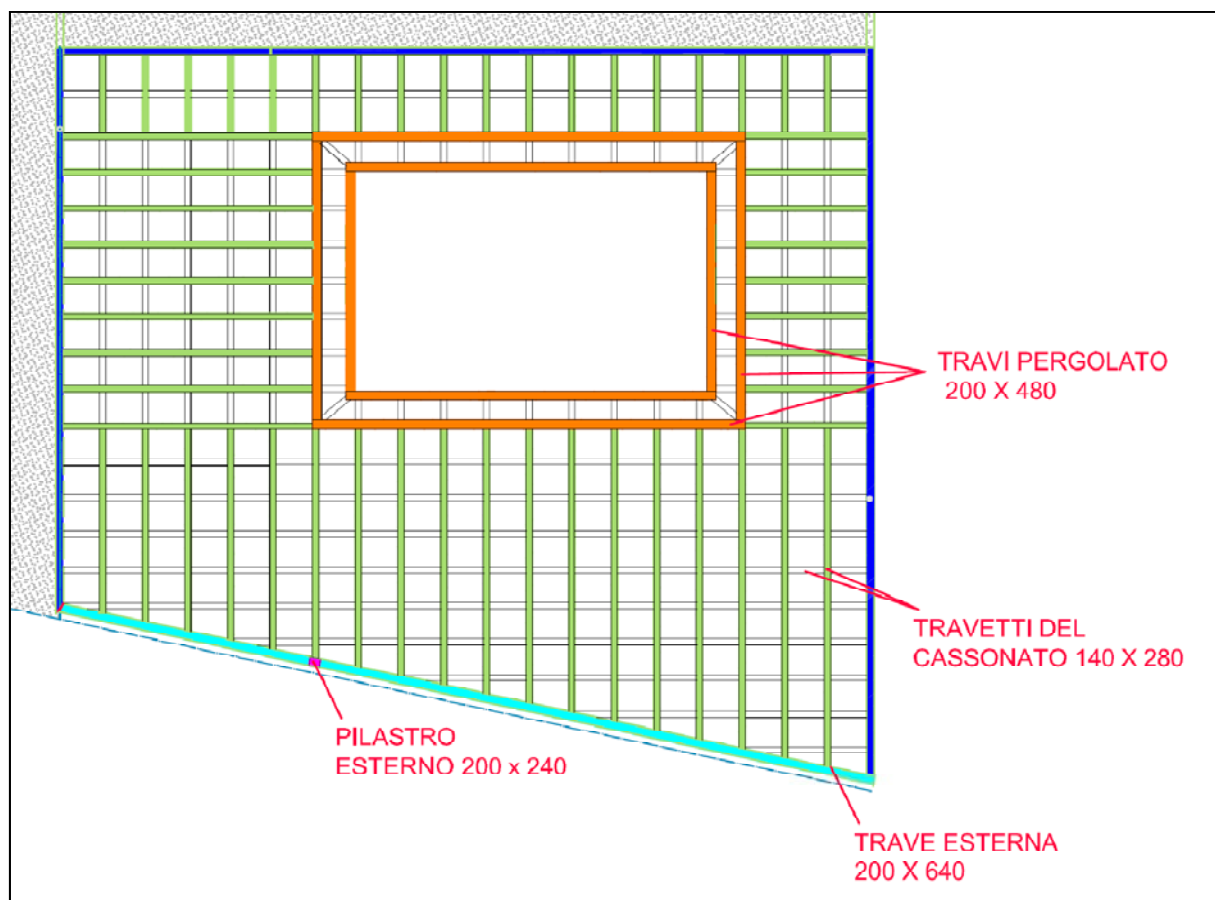


Fig.6.1 – Pergolato esterno

6.1. Verifica elementi cassonato

Come descritto in precedenza gli elementi del cassonato sono travetti in legno lamellare GL24h di sezione $140 \times 280 \text{ mm}^2$ disposti ad interasse di 82.5 cm. La loro verifica è riportata nell'allegato CASSONATO PERGOLATO e CASSONATO PERGOLATO 2.

6.2. Verifica travi di coronamento pareti

Le travi principali del pergolato sono in legno lamellare GL24h di sezione $200 \times 480 \text{ mm}^2$. La loro verifica è riportata nell'allegato TRAVE PERGOLATO.

6.3. Verifica trave esterna

La trave esterna del pergolato è in legno lamellare GL24h di sezione $200 \times 640 \text{ mm}^2$. La verifica è riportata nell'allegato TRAVE ESTERNA. La verifica di compressione perpendicolare all'appoggio è invece riportata nell'allegato TRAVE ESTERNA – COMPRESSIONE ALL'APPOGGIO.

6.4. Verifica pilastro

La trave esterna del pergolato è sorretta in mezzeria da un pilastro in legno lamellare GL24h di sezione $240 \times 200 \text{ mm}^2$. La verifica di tale elemento è riportata nell'allegato PILASTRO PERGOLATO.

6.5. Connessione fra gli elementi del cassonato

Le travi non continue del cassonato vengono connesse agli elementi continui tramite una coppia di viti HBS 8×240 disposte in senso orizzontale.

6.6. Connessione fra gli elementi del cassonato e le travi

Le travi continue del cassonato vengono connesse agli elementi di coronamento delle pareti tramite una staffa a scomparsa del tipo ALU160 o un dispositivo in grado di garantire lo stesso livello di sicurezza.

Lo sforzo massimo da trasferire è di 8.6 kN.

$$R_d = \frac{0,5 \cdot 36,2}{1,5} = 12,07 \text{ kN} > 8,6 \text{ verifica soddisfatta!}$$

7. ALLEGATI

- TRAVETTI SECONDARI
- TRAVETTI SECONDARI (FUOCO)
- TRAVETTI SECONDARI BLOCCO C
- TRAVETTI SECONDARI BLOCCO C (FUOCO)
- TRAVE DI COLMO T01

- TRAVE DI COLMO T01 (FUOCO)
- TRAVE DI SOTTOCOLMO T03
- TRAVE DI SOTTOCOLMO T03 (FUOCO)

- TRAVE DI BANCHINA
- TRAVE DI BANCHINA (FUOCO)
- TRAVE DI BANCHINA CORRENTE
- TRAVE DI BANCHINA CORRENTE (FUOCO)

- TRAVE T16
- TRAVE T16 (FUOCO)

- CASSONATO PERGOLATO
- CASSONATO PERGOLATO_2

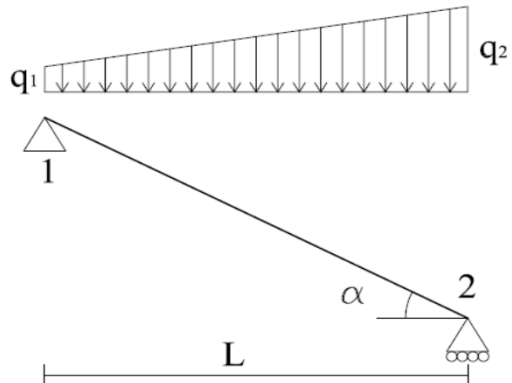
- TRAVE PERGOLATO

- TRAVE ESTERNA

- TRAVE ESTERNA – COMPRESSIONE ALL'APPOGGIO
- PILASTRO PERGOLATO

TRAVETTI SECONDARI

TRAVE INCLINATA IN SEMPLICE APPOGGIO



**OK!
OK!**

Dati geometrici e materiale utilizzato

Base b	<input style="width: 100%;" type="text" value="140"/>	mm
Altezza h	<input style="width: 100%;" type="text" value="200"/>	mm
Luce orizzontale L	<input style="width: 100%;" type="text" value="4,9"/>	m
Angolo inclinazione falda	<input style="width: 100%;" type="text" value="16"/>	°
Distanza fra i ritegni flessotorsionali L_1	<input style="width: 100%;" type="text" value="4,9"/>	m
Momento di inerzia minore J_y	$J_y = \frac{h \cdot b^3}{12} = 45733333 \text{ mm}^4$	
Momento di inerzia maggiore J_x	$J_x = \frac{b \cdot h^3}{12} = 9,33E+07 \text{ mm}^4$	
Modulo di resistenza maggiore W_x	$W_x = \frac{b \cdot h^2}{6} = 933333 \text{ mm}^3$	
Tipo Legno	<input style="width: 100%;" type="text" value="EN GL24 - DIN BS11"/> ▼	
Resistenza a flessione $f_{m,k}$	24,0	MPa
Resistenza a taglio $f_{v,k}$	2,7	MPa
Modulo elastico caratteristico parallelo $E_{0,05}$	9400	MPa
Modulo elastico medio parallelo E_{mean}	11600	MPa
Modulo elastico caratteristico tangenziale $G_{0,05}$	583	MPa
Classe di servizio	<input style="width: 100%;" type="text" value="1"/> ▼	
Classe di durata del carico accidentale	<input style="width: 100%;" type="text" value="Breve Termine"/> ▼	

Coefficiente di sicurezza γ_m		1,45
Valore di $K_{mod,p}$ carichi permanenti		0,60
Valore di $K_{mod,a}$ carichi accidentali		0,90
Valore di K_{def}		0,60
Valore del fattore K_h per legno lamellare		1,10

Resistenza di progetto a flessione carichi permanenti $f_{m,d,p}$

$$f_{m,d,p} = K_h \frac{f_{m,k} \cdot K_{mod,p}}{\gamma_m} = 10,92 \text{ MPa}$$

Resistenza di progetto a flessione carichi totali $f_{m,d,t}$

$$f_{m,d,t} = K_h \frac{f_{m,k} \cdot K_{mod,a}}{\gamma_m} = 16,39 \text{ MPa}$$

Resistenza di progetto a taglio carichi permanenti $f_{v,d,p}$

$$f_{v,d,p} = \frac{f_{v,k} \cdot K_{mod,p}}{\gamma_m} = 1,12 \text{ MPa}$$

Resistenza di progetto a taglio carichi totali $f_{v,d,t}$

$$f_{v,d,t} = \frac{f_{v,k} \cdot K_{mod,a}}{\gamma_m} = 1,68 \text{ MPa}$$

Carichi e limiti di inflessione

TIPO DI CARICO

rettangolare



Interasse zona 1	0,65	m
Interasse zona 2	0,65	m
Carico permanente distribuito	1,45	kN/m ²
Carico accidentale distribuito	1,40	kN/m ²
Carico permanente p_1	0,94	kN/m
Carico accidentale a_1	0,91	kN/m
Carico permanente p_2	0,94	kN/m
Carico accidentale a_2	0,91	kN/m
Rapporto luce/freccia tempo zero	300	
Rapporto luce/freccia tempo infinito	200	
Coefficiente di combinazione accidentale γ_a	1,5	
Coefficiente di combinazione permanente γ_g	1,3	
Coefficiente di combinazione ψ_2	0	

Calcolo sollecitazioni e frecce

Taglio agli appoggi:

$$T_1 = \frac{q_1 \cdot L}{3} + \frac{q_2 \cdot L}{6}$$

permanenti	3,5	kN
totale	6,8	kN

$$T_2 = \frac{q_2 \cdot L}{3} + \frac{q_1 \cdot L}{6}$$

permanenti	3,5	kN
totale	6,8	kN

Momento massimo

$$M_{\max} = \frac{(q_1 + q_2) L^2}{8}$$

permanenti	4,3	kNm
totale	8,4	kNm

Freccia massima elastica

$$u_{ist} = \frac{5}{384} \frac{(q_1 + q_2) L^4}{2 E_{mean} \cdot J_x \cos^2(\alpha)}$$

permanenti	8,2	mm
accidentali	6,8	mm

Freccia massima finale

Permanenti	$u_{fin,p} = u_{ist,p} \cdot (1 + K_{def})$	13,07	mm
------------	---	-------	----

Accidentali	$u_{fin,a} = u_{ist,a} \cdot (1 + K_{def} \cdot \psi_2)$	6,83	mm
-------------	--	------	----

Instabilità

Lunghezza efficace L_{eff} (Tabella 6.3 CND-DT 206\2007)

$$L_{eff} = (0.9 L + 2 h) \text{ o } (L_1) = 4810 \text{ mm}$$

Momento di inerzia torsionale della sezione J_{tor}

$$J_{tor} = \eta \cdot h \cdot b^3 = 102076800$$

Momento critico $M_{y,crit}$

$$M_{x,crit} = \frac{\pi}{L_{eff}} \sqrt{E_{0,05} \cdot J_y \cdot G_{0,05} \cdot J_{tor}} = 104508077 \text{ Nmm}$$

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

$$\lambda_{rel,m,x} = \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sigma_{m,x,crit}}} = 0,46$$

Coefficiente riduttivo di tensione critica per instabilità di trave

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

$$k_{crit,m,x} = 1,00$$

VERIFICHE

Momento flettente massimo permanenti $M_{x,p}$	4,3	kNm
Momento flettente massimo totale $M_{x,tot}$	8,4	kNm
Taglio agente massimo permanenti V_p	3,5	kN
Taglio agente massimo totale V_{tot}	6,8	kN

Tensioni agenti

$\sigma_{m,x,d} = \frac{M_x}{W_x}$	permanenti	4,6	MPa
	totali	9,0	MPa

$\tau_d = \frac{3}{2} \frac{V}{b \cdot h}$	permanenti	1,12	MPa
	totali	1,68	MPa

Frecce

Freccia totale iniziale $u_{ist,tot}$	6,8	mm
Freccia totale finale $u_{fin,tot}$	19,9	mm

VERIFICHE DI RESISTENZA E DI STABILITA'

Verifica a momento

$\frac{\sigma_{m,x,d}}{k_{crit} \cdot f_{m,d}}$	permanenti	0,42	<	1	OK!
	totali	0,55	<	1	OK!

Verifica a taglio

$\frac{\tau_{v,d}}{f_{v,d}}$	permanenti	0,17	<	1	OK!
	totali	0,22	<	1	OK!

VERIFICHE DI DEFORMABILITA'

Verifica deformabilità a tempo zero

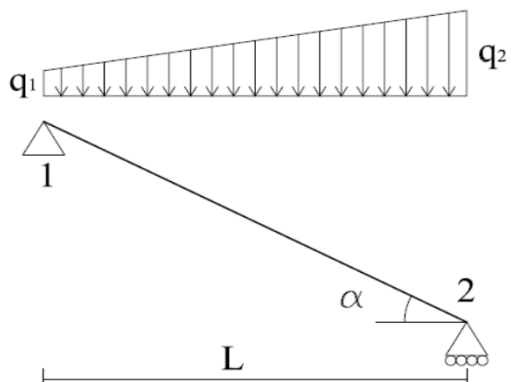
$u_{ist,acc}$		$L \setminus 300$
6,8	<	16,3
OK!		

Verifica deformabilità a tempo infinito

$u_{fin,tot}$		$L \setminus 200$
19,9	<	24,5
OK!		

TRAVETTI SECONDARI (FUOCO)

TRAVE INCLINATA IN SEMPLICE APPOGGIO



OK!

Dati geometrici e materiale utilizzato

Base b	<input style="width: 80%;" type="text" value="42"/>	mm
Altezza h	<input style="width: 80%;" type="text" value="151"/>	mm
Luce orizzontale L	<input style="width: 80%;" type="text" value="4,9"/>	m
Angolo inclinazione falda	<input style="width: 80%;" type="text" value="16"/>	°
Distanza fra i ritegni flessotorsionali L_1	<input style="width: 80%;" type="text" value="0,1"/>	m

Momento di inerzia minore J_y

$$\boxed{J_y = \frac{h \cdot b^3}{12}} = 932274 \text{ mm}^4$$

Momento di inerzia maggiore J_x

$$\boxed{J_x = \frac{b \cdot h^3}{12}} = 1,21\text{E}+07 \text{ mm}^4$$

Modulo di resistenza maggiore W_x

$$\boxed{W_x = \frac{b \cdot h^2}{6}} = 159607 \text{ mm}^3$$

Tipo Legno

EN GL24 - DIN BS11 ▼

Resistenza a flessione $f_{m,k}$

24,0 MPa

Resistenza a taglio $f_{v,k}$

2,7 MPa

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

9400 MPa

Modulo elastico medio parallelo E_{mean}

11600 MPa

Modulo elastico caratteristico tangenziale $G_{0,05}$

583 MPa

Classe di servizio

1 ▼

Classe di durata del carico accidentale

Istantaneo ▼

Coefficiente di sicurezza γ_m		0,87
Valore di $K_{mod,p}$ carichi permanenti		1,00
Valore di $K_{mod,a}$ carichi accidentali		1,00
Valore di K_{def}		0,60
Valore del fattore K_h per legno lamellare		1,10

Resistenza di progetto a flessione carichi permanenti $f_{m,d,p}$

$$f_{m,d,p} = K_h \frac{f_{m,k} \cdot K_{mod,p}}{\gamma_m} = 30,34 \text{ MPa}$$

Resistenza di progetto a flessione carichi totali $f_{m,d,t}$

$$f_{m,d,t} = K_h \frac{f_{m,k} \cdot K_{mod,a}}{\gamma_m} = 30,34 \text{ MPa}$$

Resistenza di progetto a taglio carichi permanenti $f_{v,d,p}$

$$f_{v,d,p} = \frac{f_{v,k} \cdot K_{mod,p}}{\gamma_m} = 3,10 \text{ MPa}$$

Resistenza di progetto a taglio carichi totali $f_{v,d,t}$

$$f_{v,d,t} = \frac{f_{v,k} \cdot K_{mod,a}}{\gamma_m} = 3,10 \text{ MPa}$$

Carichi e limiti di inflessione

TIPO DI CARICO

rettangolare



Interasse zona 1	0,65	m
Interasse zona 2	0,65	m
Carico permanente distribuito	1,45	kN/m ²
Carico accidentale distribuito	0,00	kN/m ²
Carico permanente p_1	0,94	kN/m
Carico accidentale a_1	0,00	kN/m
Carico permanente p_2	0,94	kN/m
Carico accidentale a_2	0,00	kN/m
Rapporto luce/freccia tempo zero	300	
Rapporto luce/freccia tempo infinito	200	
Coefficiente di combinazione accidentale γ_a	1	
Coefficiente di combinazione permanente γ_g	1	
Coefficiente di combinazione ψ_2	0	

Calcolo sollecitazioni e frecce

Taglio agli appoggi:

$$T_1 = \frac{q_1 \cdot L}{3} + \frac{q_2 \cdot L}{6}$$

permanenti	2,5	kN
totale	2,5	kN

$$T_2 = \frac{q_2 \cdot L}{3} + \frac{q_1 \cdot L}{6}$$

permanenti	2,5	kN
totale	2,5	kN

Momento massimo

$$M_{\max} = \frac{(q_1 + q_2) L^2}{8}$$

permanenti	3,1	kNm
totale	3,1	kNm

Freccia massima elastica

$$u_{ist} = \frac{5}{384} \frac{(q_1 + q_2) L^4}{2 E_{mean} \cdot J_x \cos^2(\alpha)}$$

permanenti	58,4	mm
accidentali	0,0	mm

Freccia massima finale

Permanenti	$u_{fin,p} = u_{ist,p} \cdot (1 + K_{def})$	93,45	mm
------------	---	-------	----

Accidentali	$u_{fin,a} = u_{ist,a} \cdot (1 + K_{def} \cdot \psi_2)$	0,00	mm
-------------	--	------	----

Instabilità

Lunghezza efficace L_{eff} (Tabella 6.3 CND-DT 206\2007)

$L_{eff} = (0.9 L + 2 h) \text{ o } (L_1)$	=	402	mm
--	---	-----	----

Momento di inerzia torsionale della sezione J_{tor}

$J_{tor} = \eta \cdot h \cdot b^3$	=	3063079
------------------------------------	---	---------

Momento critico $M_{y,crit}$

$M_{x,crit} = \frac{\pi}{L_{eff}} \sqrt{E_{0,05} \cdot J_y \cdot G_{0,05} \cdot J_{tor}}$	=	30927146 Nmm
---	---	--------------

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

$$\lambda_{rel,m,x} = \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sigma_{m,x,crit}}} = 0,35$$

Coefficiente riduttivo di tensione critica per instabilità di trave

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

$$k_{crit,m,x} = 1,00$$

VERIFICHE

Momento flettente massimo permanenti $M_{x,p}$	3,1	kNm
Momento flettente massimo totale $M_{x,tot}$	3,1	kNm
Taglio agente massimo permanenti V_p	2,5	kN
Taglio agente massimo totale V_{tot}	2,5	kN

Tensioni agenti

$\sigma_{m,x,d} = \frac{M_x}{W_x}$	permanenti	19,1	MPa
	totali	19,1	MPa

$\tau_d = \frac{3}{2} \frac{V}{b \cdot h}$	permanenti	3,10	MPa
	totali	3,10	MPa

Frecce

Freccia totale iniziale $u_{ist,tot}$	0,0	mm
Freccia totale finale $u_{fin,tot}$	93,5	mm

VERIFICHE DI RESISTENZA E DI STABILITA'

Verifica a momento

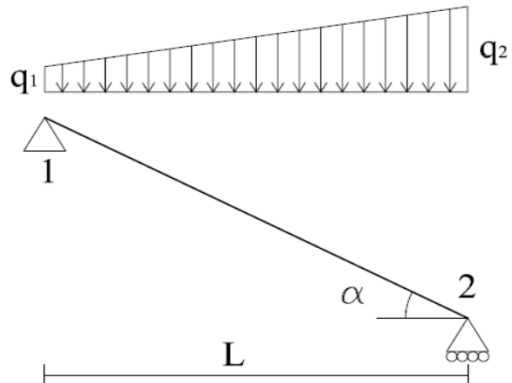
$\frac{\sigma_{m,x,d}}{k_{crit} \cdot f_{m,d}}$	permanenti	0,63	<	1	OK!
	totali	0,63	<	1	OK!

Verifica a taglio

$\frac{\tau_{v,d}}{f_{v,d}}$	permanenti	0,19	<	1	OK!
	totali	0,19	<	1	OK!

TRAVETTI SECONDARI BLOCCO C

TRAVE INCLINATA IN SEMPLICE APPOGGIO



OK!
OK!

Dati geometrici e materiale utilizzato

Base b	<input style="width: 80%;" type="text" value="140"/>	mm
Altezza h	<input style="width: 80%;" type="text" value="200"/>	mm
Luce orizzontale L	<input style="width: 80%;" type="text" value="4,5"/>	m
Angolo inclinazione falda	<input style="width: 80%;" type="text" value="0"/>	°
Distanza fra i ritegni flessotorsionali L_1	<input style="width: 80%;" type="text" value="0,1"/>	m
Momento di inerzia minore J_y	<div style="display: flex; align-items: center; justify-content: center;"> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; margin-right: 10px;"> $J_y = \frac{h \cdot b^3}{12}$ </div> = 45733333 mm⁴ </div>	
Momento di inerzia maggiore J_x	<div style="display: flex; align-items: center; justify-content: center;"> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; margin-right: 10px;"> $J_x = \frac{b \cdot h^3}{12}$ </div> = 9,33E+07 mm⁴ </div>	
Modulo di resistenza maggiore W_x	<div style="display: flex; align-items: center; justify-content: center;"> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; margin-right: 10px;"> $W_x = \frac{b \cdot h^2}{6}$ </div> = 933333 mm³ </div>	
Tipo Legno	<input style="width: 90%; border: 1px solid gray;" type="text" value="EN GL24 - DIN BS11"/> ▼	
Resistenza a flessione $f_{m,k}$	24,0	MPa
Resistenza a taglio $f_{v,k}$	2,7	MPa
Modulo elastico caratteristico parallelo $E_{0,05}$	9400	MPa
Modulo elastico medio parallelo E_{mean}	11600	MPa
Modulo elastico caratteristico tangenziale $G_{0,05}$	583	MPa
Classe di servizio	<input style="width: 90%; border: 1px solid gray;" type="text" value="1"/> ▼	
Classe di durata del carico accidentale	<input style="width: 90%; border: 1px solid gray;" type="text" value="Breve Termine"/> ▼	

Coefficiente di sicurezza γ_m		1,45
Valore di $K_{mod,p}$ carichi permanenti		0,60
Valore di $K_{mod,a}$ carichi accidentali		0,90
Valore di K_{def}		0,60
Valore del fattore K_h per legno lamellare		1,10

Resistenza di progetto a flessione carichi permanenti $f_{m,d,p}$

$$f_{m,d,p} = K_h \frac{f_{m,k} \cdot K_{mod,p}}{\gamma_m} = 10,92 \text{ MPa}$$

Resistenza di progetto a flessione carichi totali $f_{m,d,t}$

$$f_{m,d,t} = K_h \frac{f_{m,k} \cdot K_{mod,a}}{\gamma_m} = 16,39 \text{ MPa}$$

Resistenza di progetto a taglio carichi permanenti $f_{v,d,p}$

$$f_{v,d,p} = \frac{f_{v,k} \cdot K_{mod,p}}{\gamma_m} = 1,12 \text{ MPa}$$

Resistenza di progetto a taglio carichi totali $f_{v,d,t}$

$$f_{v,d,t} = \frac{f_{v,k} \cdot K_{mod,a}}{\gamma_m} = 1,68 \text{ MPa}$$

Carichi e limiti di inflessione

TIPO DI CARICO

rettangolare



Interasse zona 1	0,65	m
Interasse zona 2	0,65	m
Carico permanente distribuito	2,45	kN/m ²
Carico accidentale distribuito	0,80	kN/m ²
Carico permanente p_1	1,59	kN/m
Carico accidentale a_1	0,52	kN/m
Carico permanente p_2	1,59	kN/m
Carico accidentale a_2	0,52	kN/m
Rapporto luce/freccia tempo zero	300	
Rapporto luce/freccia tempo infinito	200	
Coefficiente di combinazione accidentale γ_a	1,5	
Coefficiente di combinazione permanente γ_g	1,3	
Coefficiente di combinazione ψ_2	0	

Calcolo sollecitazioni e frecce

Taglio agli appoggi:

$$T_1 = \frac{q_1 \cdot L}{3} + \frac{q_2 \cdot L}{6}$$

permanenti	5,0	kN
totale	6,7	kN

$$T_2 = \frac{q_2 \cdot L}{3} + \frac{q_1 \cdot L}{6}$$

permanenti	5,0	kN
totale	6,7	kN

Momento massimo

$$M_{\max} = \frac{(q_1 + q_2) L^2}{8}$$

permanenti	5,7	kNm
totale	7,6	kNm

Freccia massima elastica

$$u_{ist} = \frac{5}{384} \frac{(q_1 + q_2) L^4}{2 E_{mean} \cdot J_x \cos^2(\alpha)}$$

permanenti	8,4	mm
accidentali	2,6	mm

Freccia massima finale

Permanenti	$u_{fin,p} = u_{ist,p} \cdot (1 + K_{def})$	13,39	mm
------------	---	-------	----

Accidentali	$u_{fin,a} = u_{ist,a} \cdot (1 + K_{def} \cdot \psi_2)$	2,56	mm
-------------	--	------	----

Instabilità

Lunghezza efficace L_{eff} (Tabella 6.3 CND-DT 206\2007)

$$L_{eff} = (0.9 L + 2 h) \text{ o } (L_1) = 500 \text{ mm}$$

Momento di inerzia torsionale della sezione J_{tor}

$$J_{tor} = \eta \cdot h \cdot b^3 = 102076800$$

Momento critico $M_{y,crit}$

$$M_{x,crit} = \frac{\pi}{L_{eff}} \sqrt{E_{0,05} \cdot J_y \cdot G_{0,05} \cdot J_{tor}} = 1005367698 \text{ Nmm}$$

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

$$\lambda_{rel,m,x} = \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sigma_{m,x,crit}}} = 0,15$$

Coefficiente riduttivo di tensione critica per instabilità di trave

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

$$k_{crit,m,x} = 1,00$$

VERIFICHE

Momento flettente massimo permanenti $M_{x,p}$	5,7	kNm
Momento flettente massimo totale $M_{x,tot}$	7,6	kNm
Taglio agente massimo permanenti V_p	5,0	kN
Taglio agente massimo totale V_{tot}	6,7	kN

Tensioni agenti

$\sigma_{m,x,d} = \frac{M_x}{W_x}$	permanenti	6,1	MPa
	totali	8,2	MPa

$\tau_d = \frac{3}{2} \frac{V}{b \cdot h}$	permanenti	1,12	MPa
	totali	1,68	MPa

Frecce

Freccia totale iniziale $u_{ist,tot}$	2,6	mm
Freccia totale finale $u_{fin,tot}$	16,0	mm

VERIFICHE DI RESISTENZA E DI STABILITA'

Verifica a momento

$\frac{\sigma_{m,x,d}}{k_{crit} \cdot f_{m,d}}$	permanenti	0,55	<	1	OK!
	totali	0,50	<	1	OK!

Verifica a taglio

$\frac{\tau_{v,d}}{f_{v,d}}$	permanenti	0,24	<	1	OK!
	totali	0,21	<	1	OK!

VERIFICHE DI DEFORMABILITA'

Verifica deformabilità a tempo zero

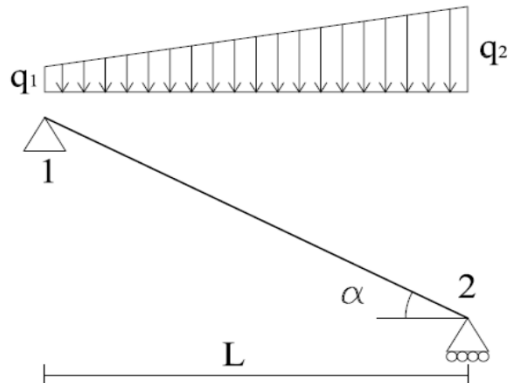
$u_{ist,acc}$		$L \setminus 300$
2,6	<	15,0
OK!		

Verifica deformabilità a tempo infinito

$u_{fin,tot}$		$L \setminus 200$
16,0	<	22,5
OK!		

TRAVETTI SECONDARI BLOCCO C (FUOCO)

TRAVE INCLINATA IN SEMPLICE APPOGGIO



Dati geometrici e materiale utilizzato

Base b	<input style="width: 80%;" type="text" value="40"/>	mm
Altezza h	<input style="width: 80%;" type="text" value="150"/>	mm
Luca orizzontale L	<input style="width: 80%;" type="text" value="4,5"/>	m
Angolo inclinazione falda	<input style="width: 80%;" type="text" value="0"/>	°
Distanza fra i ritegni flessotorsionali L_1	<input style="width: 80%;" type="text" value="0,1"/>	m
Momento di inerzia minore J_y	$J_y = \frac{h \cdot b^3}{12} = 800000 \text{ mm}^4$	
Momento di inerzia maggiore J_x	$J_x = \frac{b \cdot h^3}{12} = 1,13E+07 \text{ mm}^4$	
Modulo di resistenza maggiore W_x	$W_x = \frac{b \cdot h^2}{6} = 150000 \text{ mm}^3$	
Tipo Legno	<input style="width: 90%;" type="text" value="EN GL24 - DIN BS11"/> ▼	
Resistenza a flessione $f_{m,k}$	24,0	MPa
Resistenza a taglio $f_{v,k}$	2,7	MPa
Modulo elastico caratteristico parallelo $E_{0,05}$	9400	MPa
Modulo elastico medio parallelo E_{mean}	11600	MPa
Modulo elastico caratteristico tangenziale $G_{0,05}$	583	MPa
Classe di servizio	<input style="width: 90%;" type="text" value="1"/> ▼	
Classe di durata del carico accidentale	<input style="width: 90%;" type="text" value="Istantaneo"/> ▼	

Coefficiente di sicurezza γ_m	0,87
Valore di $K_{mod,p}$ carichi permanenti	1,00
Valore di $K_{mod,a}$ carichi accidentali	1,00
Valore di K_{def}	0,60
Valore del fattore K_h per legno lamellare	1,10

Resistenza di progetto a flessione carichi permanenti $f_{m,d,p}$

$$f_{m,d,p} = K_h \frac{f_{m,k} \cdot K_{mod,p}}{\gamma_m} = 30,36 \text{ MPa}$$

Resistenza di progetto a flessione carichi totali $f_{m,d,t}$

$$f_{m,d,t} = K_h \frac{f_{m,k} \cdot K_{mod,a}}{\gamma_m} = 30,36 \text{ MPa}$$

Resistenza di progetto a taglio carichi permanenti $f_{v,d,p}$

$$f_{v,d,p} = \frac{f_{v,k} \cdot K_{mod,p}}{\gamma_m} = 3,11 \text{ MPa}$$

Resistenza di progetto a taglio carichi totali $f_{v,d,t}$

$$f_{v,d,t} = \frac{f_{v,k} \cdot K_{mod,a}}{\gamma_m} = 3,11 \text{ MPa}$$

Carichi e limiti di inflessione

TIPO DI CARICO

rettangolare



Interasse zona 1	0,65	m
Interasse zona 2	0,65	m
Carico permanente distribuito	2,45	kN/m ²
Carico accidentale distribuito	0,00	kN/m ²
Carico permanente p_1	1,59	kN/m
Carico accidentale a_1	0,00	kN/m
Carico permanente p_2	1,59	kN/m
Carico accidentale a_2	0,00	kN/m
Rapporto luce/freccia tempo zero	300	
Rapporto luce/freccia tempo infinito	200	
Coefficiente di combinazione accidentale γ_a	1	
Coefficiente di combinazione permanente γ_g	1	
Coefficiente di combinazione ψ_2	0	

Calcolo sollecitazioni e frecce

Taglio agli appoggi:

$$T_1 = \frac{q_1 \cdot L}{3} + \frac{q_2 \cdot L}{6}$$

permanenti	3,6	kN
totale	3,6	kN

$$T_2 = \frac{q_2 \cdot L}{3} + \frac{q_1 \cdot L}{6}$$

permanenti	3,6	kN
totale	3,6	kN

Momento massimo

$$M_{\max} = \frac{(q_1 + q_2) L^2}{8}$$

permanenti	4,1	kNm
totale	4,1	kNm

Freccia massima elastica

$$u_{ist} = \frac{5}{384} \frac{(q_1 + q_2) L^4}{2 E_{mean} \cdot J_x \cos^2(\alpha)}$$

permanenti	66,1	mm
accidentali	0,0	mm

Freccia massima finale

Permanenti	$u_{fin,p} = u_{ist,p} \cdot (1 + K_{def})$	105,71	mm
------------	---	--------	----

Accidentali	$u_{fin,a} = u_{ist,a} \cdot (1 + K_{def} \cdot \psi_2)$	0,00	mm
-------------	--	------	----

Instabilità

Lunghezza efficace L_{eff} (Tabella 6.3 CND-DT 206\2007)

$L_{eff} = (0.9 L + 2 h) \text{ o } (L_1)$	=	400	mm
--	---	-----	----

Momento di inerzia torsionale della sezione J_{tor}

$J_{tor} = \eta \cdot h \cdot b^3$	=	2663040
------------------------------------	---	---------

Momento critico $M_{y,crit}$

$M_{x,crit} = \frac{\pi}{L_{eff}} \sqrt{E_{0,05} \cdot J_y \cdot G_{0,05} \cdot J_{tor}}$	=	26846571 Nmm
---	---	--------------

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

$$\lambda_{rel,m,x} = \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sigma_{m,x,crit}}} = 0,37$$

Coefficiente riduttivo di tensione critica per instabilità di trave

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

$$k_{crit,m,x} = 1,00$$

VERIFICHE

Momento flettente massimo permanenti $M_{x,p}$	4,1	kNm
Momento flettente massimo totale $M_{x,tot}$	4,1	kNm
Taglio agente massimo permanenti V_p	3,6	kN
Taglio agente massimo totale V_{tot}	3,6	kN

Tensioni agenti

$\sigma_{m,x,d} = \frac{M_x}{W_x}$	permanenti	27,6	MPa
	totali	27,6	MPa

$\tau_d = \frac{3}{2} \frac{V}{b \cdot h}$	permanenti	3,11	MPa
	totali	3,11	MPa

Frecce

Freccia totale iniziale $u_{ist,tot}$	66,1	mm
Freccia totale finale $u_{fin,tot}$	105,7	mm

VERIFICHE DI RESISTENZA E DI STABILITA'

Verifica a momento

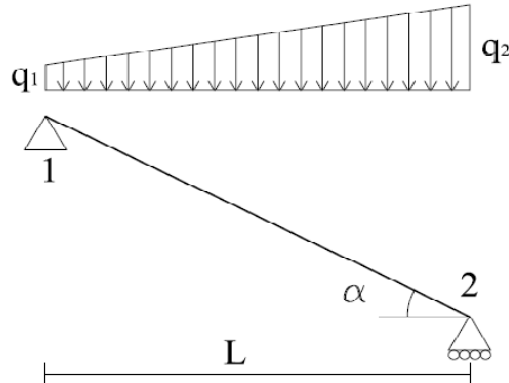
$\frac{\sigma_{m,x,d}}{k_{crit} \cdot f_{m,d}}$	permanenti	0,91	<	1	OK!
	totali	0,91	<	1	OK!

Verifica a taglio

$\frac{\tau_{v,d}}{f_{v,d}}$	permanenti	0,29	<	1	OK!
	totali	0,29	<	1	OK!

TRAVE DI COLMO T01

TRAVE INCLINATA IN SEMPLICE APPOGGIO



**OK!
OK!**

Dati geometrici e materiale utilizzato

Base b	<input style="width: 100%;" type="text" value="160"/>	mm
Altezza h	<input style="width: 100%;" type="text" value="280"/>	mm
Luce orizzontale L	<input style="width: 100%;" type="text" value="2.5"/>	m
Angolo inclinazione falda	<input style="width: 100%;" type="text" value="0"/>	°
Distanza fra i ritegni flessotorsionali L_1	<input style="width: 100%;" type="text" value="0.65"/>	m
Momento di inerzia minore J_y	<div style="display: flex; align-items: center; justify-content: center;"> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; margin-right: 10px;"> $J_y = \frac{h \cdot b^3}{12}$ </div> <div style="margin-right: 10px;">=</div> <div style="text-align: right;">95573333 mm⁴</div> </div>	
Momento di inerzia maggiore J_x	<div style="display: flex; align-items: center; justify-content: center;"> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; margin-right: 10px;"> $J_x = \frac{b \cdot h^3}{12}$ </div> <div style="margin-right: 10px;">=</div> <div style="text-align: right;">2.93E+08 mm⁴</div> </div>	
Modulo di resistenza maggiore W_x	<div style="display: flex; align-items: center; justify-content: center;"> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; margin-right: 10px;"> $W_x = \frac{b \cdot h^2}{6}$ </div> <div style="margin-right: 10px;">=</div> <div style="text-align: right;">2090667 mm³</div> </div>	
Tipo Legno	EN GL24 - DIN BS11 ▼	
Resistenza a flessione $f_{m,k}$	24.0	MPa
Resistenza a taglio $f_{v,k}$	2.7	MPa
Modulo elastico caratteristico parallelo $E_{0,05}$	9400	MPa
Modulo elastico medio parallelo E_{mean}	11600	MPa
Modulo elastico caratteristico tangenziale $G_{0,05}$	583	MPa
Classe di servizio	1 ▼	
Classe di durata del carico accidentale	Breve Termine ▼	

Coefficiente di sicurezza γ_m	1.45
Valore di $K_{mod,p}$ carichi permanenti	0.60
Valore di $K_{mod,a}$ carichi accidentali	0.90
Valore di K_{def}	0.60
Valore del fattore K_h per legno lamellare	1.08

Resistenza di progetto a flessione carichi permanenti $f_{m,d,p}$

$$f_{m,d,p} = K_h \frac{f_{m,k} \cdot K_{mod,p}}{\gamma_m} = 10.72 \text{ MPa}$$

Resistenza di progetto a flessione carichi totali $f_{m,d,t}$

$$f_{m,d,t} = K_h \frac{f_{m,k} \cdot K_{mod,a}}{\gamma_m} = 16.08 \text{ MPa}$$

Resistenza di progetto a taglio carichi permanenti $f_{v,d,p}$

$$f_{v,d,p} = \frac{f_{v,k} \cdot K_{mod,p}}{\gamma_m} = 1.12 \text{ MPa}$$

Resistenza di progetto a taglio carichi totali $f_{v,d,t}$

$$f_{v,d,t} = \frac{f_{v,k} \cdot K_{mod,a}}{\gamma_m} = 1.68 \text{ MPa}$$

Carichi e limiti di inflessione

TIPO DI CARICO

rettangolare



Interasse zona 1	3.25	m
Interasse zona 2	3.25	m
Carico permanente distribuito	1.20	kN/m ²
Carico accidentale distribuito	1.40	kN/m ²
Carico permanente p_1	3.90	kN/m
Carico accidentale a_1	4.55	kN/m
Carico permanente p_2	3.90	kN/m
Carico accidentale a_2	4.55	kN/m
Rapporto luce/freccia tempo zero	300	
Rapporto luce/freccia tempo infinito	200	
Coefficiente di combinazione accidentale γ_a	1.5	
Coefficiente di combinazione permanente γ_g	1.3	
Coefficiente di combinazione ψ_2	0	

Calcolo sollecitazioni e frecce

Taglio agli appoggi:

$$T_1 = \frac{q_1 \cdot L}{3} + \frac{q_2 \cdot L}{6}$$

permanenti	6.6	kN
totale	15.1	kN

$$T_2 = \frac{q_2 \cdot L}{3} + \frac{q_1 \cdot L}{6}$$

permanenti	6.6	kN
totale	15.1	kN

Momento massimo

$$M_{\max} = \frac{(q_1 + q_2) L^2}{8}$$

permanenti	4.2	kNm
totale	9.6	kNm

Freccia massima elastica

$$u_{ist} = \frac{5}{384} \frac{(q_1 + q_2) L^4}{2 E_{mean} \cdot J_x \cos^2(\alpha)}$$

permanenti	0.6	mm
accidentali	0.7	mm

Freccia massima finale

Permanenti	$u_{fin,p} = u_{ist,p} \cdot (1 + K_{def})$	0.97	mm
------------	---	------	----

Accidentali	$u_{fin,a} = u_{ist,a} \cdot (1 + K_{def} \cdot \psi_2)$	0.68	mm
-------------	--	------	----

Instabilità

Lunghezza efficace L_{eff} (Tabella 6.3 CND-DT 206\2007)

$$L_{eff} = (0.9 L + 2 h) \text{ o } (L_1) = 1210 \text{ mm}$$

Momento di inerzia torsionale della sezione J_{tor}

$$J_{tor} = \eta \cdot h \cdot b^3 = 247496704$$

Momento critico $M_{y,crit}$

$$M_{x,crit} = \frac{\pi}{L_{eff}} \sqrt{E_{0,05} \cdot J_y \cdot G_{0,05} \cdot J_{tor}} = 935153031 \text{ Nmm}$$

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

$$\lambda_{rel,m,x} = \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sigma_{m,x,crit}}} = 0.23$$

Coefficiente riduttivo di tensione critica per instabilità di trave

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

$$k_{crit,m,x} = 1.00$$

VERIFICHE

Momento flettente massimo permanenti $M_{x,p}$	4.2	kNm
Momento flettente massimo totale $M_{x,tot}$	9.6	kNm
Taglio agente massimo permanenti V_p	6.6	kN
Taglio agente massimo totale V_{tot}	15.1	kN

Tensioni agenti

$\sigma_{m,x,d} = \frac{M_x}{W_x}$	permanenti	2.0	MPa
	totali	4.6	MPa

$\tau_d = \frac{3}{2} \frac{V}{b \cdot h}$	permanenti	1.12	MPa
	totali	1.68	MPa

Frecce

Freccia totale iniziale $u_{ist,tot}$	1.3	mm
Freccia totale finale $u_{fin,tot}$	1.7	mm

VERIFICHE DI RESISTENZA E DI STABILITA'

Verifica a momento

$\frac{\sigma_{m,x,d}}{k_{crit} \cdot f_{m,d}}$	permanenti	0.19	<	1	OK!
	totali	0.28	<	1	OK!

Verifica a taglio

$\frac{\tau_{v,d}}{f_{v,d}}$	permanenti	0.20	<	1	OK!
	totali	0.30	<	1	OK!

VERIFICHE DI DEFORMABILITA'

Verifica deformabilità a tempo zero

$u_{ist,acc}$		$L \setminus 300$
1.3	<	8.3
OK!		

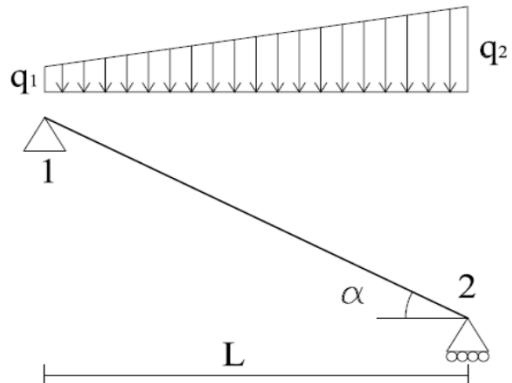
Verifica deformabilità a tempo infinito

$u_{fin,tot}$		$L \setminus 200$
1.7	<	12.5
OK!		

TRAVE DI COLMO T01 (FUOCO)

6

TRAVE INCLINATA IN SEMPLICE APPOGGIO



OK!

Dati geometrici e materiale utilizzato

Base b	<input style="width: 80%;" type="text" value="60"/>	mm
Altezza h	<input style="width: 80%;" type="text" value="230"/>	mm
Luce orizzontale L	<input style="width: 80%;" type="text" value="2,5"/>	m
Angolo inclinazione falda	<input style="width: 80%;" type="text" value="0"/>	°
Distanza fra i ritegni flessotorsionali L_1	<input style="width: 80%;" type="text" value="0,1"/>	m
Momento di inerzia minore J_y	<div style="display: flex; align-items: center; justify-content: center; gap: 10px;"> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px;"> $J_y = \frac{h \cdot b^3}{12}$ </div> = <div style="text-align: right;">4140000 mm⁴</div> </div>	
Momento di inerzia maggiore J_x	<div style="display: flex; align-items: center; justify-content: center; gap: 10px;"> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px;"> $J_x = \frac{b \cdot h^3}{12}$ </div> = <div style="text-align: right;">6,08E+07 mm⁴</div> </div>	
Modulo di resistenza maggiore W_x	<div style="display: flex; align-items: center; justify-content: center; gap: 10px;"> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px;"> $W_x = \frac{b \cdot h^2}{6}$ </div> = <div style="text-align: right;">529000 mm³</div> </div>	
Tipo Legno	<input style="width: 90%;" type="text" value="EN GL24 - DIN BS11"/> ▼	
Resistenza a flessione $f_{m,k}$	24,0	MPa
Resistenza a taglio $f_{v,k}$	2,7	MPa
Modulo elastico caratteristico parallelo $E_{0,05}$	9400	MPa
Modulo elastico medio parallelo E_{mean}	11600	MPa
Modulo elastico caratteristico tangenziale $G_{0,05}$	583	MPa
Classe di servizio	<input style="width: 90%;" type="text" value="1"/> ▼	
Classe di durata del carico accidentale	<input style="width: 90%;" type="text" value="Istantaneo"/> ▼	

Coefficiente di sicurezza γ_m		0,87
Valore di $K_{mod,p}$ carichi permanenti		1,00
Valore di $K_{mod,a}$ carichi accidentali		1,00
Valore di K_{def}		0,60
Valore del fattore K_h per legno lamellare		1,10

Resistenza di progetto a flessione carichi permanenti $f_{m,d,p}$

$$f_{m,d,p} = K_h \frac{f_{m,k} \cdot K_{mod,p}}{\gamma_m} = 30,36 \text{ MPa}$$

Resistenza di progetto a flessione carichi totali $f_{m,d,t}$

$$f_{m,d,t} = K_h \frac{f_{m,k} \cdot K_{mod,a}}{\gamma_m} = 30,36 \text{ MPa}$$

Resistenza di progetto a taglio carichi permanenti $f_{v,d,p}$

$$f_{v,d,p} = \frac{f_{v,k} \cdot K_{mod,p}}{\gamma_m} = 3,11 \text{ MPa}$$

Resistenza di progetto a taglio carichi totali $f_{v,d,t}$

$$f_{v,d,t} = \frac{f_{v,k} \cdot K_{mod,a}}{\gamma_m} = 3,11 \text{ MPa}$$

Carichi e limiti di inflessione

TIPO DI CARICO

rettangolare



Interasse zona 1	3,25	m
Interasse zona 2	3,25	m
Carico permanente distribuito	1,20	kN/m ²
Carico accidentale distribuito	0,00	kN/m ²
Carico permanente p_1	3,90	kN/m
Carico accidentale a_1	0,00	kN/m
Carico permanente p_2	3,90	kN/m
Carico accidentale a_2	0,00	kN/m
Rapporto luce/freccia tempo zero	300	
Rapporto luce/freccia tempo infinito	200	
Coefficiente di combinazione accidentale γ_a	1	
Coefficiente di combinazione permanente γ_g	1	
Coefficiente di combinazione ψ_2	0	

Calcolo sollecitazioni e frecce

Taglio agli appoggi:

$$T_1 = \frac{q_1 \cdot L}{3} + \frac{q_2 \cdot L}{6}$$

permanenti	4,9	kN
totale	4,9	kN

$$T_2 = \frac{q_2 \cdot L}{3} + \frac{q_1 \cdot L}{6}$$

permanenti	4,9	kN
totale	4,9	kN

Momento massimo

$$M_{\max} = \frac{(q_1 + q_2) L^2}{8}$$

permanenti	3,1	kNm
totale	3,1	kNm

Freccia massima elastica

$$u_{ist} = \frac{5}{384} \frac{(q_1 + q_2) L^4}{E_{mean} \cdot J_x \cos^2(\alpha)}$$

permanenti	2,8	mm
accidentali	0,0	mm

Freccia massima finale

Permanenti	$u_{fin,p} = u_{ist,p} \cdot (1 + K_{def})$	4,56	mm
------------	---	------	----

Accidentali	$u_{fin,a} = u_{ist,a} \cdot (1 + K_{def} \cdot \psi_2)$	0,00	mm
-------------	--	------	----

Instabilità

Lunghezza efficace L_{eff} (Tabella 6.3 CND-DT 206\2007)

$$L_{eff} = (0.9 L + 2 h) \text{ o } (L_1) = 560 \text{ mm}$$

Momento di inerzia torsionale della sezione J_{tor}

$$J_{tor} = \eta \cdot h \cdot b^3 = 13781232$$

Momento critico $M_{y,crit}$

$$M_{x,crit} = \frac{\pi}{L_{eff}} \sqrt{E_{0,05} \cdot J_y \cdot G_{0,05} \cdot J_{tor}} = 99236433 \text{ Nmm}$$

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

$$\lambda_{rel,m,x} = \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sigma_{m,x,crit}}} = 0,36$$

Coefficiente riduttivo di tensione critica per instabilità di trave

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

$$k_{crit,m,x} = 1,00$$

VERIFICHE

Momento flettente massimo permanenti $M_{x,p}$	3,1	kNm
Momento flettente massimo totale $M_{x,tot}$	3,1	kNm
Taglio agente massimo permanenti V_p	4,9	kN
Taglio agente massimo totale V_{tot}	4,9	kN

Tensioni agenti

$\sigma_{m,x,d} = \frac{M_x}{W_x}$	permanenti	5,9	MPa
	totali	5,9	MPa

$\tau_d = \frac{3}{2} \frac{V}{b \cdot h}$	permanenti	3,11	MPa
	totali	3,11	MPa

Frecce

Freccia totale iniziale $u_{ist,tot}$	2,8	mm
Freccia totale finale $u_{fin,tot}$	4,6	mm

VERIFICHE DI RESISTENZA E DI STABILITA'

Verifica a momento

$\frac{\sigma_{m,x,d}}{k_{crit} \cdot f_{m,d}}$	permanenti	0,19	<	1	OK!
	totali	0,19	<	1	OK!

Verifica a taglio

$\frac{\tau_{v,d}}{f_{v,d}}$	permanenti	0,17	<	1	OK!
	totali	0,17	<	1	OK!

VERIFICHE DI DEFORMABILITA'

Verifica deformabilità a tempo zero

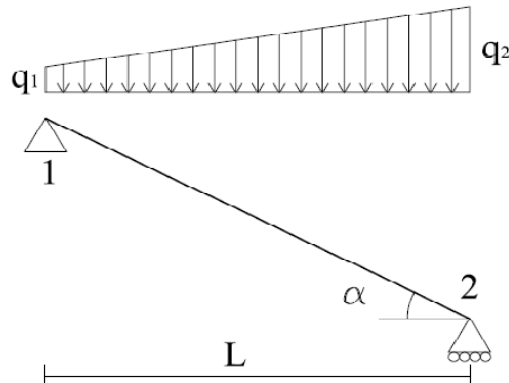
$u_{ist,acc}$		$L \setminus 300$
2,8	<	8,3
OK!		

Verifica deformabilità a tempo infinito

$u_{fin,tot}$		$L \setminus 200$
4,6	<	12,5
OK!		

TRAVE DI SOTTOCOLMO T03

TRAVE INCLINATA IN SEMPLICE APPOGGIO



**OK!
OK!**

Dati geometrici e materiale utilizzato

Base b	<input style="width: 80%;" type="text" value="160"/>	mm
Altezza h	<input style="width: 80%;" type="text" value="440"/>	mm
Luce orizzontale L	<input style="width: 80%;" type="text" value="4.65"/>	m
Angolo inclinazione falda	<input style="width: 80%;" type="text" value="0"/>	°
Distanza fra i ritegni flessotorsionali L_1	<input style="width: 80%;" type="text" value="1"/>	m
Momento di inerzia minore J_y	<div style="display: flex; align-items: center; justify-content: center;"> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; margin-right: 10px;"> $J_y = \frac{h \cdot b^3}{12}$ </div> <div style="margin-right: 10px;">=</div> <div style="margin-right: 10px;">150186667</div> <div style="margin-right: 10px;">mm⁴</div> </div>	
Momento di inerzia maggiore J_x	<div style="display: flex; align-items: center; justify-content: center;"> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; margin-right: 10px;"> $J_x = \frac{b \cdot h^3}{12}$ </div> <div style="margin-right: 10px;">=</div> <div style="margin-right: 10px;">1.14E+09</div> <div style="margin-right: 10px;">mm⁴</div> </div>	
Modulo di resistenza maggiore W_x	<div style="display: flex; align-items: center; justify-content: center;"> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; margin-right: 10px;"> $W_x = \frac{b \cdot h^2}{6}$ </div> <div style="margin-right: 10px;">=</div> <div style="margin-right: 10px;">5162667</div> <div style="margin-right: 10px;">mm³</div> </div>	
Tipo Legno	<div style="display: flex; justify-content: space-between; align-items: center;"> EN GL24 - DIN BS11 ▼ </div>	
Resistenza a flessione $f_{m,k}$	24.0	MPa
Resistenza a taglio $f_{v,k}$	2.7	MPa
Modulo elastico caratteristico parallelo $E_{0,05}$	9400	MPa
Modulo elastico medio parallelo E_{mean}	11600	MPa
Modulo elastico caratteristico tangenziale $G_{0,05}$	583	MPa
Classe di servizio	<div style="display: flex; justify-content: space-between; align-items: center;"> 1 ▼ </div>	
Classe di durata del carico accidentale	<div style="display: flex; justify-content: space-between; align-items: center;"> Breve Termine ▼ </div>	

Coefficiente di sicurezza γ_m	1.45
Valore di $K_{mod,p}$ carichi permanenti	0.60
Valore di $K_{mod,a}$ carichi accidentali	0.90
Valore di K_{def}	0.60
Valore del fattore K_h per legno lamellare	1.03

Resistenza di progetto a flessione carichi permanenti $f_{m,d,p}$

$$f_{m,d,p} = K_h \frac{f_{m,k} \cdot K_{mod,p}}{\gamma_m} = 10.24 \text{ MPa}$$

Resistenza di progetto a flessione carichi totali $f_{m,d,t}$

$$f_{m,d,t} = K_h \frac{f_{m,k} \cdot K_{mod,a}}{\gamma_m} = 15.37 \text{ MPa}$$

Resistenza di progetto a taglio carichi permanenti $f_{v,d,p}$

$$f_{v,d,p} = \frac{f_{v,k} \cdot K_{mod,p}}{\gamma_m} = 1.12 \text{ MPa}$$

Resistenza di progetto a taglio carichi totali $f_{v,d,t}$

$$f_{v,d,t} = \frac{f_{v,k} \cdot K_{mod,a}}{\gamma_m} = 1.68 \text{ MPa}$$

Carichi e limiti di inflessione

TIPO DI CARICO

rettangolare



Interasse zona 1	3.25	m
Interasse zona 2	3.25	m
Carico permanente distribuito	1.20	kN/m ²
Carico accidentale distribuito	1.40	kN/m ²
Carico permanente p_1	3.90	kN/m
Carico accidentale a_1	4.55	kN/m
Carico permanente p_2	3.90	kN/m
Carico accidentale a_2	4.55	kN/m
Rapporto luce/freccia tempo zero	300	
Rapporto luce/freccia tempo infinito	200	
Coefficiente di combinazione accidentale γ_a	1.5	
Coefficiente di combinazione permanente γ_g	1.3	
Coefficiente di combinazione ψ_2	0	

Calcolo sollecitazioni e frecce

Taglio agli appoggi:

$$T_1 = \frac{q_1 \cdot L}{3} + \frac{q_2 \cdot L}{6}$$

permanenti	12.6	kN
totale	28.4	kN

$$T_2 = \frac{q_2 \cdot L}{3} + \frac{q_1 \cdot L}{6}$$

permanenti	12.6	kN
totale	28.4	kN

Momento massimo

$$M_{\max} = \frac{(q_1 + q_2) L^2}{8}$$

permanenti	14.8	kNm
totale	33.5	kNm

Freccia massima elastica

$$u_{ist} = \frac{5}{384} \frac{(q_1 + q_2) L^4}{2 E_{mean} \cdot J_x \cos^2(\alpha)}$$

permanenti	1.9	mm
accidentali	2.1	mm

Freccia massima finale

Permanenti	$u_{fin,p} = u_{ist,p} \cdot (1 + K_{def})$	3.08	mm
------------	---	------	----

Accidentali	$u_{fin,a} = u_{ist,a} \cdot (1 + K_{def} \cdot \psi_2)$	2.10	mm
-------------	--	------	----

Instabilità

Lunghezza efficace L_{eff} (Tabella 6.3 CND-DT 206\2007)

$$L_{eff} = (0.9 L + 2 h) \text{ o } (L_1) = 1880 \text{ mm}$$

Momento di inerzia torsionale della sezione J_{tor}

$$J_{tor} = \eta \cdot h \cdot b^3 = 463896576$$

Momento critico $M_{y,crit}$

$$M_{x,crit} = \frac{\pi}{L_{eff}} \sqrt{E_{0,05} \cdot J_y \cdot G_{0,05} \cdot J_{tor}} = 1032959760 \text{ Nmm}$$

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

$$\lambda_{rel,m,x} = \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sigma_{m,x,crit}}} = 0.35$$

Coefficiente riduttivo di tensione critica per instabilità di trave

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

$$k_{crit,m,x} = 1.00$$

VERIFICHE

Momento flettente massimo permanenti $M_{x,p}$	14.8	kNm
Momento flettente massimo totale $M_{x,tot}$	33.5	kNm
Taglio agente massimo permanenti V_p	12.6	kN
Taglio agente massimo totale V_{tot}	28.4	kN

Tensioni agenti

$\sigma_{m,x,d} = \frac{M_x}{W_x}$	permanenti	2.9	MPa
	totali	6.5	MPa

$\tau_d = \frac{3}{2} \frac{V}{b \cdot h}$	permanenti	1.12	MPa
	totali	1.68	MPa

Frecce

Freccia totale iniziale $u_{ist,tot}$	4.0	mm
Freccia totale finale $u_{fin,tot}$	5.2	mm

VERIFICHE DI RESISTENZA E DI STABILITA'

Verifica a momento

$\frac{\sigma_{m,x,d}}{k_{crit} \cdot f_{m,d}}$	permanenti	0.28	<	1	OK!
	totali	0.42	<	1	OK!

Verifica a taglio

$\frac{\tau_{v,d}}{f_{v,d}}$	permanenti	0.24	<	1	OK!
	totali	0.36	<	1	OK!

VERIFICHE DI DEFORMABILITA'

Verifica deformabilità a tempo zero

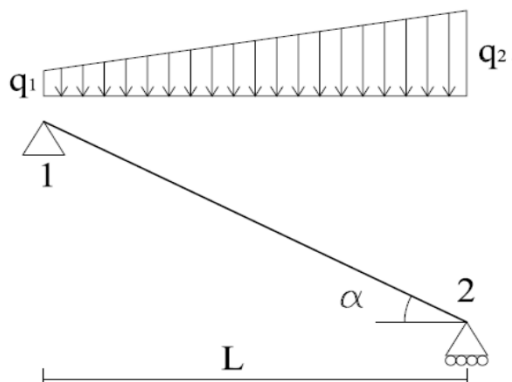
$u_{ist,acc}$		L \ 300
4.0	<	15.5
OK!		

Verifica deformabilità a tempo infinito

$u_{fin,tot}$		L \ 200
5.2	<	23.3
OK!		

TRAVE DI SOTTOCOLMO T03 (FUOCO)

TRAVE INCLINATA IN SEMPLICE APPOGGIO



OK!

Dati geometrici e materiale utilizzato

Base b	<input style="width: 90%;" type="text" value="60"/>	mm
Altezza h	<input style="width: 90%;" type="text" value="390"/>	mm
Luce orizzontale L	<input style="width: 90%;" type="text" value="4,25"/>	m
Angolo inclinazione falda	<input style="width: 90%;" type="text" value="0"/>	°
Distanza fra i ritegni flessotorsionali L_1	<input style="width: 90%;" type="text" value="0,1"/>	m

Momento di inerzia minore J_y

$$\boxed{J_y = \frac{h \cdot b^3}{12}} = 7020000 \text{ mm}^4$$

Momento di inerzia maggiore J_x

$$\boxed{J_x = \frac{b \cdot h^3}{12}} = 2,97\text{E}+08 \text{ mm}^4$$

Modulo di resistenza maggiore W_x

$$\boxed{W_x = \frac{b \cdot h^2}{6}} = 1521000 \text{ mm}^3$$

Tipo Legno

EN GL24 - DIN BS11 ▼

Resistenza a flessione $f_{m,k}$

24,0 MPa

Resistenza a taglio $f_{v,k}$

2,7 MPa

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

9400 MPa

Modulo elastico medio parallelo E_{mean}

11600 MPa

Modulo elastico caratteristico tangenziale $G_{0,05}$

583 MPa

Classe di servizio

1 ▼

Classe di durata del carico accidentale

Istantaneo ▼

Coefficiente di sicurezza γ_m		0,87
Valore di $K_{mod,p}$ carichi permanenti		1,00
Valore di $K_{mod,a}$ carichi accidentali		1,00
Valore di K_{def}		0,60
Valore del fattore K_h per legno lamellare		1,04

Resistenza di progetto a flessione carichi permanenti $f_{m,d,p}$

$$f_{m,d,p} = K_h \frac{f_{m,k} \cdot K_{mod,p}}{\gamma_m} = 28,81 \text{ MPa}$$

Resistenza di progetto a flessione carichi totali $f_{m,d,t}$

$$f_{m,d,t} = K_h \frac{f_{m,k} \cdot K_{mod,a}}{\gamma_m} = 28,81 \text{ MPa}$$

Resistenza di progetto a taglio carichi permanenti $f_{v,d,p}$

$$f_{v,d,p} = \frac{f_{v,k} \cdot K_{mod,p}}{\gamma_m} = 3,11 \text{ MPa}$$

Resistenza di progetto a taglio carichi totali $f_{v,d,t}$

$$f_{v,d,t} = \frac{f_{v,k} \cdot K_{mod,a}}{\gamma_m} = 3,11 \text{ MPa}$$

Carichi e limiti di inflessione

TIPO DI CARICO

rettangolare



Interasse zona 1	3,25	m
Interasse zona 2	3,25	m
Carico permanente distribuito	1,20	kN/m ²
Carico accidentale distribuito	0,00	kN/m ²
Carico permanente p_1	3,90	kN/m
Carico accidentale a_1	0,00	kN/m
Carico permanente p_2	3,90	kN/m
Carico accidentale a_2	0,00	kN/m
Rapporto luce/freccia tempo zero	300	
Rapporto luce/freccia tempo infinito	200	
Coefficiente di combinazione accidentale γ_a	1	
Coefficiente di combinazione permanente γ_g	1	
Coefficiente di combinazione ψ_2	0	

Calcolo sollecitazioni e frecce

Taglio agli appoggi:

$$T_1 = \frac{q_1 \cdot L}{3} + \frac{q_2 \cdot L}{6}$$

permanenti	8,5	kN
totale	8,5	kN

$$T_2 = \frac{q_2 \cdot L}{3} + \frac{q_1 \cdot L}{6}$$

permanenti	8,5	kN
totale	8,5	kN

Momento massimo

$$M_{\max} = \frac{(q_1 + q_2) L^2}{8}$$

permanenti	9,1	kNm
totale	9,1	kNm

Freccia massima elastica

$$u_{ist} = \frac{5}{384} \frac{(q_1 + q_2) L^4}{E_{mean} \cdot J_x \cos^2(\alpha)}$$

permanenti	4,9	mm
accidentali	0,0	mm

Freccia massima finale

Permanenti $u_{fin,p} = u_{ist,p} \cdot (1 + K_{def})$ 7,88 mm

Accidentali $u_{fin,a} = u_{ist,a} \cdot (1 + K_{def} \cdot \psi_2)$ 0,00 mm

Instabilità

Lunghezza efficace L_{eff} (Tabella 6.3 CND-DT 206\2007)

$$L_{eff} = (0.9 L + 2 h) \text{ o } (L_1) = 880 \text{ mm}$$

Momento di inerzia torsionale della sezione J_{tor}

$$J_{tor} = \eta \cdot h \cdot b^3 = 25221456$$

Momento critico $M_{y,crit}$

$$M_{x,crit} = \frac{\pi}{L_{eff}} \sqrt{E_{0,05} \cdot J_y \cdot G_{0,05} \cdot J_{tor}} = 111246394 \text{ Nmm}$$

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

$$\lambda_{rel,m,x} = \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sigma_{m,x,crit}}} = 0,57$$

Coefficiente riduttivo di tensione critica per instabilità di trave

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

$$k_{crit,m,x} = 1,00$$

VERIFICHE

Momento flettente massimo permanenti $M_{x,p}$	9,1	kNm
Momento flettente massimo totale $M_{x,tot}$	9,1	kNm
Taglio agente massimo permanenti V_p	8,5	kN
Taglio agente massimo totale V_{tot}	8,5	kN

Tensioni agenti

$\sigma_{m,x,d} = \frac{M_x}{W_x}$	permanenti	6,0	MPa
	totali	6,0	MPa

$\tau_d = \frac{3}{2} \frac{V}{b \cdot h}$	permanenti	3,11	MPa
	totali	3,11	MPa

Frecce

Freccia totale iniziale $u_{ist,tot}$	4,9	mm
Freccia totale finale $u_{fin,tot}$	7,9	mm

VERIFICHE DI RESISTENZA E DI STABILITA'

Verifica a momento

$\frac{\sigma_{m,x,d}}{k_{crit} \cdot f_{m,d}}$	permanenti	0,21	<	1	OK!
	totali	0,21	<	1	OK!

Verifica a taglio

$\frac{\tau_{v,d}}{f_{v,d}}$	permanenti	0,17	<	1	OK!
	totali	0,17	<	1	OK!

VERIFICHE DI DEFORMABILITA'

Verifica deformabilità a tempo zero

$u_{ist,acc}$		$L \setminus 300$
4,9	<	14,2
OK!		

Verifica deformabilità a tempo infinito

$u_{fin,tot}$		$L \setminus 200$
7,9	<	21,3
OK!		

Base b	160	mm
Altezza h	320	mm
Lunghezza per limite freccia	6500	mm

Momento di inerzia minore J_y

$$J_y = \frac{h \cdot b^3}{12} = 109226667 \text{ mm}^4$$

Momento di inerzia maggiore J_x

$$J_x = \frac{b \cdot h^3}{12} = 4,37E+08 \text{ mm}^4$$

Modulo di resistenza maggiore W_x

$$W_x = \frac{b \cdot h^2}{6} = 2730667 \text{ mm}^3$$

Tipo Legno

EN GL24 - DIN BS11

Resistenza a flessione $f_{m,k}$	24,0	MPa
Resistenza a taglio $f_{v,k}$	2,7	MPa
Modulo elastico caratteristico parallelo $E_{0,05}$	9400	MPa
Modulo elastico medio parallelo E_{mean}	11600	MPa
Modulo elastico caratteristico tangenziale $G_{0,05}$	583	MPa

Classe di servizio

1

Classe di durata del carico accidentale

Breve Termine

Coefficiente di sicurezza γ_m	1,45
Valore di $K_{mod,p}$ carichi permanenti	0,60
Valore di $K_{mod,a}$ carichi accidentali	0,90
Valore di K_{def}	0,60
Valore del fattore K_h per legno lamellare	1,06

Resistenza di progetto a flessione carichi permanenti $f_{m,d,p}$

$$f_{m,d,p} = K_h \frac{f_{m,k} \cdot K_{mod,p}}{\gamma_m} = 10,58 \text{ MPa}$$

Resistenza di progetto a flessione carichi totali $f_{m,d,t}$

$$f_{m,d,t} = K_h \frac{f_{m,k} \cdot K_{mod,a}}{\gamma_m} = 15,86 \text{ MPa}$$

Resistenza di progetto a taglio carichi permanenti $f_{v,d,p}$

$$f_{v,d,p} = \frac{f_{v,k} \cdot K_{mod,p}}{\gamma_m} = 1,12 \text{ MPa}$$

$$f_{v,d,p} = \frac{f_{v,k} \cdot K_{mod,p}}{\gamma_m}$$

Resistenza di progetto a taglio carichi totali $f_{v,d,t}$

$$f_{v,d,t} = \frac{f_{v,k} \cdot K_{mod,a}}{\gamma_m} = 1,68 \text{ MPa}$$

Carichi e sollecitazioni agenti e limiti di inflessione

Carico permanente a metro quadrato	1,45	kN/m ²
Carico accidentale a metro quadrato	1,40	kN/m ²
Interasse	2,55	m
Carico permanente g_k	3,70	kNm
Carico accidentale q_k	3,57	kNm
Rapporto luce/freccia tempo zero	300	
Rapporto luce/freccia tempo infinito	200	
Coefficiente di combinazione accidentale γ_a	1,5	
Coefficiente di combinazione permanente γ_g	1,3	
Coefficiente di combinazione ψ_2	0	
Taglio massimo per carico unitario T_1	3,9	kN
Momento massimo per carico unitario M_1	3,9	kNm
Freccia massima per carico unitario u_1	2,61	mm

Sollecitazioni e frecce

Taglio massimo agente

$$T = T_1 \cdot g_k \cdot \gamma_g \quad \text{permanenti} \quad 18,7 \quad \text{kN}$$

$$T = T_1 (g_k \cdot \gamma_g + q_k \cdot \gamma_a) \quad \text{totale} \quad 39,6 \quad \text{kN}$$

Momento massimo agente

$$M = M_1 \cdot g_k \cdot \gamma_g \quad \text{permanenti} \quad 18,7 \quad \text{kNm}$$

$$M = M_1 (g_k \cdot \gamma_g + q_k \cdot \gamma_a) \quad \text{totale} \quad 39,6 \quad \text{kNm}$$

Freccia massima elastica

$$u = u_1 \cdot g_k \quad \text{permanenti} \quad 9,7 \quad \text{mm}$$

$$u = u_1 \cdot q_k \quad \text{accidentali} \quad 9,3 \quad \text{mm}$$

Freccia massima finale

$$\text{Permanenti} \quad u_{fin,p} = u_{ist,p} \cdot (1 + K_{def}) \quad 15,44 \quad \text{mm}$$

Accidentali $u_{fin,a} = u_{ist,a} \cdot (1 + K_{def} \cdot \psi_2)$ 9,32 mm

VERIFICHE

Momento flettente massimo permanenti $M_{x,p}$	18,7	kNm
Momento flettente massimo totale $M_{x,tot}$	39,6	kNm
Taglio agente massimo permanenti V_p	18,7	kN
Taglio agente massimo totale V_{tot}	39,6	kN

Tensioni agenti

$\sigma_{m,x,d} = \frac{M_x}{W_x}$	permanenti	6,9	MPa
	totali	14,5	MPa

$\tau_d = \frac{3}{2} \frac{V}{b \cdot h}$	permanenti	0,55	MPa
	totali	1,16	MPa

Frecce

Freccia totale iniziale $u_{ist,tot}$	19,0	mm
Freccia totale finale $u_{fin,tot}$	24,8	mm

VERIFICHE DI RESISTENZA

Verifica a momento

$\frac{\sigma_{m,x,d}}{f_{m,d}}$	permanenti	0,65	<	1	OK!
	totali	0,91	<	1	OK!

Verifica a taglio

$\frac{\tau_{v,d}}{f_{v,d}}$	permanenti	0,49	<	1	OK!
	totali	0,69	<	1	OK!

VERIFICHE DI DEFORMABILITA'

Verifica deformabilità a tempo zero

$u_{ist,acc}$		L \ 300
19,0	<	21,7
OK!		

Verifica deformabilità a tempo infinito

$u_{fin,tot}$		L \ 200
24,8	<	32,5

TRAVE DI BANCHINA (FUOCO)

OK!

OK!

Dati geometrici e materiale utilizzato

Base b	110	mm
Altezza h	270	mm
Lunghezza per limite freccia	6500	mm

Momento di inerzia minore J_y

$$\boxed{J_y = \frac{h \cdot b^3}{12}} = 29947500 \text{ mm}^4$$

Momento di inerzia maggiore J_x

$$\boxed{J_x = \frac{b \cdot h^3}{12}} = 1,80E+08 \text{ mm}^4$$

Modulo di resistenza maggiore W_x

$$\boxed{W_x = \frac{b \cdot h^2}{6}} = 1336500 \text{ mm}^3$$

Tipo Legno

EN GL24 - DIN BS11 ▼

Resistenza a flessione $f_{m,k}$	24,0	MPa
Resistenza a taglio $f_{v,k}$	2,7	MPa
Modulo elastico caratteristico parallelo $E_{0,05}$	9400	MPa
Modulo elastico medio parallelo E_{mean}	11600	MPa
Modulo elastico caratteristico tangenziale $G_{0,05}$	583	MPa

Classe di servizio

1 ▼

Classe di durata del carico accidentale

Istantaneo ▼

Coefficiente di sicurezza γ_m	0,87	
Valore di $K_{mod,p}$ carichi permanenti	1,00	
Valore di $K_{mod,a}$ carichi accidentali	1,00	
Valore di K_{def}	0,60	
Valore del fattore K_h per legno lamellare	1,08	

Resistenza di progetto a flessione carichi permanenti $f_{m,d,p}$

$$\boxed{f_{m,d,p} = K_h \frac{f_{m,k} \cdot K_{mod,p}}{\gamma_m}} = 29,89 \text{ MPa}$$

Resistenza di progetto a flessione carichi totali $f_{m,d,t}$

$$\boxed{f_{m,d,t} = K_h \frac{f_{m,k} \cdot K_{mod,a}}{\gamma_m}} = 29,89 \text{ MPa}$$

Resistenza di progetto a taglio carichi permanenti $f_{v,d,p}$

$$f_{v,d,p} = \frac{f_{v,k} \cdot K_{\text{mod},p}}{\gamma_m} = 3,11 \text{ MPa}$$

Resistenza di progetto a taglio carichi totali $f_{v,d,t}$

$$f_{v,d,t} = \frac{f_{v,k} \cdot K_{\text{mod},a}}{\gamma_m} = 3,11 \text{ MPa}$$

Carichi e sollecitazioni agenti e limiti di inflessione

Carico permanente a metro quadrato	1,45	kN/m ²
Carico accidentale a metro quadrato	0,00	kN/m ²
Interasse	2,55	m
Carico permanente g_k	3,70	kN/m
Carico accidentale q_k	0,00	kN/m
Rapporto luce/freccia tempo zero	300	
Rapporto luce/freccia tempo infinito	200	
Coefficiente di combinazione accidentale γ_a	1,5	
Coefficiente di combinazione permanente γ_g	1,3	
Coefficiente di combinazione ψ_2	0	
Taglio massimo per carico unitario T_1	3,9	kN
Momento massimo per carico unitario M_1	3,9	kNm
Freccia massima per carico unitario u_1	2,61	mm

Sollecitazioni e frecce

Taglio massimo agente

$$T = T_1 \cdot g_k \cdot \gamma_g \quad \text{permanenti} \quad 18,7 \text{ kN}$$

$$T = T_1 (g_k \cdot \gamma_g + q_k \cdot \gamma_a) \quad \text{totale} \quad 18,7 \text{ kN}$$

Momento massimo agente

$$M = M_1 \cdot g_k \cdot \gamma_g \quad \text{permanenti} \quad 18,7 \text{ kNm}$$

$$M = M_1 (g_k \cdot \gamma_g + q_k \cdot \gamma_a) \quad \text{totale} \quad 18,7 \text{ kNm}$$

Freccia massima elastica

$$u = u_1 \cdot g_k \quad \text{permanenti} \quad 9,7 \text{ mm}$$

$$u = u_1 \cdot q_k \quad \text{accidentali} \quad 0,0 \text{ mm}$$

Freccia massima finale

Permanenti $u_{fin,p} = u_{ist,p} \cdot (1 + K_{def})$ 15,44 mm

Accidentali $u_{fin,a} = u_{ist,a} \cdot (1 + K_{def} \cdot \psi_2)$ 0,00 mm

VERIFICHE

Momento flettente massimo permanenti $M_{x,p}$ 18,7 kNm

Momento flettente massimo totale $M_{x,tot}$ 18,7 kNm

Taglio agente massimo permanenti V_p 18,7 kN

Taglio agente massimo totale V_{tot} 18,7 kN

Tensioni agenti

$\sigma_{m,x,d} = \frac{M_x}{W_x}$ permanenti **14,0** MPa

totali **14,0** MPa

$\tau_d = \frac{3 V}{2 b \cdot h}$ permanenti **0,95** MPa

totali **0,95** MPa

Freccie

Freccia totale iniziale $u_{ist,tot}$ **9,7** mm

Freccia totale finale $u_{fin,tot}$ **15,4** mm

VERIFICHE DI RESISTENZA

Verifica a momento

$\frac{\sigma_{m,x,d}}{f_{m,d}}$ permanenti **0,47** < 1 **OK!**

totali **0,47** < 1 **OK!**

Verifica a taglio

$\frac{\tau_{v,d}}{f_{v,d}}$ permanenti **0,30** < 1 **OK!**

totali **0,30** < 1 **OK!**

VERIFICHE DI DEFORMABILITA'

Verifica deformabilità a tempo zero

$u_{ist,acc}$ L \ 300

9,7 < **21,7**

OK!

Verifica deformabilità a tempo infinito

$u_{fin,tot}$

$L \setminus 200$

15,4

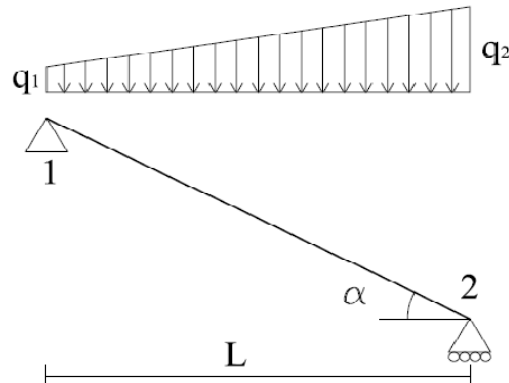
<

32,5

OK!

TRAVE DI BANCHINA CORRENTE ESTERNA

TRAVE INCLINATA IN SEMPLICE APPOGGIO



**OK!
OK!**

Dati geometrici e materiale utilizzato

Base b	<input style="width: 100%;" type="text" value="160"/>	mm
Altezza h	<input style="width: 100%;" type="text" value="440"/>	mm
Luce orizzontale L	<input style="width: 100%;" type="text" value="8"/>	m
Angolo inclinazione falda	<input style="width: 100%;" type="text" value="0"/>	°
Distanza fra i ritegni flessotorsionali L_1	<input style="width: 100%;" type="text" value="0,1"/>	m
Momento di inerzia minore J_y	<div style="display: flex; align-items: center; justify-content: center;"> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; margin-right: 10px;"> $J_y = \frac{h \cdot b^3}{12}$ </div> = 150186667 mm⁴ </div>	
Momento di inerzia maggiore J_x	<div style="display: flex; align-items: center; justify-content: center;"> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; margin-right: 10px;"> $J_x = \frac{b \cdot h^3}{12}$ </div> = 1,14E+09 mm⁴ </div>	
Modulo di resistenza maggiore W_x	<div style="display: flex; align-items: center; justify-content: center;"> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; margin-right: 10px;"> $W_x = \frac{b \cdot h^2}{6}$ </div> = 5162667 mm³ </div>	
Tipo Legno	<div style="border-bottom: 1px solid black; display: flex; justify-content: space-between; align-items: center;"> EN GL24 - DIN BS11 ▼ </div>	
Resistenza a flessione $f_{m,k}$	24,0	MPa
Resistenza a taglio $f_{v,k}$	2,7	MPa
Modulo elastico caratteristico parallelo $E_{0,05}$	9400	MPa
Modulo elastico medio parallelo E_{mean}	11600	MPa
Modulo elastico caratteristico tangenziale $G_{0,05}$	583	MPa
Classe di servizio	<div style="border-bottom: 1px solid black; display: flex; justify-content: space-between; align-items: center;"> 1 ▼ </div>	
Classe di durata del carico accidentale	<div style="border-bottom: 1px solid black; display: flex; justify-content: space-between; align-items: center;"> Breve Termine ▼ </div>	

Coefficiente di sicurezza γ_m		1,45
Valore di $K_{mod,p}$ carichi permanenti		0,60
Valore di $K_{mod,a}$ carichi accidentali		0,90
Valore di K_{def}		0,60
Valore del fattore K_h per legno lamellare		1,03

Resistenza di progetto a flessione carichi permanenti $f_{m,d,p}$

$$f_{m,d,p} = K_h \frac{f_{m,k} \cdot K_{mod,p}}{\gamma_m} = 10,24 \text{ MPa}$$

Resistenza di progetto a flessione carichi totali $f_{m,d,t}$

$$f_{m,d,t} = K_h \frac{f_{m,k} \cdot K_{mod,a}}{\gamma_m} = 15,37 \text{ MPa}$$

Resistenza di progetto a taglio carichi permanenti $f_{v,d,p}$

$$f_{v,d,p} = \frac{f_{v,k} \cdot K_{mod,p}}{\gamma_m} = 1,12 \text{ MPa}$$

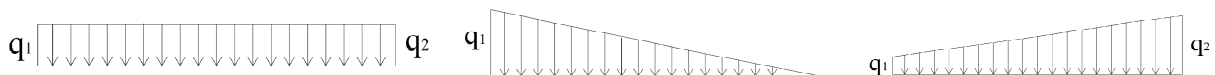
Resistenza di progetto a taglio carichi totali $f_{v,d,t}$

$$f_{v,d,t} = \frac{f_{v,k} \cdot K_{mod,a}}{\gamma_m} = 1,68 \text{ MPa}$$

Carichi e limiti di inflessione

TIPO DI CARICO

rettangolare



Interasse zona 1	2,65	m
Interasse zona 2	2,65	m
Carico permanente distribuito	1,45	kN/m ²
Carico accidentale distribuito	1,40	kN/m ²
Carico permanente p_1	3,84	kN/m
Carico accidentale a_1	3,71	kN/m
Carico permanente p_2	3,84	kN/m
Carico accidentale a_2	3,71	kN/m
Rapporto luce/freccia tempo zero	300	
Rapporto luce/freccia tempo infinito	200	
Coefficiente di combinazione accidentale γ_a	1,5	
Coefficiente di combinazione permanente γ_g	1,3	
Coefficiente di combinazione ψ_2	0	

Calcolo sollecitazioni e frecce

Taglio agli appoggi:

$$T_1 = \frac{q_1 \cdot L}{3} + \frac{q_2 \cdot L}{6}$$

permanenti	21,3	kN
totale	43,6	kN

$$T_2 = \frac{q_2 \cdot L}{3} + \frac{q_1 \cdot L}{6}$$

permanenti	21,3	kN
totale	43,6	kN

Momento massimo

$$M_{\max} = \frac{(q_1 + q_2) L^2}{8}$$

permanenti	43,2	kNm
totale	88,3	kNm

Freccia massima elastica

$$u_{ist} = \frac{5}{384} \frac{(q_1 + q_2) L^4}{2 E_{mean} \cdot J_x \cos^2(\alpha)}$$

permanenti	16,6	mm
accidentali	15,0	mm

Freccia massima finale

Permanenti	$u_{fin,p} = u_{ist,p} \cdot (1 + K_{def})$	26,59	mm
------------	---	-------	----

Accidentali	$u_{fin,a} = u_{ist,a} \cdot (1 + K_{def} \cdot \psi_2)$	15,02	mm
-------------	--	-------	----

Instabilità

Lunghezza efficace L_{eff} (Tabella 6.3 CND-DT 206\2007)

$$L_{eff} = (0.9 L + 2 h) \text{ o } (L_1) = 980 \text{ mm}$$

Momento di inerzia torsionale della sezione J_{tor}

$$J_{tor} = \eta \cdot h \cdot b^3 = 463896576$$

Momento critico $M_{y,crit}$

$$M_{x,crit} = \frac{\pi}{L_{eff}} \sqrt{E_{0,05} \cdot J_y \cdot G_{0,05} \cdot J_{tor}} = 1981596274 \text{ Nmm}$$

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

$$\lambda_{rel,m,x} = \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sigma_{m,x,crit}}} = 0,25$$

Coefficiente riduttivo di tensione critica per instabilità di trave

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

$$k_{crit,m,x} = 1,00$$

VERIFICHE

Momento flettente massimo permanenti $M_{x,p}$	43,2	kNm
Momento flettente massimo totale $M_{x,tot}$	88,3	kNm
Taglio agente massimo permanenti V_p	21,3	kN
Taglio agente massimo totale V_{tot}	43,6	kN

Tensioni agenti

$\sigma_{m,x,d} = \frac{M_x}{W_x}$	permanenti	8,4	MPa
	totali	17,1	MPa

$\tau_d = \frac{3}{2} \frac{V}{b \cdot h}$	permanenti	1,12	MPa
	totali	1,68	MPa

Frecce

Freccia totale iniziale $u_{ist,tot}$	31,6	mm
Freccia totale finale $u_{fin,tot}$	41,6	mm

VERIFICHE DI RESISTENZA E DI STABILITA'

Verifica a momento

$\frac{\sigma_{m,x,d}}{k_{crit} \cdot f_{m,d}}$	permanenti	0,82	<	1	OK!
	totali	0,99	<	1	OK!

Verifica a taglio

$\frac{\tau_{v,d}}{f_{v,d}}$	permanenti	0,41	<	1	OK!
	totali	0,55	<	1	OK!

VERIFICHE DI DEFORMABILITA'

Verifica deformabilità a tempo zero

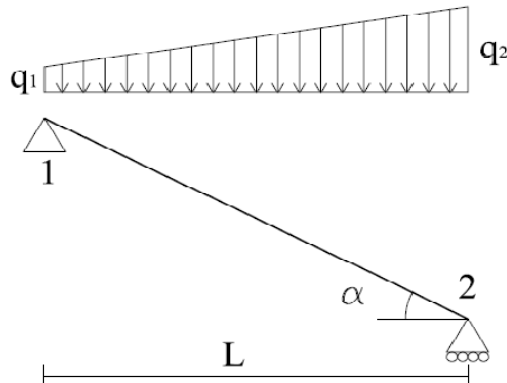
$u_{ist,acc}$		$L \setminus 300$
15,0	<	26,7
OK!		

Verifica deformabilità a tempo infinito

$u_{fin,tot}$		$L \setminus 200$
39,4	<	40,0
OK!		

TRAVE DI BANCHINA CORRENTE ESTERNA (FUOCO)

TRAVE INCLINATA IN SEMPLICE APPOGGIO



OK!

Dati geometrici e materiale utilizzato

Base b	<input style="width: 80%;" type="text" value="110"/>	mm
Altezza h	<input style="width: 80%;" type="text" value="390"/>	mm
Luce orizzontale L	<input style="width: 80%;" type="text" value="8"/>	m
Angolo inclinazione falda	<input style="width: 80%;" type="text" value="0"/>	°
Distanza fra i ritegni flessotorsionali L_1	<input style="width: 80%;" type="text" value="0,1"/>	m
Momento di inerzia minore J_y	$J_y = \frac{h \cdot b^3}{12} = 43257500 \text{ mm}^4$	
Momento di inerzia maggiore J_x	$J_x = \frac{b \cdot h^3}{12} = 5,44E+08 \text{ mm}^4$	
Modulo di resistenza maggiore W_x	$W_x = \frac{b \cdot h^2}{6} = 2788500 \text{ mm}^3$	
Tipo Legno	EN GL24 - DIN BS11 ▼	
Resistenza a flessione $f_{m,k}$	24,0	MPa
Resistenza a taglio $f_{v,k}$	2,7	MPa
Modulo elastico caratteristico parallelo $E_{0,05}$	9400	MPa
Modulo elastico medio parallelo E_{mean}	11600	MPa
Modulo elastico caratteristico tangenziale $G_{0,05}$	583	MPa
Classe di servizio	1 ▼	
Classe di durata del carico accidentale	Istantaneo ▼	

Coefficiente di sicurezza γ_m		0,87
Valore di $K_{mod,p}$ carichi permanenti		1,00
Valore di $K_{mod,a}$ carichi accidentali		1,00
Valore di K_{def}		0,60
Valore del fattore K_h per legno lamellare		1,04

Resistenza di progetto a flessione carichi permanenti $f_{m,d,p}$

$$f_{m,d,p} = K_h \frac{f_{m,k} \cdot K_{mod,p}}{\gamma_m} = 28,81 \text{ MPa}$$

Resistenza di progetto a flessione carichi totali $f_{m,d,t}$

$$f_{m,d,t} = K_h \frac{f_{m,k} \cdot K_{mod,a}}{\gamma_m} = 28,81 \text{ MPa}$$

Resistenza di progetto a taglio carichi permanenti $f_{v,d,p}$

$$f_{v,d,p} = \frac{f_{v,k} \cdot K_{mod,p}}{\gamma_m} = 3,11 \text{ MPa}$$

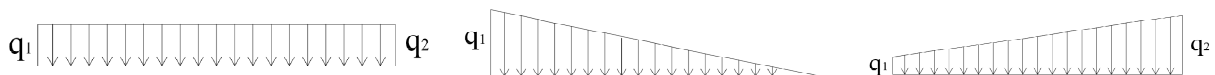
Resistenza di progetto a taglio carichi totali $f_{v,d,t}$

$$f_{v,d,t} = \frac{f_{v,k} \cdot K_{mod,a}}{\gamma_m} = 3,11 \text{ MPa}$$

Carichi e limiti di inflessione

TIPO DI CARICO

rettangolare



Interasse zona 1	2,65	m
Interasse zona 2	2,65	m
Carico permanente distribuito	1,20	kN/m ²
Carico accidentale distribuito	0,00	kN/m ²
Carico permanente p_1	3,18	kN/m
Carico accidentale a_1	0,00	kN/m
Carico permanente p_2	3,18	kN/m
Carico accidentale a_2	0,00	kN/m
Rapporto luce/freccia tempo zero	300	
Rapporto luce/freccia tempo infinito	200	
Coefficiente di combinazione accidentale γ_a	1	
Coefficiente di combinazione permanente γ_g	1	
Coefficiente di combinazione ψ_2	0	

Calcolo sollecitazioni e frecce

Taglio agli appoggi:

$$T_1 = \frac{q_1 \cdot L}{3} + \frac{q_2 \cdot L}{6}$$

permanenti	13,4	kN
totale	13,4	kN

$$T_2 = \frac{q_2 \cdot L}{3} + \frac{q_1 \cdot L}{6}$$

permanenti	13,4	kN
totale	13,4	kN

Momento massimo

$$M_{\max} = \frac{(q_1 + q_2) L^2}{8}$$

permanenti	27,0	kNm
totale	27,0	kNm

Freccia massima elastica

$$u_{ist} = \frac{5}{384} \frac{(q_1 + q_2) L^4}{2 E_{mean} \cdot J_x \cos^2(\alpha)}$$

permanenti	28,2	mm
accidentali	0,0	mm

Freccia massima finale

Permanenti $u_{fin,p} = u_{ist,p} \cdot (1 + K_{def})$ = 45,18 mm

Accidentali $u_{fin,a} = u_{ist,a} \cdot (1 + K_{def} \cdot \psi_2)$ = 0,00 mm

Instabilità

Lunghezza efficace L_{eff} (Tabella 6.3 CND-DT 206\2007)

$$L_{eff} = (0.9 L + 2 h) \text{ o } (L_1) = 880 \text{ mm}$$

Momento di inerzia torsionale della sezione J_{tor}

$$J_{tor} = \eta \cdot h \cdot b^3 = 141192480$$

Momento critico $M_{y,crit}$

$$M_{x,crit} = \frac{\pi}{L_{eff}} \sqrt{E_{0,05} \cdot J_y \cdot G_{0,05} \cdot J_{tor}} = 653384457 \text{ Nmm}$$

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

$$\lambda_{rel,m,x} = \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sigma_{m,x,crit}}} = 0,32$$

Coefficiente riduttivo di tensione critica per instabilità di trave

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

$$k_{crit,m,x} = 1,00$$

VERIFICHE

Momento flettente massimo permanenti $M_{x,p}$	27,0	kNm
Momento flettente massimo totale $M_{x,tot}$	27,0	kNm
Taglio agente massimo permanenti V_p	13,4	kN
Taglio agente massimo totale V_{tot}	13,4	kN

Tensioni agenti

$\sigma_{m,x,d} = \frac{M_x}{W_x}$	permanenti	9,7	MPa
	totali	9,7	MPa

$\tau_d = \frac{3}{2} \frac{V}{b \cdot h}$	permanenti	3,11	MPa
	totali	3,11	MPa

Frecce

Freccia totale iniziale $u_{ist,tot}$	28,2	mm
Freccia totale finale $u_{fin,tot}$	45,2	mm

VERIFICHE DI RESISTENZA E DI STABILITA'

Verifica a momento

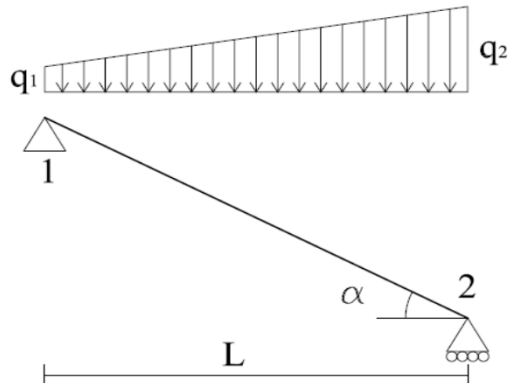
$\frac{\sigma_{m,x,d}}{k_{crit} \cdot f_{m,d}}$	permanenti	0,34	<	1	OK!
	totali	0,34	<	1	OK!

Verifica a taglio

$\frac{\tau_{v,d}}{f_{v,d}}$	permanenti	0,15	<	1	OK!
	totali	0,15	<	1	OK!

TRAVE T16

TRAVE INCLINATA IN SEMPLICE APPOGGIO



**OK!
OK!**

Dati geometrici e materiale utilizzato

Base b	<input style="width: 100%;" type="text" value="160"/>	mm
Altezza h	<input style="width: 100%;" type="text" value="400"/>	mm
Luce orizzontale L	<input style="width: 100%;" type="text" value="7"/>	m
Angolo inclinazione falda	<input style="width: 100%;" type="text" value="0"/>	°
Distanza fra i ritegni flessotorsionali L_1	<input style="width: 100%;" type="text" value="0.1"/>	m
Momento di inerzia minore J_y		
	$J_y = \frac{h \cdot b^3}{12}$	= 136533333 mm ⁴
Momento di inerzia maggiore J_x		
	$J_x = \frac{b \cdot h^3}{12}$	= 8.53E+08 mm ⁴
Modulo di resistenza maggiore W_x		
	$W_x = \frac{b \cdot h^2}{6}$	= 4266667 mm ³
Tipo Legno	<input style="width: 100%;" type="text" value="EN GL24 - DIN BS11"/> ▼	
Resistenza a flessione $f_{m,k}$	24.0	MPa
Resistenza a taglio $f_{v,k}$	2.7	MPa
Modulo elastico caratteristico parallelo $E_{0,05}$	9400	MPa
Modulo elastico medio parallelo E_{mean}	11600	MPa
Modulo elastico caratteristico tangenziale $G_{0,05}$	583	MPa
Classe di servizio	<input style="width: 100%;" type="text" value="1"/> ▼	
Classe di durata del carico accidentale	<input style="width: 100%;" type="text" value="Breve Termine"/> ▼	

Coefficiente di sicurezza γ_m	1.45
Valore di $K_{mod,p}$ carichi permanenti	0.60
Valore di $K_{mod,a}$ carichi accidentali	0.90
Valore di K_{def}	0.60
Valore del fattore K_h per legno lamellare	1.04

Resistenza di progetto a flessione carichi permanenti $f_{m,d,p}$

$$f_{m,d,p} = K_h \frac{f_{m,k} \cdot K_{mod,p}}{\gamma_m} = 10.34 \text{ MPa}$$

Resistenza di progetto a flessione carichi totali $f_{m,d,t}$

$$f_{m,d,t} = K_h \frac{f_{m,k} \cdot K_{mod,a}}{\gamma_m} = 15.51 \text{ MPa}$$

Resistenza di progetto a taglio carichi permanenti $f_{v,d,p}$

$$f_{v,d,p} = \frac{f_{v,k} \cdot K_{mod,p}}{\gamma_m} = 1.12 \text{ MPa}$$

Resistenza di progetto a taglio carichi totali $f_{v,d,t}$

$$f_{v,d,t} = \frac{f_{v,k} \cdot K_{mod,a}}{\gamma_m} = 1.68 \text{ MPa}$$

Carichi e limiti di inflessione

TIPO DI CARICO

rettangolare



Interasse zona 1	2.10	m
Interasse zona 2	2.10	m
Carico permanente distribuito	2.45	kN/m ²
Carico accidentale distribuito	0.80	kN/m ²
Carico permanente p_1	5.15	kN/m
Carico accidentale a_1	1.68	kN/m
Carico permanente p_2	5.15	kN/m
Carico accidentale a_2	1.68	kN/m
Rapporto luce/freccia tempo zero	300	
Rapporto luce/freccia tempo infinito	200	
Coefficiente di combinazione accidentale γ_a	1.5	
Coefficiente di combinazione permanente γ_g	1.3	
Coefficiente di combinazione ψ_2	0	

Calcolo sollecitazioni e frecce

Taglio agli appoggi:

$$T_1 = \frac{q_1 \cdot L}{3} + \frac{q_2 \cdot L}{6}$$

permanenti	24.5	kN
totale	33.3	kN

$$T_2 = \frac{q_2 \cdot L}{3} + \frac{q_1 \cdot L}{6}$$

permanenti	24.5	kN
totale	33.3	kN

Momento massimo

$$M_{\max} = \frac{(q_1 + q_2) L^2}{8}$$

permanenti	43.4	kNm
totale	59.0	kNm

Freccia massima elastica

$$u_{ist} = \frac{5}{384} \frac{(q_1 + q_2) L^4}{2 E_{mean} \cdot J_x \cos^2(\alpha)}$$

permanenti	17.0	mm
accidentali	5.3	mm

Freccia massima finale

Permanenti $u_{fin,p} = u_{ist,p} \cdot (1 + K_{def})$ = 27.20 mm

Accidentali $u_{fin,a} = u_{ist,a} \cdot (1 + K_{def} \cdot \psi_2)$ = 5.31 mm

Instabilità

Lunghezza efficace L_{eff} (Tabella 6.3 CND-DT 206\2007)

$$L_{eff} = (0.9 L + 2 h) \text{ o } (L_1) = 900 \text{ mm}$$

Momento di inerzia torsionale della sezione J_{tor}

$$J_{tor} = \eta \cdot h \cdot b^3 = 407961600$$

Momento critico $M_{y,crit}$

$$M_{x,crit} = \frac{\pi}{L_{eff}} \sqrt{E_{0,05} \cdot J_y \cdot G_{0,05} \cdot J_{tor}} = 1929307534 \text{ Nmm}$$

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

$$\lambda_{rel,m,x} = \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sigma_{m,x,crit}}} = 0.23$$

Coefficiente riduttivo di tensione critica per instabilità di trave

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

$$k_{crit,m,x} = 1.00$$

VERIFICHE

Momento flettente massimo permanenti $M_{x,p}$	43.4	kNm
Momento flettente massimo totale $M_{x,tot}$	59.0	kNm
Taglio agente massimo permanenti V_p	24.5	kN
Taglio agente massimo totale V_{tot}	33.3	kN

Tensioni agenti

$\sigma_{m,x,d} = \frac{M_x}{W_x}$	permanenti	10.2	MPa
	totali	13.8	MPa

$\tau_d = \frac{3}{2} \frac{V}{b \cdot h}$	permanenti	1.12	MPa
	totali	1.68	MPa

Frecce

Freccia totale iniziale $u_{ist,tot}$	5.3	mm
Freccia totale finale $u_{fin,tot}$	32.5	mm

VERIFICHE DI RESISTENZA E DI STABILITA'

Verifica a momento

$\frac{\sigma_{m,x,d}}{k_{crit} \cdot f_{m,d}}$	permanenti	0.98	<	1	OK!
	totali	0.89	<	1	OK!

Verifica a taglio

$\frac{\tau_{v,d}}{f_{v,d}}$	permanenti	0.51	<	1	OK!
	totali	0.47	<	1	OK!

VERIFICHE DI DEFORMABILITA'

Verifica deformabilità a tempo zero

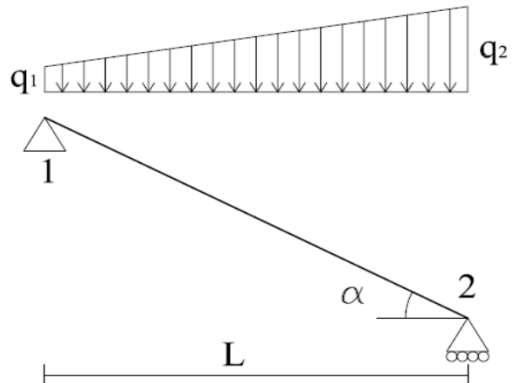
$u_{ist,acc}$		$L \setminus 300$
5.3	<	23.3
OK!		

Verifica deformabilità a tempo infinito

$u_{fin,tot}$		$L \setminus 200$
32.5	<	35.0
OK!		

TRAVE T16 (FUOCO)

TRAVE INCLINATA IN SEMPLICE APPOGGIO



OK!

Dati geometrici e materiale utilizzato

Base b	<input style="width: 80%;" type="text" value="110"/>	mm
Altezza h	<input style="width: 80%;" type="text" value="300"/>	mm
Luce orizzontale L	<input style="width: 80%;" type="text" value="7"/>	m
Angolo inclinazione falda	<input style="width: 80%;" type="text" value="0"/>	°
Distanza fra i ritegni flessotorsionali L_1	<input style="width: 80%;" type="text" value="0.1"/>	m
Momento di inerzia minore J_y	$J_y = \frac{h \cdot b^3}{12} = 33275000 \text{ mm}^4$	
Momento di inerzia maggiore J_x	$J_x = \frac{b \cdot h^3}{12} = 2.48E+08 \text{ mm}^4$	
Modulo di resistenza maggiore W_x	$W_x = \frac{b \cdot h^2}{6} = 1650000 \text{ mm}^3$	
Tipo Legno	<input style="width: 90%;" type="text" value="EN GL24 - DIN BS11"/> ▼	
Resistenza a flessione $f_{m,k}$	24.0	MPa
Resistenza a taglio $f_{v,k}$	2.7	MPa
Modulo elastico caratteristico parallelo $E_{0,05}$	9400	MPa
Modulo elastico medio parallelo E_{mean}	11600	MPa
Modulo elastico caratteristico tangenziale $G_{0,05}$	583	MPa
Classe di servizio	<input style="width: 90%;" type="text" value="1"/> ▼	
Classe di durata del carico accidentale	<input style="width: 90%;" type="text" value="Breve Termine"/> ▼	

Coefficiente di sicurezza γ_m	0.87
Valore di $K_{mod,p}$ carichi permanenti	1.00
Valore di $K_{mod,a}$ carichi accidentali	1.00
Valore di K_{def}	0.60
Valore del fattore K_h per legno lamellare	1.07

Resistenza di progetto a flessione carichi permanenti $f_{m,d,p}$

$$f_{m,d,p} = K_h \frac{f_{m,k} \cdot K_{mod,p}}{\gamma_m} = 29.58 \text{ MPa}$$

Resistenza di progetto a flessione carichi totali $f_{m,d,t}$

$$f_{m,d,t} = K_h \frac{f_{m,k} \cdot K_{mod,a}}{\gamma_m} = 29.58 \text{ MPa}$$

Resistenza di progetto a taglio carichi permanenti $f_{v,d,p}$

$$f_{v,d,p} = \frac{f_{v,k} \cdot K_{mod,p}}{\gamma_m} = 3.11 \text{ MPa}$$

Resistenza di progetto a taglio carichi totali $f_{v,d,t}$

$$f_{v,d,t} = \frac{f_{v,k} \cdot K_{mod,a}}{\gamma_m} = 3.11 \text{ MPa}$$

Carichi e limiti di inflessione

TIPO DI CARICO

rettangolare



Interasse zona 1	2.10	m
Interasse zona 2	2.10	m
Carico permanente distribuito	2.45	kN/m ²
Carico accidentale distribuito	0.00	kN/m ²
Carico permanente p_1	5.15	kN/m
Carico accidentale a_1	0.00	kN/m
Carico permanente p_2	5.15	kN/m
Carico accidentale a_2	0.00	kN/m
Rapporto luce/freccia tempo zero	300	
Rapporto luce/freccia tempo infinito	200	
Coefficiente di combinazione accidentale γ_a	1	
Coefficiente di combinazione permanente γ_g	1	
Coefficiente di combinazione ψ_2	0	

Calcolo sollecitazioni e frecce

Taglio agli appoggi:

$$T_1 = \frac{q_1 \cdot L}{3} + \frac{q_2 \cdot L}{6}$$

permanenti	18.4	kN
totale	18.4	kN

$$T_2 = \frac{q_2 \cdot L}{3} + \frac{q_1 \cdot L}{6}$$

permanenti	18.4	kN
totale	18.4	kN

Momento massimo

$$M_{\max} = \frac{(q_1 + q_2) L^2}{8}$$

permanenti	32.7	kNm
totale	32.7	kNm

Freccia massima elastica

$$u_{ist} = \frac{5}{384} \frac{(q_1 + q_2) L^4}{2 E_{mean} \cdot J_x \cos^2(\alpha)}$$

permanenti	57.4	mm
accidentali	0.0	mm

Freccia massima finale

Permanenti	$u_{fin,p} = u_{ist,p} \cdot (1 + K_{def})$	91.78	mm
------------	---	-------	----

Accidentali	$u_{fin,a} = u_{ist,a} \cdot (1 + K_{def} \cdot \psi_2)$	0.00	mm
-------------	--	------	----

Instabilità

Lunghezza efficace L_{eff} (Tabella 6.3 CND-DT 206\2007)

$$L_{eff} = (0.9 L + 2 h) \text{ o } (L_1) = 700 \text{ mm}$$

Momento di inerzia torsionale della sezione J_{tor}

$$J_{tor} = \eta \cdot h \cdot b^3 = 101661780$$

Momento critico $M_{y,crit}$

$$M_{x,crit} = \frac{\pi}{L_{eff}} \sqrt{E_{0,05} \cdot J_y \cdot G_{0,05} \cdot J_{tor}} = 611300607 \text{ Nmm}$$

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

$$\lambda_{rel,m,x} = \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sigma_{m,x,crit}}} = 0.25$$

Coefficiente riduttivo di tensione critica per instabilità di trave

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

$$k_{crit,m,x} = 1.00$$

VERIFICHE

Momento flettente massimo permanenti $M_{x,p}$	32.7	kNm
Momento flettente massimo totale $M_{x,tot}$	32.7	kNm
Taglio agente massimo permanenti V_p	18.4	kN
Taglio agente massimo totale V_{tot}	18.4	kN

Tensioni agenti

$\sigma_{m,x,d} = \frac{M_x}{W_x}$	permanenti	19.8	MPa
	totali	19.8	MPa

$\tau_d = \frac{3}{2} \frac{V}{b \cdot h}$	permanenti	3.11	MPa
	totali	3.11	MPa

Frecce

Freccia totale iniziale $u_{ist,tot}$	57.4	mm
Freccia totale finale $u_{fin,tot}$	91.8	mm

VERIFICHE DI RESISTENZA E DI STABILITA'

Verifica a momento

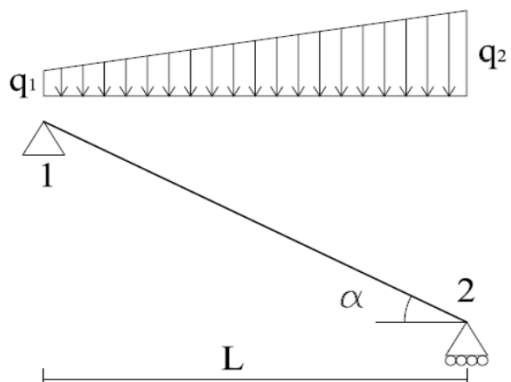
$\frac{\sigma_{m,x,d}}{k_{crit} \cdot f_{m,d}}$	permanenti	0.67	<	1	OK!
	totali	0.67	<	1	OK!

Verifica a taglio

$\frac{\tau_{v,d}}{f_{v,d}}$	permanenti	0.27	<	1	OK!
	totali	0.27	<	1	OK!

CASSONATO PERGOLATO

TRAVE INCLINATA IN SEMPLICE APPOGGIO



**OK!
OK!**

Dati geometrici e materiale utilizzato

Base b	<input style="width: 100%;" type="text" value="140"/>	mm
Altezza h	<input style="width: 100%;" type="text" value="280"/>	mm
Luce orizzontale L	<input style="width: 100%;" type="text" value="8.4"/>	m
Angolo inclinazione falda	<input style="width: 100%;" type="text" value="0"/>	°
Distanza fra i ritegni flessotorsionali L_1	<input style="width: 100%;" type="text" value="0.65"/>	m
Momento di inerzia minore J_y	$J_y = \frac{h \cdot b^3}{12} = 64026667 \text{ mm}^4$	
Momento di inerzia maggiore J_x	$J_x = \frac{b \cdot h^3}{12} = 2.56E+08 \text{ mm}^4$	
Modulo di resistenza maggiore W_x	$W_x = \frac{b \cdot h^2}{6} = 1829333 \text{ mm}^3$	
Tipo Legno	<input style="width: 100%;" type="text" value="EN GL24 - DIN BS11"/> ▼	
Resistenza a flessione $f_{m,k}$	24.0	MPa
Resistenza a taglio $f_{v,k}$	2.7	MPa
Modulo elastico caratteristico parallelo $E_{0,05}$	9400	MPa
Modulo elastico medio parallelo E_{mean}	11600	MPa
Modulo elastico caratteristico tangenziale $G_{0,05}$	583	MPa
Classe di servizio	<input style="width: 100%;" type="text" value="3"/> ▼	
Classe di durata del carico accidentale	<input style="width: 100%;" type="text" value="Istantaneo"/> ▼	

Coefficiente di sicurezza γ_m	1.45
Valore di $K_{mod,p}$ carichi permanenti	0.50
Valore di $K_{mod,a}$ carichi accidentali	0.90
Valore di K_{def}	2.00
Valore del fattore K_h per legno lamellare	1.08

Resistenza di progetto a flessione carichi permanenti $f_{m,d,p}$

$$f_{m,d,p} = K_h \frac{f_{m,k} \cdot K_{mod,p}}{\gamma_m} = 8.93 \text{ MPa}$$

Resistenza di progetto a flessione carichi totali $f_{m,d,t}$

$$f_{m,d,t} = K_h \frac{f_{m,k} \cdot K_{mod,a}}{\gamma_m} = 16.08 \text{ MPa}$$

Resistenza di progetto a taglio carichi permanenti $f_{v,d,p}$

$$f_{v,d,p} = \frac{f_{v,k} \cdot K_{mod,p}}{\gamma_m} = 0.93 \text{ MPa}$$

Resistenza di progetto a taglio carichi totali $f_{v,d,t}$

$$f_{v,d,t} = \frac{f_{v,k} \cdot K_{mod,a}}{\gamma_m} = 1.68 \text{ MPa}$$

Carichi e limiti di inflessione

TIPO DI CARICO

rettangolare



Interasse zona 1	0.65	m
Interasse zona 2	0.65	m
Carico permanente distribuito	0.70	kN/m ²
Carico accidentale distribuito	0.15	kN/m ²
Carico permanente p_1	0.46	kN/m
Carico accidentale a_1	0.10	kN/m
Carico permanente p_2	0.46	kN/m
Carico accidentale a_2	0.10	kN/m
Rapporto luce/freccia tempo zero	300	
Rapporto luce/freccia tempo infinito	200	
Coefficiente di combinazione accidentale γ_a	1.5	
Coefficiente di combinazione permanente γ_g	1.3	
Coefficiente di combinazione ψ_2	0	

Calcolo sollecitazioni e frecce

Taglio agli appoggi:

$$T_1 = \frac{q_1 \cdot L}{3} + \frac{q_2 \cdot L}{6}$$

permanenti	3.3	kN
totale	3.9	kN

$$T_2 = \frac{q_2 \cdot L}{3} + \frac{q_1 \cdot L}{6}$$

permanenti	3.3	kN
totale	3.9	kN

Momento massimo

$$M_{\max} = \frac{(q_1 + q_2) L^2}{8}$$

permanenti	7.0	kNm
totale	8.3	kNm

Freccia massima elastica

$$u_{ist} = \frac{5}{384} \frac{(q_1 + q_2) L^4}{2 E_{mean} \cdot J_x \cos^2(\alpha)}$$

permanenti	13.1	mm
accidentali	2.1	mm

Freccia massima finale

Permanenti	$u_{fin,p} = u_{ist,p} \cdot (1 + K_{def})$	39.35	mm
------------	---	-------	----

Accidentali	$u_{fin,a} = u_{ist,a} \cdot (1 + K_{def} \cdot \psi_2)$	2.13	mm
-------------	--	------	----

Instabilità

Lunghezza efficace L_{eff} (Tabella 6.3 CND-DT 206\2007)

$$L_{eff} = (0.9 L + 2 h) \text{ o } (L_1) = 1210 \text{ mm}$$

Momento di inerzia torsionale della sezione J_{tor}

$$J_{tor} = \eta \cdot h \cdot b^3 = 175945280$$

Momento critico $M_{y,crit}$

$$M_{x,crit} = \frac{\pi}{L_{eff}} \sqrt{E_{0,05} \cdot J_y \cdot G_{0,05} \cdot J_{tor}} = 645355278 \text{ Nmm}$$

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

$$\lambda_{rel,m,x} = \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sigma_{m,x,crit}}} = 0.26$$

Coefficiente riduttivo di tensione critica per instabilità di trave

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

$$k_{crit,m,x} = 1.00$$

VERIFICHE

Momento flettente massimo permanenti $M_{x,p}$	7.0	kNm
Momento flettente massimo totale $M_{x,tot}$	8.3	kNm
Taglio agente massimo permanenti V_p	3.3	kN
Taglio agente massimo totale V_{tot}	3.9	kN

Tensioni agenti

$\sigma_{m,x,d} = \frac{M_x}{W_x}$	permanenti	3.8	MPa
	totali	4.5	MPa

$\tau_d = \frac{3}{2} \frac{V}{b \cdot h}$	permanenti	0.93	MPa
	totali	1.68	MPa

Frecce

Freccia totale iniziale $u_{ist,tot}$	2.1	mm
Freccia totale finale $u_{fin,tot}$	41.5	mm

VERIFICHE DI RESISTENZA E DI STABILITA'

Verifica a momento

$\frac{\sigma_{m,x,d}}{k_{crit} \cdot f_{m,d}}$	permanenti	0.43	<	1	OK!
	totali	0.28	<	1	OK!

Verifica a taglio

$\frac{\tau_{v,d}}{f_{v,d}}$	permanenti	0.13	<	1	OK!
	totali	0.09	<	1	OK!

VERIFICHE DI DEFORMABILITA'

Verifica deformabilità a tempo zero

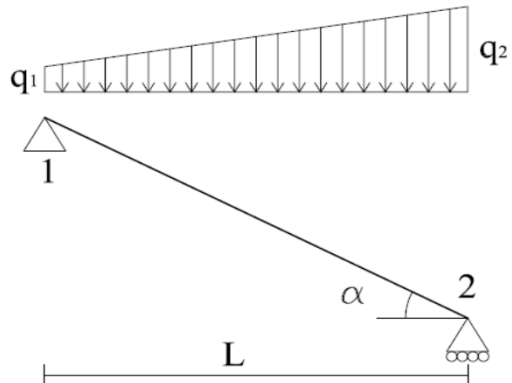
$u_{ist,acc}$		$L \setminus 300$
2.1	<	28.0
OK!		

Verifica deformabilità a tempo infinito

$u_{fin,tot}$		$L \setminus 200$
41.5	<	42.0
OK!		

CASSONATO PERGOLATO 2

TRAVE INCLINATA IN SEMPLICE APPOGGIO



**OK!
OK!**

Dati geometrici e materiale utilizzato

Base b	<input style="width: 100%;" type="text" value="140"/>	mm
Altezza h	<input style="width: 100%;" type="text" value="280"/>	mm
Luce orizzontale L	<input style="width: 100%;" type="text" value="5.7"/>	m
Angolo inclinazione falda	<input style="width: 100%;" type="text" value="0"/>	°
Distanza fra i ritegni flessotorsionali L_1	<input style="width: 100%;" type="text" value="0.65"/>	m
Momento di inerzia minore J_y	$J_y = \frac{h \cdot b^3}{12} = 64026667 \text{ mm}^4$	
Momento di inerzia maggiore J_x	$J_x = \frac{b \cdot h^3}{12} = 2.56E+08 \text{ mm}^4$	
Modulo di resistenza maggiore W_x	$W_x = \frac{b \cdot h^2}{6} = 1829333 \text{ mm}^3$	
Tipo Legno	<input style="width: 100%;" type="text" value="EN GL24 - DIN BS11"/> ▼	
Resistenza a flessione $f_{m,k}$	24.0	MPa
Resistenza a taglio $f_{v,k}$	2.7	MPa
Modulo elastico caratteristico parallelo $E_{0,05}$	9400	MPa
Modulo elastico medio parallelo E_{mean}	11600	MPa
Modulo elastico caratteristico tangenziale $G_{0,05}$	583	MPa
Classe di servizio	<input style="width: 100%;" type="text" value="3"/> ▼	
Classe di durata del carico accidentale	<input style="width: 100%;" type="text" value="Permanenti"/> ▼	

Coefficiente di sicurezza γ_m	1.45
Valore di $K_{mod,p}$ carichi permanenti	0.50
Valore di $K_{mod,a}$ carichi accidentali	0.50
Valore di K_{def}	2.00
Valore del fattore K_h per legno lamellare	1.08

Resistenza di progetto a flessione carichi permanenti $f_{m,d,p}$

$$f_{m,d,p} = K_h \frac{f_{m,k} \cdot K_{mod,p}}{\gamma_m} = 8.93 \text{ MPa}$$

Resistenza di progetto a flessione carichi totali $f_{m,d,t}$

$$f_{m,d,t} = K_h \frac{f_{m,k} \cdot K_{mod,a}}{\gamma_m} = 8.93 \text{ MPa}$$

Resistenza di progetto a taglio carichi permanenti $f_{v,d,p}$

$$f_{v,d,p} = \frac{f_{v,k} \cdot K_{mod,p}}{\gamma_m} = 0.93 \text{ MPa}$$

Resistenza di progetto a taglio carichi totali $f_{v,d,t}$

$$f_{v,d,t} = \frac{f_{v,k} \cdot K_{mod,a}}{\gamma_m} = 0.93 \text{ MPa}$$

Carichi e limiti di inflessione

TIPO DI CARICO

rettangolare



Interasse zona 1	2.50	m
Interasse zona 2	2.50	m
Carico permanente distribuito	0.70	kN/m ²
Carico accidentale distribuito	0.15	kN/m ²
Carico permanente p_1	1.75	kN/m
Carico accidentale a_1	0.38	kN/m
Carico permanente p_2	1.75	kN/m
Carico accidentale a_2	0.38	kN/m
Rapporto luce/freccia tempo zero	300	
Rapporto luce/freccia tempo infinito	200	
Coefficiente di combinazione accidentale γ_a	1.5	
Coefficiente di combinazione permanente γ_g	1.3	
Coefficiente di combinazione ψ_2	0	

Calcolo sollecitazioni e frecce

Taglio agli appoggi:

$$T_1 = \frac{q_1 \cdot L}{3} + \frac{q_2 \cdot L}{6}$$

permanenti	7.0	kN
totale	8.6	kN

$$T_2 = \frac{q_2 \cdot L}{3} + \frac{q_1 \cdot L}{6}$$

permanenti	7.0	kN
totale	8.6	kN

Momento massimo

$$M_{\max} = \frac{(q_1 + q_2) L^2}{8}$$

permanenti	10.1	kNm
totale	12.4	kNm

Freccia massima elastica

$$u_{ist} = \frac{5}{384} \frac{(q_1 + q_2) L^4}{E_{mean} \cdot J_x \cos^2(\alpha)}$$

permanenti	8.8	mm
accidentali	1.7	mm

Freccia massima finale

Permanenti $u_{fin,p} = u_{ist,p} \cdot (1 + K_{def})$ = 26.32 mm

Accidentali $u_{fin,a} = u_{ist,a} \cdot (1 + K_{def} \cdot \psi_2)$ = 1.73 mm

Instabilità

Lunghezza efficace L_{eff} (Tabella 6.3 CND-DT 206\2007)

$$L_{eff} = (0.9 L + 2 h) \text{ o } (L_1) = 1210 \text{ mm}$$

Momento di inerzia torsionale della sezione J_{tor}

$$J_{tor} = \eta \cdot h \cdot b^3 = 175945280$$

Momento critico $M_{y,crit}$

$$M_{x,crit} = \frac{\pi}{L_{eff}} \sqrt{E_{0,05} \cdot J_y \cdot G_{0,05} \cdot J_{tor}} = 645355278 \text{ Nmm}$$

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

$$\lambda_{rel,m,x} = \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sigma_{m,x,crit}}} = 0.26$$

Coefficiente riduttivo di tensione critica per instabilità di trave

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

$$k_{crit,m,x} = 1.00$$

VERIFICHE

Momento flettente massimo permanenti $M_{x,p}$	10.1	kNm
Momento flettente massimo totale $M_{x,tot}$	12.4	kNm
Taglio agente massimo permanenti V_p	7.0	kN
Taglio agente massimo totale V_{tot}	8.6	kN

Tensioni agenti

$\sigma_{m,x,d} = \frac{M_x}{W_x}$	permanenti	5.5	MPa
	totali	6.8	MPa

$\tau_d = \frac{3}{2} \frac{V}{b \cdot h}$	permanenti	0.93	MPa
	totali	0.93	MPa

Frecce

Freccia totale iniziale $u_{ist,tot}$	1.7	mm
Freccia totale finale $u_{fin,tot}$	28.1	mm

VERIFICHE DI RESISTENZA E DI STABILITA'

Verifica a momento

$\frac{\sigma_{m,x,d}}{k_{crit} \cdot f_{m,d}}$	permanenti	0.62	<	1	OK!
	totali	0.76	<	1	OK!

Verifica a taglio

$\frac{\tau_{v,d}}{f_{v,d}}$	permanenti	0.29	<	1	OK!
	totali	0.35	<	1	OK!

VERIFICHE DI DEFORMABILITA'

Verifica deformabilità a tempo zero

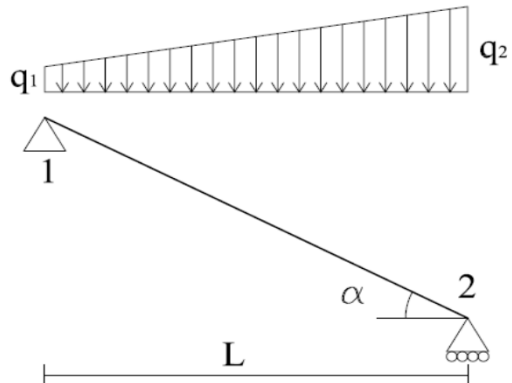
$u_{ist,acc}$		$L \setminus 300$
1.7	<	19.0
OK!		

Verifica deformabilità a tempo infinito

$u_{fin,tot}$		$L \setminus 200$
28.1	<	28.5
OK!		

TRAVE PERGOLATO

TRAVE INCLINATA IN SEMPLICE APPOGGIO



OK!
OK!

Dati geometrici e materiale utilizzato

Base b	<input style="width: 100%;" type="text" value="200"/>	mm
Altezza h	<input style="width: 100%;" type="text" value="480"/>	mm
Luce orizzontale L	<input style="width: 100%;" type="text" value="9.9"/>	m
Angolo inclinazione falda	<input style="width: 100%;" type="text" value="0"/>	°
Distanza fra i ritegni flessotorsionali L_1	<input style="width: 100%;" type="text" value="0.65"/>	m
Momento di inerzia minore J_y	<div style="display: flex; align-items: center; justify-content: center;"> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; margin-right: 10px;"> $J_y = \frac{h \cdot b^3}{12}$ </div> = 320000000 mm⁴ </div>	
Momento di inerzia maggiore J_x	<div style="display: flex; align-items: center; justify-content: center;"> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; margin-right: 10px;"> $J_x = \frac{b \cdot h^3}{12}$ </div> = 1.84E+09 mm⁴ </div>	
Modulo di resistenza maggiore W_x	<div style="display: flex; align-items: center; justify-content: center;"> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; margin-right: 10px;"> $W_x = \frac{b \cdot h^2}{6}$ </div> = 7680000 mm³ </div>	
Tipo Legno	<input style="width: 100%;" type="text" value="EN GL24 - DIN BS11"/> ▼	
Resistenza a flessione $f_{m,k}$	24.0	MPa
Resistenza a taglio $f_{v,k}$	2.7	MPa
Modulo elastico caratteristico parallelo $E_{0,05}$	9400	MPa
Modulo elastico medio parallelo E_{mean}	11600	MPa
Modulo elastico caratteristico tangenziale $G_{0,05}$	583	MPa
Classe di servizio	<input style="width: 100%;" type="text" value="3"/> ▼	
Classe di durata del carico accidentale	<input style="width: 100%;" type="text" value="Istantaneo"/> ▼	

Coefficiente di sicurezza γ_m		1.45
Valore di $K_{mod,p}$ carichi permanenti		0.50
Valore di $K_{mod,a}$ carichi accidentali		0.90
Valore di K_{def}		2.00
Valore del fattore K_h per legno lamellare		1.02

Resistenza di progetto a flessione carichi permanenti $f_{m,d,p}$

$$f_{m,d,p} = K_h \frac{f_{m,k} \cdot K_{mod,p}}{\gamma_m} = 8.46 \text{ MPa}$$

Resistenza di progetto a flessione carichi totali $f_{m,d,t}$

$$f_{m,d,t} = K_h \frac{f_{m,k} \cdot K_{mod,a}}{\gamma_m} = 15.23 \text{ MPa}$$

Resistenza di progetto a taglio carichi permanenti $f_{v,d,p}$

$$f_{v,d,p} = \frac{f_{v,k} \cdot K_{mod,p}}{\gamma_m} = 0.93 \text{ MPa}$$

Resistenza di progetto a taglio carichi totali $f_{v,d,t}$

$$f_{v,d,t} = \frac{f_{v,k} \cdot K_{mod,a}}{\gamma_m} = 1.68 \text{ MPa}$$

Carichi e limiti di inflessione

TIPO DI CARICO

trapezoidale



Interasse zona 1	2.60	m
Interasse zona 2	3.70	m
Carico permanente distribuito	0.70	kN/m ²
Carico accidentale distribuito	0.15	kN/m ²
Carico permanente p_1	1.82	kN/m
Carico accidentale a_1	0.39	kN/m
Carico permanente p_2	2.59	kN/m
Carico accidentale a_2	0.56	kN/m
Rapporto luce/freccia tempo zero	300	
Rapporto luce/freccia tempo infinito	200	
Coefficiente di combinazione accidentale γ_a	1.5	
Coefficiente di combinazione permanente γ_g	1.3	
Coefficiente di combinazione ψ_2	0	

Calcolo sollecitazioni e frecce

Taglio agli appoggi:

$$T_1 = \frac{q_1 \cdot L}{3} + \frac{q_2 \cdot L}{6}$$

permanenti	15.7	kN
totale	19.0	kN

$$T_2 = \frac{q_2 \cdot L}{3} + \frac{q_1 \cdot L}{6}$$

permanenti	17.3	kN
totale	21.0	kN

Momento massimo

$$M_{\max} = \frac{(q_1 + q_2) L^2}{8}$$

permanenti	41.3	kNm
totale	50.1	kNm

Freccia massima elastica

$$u_{ist} = \frac{5}{384} \frac{(q_1 + q_2) L^4}{2 E_{mean} \cdot J_x \cos^2(\alpha)}$$

permanenti	15.0	mm
accidentali	2.8	mm

Freccia massima finale

Permanenti	$u_{fin,p} = u_{ist,p} \cdot (1 + K_{def})$	44.98	mm
------------	---	-------	----

Accidentali	$u_{fin,a} = u_{ist,a} \cdot (1 + K_{def} \cdot \psi_2)$	2.76	mm
-------------	--	------	----

Instabilità

Lunghezza efficace L_{eff} (Tabella 6.3 CND-DT 206\2007)

$L_{eff} = (0.9 L + 2 h) \text{ o } (L_1)$	=	1610	mm
--	---	------	----

Momento di inerzia torsionale della sezione J_{tor}

$J_{tor} = \eta \cdot h \cdot b^3$	=	940800000
------------------------------------	---	-----------

Momento critico $M_{y,crit}$

$M_{x,crit} = \frac{\pi}{L_{eff}} \sqrt{E_{0,05} \cdot J_y \cdot G_{0,05} \cdot J_{tor}}$	=	2507337219	Nmm
---	---	------------	-----

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

$$\lambda_{rel,m,x} = \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sigma_{m,x,crit}}} = 0.27$$

Coefficiente riduttivo di tensione critica per instabilità di trave

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

$$k_{crit,m,x} = 1.00$$

VERIFICHE

Momento flettente massimo permanenti $M_{x,p}$	41.3	kNm
Momento flettente massimo totale $M_{x,tot}$	50.1	kNm
Taglio agente massimo permanenti V_p	17.3	kN
Taglio agente massimo totale V_{tot}	21.0	kN

Tensioni agenti

$\sigma_{m,x,d} = \frac{M_x}{W_x}$	permanenti	5.4	MPa
	totali	6.5	MPa

$\tau_d = \frac{3}{2} \frac{V}{b \cdot h}$	permanenti	0.93	MPa
	totali	1.68	MPa

Frecce

Freccia totale iniziale $u_{ist,tot}$	2.8	mm
Freccia totale finale $u_{fin,tot}$	47.7	mm

VERIFICHE DI RESISTENZA E DI STABILITA'

Verifica a momento

$\frac{\sigma_{m,x,d}}{k_{crit} \cdot f_{m,d}}$	permanenti	0.64	<	1	OK!
	totali	0.43	<	1	OK!

Verifica a taglio

$\frac{\tau_{v,d}}{f_{v,d}}$	permanenti	0.29	<	1	OK!
	totali	0.20	<	1	OK!

VERIFICHE DI DEFORMABILITA'

Verifica deformabilità a tempo zero

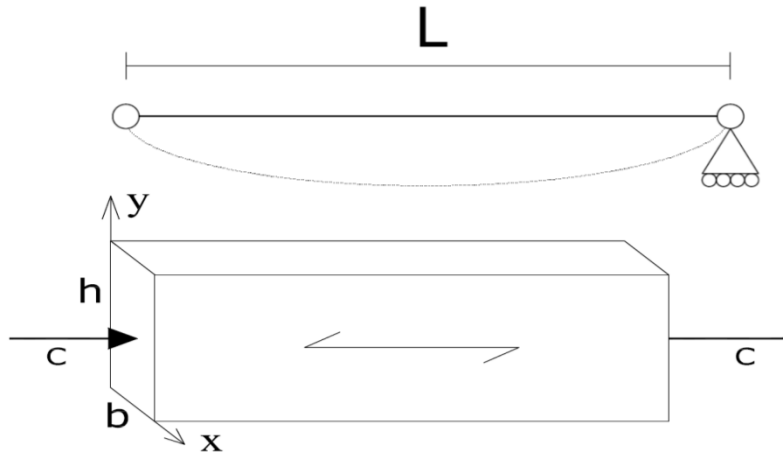
$u_{ist,acc}$		$L \setminus 300$
2.8	<	33.0
OK!		

Verifica deformabilità a tempo infinito

$u_{fin,tot}$		$L \setminus 200$
47.7	<	49.5
OK!		

PILASTRO ESTERNO

ASTA SOGGETTA A COMPRESSIONE SEMPLICE



OK!

Dati geometrici e materiale utilizzato

Lato **minore** sezione asta b
Lato **maggiore** sezione asta h
Lunghezza asta L

200	mm
240	mm
3.5	m

Momento di inerzia minore J_y

$$J_y = \frac{h \cdot b^3}{12} = 16000000 \text{ mm}^4$$

Modulo di resistenza maggiore W_x

$$W_x = \frac{b \cdot h^2}{6} = 1920000 \text{ mm}^3$$

Tipo di legno utilizzato

EN GL24 - DIN BS11

Resistenza a compressione parallela $f_{c,0,k}$
Modulo elastico caratteristico parallelo $E_{0,05}$

24 MPa
9400 MPa

Classe di servizio
Classe di durata della combinazione

3

Permanenti

Coefficiente di sicurezza γ_m

1.45

Valore di K_{mod}

0.5

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

$$f_{c,0,d} = \frac{f_{c,0,k} \cdot K_{mod}}{\gamma_m} = 8.28 \text{ MPa}$$

Instabilità di colonna

β_0

1

Lunghezza di libera inflessione L_0

$$L_0 = \beta_0 \cdot L = 3.5 \text{ m}$$

Snellezza maggiore λ_y

$$\lambda_y = L_0 \sqrt{\frac{b \cdot h}{J_y}} = 61$$

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

$$\lambda_{rel,y} = \frac{\lambda_y}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} = 0.98$$

Coefficiente di imperfezione β_c

$$\beta_c = 0.1$$

Coefficiente k_y

$$k_y = 0.5(1 + \beta_c(\lambda_{rel,y} - 0.3) + \lambda_{rel,y}^2) = 1.01$$

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

$$k_{crit,y} = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}} = 0.788$$

VERIFICA

Sforzo normale di compressione C

32 kN

Tensioni agenti

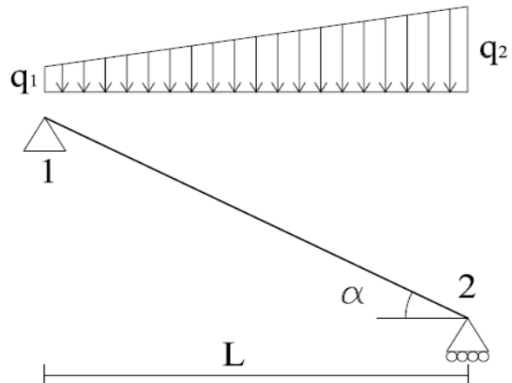
$$\sigma_{c,0,d} = \frac{C}{b \cdot h} = 0.67 \text{ MPa}$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{crit,y} \cdot f_{c,d}} = 0.10 < 1$$

OK!

TRAVE ESTERNA

TRAVE INCLINATA IN SEMPLICE APPOGGIO



OK!
OK!

Dati geometrici e materiale utilizzato

Base b 200 mm

Altezza h 640 mm

Luce orizzontale L 13 m

Angolo inclinazione falda 0 °

Distanza fra i ritegni flessotorsionali L_1 0.65 m

Momento di inerzia minore J_y

$$\boxed{J_y = \frac{h \cdot b^3}{12}} = 426666667 \text{ mm}^4$$

Momento di inerzia maggiore J_x

$$\boxed{J_x = \frac{b \cdot h^3}{12}} = 4.37\text{E}+09 \text{ mm}^4$$

Modulo di resistenza maggiore W_x

$$\boxed{W_x = \frac{b \cdot h^2}{6}} = 13653333 \text{ mm}^3$$

Tipo Legno

EN GL24 - DIN BS11 ▼

Resistenza a flessione $f_{m,k}$ 24.0 MPa

Resistenza a taglio $f_{v,k}$ 2.7 MPa

Modulo elastico caratteristico parallelo $E_{0,05}$ 9400 MPa

Modulo elastico medio parallelo E_{mean} 11600 MPa

Modulo elastico caratteristico tangenziale $G_{0,05}$ 583 MPa

Classe di servizio

3 ▼

Classe di durata del carico accidentale

Permanenti ▼

Coefficiente di sicurezza γ_m	1.45
Valore di $K_{mod,p}$ carichi permanenti	0.50
Valore di $K_{mod,a}$ carichi accidentali	0.50
Valore di K_{def}	2.00
Valore del fattore K_h per legno lamellare	1.00

Resistenza di progetto a flessione carichi permanenti $f_{m,d,p}$

$$f_{m,d,p} = K_h \frac{f_{m,k} \cdot K_{mod,p}}{\gamma_m} = 8.28 \text{ MPa}$$

Resistenza di progetto a flessione carichi totali $f_{m,d,t}$

$$f_{m,d,t} = K_h \frac{f_{m,k} \cdot K_{mod,a}}{\gamma_m} = 8.28 \text{ MPa}$$

Resistenza di progetto a taglio carichi permanenti $f_{v,d,p}$

$$f_{v,d,p} = \frac{f_{v,k} \cdot K_{mod,p}}{\gamma_m} = 0.93 \text{ MPa}$$

Resistenza di progetto a taglio carichi totali $f_{v,d,t}$

$$f_{v,d,t} = \frac{f_{v,k} \cdot K_{mod,a}}{\gamma_m} = 0.93 \text{ MPa}$$

Carichi e limiti di inflessione

TIPO DI CARICO

trapezoidale



Interasse zona 1	2.60	m
Interasse zona 2	3.90	m
Carico permanente distribuito	0.70	kN/m ²
Carico accidentale distribuito	0.15	kN/m ²
Carico permanente p_1	1.82	kN/m
Carico accidentale a_1	0.39	kN/m
Carico permanente p_2	2.73	kN/m
Carico accidentale a_2	0.59	kN/m
Rapporto luce/freccia tempo zero	300	
Rapporto luce/freccia tempo infinito	200	
Coefficiente di combinazione accidentale γ_a	1.5	
Coefficiente di combinazione permanente γ_g	1.3	
Coefficiente di combinazione ψ_2	0	

Calcolo sollecitazioni e frecce

Taglio agli appoggi:

$$T_1 = \frac{q_1 \cdot L}{3} + \frac{q_2 \cdot L}{6}$$

permanenti	22.0	kN
totale	26.4	kN

$$T_2 = \frac{q_2 \cdot L}{3} + \frac{q_1 \cdot L}{6}$$

permanenti	24.5	kN
totale	29.6	kN

Momento massimo

$$M_{\max} = \frac{(q_1 + q_2) L^2}{8}$$

permanenti	76.5	kNm
totale	92.1	kNm

Freccia massima elastica

$$u_{ist} = \frac{5}{384} \frac{(q_1 + q_2) L^4}{2 E_{mean} \cdot J_x \cos^2(\alpha)}$$

permanenti	20.2	mm
accidentali	3.6	mm

Freccia massima finale

Permanenti $u_{fin,p} = u_{ist,p} \cdot (1 + K_{def})$ 60.58 mm

Accidentali $u_{fin,a} = u_{ist,a} \cdot (1 + K_{def} \cdot \psi_2)$ 3.58 mm

Instabilità

Lunghezza efficace L_{eff} (Tabella 6.3 CND-DT 206\2007)

$$L_{eff} = (0.9 L + 2 h) \text{ o } (L_1) = 1930 \text{ mm}$$

Momento di inerzia torsionale della sezione J_{tor}

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

Momento critico $M_{y,crit}$

$$M_{x,crit} = \frac{\pi}{L_{eff}} \sqrt{E_{0,05} \cdot J_y \cdot G_{0,05} \cdot J_{tor}} = 2909156476 \text{ Nmm}$$

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

$$\lambda_{rel,m,x} = \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sigma_{m,x,crit}}} = 0.34$$

Coefficiente riduttivo di tensione critica per instabilità di trave

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

$$k_{crit,m,x} = 1.00$$

VERIFICHE

Momento flettente massimo permanenti $M_{x,p}$	76.5	kNm
Momento flettente massimo totale $M_{x,tot}$	92.1	kNm
Taglio agente massimo permanenti V_p	24.5	kN
Taglio agente massimo totale V_{tot}	29.6	kN

Tensioni agenti

$\sigma_{m,x,d} = \frac{M_x}{W_x}$	permanenti	5.6	MPa
	totali	6.7	MPa

$\tau_d = \frac{3}{2} \frac{V}{b \cdot h}$	permanenti	0.93	MPa
	totali	0.93	MPa

Frecce

Freccia totale iniziale $u_{ist,tot}$	3.6	mm
Freccia totale finale $u_{fin,tot}$	64.2	mm

VERIFICHE DI RESISTENZA E DI STABILITA'

Verifica a momento

$\frac{\sigma_{m,x,d}}{k_{crit} \cdot f_{m,d}}$	permanenti	0.68	<	1	OK!
	totali	0.82	<	1	OK!

Verifica a taglio

$\frac{\tau_{v,d}}{f_{v,d}}$	permanenti	0.31	<	1	OK!
	totali	0.37	<	1	OK!

VERIFICHE DI DEFORMABILITA'

Verifica deformabilità a tempo zero

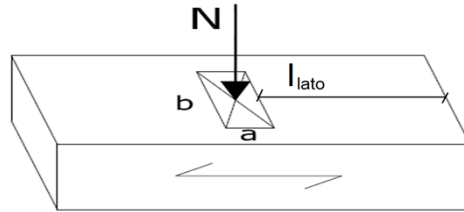
$u_{ist,acc}$		$L \setminus 300$
3.6	<	43.3
OK!		

Verifica deformabilità a tempo infinito

$u_{fin,tot}$		$L \setminus 200$
64.2	<	65.0
OK!		

TRAVE ESTERNA - COMPRESSIONE APPOGGIO

COMPRESSIONE ORTOGONALE ALLA FIBRATURA



OK!

Dati geometrici e materiale utilizzato

Lato a area compressa mm
Lato b area compressa mm
Altezza h elemento caricato mm

Valori di deformazione elevati accettabili

Coefficiente amplificativo resistenza k_a

Zona libera presente ai lati della zona caricata
Lunghezza scarica presente ai lati l_{lato} mm

Tipo di legno utilizzato

Resistenza a compressione perpendicolare $f_{c,90,k}$ MPa

Classe di servizio

Classe di durata della combinazione

Coefficiente di sicurezza γ_m

Valore di K_{mod}

Resistenza di progetto a compressione perpendicolare $f_{c,90,d}$

$$f_{c,90,d} = \frac{f_{c,90,k} \cdot K_{mod}}{\gamma_m} k_a = 0.9 \text{ MPa}$$

VERIFICA

Sforzo Normale Perp $F_{90,d}$ = 32 kN

Calcolo lunghezza efficace l_{ef}

$$l_{ef} = \begin{cases} NO \text{ lati liberi} \rightarrow a \\ 1 \text{ lato} \begin{cases} < h/6 \rightarrow \min (a + l_{lato}; 1.5 \cdot a; 400mm) \\ \geq h/6 \rightarrow \min (a + l/6; 1.5 \cdot a; 400mm) \end{cases} \\ 2 \text{ lati} \begin{cases} < h/6 \rightarrow \min (a + 2 \cdot l_{lato}; 2 \cdot a; 400mm) \\ \geq h/6 \rightarrow \min (a + l/3; 2 \cdot a; 400mm) \end{cases} \end{cases} = 180 \text{ mm}$$

Tensione agente

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{F_{90,d}}{b \cdot l_{ef}} = 0.9 \text{ MPa}$$

$\sigma_{c,0,d}$

0.9

$f_{c,0,d}$

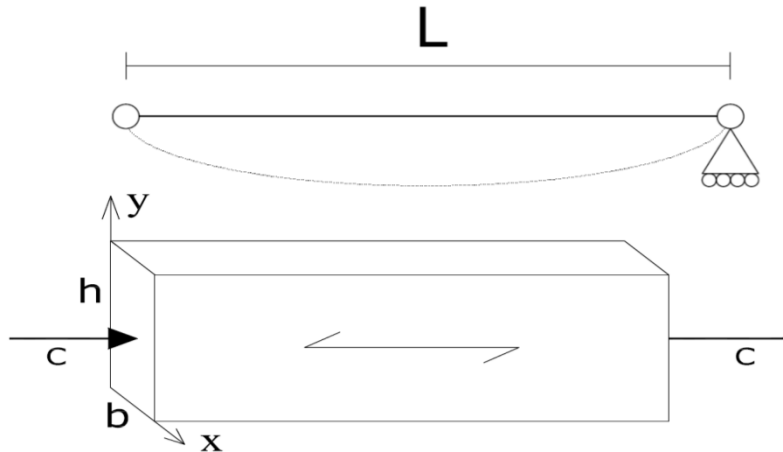
0.9

<

OK!

PILASTRO PERGOLATO

ASTA SOGGETTA A COMPRESSIONE SEMPLICE



OK!

Dati geometrici e materiale utilizzato

Lato **minore** sezione asta b
Lato **maggiore** sezione asta h
Lunghezza asta L

200	mm
240	mm
3.5	m

Momento di inerzia minore J_y

$$J_y = \frac{h \cdot b^3}{12} = 16000000 \text{ mm}^4$$

Modulo di resistenza maggiore W_x

$$W_x = \frac{b \cdot h^2}{6} = 1920000 \text{ mm}^3$$

Tipo di legno utilizzato

EN GL24 - DIN BS11

Resistenza a compressione parallela $f_{c,0,k}$
Modulo elastico caratteristico parallelo $E_{0,05}$

24 MPa
9400 MPa

Classe di servizio
Classe di durata della combinazione

3

Permanenti

Coefficiente di sicurezza γ_m

1.45

Valore di K_{mod}

0.5

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

$$f_{c,0,d} = \frac{f_{c,0,k} \cdot K_{mod}}{\gamma_m} = 8.28 \text{ MPa}$$

Instabilità di colonna

β_0

1

Lunghezza di libera inflessione L_0

$$L_0 = \beta_0 \cdot L = 3.5 \text{ m}$$

Snellezza maggiore λ_y

$$\lambda_y = L_0 \sqrt{\frac{b \cdot h}{J_y}} = 61$$

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

$$\lambda_{rel,y} = \frac{\lambda_y}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} = 0.98$$

Coefficiente di imperfezione β_c

$$\beta_c = 0.1$$

Coefficiente k_y

$$k_y = 0.5(1 + \beta_c(\lambda_{rel,y} - 0.3) + \lambda_{rel,y}^2) = 1.01$$

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

$$k_{crit,y} = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}} = 0.788$$

VERIFICA

Sforzo normale di compressione C

32 kN

Tensioni agenti

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{C}{b \cdot h} = 0.67 \text{ MPa}$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{crit,y} \cdot f_{c,d}} = 0.10 < 1$$

OK!