

PROPRIETÀ: COMUNI DI CESENATICO, GATTEO, GAMBETTOLA, LONGIANO, MONTIANO E RONCOFREDDO

UBICAZIONE: COMUNI DI CESENATICO, GATTEO, GAMBETTOLA, LONGIANO, MONTIANO E RONCOFREDDO

OGGETTO: PISTA CICLABILE LUNGO IL TORRENTE RIGOSSA NEI COMUNI DI CESENATICO, GATTEO, GAMBETTOLA, LONGIANO, MONTIANO E RONCOFREDDO
BANDO DI FINANZIAMENTO "PR FESR 2021-2027 - AZIONE 2.8.1: BANDO PER FAVORIRE LA REALIZZAZIONE DI PISTE CICLABILI E PROGETTI DI MOBILITA' DOLCE E CICLOPEDONALE" DI CUI ALLA DELIBERA DI GIUNTA REGIONALE 658 DEL 27/04/2023
CUP: D51B23000230006

CONTENUTO: Relazione di calcolo strutturale - Integrativa
Passerella lignea

PROGETTISTA: RTI COSTITUITA DA: ING. MARCO NORI (CAPOGRUPPO),
DOTT. LORIS VENTURINI, (MANDATARIO), MONITORA SAS (MANDATARIO)

P.F.T.E.

Data 10/03/2025

ELABORATO

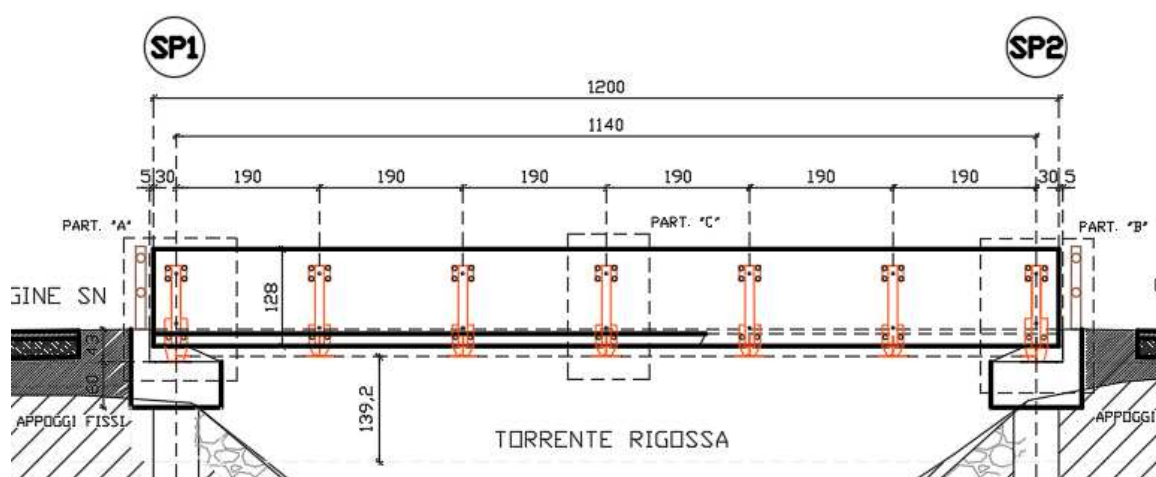
2.3

FIRMA COMMITTENTE/I

TIMBRO E FIRMA PROGETTISTA

STRUTTURA IN LEGNO PER LA REALIZZAZIONE DI UNA PASSERELLA CICLO-PEDONALE SUL RIO RIGOSSA

COMUNE DI GAMBETTOLA (FC)



- 2L RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE
- 3L RELAZIONE SUI MATERIALI
- 4L ELABORATI GRAFICI
- 5L PIANO DI MANUTENZIONE

INTESTATARIO PRATICA EDILIZIA E COMUNE DI GAMBETTOLA SETTORE – LAVORI
COMMITTENTE DELLE STRUTTURE PUBBLICI.

PROGETTISTA ARCHITETTONICO

PROGETTISTA STRUTTURE IN C.A.

PROGETTISTA STRUTTURE IN LEGNO

SOMMARIO

RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE	7
Premessa	7
Analisi storico-critica ed esito del rilievo geometrico-strutturale	7
Analisi storico-critica	7
Esito del rilievo geometrico-strutturale	7
Descrizione generale dell'opera e criteri generali di progettazione, analisi e verifica	7
Criteri adottati per le misure di sicurezza e metodi di calcolo	7
Quadro normativo di riferimento adottato.....	8
Norme di riferimento cogenti	8
Altre norme e documenti tecnici integrativi.....	8
Livelli di conoscenza e fattori di confidenza	9
Azioni di progetto sulla costruzione	9
Analisi dei carichi	11
Azioni permanenti:	11
Azioni variabili da traffico	12
Qs Azione della neve	13
Qv Azione del vento	14
Azione sismica.....	16
Modello numerico	21
Metodologia di modellazione ed analisi.....	21
Informazioni sul codice di calcolo	21
Modellazione della geometria e delle proprietà meccaniche	22
Modellazione delle azioni.....	23
Principali risultati	30
Risultati dell'analisi modale	30
Reazioni vincolari.....	32
Spostamenti vincolari.....	36
Verifiche agli stati limite ultimi e di esercizio	37
Verifica elementi di impalcato	37
Verifica alle azioni orizzontali	48
Verifica dei collegamenti	49
Giudizio motivato di accettabilità dei risultati.....	61
RELAZIONE SUI MATERIALI	65
Legno	65
GL24h.....	65

C18.....	65
Acciaio da carpenteria	66
Bulloni e barre filettate.....	66
Elementi di collegamento per le strutture in legno	66
Freccia ammissibile	66
PIANO DI MANUTENZIONE DELLA STRUTTURA	69
Manuale d'uso	69
Manuale di manutenzione e programma di manutenzione.....	69
Opere in legno	69

SPETT.LE
LAND ARCHITETTURA
PIAZZA DEL POPOLO, 24
47521 CESENA (FC)

RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE

OGGETTO: STRUTTURA IN LEGNO PER LA REALIZZAZIONE DI PASSERELLA CICLO-PE-
DONALE SUL RIO RIGOSSA IN COMUNE DI GAMBETTOLA (FC)

PROGETTISTA STRUTTURE IN LEGNO
ING.

ELABORATO **2L**

RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE

PREMESSA

Oggetto della presente relazione sono le strutture portanti costituenti l'impalcato della passerella ciclo-pedonale sul Rio Rigossa in Comune di Gambettola (FC). Si tratta di un ponte di terza categoria costituito da due travi principali rettilinee B x H cm collegate tra loro da telai metallici irrigidenti ogni 2 metri circa, travetti 10x16 posti ad interasse circa 50 cm e sopra tavolato di calpestio in larice da 6x14 posato distanziato 1 cm per il deflusso delle acque meteoriche. Il manufatto meglio si evince dagli elaborati grafici a corredo della presente relazione.

ANALISI STORICO-CRITICA ED ESITO DEL RILIEVO GEOMETRICO-STRUTTURALE

La presente relazione riguarda la realizzazione di una nuova passerella e si omette il contenuto di tale paragrafo.

ANALISI STORICO-CRITICA

La presente relazione riguarda la realizzazione di una nuova passerella e si omette il contenuto di tale paragrafo.

ESITO DEL RILIEVO GEOMETRICO-STRUTTURALE

La presente relazione riguarda la realizzazione di una nuova passerella e si omette il contenuto di tale paragrafo.

DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA E CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE, ANALISI E VERIFICA

Le strutture nel loro complesso vengono schematizzate singolarmente, dall'orditura minuta alla principale, secondo le aree di influenza di pertinenza e nel rispetto delle combinazioni di carico necessarie a considerare tutte le casistiche come riportato sulle NTC con i coefficienti di competenza contenuti nelle tabelle 5.1.IV, 5.1.V, 5.1.VI. Le schematizzazioni di seguito riportate sono relative alla sola struttura dell'impalcato ed i risultati di seguito riportati dovranno servire come traccia al progettista delle strutture in c.a. per l'esecuzione delle verifiche di sua competenza.

CRITERI ADOTTATI PER LE MISURE DI SICUREZZA E METODI DI CALCOLO

Il calcolo dell'intera struttura è stato effettuato con il metodo semiprobabilistico agli stati limite secondo le prescrizioni contenute nel D.M. del 17/01/2018, nell'Eurocodice 5 (UNI EN 1995-1-1:2005) e nella CNR-DT 206-R1-2018 (vedi i paragrafi "Norme di riferimento cogenti" e "Altre norme e documenti tecnici integrativi" per i riferimenti completi).

I coefficienti di sicurezza utilizzati per le verifiche agli SLU, assunti sulla base delle indicazioni del D.M. del 17/01/2018, sono riportati in Tabella 1, suddivisi per tipologia di materiale e fanno riferimento alla colonna "A". Vista la tipologia di manufatto si decide a favore di sicurezza l'esclusione della colonna "B" (vedi tabella 4.4.III NTC2018). Per chiarezza si allega stralcio NTC della tabella:

Tabella B-5 - Coefficienti parziali per le proprietà dei materiali (γ_M) – NTC 2018

Stati limite ultimi	Colonna A γ_M	Colonna B γ_M
combinazioni fondamentali		
legno massiccio	1,50	1,45
legno lamellare incollato	1,45	1,35
pannelli di tavole incollate a strati incrociati	1,45	1,35
pannelli di particelle o di fibre	1,50	1,40
LVL, compensato, pannelli di scaglie orientate	1,40	1,30
unioni	1,50	1,40
combinazioni eccezionali	1,00	1,00
Per i materiali non compresi nella Tabella si potrà fare riferimento ai pertinenti valori riportati nei riferimenti tecnici di comprovata validità indicati nel Capitolo 12, nel rispetto dei livelli di sicurezza delle presenti norme.		

Il coefficiente γ_M da utilizzare è quello riportato nella colonna A. Si può utilizzare il valore riportato nella colonna B solo per produzioni continuative di elementi o strutture, soggette a controllo continuativo del materiale dal quale risulti un coefficiente di variazione (COV) della resistenza non superiore al 15%.

Tabella 1 Coefficienti di sicurezza impiegati nelle verifiche agli SLU

Materiale	γ_M
Legno massiccio	1,50
Legno lamellare	1,45
Connessioni legno	1,50
Acciaio da carpenteria	1,05
Acciaio da CA	1,15
Calcestruzzo	1,50

Le sollecitazioni di progetto indotte dai pesi propri, dai carichi permanenti, dai sovraccarichi generati da azioni variabili da traffico, neve e vento, oltre alle sollecitazioni indotte dall'azione sismica, sono state tutte calcolate secondo quanto riportato nel D.M. del 17/01/2018.

QUADRO NORMATIVO DI RIFERIMENTO ADOTTATO

NORME DI RIFERIMENTO COGENTI

1. D.M. del 17 Gennaio 2018. "Aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni".
2. Circolare Ministeriale del 21 Gennaio 2019. "Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. del 17 Gennaio 2018.

ALTRE NORME E DOCUMENTI TECNICI INTEGRATIVI

3. CNR-DT 206-R1-2018. "Istruzioni per la Progettazione, Esecuzione e Controllo delle Strutture in Legno".
4. CNR-UNI 10011:1997. "Istruzioni per il Calcolo, l'Esecuzione, il Collaudo e la Manutenzione delle Costruzioni in Acciaio".
5. EN 1995-1-1:2009: Eurocode 5 - Design of timber structures - General - Common rules and rules for buildings.

6. EN 1995-1-2:2005: Eurocode 5 - Design of timber structures - General - Structural fire design.
7. EN 1998-1:2005: Eurocode 8 - Design of structures for earthquake resistance - General rules, seismic actions and rules for buildings.
8. UNI EN 338:2009: Structural Timber – Strength Classes.
9. UNI EN 14080:2013: Timber Structures – Glued Laminated Timber and Glued Solid Timber.

LIVELLI DI CONOSCENZA E FATTORI DI CONFIDENZA

La presente relazione riguarda la realizzazione di una nuova struttura e si omette il contenuto di tale paragrafo.

AZIONI DI PROGETTO SULLA COSTRUZIONE

Le azioni derivanti dal carico da traffico, neve, vento e sisma vengono schematizzati come carichi agenti sull'impalcato. Per la definizione delle azioni e delle combinazioni utilizzate si rimanda alla relazione di calcolo. Le combinazioni sono effettuate secondo il metodo semiprobabilistico agli stati limite considerando le azioni definite dalle normative citate. In particolare le combinazioni utilizzate per la struttura nel suo complesso sono indicate di seguito:

- **STATI LIMITE ULTIMI**

$$F_d = \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_q \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^n \gamma_q \cdot (\psi_{0,i} \cdot Q_{ki})$$

Con:

G_1 carichi permanenti strutturali

G_2 carichi permanenti non strutturali

Q carichi variabili da traffico (vedi paragrafi successivi)

Q_i carichi variabili (neve, vento, ecc.)

e

$\gamma_{G1} = 1.35$ (1.0 se il suo contributo aumenta la sicurezza)

$\gamma_{G2} = 1.5$ (0 se il suo contributo aumenta la sicurezza)

$\gamma_Q = 1.35$ (0 se il suo contributo aumenta la sicurezza)

$\gamma_{Qi} = 1.5$ (0 se il suo contributo aumenta la sicurezza)

- **STATI LIMITE DI ESERCIZIO**

Combinazioni rare $F_d = G_1 + G_2 + Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{0,i} \cdot Q_{ki})$

Combinazioni frequenti $F_d = G_1 + G_2 + \psi_{1,i} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^n \gamma_q \cdot (\psi_{2,i} \cdot Q_{ki})$

Combinazioni quasi permanenti $F_d = G_1 + G_2 + \sum_{i=2}^n \gamma_q \cdot (\psi_{2,i} \cdot Q_{ki})$

ANALISI DEI CARICHI

AZIONI PERMANENTI:

G₁: pesi propri elementi strutturali

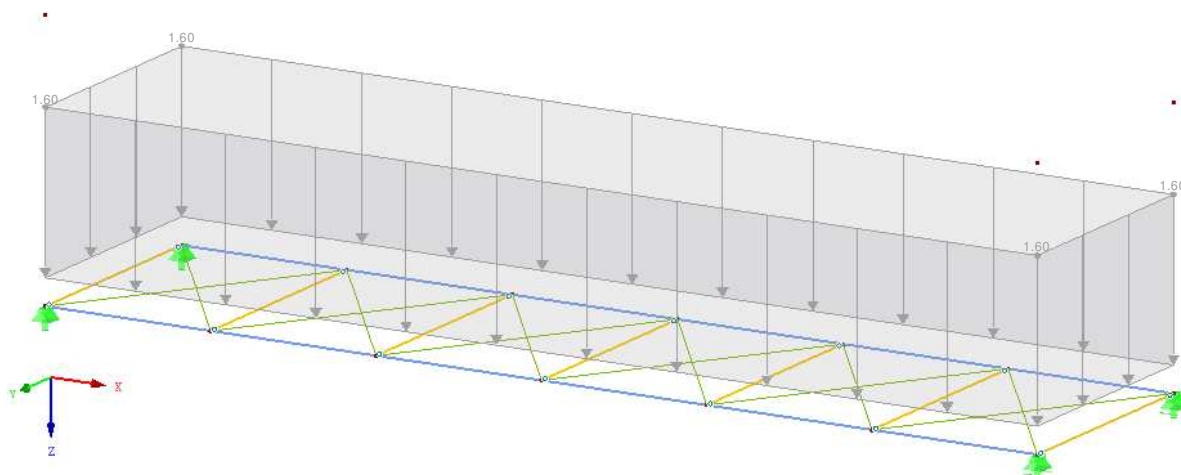
- Travi principali: 0.16x1.28x500x2 / 2.71 = 76 kg/mq
- Travetti: 0.10x0.16x500 / 0.49 = 16 kg/mq
- Traversi: HEA140 24.66 / 1.90 = 13 kg/mq
- Montanti: UPN 120 16.56x1.06x2/1.9 = 19 kg/mq
- Tavolato calpestio: 0.06x600 = 36 kg/mq
- **TOTALE G₁** = **160 kg/mq**

G₂: carichi permanenti portati

- Listelli su travi: = 10 kg/mq
- Rivestimento esterno: = 13 kg/mq
- Rivestimento interno: = 13 kg/mq
- Lattonerie ecc.: = 10 kg/mq
- **TOTALE G₂** = **46 kg/mq**

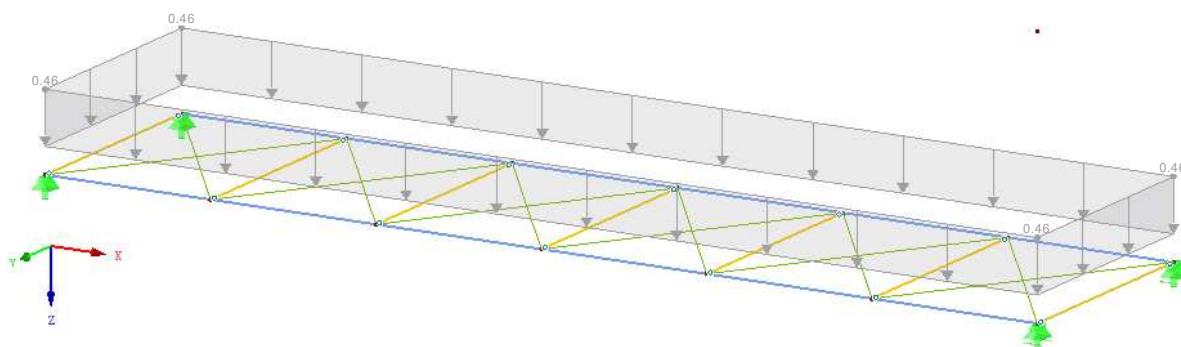
CC1 : G1 - pesi propri strutturali
Carichi [kN/m²]

Isometrico



CC2 : G2 - permanenti portati
Carichi [kN/m²]

Isometrico

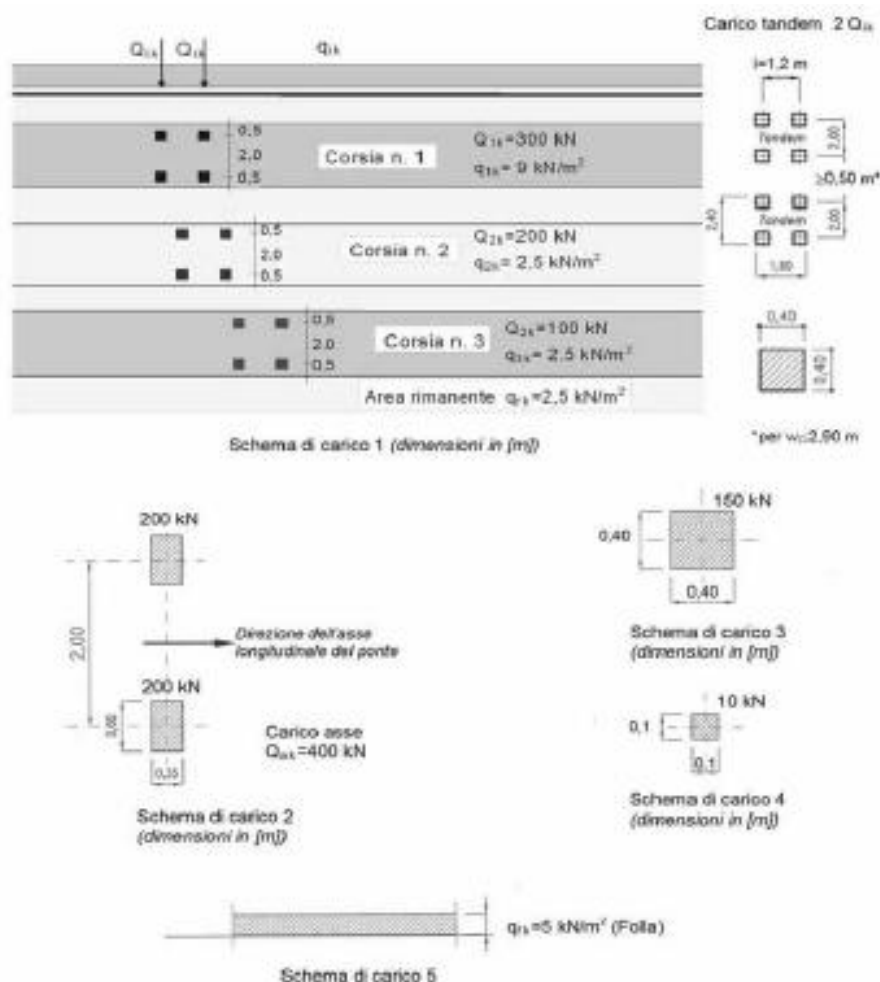


AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO

Q₁5: Carichi verticali:

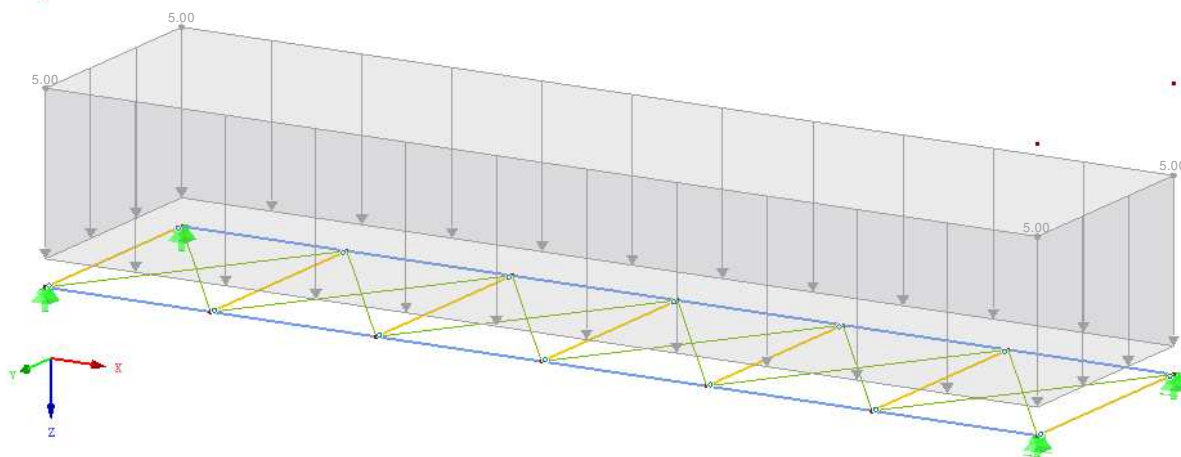
- Schema di carico 5: folla compatta comprensiva degli effetti dinamici = **500Kg/mq**
- Schema di carico 4: carico isolato su impronta 10x10 cm = **1000 Kg**

Lo schema di carico 4 verrà utilizzato per la verifica locale del tavolato, travetti e traverso metallico se risulterà significativo.



CC3 : Folla compatta
Carichi [kN/m²]

Isometrico



QS AZIONE DELLA NEVE

Azione della neve

Carico della neve

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

dove:

q_s : carico neve sulla copertura, il carico agisce in direzione verticale ed è riferito alla proiezione orizzontale della superficie della copertura

μ_i : coefficiente di forma della copertura

q_{sk} : valore di riferimento del carico di neve al suolo per un tempo di ritorno di 50 anni

C_E : coefficiente di esposizione

C_T : coefficiente termico

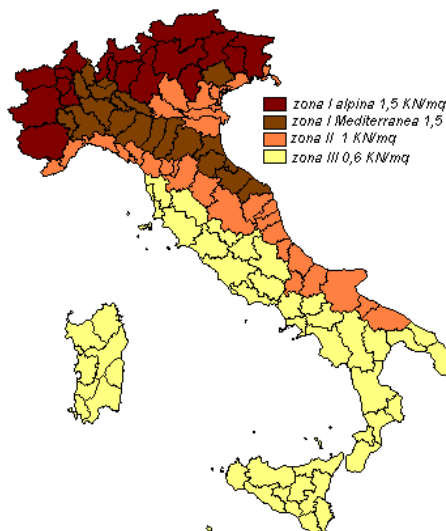
Valore caratteristico neve al suolo

Provincia **Forlì-Cesena**

Zona: **IM** Zona I Mediterranea

a_s **28 m** (s.l.m.)

q_{sk} **1,50 kN/m²**



q_{sk}	Zona I alpina	Zona I mediterranea	Zona II	Zona III
$a_s \leq 200$	1,50	1,50	1,00	0,60
$200 > a_s$	$1,39 (1 + (a_s / 728)^2)$	$1,35 (1 + (a_s / 602)^2)$	$0,85 (1 + (a_s / 481)^2)$	$0,51 (1 + (a_s / 481)^2)$

Coefficiente di esposizione

Topografia	Descrizione	C_E
Battuta	aree pianeggianti non costruite esposte su tutti i lati	0,90
Normale	aree in cui non c'è una significativa rimozione della neve	1,00
Riparata	aree in cui la costruzione è molto più bassa delle altre	1,10

C_E **1,00**

Coefficiente termico

Tale coefficiente tiene conto delle proprietà di isolamento termico del materiale utilizzato in copertura. In assenza di uno specifico e documentato studio, deve essere assunto pari a 1

C_T **1,00**

Coefficiente di forma per le coperture

Angolo inclinazione della falda α	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ$	$\alpha > 60^\circ$
μ_1	0,80	$0,8 [(60 - \alpha) / 30]$	0
μ_2	$0,80 + 0,80 \alpha / 30$	1,60	-

Tipologia **Una falda**
Angolo **Uguale**

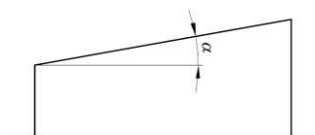
W_{int} **3**
 L_{int} **12**
 $L_c =$ **5**
 $C_{e,F} =$ **1,00**

Copertura NON Estesa

α_1 **0,00 °**

α_2 **0,00 °**

$\mu_1(\alpha_1)$ **0,800** $\mu_1(\alpha_1)$ cop. piana **0,800**



Carico della neve

$q_s (\mu_1(\alpha_1))$ **1,20 kN/m²**

Secondo quanto riportato al §5.1.3.7 delle NTC2018 il carico neve si considera NON concomitante con i carichi da traffico, salvo che per i ponti coperti; quindi l'azione della neve non viene impostata nel modello di calcolo.

QV AZIONE DEL VENTO

Azione del Vento

Dati riferiti al Sito

Zona	Emilia Romagna	
a_s	28 m	Altitudine del sito s.l.m.
Zona	2	
$V_{b,0}$	25 m/s	
a_0	750 m	da NTC 2018 Tab. 3.3.I
k_s	0,450	
c_a	1	Coeff. di altitudine da NTC18 (3.3.1)
T_R	50 anni	Tempo di ritorno
c_r	1,00	$V_r = c_r \cdot V_b$
Topografia	Ignora	Topografia del sito
z	1,3 m	Altezza della costruzione sul suolo
$H_{collina}$	0 m	Altezza collina / dislivello
D_{pendio}	0 m	Lunghezza fronte del rilievo
$X_{dislivello}$	0 m	Distanza sito dalla sommità del rilievo
ϕ	-	
β	-	da CNR DT-207 § D.3
γ	-	
Rugosità	D	Classe di rugosità del terreno
D_{costa}	12 Km	Distanza dalla costa (+ verso terra)
Esposizione	II	Categorie di esposizione sito
k_r	0,19	
z_0	0,05 m	
z_{min}	4 m	



Zone 1, 2, 3, 4, 5					
	Costa	10 km	30 km	500 m	750 m
A	—	IV	IV	V	V
B	—	III	III	IV	IV
C	—	*	III	III	IV
D	I	II	II	II	III

* Categoria II nelle zone 1, 2, 3, 4
 Categoria III in zona 5
 ** Categoria III nelle zone 2, 3, 4, 5
 Categoria IV in zona 1

Classe rugosità terreno da NTC 2008 Tab 3.3.III

A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15 m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A,B,D
D	a) Mare e relativa fascia costiera (entro 2km dalla costa); b) Lago (con larghezza massima pari ad almeno 1km) e relativa fascia costiera (entro 1km dalla costa); c) Aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, ...)

Calcolo Pressione del vento

V_b	25,00 m/s	Velocità base di riferimento	da NTC18 (3.3.1)
V_r	25,02 m/s	Velocità di riferimento	da NTC18 (3.3.2)
q_r	391,2 N/m ²	Pressione cinetica di rif.	da NTC18 (3.3.6) con $\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$
c_d	1	Coeff. Dinamico, pari a 1 per edifici di forma regolare non eccedenti 80m di altezza	
c_t	1,00	Coeff. di topografia	a) cresta di una collina isolata $c_t = 1 + \beta\gamma$ b) livello sup. di un dislivello $c_t = 1 + \beta\gamma(1 - 0,1 \times H) \geq 1$ c) su un pendio isolato $c_t = 1 + \beta\gamma(1 - 0,1 \times D) \geq 1$
$c_e(z)$	1,80	Coeff. di esposizione	da NTC18 (3.3.7)
c_p	1	Coefficiente di forma, il valore effettivo verrà specificato in seguito	
p	704 N/m ²	da NTC18 (3.3.4)	Pressione del vento

Calcolo Azione tangenziale del vento

c_f	0,04	Coefficiente d'attrito, funzione della scabrezza della superficie
-------	------	---

Superficie	c_f
Liscia (acciaio, cemento a faccia liscia,...)	0,01
Scabra (cemento a faccia scabra, catrame,...)	0,02
Molto scabra (ondulata, costolata, piegata,...)	0,04

da Circolare NTC 2008 Tab. C3.3.I

p_f	28,17 N/m ²	da NTC18 (3.3.5)	Azione tangente parallela alla direzione del vento
-------	------------------------	------------------	--

Travi ad anima piena e reticolari

Travi isolate da circolare NTC 2008 § C3.3.10.4.1

La pressione va considerata agente solo su S_p e va valutata utilizzando i seguenti valori per il coefficiente c_p .

S	1 m^2	Superficie delimitata dal contorno della trave
S_p	1 m^2	Superficie della parte piena della trave
φ	1,0	
c_p	1,4	Coefficiente di pressione
p	0,99 kN/m ²	Pressione agente su S_p

	$\left\{ \begin{array}{ll} c_p = 2 - 4/3 \varphi & \text{per } 0 \leq \varphi \leq 0,3 \\ c_p = 1,6 & \text{per } 0,3 \leq \varphi \leq 0,8 \\ c_p = 2,4 - \varphi & \text{per } 0,8 \leq \varphi \leq 1 \end{array} \right.$	
--	---	--

Travi multiple da circolare NTC 2008 § C3.3.10.4.2

Nel caso di travi disposte parallelamente a distanza d non maggiore del doppio dell'altezza h , il valore della pressione sull'elemento successivo sarà pari a quello sull'elemento precedente moltiplicando per un coefficiente di riduzione μ calcolato in seguito.

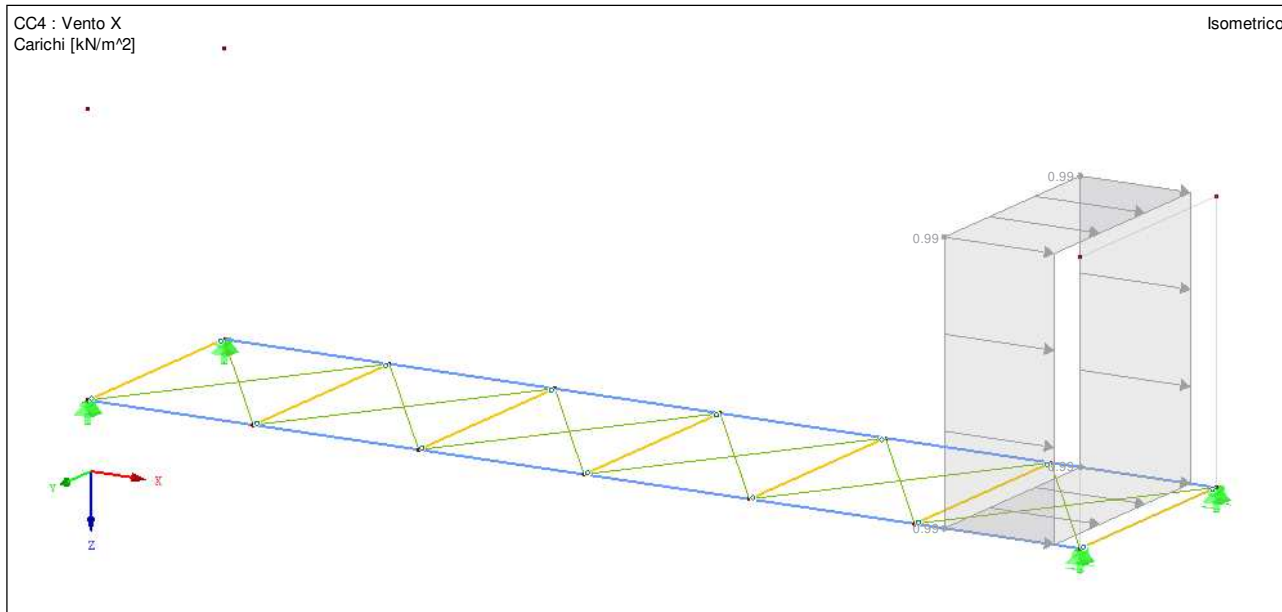
NB: le travi multiple vengono considerate aventi tutte la stessa geometria

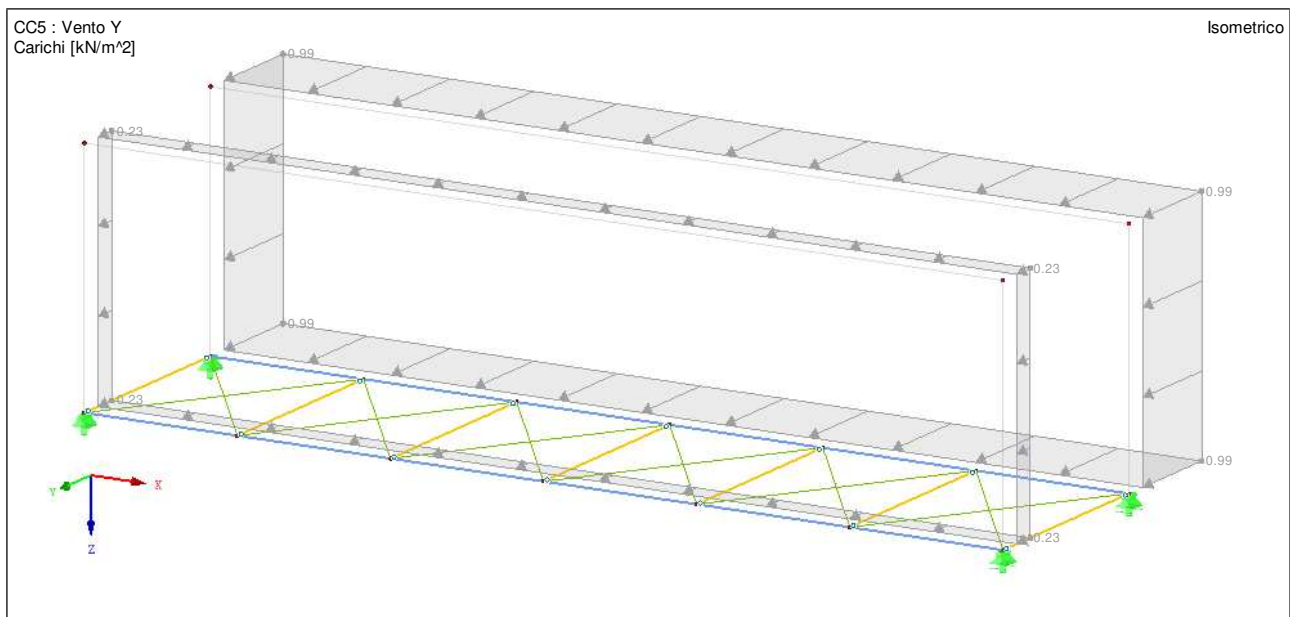
d	2,71 m	Distanza o interasse tra le travi
h	1,28 m	Altezza delle travi
$n^\circ \text{ travi}$	2	Numero di travi disposte parallelamente
d/h	2,12	interpolazione lineare
μ	0,20	Coeff. di riduzione per travi multiple

	$\left\{ \begin{array}{ll} \mu = 1 - 1,2 \varphi & \text{per } \varphi \leq 2/3 \\ \mu = 0,2 & \text{per } \varphi > 2/3 \end{array} \right.$	
--	---	--

NB: per $d/h \geq 5$ gli elementi vengono considerati come isolati
per $2 < d/h < 5$ si procede all'interpolazione lineare

n° di travi	p elementi isolati kg/m ²	p coefficienti di riduzione kg/m ²	p interpolaz. lineare kg/m ²
1° trave	0,99	0,99	0,99
2° trave	0,99	0,20	0,23





AZIONE SISMICA

Considero l'azione sismica orizzontale agente in due direzioni ortogonali principali ma non contemporaneamente sul manufatto. Gli effetti sulla struttura sono combinati successivamente sommando alla totalità degli effetti indotti dal sisma agente in una direzione il 30% degli effetti indotti dal sisma nella direzione ortogonale.

I dati relativi alle coordinate geografiche e alla categoria del suolo sono estrapolati dalla relazione geologica redatta dal Dott. Nisi Andrea.

Le coordinate del sito utilizzate per calcolare l'azione sismica sono state ricavate dal motore di ricerca geografica Google Maps e sono le seguenti:

- Latitudine: 44.114899
- Longitudine: 12.336411

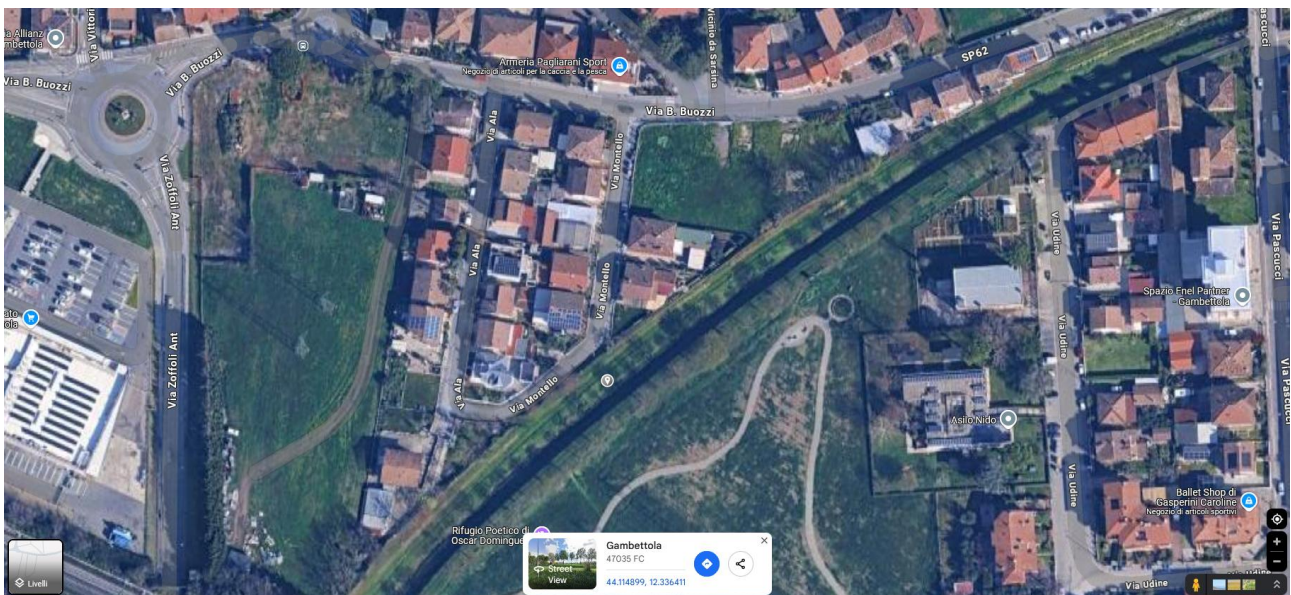


Figura 1 Localizzazione del sito attraverso l'uso di Google Maps

Sulla base delle categorie di sottosuolo definite nel D.M. del 17/01/2018, il sito in cui verrà realizzato l'edificio ricade nella categoria **C** e categoria topografica **T2**.

Dal DM 17/01/18, considerando una vita nominale dell'edificio $V_N = 50$ (costruzioni ordinarie) e costruzioni in classe d'uso II (costruzioni il cui uso prevedano normali affollamenti) si ottiene un periodo di riferimento V_R pari a:

$$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \times 1 = 50 \text{ anni}$$

I parametri a_g , F_0 e T_c^* per il periodo di ritorno T_R si ricavano dalla Tabella 3, mentre i parametri divisi per stato limite sono riportati in Tabella 4. I dati utilizzati sono evidenziati in giallo nelle rispettive tabelle.

In fase di dimensionamento mediante analisi statica lineare, viene usata la formula del DM 17/01/18 per calcolare il periodo proprio del manufatto:

$$T_1 = C_1 \cdot H^{3/4} = 0.05 \cdot 1.28^{3/4} = 0.0602$$

Dove:

$C_1 = 0.05$ a vantaggio di sicurezza

$H = 1.28\text{m}$ altezza del manufatto in legno

Tabella 3 Parametri a_g , F_0 e T_c^* per il periodo di ritorno T_R

T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_c^* [s]
30	0,055	2,447	0,266
50	0,070	2,430	0,284
72	0,083	2,438	0,285
101	0,098	2,424	0,295
140	0,114	2,431	0,294
201	0,134	2,437	0,297
475	0,189	2,454	0,308
975	0,248	2,471	0,316
2475	0,345	2,440	0,329

Tabella 4 Parametri a_g , F_0 e T_c^* per il periodo di ritorno T_R e per stato limite

Stato limite	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_c^* [s]
SLO	30	0,056	2,447	0,266
SLD	50	0,070	2,430	0,284
SLV	475	0,189	2,454	0,308
SLC	975	0,248	2,471	0,316

Anche se il periodo calcolato non cade nel tratto piano dello spettro di progetto, si considera a favore di sicurezza l'ordinata massima dello spettro di risposta.

$$q = q_0 \cdot K_R$$

Dove:

$q_0 = 1.0$ fattore di struttura adottato

$K_R = 1$ coefficiente riduttivo per edifici regolari in altezza

Pertanto, il valore di progetto dell'ordinata dello spettro di risposta è pari a:

$$S_d(T_1) = a_g \cdot S \cdot F_0 \cdot \eta = 0.791g$$

Dove:

$S = S_s \cdot S_T = 1.421 \cdot 1.2 = 1.705$ con S_s coefficiente di amplificazione stratigrafica

S_T coefficiente di amplificazione topografica

$$\eta = \frac{1}{q} = \frac{1}{1.0} = 1.0$$

Parametri spettro SLV sisma orizzontale

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0,189 g
F_a	2,454
T_c	0,308 s
S_s	1,421
C_c	1,549
S_T	1,200
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,705
η	1,000
T_B	0,159 s
T_C	0,477 s
T_D	2,358 s

Parametri spettro SLD sisma orizzontale

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLD
a_g	0,070 g
F_a	2,430
T_c	0,284 s
S_s	1,500
C_c	1,591
S_T	1,200
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,800
η	1,000
T_B	0,151 s
T_C	0,452 s
T_D	1,882 s

Parametri spettro SLV sisma verticale

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_{av}	0,111 g
S_S	1,000
S_T	1,200
q	1,000
T_B	0,050 s
T_C	0,150 s
T_D	1,000 s

Parametri dipendenti

F_v	1,442
S	1,200
η	1,000

Parametri spettro SLD sisma verticale

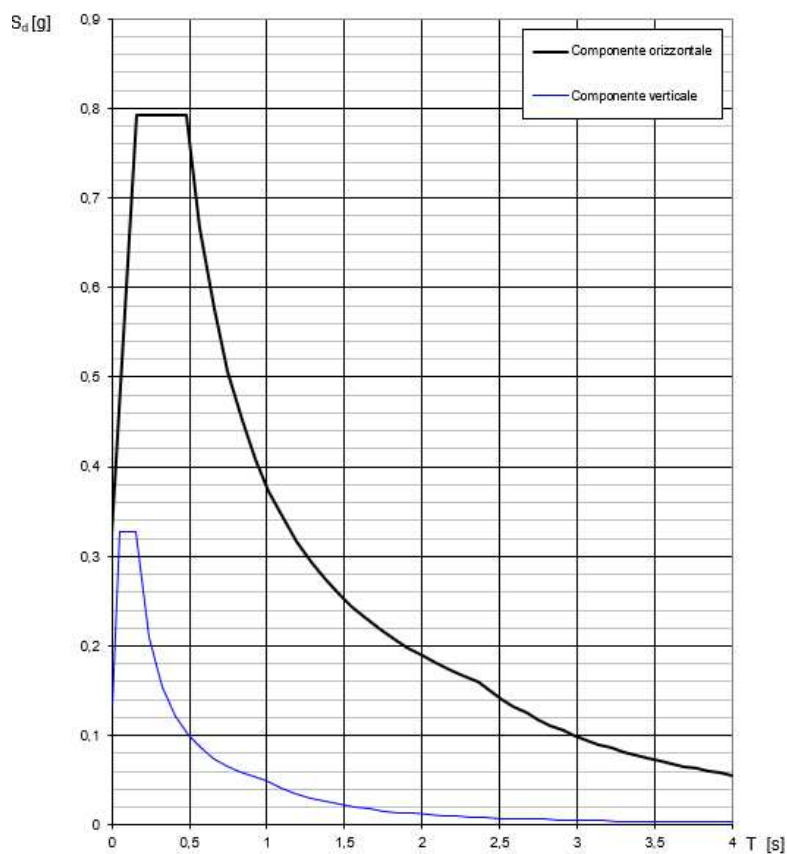
Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLD
a_{av}	0,025 g
S_S	1,000
S_T	1,200
q	1,000
T_B	0,050 s
T_C	0,150 s
T_D	1,000 s

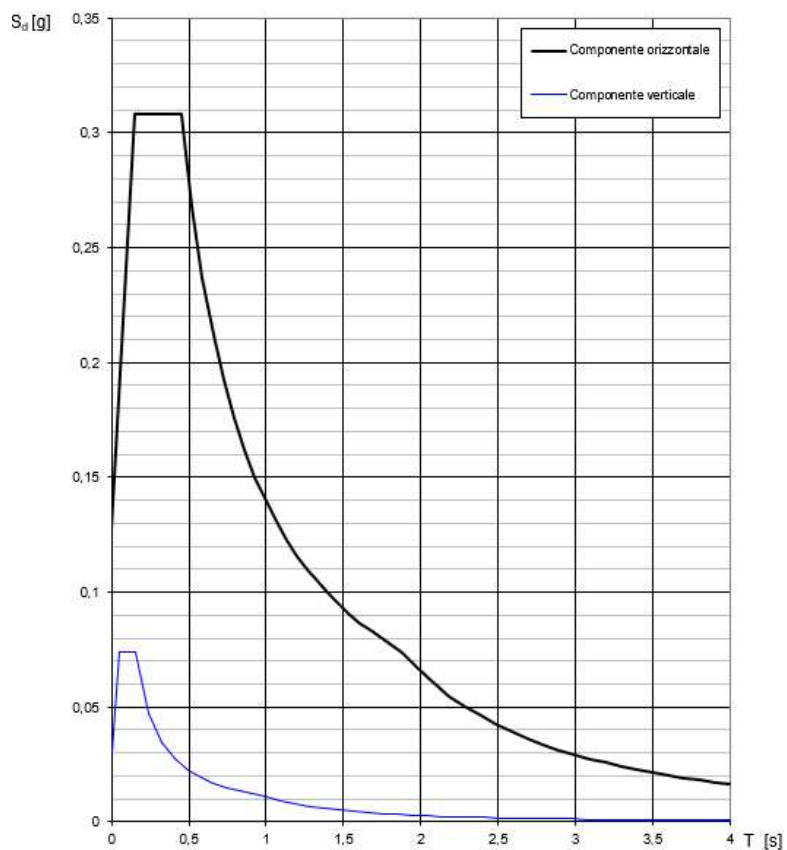
Parametri dipendenti

F_v	0,871
S	1,200
η	1,000

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limiti SLV



Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limiti SLD



MODELLO NUMERICO

Al fine dell'analisi e dimensionamento della struttura vengono impiegati vari strumenti, tra cui un software agli elementi finiti chiamato RFEM 5.36.01 ed una serie di fogli di calcolo sviluppati internamente all'ufficio tecnico attraverso l'uso di Microsoft Excel 2013.

METODOLOGIA DI MODELLAZIONE ED ANALISI

L'analisi statica per la verifica dei singoli componenti – travi, pilastri– viene generalmente effettuata utilizzando i fogli di calcolo sviluppati internamente all'Ufficio tecnico. In alcuni casi, a causa della particolare geometria struttura, si fa ricorso ai moduli citati nel paragrafo "Modello numerico".

Per quanto riguarda l'analisi sismica, questa è sviluppata utilizzando sia l'analisi statica (mediante l'uso di un foglio Excel realizzato dall'Ufficio tecnico) che l'analisi dinamica (mediante l'uso di RFEM 5.04 con l'aggiunta dei due moduli brevemente illustrati nel paragrafo "Modello numerico")

INFORMAZIONI SUL CODICE DI CALCOLO

Il comportamento della struttura sotto l'azione sismica viene utilizzato il software agli elementi finiti RFEM versione 5.04 della ditta Dlubal Software GmbH Am Zellweg 2D-93464 Tiefenbach Germany, licenziato a Sistem Costruzioni srl con numero 12685.

Il software viene impiegato per:

- L'analisi dinamica della struttura dovuta all'azione sismica ed estrapolazione dell'azione tagliante in sommità alle pareti, necessarie a dimensionare le connessioni dei pannelli OSB alla struttura a telaio, l'interasse delle barre di fissaggio del cordolo alla fondazione e gli interassi dei fissaggi d'angolo delle pareti.
- Calcolo delle sollecitazioni dovute all'azione statica dei carichi gravitazionali e del vento per la verifica ed il dimensionamento di travi e pareti.

RFEM5 è composto da un programma principale, le cui informazioni sono riportate in Figura 2, a cui sono stati aggiunti una serie di add-on che vanno ad incrementare le funzionalità di quest'ultimo. Nel nostro caso specifico, al fine di poter effettuare una modellazione agli elementi finiti che ricopra tutte le casistiche progettuali affrontate dall'azienda, gli add-on utilizzati sono i seguenti:

- RF-Dynam PRO
- RF-Laminate
- RF-Timber Pro
- RF-Steel EC3.

Il software è impiegato soprattutto in Germania ed Austria – ma anche nel resto del mondo – per il calcolo delle strutture con particolare attenzione alle strutture in legno. Sono presenti molti esempi di edifici realizzati, visualizzabili sul sito del produttore, tra cui:

- Forum Gold and Silver, Nistertal, Germania
- Pyramidenkogel, Austria
- Tower on the Island of Rügen, Germania
- Salvador Dalí Museum, Florida, USA
- Ice Hockey Arena in Jičín, Czech Republic

Questi sono solo alcuni dei vari esempi di progetti realizzati che definiscono la bontà e affidabilità del codice di calcolo utilizzato.

RF-DYNAM PRO

Questi due add-on consentono, rispettivamente, di effettuare l'analisi dei modi propri di vibrare della struttura e di generare i carichi sismici equivalenti.

L'analisi sismica viene effettuata per carichi equivalenti inserendo i dati dello spettro di risposta per il sito oggetto della progettazione. La spiegazione dettagliata dell'analisi sismica verrà mostrata in seguito nel paragrafo Modellazione delle azioni

RF-TIMBER PRO

Questo modulo può essere impiegato per effettuare le verifiche di travi e pilastri, utilizzati all'interno di RFEM, in legno massiccio o lamellare. Permette di effettuare verifiche di resistenza, deformabilità – compresa una verifica semplificata dell'analisi di vibrazione delle travi – ed al fuoco.

Una funzione interessante di RF-Timber Pro risulta essere la possibilità di effettuare un'ottimizzazione automatica delle sezioni definite all'interno di RFEM5 sulla base dei carichi che vengono selezionati per verificare il dimensionamento degli elementi.

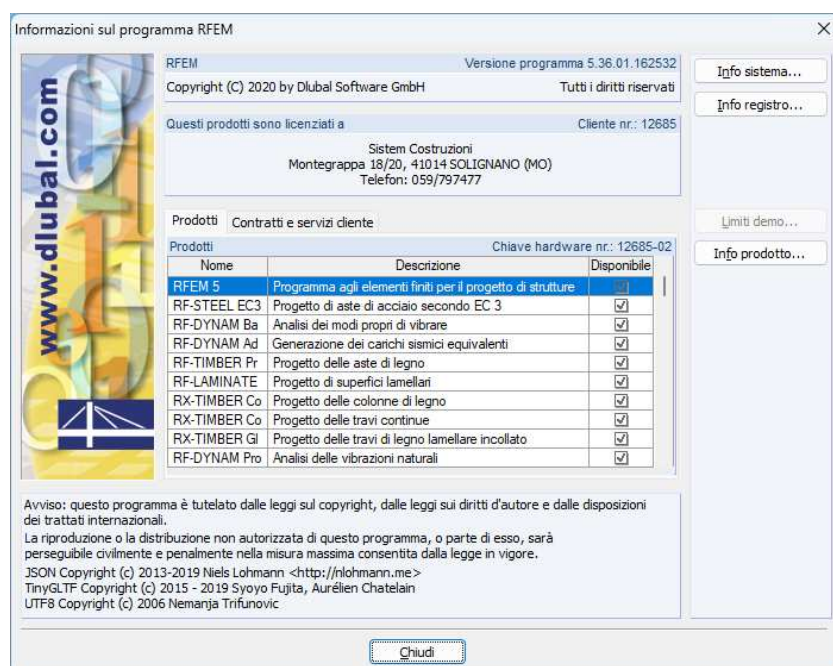
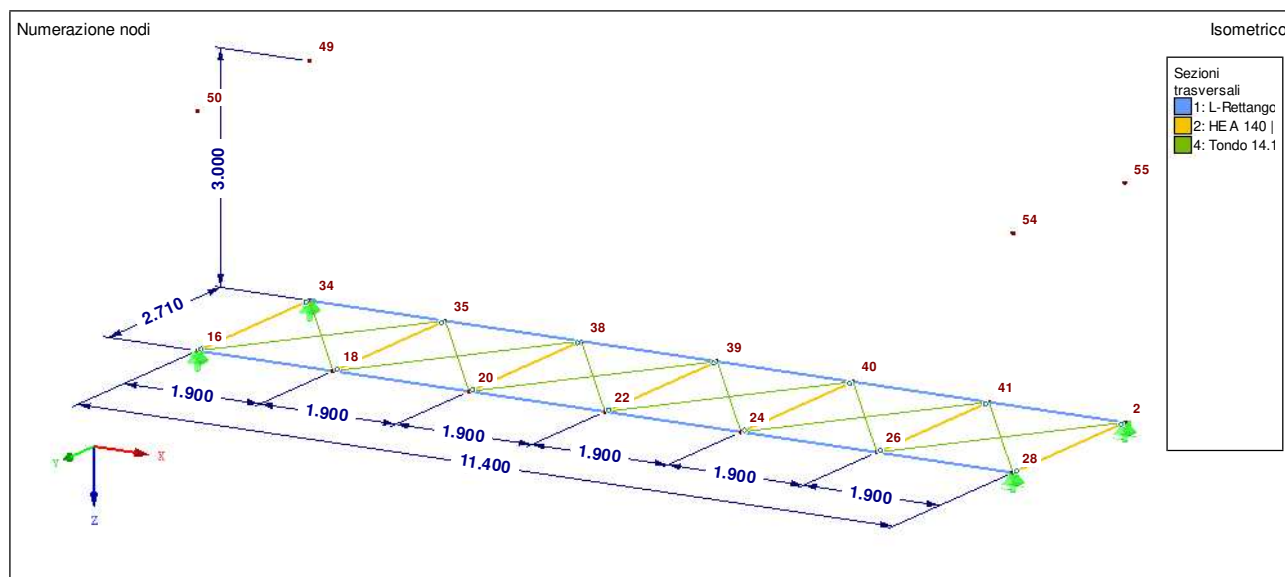


Figura 2 Informazioni sul programma RFEM5

MODELLAZIONE DELLA GEOMETRIA E DELLE PROPRIETÀ MECCANICHE

Tutti gli elementi che compongono il modello numerico vengono inseriti come elementi beam; in particolare le controventature metalliche sono inserite come elemento che lavora a sola trazione. Di seguito si riporta una vista del modello numerico agli elementi finiti.



MODELLAZIONE DELLE AZIONI

All'interno di RFEM si inseriscono sia i carichi gravitazionali e vento, associati ad ogni elemento, sia i parametri per l'analisi sismica all'interno del modulo RF-Dynam PRO, indipendentemente per il sisma agente in direzione x e y.

Si imposta l'analisi secondo carichi equivalenti, Figura 3, e si definiscono le masse da considerare per il calcolo dei modi di vibrare prendendo le masse dai casi di carico impostati nel modello: G_1 , G_2 , Q_a , etc. Figura 4, definendo poi la combinazione imposta dalle NTC per l'applicazione del carico verticale sismico Figura 5.

Si stabilisce quindi, in quale direzione considerare l'azione del sisma e quale combinazione delle masse utilizzare, vedi Figura 6.

Si inseriscono a questo punto i dati dello spettro di risposta derivanti dal foglio Excel fornito dal ministero, sulla base del sito della costruzione; si riporta nell'ordine lo spettro di risposta agli SLV in componente orizzontale e verticale e lo spettro di risposta agli SLD in componente orizzontale e verticale, vedi Figura 7.

Si impostano infine i parametri per l'esportazione delle forze sismiche, vedi Figura 8.

Si procede quindi al calcolo, considerando un numero di modi di vibrare tale da raggiungere una partecipazione della massa almeno dell'85% e si procede quindi all'esportazione dei dati all'interno di RFEM.

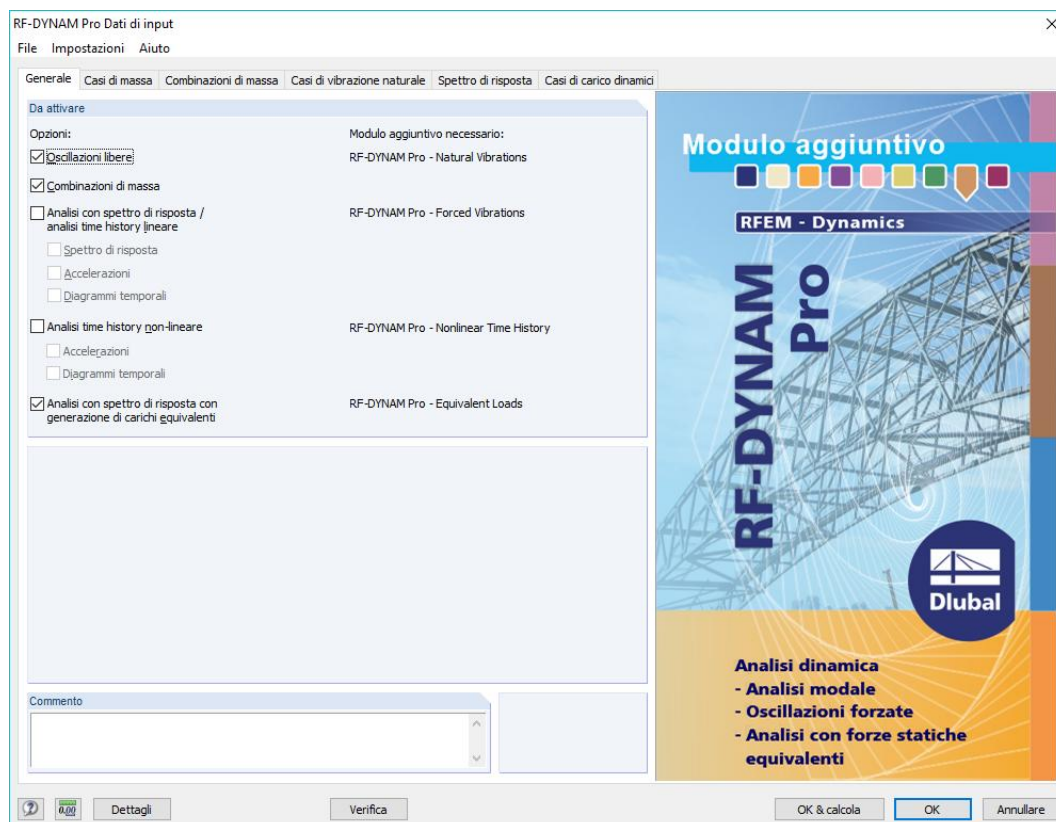
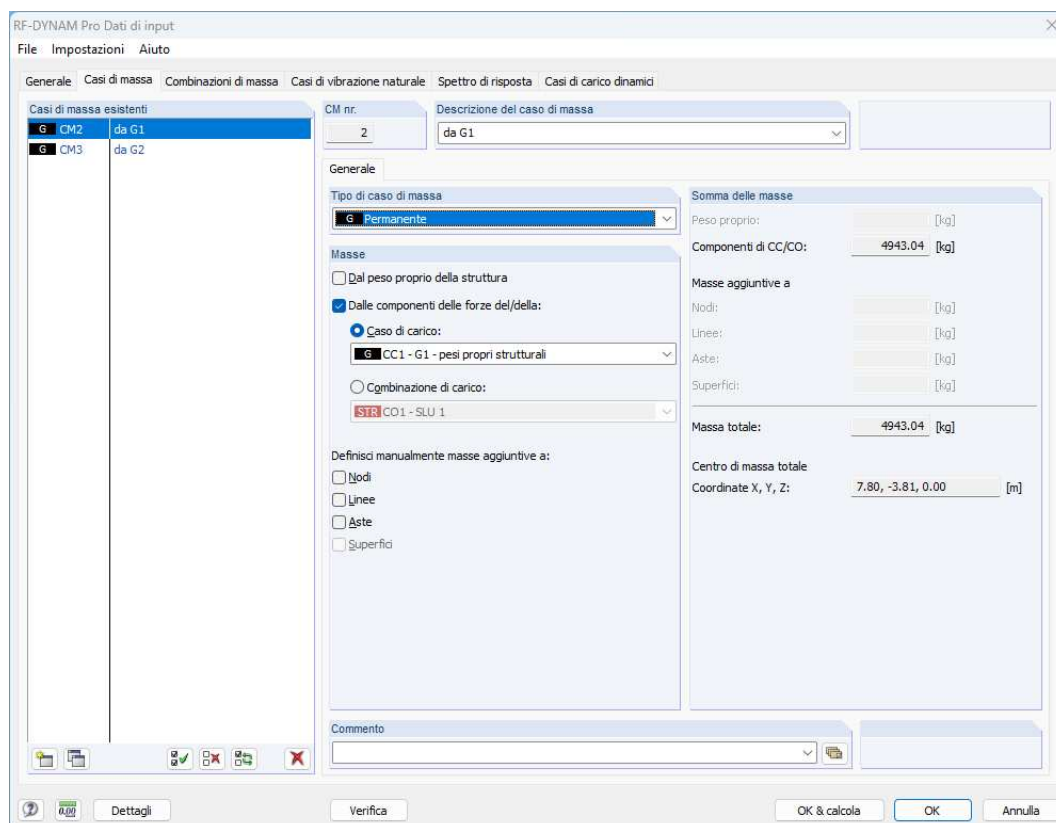


Figura 3 Selezione del metodo a carichi equivalenti



RF-DYNAM Pro Dati di input

File Impostazioni Aiuto

Generale Casi di massa Combinazioni di massa Casi di vibrazione naturale Spettro di risposta Casi di carico dinamici

Casi di massa esistenti

Casi di massa esistenti	da
G CM2	da G1
G CM3	da G2

CM nr. 3 Descrizione del caso di massa da G2

Generale

Tipo di caso di massa: ☒ Permanente

Masse

☐ Dal peso proprio della struttura

☒ Dalle componenti delle forze del/della:

☒ Caso di carico: G2 - G2 - permanenti portati

☐ Combinazione di carico: STR CO1 - SLU 1

Definisci manualmente masse aggiuntive a:

☐ Nodi

☐ Linee

☐ Aste

☐ Superfici

Somma delle masse

Peso proprio: [kg]

Componenti di CC/CO: 1421.12 [kg]

Masse aggiuntive a

Nodi: [kg]

Linee: [kg]

Aste: [kg]

Superfici: [kg]

Massa totale: 1421.12 [kg]

Centro di massa totale

Coordinate X, Y, Z: 7.80, -3.81, 0.00 [m]

Commento

Dettagli Verifica OK & calcola OK Annulla

Figura 4 Importazione delle masse sismiche dai carichi assegnati nel modello

RF-DYNAM Pro Dati di input

File Impostazioni Aiuto

Generale Casi di massa Combinazioni di massa Casi di vibrazione naturale Spettro di risposta Casi di carico dinamici

Combinazioni di massa esistenti

Combinazioni di massa esistenti	Descrizione della combinazione di massa
COM1	verticale sismico

COM nr. 1 Descrizione della combinazione di massa verticale sismico

Generale

Casi di massa esistenti

Casi di massa esistenti	da
1.00 G CM2	da G1
1.00 G CM3	da G2

Casi di massa nella combinazione di massa

Casi di massa nella combinazione di massa	da
1.00 G CM2	da G1
1.00 G CM3	da G2

Tutti

Commento

Dettagli Verifica OK & calcola OK Annulla

Figura 5 Definizione dei carichi verticali in combinazione sismica

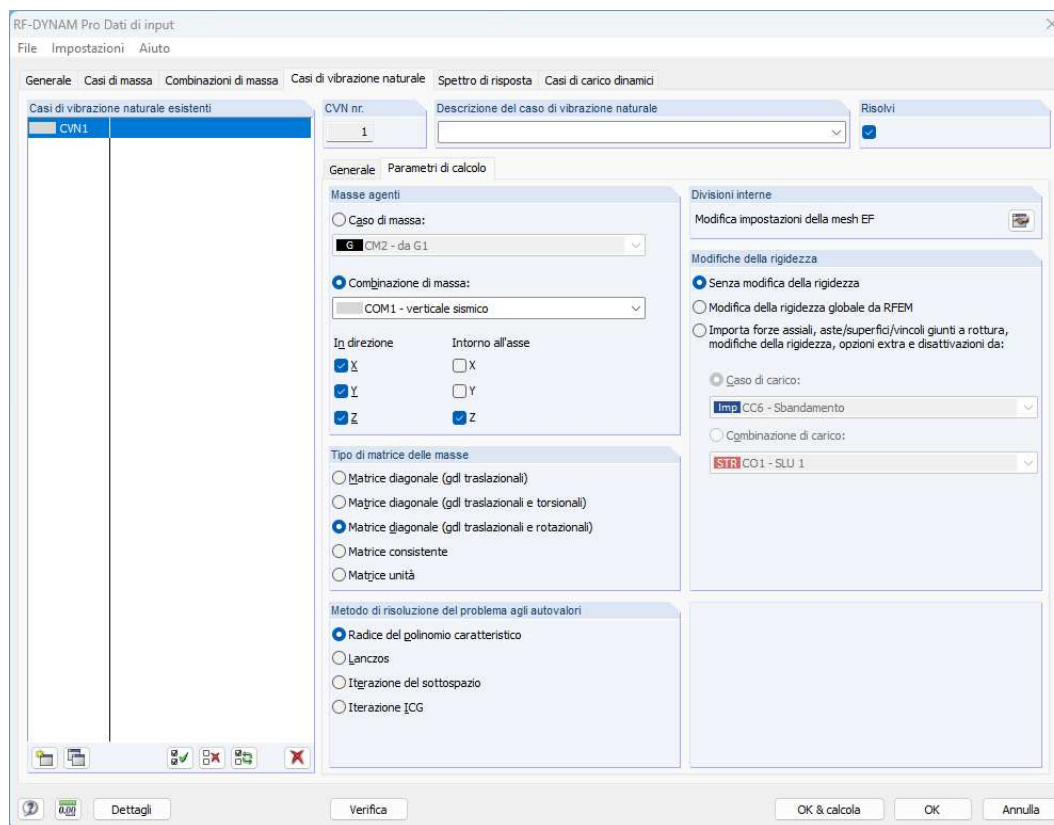
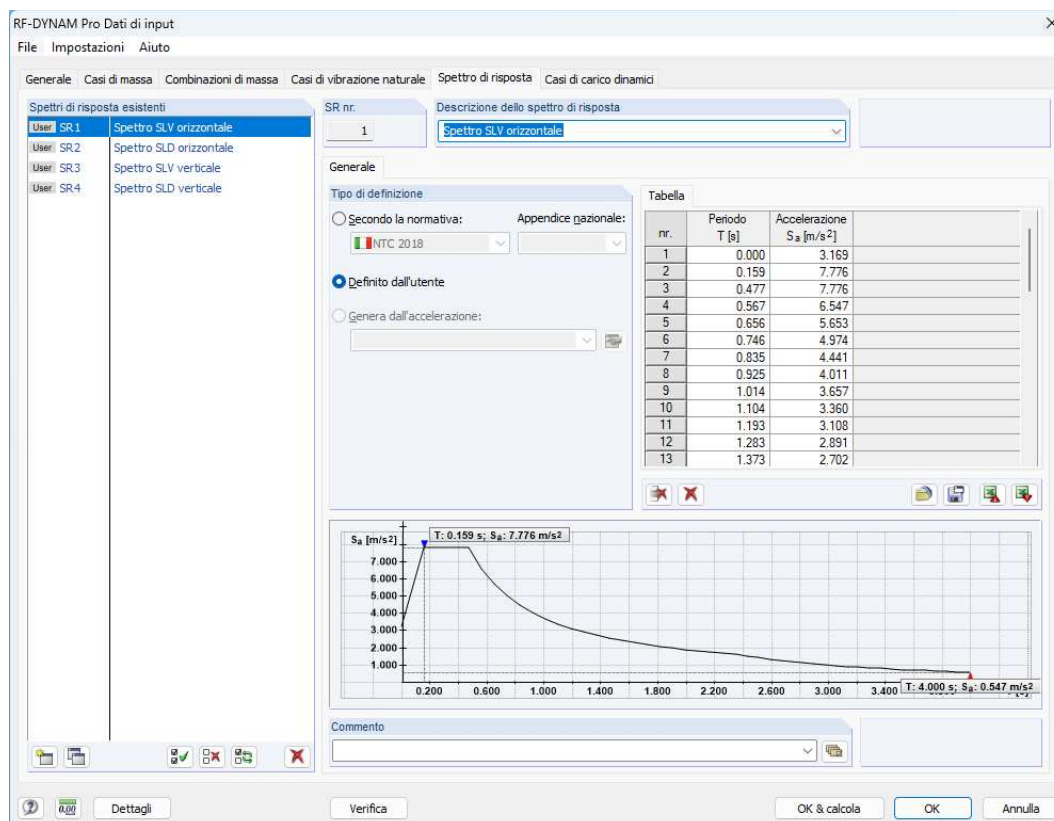


Figura 6 Scelta della combinazione di masse da utilizzare ed in quale direzione



RF-DYNAM Pro Dati di input

File Impostazioni Aiuto

Generale Casi di massa Combinazioni di massa Casi di vibrazione naturale **Spettro di risposta** Casi di carico dinamici

Spettri di risposta esistenti

User SR.1	Spettro SLV orizzontale
User SR.2	Spettro SLD orizzontale
User SR.3	Spettro SLV verticale
User SR.4	Spettro SLD verticale

SR nr. 3 Descrizione dello spettro di risposta Spettro SLV verticale

Generale

Tipo di definizione

☐ Secondo la normativa: Appendice gazonale: EN 1998-1:2010 CEN

☒ Definito dall'utente

☐ Genera dall'accelerazione:

Tabella

nr.	Periodo T [s]	Accelerazione S_a [m/s ²]
1	0.000	1.310
2	0.050	3.215
3	0.150	3.215
4	0.235	2.052
5	0.320	1.507
6	0.405	1.191
7	0.490	0.984
8	0.575	0.839
9	0.660	0.731
10	0.745	0.647
11	0.830	0.581
12	0.915	0.527
13	1.000	0.482

S_a [m/s²] T: 0.050 s; S_a : 3.215 m/s²

Commento

Dettagli Verifica OK & calcola OK Annulla

RF-DYNAM Pro Dati di input

File Impostazioni Aiuto

Generale Casi di massa Combinazioni di massa Casi di vibrazione naturale **Spettro di risposta** Casi di carico dinamici

Spettri di risposta esistenti

User SR.1	Spettro SLV orizzontale
User SR.2	Spettro SLD orizzontale
User SR.3	Spettro SLV verticale
User SR.4	Spettro SLD verticale

SR nr. 2 Descrizione dello spettro di risposta Spettro SLD orizzontale

Generale

Tipo di definizione

☐ Secondo la normativa: Appendice gazonale: NTC 2018

☒ Definito dall'utente

☐ Genera dall'accelerazione:

Tabella

nr.	Periodo T [s]	Accelerazione S_a [m/s ²]
1	0.000	1.244
2	0.151	3.024
3	0.452	3.024
4	0.520	2.628
5	0.588	2.323
6	0.656	2.082
7	0.724	1.886
8	0.792	1.724
9	0.860	1.587
10	0.928	1.471
11	0.996	1.370
12	1.065	1.283
13	1.133	1.205

S_a [m/s²] T: 0.151 s; S_a : 3.024 m/s²

Commento

Dettagli Verifica OK & calcola OK Annulla

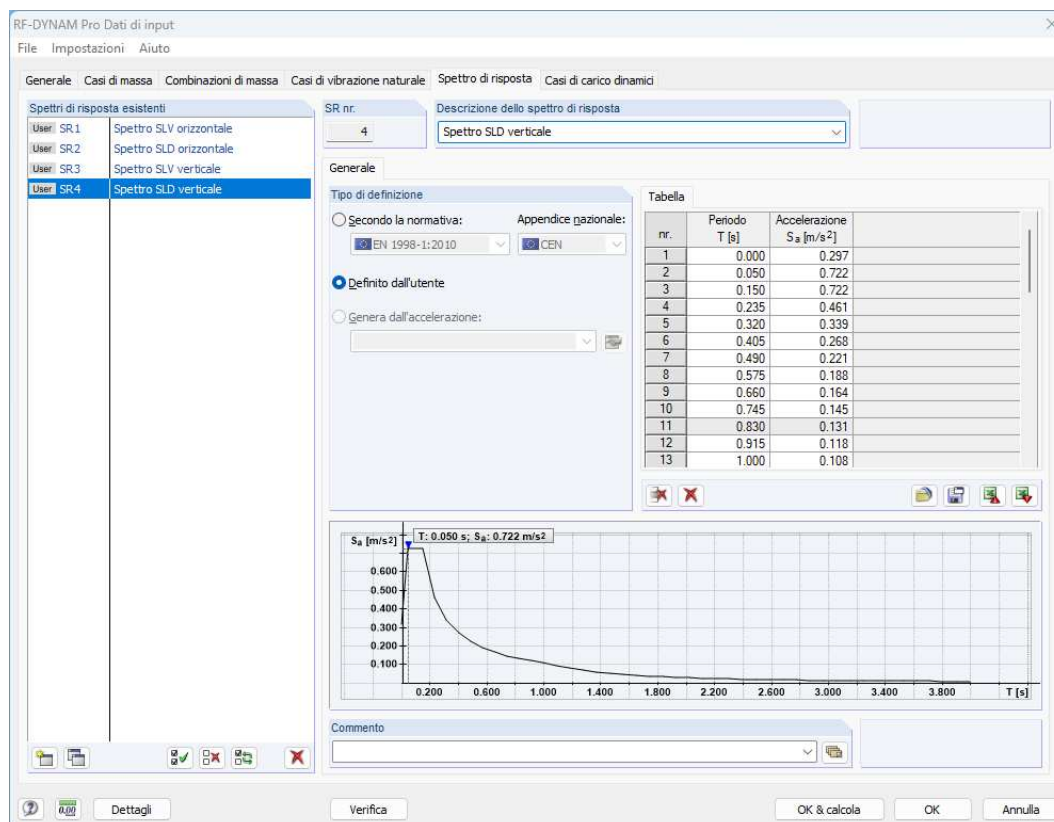


Figura 7 Definizione dei parametri degli spettri di risposta al SLV orizzontale e verticale e agli SLD orizzontale e verticale

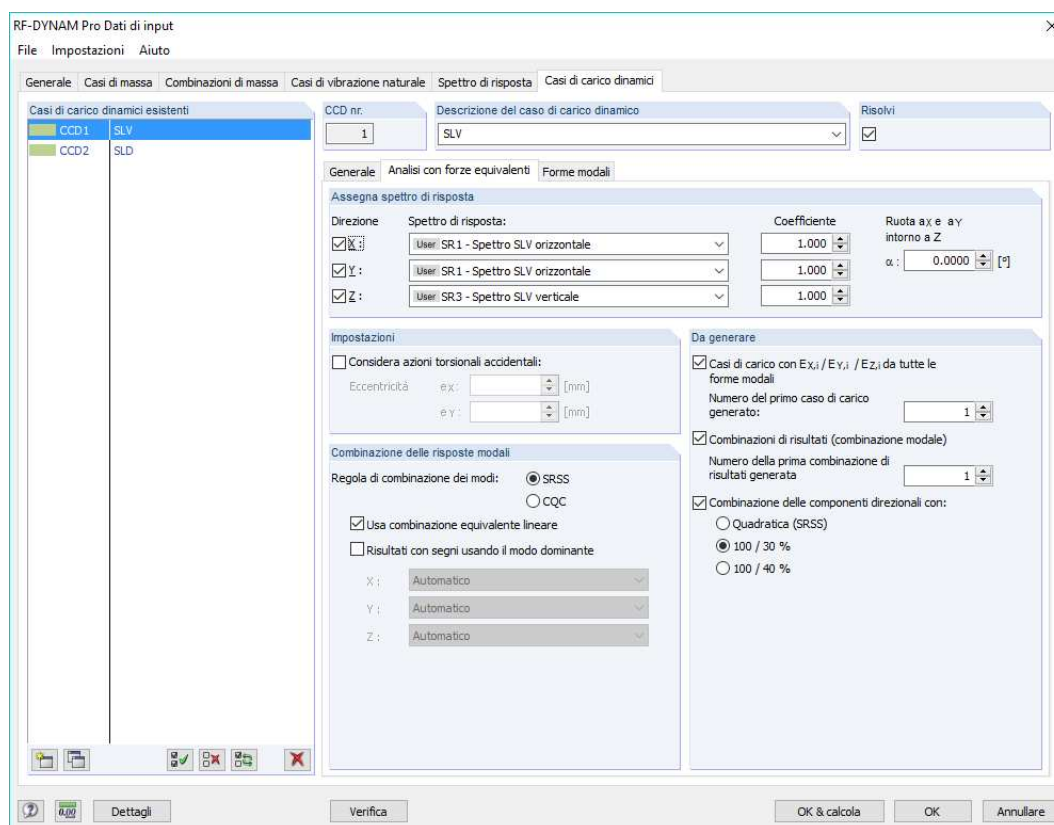


Figura 8 Definizione dei parametri per l'esportazione dei risultati

Le azioni derivanti dall'azione sismica vengono esportate in combinazione quadratica SRSS, combinandole come richiesto dalla normativa con la regola 100/30% per considerare variabilità della direzione del sisma.

PRINCIPALI RISULTATI

RISULTATI DELL'ANALISI MODALE

Si riporta di seguito in Figura 9 i parametri delle forme modali e quali di queste verranno prese in considerazione per determinare il set di forze statiche equivalenti da applicare alla struttura.

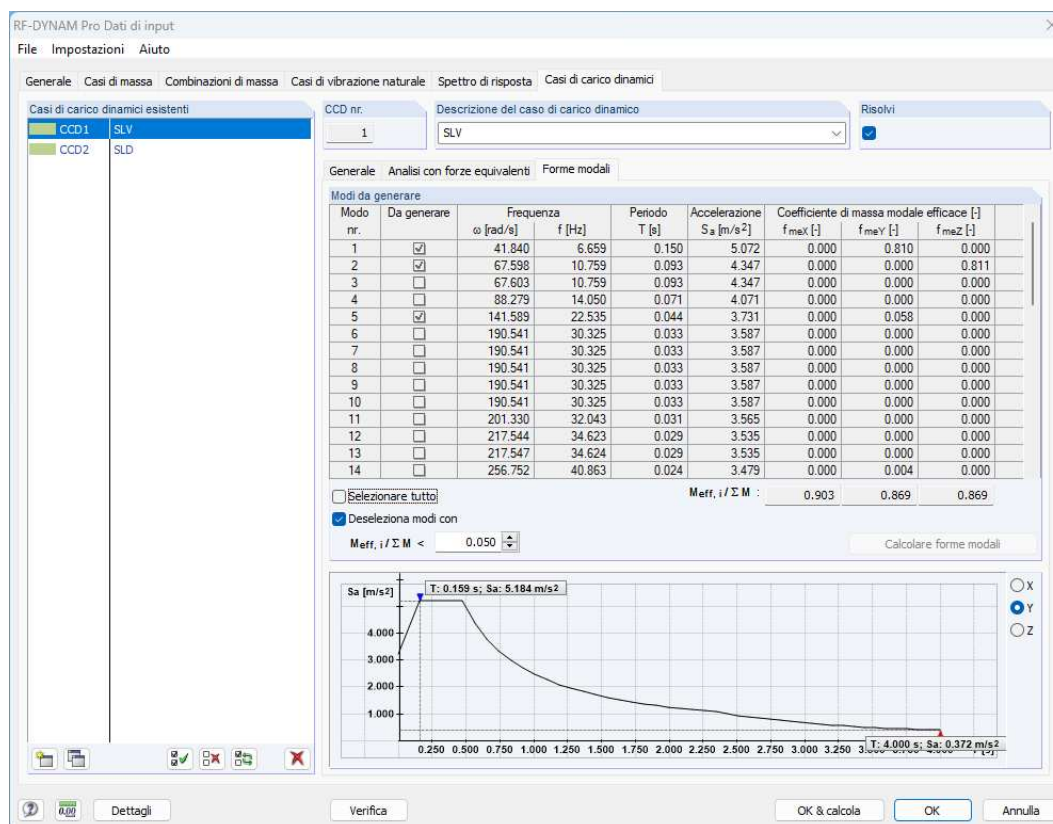


Figura 9 Forme modali

Si riportano le risultanti degli sforzi per le 2 principali forme modali.

Per il modo dominante in direzione Y (in senso trasversale all'asse della passerella) la risultante degli sforzi è pari a:

$$F_x = 0.00kN$$

$$F_y = +32.99kN$$

$$F_z = 0.00kN$$

$$M_x = 0.00 kNm$$

$$M_y = 0.00kNm$$

$$M_z = +0.74kNm$$

Per il modo dominante in direzione Z (in senso verticale) la risultante degli sforzi è pari a:

$$F_x = 0.00kN$$

$$F_y = 0.00kN$$

$$F_z = 15.83kN$$

$$M_x = +0.08 \text{ kNm}$$

$$M_y = 0.00 \text{ kNm}$$

$$M_z = 0.00 \text{ kNm}$$

Si riportano da Figura 10 a Figura 11 le forme modali significative della struttura.

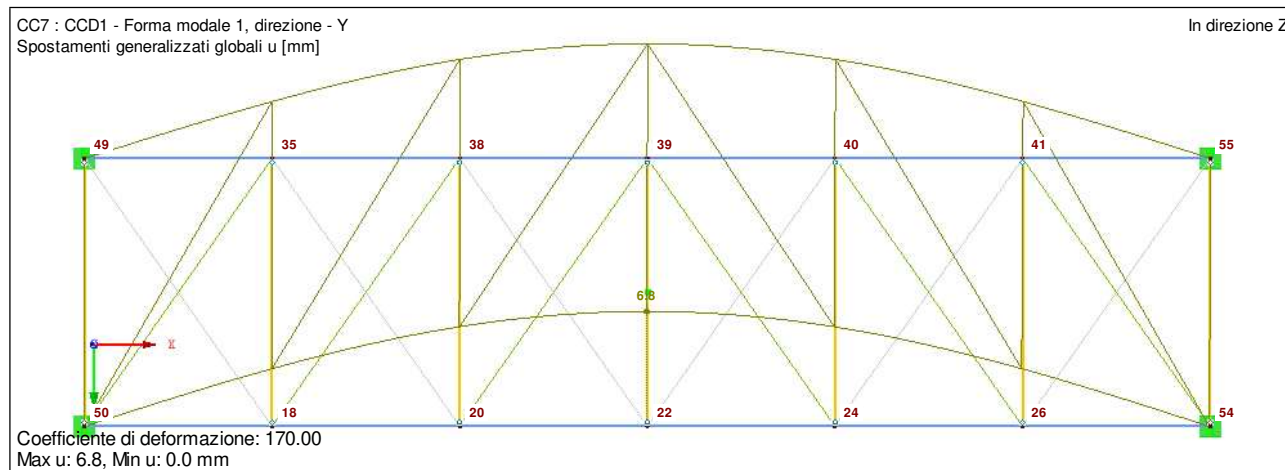


Figura 10 Forma modale 1, fr. 6.659 Hz

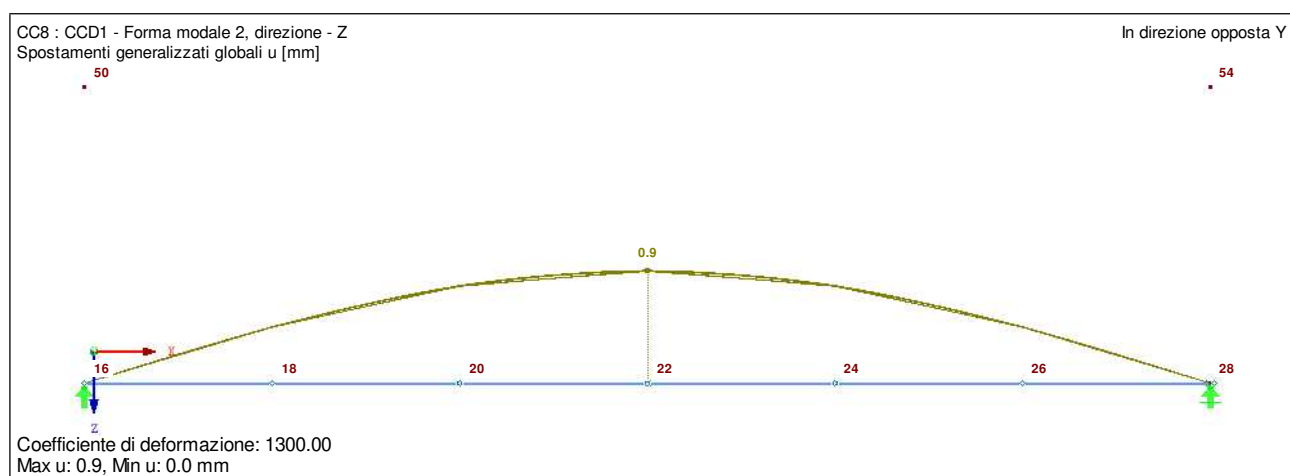


Figura 11 Forma modale 2, fr. 10.759 Hz

Tabella 5 Coefficienti di massa modale efficace

Modo nr.	Massa modale M_i [kg]	m_{ex} [kg]	m_{ey} [kg]	Massa modale efficace				Coefficienti di massa modale efficace		
				m_{ex} [kg]	$m_{@x}$ [kg.m ²]	$m_{@y}$ [kg.m ²]	$m_{@z}$ [kg.m ²]	f_{meX} [-]	f_{meY} [-]	f_{meZ} [-]
1	3182,91	0,00	4922,70	0,00	0,00	0,00	22,42	0,000	0,810	0,000
2	3157,85	0,00	0,00	4924,45	0,13	9,89	0,00	0,000	0,000	0,811
5	3182,00	0,00	353,48	0,00	0,00	0,00	1,84	0,000	0,058	0,000
22	2855,88	0,00	0,00	352,41	2,12	0,71	0,00	0,000	0,000	0,058
24	3182,10	5099,67	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,820	0,000	0,000
37	3183,03	514,80	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,083	0,000	0,000
Somma	18743,77	5614,47	5276,18	5276,86	2,25	10,60	24,26	0,90	0,87	0,87

Tabella 6 Frequenze naturali

Modo nr.	Autovalore $\lambda [1/s^2]$	Frequenza angolare $\omega [\text{rad/s}]$	Frequenza naturale $f [\text{Hz}]$	Periodo proprio $T [\text{s}]$
1	2654,501	51,522	8,200	0,122
2	4569,509	67,598	10,759	0,093
5	27091,289	164,594	26,196	0,038
22	140192,188	374,422	59,591	0,017
24	149635,750	386,828	61,566	0,016
37	1286061,875	1134,047	180,489	0,006

REAZIONI VINCOLARI

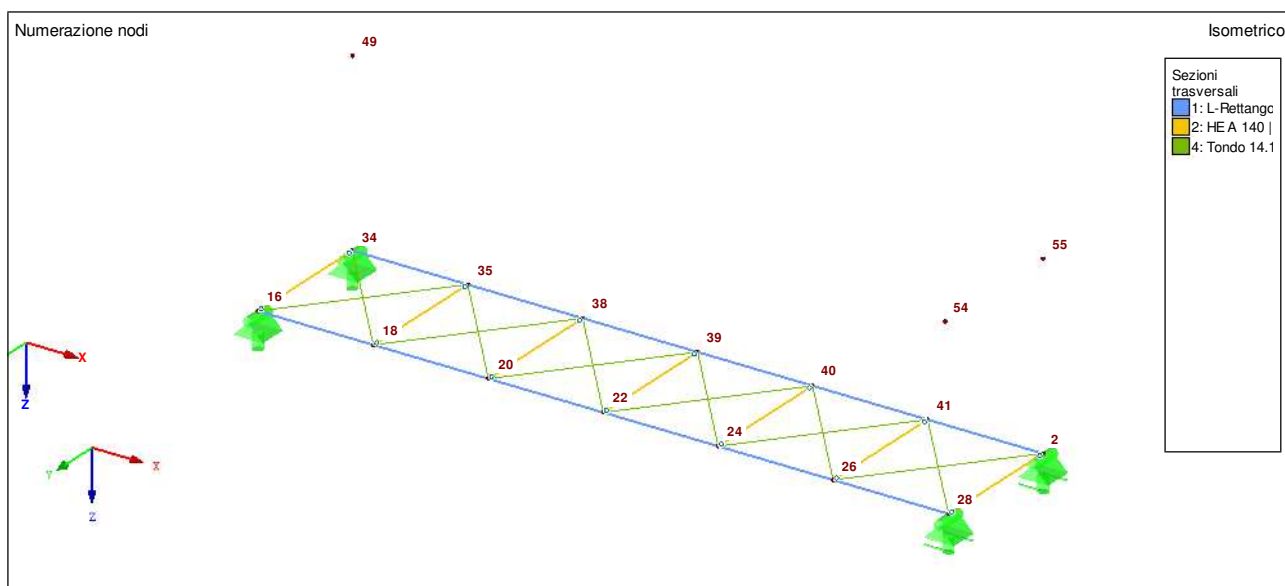


Figura 12 Vista del modello con numerazione dei nodi

Tabella 7 Reazioni vincolari suddivise per singolo caso di carico

CC1 - G1 Pesì strutturali 1,60kN/m2							CC2 - G2 Pesì Non strutturali 0,46kN/m2						
Nodo nr.	Forze vincolari [kN]			Momenti vincolari [kNm]			Nodo nr.	Forze vincolari [kN]			Momenti vincolari [kNm]		
	P_x	P_y	P_z	M_x	M_y	M_z		P_x	P_y	P_z	M_x	M_y	M_z
2	0,00	0,00	12,36	0,00	0,00	0,00	2	0,00	0,00	3,55	0,00	0,00	0,00
16	0,00	0,00	12,36	0,00	0,00	0,00	16	0,00	0,00	3,55	0,00	0,00	0,00
28	0,00	0,00	12,36	0,00	0,00	0,00	28	0,00	0,00	3,55	0,00	0,00	0,00
34	0,00	0,00	12,36	0,00	0,00	0,00	34	0,00	0,00	3,55	0,00	0,00	0,00
Σ Forze	0,00	0,00	49,43				Σ Forze	0,00	0,00	14,21			
Σ Carichi	0,00	0,00	49,43				Σ Carichi	0,00	0,00	14,21			

CC3 - Qf Folla compatta 5kN/m2							CC4 - Qw Vento dir. X 0,99kN/m2						
Nodo nr.	Forze vincolari [kN]			Momenti vincolari [kNm]			Nodo nr.	Forze vincolari [kN]			Momenti vincolari [kNm]		
	P_x	P_y	P_z	M_x	M_y	M_z		P_x	P_y	P_z	M_x	M_y	M_z
2	0,00	0,00	38,62	0,00	0,00	0,00	2	0,00	0,02	0,00	0,00	0,00	0,00
16	0,00	0,00	38,62	0,00	0,00	0,00	16	4,02	-0,02	0,00	0,00	0,00	0,00
28	0,00	0,00	38,62	0,00	0,00	0,00	28	0,00	-0,02	0,00	0,00	0,00	0,00
34	0,00	0,00	38,62	0,00	0,00	0,00	34	4,02	0,02	0,00	0,00	0,00	0,00
Σ Forze	0,00	0,00	154,47				Σ Forze	8,05	0,00	0,00			
Σ Carichi	0,00	0,00	154,47				Σ Carichi	8,05	0,00	0,00			

CC5 - Qw Vento dir. Y 0,99kN/m2							CC6 - Carico interno di stabilizzazione 0,49kN/m2 (dir. Y)						
Nodo nr.	Forze vincolari [kN]			Momenti vincolari [kNm]			Nodo nr.	Forze vincolari [kN]			Momenti vincolari [kNm]		
	P _x	P _y	P _z	M _x	M _y	M _z		P _x	P _y	P _z	M _x	M _y	M _z
2	0,00	19,40	0,00	0,00	0,00	0,00	2	0,00	2,67	0,00	0,00	0,00	0,00
16	-1,96	0,99	0,00	0,00	0,00	0,00	16	-0,26	0,06	0,00	0,00	0,00	0,00
28	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	28	0,00	0,06	0,00	0,00	0,00	0,00
34	1,96	20,33	0,00	0,00	0,00	0,00	34	0,26	2,79	0,00	0,00	0,00	0,00
Σ Forze	0,00	41,72	0,00				Σ Forze	0,00	5,59	0,00			
Σ Carichi	0,00	41,72	0,00				Σ Carichi	0,00	5,59	0,00			

Tabella 8 Reazioni vincolari della combinazione 'SLU finale'

CR1 - Involuppo SLU finale								
Nodo nr.		Forze vincolari [kN]			Momenti vincolari [kNm]			
		P _x	P _y	P _z	M _x	M _y	M _z	
2	Max	0,00	29,00	74,15	0,00	0,00	0,00	
	Min	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
	Max P _x	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
	Min P _x	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
	Max P _y	0,00	29,00	22,01	0,00	0,00	0,00	CO 6
	Min P _y	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
	Max P _z	0,00	0,00	74,15	0,00	0,00	0,00	CO 2
	Min P _z	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
	Max M _x	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
	Min M _x	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
	Max M _y	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
	Min M _y	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
	Max M _z	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
	Min M _z	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
16	Max	6,04	1,30	74,15	0,00	0,00	0,00	
	Min	-4,13	-0,05	0,00	0,00	0,00	0,00	
	Max P _x	6,04	-0,05	22,01	0,00	0,00	0,00	CO 5
	Min P _x	-4,13	1,30	22,01	0,00	0,00	0,00	CO 6
	Max P _y	-4,13	1,30	22,01	0,00	0,00	0,00	CO 6
	Min P _y	6,04	-0,05	22,01	0,00	0,00	0,00	CO 5
	Max P _z	0,00	0,00	74,15	0,00	0,00	0,00	CO 2
	Min P _z	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
	Max M _x	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
	Min M _x	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
	Max M _y	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
	Min M _y	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
	Max M _z	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
	Min M _z	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
28	Max	0,00	1,31	74,15	0,00	0,00	0,00	
	Min	0,00	-0,05	0,00	0,00	0,00	0,00	
	Max P _x	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
	Min P _x	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
	Max P _y	0,00	1,31	22,01	0,00	0,00	0,00	CO 6
	Min P _y	0,00	-0,05	22,01	0,00	0,00	0,00	CO 5
	Max P _z	0,00	0,00	74,15	0,00	0,00	0,00	CO 2
	Min P _z	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
	Max M _x	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
	Min M _x	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
	Max M _y	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
	Min M _y	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
	Max M _z	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
	Min M _z	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
34	Max	6,04	30,97	74,15	0,00	0,00	0,00	
	Min	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
	Max P _x	6,04	0,05	22,01	0,00	0,00	0,00	CO 5
	Min P _x	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
	Max P _y	4,13	30,97	22,01	0,00	0,00	0,00	CO 6
	Min P _y	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
	Max P _z	0,00	0,00	74,15	0,00	0,00	0,00	CO 2
	Min P _z	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
	Max M _x	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
	Min M _x	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
	Max M _y	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
	Min M _y	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
	Max M _z	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
	Min M _z	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	

Tabella 9 Reazioni vincolari della combinazione 'SLV finale'

CR17 - Involuppo tra CR14, CR15, CR16								
Nodo nr.		Forze vincolari [kN]			Momenti vincolari [kNm]			
		P _x	P _y	P _z	M _x	M _y	M _z	
2	Max	0,00	0,55	19,89	0,00	0,00	0,00	
	Min	0,00	-0,55	11,93	0,00	0,00	0,00	
	Max P _x	0,00	0,00	15,91	0,00	0,00	0,00	CC 1,2,7-12
	Min P _x	0,00	0,00	15,91	0,00	0,00	0,00	CC 1,2,7-12
	Max P _y	0,00	0,55	15,91	0,00	0,00	0,00	CC 1,2,7-12
	Min P _y	0,00	-0,55	15,91	0,00	0,00	0,00	CC 1,2,7-12
	Max P _z	0,00	0,00	19,89	0,00	0,00	0,00	CC 1,2,7-12
	Min P _z	0,00	0,00	11,93	0,00	0,00	0,00	CC 1,2,7-12
	Max M _x	0,00	0,00	15,91	0,00	0,00	0,00	CC 1,2,7-12
	Min M _x	0,00	0,00	15,91	0,00	0,00	0,00	CC 1,2,7-12
	Max M _y	0,00	0,00	15,91	0,00	0,00	0,00	CC 1,2,7-12
	Min M _y	0,00	0,00	15,91	0,00	0,00	0,00	CC 1,2,7-12
	Max M _z	0,00	0,00	15,91	0,00	0,00	0,00	CC 1,2,7-12
	Min M _z	0,00	0,00	15,91	0,00	0,00	0,00	CC 1,2,7-12
16	Max	9,54	16,22	19,86	0,00	0,00	0,00	
	Min	-9,54	-16,22	11,96	0,00	0,00	0,00	
	Max P _x	9,54	-4,86	15,91	0,00	0,00	0,00	CC 1,2,7-12
	Min P _x	-9,54	4,86	15,91	0,00	0,00	0,00	CC 1,2,7-12
	Max P _y	-1,55	16,22	15,91	0,00	0,00	0,00	CC 1,2,7-12
	Min P _y	1,55	-16,22	15,91	0,00	0,00	0,00	CC 1,2,7-12
	Max P _z	0,00	0,00	19,86	0,00	0,00	0,00	CC 1,2,7-12
	Min P _z	0,00	0,00	11,96	0,00	0,00	0,00	CC 1,2,7-12
	Max M _x	0,00	0,00	15,91	0,00	0,00	0,00	CC 1,2,7-12
	Min M _x	0,00	0,00	15,91	0,00	0,00	0,00	CC 1,2,7-12
	Max M _y	0,00	0,00	15,91	0,00	0,00	0,00	CC 1,2,7-12
	Min M _y	0,00	0,00	15,91	0,00	0,00	0,00	CC 1,2,7-12
	Max M _z	0,00	0,00	15,91	0,00	0,00	0,00	CC 1,2,7-12
	Min M _z	0,00	0,00	15,91	0,00	0,00	0,00	CC 1,2,7-12
28	Max	0,00	15,74	19,86	0,00	0,00	0,00	
	Min	0,00	-15,74	11,96	0,00	0,00	0,00	
	Max P _x	0,00	0,00	15,91	0,00	0,00	0,00	CC 1,2,7-12
	Min P _x	0,00	0,00	15,91	0,00	0,00	0,00	CC 1,2,7-12
	Max P _y	0,00	15,74	15,91	0,00	0,00	0,00	CC 1,2,7-12
	Min P _y	0,00	-15,74	15,91	0,00	0,00	0,00	CC 1,2,7-12
	Max P _z	0,00	0,00	19,86	0,00	0,00	0,00	CC 1,2,7-12
	Min P _z	0,00	0,00	11,96	0,00	0,00	0,00	CC 1,2,7-12
	Max M _x	0,00	0,00	15,91	0,00	0,00	0,00	CC 1,2,7-12
	Min M _x	0,00	0,00	15,91	0,00	0,00	0,00	CC 1,2,7-12
	Max M _y	0,00	0,00	15,91	0,00	0,00	0,00	CC 1,2,7-12
	Min M _y	0,00	0,00	15,91	0,00	0,00	0,00	CC 1,2,7-12
	Max M _z	0,00	0,00	15,91	0,00	0,00	0,00	CC 1,2,7-12
	Min M _z	0,00	0,00	15,91	0,00	0,00	0,00	CC 1,2,7-12
34	Max	9,54	0,55	19,89	0,00	0,00	0,00	
	Min	-9,54	-0,55	11,93	0,00	0,00	0,00	
	Max P _x	9,54	0,16	15,91	0,00	0,00	0,00	CC 1,2,7-12
	Min P _x	-9,54	-0,16	15,91	0,00	0,00	0,00	CC 1,2,7-12
	Max P _y	1,53	0,55	15,91	0,00	0,00	0,00	CC 1,2,7-12
	Min P _y	-1,53	-0,55	15,91	0,00	0,00	0,00	CC 1,2,7-12
	Max P _z	0,00	0,00	19,89	0,00	0,00	0,00	CC 1,2,7-12
	Min P _z	0,00	0,00	11,93	0,00	0,00	0,00	CC 1,2,7-12
	Max M _x	0,00	0,00	15,91	0,00	0,00	0,00	CC 1,2,7-12
	Min M _x	0,00	0,00	15,91	0,00	0,00	0,00	CC 1,2,7-12
	Max M _y	0,00	0,00	15,91	0,00	0,00	0,00	CC 1,2,7-12
	Min M _y	0,00	0,00	15,91	0,00	0,00	0,00	CC 1,2,7-12
	Max M _z	0,00	0,00	15,91	0,00	0,00	0,00	CC 1,2,7-12
	Min M _z	0,00	0,00	15,91	0,00	0,00	0,00	CC 1,2,7-12

SPOSTAMENTI VINCOLARI

Di seguito vengono riportati gli spostamenti vincolari utili alla progettazione del vincolo a scorrimento longitudinale, nelle combinazioni SLU e SLV.

Tabella 10 Spostamenti vincolari della combinazione 'SLU finale'

Nodo nr.		Spostamenti [mm]			Rotazioni [mrad]		
		u_x	u_y	u_z	φ_x	φ_y	φ_z
2	Max	0,0	0,0	0,0	0,0	4,3	0,0
	Min	-0,2	0,0	0,0	0,0	0,0	-1,8
16	Max	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	1,5
	Min	0,0	0,0	0,0	0,0	-4,3	0,0
28	Max	0,1	0,0	0,0	0,0	4,3	0,0
	Min	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-1,5
34	Max	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	1,8
	Min	0,0	0,0	0,0	0,0	-4,3	0,0

Tabella 11 Spostamenti vincolari della combinazione 'SLV finale'

Nodo nr.		Spostamenti [mm]			Rotazioni [mrad]		
		u_x	u_y	u_z	φ_x	φ_y	φ_z
2	Max	0,1	0,0	0,0	0,0	0,8	1,6
	Min	-0,1	0,0	0,0	0,0	0,4	-1,6
16	Max	0,0	0,0	0,0	0,0	-0,4	1,7
	Min	0,0	0,0	0,0	0,0	-0,8	-1,7
28	Max	0,1	0,0	0,0	0,0	0,8	1,7
	Min	-0,1	0,0	0,0	0,0	0,4	-1,7
34	Max	0,0	0,0	0,0	0,0	-0,4	1,6
	Min	0,0	0,0	0,0	0,0	-0,8	-1,6

VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI E DI ESERCIZIO

VERIFICA ELEMENTI DI IMPALCATO

Si procede preliminarmente a verificare i vari elementi strutturali singolarmente ricavando schemi di calcolo parziali.

TAVOLE DI CALPESTIO:

Trave su due appoggi con carico distribuito : NTC2018 EC5

G_1	=	36	Kg/mq	pesi permanenti strutturali
G_2	=	0	Kg/mq	pesi permanenti non strutturali
Q_1	=	500	Kg/mq	carico variabile 1
Q_2	=	0	Kg/mq	carico variabile 2

SLU

γ_{G1}	=	1,35		
γ_{G2}	=	1,5		
γ_{Q1}	=	1,35		
γ_{Q2}	=	0	ψ_{02}	= 0

$$\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \psi_{02} \gamma_{Q2} Q_{k2} = 723,6 \text{ Kg/mq}$$

L	=	0,49	m	luce di calcolo
i	=	0,15	m	interasse

R	=	27	Kg	reazione / taglio all'appoggio
M	=	3	Kgm	momento flettente massimo

γ_M	=	1,50	L. Massiccio conifera	C	18
------------	---	------	-----------------------	---	----

Classe di servizio	3	(1, 2, 3)
Durata del carico	breve	(permanente, lunga, media, breve, istantanea)

K_{mod} = 0,70 da Tabella 4,4,IV NTC2018

B	=	14	cm	base	k_h	=	1,201
H	=	6	cm	altezza			

J_y	=	252,00	cm ⁴	J_z	=	1372,00	cm ⁴
W_y	=	84,00	cm ³	J_t	=	2286,67	cm ⁴
A	=	84,00	cm ²				

$\sigma_{m,d}$	=	3,88	Kg/cm ²	<	100,89	Kg/cm ²	= $k_h k_{mod} f_{mk} / \gamma_M$	Verificato
τ_d	=	0,47	Kg/cm ²	<	9,33	Kg/cm ²	= $k_{mod} f_{v,k} / \gamma_M$	Verificato

instabilità per flessione

I_{eff}	=	49,00	cm	$E_{0,05}$	=	60000	Kg/cm ²	
$M_{y,crit}$	=	1699637	Kgcm	G_{mean}	=	5600	Kg/cm ²	
$\sigma_{m,crit}$	=	20233,78	Kg/cm ²	$E_{0,mean}$	=	90000	Kg/cm ²	
$\lambda_{rel,m}$	=	0,09		$G_{0,05}$	=	3733	Kg/cm ²	
$k_{crit,m}$	=	1,00						
$\sigma_{m,d}$	=	3,88	Kg/cm ²	<	100,89	Kg/cm ²	= $k_{crit,m} k_h k_{mod} f_{mk} / \gamma_M$	Verificato

SLE

si utilizza la comb. rara per il calcolo delle deformate istantanee : $k_{def} = 2,00$

$\gamma_1 + G_2$	=	36	Kg/mq	permanenti			
u_{istG}	=	0,00	cm	$5 \cdot G \cdot L^4 / (384 \cdot E_{0,mean} J_y)$			
Q_1	=	500	Kg/mq	variabile princ.	$\psi_{2,1}$	=	0
Q_2	=	0	cm	variabile sec.	$\psi_{2,2}$	=	0
u_{istQ1}	=	0,00	cm	$5 \cdot Q \cdot L^4 / (384 \cdot E_{0,mean} J_y)$			
u_{istQ2}	=	0,00	cm	$5 \cdot Q \cdot L^4 / (384 \cdot E_{0,mean} J_y)$			
u_{fin}	=	0,00	cm	=	$u_{istG} (1 + k_{def}) + u_{istQ1} (1 + \psi_{2,1} k_{def}) + u_{istQ2} (\psi_{0,2} + \psi_{2,2} k_{def})$		L/ 16234

Per il carico locale Q_{14} di 1000 Kg su impronta da 10x10 cm si ipotizza che insista contemporaneamente su due tavole accostate non avendo indicazioni su dissuasori che limitano il transito sulla passerella di mezzi a motore. Segue tabulato di verifica:

Verifica a flessione :		NTC2018 EC5		tavola calpestio	
G_1	=	36	Kg/mq	pesi permanenti strutturali	
G_2	=	0	Kg/mq	pesi permanenti non strutturali	
Q_1	=	1000	Kg/mq	carico variabile 1	
Q_2	=	0	Kg/mq	carico variabile 2	
SLU					
γ_{G1}	=	1,35			
γ_{G2}	=	1,5			
γ_{Q1}	=	1,35			
γ_{Q2}	=	0	ψ_{02}	=	0
$\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \psi_{02} \gamma_{Q2} Q_{k2} = 1398,6 \quad Kg/mq$					
L	=	0,49	m	luce di calcolo	
i	=	0,15	m	interasse	
T	=	500	Kg	taglio massimo (vedi tabulato di calcolo)	
M	=	61	Kgm	momento flettente massimo (vedi tabulato di calcolo)	
γ_M	=	1,50	L.Massiccio	C	18
Classe di servizio		3	(1, 2, 3)		
Durata del carico		breve	(permanente, lunga, media, breve, istantanea)		
K_{mod}	=	0,70	da Tabella 4,4,IV NTC2018		
B	=	14	cm	base	$k_h = 1,201$
H	=	6	cm	altezza	
J_y	=	252,00	cm ⁴	J_z	= 1372,00 cm ⁴
W_y	=	84,00	cm ³	J_t	= 2286,67 cm ⁴
A	=	84,00	cm ²		
σ_{md}	=	72,92	Kg/cm ²	< 100,89	Kg/cm ² = $k_h k_{mod} f_{mk} / \gamma_M$ Verificato
τ_d	=	8,93	Kg/cm ²	< 9,33	Kg/cm ² = $k_{mod} f_{v,k} / \gamma_M$ Verificato
instabilità per flessione					
I_{eff}	=	49,00	cm	$E_{0,05}$	= 60000 Kg/cm ²
$M_{y,crit}$	=	1699637	Kgcm	G_{mean}	= 5600 Kg/cm ²
$\sigma_{m,crit}$	=	20233,78	Kg/cm ²	$E_{0,mean}$	= 90000 Kg/cm ²
$\lambda_{rel,m}$	=	0,09		$G_{0,05}$	= 3733 Kg/cm ²
$k_{crit,m}$	=	1,00			
$\sigma_{m,d}$	=	72,92	Kg/cm ²	< 100,89	Kg/cm ² = $k_{crit,m} k_h k_{mod} f_{mk} / \gamma_M$ Verificato

TRAVETTI 10X16 GL24H:

Trave su due appoggi con carico distribuito : NTC2018 EC5 travetti impalcato

G_1	=	16	Kg/mq	pesi permanenti strutturali
G_2	=	36	Kg/mq	pesi permanenti non strutturali
Q_1	=	500	Kg/mq	carico variabile 1
Q_2	=	0	Kg/mq	carico variabile 2

SLU

γ_{G1}	=	1,35		
γ_{G2}	=	1,5		
γ_{Q1}	=	1,35		
γ_{Q2}	=	0		
ψ_{02}	=	0		

$$\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \psi_{02} \gamma_{Q2} Q_{k2} = 750,6 \text{ Kg/mq (carico distribuito) } 1$$

L	=	1,90	m	luce di calcolo	1	
i	=	0,49	m	interasse	2	

R	=	349	Kg	reazione / taglio all'appoggio
M	=	166	Kgm	momento flettente massimo

$\gamma_M = 1,35$ L. Lamellare GL 24 h

Classe di servizio
Durata del carico

3	(1, 2, 3)
breve	(permanente, lunga, media, breve, istantanea)

$K_{mod} = 0,70$ da Tabella 4,4,IV NTC2008

B	=	10	cm	base	$k_h = 1,1$	$k_{cr} = 0,67$
H	=	16	cm	altezza		

J_y	=	3413,33	cm ⁴	J_z	=	1333,33	cm ⁴	$L_{app} = 7,00$	cm
W_y	=	426,67	cm ³	J_t	=	3878,79	cm ⁴	$f_{c,90,d} = 12,96$	Kg/cm ²
A	=	160,00	cm ²					$k_{c,90} = 1,75$	(max = 4)

$\sigma_{m,d}$	=	38,90	Kg/cm ²	<	136,89	Kg/cm ²	= $k_h k_{mod} f_{m,g,k} / \gamma_M$	Verificato
τ_d	=	4,89	Kg/cm ²	<	18,15	Kg/cm ²	= $k_{mod} f_{v,g,k} / \gamma_M$	Verificato

instabilità per flessione

I_{eff}	=	190,00	cm	$E_{0,05}$	=	96000	Kg/cm ²
$M_{y,crit}$	=	858208	Kgcm	G_{mean}	=	6500	Kg/cm ²
$\sigma_{m,crit}$	=	2011,43	Kg/cm ²	$E_{0,mean}$	=	115000	Kg/cm ²
$\lambda_{rel,m}$	=	0,35		$G_{0,05}$	=	5426	Kg/cm ²
$k_{crit,m}$	=	1,00					

$$\sigma_{m,d} = 38,90 \text{ Kg/cm}^2 < 136,89 \text{ Kg/cm}^2 = k_{crit,m} k_h k_{mod} f_{m,g,k} / \gamma_M \text{ Verificato}$$

SLE

si utilizza la comb. rara per il calcolo delle deformate istantanee : $k_{def} = 2,00$

$\gamma_1 + G_2$	=	52	Kg/mq	permanenti		
u_{istG}	=	0,01	cm	$5 \cdot G \cdot L^4 / (384 \cdot E_{0,mean} J_y)$		
Q_1	=	500	Kg/mq	variabile princ.	$\psi_{2,1} = 0$	$\psi_{0,2} = 0$
Q_2	=	0	cm	variabile sec.	$\psi_{2,2} = 0$	
u_{istQ1}	=	0,11	cm	$5 \cdot Q \cdot L^4 / (384 \cdot E_{0,mean} J_y)$		
u_{istQ2}	=	0,00	cm	$5 \cdot Q \cdot L^4 / (384 \cdot E_{0,mean} J_y)$		
u_{fin}	=	0,14	cm	= $u_{istG} (1 + k_{def}) + u_{istQ1} (1 + \psi_{2,1} k_{def}) + u_{istQ2} (\psi_{0,2} + \psi_{2,2} k_{def})$		L/ 1367

Per il carico locale Q_{14} di 1000 Kg su impronta da 10x10 cm si ipotizza che insista contemporaneamente su un travetto non avendo indicazioni su dissuasori che limitano il transito sulla passerella di mezzi a motore. Segue tabulato di verifica:

Verifica a flessione :		NTC2018 EC5		travetti impalcato	
G_1	=	16	Kg/mq	pesi permanenti strutturali	
G_2	=	36	Kg/mq	pesi permanenti non strutturali	
Q_1	=	1000	Kg/mq	carico variabile 1	
Q_2	=	0	Kg/mq	carico variabile 2	
SLU					
γ_{G1}	=	1,35			
γ_{G2}	=	1,5			
γ_{Q1}	=	1,35			
γ_{Q2}	=	0		ψ_{02}	= 0
$\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \psi_{02} \gamma_{Q2} Q_{k2} = 1425,6 \quad \text{Kg/mq}$					
L	=	1,90	m	luce di calcolo	
i	=	0,49	m	interasse	
T	=	1036	Kg	taglio massimo (vedi tabulato di calcolo)	
M	=	492	Kgm	momento flettente massimo (vedi tabulato di calcolo)	
γ_M	=	1,35	L. Lamellare	GL	24 h
Classe di servizio	3		(1, 2, 3)		
Durata del carico	breve		(permanente, lunga, media, breve, istantanea)		
K_{mod}	0,70		da Tabella 4,4,IV NTC2018		
B	=	10	cm	base	$k_h = 1,1$
H	=	16	cm	altezza	
J_y	=	3413,33	cm ⁴	J_z	= 1333,33 cm ⁴
W_y	=	426,67	cm ³	J_t	= 3878,79 cm ⁴
A	=	160,00	cm ²		
$\sigma_{m,d}$	=	115,34	Kg/cm ²	< 136,89	Kg/cm ² = $k_h k_{mod} f_{m,g,k} / \gamma_M$ Verificato
τ_d	=	9,71	Kg/cm ²	< 11,41	Kg/cm ² = $k_{mod} f_{v,g,k} / \gamma_M$ Verificato
instabilità per flessione					
I_{eff}	=	190,00	cm	$E_{0,05}$	= 94000 Kg/cm ²
$M_{y,crit}$	=	797147	Kgcm	G_{mean}	= 5900 Kg/cm ²
$\sigma_{m,crit}$	=	1868,31	Kg/cm ²	$E_{0,mean}$	= 116000 Kg/cm ²
$\lambda_{rel,m}$	=	0,36		$G_{0,05}$	= 4781 Kg/cm ²
$k_{crit,m}$	=	1,00			
$\sigma_{m,d}$	=	115,34	Kg/cm ²	< 136,89	Kg/cm ² = $k_{crit,m} k_h k_{mod} f_{m,g,k} / \gamma_M$ Verificato

TRAVERSI METALLICI HEA140 S275:

Per il sostegno dell'impalcato e trasmettere i carichi alle travi principali sono stati previsti elementi metallici di collegamenti ogni 205 cm, costituiti da due appendici verticali in UPN120 ed un traverso orizzontale in HEA140. Si procede a verificare questo profilo metallico ai carichi verticali.

Trave su due appoggi con carico distribuito : NTC2018 traverso in acciaio

G_1	=	13	Kg/mq	pesi permanenti strutturali
G_2	=	52	Kg/mq	pesi permanenti non strutturali
Q_1	=	500	Kg/mq	carico variabile 1
Q_2	=	0	Kg/mq	carico variabile 2

SLU

γ_{G1}	=	1,35		
γ_{G2}	=	1,5		
γ_{Q1}	=	1,35		
γ_{Q2}	=	0	ψ_{02}	= 0

$$\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \psi_{02} \gamma_{Q2} Q_{k2} = 770,55 \text{ Kg/mq (carico distribuito)} \quad 1$$

L	=	2,88	m	luce di calcolo	1	
i	=	1,90	m	interasse	2	

R	=	2108	Kg	reazione / taglio all'appoggio
M	=	1518	Kgm	momento flettente massimo

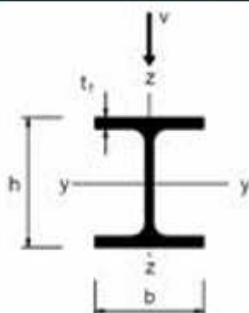
Utilizzando i programmi messi a disposizione dalla "Fondazione Promozione Acciaio" si procede alla verifica del profilo HEA140 S275:

SLU

IPE - HE - HL = verifica di resistenza a flessione retta			
(Flessione nel piano dell'anima)			
$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} f_{yk}}{\gamma_{M0}}$		W_{pl} = modulo resistente plastico f_{yk} = tensione caratteristica a snervamento γ_{M0} = coefficiente di sicurezza	
		M_{Ed} = momento flettente di calcolo $M_{pl,Rd}$ = momento resistente	
INPUT			
Definizione dell'azione sollecitante	M = 15,18 [kNm]		
Scelta del profilo	HE 140 A		
Classe dell'acciaio	S275JO - S275JR - S275J2		
OUTPUT			
(VERIFICA Punto 4.2.4.1.2.3 NTC 2018)			
$M_{Ed} =$	15,18 [kNm]	$M_{Ed} / M_{c,Rd}$	0,33
$M_{c,Rd} =$	45,44 [kNm]	Verifica soddisfatta	
Torna al Menu Principale			

IPE - HE - HL = verifica di resistenza a taglio

(Taglio parallelo all'anima)



$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad V_{c,Rd} = \frac{A_v(f_{yk} / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$$

$$A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f$$

V_{Ed} = azione tagliante di calcolo
 $V_{c,Rd}$ = resistenza di calcolo
 A_v = area resistente a taglio
 f_{yk} = tensione caratteristica a snervamento
 γ_{M0} = coefficiente di sicurezza


INPUT

 Definizione dell'azione sollecitante $V = 21,08$ [kN]

Scelta del profilo HE 140 A

Classe dell'acciaio S275JO - S275JR - S275J2

OUTPUT

(VERIFICA Punto 4.2.4.1.2.4 NTC 2018)

$V_{Ed} = 21,08$ [kN] $V_{Ed} / V_{pl,Rd} = 0,14$
 $V_{pl,Rd} = 153,14$ [kN]

Verifica soddisfatta

Torna al Menu Principale

IPE - HE - HL = verifica di stabilità flessionale

(Flessione nel piano dell'anima)

Attenzione: vale per travi semplicemente appoggiate e per sezioni di classe 1, 2 e 3

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0 \quad M_{b,Rd} = \chi_{LT} W_y \frac{f_{yk}}{\gamma_{M1}}$$

M_{Ed} = momento flettente di calcolo
 $M_{b,Rd}$ = momento resistente di progetto per l'instabilità
 χ_{LT} = fattore di riduzione per l'instabilità flessione-torsionale
 W_y = modulo resistente della sezione
 f_{yk} = tensione caratteristica a snervamento
 γ_{M1} = coefficiente di sicurezza


INPUT

 Definizione dell'azione sollecitante $M = 15,18$ [kNm]

Scelta del profilo HE 140 A L [m] = 2,88

Classe dell'acciaio S275JO - S275JR - S275J2 Classe sez. 1

 Distribuz. del momento flett. (v. Tab. 4.2.VIII NTC) parabolica K_ϕ corrisp. 0,94

OUTPUT

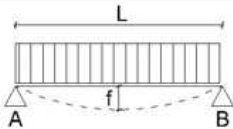
(VERIFICA Punto 4.2.4.1.3.2 NTC 2018)

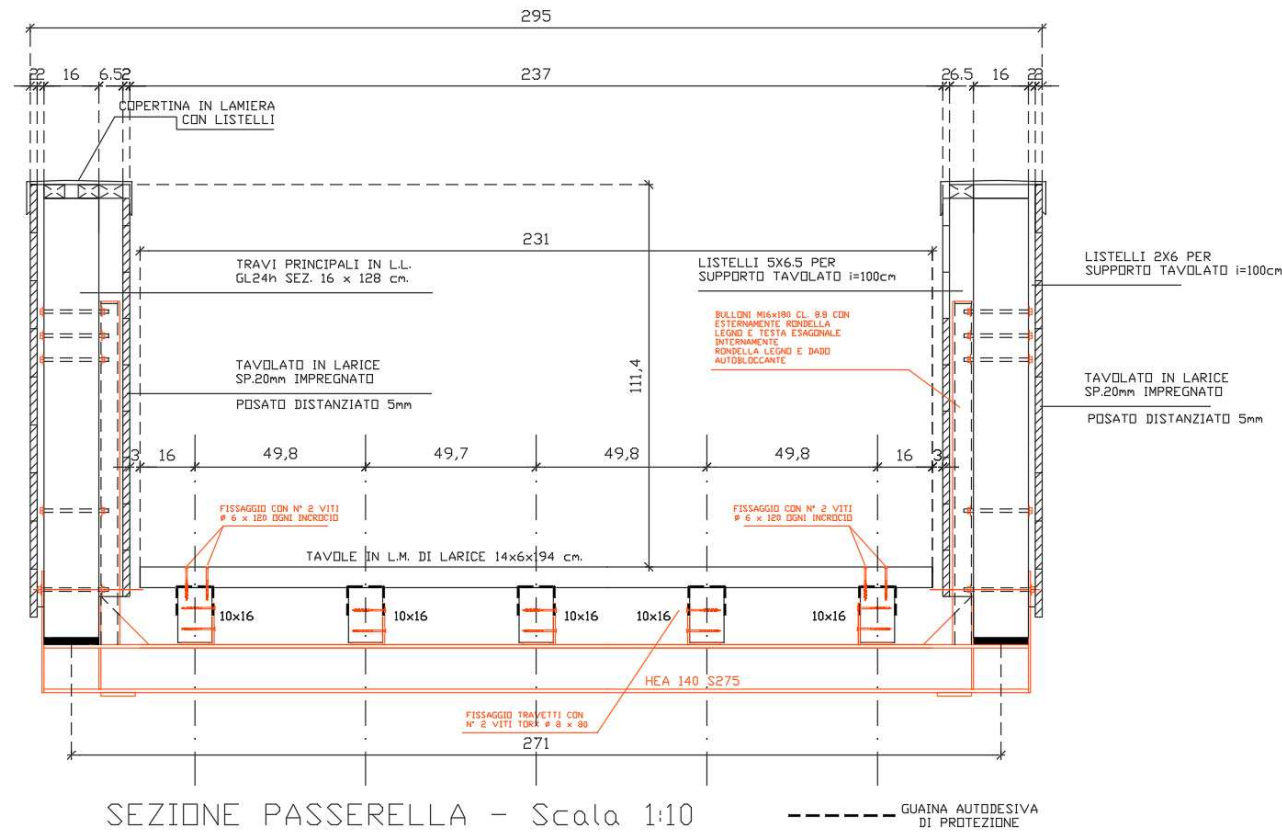
$M_{Ed} = 15,18$ [kNm] $M_{Ed} / M_{b,Rd} = 0,37$
 $M_{b,Rd} = 40,95$ [kNm]

Verifica soddisfatta

Torna al Menu Principale

SLE

			Trave in semplice appoggio - carico uniformemente distribuito				
L	2,88	[m]	HE 140 A	$f = \frac{5}{384} \frac{qL^4}{EI} = 3,45$ [mm]			
			Posizione anima profilo				
q	8,36	[kN/m]	<input checked="" type="radio"/> Verticale <input type="radio"/> Orizzontale				



TRAVI PRINCIPALI 160X1280 GL24H:

Trave su due appoggi con carico distribuito : NTC2018 EC5

trave principale

G_1	=	76	Kg/mq	pesi permanenti strutturali
G_2	=	130	Kg/mq	pesi permanenti non strutturali
Q_1	=	500	Kg/mq	carico variabile 1
Q_2	=	0	Kg/mq	carico variabile 2

SLU

γ_{G1}	=	1,35		
γ_{G2}	=	1,5		
γ_{Q1}	=	1,35		
γ_{Q2}	=	0	ψ_{02}	= 0

$$\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \psi_{02} \gamma_{Q2} Q_{k2} = 972,6 \text{ Kg/mq (carico distribuito) } \quad 1$$

L	=	11,40	m	luce di calcolo	1	
i	=	1,36	m	interasse	2	

R	=	7512	Kg	reazione / taglio all'appoggio
M	=	21409	Kgm	momento flettente massimo

γ_M	=	1,35	L. Lamellare	GL	24	h
------------	---	------	--------------	----	----	---

Classe di servizio	3	(1, 2, 3)
Durata del carico	breve	(permanente, lunga, media, breve, istantanea)

K_{mod} = 0,70 da Tabella 4,4, IV NTC2008

B	=	16	cm	base	k_h	=	1	k_{cr}	=	0,67
H	=	128	cm	altezza						

J_y	=	2796202,67	cm ⁴	J_z	=	43690,67	cm ⁴	L_{app}	=	14,00	cm
W_y	=	43690,67	cm ³	J_t	=	162569,92	cm ⁴	$f_{c,90,d}$	=	12,96	Kg/cm ²
A	=	2048,00	cm ²					$k_{c,90}$	=	1,75	(max = 4)

$\sigma_{m,d}$	=	49,00	Kg/cm ²	<	124,44	Kg/cm ²	=	$k_h k_{mod} f_{m,g,k} / \gamma_M$	Verificato
τ_d	=	8,21	Kg/cm ²	<	18,15	Kg/cm ²	=	$k_{mod} f_{v,g,k} / \gamma_M$	Verificato

instabilità per flessione

I_{eff}	=	190,00	cm	$E_{0,05}$	=	96000	Kg/cm ²
$M_{y,crit}$	=	31804582	Kgcm	G_{mean}	=	6500	Kg/cm ²
$\sigma_{m,crit}$	=	727,95	Kg/cm ²	$E_{0,mean}$	=	115000	Kg/cm ²
$\lambda_{rel,m}$	=	0,57		$G_{0,05}$	=	5426	Kg/cm ²
$k_{crit,m}$	=	1,00					

$$\sigma_{m,d} = 49,00 \text{ Kg/cm}^2 < 124,44 \text{ Kg/cm}^2 = k_{crit,m} k_h k_{mod} f_{m,g,k} / \gamma_M \text{ Verificato}$$

SLE

si utilizza la comb. rara per il calcolo delle deformate istantanee : $k_{def} = 2,00$

$\bar{\alpha}_1 + G_2$	=	206	Kg/mq	permanenti		
u_{istG}	=	0,19	cm	$5 \cdot G \cdot L^4 / (384 \cdot E_{0,mean} J_y)$		
Q_1	=	500	Kg/mq	variabile princ.	$\psi_{2,1}$	= 0
Q_2	=	0	cm	variabile sec.	$\psi_{2,2}$	= 0
u_{istQ1}	=	0,46	cm	$5 \cdot Q \cdot L^4 / (384 \cdot E_{0,mean} J_y)$		
u_{istQ2}	=	0,00	cm	$5 \cdot Q \cdot L^4 / (384 \cdot E_{0,mean} J_y)$		
u_{fin}	=	1,04	cm	=	$u_{istG} (1 + k_{def}) + u_{istQ1} (1 + \psi_{2,1} k_{def}) + u_{istQ2} (\psi_{0,2} + \psi_{2,2} k_{def})$	L/ 1100

CONTROVENTATURE D'IMPALCATO Ø20MM S275:

Volendo dimensionare le controventature metalliche dell'impalcato si procede a determinare il carico agente sul sistema resistente costituito dai correnti superiore e inferiore (travi principali 16x128 cm GL24h), montanti metallici HEA140 e tiranti diagonali in tondo pieno S275 Ø20mm. Lo schema semplificato verrà caricato con l'azione del vento e dello sbandamento della trave principale calcolato secondo le indicazioni dell'EC5:

Carico interno di stabilizzazione

Classe di servizio:	3			da NTC 2008 Tabella 4.4.II
Durata del carico	Breve	k_{mod}	0,7	da NTC 2008 Tabella 4.4.III
γ_M	1,5			da NTC 2008 Tabella 4.4.IV
Base	160	mm		
Altezza	1280	mm		
M_d	214,09	kNm		Momento sollecitante massimo

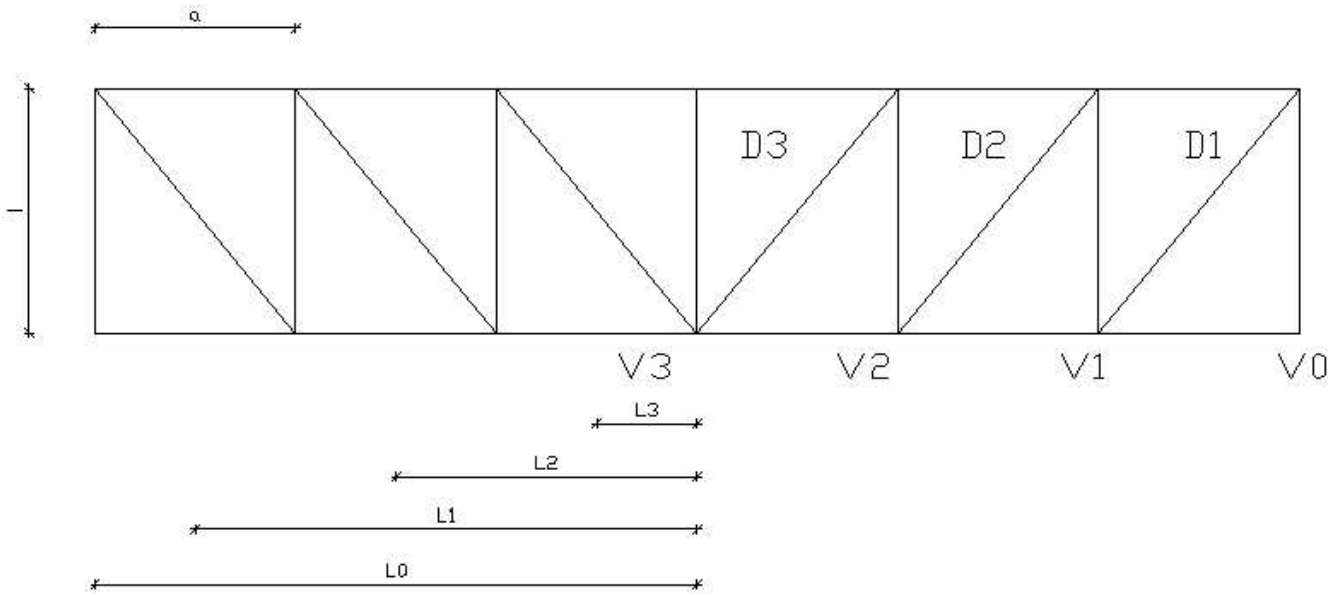
Caratteristiche legno utilizzato e verifica necessità di preforatura

Elemento	GL24h	ρ_{k1}	385 Kg/m ³	
$f_{m,k}$	24	MPa		
$E_{0,05}$	9600	MPa		
$G_{0,05}$	540	MPa		
I_y	2,80E+10	mm ⁴		Momento d'inerzia asse forte
I_z	4,37E+08	mm ⁴		Momento d'inerzia asse debole
h/b	8,0	k_1	0,3036	da EC 5 6.3.3 (4)
I_{tor}	1,59E+09	mm ⁴		Momento d'inerzia torsionale
I_{ef}	11400	mm		Lunghezza efficace della trave
W_y	4,37E+07	mm ³		Modulo di resistenza elastico
$\sigma_{m,crit}$	12,0	MPa		
$\lambda_{rel,m}$	1,42	k_{crit}	0,499	
N_d	83,79			da EC 5 9.2.5.2 (4)
n	2			Numero capriate parallele
k_1	1,0			
$k_{f,1}$	50	Coefficiente di correzione		da Prospetto 9.2
$k_{f,2}$	80	Coefficiente di correzione		da Prospetto 9.2
$k_{f,3}$	30	Coefficiente di correzione		da Prospetto 9.2
qd	0,49	kN/m		Carico interno di stabilizzazione
Fd	1,05	kN		Forza stabilizzante su ciascun appoggio

Ora il carico da vento applicato alla passerella deve essere determinato come valore assoluto considerando una superficie investita pari a 3 metri dal piano di calpestio e lunga come tutta la trave.

Si ricaveranno di massima gli sforzi nelle varie aste della reticolare e si andrà a verificare la dimensione del tirante metallico.

$$F_d = \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_q \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^n \gamma_q \cdot (\psi_{0,i} \cdot Q_{ki})$$



$$i = 288 \text{ cm}$$

$$a = 190 \text{ cm}$$

$$L0 = 1140/2 = 570 \text{ cm}$$

$$L1 = L0 - a/2 = 475 \text{ cm}$$

$$L2 = L0 - 1.5 a = 285 \text{ cm}$$

$$L3 = L0 - 2.5 a = 95 \text{ cm}$$

$$Ld = \sqrt{(i^2 + a^2)} = 345 \text{ cm}$$

Per la combinazione con carico verticale massimo e azione del vento associata avremo:

$$q5v = (99+23) \times 3.0 = 366 \text{ kg/ml (con } \Psi_0 = 0.6)$$

$$qd = 49 \text{ kg/ml (stabilizzazione per c. verticale massimo)}$$

da cui

$$qh = 1.5 \times 0.60 \times (366 + 49) = 373.5 \text{ kg/ml}$$

Per la combinazione con carico verticale minimo e azione del vento principale avremo:

$$q5v = (99+23) \times 3.0 = 366 \text{ kg/ml}$$

$$qd = 15 \text{ kg/ml (stabilizzazione per i soli carichi G)}$$

da cui

$$qh = 1.5 \times (366 + 15) = 571.5 \text{ kg/ml}$$

si determina il carico agente nelle diagonali:

$$V0 = qh \times L0 = 2129 \text{ kg}$$

$$V1 = qh \times L1 = 1774 \text{ kg}$$

$$V2 = qh \times L2 = 1065 \text{ kg}$$

$$V3 = qh \times L3 = 355 \text{ kg}$$

Da cui ricavano gli sforzi nelle diagonali:

$$D1 = V1 Ld/i = 2186 \text{ kg}$$

$$D2 = V2 Ld/i = 1276 \text{ kg}$$

$$D3 = V3 Ld/i = 425 \text{ kg}$$

Adottando un tondo Ø20mm filettato in prossimità del tenditore di regolazione si ha:

$$A = 3.14 \text{ cmq} \quad \gamma_{M0} = 1.05$$

$$A_{\text{net}} = 2.45 \text{ cmq} \quad \gamma_{M2} = 1.25$$

$$F_{yk} = 2750 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{tk} = 4300 \text{ kg/cm}^2$$

$$N_{pl, Rd} = A f_{yk} / \gamma_{M0} = 8223.8 \text{ kg} > 2186 \text{ kg OK}$$

$$N_{u, Rd} = 0.9 A_{\text{net}} f_{tk} / \gamma_{M2} = 7585.2 \text{ kg} > 2186 \text{ kg OK}$$

La portata del tenditore è fornita dal produttore in 6450 Kg > 2186 Kg OK

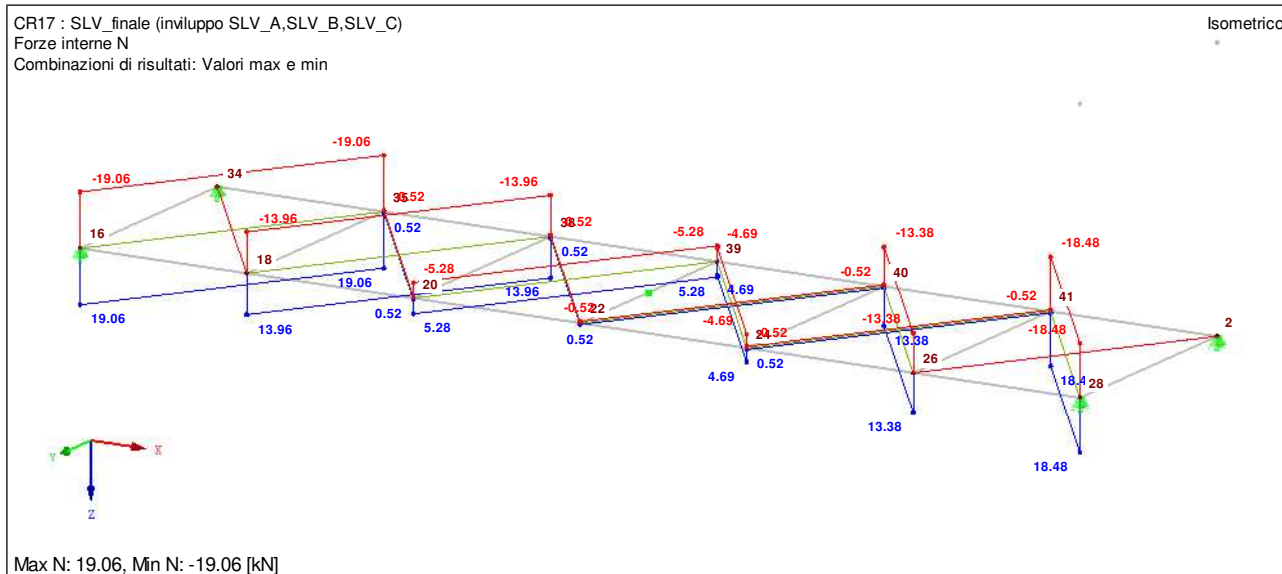
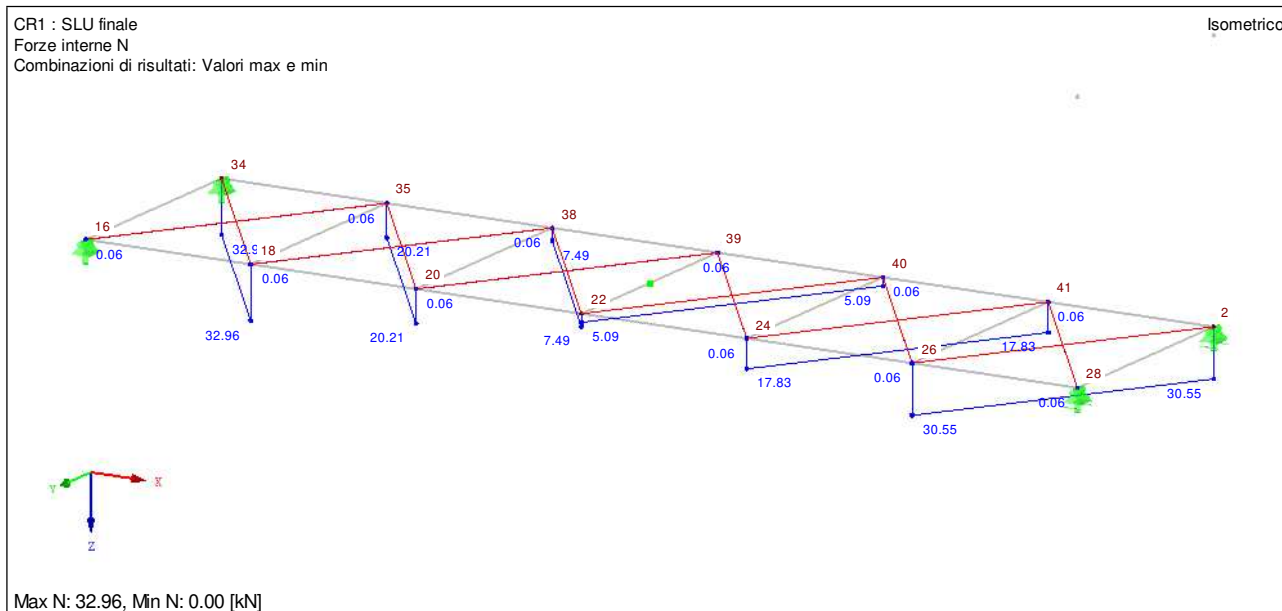


MANICOTTI PER STRUTTURE IN LEGNO LAMELLARE E UTILIZZI VARI

Filetto Tubo	Spessore Tubo	Lunghezza	Materiale	Fatt. di car. Statico Kg	Ns.Codice
M 12 x 1,75	27 Spessore 4	L = 180	FE510	4.340	AM3P005BA
M 16 x 2	27 Spessore 4	L = 250	Fe510	5.170	AM3P010AC
M 20 x 2,5	30 Spessore 4	L = 250	Fe510	6.450	AM3P010AE

VERIFICA ALLE AZIONI ORIZZONTALI

Nel caso di strutture leggere acquisisce una certa valenza l'azione del vento, per questo motivo è opportuno stabilire quale azione orizzontale (tra vento e sisma) sia determinante nelle verifiche dei sistemi resistenti alle azioni orizzontali. Per fare questo si va ad indagare lo stato di trazione che agisce nei controventi metallici; si riporta di seguito lo stato di sollecitazione dei controventi allo SLU (ovvero considerando l'azione del vento) e agli SLV (dove il vento non partecipa).



Si specifica che per poter cogliere il comportamento della controventatura (solo nelle combinazioni dinamiche) e ottenere forme modali più realistiche, l'idea di progettazione è quella di modellare entrambi i diagonali dimezzando il modulo elastico del materiale e procedere alla verifica raddoppiando l'azione sollecitante.

Trazione max SLU=3296 kg

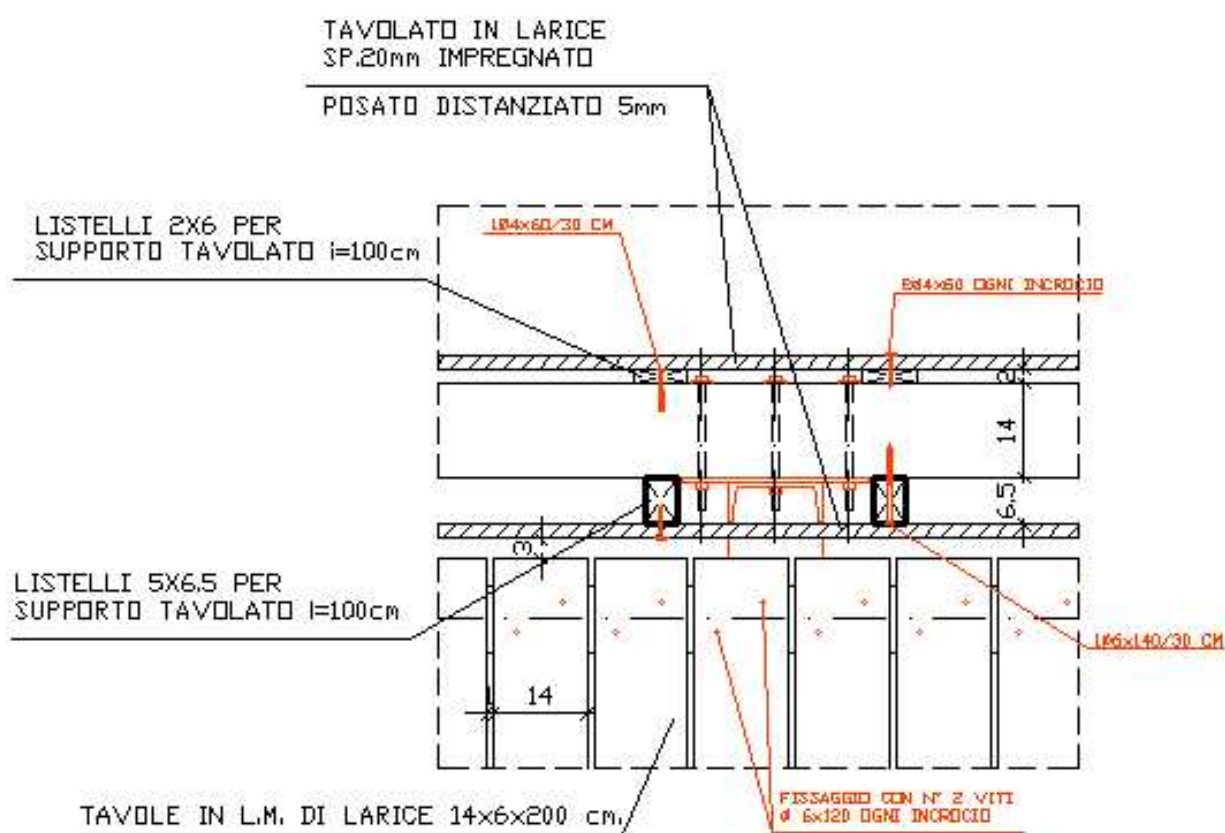
Trazione max SLV=1906x2=3812 kg

In questo caso la trazione massima sulla controventatura si ha in combinazione SLV e si conferma l'adozione di tiranti M20 in quanto la portata del corrispondente tenditore (determinata nel precedente capitolo) è maggiore della trazione nell'elemento metallico. 6450 kg > 3812 kg OK

VERIFICA DEI COLLEGAMENTI

COLLEGAMENTO TELAIO METALLICO A TRAVI PRINCIPALI PER CARICHI VERTICALI:

Per come è concepita la struttura della passerella i vari elementi portanti sono in appoggio a partire da quelli di grado inferiore fino alle travi principali. Il collegamento più importante riguarda la connessione tra i portali metallici costituiti da tubolari 120x60x6.3mm verticali ed HEA140 orizzontali in luce alle due travi principali. Il sistema prevede l'utilizzo di barre filettate che si ancorano alle travi in legno sfruttando una sezione resistente ogni connessione. La maggior parte delle barre è posizionata al di sopra della mezzeria evitando di sollecitare il legno a trazione ortogonale alle fibre. Si procede determinando la portata di un singolo collegamento per poi valutare il numero minimo necessario allo scopo utilizzando le formule di Johanson. Si procede a calcolare la portata della barra filettata. Di seguito tabulato in excel appositamente predisposto allo scopo:



Connessione con Bulloni Legno-Legno

Classe di servizio:	3	da NTC 2008 Tabella 4.4.II
Durata del carico	Breve	k_{mod} 0,7 da NTC 2008 Tabella 4.4.III
γ_M	1,5	da NTC 2008 Tabella 4.4.IV
α_1	0°	Angolo tra forza e fibratura elemento lato testa
α_2	90°	Angolo tra forza e fibratura elemento lato punta

Caratteristiche legno utilizzato e verifica necessità di preforatura

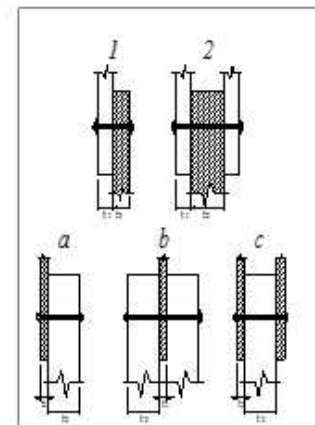
Elemento 1	Piastra	ρ_{k1}	- Kg/m ³	Piastra sottile
Elemento 2	GL24h	ρ_{k2}	420 Kg/m ³	

Geometria della connessione

Sezioni resistenti	a	Tipo connessione	
Effetto cordata	Si	Effetto cordata in Johansen	
t_1	6 mm	Spessore piastra	
t_2	160 mm	Spessore elemento ligneo	

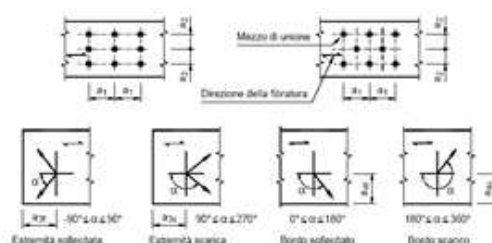
Tipologia di viti utilizzate

d	16,0 mm	Diametro bullone
$d_{\text{rond},i}$	17,5 mm	Diametro interno rondella
$d_{\text{rond},e}$	56 mm	Diametro interno rondella
f_u	800 N/mm ²	Resistenza ultima acciaio
$F_{ax,Rk}$	16965 N/mm ²	da EN1995-1 §8.5.2
$M_{y,Rk}$	324282 Nmm	da EN1995-1 (8.30)
$f_{h,1,k}$	- N/mm ²	da EN1995-1 (8.31)
$f_{h,2,k}$	18,19 N/mm ²	
β	-	da EN1995-1 (8.8)



Interassi e distanze da bordi ed estremità, valori minimi EN1995-1

Spaziature	Angolo α	Distanze [mm]
a_1 // alla fibratura	$0^\circ < \alpha < 360^\circ$	64
a_2 \perp alla fibratura	$0^\circ < \alpha < 360^\circ$	64
a_{3t} estremità sollecitata	$90^\circ < \alpha < 90^\circ$	112
a_{3c} estremità scarica	$90^\circ < \alpha < 150^\circ$	112
	$150^\circ < \alpha < 210^\circ$	64
	$210^\circ < \alpha < 270^\circ$	112
a_{4t} bordo sollecitato	$0^\circ < \alpha < 180^\circ$	64
a_{4c} bordo scarico	$180^\circ < \alpha < 360^\circ$	48



Calcolo della resistenza a taglio ed estrazione del bullone

Effetto cordata 3950 N Contributo effetto cordata

Modo rottura Johansen		
1 piano di taglio	Modo A	18631 N
	Modo B	19752 N
	Modo J	0 N

Modo di rottura utilizzato

$F_{V,Rk}$	18631 N	Capacità portante per piano di taglio e per mezzo di unione
$F_{V,Rd}$	8695 N	
$F_{ax,Rk}$	16965 N	Capacità ad estrazione del bullone
$F_{ax,Rd}$	7917 N	

Connessione con Bulloni Legno-Legno

Classe di servizio:	3	da NTC 2008 Tabella 4.4.II
Durata del carico	Permanente	k_{mod} 0,5 da NTC 2008 Tabella 4.4.III
γ_M	1,5	da NTC 2008 Tabella 4.4.IV
α_1	0°	Angolo tra forza e fibratura elemento lato testa
α_2	90°	Angolo tra forza e fibratura elemento lato punta

Caratteristiche legno utilizzato e verifica necessità di preforatura

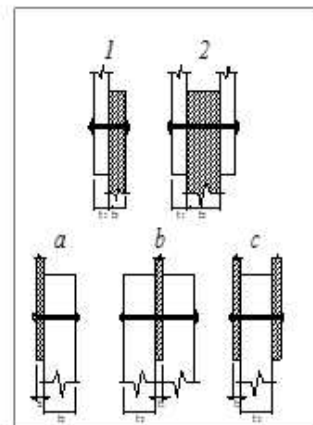
Elemento 1	Piastra	ρ_{k1}	- Kg/m ³	Piastra sottile
Elemento 2	GL24h	ρ_{k2}	420 Kg/m ³	

Geometria della connessione

Sezioni resistenti	a	Tipo connessione	
Effetto cordata	Si	Effetto cordata in Johansen	
t_1	6 mm	Spessore piastra	
t_2	160 mm	Spessore elemento ligneo	

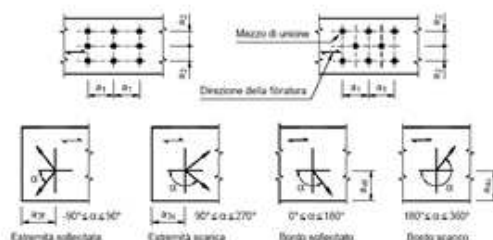
Tipologia di viti utilizzate

d	16,0 mm	Diametro bullone
$d_{rond,i}$	17,5 mm	Diametro interno rondella
$d_{rond,e}$	56 mm	Diametro interno rondella
f_u	800 N/mm ²	Resistenza ultima acciaio
$F_{ax,Rk}$	16965 N/mm ²	da EN1995-1 §8.5.2
$M_{y,Rk}$	324282 Nmm	da EN1995-1 (8.30)
$f_{h,1,k}$	- N/mm ²	da EN1995-1 (8.31)
$f_{h,2,k}$	18,19 N/mm ²	
β	-	da EN1995-1 (8.8)



Interassi e distanze da bordi ed estremità, valori minimi EN1995-1

Spaziature	Angolo α	Distanze [mm]
a_1 // alla fibratura	$0^\circ < \alpha < 360^\circ$	64
a_2 \perp alla fibratura	$0^\circ < \alpha < 360^\circ$	64
a_{3t} estremità sollecitata	$90^\circ < \alpha < 90^\circ$	112
a_{3c} estremità scarica	$90^\circ < \alpha < 150^\circ$	112
	$150^\circ < \alpha < 210^\circ$	64
	$210^\circ < \alpha < 270^\circ$	112
a_{4t} bordo sollecitato	$0^\circ < \alpha < 180^\circ$	64
a_{4c} bordo scarico	$180^\circ < \alpha < 360^\circ$	48



Calcolo della resistenza a taglio ed estrazione del bullone

Effetto cordata 3950 N Contributo effetto cordata

Modo rottura Johansen		
1 piano di taglio	Modo A	18631 N
	Modo B	19752 N
	Modo J	0 N

Modo di rottura utilizzato

$F_{V,Rk}$	18631 N	Capacità portante per piano di taglio e per mezzo di unione
$F_{V,Rd}$	6210 N	
$F_{ax,Rk}$	16965 N	Capacità ad estrazione del bullone
$F_{ax,Rd}$	5655 N	

Utilizzando n. 4 bulloni M16 cl. 8.8 si ottiene una portata complessiva pari a:

$$F_{vRd} = 869 \text{ Kg}$$

$$F_{vRd \text{ tot}} = F_{vRd} \times n = 869 \times 4 = 3476 \text{ Kg} > 2108 \text{ kg OK}$$

Per i soli pesi permanenti si ha:

$$F_{vRd} = 621 \text{ Kg}$$

$$F_{vRd \text{ tot}} = F_{vRd} \times n = 621 \times 4 = 2484 \text{ Kg} > 261 \text{ kg OK}$$

COLLEGAMENTO CONTROVENTI METALLICI A TRAVI PRINCIPALI:

per quanto riguarda il collegamento delle controventature d'impalcato alle travi principali si considera di valutare la componente // alle travi principali calcolata scomponendo l'azione agente nelle due direzioni nel piano:

$$SLU = 3296 \text{ Kg}$$

$$SLV = 3812 \text{ Kg}$$

L'angolo tra diagonale di controvento e travi principali:

$$i = 288 \text{ cm}$$

$$H = 190 \text{ cm}$$

$$\alpha = 54.97^\circ$$

la sola componente tagliante verrà assorbita del collegamento al legno. Si ricava il valore:

$$Tv(SLU) = 3296 \times \sin \alpha = 2699 \text{ Kg}$$

$$Tv(SLV) = 3812 \times \sin \alpha = 3121 \text{ Kg}$$

Si determina ora la portata del singolo collegamento (il k_{mod} è il medesimo sia allo SLU che al SLV in quanto allo SLU l'azione di minor durata è il vento) e si procederà alla quantificazione del numero di collegamenti necessario. Seguono i tabulati di calcolo:

Connessione con Bulloni Legno-Legno

Classe di servizio:	3	da NTC 2008 Tabella 4.4.II
Durata del carico	Istantanea	k_{mod} 0,9 da NTC 2008 Tabella 4.4.III
γ_M	1,5	da NTC 2008 Tabella 4.4.IV
α_1	0°	Angolo tra forza e fibratura elemento lato testa
α_2	0°	Angolo tra forza e fibratura elemento lato punta

Caratteristiche legno utilizzato e verifica necessità di preforatura

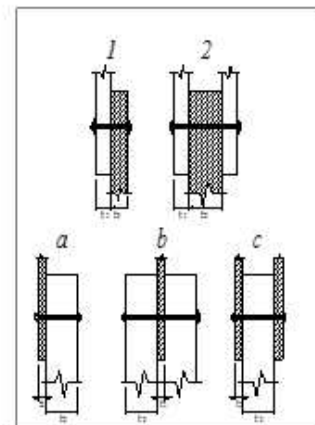
Elemento 1	Piastra	ρ_{k1}	- Kg/m ³	Piastra sottile
Elemento 2	GL24h	ρ_{k2}	420 Kg/m ³	

Geometria della connessione

Sezioni resistenti	a	Tipo connessione	
Effetto cordata	Si	Effetto cordata in Johansen	
t_1	6 mm	Spessore piastra	
t_2	160 mm	Spessore elemento ligneo	

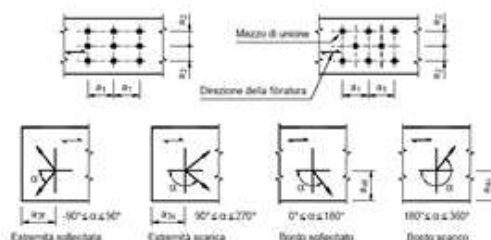
Tipologia di viti utilizzate

d	16,0 mm	Diametro bullone
$d_{rond,i}$	17,5 mm	Diametro interno rondella
$d_{rond,e}$	56 mm	Diametro interno rondella
f_u	800 N/mm ²	Resistenza ultima acciaio
$F_{ax,Rk}$	16965 N/mm ²	da EN1995-1 §8.5.2
$M_{y,Rk}$	324282 Nmm	da EN1995-1 (8.30)
$f_{h,1,k}$	- N/mm ²	da EN1995-1 (8.31)
$f_{h,2,k}$	28,93 N/mm ²	
β	-	da EN1995-1 (8.8)



Interassi e distanze da bordi ed estremità, valori minimi EN1995-1

Spaziature	Angolo α	Distanze [mm]
a_1 // alla fibratura	$0^\circ < \alpha < 360^\circ$	80
a_2 \perp alla fibratura	$0^\circ < \alpha < 360^\circ$	64
a_{3t} estremità sollecitata	$90^\circ < \alpha < 90^\circ$	112
a_{3c} estremità scarica	$90^\circ < \alpha < 150^\circ$	16
	$150^\circ < \alpha < 210^\circ$	64
	$210^\circ < \alpha < 270^\circ$	16
a_{4t} bordo sollecitato	$0^\circ < \alpha < 180^\circ$	48
a_{4c} bordo scarico	$180^\circ < \alpha < 360^\circ$	48



Calcolo della resistenza a taglio ed estrazione del bullone

Effetto cordata 4241 N Contributo effetto cordata

Modo rottura Johansen		
1 piano di taglio	Modo A	29624 N
	Modo B	24166 N
	Modo J	0 N

Modo di rottura utilizzato

$F_{V,Rk}$	24166 N	Capacità portante per piano di taglio e per mezzo di unione
$F_{V,Rd}$	14500 N	
$F_{ax,Rk}$	16965 N	Capacità ad estrazione del bullone
$F_{ax,Rd}$	10179 N	

SLU e SLV

$$T_v / F_{vRd} = 3121/1450 \sim 3 \text{ bulloni M16 cl. 8.8}$$

Si verifica il bullone di collegamento tra tirante diagonale e telaio metallico. Utilizzando le formule per i collegamenti bullonati nelle carpenterie metalliche:

Taglio:

$$f_{tbk} = 8000 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (cl. 8.8)}$$

$$A_{res} = 1.57 \text{ cm}^2 \text{ (M16) sez. con filettatura}$$

$$\gamma_{M2} = 1.25$$

$$F_{vRd} = 0.6 \times f_{tbk} \times A_{res} / \gamma_{M2} = 6028 \text{ Kg} > 3121 \text{ kg OK}$$

$$f_{tbk} = 8000 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (cl. 8.8)}$$

$$A = 2.01 \text{ cm}^2 \text{ (M16) gambo senza filettatura}$$

$$\gamma_{M2} = 1.25$$

$$F_{vRd} = 0.6 \times f_{tbk} \times A_{res} / \gamma_{M2} = 7718 \text{ Kg} > 3121 \text{ kg OK}$$

Rifollamento piastra:

$$f_{tbk} = 8000 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (cl. 8.8)}$$

$$d = 1.6 \text{ cm (M16)}$$

$$t = 0.6 \text{ cm}$$

$$\gamma_{M2} = 1.25; k = 2.5; \alpha = 1$$

$$F_{vRd} = k \times \alpha \times f_{tbk} \times d \times t / \gamma_{M2} = 15360 \text{ Kg} > 3121 \text{ kg OK}$$

COLLEGAMENTO PASSERELLA A SPALLE IN C.A.:

Il sistema di vincolo alle spalle in c.a. si compone di un telaio unico in acciaio che mantiene sollevate le travi principali dal piano di appoggio ricavato nel manufatto in conglomerato cementizio permettendo lo scolo delle acque piovane e la circolazione dell'aria. Per la trasmissione dei carichi di vincolo si analizza il collegamento legno-acciaio e poi il collegamento telaio in acciaio- cls. Si riassumono di seguito le reazioni vincolari dimensionanti per il collegamento alle spalle in conglomerato cementizio:

SLU 6

Nodo	Px (kN)	Py (kN)	Pz (kN)
2	0.00	-29.00	-22.01 (scorrevole in X)
16	4.13	-1.30	-22.01 (cerniera)
28	0.00	-1.31	-22.01 (scorrevole in X)
34	-4.13	-30.97	-22.01 (cerniera)

SLV B

Nodo	P_x (kN)	P_y (kN)	P_z (kN)
2	0.00	-0.55	-17.10 (scorrevole in X)
16	-3.53	-16.22	-17.09 (cerniera)
28	0.00	-15.74	-17.09 (scorrevole in X)
34	-3.53	-0.55	-17.10 (cerniera)

In direzione X (longitudinale) la massima azione risulta:

$$P_x = 4.13 \text{ kN} = 413 \text{ kg (SLU)}$$

Utilizzando n. 3 bulloni M16 si ottiene una portata complessiva pari a:

$$F_{vRd} = 11.27 \text{ kN (singolo bullone // fibre)}$$

$$F_{vRd,Tot} = 3 \times 11.27 = 33.81 \text{ kN} > 4.13 \text{ kN OK}$$

$$P_x = 3.53 \text{ kN} = 353 \text{ kg (SLV)}$$

Utilizzando n. 3 bulloni M16 si ottiene una portata complessiva pari a:

$$F_{vRd} = 14.50 \text{ kN (singolo bullone // fibre)}$$

$$F_{vRd,Tot} = 3 \times 14.50 = 43.50 \text{ kN} > 3.53 \text{ kN OK}$$

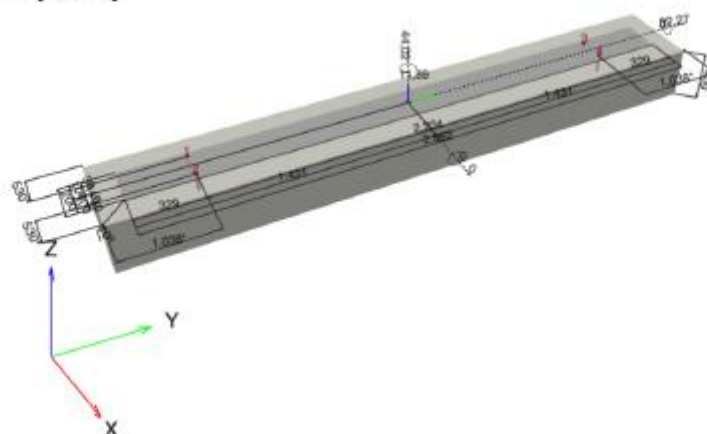
Le azioni P_y si trasmettono per contatto al profilo tubolare 120x60x6.3mm, così come P_z per contatto sull'appoggio costituito dalle due HEA200 accostate.

Rimangono da verificare le barre filettate da resinare nel calcestruzzo delle spalle. Si utilizza allo scopo il programma "Profis Anchor" messo a disposizione da HILTI per i propri prodotti. Segue tabulato di verifica per i nodi nr.34 e 16 in combinazione SLU 6:

1 Dati da inserire

Tipo e dimensione dell'ancorante:	HIT-HY 200-A V3 + HAS-U 8.8 M16
Vita utile (durata in anni):	50
Codice articolo:	2237088 HAS-U 8.8 M16x150 (inserire) / 2377669 HIT-HY 200-A V3 (resina)
Insert item # alternative:	2390237 HAS 8.8 M16x150
Specification text:	Hilti HAS-U 8.8 or HAS barra filettata with HIT-HY 200-A V3 Resina ad iniezione with 80 mm embedment hef, M16, Acciaio zincato, Foro eseguito con roto-percussione installation per ETA 19/0601
Profondità di posa effettiva:	$h_{ef,split} = 80,0$ mm ($h_{ef,split} = 320,0$ mm)
Materiale:	8.8
Certificazione No.:	ETA 19/0601
Emesso l Valido:	29/01/2024 -
Prova:	metodo di calcolo ETAG BOND (EOTA TR 029)
Fissaggio distanziato:	$e_s = 0,0$ mm (Senza distanziamento); $t = 10,0$ mm
Piastra d'ancoraggio ^{II} :	$l_a \times l_y \times t = 200,0$ mm x 2.862,0 mm x 10,0 mm; (Spessore della piastra raccomandato: non calcolato)
Profilo:	nessun profilo
Materiale base:	fessurato calcestruzzo, C25/30, $f_{c,cube} = 30,00$ N/mm ² ; $h = 600,0$ mm, Temp. Breve/Lunga: 0/0 °C
Installazione:	Hammer drilled hole, Condizioni di installazione: asciutto
Armatura:	interasse delle armature < 150 mm (qualunque \emptyset) o < 100 mm ($\emptyset \leq 10$ mm) con armatura di bordo longitudinale $d \geq 12,0$ [mm] + maglia chiusa (staffe) $s \leq 100,0$ [mm]

Geometria [mm] & Carichi [kN, kNm]



1.1 Combinazione carichi

Caso	Descrizione	Forze [kN] / Momenti [kNm]	Sismico	Fuoco	Util. max. Tassello [%]
1	Combinazione 1	$N = -44,020$; $V_x = 0,000$; $V_y = 32,270$; $M_x = 0,000$; $M_y = 0,000$; $M_z = 11,860$;	no	no	34

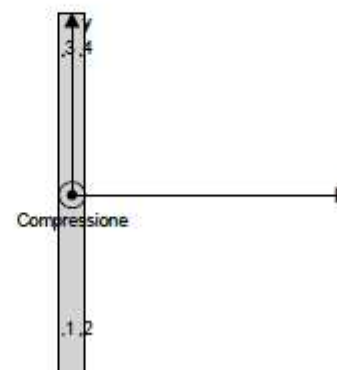
2 Condizione di carico/Carichi risultanti sull'ancorante

Carichi sull'ancorante [kN]

Trazione: (+ Trazione, - Compressione)

Ancorante	Trazione	Taglio	Taglio in dir. x	Taglio in dir. y
1	0,000	8,341	2,687	7,897
2	0,000	8,665	2,687	8,238
3	0,000	8,341	-2,687	7,897
4	0,000	8,665	-2,687	8,238

Max. concrete compressive strain: 0,00 [%]
 Max. concrete compressive stress: 0,08 [N/mm²]
 Resulting tension force in (x/y)=(-/-): 0,000 [kN]
 Resulting compression force in (x/y)=(0,0/0,0): 44,020 [kN]



3 Carico di trazione (EOTA TR 029, Sezione 5.2.2)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_N [%]	Stato
Rottura dell'acciaio*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura conica del calcestruzzo**	N/A	N/A	N/A	N/A
Fessurazione**	N/A	N/A	N/A	N/A

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti sollecitati)

4 Carico di taglio (EOTA TR 029, Sezione 5.2.3)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_V [%]	Stato
Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)*	8,665	50,240	18	OK
Rottura dell'acciaio (con braccio di leva)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura per pryout*	8,665	26,807	33	OK
Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione $y+$ *	32,714	96,473	34	OK

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti specifici)

4.1 Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)

$$V_{sd} \leq V_{Rd,s} = \frac{V_{tk,s}}{\gamma_{Me}} \quad \text{EOTA TR 029, tabella 5.2.3.1}$$

$V_{tk,s}$ [kN]	γ_{Me}	$V_{tk,s}$ [kN]	V_{sd} [kN]
62,800	1,250	50,240	8,665

4.2 Rottura per pryout (cono del calcestruzzo)

$$V_{sd} \leq V_{Rd,cp} = \frac{V_{tk,cp}}{\gamma_{Mc,p}} \quad \text{EOTA TR 029, tabella 5.2.3.1}$$

$$V_{tk,cp} = k \cdot \min(N_{tk,p}, N_{tk,t}) \quad \text{EOTA TR 029, Eq. (5.7), (5.7a)}$$

$$N_{tk,t} = N_{tk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ec1,N} \cdot \psi_{ec2,N} \quad \text{EOTA TR 029, Eq. (5.3)}$$

$$N_{tk,c}^0 = k_1 \cdot \sqrt{f_{ck,p,adm}} \cdot h_{ef}^{1,5} \quad \text{EOTA TR 029, Eq. (5.3a)}$$

$$A_{c,N}^0 = s_{cr,N} \cdot s_{cr,N} \quad \text{EOTA TR 029, Eq. (5.3b)}$$

$$\psi_{s,N} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c}{c_{cr,N}} \leq 1,00 \quad \text{EOTA TR 029, Eq. (5.3c)}$$

$$\psi_{re,N} = 0,5 + \frac{h_{ef}}{200} \leq 1,00 \quad \text{EOTA TR 029, Eq. (5.3d)}$$

$$\psi_{ec1,N} = \frac{1}{1 + \frac{2 \cdot e_{pl,V}}{s_{cr,N}}} \leq 1,00 \quad \text{EOTA TR 029, Eq. (5.3e)}$$

$$\psi_{ec2,N} = \frac{1}{1 + \frac{2 \cdot e_{pl,V}}{s_{cr,N}}} \leq 1,00 \quad \text{EOTA TR 029, Eq. (5.3e)}$$

$A_{s,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$c_{cr,N}$ [mm]	$s_{cr,N}$ [mm]	k-factor	k_1
45,600	57,600	120,0	240,0	2,000	7,200
$e_{pl,V}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{pl,V}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$
0,0	1,000	0,0	1,000	1,000	0,900
$N_{tk,c}^0$ [kN]	$\gamma_{Mc,p}$	$V_{tk,cp}$ [kN]	V_{sd} [kN]		
28,218	1,500	26,807	8,665		

ID gruppo ancoranti

4

4.3 Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione y+

$$V_{ed} \leq V_{Rd,c} = \frac{V_{Rd,c}}{\gamma_{Mc}}$$

EOTA TR 029, tabella 5.2.3.1

$$V_{Rd,c} = V_{Rd,c}^0 \cdot \frac{A_{c,V}}{A_{c,V}^0} \cdot \Psi_{s,V} \cdot \Psi_{h,V} \cdot \Psi_{a,V} \cdot \Psi_{ec,V} \cdot \Psi_{re,V}$$

EOTA TR 029, Eq. (5.8)

$$V_{Rd,c}^0 = k_1 \cdot d_{nom}^2 \cdot h_{ef}^0 \cdot \sqrt{f_{ct,ck,dire}} \cdot c_1^{1.5}$$

EOTA TR 029, Eq. (5.8a)

$$\alpha = 0,1 \cdot \left(\frac{h_{ef}}{c_1} \right)^{0,5}$$

EOTA TR 029, Eq. (5.8b)

$$\beta = 0,1 \cdot \left(\frac{d_{nom}}{c_1} \right)^{0,2}$$

EOTA TR 029, Eq. (5.8c)

$$A_{c,V}^0 = 4,5 \cdot c_1^2$$

EOTA TR 029, Eq. (5.8d)

$$\Psi_{s,V} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c_2}{1,5 \cdot c_1} \leq 1,00$$

EOTA TR 029, Eq. (5.8e)

$$\Psi_{h,V} = \left(\frac{1,5 \cdot c_1}{h} \right)^{0,5} \geq 1,00$$

EOTA TR 029, Eq. (5.8f)

$$\Psi_{a,V} = \sqrt{\frac{1}{(\cos \alpha_V)^2 + \left(\frac{\sin \alpha_V}{2,5} \right)^2}} \geq 1,00$$

EOTA TR 029, Eq. (5.8g)

$$\Psi_{ec,V} = \frac{1}{1 + \frac{2 \cdot e_{c,V}}{3 \cdot c_1}} \leq 1,00$$

EOTA TR 029, Eq. (5.8h)

$$c_1 = \max \left(\frac{c_{2,max}}{1,5}, \frac{h}{1,5}, \frac{s_{2,max}}{3} \right)$$

h_{ef} [mm]	d_{nom} [mm]	k_1	α	β	c_1 [mm]
80,0	16,00	1,700	0,045	0,053	1.038,0
c_1 [mm]	$A_{c,V}$ [mm ²]	$A_{c,V}^0$ [mm ²]	$\Psi_{s,V}$	$\Psi_{h,V}$	$e_{c,V}$ [mm]
400,0	720.000	720.000	0,965	1,000	1,5
α_V [°]	$\Psi_{a,V}$	$\Psi_{re,V}$			
8,45	1,012	1,400			
$V_{Rd,c}^0$ [kN]	γ_{Mc}	$V_{Rd,c}$ [kN]	V_{ed} [kN]		
106,150	1,500	96,473	32,714		

5 Spostamenti (ancore più sollecitato)

Carichi a breve termine:

$$N_{sk} = 0,000 \text{ [kN]} \quad \delta_N = 0,0000 \text{ [mm]}$$

$$V_{sk} = 6,419 \text{ [kN]} \quad \delta_V = 0,2567 \text{ [mm]}$$

$$\delta_{NV} = 0,2567 \text{ [mm]}$$

Carichi a lungo termine:

$$N_{sk} = 0,000 \text{ [kN]} \quad \delta_N = 0,0000 \text{ [mm]}$$

$$V_{sk} = 6,419 \text{ [kN]} \quad \delta_V = 0,3851 \text{ [mm]}$$

$$\delta_{NV} = 0,3851 \text{ [mm]}$$

Commenti: Gli spostamenti a trazione risultano validi con metà del valore della coppia di serraggio richiesta per non fessurato calcestruzzo!
Gli spostamenti a taglio sono validi trascurando l'attrito tra il calcestruzzo e la piastra d'ancoraggio! Lo spazio derivante dal foro eseguito con perforatore e dalle tolleranze dei fori non viene considerato in questo calcolo!

Gli spostamenti ammissibili dell'ancorante dipendono dalla struttura fissata e devono essere definiti dal progettista!

6 Attenzione

- Fenomeni di ridistribuzione dei carichi sugli ancoranti derivanti da eventuali deformazioni elastiche della piastra non sono presi in considerazione. Si assume una piastra di ancoraggio sufficientemente rigida in modo che non risulti deformabile sotto l'azione di carichi!
- The equations presented in this report are based on metric units. When inputs are displayed in imperial units, the user should be aware that the equations remain in their metric format.
- La verifica del trasferimento dei carichi nel materiale base è necessaria in accordo all'EOTA TR 029 sezione 7!
- Il calcolo è valido solo se le dimensioni dei fori sulla piastra non superano i valori indicati nella Tabella 4.1 da EOTA TR029! Per diametri dei fori superiori vedere il capitolo 1.1 dell'EOTA TR029!
- La lista accessori inclusa in questo report di calcolo è da ritenersi solo come informativa dell'utente. In ogni caso, le istruzioni d'uso fornite con il prodotto dovranno essere rispettate per garantire una corretta installazione.
- La pulizia del foro deve essere effettuata in conformità alle istruzioni di posa (soffiare con aria compressa due volte (min. 6 bar), spazzolare due volte, soffiare con aria compressa due volte (min. 6 bar)).
- L'adesione chimica caratteristica dipende dalle temperature di breve e di lungo periodo.
- L'armatura di bordo non è necessaria per evitare la modalità di rottura per fessurazione (splitting)
- L'adesione chimica caratteristica dipende dal periodo di ritorno (durata in anni): 50

L'ancoraggio risulta verificato!

Per garantire la rispondenza delle ipotesi di vincolo teorica e soluzione adottata si determina lo spostamento orizzontale che deve essere consentito. Si provvederà ad asolare i fori nel profilo metallico all'appoggio in modo da permettere lo scorrimento della passerella proprio al contatto tra legno e acciaio.

Dal modello di calcolo lo spostamento riscontrato della passerella in direzione longitudinale è praticamente nullo. Rimane da calcolare l'allungamento con formulazioni presenti in letteratura tecnica.

Dal punto di vista ingegneristico risulta utile la definizione di un *coefficiente di ritiro e di rigonfiamento per variazioni percentuali di umidità* sotto il punto di saturazione delle fibre (che in pratica coincide con la pendenza nel campo igroscopico del diagramma di figura 1.12).

$$\varepsilon_{LRT} = \frac{\Delta L_{LRT}}{L_{LRT} \cdot \Delta \mu} \cdot 100 \quad (1.9)$$

Nelle applicazioni ingegneristiche si ritengono accettabili i valori forniti dalla seguente tabella

Tabella 1.3 Coefficienti di variazione dimensionale ε per variazioni percentuali unitarie, $\Delta \mu = 1\%$ di umidità all'interno del campo igroscopico

	ε_T	ε_R	ε_L
Conifere	0,24	0,12	0,01
Latifoglie	0,40	0,20	0,01

$$\Delta L_{LRT} = \frac{\varepsilon_{LRT} \cdot L_{LRT} \cdot \Delta \mu}{100} = \frac{0,01 \cdot 11400 \cdot 1}{100} = 1.14mm$$

Significa che per ogni punto percentuale di variazione di umidità, si verifica una dilatazione/contrazione in senso parallelo alla fibratura pari a 1.14mm. Ipotizzando, operando a vantaggio di sicurezza, che si possa verificare una escursione di 10 punti percentuali, si ottiene un allungamento/contrazione in senso parallelo alla fibratura pari a 11.4mm

Si provvederà nei vincoli 32 e 44 a realizzare fori nel telaio metallico Ø40mm a fronte dei bulloni M16 di ancoraggio garantendo una possibilità di movimento pari ad almeno 1.2 cm > 1.14 cm.

COLLEGAMENTO TRAVETTO 10x16 SU TRAVERSO METALLICO HEA140

In questo paragrafo si intende rispondere al p.to 10 della 'Richiesta di verifica e integrazione progetto esecutivo' del Comune di Cesenatico. L'idea è quella di determinare la quota parte di azione sismica che compete alla singola estremità del travetto 10x16cm in LL GL24h costituente l'impalcato. L'area di influenza del singolo travetto è pari a $1.9 \times 0.5 = 0.95mq$. L'azione sismica a metro quadro è pari a $0.791 \times (0.16 + 0.36) = 0.41kN/mq$, da cui a ogni travetto competono $0.41 \times 0.995 = 0.39kN$, ovvero 0.195kN ad ogni estremità. Di seguito la determinazione della capacità portante di una singola vite diam. 8 impiegata nel collegamento.

Connessione con Viti Legno-Acciaio

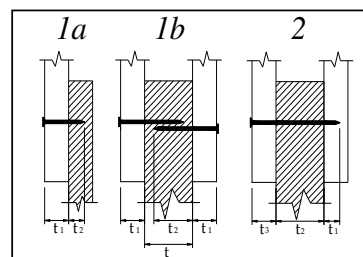
Classe di servizio:	3	da NTC 2008 Tabella 4.4.II
Durata del carico	Istantanea	k_{mod} 0,9 da NTC 2008 Tabella 4.4.III
γ_M	1,4	da NTC 2008 Tabella 4.4.IV
α_1	0 °	Angolo tra forza e fibratura elemento lato testa
α_2	90 °	Angolo tra forza e fibratura elemento lato punta

Caratteristiche legno utilizzato e verifica necessità di preforatura

Elemento 1	Piastra	ρ_{k1}	- Kg/m ³	s	6 mm	Spessore piastra
Elemento 2	GL24h	ρ_{k2}	385 Kg/m ³			Piastra spessa
Umidità legno	Stagionato					
Preforatura	No					
t_{min} per preforo	45 mm					Spessore minimo dell'elemento lato testa della vite

Geometria della connessione

Sezioni resistenti	1a	Tipologia di connessione utilizzata
Effetto cordata	Si	Effetto cordata in Johansen
t_1	6 mm	Spessore piastra
t_2	74 mm	Profondità infissione punta
t_3	0 mm	
t (caso 1b)	0 mm	

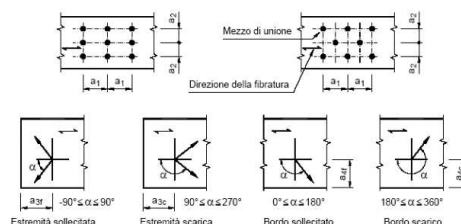


Tipologia di viti utilizzate

Tipo vite	HBS 8	Lunghezza vite
l	80 mm	Diametro vite
d	8,0 mm	Diametro efficace
d_{ef}	5,9 mm	Diametro testa vite
d_h	14,5 mm	Resistenza ultima acciaio
f_u	1000 N/mm ²	Da catalogo
$M_{y,Rk}$	20057 Nmm	
$f_{h,1,k}$	- N/mm ²	$f_{h,\alpha 1,k}$ - N/mm ² da EN1995-1 (8.15) e (8.31)
$f_{h,2,k}$	18,50 N/mm ²	$f_{h,\alpha 2,k}$ 12,85 N/mm ²
β	-	da EN1995-1 (8.8)
θ	90 °	Angolo tra asse vite e direzione fibratura
l_{eff}	50 mm	Lunghezza penetrazione filettatura
$f_{ax,k}$	11,70 N/mm ²	Da catalogo
$f_{head,k}$	0,00 N/mm ²	Da catalogo

Interassi e distanze da bordi ed estremità, valori minimi EN1995-1

Spaziature	Angolo α	Distanze [mm]
a_1 // alla fibratura	$0^\circ < \alpha < 360^\circ$	40
a_2 \perp alla fibratura	$0^\circ < \alpha < 360^\circ$	32
a_{3f} estremità sollecitata	$90^\circ < \alpha < 90^\circ$	80
a_{3c} estremità scarica	$90^\circ < \alpha < 270^\circ$	56
a_{4f} bordo sollecitato	$0^\circ < \alpha < 180^\circ$	32
a_{4c} bordo scarico	$180^\circ < \alpha < 360^\circ$	24



Calcolo della resistenza a taglio della vite

Effetto cordata	938 N	Contributo effetto cordata
Modo rottura Johansen		
Modo A	2260 N	
Modo B	2950 N	
Modo C	6588 N	
Modo D	3652 N	
Modo E	3784 N	
Modo F	0 N	

Modo di rottura utilizzato

$F_{ax,Rk}$	3750 N	Capacità ad estrazione della vite
$F_{ax,Rd}$	2411 N	
$F_{V,Rk}$	3652 N	Capacità portante per piano di taglio e per mezzo di unione
$F_{V,Rd}$	2348 N	

Si impiegano nr.2 viti ad ogni estremità per una portata complessiva di $2 \times 2.348 = 4.696 \text{ kN} > 0.195 \text{ kN}$

GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI

Poiché i procedimenti e le analisi adottate sono quelli tratti dalla Scienza delle Costruzioni non si ritiene necessario verificare diversamente l'accettabilità dei risultati.

SPETT.LE
LAND ARCHITETTURA
PIAZZA DEL POPOLO, 24
47521 CESENA (FC)

RELAZIONE SUI MATERIALI

OGGETTO: STRUTTURA IN LEGNO PER LA REALIZZAZIONE DI PASSERELLA CICLO-PE-
DONALE SUL RIO RIGOSSA IN COMUNE DI GAMBETTOLA (FC)

PROGETTISTA STRUTTURE IN LEGNO
ING.

ELABORATO **3L**

RELAZIONE SUI MATERIALI

LEGNO

GL24H

In Tabella 12 sono riportate le caratteristiche del GL24h secondo la UNI EN 14080:2013.

Tabella 12 Proprietà di rigidezza e resistenza del materiale GL24h

Proprietà di resistenza in N/mm^2

Flessione	$f_{m,k}$	24,00
Trazione parallela	$f_{t,0,k}$	19,20
Trazione perpendicolare	$f_{t,90,k}$	0,50
Compressione parallela	$f_{c,0,k}$	24,00
Compressione perpendicolare	$f_{c,90,k}$	2,50
Taglio trasversale	$f_{v,k}$	3,50

Moduli elastici in N/mm^2

Modulo di elasticità medio parallelo	$E_{0,mean}$	11500
Modulo elasticità parallelo	$E_{0,05}$	9600
Modulo di elasticità medio perpendicolare	$E_{90,mean}$	300
Modulo di taglio	G_{mean}	650
Massa volumica caratteristica $[\text{kg/m}^3]$	ρ_k	385

C18

In Tabella 13 sono riportate le caratteristiche del C18 secondo la UNI EN 338:209.8

Tabella 13 Proprietà di rigidezza e resistenza del materiale C18

C18

Proprietà di resistenza in N/mm^2

Flessione	$f_{m,k}$	18,00
Trazione parallela	$f_{t,0,k}$	11,00
Trazione perpendicolare	$f_{t,90,k}$	0,40
Compressione parallela	$f_{c,0,k}$	18,00
Compressione perpendicolare	$f_{c,90,k}$	2,20
Taglio trasversale	$f_{v,k}$	3,40

Moduli elastici in N/mm^2

Modulo di elasticità medio parallelo	$E_{0,mean}$	9000
Modulo elasticità parallelo	$E_{0,05}$	6000
Modulo di elasticità medio perpendicolare	$E_{90,mean}$	300
Modulo di taglio	G_{mean}	560
Massa volumica caratteristica $[\text{kg/m}^3]$	ρ_k	320

ACCIAIO DA CARPENTERIA

Si prevede l'utilizzo di acciaio di classe S275 ($\gamma_m = 1.05$) le cui caratteristiche sono riportate in Tabella 14.

Tabella 14 Caratteristiche acciai da carpenteria

Classe	f_y	f_d	f_u
S235	235	224	360
S275	275	262	430
S355	355	338	510

BULLONI E BARRE FILETTATE

Si prevede l'utilizzo di bulloni e barre filettate classe 8.8.

ELEMENTI DI COLLEGAMENTO PER LE STRUTTURE IN LEGNO

Si utilizzano come elementi di connessione i seguenti:

- Viti da legno a tutto filetto $f_u > 600 \text{ N/mm}^2$
- Viti da legno autoforanti $f_u > 600 \text{ N/mm}^2$
- Mordenti M12xvar.

FRECCIA AMMISSIBILE

Frecce ammissibili per elementi inflessi

- Freccia istantanea $f = L/300 \div L/500$
- Freccia finale $f = L/150 \div L/300$

Trattandosi di passerella pedonale le frecce di calcolo saranno verificate con valori più restrittivi al fine di evitare deformazioni apprezzabili.

SPETT.LE
LAND ARCHITETTURA
PIAZZA DEL POPOLO, 24
47521 CESENA (FC)

***PIANO DI MANUTENZIONE
DELLA PARTE STRUTTURALE DELL'OPERA***

OGGETTO: STRUTTURA IN LEGNO PER LA REALIZZAZIONE DI PASSERELLA CICLO-PEDONALE SUL RIO RIGOSSA IN COMUNE DI GAMBETTOLA (FC)

PROGETTISTA STRUTTURE IN LEGNO
ING.

ELABORATO **5L**

13/01/2025

PIANO DI MANUTENZIONE DELLA STRUTTURA

Il piano di manutenzione è il documento complementare al progetto esecutivo che prevede, pianifica e programma - tenendo conto degli elaborati progettuali esecutivi effettivamente realizzati - l'attività di manutenzione dell'intervento al fine di mantenerne nel tempo la funzionalità, le caratteristiche di qualità, l'efficienza ed il valore economico. Esso è composto dal manuale d'uso, dal manuale di manutenzione e dal programma di manutenzione. Riferimenti normativi. Regolamento di attuazione (DPR 554/99) art.40, legge quadro in materia di lavori pubblici (L.N. 109/94), Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14 Gennaio 2008 e Circolare Esplicativa n° 617, 2 Febbraio 2009).

MANUALE D'USO

La struttura è stata progettata per una vita utile di 50 anni, purché vengano eseguite le ispezioni e manutenzioni di seguito esposte.

La struttura è stata progettata per i carichi e sovraccarichi esposti negli elaborati del progetto esecutivo paragrafo "Analisi dei carichi" all'interno del capitolo "Azioni di progetto sulla costruzione".

I carichi, pertanto, non potranno superare i valori espressi. Ogni aumento di carico, permanente e/o variabile, deve essere oggetto di specifica verifica ed asseverazione da parte di un Tecnico Ingegnere o Architetto.

La variazione delle finiture potrebbe incidere sulla durata dell'opera, deve essere attentamente valutata ed asseverata da un Tecnico Ingegnere o Architetto.

MANUALE DI MANUTENZIONE E PROGRAMMA DI MANUTENZIONE

Dopo ogni verifica e/o intervento dovrà essere redatto un rapporto contenente il tipo di ispezione, i risultati dell'ispezione, gli interventi fatti, eventuali modifiche al piano di manutenzione ed eventuali prescrizioni d'uso.

OPERE IN LEGNO

Ogni anno si devono effettuare:

- Ispezioni a cura dell'Utente, eventualmente coadiuvato da Tecnologo del legno e Ingegnere.
- Controlli delle sedi di appoggio di travi, con particolare attenzione alle zone di contatto con c.a. o piastre metalliche di ripartizione, per verificare l'assenza di condense, percolazioni o ristagni d'acqua.
- Controllo della presenza di fori di sfarfallamento.
- Controllo del serraggio degli elementi quali bulloni e specialmente degli elementi regolabili come i tenditori dei controventi.
- Controllo dell'efficienza degli strati protettivi di sacrificio (Lexan, guaine ecc..) e di tutte le opere di lattoneria, verificando l'assenza di perdite e/o ostruzioni che potrebbero causare infiltrazioni d'acqua verso le strutture portanti. Nel caso si riscontrasse una situazione di infiltrazione potenziale o molto limitata (che si asciuga entro 1 settimana), occorrerà intervenire ripristinando e/o riparando come necessario. Nel caso di presenza di infiltrazioni occorrerà valutare l'eventuale stato di degrado degli elementi lignei mediante ispezione effettuata da un Tecnologo del legno.
- Interventi, nel caso del verificarsi di una situazione di degrado effettivo o potenziale, (ostruzione della fessura di 5 cm tra trave principale e tavolato di calpestio, tra le varie tavole di calpestio) per rimuoverne la causa, poi con l'utilizzo di idonei prodotti di protezione dai funghi previa pulitura e asportazione dello strato soggetto a degrado, ovvero con opere di consolidamento con legno o sostituzioni nei casi più gravi, comunque sulla base di una specifica progettazione.

Ogni cinque anni si devono effettuare:

- Ispezioni a cura del Tecnologo del legno, eventualmente coadiuvato da Ingegnere.
- Indagini diagnostiche di controllo e valutazione della necessita di interventi.
- Rimozioni delle cause del degrado, eventuali interventi di consolidamento e/o sostituzione.

Dopo forti piogge si devono effettuare:

- Ispezioni a cura dell'Utente eventualmente coadiuvato dal Tecnologo del legno.
- Controlli globali di tutti gli elementi strutturali, a seguito di eventi piovosi eccezionali, per verificare l'eventuale infiltrazione di acque meteoriche, nonché verificare la corretta tenuta degli strati di protezione, delle lattonerie e nel caso intervenire come sopra descritto.

Dopo forte vento si devono effettuare:

- Ispezioni a cura dell'Utente.
- Controlli della tenuta degli strati protettivi (Lexan e lattonerie) e del suo collegamento alle strutture portanti, dopo episodi ventosi eccezionali, nonché l'efficienza di tutti gli elementi di protezione, ripristinandone l'efficienza in caso di danneggiamento.

Dopo evento sismico importante si devono effettuare:

- Ispezioni a cura dell'Ingegnere, eventualmente coadiuvato dal Tecnologo del legno (dopo terremoti di intensità dal grado 6 in poi della scala Richter).
- Controlli puntuali di tutti gli elementi di connessione (in particolare gli elementi di connessione al c.a. e tra strutture principali e secondarie) provvedendo, nel caso di elementi di connessione danneggiati (chiodi, viti o piastre metalliche) all'eventuale posizionamento di nuovi elementi accanto a quelli esistenti ad opportuna distanza e con lo stesso numero e tipologia di elementi di collegamento, comunque sulla base di una specifica progettazione.
- Controlli riguardanti l'allineamento dei vari elementi e la verticalità delle strutture verticali, eventualmente intervenendo per ripristinare la geometria.

Dopo incendio anche parziale si devono effettuare:

- Ispezioni a cura dell'Ingegnere, eventualmente coadiuvato dal Tecnologo del legno (anche dopo incendi parziali o principi di incendio).
- Controlli accurati di tutte le sezioni residue (togliendo completamente lo strato carbonizzato) e di tutte quelle apparentemente non interessate dall'incendio fino ad una distanza di almeno 50 cm da quelle interessate, controllando anche l'eventuale deformazione degli elementi di connessione. Occorrerà quindi intervenire con opere di consolidamento con legno o sostituzioni nei casi più gravi e provvedere, nel caso di elementi di connessione danneggiati (chiodi, viti o piastre metalliche) all'eventuale posizionamento di nuovi elementi accanto a quelli esistenti ad opportuna distanza e con lo stesso numero e tipologia di elementi di collegamento, comunque sulla base di una specifica progettazione.