

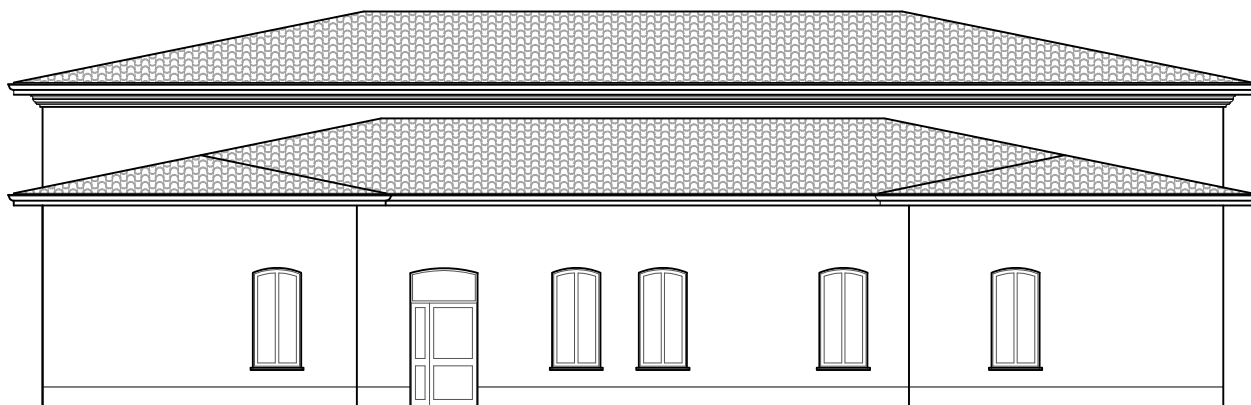


COMUNE DI BUSSETO

Piazza G. Verdi n.10, 43011 Busseto PR
COMUNE DI BUSSETO, PROV. PR
0524 - 931711
urp@comune.busseto.pr.it

PALESTRA

Istituto comprensivo di via Pallavicino n.2, Busseto (PR)



PLESSO SCOLASTICO "A. BAREZZI", VIA PALLAVICINO 2 COMUNE DI BUSSETO (PR)

PROGETTO ESECUTIVO

Intervento di riqualificazione energetica ed adeguamento sismico



PROGETTO ARCHITETTONICO

Arch. Tommaso CAENARO
43123 P.zza A. Maestri, 3
t.caenaro@greenvolts.it
339 1526140



PROGETTO STRUTTURALE

Ing. Paolo Manfredi
43011 v. Ponchielli, 2
www.gteng.it
0524 930103

STUDIO TECNICO
P.I. ANDREA GANDOLFI
PROGETTO IMPIANTI ELETTRICI
Via Cavour 21 - 43019 Soragna (PR)
Tel/fax 0524-597514 cell. 333-2920806
e-mail: info@peritogandolfi.eu
PEC: andrea.gandolfi@pec.eppi.it

EM./REV.	DATA	APPROVATO	DESCRIZIONE ELABORATO		CODICE ELABORATO
Emissione	22.12.2023	Manfredi	PROGETTO STRUTTURALE	-	S03
Revisione	A		Relazione di calcolo delle strutture	⌚	
Nome file	BUS-PE-S03_A				

Indice

1	PREMESSA	3
2	ILLUSTRAZIONE SINTETICA DEGLI ELEMENTI ESSENZIALI DEL PROGETTO	3
2.1	Descrizione del contesto edilizio	3
2.2	Descrizione generale degli interventi	4
2.3	Normativa tecnica di riferimento	4
2.4	Descrizione delle azioni di progetto	5
2.5	Relazione sui materiali.....	10
2.5.1.	Materiali esistenti – Livelli di Conoscenza e Fattori di Confidenza	10
2.5.1.1	Muratura tipo 1 – Mattoni pieni.	10
2.5.1.2	Muratura tipo 2 – Mattoni semipieni.....	11
2.5.2.	Materiali nuovi	13
2.5.2.1	Cementi armati.....	13
2.5.2.2	Legno	13
2.6	Descrizione dei criteri di modellazione.....	13
2.7	Principali combinazioni delle azioni.....	14
2.8	Metodo di analisi	14
2.9	Criteri di verifica agli stati limite considerati	15
2.10	Principali risultati e accettabilità dei risultati	15
2.10.1.	Controllo di accettabilità dei risultati.....	17
2.11	Caratteristiche e affidabilità del codice di calcolo	17
2.12	Caratteristiche di fondazioni e terreno di fondazione.....	19
2.12.1.	Calcolo della capacità portante	19
3	RELAZIONE SPECIALISTICA SUI RISULTATI SPERIMENTALI.....	22
3.1	Relazione geologica sulle indagini, caratterizzazione e modellazione geologica del sito.....	22
3.2	Relazione geotecnica sulle indagini, caratterizzazione e modellazione del volume significativo di terreno ..	22
3.3	Relazione sulla modellazione sismica concernente la “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione.	22
4	MODELLO GLOBALE CORPO PALESTRA	24
4.1	Dati modello	24
4.1.1.	Condizioni di regolarità	27
4.2	Analisi modale	27
4.3	Analisi statica non sismica	28
4.3.1.	Verifiche di resistenza murature	28
4.3.2.	Verifiche in fondazione	32
4.4	Analisi sismica statica non lineare	33
4.4.1.	Curve di capacità	36

4.4.2.	Sintesi risultati.....	39
4.5	Verifiche locali	42
4.5.1.	Verifica della correa di copertura del corpo palestra.....	42
4.5.2.	Verifica rigidezza assito copertura lignea	44
5	VERIFICA DELLA COPERTURA LIGNEA.....	47
5.1	Travetti 12x15cm.....	47
5.2	Terzere 25x30cm	50
5.3	Colmo 25x30cm	57
5.4	Capriata 35x40cm	60
6	PIANO DI MANUTENZIONE DELLE PARTI STRUTTURALI	78
6.1	Premessa	78
6.2	Descrizione degli elementi strutturali	78
7	CONCLUSIONI	80

2.2 Descrizione generale degli interventi

Per la descrizione dello stato di fatto della struttura si rimanda alla relazione di Valutazione della Sicurezza e relativi allegati.

Sono previsti i seguenti interventi sulle strutture:

- Ammorsamento tra il corpo fabbrica “palestra” e i locali “spogliatoi”.
- Sostituzione struttura tetto palestra, inserimento di nuove capriate, travi, travetti e doppio strato assito+osb, in maniera tale da ottenere un irrigidimento complanare (formazione di piano rigido)
- Realizzazione di correa perimetrale sui muri della struttura palestra, così da contribuire alla formazione del piano rigido del tetto, oltre che al fine di limitare gli eventuali cinatismi
- Realizzazione soletta collaborante sui solai in laterocemento centrale e laterali del corpo “accessorio”, così da ottenere un irrigidimento complanare (formazione di piano rigido)
- Aumento spessore strutturale murature interne del corpo “accessori” a 25 cm. Muri in mattoni semipieni tipo “doppio UNI”

2.3 Normativa tecnica di riferimento

Per il calcolo strutturale si è fatto riferimento alle seguenti norme:

- **Legge n. 1086 del 05/11/1971:** *“Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica.”*
- **Legge n.64 del 2.2.1974:** *“Provvedimenti per le costruzioni, con particolari prescrizioni per le zone sismiche.”*
- **D.M. 17 Gennaio 2018:** Aggiornamento delle *“Norme Tecniche per le Costruzioni.”*
- **Circolare Consiglio Superiore. LL. PP. n. 7 del 21 Gennaio 2019:** *Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle “Norme Tecniche per le Costruzioni” di cui al D.M. 17 Gennaio 2018.*
- **DPCM 9 febbraio 2011:** *“Valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008”*
- **CNR DT 206-R1 / 2018:** *Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione e il controllo delle strutture in legno*
- **UNI EN 1995-1-1:2014:** *Eurocodice 5 - Progettazione delle strutture di legno - Parte 1-1: Regole generali - Regole comuni e regole per gli edifici*
- **UNI EN 1995-1-2:2005:** *Eurocodice 5 - Progettazione delle strutture di legno - Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio*

2.4 Descrizione delle azioni di progetto

Azione sismica

I parametri di progetto fondamentali che concorrono alla definizione dell'azione sismica di base del sito in esame sono i seguenti:

vita nominale $V_N =$	50 anni (opera ordinaria)
classe d'uso =	IV (costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche)
coefficiente d'uso $c_U =$	2.0
periodo di riferimento $V_R =$	100 anni
categoria di sottosuolo =	C ("depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s")
categoria topografica =	T1 (superficie pianeggiante)
amplificazione topografica $S_T =$	1.0

L'area interessata dalla costruzione in progetto è situata nel Comune di Busseto, che risulta attualmente classificato in zona sismica III.

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

☒ Ricerca per coordinate
 LONGITUDINE: 10.03968 LATITUDINE: 44.97729

☐ Ricerca per comune
 REGIONE: Emilia-Romagna PROVINCIA: Parma COMUNE: Busseto

Elaborazioni grafiche
 Grafici spettri di risposta
 Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche
 Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo:
☐ Sito esterno al reticolo
☒ Interpolazione su 3 nodi
☐ Interpolazione corretta

Interpolazione:
 superficie rigata

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

INTRO **FASE 1** FASE 2 FASE 3

Valori dei parametri a_g , F_o , T_C^* per i periodi di ritorno T_R

T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
30	0.037	2.538	0.217
50	0.047	2.496	0.248
72	0.055	2.513	0.258
101	0.063	2.513	0.269
140	0.073	2.492	0.274
201	0.084	2.495	0.279
475	0.117	2.490	0.287
975	0.151	2.528	0.290
2475	0.203	2.555	0.299

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - C_U info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

Stati limite di esercizio - SLE {

- SLO - $P_{VR} = 81\%$
- SLD - $P_{VR} = 63\%$

Stati limite ultimi - SLU {

- SLV - $P_{VR} = 10\%$
- SLC - $P_{VR} = 5\%$

Elaborazioni

- Grafici parametri azione
- Grafici spettri di risposta
- Tabella parametri azione

Strategia di progettazione

LEGENDA GRAFICO

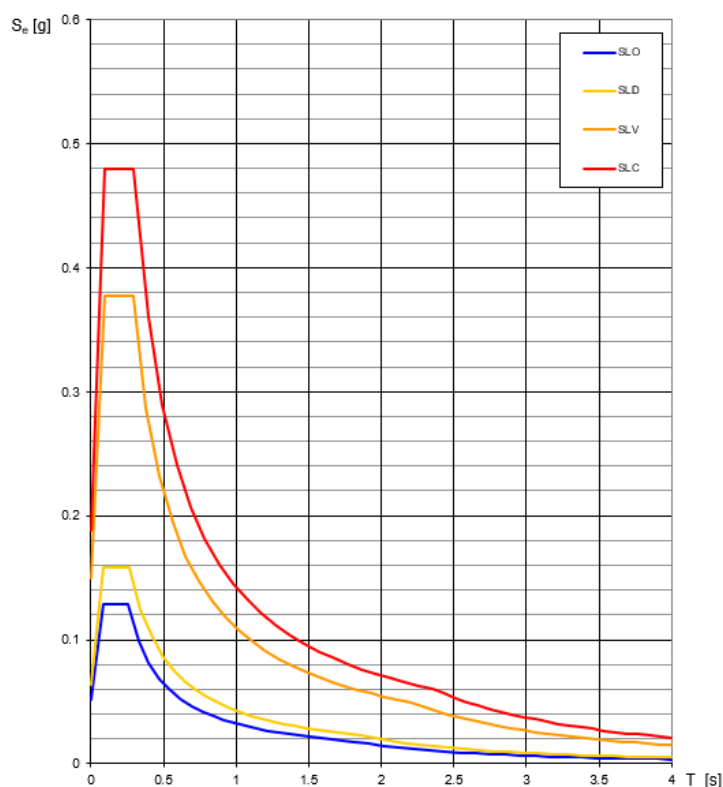
- Strategia per costruzioni ordinarie
- Strategia scelta

INTRO FASE 1 **FASE 2** FASE 3

Valori dei parametri a_g , F_0 , T_C^* per i periodi di ritorno T_R

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_C^* [s]
SLO	60	0.051	2.504	0.253
SLD	101	0.063	2.513	0.269
SLV	949	0.149	2.526	0.290
SLC	1950	0.188	2.548	0.296

Spettri di risposta elastici per i diversi Stati Limite



Azioni verticali

Nell'analisi strutturale sono considerati i seguenti carichi e sovraccarichi:

- Peso muratura in laterizio semipieno = 15 kN/m^3
- Peso muratura in mattoni pieni = 18 kN/m^3
- Peso cemento armato = 25 kN/m^3
- Peso strutture in acciaio = 78.5 kN/m^3
- Peso strutture in legno = 4.5 kN/m^3

Si riportano i carichi dei solai nella configurazione di progetto

Copertura lignea del corpo palestra:

$G1$ =(calcolato dal software)

- capriate in legno 35x40 cm
- terzere in legno 25x30 cm

$G2=1.2 \text{ kN/m}^2$

- travetti 12x15 cm $i=62 \text{ cm}$
- doppio strato (assito e OSB) in abete 2x2 cm
- isolante in lana di roccia 18 cm
- OSB 2 cm
- tegole marsigliesi in laterizio

$Q1=0.5 \text{ kN/m}^2$ – copertura e sottotetti accessibili per sola manutenzione

$Q_{neve}=1.2 \text{ kN/m}^2$ – carico neve

Copertura laterocemento laterale con manto di copertura sistema “gelosia” del corpo palestra:

$G1=4.05 \text{ kN/m}^2$

- solaio in laterocemento 20 cm
- soletta collaborante 5 cm

$G2=3.41 \text{ kN/m}^2$

- intonaco
- isolante 14 cm
- soletta 5 cm
- muretti a gelosia, tavelloni e massetto sp.4cm
- marsigliesi

$Q_1=0.5 \text{ kN/m}^2$ – copertura e sottotetti accessibili per sola manutenzione

$Q_{neve}=1.2 \text{ kN/m}^2$ – carico neve

Copertura laterocemento centrale con manto di copertura del corpo palestra:

$G_1=2.8 \text{ kN/m}^2$

- solaio in latero cemento 20 cm (+ soletta collaborante sp.5cm)

$G_2=0.65 \text{ kN/m}^2$

- intonaco
- marsigliesi + guaina

$Q_1=0.5 \text{ kN/m}^2$ – copertura e sottotetti accessibili per sola manutenzione

$Q_{neve}=1.2 \text{ kN/m}^2$ – carico neve

Azione del vento

DEFINIZIONE DEI DATI

zona:

2) Emilia Romagna



Classe di rugosità del terreno:

B) Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive. Lago (con larghezza pari ad almeno 1 km) e relativa fascia costiera (entro 1 km dalla costa)

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Affinchè una costruzione possa dirsi ubicata in classe A o B è necessario che la situazione che contraddistingue la classe permanga intorno alla costruzione per non meno di 1 km e comunque non meno di 20 volte l'altezza della costruzione. Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, a meno di analisi dettagliate, verrà assegnata la classe più sfavorevole.

Nelle fasce entro i 40km dalla costa delle zone 1,2,3,4,5 e 6 la categoria di esposizione è indipendente dall'altitudine del sito.

a_s (altitudine sul livello del mare della costruzione):

Distanza dalla costa

T_R (Tempo di ritorno):

Categoria di esposizione

30	[m]
200	[km]
50	[anni]
IV	

CALCOLO VELOCITA' DI RIFERIMENTO DEL VENTO §3.3.2.

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_s	C_a
2	25	750	0.45	1.000

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

$C_a = 1$ per $a_s \leq a_0$
 $C_a = 1 + k_s (a_s/a_0 - 1)$ per $a_0 < a_s \leq 1500$ m

v_b (velocità base di riferimento) **25.00 m/s**

$$v_r = v_b \cdot C_r$$

C_r coefficiente di ritorno 1.00

v_r (velocità di riferimento) **25.02 m/s**

PRESSIONE CINETICA DI RIFERIMENTO §3.3.6.

q_r (pressione cinetica di riferimento [N/mq])

$$q_r = 1/2 \cdot \rho \cdot v_r^2 \quad (\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3)$$

Pressione cinetica di riferimento q_r **391.20 [N/m²]**

CALCOLO DEI COEFFICIENTI

Coefficiente dinamico [§3.3.8]

C_d **1.00**

Il coefficiente topografico vale: C_t **1.00**

Coefficiente di esposizione [§3.3.7]

Il coefficiente di esposizione dipende dall'altezza z sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno e dalla categoria di esposizione del sito (e quindi dalla classe di rugosità del terreno) ove sorge la costruzione; per altezze non maggiori di $z=200$ m valgono le seguenti espressioni

$$C_e(z) = k_r^2 \cdot C_t \cdot \ln(z/z_0) [7 + C_t \cdot \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{\min}$$

$$C_e(z) = C_e(z_{\min}) \quad \text{per } z < z_{\min}$$

k_r	z_0 [m]	z_{\min} [m]
0.22	0.30	8.00

PRESSIONI DEL VENTO

Combinazione più sfavorevole per pareti e copertura:

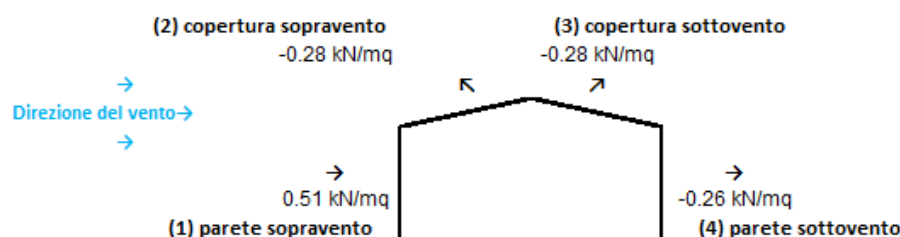
Valori massimi della pressione per ogni elemento

$$p \text{ (pressione del vento)} = q_r \cdot C_d \cdot C_t \cdot C_e \cdot C_p$$

C_d (coefficiente dinamico) C_t (coefficiente topografico) C_e (coefficiente di esposizione)

C_p (coefficiente di forma)

	p [kN/m²]	C_d	C_t	C_e	C_p	P [kN/m²]
(1) par. sopra	0.391	1.00	1.00	1.634	0.80	0.51
(2) cop. sopra	0.391	1.00	1.00	1.763	-0.40	-0.28
(3) cop. sotto	0.391	1.00	1.00	1.763	-0.40	-0.28
(4) par. sotto	0.391	1.00	1.00	1.634	-0.40	-0.26



2.5 Relazione sui materiali

2.5.1. Materiali esistenti – Livelli di Conoscenza e Fattori di Confidenza

Sono presenti due tipologie di muratura portante.

2.5.1.1 Muratura tipo 1 – Mattoni pieni.

Si tratta della muratura di primo impianto.



Fig. 2 – Foto muratura tipo 1

Tabella C8.5.1 - Valori di riferimento dei parametri meccanici della muratura, da usarsi nei criteri di resistenza di seguito specificati (comportamento a tempi brevi), e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura. I valori si riferiscono a: f = resistenza media a compressione, τ_0 = resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali (con riferimento alla formula riportata, a proposito dei modelli di capacità, nel §C8.7.1.3), f_{v0} = resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali (con riferimento alla formula riportata, a proposito dei modelli di capacità, nel §C8.7.1.3), E = valore medio del modulo di elasticità normale, G = valore medio del modulo di elasticità tangenziale, w = peso specifico medio.

Tipologia di muratura	f (N/mm ²)	τ_0 (N/mm ²)	f_{v0} (N/mm ²)	E (N/mm ²)	G (N/mm ²)	w (kN/m ³)
	min-max	min-max		min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,0-2,0	0,018-0,032	-	690-1050	230-350	19
Muratura a conci sbozzati, con paramenti di spessore disomogeneo (*)	2,0	0,035-0,051	-	1020-1440	340-480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	2,6-3,8	0,056-0,074	-	1500-1980	500-660	21
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,)	1,4-2,2	0,028-0,042	-	900-1260	300-420	13 ÷ 16(**)
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,) (**)	2,0-3,2	0,04-0,08	0,10-0,19	1200-1620	400-500	
Muratura a blocchi lapidei squadriati	5,8-8,2	0,09-0,12	0,18-0,28	2400-3300	800-1100	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce (***)	2,6-4,3	0,05-0,13	0,13-0,27	1200-1800	400-600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤40%)	5,0-8,0	0,08-0,17	0,20-0,36	3500-5600	875-1400	15

(*) Nella muratura a conci sbozzati i valori di resistenza tabellati si possono incrementare se si riscontra la sistematica presenza di zeppe profonde in pietra che migliorano i contatti e aumentano l'ammorsamento tra gli elementi lapidei; in assenza di valutazioni più precise, si utilizzi un coefficiente pari a 1,2.

Per quanto svolto si assume per la muratura:

Livello di Conoscenza = LC1

Fattore di Confidenza F.C. = 1.35

Si assumono nel calcolo i valori di tabella C8.5.1: in particolare si assumono i valori minimi delle rigidezze e delle resistenze.

Si riportano le proprietà inserite nel software.

Muratura Palestra Mattoni Pieni	
Generale	
Nome	Muratura Palestra Mattoni Pieni
Riferimento	NTC 2018, Tab. C8.5.I
Tipologia	Mattoni pieni e malta di calce
Condizioni	Standard
Fattore di Confidenza	1.35
Moduli elastici	
Valori	Minimi
E	1200
G	400
Resistenze	
Valori	Minimi
f_m	2.600
f_{tm}	0.260
f_{hm}	1.300
τ_0	0.050
f_{vm0}	0.130
Altre proprietà meccaniche	
w	18.00
α	0.000010
f_b	10.000
μ	0.400
φ	1.000

2.5.1.2 Muratura tipo 2 – Mattoni semipieni.

Si tratta della muratura del corpo accessori.



Fig. 3 – Foto muratura tipo 2

Tabella C8.5.1 - Valori di riferimento dei parametri meccanici della muratura, da usarsi nei criteri di resistenza di seguito specificati (comportamento a tempi brevi), e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura. I valori si riferiscono a: f = resistenza media a compressione, τ_0 = resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali (con riferimento alla formula riportata, a proposito dei modelli di capacità, nel §C8.7.1.3), f_{v0} = resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali (con riferimento alla formula riportata, a proposito dei modelli di capacità, nel §C8.7.1.3), E = valore medio del modulo di elasticità normale, G = valore medio del modulo di elasticità tangenziale, w = peso specifico medio.

Tipologia di muratura	f (N/mm ²)	τ_0 (N/mm ²)	f_{v0} (N/mm ²)	E (N/mm ²)	G (N/mm ²)	w (kN/m ³)
	min-max	min-max		min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,0-2,0	0,018-0,032	- -	690-1050	230-350	19
Muratura a conci sbozzati, con paramenti di spessore disomogeneo (*)	2,0	0,035-0,051	- -	1020-1440	340-480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	2,6-3,8	0,056-0,074	- -	1500-1980	500-660	21
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,)	1,4-2,2	0,028-0,042	- -	900-1260	300-420	13 ÷ 16(**)
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,) (**)	2,0-3,2	0,04-0,08	0,10-0,19	1200-1620	400-500	
Muratura a blocchi lapidei squadrati	5,8-8,2	0,09-0,12	0,18-0,28	2400-3300	800-1100	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce (***)	2,6-4,3	0,05-0,13	0,13-0,27	1200-1800	400-600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤40%)	5,0-8,0	0,08-0,17	0,20-0,36	3500-5600	875-1400	15

(*) Nella muratura a conci sbozzati i valori di resistenza tabellati si possono incrementare se si riscontra la sistematica presenza di zeppe profonde in pietra che migliorano i contatti e aumentano l'ammorsamento tra gli elementi lapidei; in assenza di valutazioni più precise, si utilizzi un coefficiente pari a 1,2.

Per quanto svolto si assume per la muratura:

Livello di Conoscenza = LC1

Fattore di Confidenza F.C. = 1.35

Si assumono nel calcolo i valori di tabella C8.5.1: in particolare si assumono i valori minimi delle rigidezze e i valori minimi delle resistenze.

Si riportano le proprietà inserite nel software.

Muratura Spogliatoi Doppio Uni

Generale	
Nome	Muratura Spogliatoi Doppio Uni
Riferimento	NTC 2018, Tab. C8.5.1
Tipologia	Mattoni semipieni con malta cementizia
Condizioni	Standard
Fattore di Confidenza	1.35
Moduli elastici	
Valori	Minimi
E	3500
G	875
Resistenze	
Valori	Minimi
f_{cm}	5.000
f_{tm}	0.500
f_{hm}	2.500
τ_0	0.080
f_{vm0}	0.200
Altre proprietà meccaniche	
w	15.00
α	0.000010
f_b	10.000
μ	0.400
Φ	1.000

2.5.2. Materiali nuovi

2.5.2.1 Cementi armati

Si tratta dei cementi armati per cordoli e solette collaboranti.

Calcestruzzo per cordoli

Classe di resistenza: Rck 30 MPa

Classe di esposizione: XC1

Diametro massimo inerti: 20 mm

Classe di consistenza: S4

Acciaio d'armatura per c.a.

Tipo: B450C

2.5.2.2 Legno

La nuova copertura lignea sarà realizzata in legno massello con classe di resistenza **D30**.

prospetto 3 Classi di resistenza per latifoglie basate su prove di flessione di taglio - Valori di resistenza, rigidezza e massa volumica

	Classe	D18	D24	D27	D30	D35	D40	D45	D50	D55	D60	D65	D70	D75	D80
Proprietà di resistenza in N/mm²															
Flessione	$f_{m,k}$	18	24	27	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80
Trazione parallela	$f_{t,0,k}$	11	14	16	18	21	24	27	30	33	36	39	42	45	48
Trazione perpendicolare	$f_{t,90,k}$	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6
Compressione parallela	$f_{c,0,k}$	18	21	22	24	25	27	29	30	32	33	35	36	37	38
Compressione perpendicolare	$f_{c,90,k}$	4,8	4,9	5,1	5,3	5,4	5,5	5,8	6,2	6,6	10,5	11,3	12,0	12,8	13,5
Taglio	f_{vk}	3,5	3,7	3,8	3,9	4,1	4,2	4,4	4,5	4,7	4,8	5,0	5,0	5,0	5,0
Proprietà di rigidezza in kN/mm²															
Modulo di elasticità medio in flessione parallela	$E_{m,0,mean}$	9,5	10,0	10,5	11,0	12,0	13,0	13,5	14,0	15,5	17,0	18,5	20,0	22,0	24,0
5° percentile del modulo di elasticità in flessione parallela	$E_{m,0,k}$	8,0	8,4	8,8	9,2	10,1	10,9	11,3	11,8	13,0	14,3	15,5	16,8	18,5	20,2
Media del modulo di elasticità perpendicolare	$E_{m,90,mean}$	0,63	0,67	0,70	0,73	0,80	0,87	0,90	0,93	1,03	1,13	1,23	1,33	1,47	1,60
Media del modulo di taglio	G_{mean}	0,59	0,63	0,66	0,69	0,75	0,81	0,84	0,88	0,97	1,06	1,16	1,25	1,38	1,50
Massa volumica in kg/m³															
5° percentile della massa volumica	ρ_k	475	485	510	530	540	550	580	620	660	700	750	800	850	900
Media della massa volumica	ρ_{mean}	570	580	610	640	650	660	700	740	790	840	900	960	1020	1080

2.6 Descrizione dei criteri di modellazione

Viene eseguito il modello strutturale globale della palestra con locale accessori.

Il tetto della palestra e del corpo accessori vengono modellati come piani rigidi, viene eseguito il controllo come stabilito al § C7.2.6 della Circolare 7/2019 circa lo scostamento massimo del 10% degli spostamenti tra la modellazione a piani rigidi e piani deformabili riscontrandone la verifica positiva.

Vengono considerati rigidi i solai del corpo accessori, per via della soletta collaborante armata prevista

nel presente progetto.

Come indicato al par.7.2.6 delle NTC18, gli orizzontamenti piani possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano medio a condizione che siano realizzati in latero-cemento con soletta in calcestruzzo armato di almeno 40 mm di spessore.

Alla luce di quanto previsto pertanto dalla vigente normativa, i solai in laterocemento esistenti in corrispondenza del corpo accessori, rinforzati mediante posa di connettori metallici e la creazione della soletta collaborante in c.a. alleggerito di spessore pari a 5cm, possono essere assunti piani rigidi ai fini della modellazione globale del fabbricato.

Il tetto del corpo palestra viene considerato piano rigido a seguito dell'inserimento di un doppio strato in legno di assito + pannello osb (spessore 2+2cm) e del cordolo perimetrale in c.a. Si rimanda al paragrafo 4.5.2 per le relative verifiche del piano rigido di copertura in legno.

2.7 Principali combinazioni delle azioni

Le principali combinazioni di carico adottate nel calcolo della struttura oggetto della presente relazione sono quelle indicate nel paragrafo 2.5.3 del D.M. 17 Gennaio 2018:

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

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.1)$$

- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7:

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

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

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

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

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

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (v. § 3.2):

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

Nei paragrafi successivi vengono riportate tutte le varie combinazioni di calcolo considerate nei vari modelli strutturali.

2.8 Metodo di analisi

ANALISI SISMICA GLOBALE: analisi statica non lineare (pushover) per verifiche pareti nel piano

ANALISI STATICA non sismica: modello globale FEM a telaio equivalente.

2.9 Criteri di verifica agli stati limite considerati

La verifica agli stati limite ultimi degli elementi strutturali in termini di resistenza è condotta adottando una resistenza dei materiali ridotta mediante coefficienti parziali di sicurezza γ_m .

Nelle trattazioni relative all'edificio esistente risulta necessaria anche l'applicazione del Fattore di Confidenza F.C. con valore variabile in funzione del tipo di materiale

$$f_d = \frac{f_m}{\gamma_m \cdot F.C.}$$

Per l'analisi sismica viene applicato $\gamma_m = 2$.

In analisi statica non sismica è applicato a favore di sicurezza $\gamma_m = 3$.

2.10 Principali risultati e accettabilità dei risultati

Si riportano le principali sollecitazioni delle analisi statiche lineari non sismiche del modello globale della palestra.

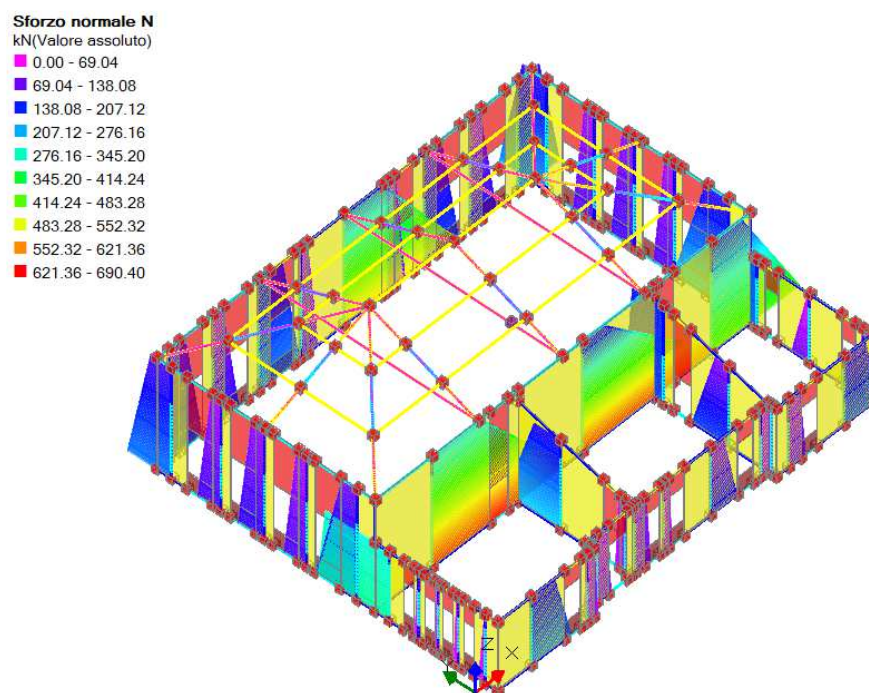


Fig. 4 – Modello scuola Inviluppo SLU azione N

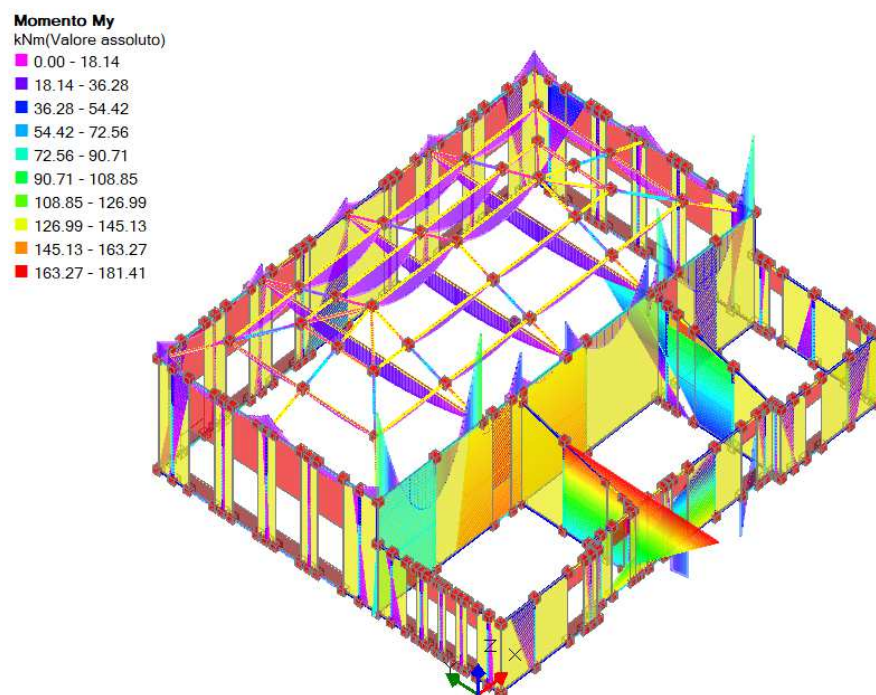


Fig. 5 – Modello scuola Inviluppo SLU azione M nel piano

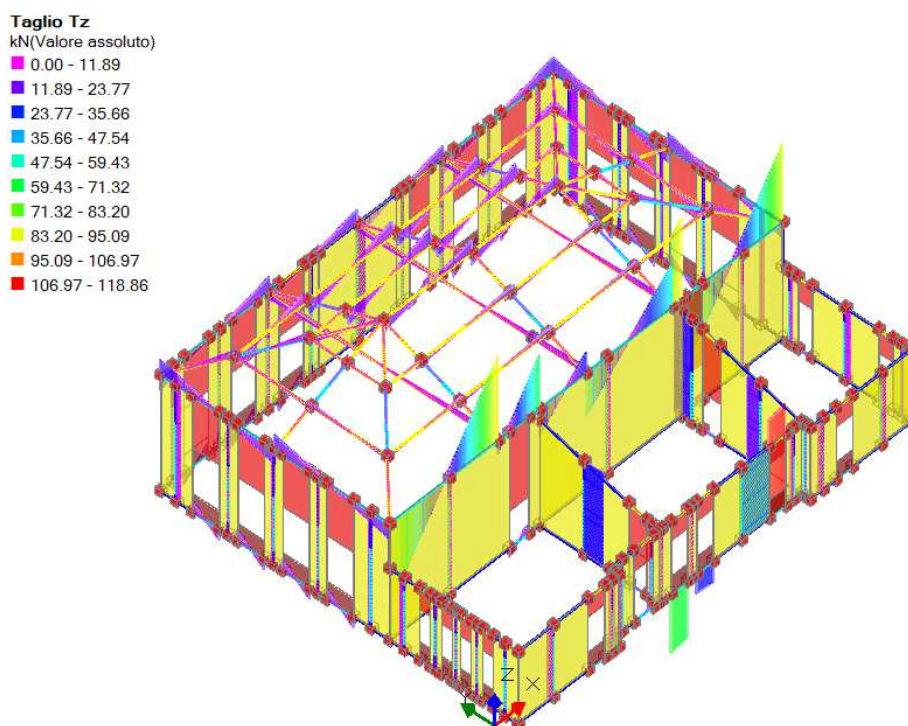


Fig. 6 – Modello scuola Inviluppo SLU azione T

2.10.1. Controllo di accettabilità dei risultati

Il programma di calcolo utilizzato PC.M della AEDES è idoneo a riprodurre nel modello matematico il comportamento della struttura e gli elementi finiti disponibili e utilizzati sono rappresentativi della realtà costruttiva. Le funzioni di controllo disponibili, innanzitutto quelle grafiche, consentono di verificare la riproduzione della realtà costruttiva ed accertare la corrispondenza del modello con la geometria strutturale e con le condizioni di carico ipotizzate. Si evidenzia che il modello viene generato direttamente dal disegno architettonico riproducendone così fedelmente le proporzioni geometriche. Sono state sfruttate le funzioni di autodiagnostica presenti nel software che hanno accertato che non sussistono difetti formali di impostazione. E' stato accertato che le risultanti delle azioni verticali sono in equilibrio con i carichi applicati. Sono state controllate le azioni taglianti di piano ed accertata la loro congruenza con quella ricavabile da semplici ed agevoli elaborazioni. Anche le deformazioni risultano prossime ai valori attesi. Il dimensionamento e le verifiche di sicurezza hanno determinato risultati che sono in linea con casi di comprovata validità, confortati anche dalla propria esperienza.

I risultati delle analisi sono stati controllati mediante calcoli manuali di massima e fogli di calcolo elettronico: i risultati ottenuti presentano scarti minimi e pertanto si ritiene che tali risultati siano **accettabili**.

2.11 Caratteristiche e affidabilità del codice di calcolo

Per l'analisi della parete in muratura portante è stato utilizzato il codice di calcolo P.C.M. Aedes 2020. L'affidabilità del codice è garantita da una vasta casistica di esempi di calcolo forniti in letteratura per un confronto diretto tra calcoli effettuati manualmente e risultati ottenuti mediante l'ausilio del programma di calcolo in oggetto.

Aedes.PCM è dedicato alla modellazione e all'analisi di strutture in muratura, nuove ed esistenti, con particolare attenzione al comportamento in zona sismica.

Oltre alle tipologie tradizionali, quali ad esempio i fabbricati isolati, PCM consente lo studio di edifici generici: in aggregato, monumentali, su piani sfalsati, con varia articolazione plano-altimetrica, misti in muratura e altri materiali. E' possibile schematizzare modelli 2D (soli paramenti) e 3D (modelli spaziali).

Sono previste modellazioni per sottostrutture (scomposizione di fabbricati complessi) e analisi per fasi e per epoche costruttive.

E' possibile descrivere gran parte dei casi reali attraverso funzioni evolute e metodi appropriati.

Le analisi implementate sono: modale, statica lineare non sismica, sismica lineare (statica e dinamica modale), sismica statica non lineare (pushover), cinematica (meccanismi di collasso).

In analisi cinematica, lo studio realistico dei volumi interessati dai cinematismi consente la visualizzazione interattiva dei fenomeni di ribaltamento rigido, mostrando in tempo reale le verifiche di sicurezza.

L'analisi globale (elastica, lineare e non lineare) è organizzata come ambiente di tipo SAP ("Structural Analysis Program", tipico software ad elementi finiti, originariamente sviluppato a Berkeley, California,

di cui esistono in Internet versioni pubbliche) applicato agli edifici in muratura (i fondamenti teorici del software sono trattati nel volume 'Teoria' della manualistica di PCM).

Le principali linee guida per la creazione e gli aggiornamenti del software PCM sono le seguenti:

- adozione di modelli di calcolo consolidati e indipendenti da uno specifico software commerciale;
- concezione del software come evoluzione delle metodologie utilizzate in passato, con le quali è possibile eseguire confronti;
- esclusione di macroelementi aventi algoritmi non resi completamente pubblici e quindi di fatto non ripetibili da terzi.

Aedes.PCM è frutto di un continuo confronto con la Ricerca Scientifica, mantenendo l'indipendenza professionale e senza utilizzare 'metodi esclusivi' non controllabili con altri codici.

In generale, i prodotti della Ricerca universitaria vengono integrati nei programmi Aedes solo ove corrispondono a metodologie rese pubbliche in modo chiaro e realmente codificabile in un software indipendente.

Tutte le procedure di calcolo adottate nel software Aedes nascono con riferimento ad autorevoli pubblicazioni del settore; gli sviluppi originali in ambiente Aedes sono dichiarati e descritti nella documentazione associata al software. I documenti di validazione, conformi alle vigenti richieste di Normativa, contengono ogni riferimento necessario per la comprensione delle metodologie implementate.

Metodi di analisi e verifica specifici per edifici in muratura

I metodi utilizzati sono studiati appositamente per gli edifici in muratura, e non sono derivati da ambienti pensati per cemento armato o acciaio. Lo scopo è dare alla muratura e alle tecniche costruttive storiche piena dignità, proponendo metodi di calcolo che per questo tipo di strutture non sono legati solo alla Scienza della Costruzioni, ma anche all'importantissima Statica Grafica.

L'analisi globale degli edifici in muratura è condotta con il metodo del telaio equivalente, opportunamente proposto in PCM con molte osservazioni e consigli in modo da sfruttarne pienamente le possibilità applicative.

Modellazione della muratura con Telaio equivalente

Il metodo a telaio equivalente è a tutt'oggi consigliato nei documenti normativi di riferimento (inclusi gli EuroCodici) ed è proposto in molte Ricerche italiane e internazionali: ha il grande merito di unire semplicità a potenza di calcolo; come ogni altro schema matematico, deve essere usato con conoscenza delle sue potenzialità e dei suoi limiti, nell'ambito di un ambiente specializzato, come appunto PCM.

In PCM, ad esempio, la definizione delle zone rigide con varie modalità consente confronti e modellazioni alternative. Lo schema globale non è forzatamente di tipo shear-type: nodi ed aste possono avere vincoli esterni e interni qualsiasi, per rappresentare anche comportamenti alternativi (mensole accoppiate, singoli paramenti, ...)

2.12 Caratteristiche di fondazioni e terreno di fondazione

Le informazioni necessarie alla caratterizzazione geologico-geotecnica-sismica dei terreni in sito sono state desunte dalla Relazione Geologica, Geotecnica e Sismica redatta nel Gennaio 2023 da Engeo srl per i lavori di realizzazione dell'adiacente fabbricato mensa.

Stratigrafia

LIVELLO A

$z = \text{da p.c. a } 1,8 \text{ m}$

$H_m = 1,8 \text{ m}$

$q_c = 1,1 - 1,7 \text{ [MPa]}$

$\gamma = 18,4 - 19,2 \text{ [kN/m}^3\text{]}$

$C_u = 55 - 70 \text{ [KPa]}$

$\Phi_u = 0 \text{ [}^\circ\text{]}$

$c' = 4 \text{ [KPa]}$

$\varphi' = 22 \text{ [}^\circ\text{]}$

$M = 4,5 - 5,0 \text{ [MPa]}$

LIVELLO B

$z = \text{da } 1,8 \text{ a } 7,0 \text{ m}$

$H_m = 5,2 \text{ m}$

$q_c = 2,6 - 3,8 \text{ [MPa]}$

$\gamma = 19,1 - 19,8 \text{ [kN/m}^3\text{]}$

$C_u = 90 - 120 \text{ [Kpa]}$

$\Phi_u = 0 \text{ [}^\circ\text{]}$

$c' = 8 \text{ [KPa]}$

$\varphi' = 25 \text{ [}^\circ\text{]}$

$M = 6,5 - 9,0 \text{ [MPa]}$

LIVELLO C

$z = \text{da } 7,0 \text{ a } 15 \text{ m}$

$H_m = 8 \text{ m.}$

$q_c = 8,7 - 14,1 \text{ [MPa]}$

$\gamma = 19,3 - 20,5 \text{ [kN/m}^3\text{]}$

$DR = 60 - 75 \text{ [%]}$

$c' = 0 \text{ [KPa]}$

$\varphi' = 35 - 38 \text{ [}^\circ\text{]}$

$M = 21,0 - 31,0 \text{ [MPa]}$

$E' = 18,0 - 25,0 \text{ [MPa]}$

$u = 0,28 - 0,30 \text{ [-]} \quad \varphi'_{CV} = 30 - 31 \text{ [}^\circ\text{]}$

Dal punto di vista sismico il terreno in esame è classificato come suolo tipo di **Categoria C**.

La soggiacenza della falda è a circa – 2.4 m dal piano campagna.

Le fondazioni dell'edificio sono di tipo diretto in muratura e in calcestruzzo.

Le sezioni sono riportate negli elaborati di rilievo geometrico strutturale.

2.12.1. Calcolo della capacità portante

Capacità portante in condizioni non drenate

Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni totali

$$q_{lim} = c_u \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q$$

D = Profondità del piano di appoggio

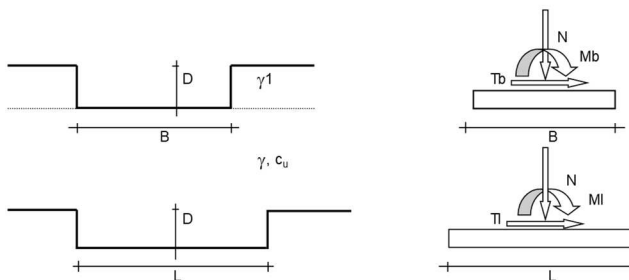
e_B = Eccentricità in direzione B ($e_B = M_b/N$)

e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = M_l/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2 \cdot e_B$)

L^* = Lunghezza fittizia della fondazione ($L^* = L - 2 \cdot e_L$)

Metodo di calcolo		azioni		coefficienti parziali
		permanenti	temporanee variabili	proprietà del terreno
Stato limite ultimo	○	1.00	1.30	c_u
Tensioni ammissibili	○	1.00	1.00	1.00
definiti dall'utente	●	1.00	1.00	1.00



(Per fondazioni nastriformi $L=100$ m)

B = 0.60 (m)
L = 1.00 (m)
D = 0.85 (m)



$\beta_f = 0.00$ (°)

$\beta_p = 0.00$ (°)

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	90.00	0.00	90.00
Mb [kNm]	0.00	0.00	0.00
Ml [kNm]	0.00	0.00	0.00
Tb [kN]	0.00	0.00	0.00
Tl [kN]	0.00	0.00	0.00
H [kN]	0.00	0.00	0.00

Peso unità di volume del terreno

$\gamma_1 = 18.40$ (kN/mc)
 $\gamma = 19.20$ (kN/mc)

Valore caratteristico di resistenza del terreno
 $c_u = 55.00$ (kN/mq)

Valore di progetto
 $c_u = 55.00$ (kN/mq)

$e_B = 0.00$ (m)
 $e_L = 0.00$ (m)

$B^* = 0.60$ (m)
 $L^* = 1.00$ (m)

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 15.64 \quad (\text{kN/mq})$$

 γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 19.20 \quad (\text{kN/mc})$$

 N_c : coefficiente di capacità portante

$$N_c = 2 + \pi$$

$$N_c = 5.14$$

 s_c : fattori di forma

$$s_c = 1 + 0.2 B^* / L^*$$

$$s_c = 1.12$$

 i_c : fattore di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.63$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.38$$

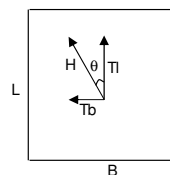
$$\theta = \arctg(Tb/Tl) = 90.00 \quad (^\circ)$$

$$m = 1.63$$

($m=2$ nel caso di fondazione nastriforme e
 $m=(m_b \sin^2 \theta + m_l \cos^2 \theta)$ in tutti gli altri casi)

$$i_c = (1 - m H / (B^* L^* c_u N_c))$$

$$i_c = 1.00$$

 **d_c : fattore di profondità del piano di appoggio**

per $D/B^* \leq 1$; $d_c = 1 + 0.4 D / B^*$

per $D/B^* > 1$; $d_c = 1 + 0.4 \arctan (D / B^*)$

$$d_c = 1.38$$

 b_c : fattore di inclinazione base della fondazione

$$b_c = (1 - 2 \beta_f / (\pi + 2)) \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_c = 1.00$$

 g_c : fattore di inclinazione piano di campagna

$$g_c = (1 - 2 \beta_f / (\pi + 2)) \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_c = 1.00$$

Carico limite unitario**Coefficiente γ_R (R3)**

$$q_{lim} = 453.36 \quad (\text{kN/m}^2) \quad 2.3 \quad q_{lim} / \gamma_R = 197.11 \quad (\text{kN/m}^2)$$

3 RELAZIONE SPECIALISTICA SUI RISULTATI SPERIMENTALI

3.1 Relazione geologica sulle indagini, caratterizzazione e modellazione geologica del sito

Si rimanda al precedente paragrafo 2.12.

3.2 Relazione geotecnica sulle indagini, caratterizzazione e modellazione del volume significativo di terreno

Si rimanda al precedente paragrafo 2.12.

3.3 Relazione sulla modellazione sismica concernente la “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione

I parametri di progetto fondamentali che concorrono alla definizione dell'azione sismica di base del sito in esame sono i seguenti:

vita nominale $V_N =$	50 anni (opera ordinaria)
classe d'uso =	IV (costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche)
coefficiente d'uso $c_u =$	2.0
periodo di riferimento $V_R =$	100 anni
categoria di sottosuolo =	C (“depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s”)
categoria topografica =	T1 (superficie pianeggiante)
amplificazione topografica $S_T =$	1.0

L'area interessata dalla costruzione in progetto è situata nel Comune di Busseto, che risulta attualmente classificato in zona sismica III.

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

☒ Ricerca per coordinate
 LONGITUDINE: 10.03968 LATITUDINE: 44.97729

☐ Ricerca per comune
 REGIONE: Emilia-Romagna PROVINCIA: Parma COMUNE: Busseto

Elaborazioni grafiche:
 Grafici spettri di risposta
 Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche:
 Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo:
☒ Sito esterno al reticolo
☐ Interpolazione su 3 nodi
☒ Interpolazione corretta

Interpolazione:
 superficie rigata

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

INTRO **FASE 1** FASE 2 FASE 3

Valori dei parametri a_g , F_o , T_c^* per i periodi di ritorno T_R

T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_c^* [s]
30	0.037	2.538	0.217
50	0.047	2.496	0.248
72	0.055	2.513	0.258
101	0.063	2.513	0.269
140	0.073	2.492	0.274
201	0.084	2.495	0.279
475	0.117	2.490	0.287
975	0.151	2.528	0.290
2475	0.203	2.555	0.299

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - C_U info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - T_R info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

Stati limite di esercizio - SLE

- SLO - $P_{VR} = 81\%$
- SLD - $P_{VR} = 63\%$

Stati limite ultimi - SLU

- SLV - $P_{VR} = 10\%$
- SLC - $P_{VR} = 5\%$

Elaborazioni

- Grafici parametri azione
- Grafici spettri di risposta
- Tabella parametri azione

Strategia di progettazione

LEGENDA GRAFICO

- Strategia per costruzioni ordinarie
- Strategia scelta

INTRO FASE 1 **FASE 2** FASE 3

Valori dei parametri a_g , F_o , T_C^* per i periodi di ritorno T_R

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	60	0.051	2.504	0.253
SLD	101	0.063	2.513	0.269
SLV	949	0.149	2.526	0.290
SLC	1950	0.188	2.548	0.296

4 MODELLO GLOBALE CORPO PALESTRA

4.1 Dati modello

Si introduce nel modello di calcolo il vincolo a piano rigido per i solai di piano.

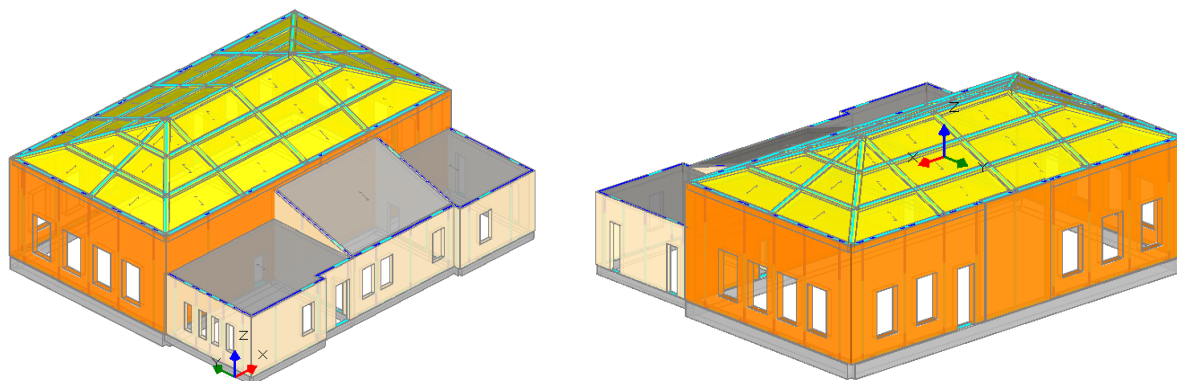


Fig. 7 – Modello della struttura

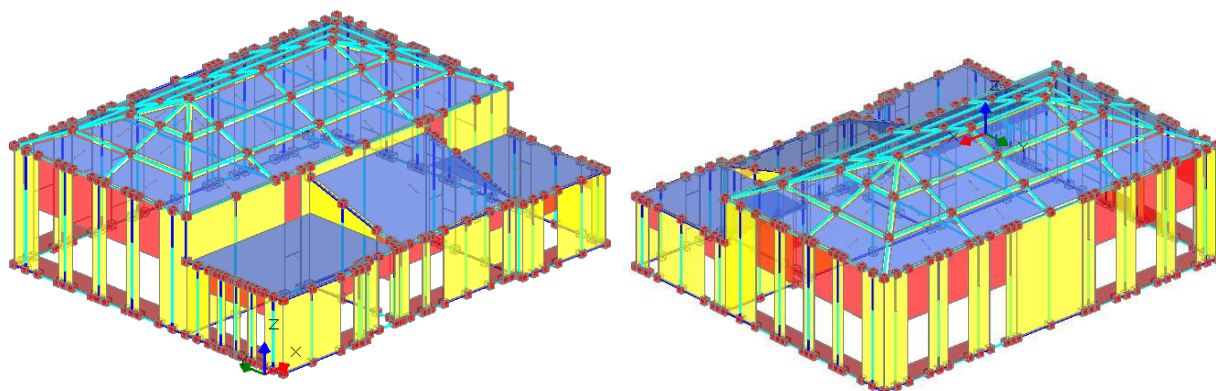


Fig. 8 – Modello FEM a telaio equivalente

Dati PIANI

N°	Z:altezza da fondaz. (m)	Piano Rigido (master/slave)	Nodo	>3D:Ecc.agg. (master dir.(a+90)° [Y](m) dir.(a)° [X](m))	-ecc. agg.	Piano di controllo in Pushover	Vento +X	Vento +Y	Vento -X	Vento -Y	Press.X [(kN/m²)]
1	6.800		280	1.007	1.201	X	X	X	X	X	0.51

N°	Depress.X	Press.Y	Depress.Y
1	0.26	0.51	0.26

Dati MATERIALI

N°	Descrizione [param.mecc. in N/mm²]	Tipo di materiale	Tipologia muratura	Muratura nuova	FC	E
1	C25/30	1) Conglomerato Cementizio Armato				31000
3	Muratura Palestra Mattoni Pieni	3) Muratura	7) Mattoni semipieni, malta cementizia	1.350	1200	
5	Legno	5) Materiale generico			10000	
7	Muratura Spogliatoi Doppio Uni	3) Muratura	8) Blocchi laterizi semipieni (f<45%)	1.350	3500	

N°	G	fm	ftm	fhm	tau0	fvm0	w (p.sp.) [(kN/m³)]	Coeff.dilataz. termica (°^-1)	fb	coeff. attr.mi	coeff. ingr.phi	Coeff.corr.: Maltascadente	Malta	Giunti	Ricorsi o
													buona	sottili	listature

1	13000	25.000					25.00	0.000010											
3	400	2.600	0.260	1.300	0.050	0.130	18.00	0.000010	10.00	0.400	1.000		0.70	1.27	1.00				1.00
5	3500	0.000					8.00	0.000004											
7	875	5.000	0.500	2.500	0.080	0.200	15.00	0.000010	10.00	0.400	1.000		0.70	1.20	1.00				1.00

N°	Connessione trasversale	Nucleo scadente	Iniezioni di malta	Intonaco armato	Ristilatura armata	Max. coeff. compless.
1						
3	1.30	0.70	1.20	1.50	1.20	1.80
5						
7	1.00	1.00	1.00	1.30	1.00	1.30

6. CARICHI: COMBINAZIONI DI CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI

Segue: elenco delle CCC (Combinazioni di Condizioni di Carico), utilizzate in Analisi Statica Lineare (non Sismica), in accordo con §2.5 D.M.14.1.2008.

Per quanto riguarda l'Analisi Sismica, PCM considera automaticamente l'unica combinazione di carichi prevista (§3.2.4): si intende che l'analisi sismica viene quindi svolta tenendo conto degli eventuali effetti torsionali aggiuntivi (§7.2.6) e combinando i risultati corrispondenti alle diverse direzioni di analisi (§7.3.5), secondo le opzioni scelte nei Parametri di Calcolo.

Elenco delle CCC. Per ogni CCC vengono indicati:

- la numerazione progressiva:

per CCC non generiche:

- lo Stato Limite di riferimento (SLU o SLE);
- il codice identificativo della CCC in ambiente software PCM;
- la Tipologia (Fondamentale, Frequente, QuasiPermanente) / l'Azione Dominante / l'eventuale altra azione che caratterizza la CCC;
- per CCC SLU (di tipo Fondamentale): i coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE (coefficienti parziali di sicurezza, Tab. 2.6.I in §2.6.1);
- i coefficienti (psi) (coefficienti di combinazione, Tab. 2.5.I in §2.5.3):
 - per la tipologia Fondamentale: $(\psi_i) = (\psi_i), 0$;
 - per la tipologia Frequente: $(\psi_i) = (\psi_i), 1$ per l'Azione Dominante, e: $(\psi_i) = (\psi_i), 2$ per le altre azioni variabili che possono agire contemporaneamente all'azione dominante;
 - per la tipologia QuasiPermanente: $(\psi_i) = (\psi_i), 2$;
- per CCC SLU (di tipo Fondamentale): i moltiplicatori di calcolo per le CCE, pari a: (gamma) per l'Azione Dominante, $(\text{gamma}) * (\psi_i), 0$ per le altre azioni variabili che possono agire contemporaneamente all'azione dominante;
- per eventuali CCC generiche:
 - i coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE.

Combinazione di Condizioni di Carico n°1

SLU: Combinazione 37 (Fondamentale/Neve/Vento +X)

CCC fondamentale (SLU)

Coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.50, 4) 1.50, 5) 0.00, 6) 0.00, 7) 0.00, 8) 1.00

(psi.0) per le CCE = 1) 1.00, 2) 1.00, 3) -, 4) 0.60, 5) 0.60, 6) 0.60, 7) 0.60, 8) 1.00

Moltiplicatori di calcolo per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.50, 4) 0.90, 5) 0.00, 6) 0.00, 7) 0.00, 8) 1.00

Combinazione di Condizioni di Carico n°2

SLU: Combinazione 38 (Fondamentale/Neve/Vento +Y)

CCC fondamentale (SLU)

Coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.50, 4) 0.00, 5) 1.50, 6) 0.00, 7) 0.00, 8) 1.00

(psi,0) per le CCE = 1) 1.00, 2) 1.00, 3) -, 4) 0.60, 5) 0.60, 6) 0.60, 7) 0.60, 8) 1.00

Moltiplicatori di calcolo per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.50, 4) 0.00, 5) 0.90, 6) 0.00, 7) 0.00, 8) 1.00

Combinazione di Condizioni di Carico n°3

SLU: Combinazione 39 (Fondamentale/Neve/Vento -X)

CCC fondamentale (SLU)

Coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.50, 4) 0.00, 5) 0.00, 6) 1.50, 7) 0.00, 8) 1.00

(psi,0) per le CCE = 1) 1.00, 2) 1.00, 3) -, 4) 0.60, 5) 0.60, 6) 0.60, 7) 0.60, 8) 1.00

Moltiplicatori di calcolo per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.50, 4) 0.00, 5) 0.00, 6) 0.90, 7) 0.00, 8) 1.00

Combinazione di Condizioni di Carico n°4

SLU: Combinazione 40 (Fondamentale/Neve/Vento -Y)

CCC fondamentale (SLU)

Coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.50, 4) 0.00, 5) 0.00, 6) 0.00, 7) 1.50, 8) 1.00

(psi,0) per le CCE = 1) 1.00, 2) 1.00, 3) -, 4) 0.60, 5) 0.60, 6) 0.60, 7) 0.60, 8) 1.00

Moltiplicatori di calcolo per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.50, 4) 0.00, 5) 0.00, 6) 0.00, 7) 0.90, 8) 1.00

Combinazione di Condizioni di Carico n°5

SLU: Combinazione 41 (Fondamentale/Vento +X)

CCC fondamentale (SLU)

Coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.50, 4) 1.50, 5) 0.00, 6) 0.00, 7) 0.00, 8) 1.00

(psi,0) per le CCE = 1) 1.00, 2) 1.00, 3) 0.50, 4) -, 5) 0.60, 6) 0.60, 7) 0.60, 8) 1.00

Moltiplicatori di calcolo per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 0.75, 4) 1.50, 5) 0.00, 6) 0.00, 7) 0.00, 8) 1.00

Combinazione di Condizioni di Carico n°6

SLU: Combinazione 42 (Fondamentale/Vento +Y)

CCC fondamentale (SLU)

Coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.50, 4) 0.00, 5) 1.50, 6) 0.00, 7) 0.00, 8) 1.00

(psi,0) per le CCE = 1) 1.00, 2) 1.00, 3) 0.50, 4) 0.60, 5) -, 6) 0.60, 7) 0.60, 8) 1.00

Moltiplicatori di calcolo per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 0.75, 4) 0.00, 5) 1.50, 6) 0.00, 7) 0.00, 8) 1.00

Combinazione di Condizioni di Carico n°7

SLU: Combinazione 43 (Fondamentale/Vento -X)

CCC fondamentale (SLU)

Coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.50, 4) 0.00, 5) 0.00, 6) 1.50, 7) 0.00, 8) 1.00

(psi,0) per le CCE = 1) 1.00, 2) 1.00, 3) 0.50, 4) 0.60, 5) 0.60, 6) -, 7) 0.60, 8) 1.00

Moltiplicatori di calcolo per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 0.75, 4) 0.00, 5) 0.00, 6) 1.50, 7) 0.00, 8) 1.00

Combinazione di Condizioni di Carico n°8

SLU: Combinazione 44 (Fondamentale/Vento -Y)

CCC fondamentale (SLU)

Coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.50, 4) 0.00, 5) 0.00, 6) 0.00, 7) 1.50, 8) 1.00

(psi,0) per le CCE = 1) 1.00, 2) 1.00, 3) 0.50, 4) 0.60, 5) 0.60, 6) 0.60, 7) -, 8) 1.00

Moltiplicatori di calcolo per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 0.75, 4) 0.00, 5) 0.00, 6) 0.00, 7) 1.50, 8) 1.00

Combinazione di Condizioni di Carico n°9

SLE: Combinazione 37 (Frequente/Neve/Vento +X)

CCC frequente (SLE)

(psi) per le CCE = 1) 1.0, 2) 1.0, 3) 0.2, 4) 0.0, 5) 0.0, 6) 0.0, 7) 0.0, 8) 1.0

Combinazione di Condizioni di Carico n°10

SLE: Combinazione 38 (Frequente/Neve/Vento +Y)

CCC frequente (SLE)

(psi) per le CCE = 1) 1.0, 2) 1.0, 3) 0.2, 4) 0.0, 5) 0.0, 6) 0.0, 7) 0.0, 8) 1.0

Combinazione di Condizioni di Carico n°11

SLE: Combinazione 39 (Frequente/Neve/Vento -X)

CCC frequente (SLE)

(psi) per le CCE = 1) 1.0, 2) 1.0, 3) 0.2, 4) 0.0, 5) 0.0, 6) 0.0, 7) 0.0, 8) 1.0

Combinazione di Condizioni di Carico n°12

SLE: Combinazione 40 (Frequente/Neve/Vento -Y)

CCC frequente (SLE)

(psi) per le CCE = 1) 1.0, 2) 1.0, 3) 0.2, 4) 0.0, 5) 0.0, 6) 0.0, 7) 0.0, 8) 1.0

Combinazione di Condizioni di Carico n°13

SLE: Combinazione 41 (Frequente/Vento +X)

CCC frequente (SLE)

(psi) per le CCE = 1) 1.0, 2) 1.0, 3) 0.0, 4) 0.2, 5) 0.0, 6) 0.0, 7) 0.0, 8) 1.0

Combinazione di Condizioni di Carico n°14

SLE: Combinazione 42 (Frequente/Vento +Y)

CCC frequente (SLE)

(psi) per le CCE = 1) 1.0, 2) 1.0, 3) 0.0, 4) 0.0, 5) 0.2, 6) 0.0, 7) 0.0, 8) 1.0

Combinazione di Condizioni di Carico n°15

SLE: Combinazione 43 (Frequente/Vento -X)

CCC frequente (SLE)

(psi) per le CCE = 1) 1.0, 2) 1.0, 3) 0.0, 4) 0.0, 5) 0.0, 6) 0.2, 7) 0.0, 8) 1.0

Combinazione di Condizioni di Carico n°16

SLE: Combinazione 44 (Frequente/Vento -Y)

CCC frequente (SLE)

(psi) per le CCE = 1) 1.0, 2) 1.0, 3) 0.0, 4) 0.0, 5) 0.0, 6) 0.0, 7) 0.2, 8) 1.0

Combinazione di Condizioni di Carico n°17

SLE: Combinazione 45 (QuasiPermanente)

CCC quasi permanente (SLE)

(psi,2) per le CCE = 1) 1.0, 2) 1.0, 3) 0.0, 4) 0.0, 5) 0.0, 6) 0.0, 7) 0.0, 8) 1.0

Combinazione di Condizioni di Carico n°18

Combinazione sismica (QuasiPermanente)

CCC quasi permanente (SLE)

(psi,2) per le CCE = 1) 1.0, 2) 1.0, 3) 0.0, 4) 0.0, 5) 0.0, 6) 0.0, 7) 0.0, 8) 1.0

Combinazione di Condizioni di Carico n°19

Coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE = 1) 1.00, 2) 1.00, 3) 1.00, 4) 0.00, 5) 0.00, 6) 0.00, 7) 0.00, 8) 1.00

4.1.1. Condizioni di regolarità**CONDIZIONI DI REGOLARITA' [§7.2.1]**

Dalle condizioni controllate, l'edificio risulta:

- **NON REGOLARE IN PIANTA**
- **NON REGOLARE IN ALTEZZA**

REGOLARITA' IN PIANTA:

a) La configurazione in pianta deve essere compatta e approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali, in relazione alla distribuzione di masse e rigidità.

b) Il rapporto tra lati di un rettangolo in cui la costruzione risulta inscritta deve essere < 4.

Considerando un rettangolo con lati paralleli agli assi XY, si ha:

- Dimensione maggiore in pianta (m) = 24.02

- Dimensione minore in pianta (m) = 20.131

- **Rapporto tra le due dimensioni = 1.19 < 4**

c) Nessuna dimensione di eventuali rientri o sporgenze supera il 25% della dimensione totale della costruzione nella corrispondente direzione.

Parametri di riferimento per eseguite i controlli su eventuali rientri o sporgenze:

- Dimensione maggiore in pianta (m) = 24.02

- corrispondente limitazione su rientri e sporgenze: < = 25% di 24.02 = 6.01

- Dimensione minore in pianta (m) = 20.13

- corrispondente limitazione su rientri e sporgenze: < = 25% di 20.13 = 5.03

4.2 Analisi modale

Modo	Autovalore (rad/sec) ²	Frequenza (cicli/sec)	Periodo (sec)	Masse modali efficaci (% sulla massa totale)			Totale progressivo %			Quote masse modali efficaci (m)		
				X	Y	Z	X	Y	Z	X	Y	Z
1	1.25352E03	5.6E00	0.177	14.705	67.118	0.023	14.705	67.118	0.023	6.927	6.501	6.728
2	1.64679E03	6.5E00	0.155	47.017	30.806	0.003	61.723	97.925	0.026	6.804	6.492	6.646
3	3.08532E03	8.8E00	0.113	36.183	1.166	0.006	97.906	99.090	0.032	6.015	6.450	6.297
4	1.39416E04	1.9E01	0.053	0.452	0.105	35.929	98.358	99.196	35.961	5.618	5.628	6.942
5	1.45235E04	1.9E01	0.052	0.000	0.000	1.396	98.358	99.196	37.357	6.093	6.498	6.800
6	1.47142E04	1.9E01	0.052	0.000	0.000	1.408	98.358	99.196	38.765	6.084	6.496	6.800
7	1.56212E04	2.0E01	0.050	0.000	0.000	1.470	98.358	99.196	40.235	5.596	5.586	6.800
8	1.61161E04	2.0E01	0.049	0.000	0.000	1.507	98.358	99.196	41.743	6.069	6.457	6.800
9	1.68160E04	2.1E01	0.048	0.018	0.038	22.451	98.376	99.234	64.193	5.510	5.418	6.958
10	1.84379E04	2.2E01	0.046	0.000	0.000	1.719	98.376	99.234	65.912	6.913	6.436	6.800
11	1.85514E04	2.2E01	0.046	0.000	0.000	1.731	98.376	99.234	67.644	6.910	6.436	6.800
12	2.14763E04	2.3E01	0.043	0.842	0.082	0.241	99.218	99.316	67.885	5.582	6.103	6.814
13	2.43933E04	2.5E01	0.040	0.101	0.391	12.533	99.319	99.707	80.418	5.510	5.449	6.776
14	4.15402E04	3.2E01	0.031	0.085	0.000	2.357	99.404	99.707	82.774	5.797	6.433	4.528
15	6.54585E04	4.1E01	0.025	0.000	0.030	4.074	99.404	99.737	86.849	6.241	5.872	5.809

4.3 Analisi statica non sismica

Analisi Statica Lineare NON Sismica [§4.5.5]	
Verifiche di sicurezza per Edifici in Muratura	
Inviluppo CCC	
Verifica di Resistenza della Struttura (STR)	
Pressofless. complanare [§4.5.6]	1.317 100%
Taglio scorrimento [§4.5.6]	1.957 100%
Taglio fessuraz. diag. [§4.5.6]	2.431 100%
Pressofless. ortogonale (da modello 3D)	1.269 100%
Pressofless. ortog. [§4.5.6.2]	
Verifica di Resistenza del Terreno (GEO)	
Capacità portante del terreno e Scorrimento sul piano di posa [§6.4.2.1]	1.301

4.3.1. Verifiche di resistenza murature

2. VERIFICA A PRESSOFLESSIONE NEL PIANO (§4.5.6, §7.8.2.2.1, §7.8.2.2.4) - C.Sic: 1.317 (CCC ID 42)
(Analisi Statica Lineare NON Sismica: Inviluppo CCC)

N.	Tip.	n/e	Sez.	P (kN)	p (N/mm ²)	fk / fm (N/mm ²)	γ _m * FC	fd (N/mm ²)	Nu (kN)	Mu (kN m)	M (kN m)	C.Sic.	ID CCC
1	M	e	B	781.06	0.280	2.600	4.05	0.642	1517.86	1387.66	33.09	>> 1	43
1	M	e	S	409.21	0.150	2.600	4.05	0.642	1517.86	1093.93	-27.56	>> 1	43
3	M	e	B	861.30	0.240	2.600	4.05	0.642	1988.56	2341.15	23.34	>> 1	43
3	M	e	S	338.74	0.090	2.600	4.05	0.642	1988.56	1347.58	-38.75	>> 1	43
4	M	e	B	474.47	0.250	2.600	4.05	0.642	1022.28	626.74	-26.64	>> 1	41
4	M	e	S	252.88	0.130	2.600	4.05	0.642	1022.28	469.15	11.86	>> 1	41
9	M	e	B	234.24	0.250	2.600	4.05	0.642	518.40	160.50	-14.47	>> 1	42
9	M	e	S	133.47	0.140	2.600	4.05	0.642	518.40	123.88	8.34	>> 1	42
13	M	e	B	89.81	0.270	2.600	4.05	0.642	178.33	19.17	-0.89	>> 1	42
13	M	e	S	65.84	0.200	2.600	4.05	0.642	178.33	17.86	-0.13	>> 1	42
18	M	e	B	126.05	0.390	2.600	4.05	0.642	178.33	15.89	-1.93	8.233	42
18	M	e	S	102.08	0.310	2.600	4.05	0.642	178.33	18.77	1.20	>> 1	42
22	M	e	B	90.92	0.270	2.600	4.05	0.642	182.48	20.07	-1.04	>> 1	42
22	M	e	S	66.31	0.200	2.600	4.05	0.642	182.48	18.57	-0.14	>> 1	42
27	M	e	B	146.23	0.210	2.600	4.05	0.642	373.24	80.05	4.04	>> 1	40
27	M	e	S	78.73	0.120	2.600	4.05	0.642	373.24	55.91	-10.98	5.092	40
39	M	e	B	236.90	0.360	2.600	4.05	0.642	356.66	68.41	4.91	>> 1	39
39	M	e	S	173.04	0.260	2.600	4.05	0.642	356.66	76.61	-10.43	7.346	39
43	M	e	B	119.55	0.220	2.600	4.05	0.642	290.30	49.22	-2.25	>> 1	41
43	M	e	S	77.12	0.140	2.600	4.05	0.642	290.30	39.64	-0.48	>> 1	41
48	M	e	B	165.31	0.290	2.600	4.05	0.642	311.04	58.09	-4.56	>> 1	41
48	M	e	S	115.42	0.200	2.600	4.05	0.642	311.04	54.44	3.55	>> 1	41
51	M	e	B	70.80	0.230	2.600	4.05	0.642	165.89	16.23	-0.77	>> 1	41
51	M	e	S	42.70	0.140	2.600	4.05	0.642	165.89	12.68	0.66	>> 1	41
59	M	e	B	132.74	0.190	2.600	4.05	0.642	373.24	76.98	5.82	>> 1	44
59	M	e	S	65.24	0.100	2.600	4.05	0.642	373.24	48.45	-9.89	4.899	44
63	M	e	B	99.63	0.250	2.600	4.05	0.642	215.65	27.87	-1.38	>> 1	42
63	M	e	S	69.80	0.180	2.600	4.05	0.642	215.65	24.55	-0.30	>> 1	42
68	M	e	B	141.72	0.360	2.600	4.05	0.642	215.65	25.26	-3.40	7.431	42
68	M	e	S	111.89	0.280	2.600	4.05	0.642	215.65	27.99	2.69	>> 1	42
72	M	e	B	96.32	0.260	2.600	4.05	0.642	203.21	24.83	-0.99	>> 1	42
72	M	e	S	68.47	0.180	2.600	4.05	0.642	203.21	22.25	-0.26	>> 1	42
77	M	e	B	161.19	0.210	2.600	4.05	0.642	423.01	101.76	-10.40	9.785	42
77	M	e	S	82.66	0.110	2.600	4.05	0.642	423.01	67.84	8.50	7.981	42
89	M	e	B	27.10	0.080	5.000	4.05	1.235	365.97	17.50	-9.03	1.938	42
89	M	e	S	6.95	0.020	5.000	4.05	1.235	365.97	4.76	3.43	1.386	42
93	M	e	B	14.30	0.090	5.000	4.05	1.235	170.52	4.26	-1.15	3.702	42
93	M	e	S	7.45	0.050	5.000	4.05	1.235	170.52	2.32	-0.30	7.718	42
98	M	e	B	11.32	0.100	5.000	4.05	1.235	123.30	2.42	-0.46	5.252	42
98	M	e	S	6.53	0.060	5.000	4.05	1.235	123.30	1.45	-0.13	>> 1	42
103	M	e	B	13.97	0.090	5.000	4.05	1.235	165.28	4.03	-1.05	3.837	42
103	M	e	S	7.36	0.050	5.000	4.05	1.235	165.28	2.22	-0.28	7.911	42
108	M	e	B	277.93	0.660	5.000	4.05	1.235	442.05	86.94	-15.72	5.530	42
108	M	e	S	252.20	0.600	5.000	4.05	1.235	442.05	91.26	13.06	6.987	42
120	M	e	B	23.41	0.090	5.000	4.05	1.235	264.97	10.78	-4.12	2.616	42
120	M	e	S	7.60	0.030	5.000	4.05	1.235	264.97	3.73	2.83	1.317	42
123	M	e	B	82.24	0.090	5.000	4.05	1.235	983.80	141.31	-64.71	2.184	42
123	M	e	S	19.63	0.020	5.000	4.05	1.235	983.80	36.07	-7.58	4.759	42
126	M	e	B	186.13	0.860	5.000	4.05	1.235	228.24	14.94	-3.05	4.898	42
126	M	e	S	172.73	0.790	5.000	4.05	1.235	228.24	18.27	2.12	8.620	42
131	M	e	B	207.79	0.190	5.000	4.05	1.235	1120.22	361.34	28.08	>> 1	43
131	M	e	S	132.49	0.120	5.000	4.05	1.235	1120.22	249.41	0.69	>> 1	43
135	M	e	B	55.27	0.250	5.000	4.05	1.235	233.49	18.77	0.87	>> 1	43
135	M	e	S	44.17	0.200	5.000	4.05	1.235	233.49	15.94	-0.13	>> 1	43
144	M	e	B	82.50	0.230	5.000	4.05	1.235	380.40	46.84	2.34	>> 1	43

144	M	e	S	58.13	0.160	5.000	4.05	1.235	380.40	35.70	-0.38	>> 1	43
147	M	e	B	61.74	0.220	5.000	4.05	1.235	288.58	26.69	2.34	>> 1	43
147	M	e	S	46.33	0.170	5.000	4.05	1.235	288.58	21.39	-2.15	9.949	43
150	M	e	B	39.53	0.280	5.000	4.05	1.235	149.54	8.29	0.83	9.985	39
150	M	e	S	33.26	0.230	5.000	4.05	1.235	149.54	7.37	0.24	>> 1	39
155	M	e	B	137.61	0.160	5.000	4.05	1.235	894.60	198.53	-18.68	>> 1	37
155	M	e	S	83.86	0.100	5.000	4.05	1.235	894.60	129.58	-2.94	>> 1	37
160	M	e	B	42.71	0.180	5.000	4.05	1.235	254.48	17.24	2.03	8.492	43
160	M	e	S	30.44	0.130	5.000	4.05	1.235	254.48	13.00	-1.85	7.026	43
174	M	e	B	86.76	0.220	5.000	4.05	1.235	413.19	53.98	-0.24	>> 1	44
174	M	e	S	64.75	0.160	5.000	4.05	1.235	413.19	43.00	0.00	6.381	44
178	M	e	B	178.03	0.200	5.000	4.05	1.235	940.51	258.71	15.77	>> 1	43
178	M	e	S	116.47	0.130	5.000	4.05	1.235	940.51	182.92	1.48	>> 1	43
184	M	e	B	81.42	0.240	2.600	4.05	0.642	188.70	21.06	0.00	2.318	40
184	M	e	S	52.59	0.150	2.600	4.05	0.642	188.70	17.26	-0.06	>> 1	40
188	M	e	B	180.72	0.330	2.600	4.05	0.642	296.52	50.46	3.64	>> 1	43
188	M	e	S	137.19	0.250	2.600	4.05	0.642	296.52	52.71	-3.37	>> 1	43
192	M	e	B	118.42	0.230	2.600	4.05	0.642	286.15	47.90	1.34	>> 1	43
192	M	e	S	76.71	0.150	2.600	4.05	0.642	286.15	38.74	0.36	>> 1	43
197	M	e	B	194.13	0.360	2.600	4.05	0.642	294.45	46.96	-5.51	8.523	41
197	M	e	S	144.11	0.270	2.600	4.05	0.642	294.45	52.24	7.64	6.838	41
207	M	e	B	514.74	0.210	2.600	4.05	0.642	1324.69	749.05	-33.67	>> 1	41
207	M	e	S	128.46	0.050	2.600	4.05	0.642	1324.69	276.09	25.41	>> 1	41
209	M	e	B	26.63	0.160	5.000	4.05	1.235	178.40	7.70	-1.93	3.991	42
209	M	e	S	18.37	0.110	5.000	4.05	1.235	178.40	5.60	2.72	2.060	42
212	M	e	B	274.79	0.220	5.000	4.05	1.235	1322.22	548.56	62.67	8.753	44
212	M	e	S	165.43	0.130	5.000	4.05	1.235	1322.22	364.73	-25.19	>> 1	44
216	M	e	B	134.09	0.120	5.000	4.05	1.235	1191.05	270.12	98.09	2.754	44
216	M	e	S	46.02	0.040	5.000	4.05	1.235	1191.05	100.43	-7.45	>> 1	44
219	M	e	B	147.02	0.500	5.000	4.05	1.235	309.57	45.55	-7.33	6.214	42
219	M	e	S	129.66	0.440	5.000	4.05	1.235	309.57	44.46	5.91	7.523	42

3. VERIFICA A TAGLIO PER SCORRIMENTO (§4.5.6, §7.8.2.2.2) - C.Sic: 1.957 (CCC ID 42)

(Analisi Statica Lineare NON Sismica: Involuppo CCC)

N.	n/e	Sez.	P (kN)	M (kN m)	Ecc. (m)	Beta	C (kN)	σ_n (N/mm^2)	f _{vk0} /f _{vm0}	γ_m * FC	f _{vd} (N/mm^2)	V _t (kN)	V (kN)	C.Sic.	ID CCC
1	e	B	781.06	33.09	0.04	1.000	781.06	0.281	0.130	4.05	0.060	166.43	10.62	>> 1	43
1	e	S	409.21	-27.56	0.07	1.000	409.21	0.147	0.130	4.05	0.047	129.70	10.62	>> 1	43
3	e	B	850.57	-65.32	0.08	1.000	850.57	0.233	0.130	4.05	0.055	200.98	13.19	>> 1	41
3	e	S	328.01	15.48	0.05	1.000	328.01	0.090	0.130	4.05	0.041	149.37	13.19	>> 1	41
4	e	B	474.47	-26.64	0.06	1.000	474.47	0.253	0.130	4.05	0.057	107.00	7.62	>> 1	41
4	e	S	252.88	11.86	0.05	1.000	252.88	0.135	0.130	4.05	0.045	85.11	7.62	>> 1	41
9	e	B	234.24	-14.47	0.06	1.000	234.24	0.247	0.130	4.05	0.056	53.63	5.03	>> 1	42
9	e	S	133.47	8.34	0.06	1.000	133.47	0.140	0.130	4.05	0.046	43.68	5.03	8.683	42
13	e	B	89.81	-0.89	0.01	1.000	89.81	0.275	0.130	4.05	0.059	19.36	0.24	>> 1	42
13	e	S	65.84	-0.13	0.00	1.000	65.84	0.201	0.130	4.05	0.052	16.99	0.24	>> 1	42
18	e	B	126.05	-1.93	0.02	1.000	126.05	0.386	0.130	4.05	0.070	22.94	1.00	>> 1	42
18	e	S	102.08	1.20	0.01	1.000	102.08	0.312	0.130	4.05	0.063	20.57	1.00	>> 1	42
22	e	B	90.92	-1.04	0.01	1.000	90.92	0.272	0.130	4.05	0.059	19.71	0.29	>> 1	42
22	e	S	66.31	-0.14	0.00	1.000	66.31	0.198	0.130	4.05	0.052	17.28	0.29	>> 1	42
27	e	B	146.23	4.04	0.03	1.000	146.23	0.214	0.130	4.05	0.053	36.40	3.56	>> 1	40
27	e	S	78.73	-10.98	0.14	1.000	78.73	0.115	0.130	4.05	0.043	29.73	3.56	8.352	40
39	e	B	236.90	4.91	0.02	1.000	236.90	0.362	0.130	4.05	0.068	44.38	3.67	>> 1	39
39	e	S	173.04	-10.43	0.06	1.000	173.04	0.265	0.130	4.05	0.058	38.07	3.67	>> 1	39
43	e	B	119.55	-2.25	0.02	1.000	119.55	0.225	0.130	4.05	0.054	28.88	0.52	>> 1	41
43	e	S	77.12	-0.48	0.01	1.000	77.12	0.145	0.130	4.05	0.046	24.69	0.52	>> 1	41
48	e	B	165.31	-4.56	0.03	1.000	165.31	0.290	0.130	4.05	0.061	34.62	2.17	>> 1	41
48	e	S	115.42	3.55	0.03	1.000	115.42	0.202	0.130	4.05	0.052	29.70	2.17	>> 1	41
51	e	B	70.80	-0.77	0.01	1.000	70.80	0.233	0.130	4.05	0.055	16.75	0.36	>> 1	41
51	e	S	42.70	0.66	0.02	1.000	42.70	0.140	0.130	4.05	0.046	13.98	0.36	>> 1	41
59	e	B	132.74	5.82	0.04	1.000	132.74	0.194	0.130	4.05	0.051	35.07	3.73	9.401	44
59	e	S	65.24	-9.89	0.15	1.000	65.24	0.095	0.130	4.05	0.042	28.40	3.73	7.614	44
63	e	B	99.63	-1.38	0.01	1.000	99.63	0.252	0.130	4.05	0.057	22.53	0.33	>> 1	42
63	e	S	69.80	-0.30	0.00	1.000	69.80	0.177	0.130	4.05	0.050	19.58	0.33	>> 1	42
68	e	B	141.72	-3.40	0.02	1.000	141.72	0.359	0.130	4.05	0.068	26.68	1.89	>> 1	42
68	e	S	111.89	2.69	0.02	1.000	111.89	0.283	0.130	4.05	0.060	23.74	1.89	>> 1	42
72	e	B	96.32	-0.99	0.01	1.000	96.32	0.259	0.130	4.05	0.058	21.47	0.23	>> 1	42
72	e	S	68.47	-0.26	0.00	1.000	68.47	0.184	0.130	4.05	0.050	18.72	0.23	>> 1	42
77	e	B	161.19	-10.40	0.06	1.000	161.19	0.208	0.130	4.05	0.053	40.80	4.37	9.337	42
77	e	S	82.66	8.50	0.10	1.000	82.66	0.107	0.130	4.05	0.043	33.05	4.37	7.562	42
89	e	B	27.10	-9.03	0.33	0.780	27.10	0.099	0.200	4.05	0.059	16.17	4.21	3.841	42
89	e	S	6.95	3.43	0.49	0.440	6.95	0.045	0.200	4.05	0.054	8.24	4.21	1.957	42
93	e	B	14.30	-1.15	0.08	1.000	14.30	0.088	0.200	4.05	0.058	9.44	0.39	>> 1	42
93	e	S	7.45	-0.30	0.04	1.000	7.45	0.046	0.200	4.05	0.054	8.76	0.39	>> 1	42
98	e	B	11.32	-0.46	0.04	1.000	11.32	0.096	0.200	4.05	0.059	6.92	0.16	>> 1	42
98	e	S	6.53	-0.13	0.02	1.000	6.53	0.056	0.200	4.05	0.055	6.45	0.16	>> 1	42
103	e	B	13.97	-1.05	0.08	1.000	13.97	0.089	0.200	4.05	0.058	9.16	0.36	>> 1	42
103	e	S	7.36	-0.28	0.04	1.000	7.36	0.047	0.200	4.05	0.054	8.50	0.36	>> 1	42
108	e	B	277.93	-15.72	0.06	1.000	277.93	0.660	0.200	4.05	0.115	48.25	9.19	5.251	42
108	e	S	252.20	13.06	0.05	1.000	252.20	0.599	0.200	4.05	0.109	45.71	9.19	4.974	42
120	e	B	23.41	-4.12	0.18	0.980	23.41	0.095	0.200	4.05	0.059	14.50	2.16	6.712	42
120	e	S	7.60	2.83	0.37	0.390	7.60	0.076	0.200	4.05	0.057	5.66	2.16	2.622	42
123	e	B	82.24	-64.71	0.79	0.870	82.24	0.101	0.200	4.05	0.059	48.42	16.68	2.903	42
123	e	S	19.63	-7.58	0.39	1.000	19.63	0.021	0.200	4.05	0.051	48.24	16.68	2.892	42
126	e	B	186.13	-3.05	0.02	1.000	186.13	0.856	0.200	4.05	0.134	29.12	1.63	>> 1	42
126	e	S	172.73	2.12	0.01	1.000	172.73	0.794	0.200	4.05	0.128	27.80	1.63	>> 1	42
131	e	B	207.79	28.08	0.14	1.000	207.79	0.195	0.200	4.05	0.069	73.24	7.57	9.675	43
131	e	S	132.49	0.69	0.01	1.000	132.49	0.124	0.200	4.05	0.062	65.80	7.57	8.692	43
135	e	B	58.00	0.71	0.01	1.000	58.00	0.261	0.200	4.05	0.075	16.72	0.50	>> 1	38
135	e	S	46.90	-0.58	0.01	1.000	46.90	0.211	0.200	4.05	0.070	15.62	0.50	>> 1	38
144	e	B	82.50	2.34	0.03	1.000	82.50	0.228	0.200	4.05	0.072	26.05	0.79	>> 1	43
144	e	S	58.13	-0.38	0.01	1.000	58.13	0.160	0.200	4.05	0.065	23.64	0.79	>> 1	43
147	e	B	61.74	2.34	0.04	1.000	61.74	0.225	0.200	4.05	0.072	19.68	1.56	>> 1	43
147	e	S	46.33	-2.15	0.05	1.000	46.33	0.168	0.200	4.05	0.066	18.16	1.56	>> 1	43

150	e	B	39.53	0.83	0.02	1.000	39.53	0.277	0.200	4.05	0.077	10.94	0.26	>> 1	39
150	e	S	33.26	0.24	0.01	1.000	33.26	0.233	0.200	4.05	0.072	10.32	0.26	>> 1	39
155	e	B	137.61	-18.68	0.14	1.000	137.61	0.161	0.200	4.05	0.065	55.69	4.87	>> 1	37
155	e	S	83.86	-2.94	0.04	1.000	83.86	0.098	0.200	4.05	0.059	50.38	4.87	>> 1	37
160	e	B	42.71	2.03	0.05	1.000	42.71	0.176	0.200	4.05	0.067	16.19	1.49	>> 1	43
160	e	S	30.44	-1.85	0.06	1.000	30.44	0.126	0.200	4.05	0.062	14.98	1.49	>> 1	43
174	e	B	86.76	4.32	0.05	1.000	86.76	0.220	0.200	4.05	0.071	28.01	3.01	9.307	43
174	e	S	64.75	-4.30	0.07	1.000	64.75	0.164	0.200	4.05	0.066	25.84	3.01	8.585	43
178	e	B	178.03	15.77	0.09	1.000	178.03	0.199	0.200	4.05	0.069	61.84	4.06	>> 1	43
178	e	S	116.47	1.48	0.01	1.000	116.47	0.130	0.200	4.05	0.062	55.76	4.06	>> 1	43
184	e	B	76.22	-1.20	0.02	1.000	76.22	0.220	0.130	4.05	0.054	18.63	0.66	>> 1	41
184	e	S	47.40	1.14	0.02	1.000	47.40	0.137	0.130	4.05	0.046	15.78	0.66	>> 1	41
188	e	B	183.51	-3.54	0.02	1.000	183.51	0.338	0.130	4.05	0.065	35.57	2.09	>> 1	41
188	e	S	139.97	3.61	0.03	1.000	139.97	0.258	0.130	4.05	0.058	31.27	2.09	>> 1	41
192	e	B	118.42	1.34	0.01	1.000	118.42	0.226	0.130	4.05	0.054	28.53	0.29	>> 1	43
192	e	S	76.71	0.36	0.00	1.000	76.71	0.146	0.130	4.05	0.047	24.41	0.29	>> 1	43
197	e	B	194.13	-5.51	0.03	1.000	194.13	0.360	0.130	4.05	0.068	36.49	3.32	>> 1	41
197	e	S	144.11	7.64	0.05	1.000	144.11	0.267	0.130	4.05	0.058	31.55	3.32	9.504	41
207	e	B	514.74	-33.67	0.07	1.000	514.74	0.212	0.130	4.05	0.053	128.76	8.69	>> 1	41
207	e	S	128.46	25.41	0.20	1.000	128.46	0.053	0.130	4.05	0.037	90.61	8.69	>> 1	41
209	e	B	26.63	-1.93	0.07	1.000	26.63	0.157	0.200	4.05	0.065	11.03	1.87	5.896	42
209	e	S	18.37	2.72	0.15	0.850	18.37	0.128	0.200	4.05	0.062	8.92	1.87	4.772	42
212	e	B	274.79	62.67	0.23	1.000	274.79	0.218	0.200	4.05	0.071	89.36	19.74	4.527	44
212	e	S	165.43	-25.19	0.15	1.000	165.43	0.131	0.200	4.05	0.062	78.56	19.74	3.980	44
216	e	B	134.09	98.09	0.73	1.000	134.09	0.118	0.200	4.05	0.061	69.29	26.53	2.612	44
216	e	S	46.02	-7.45	0.16	1.000	46.02	0.041	0.200	4.05	0.053	60.59	26.53	2.284	44
219	e	B	147.02	-7.33	0.05	1.000	147.02	0.498	0.200	4.05	0.099	29.09	4.39	6.626	42
219	e	S	129.66	5.91	0.05	1.000	129.66	0.440	0.200	4.05	0.093	27.37	4.39	6.235	42

4. VERIFICA A TAGLIO PER FESSURAZIONE DIAGONALE [C8.7.1.16] (§4.5.6, §C8.7.1.3.1) - C.Sic: 2.431 (CCC ID 44)
(Analisi Statica Lineare NON Sismica: Inviluppo CCC)

N.	n/e	Sez.	Coeff.	P	p	tau0	γ_m	fvd	Vt	V	C.Sic.	ID
			b	(kN)	(N/mm ²)		* FC	(N/mm ²)	(kN)	(kN)		CCC
1	e	M	1.000	595.14	0.214	0.050	4.05	0.066	182.51	10.62	>> 1	43
3	e	M	1.000	589.29	0.162	0.050	4.05	0.058	210.53	13.19	>> 1	41
4	e	M	1.030	363.68	0.194	0.050	4.05	0.061	114.65	7.62	>> 1	41
9	e	M	1.500	183.85	0.194	0.050	4.05	0.042	39.69	5.03	7.890	42
13	e	M	1.500	77.83	0.238	0.050	4.05	0.046	15.02	0.24	>> 1	42
18	e	M	1.500	114.06	0.349	0.050	4.05	0.055	17.97	1.00	>> 1	42
22	e	M	1.500	78.61	0.235	0.050	4.05	0.046	15.28	0.29	>> 1	42
27	e	M	1.500	112.48	0.164	0.050	4.05	0.039	26.54	3.56	7.456	40
39	e	M	1.500	204.97	0.314	0.050	4.05	0.052	34.17	3.67	9.311	39
43	e	M	1.500	98.33	0.185	0.050	4.05	0.041	21.76	0.52	>> 1	41
48	e	M	1.500	140.37	0.246	0.050	4.05	0.047	26.61	2.17	>> 1	41
51	e	M	1.500	56.75	0.187	0.050	4.05	0.041	12.49	0.36	>> 1	41
59	e	M	1.500	98.99	0.145	0.050	4.05	0.037	25.07	3.73	6.722	44
63	e	M	1.500	84.71	0.214	0.050	4.05	0.044	17.30	0.33	>> 1	42
68	e	M	1.500	126.81	0.321	0.050	4.05	0.053	20.89	1.89	>> 1	42
72	e	M	1.500	82.40	0.221	0.050	4.05	0.044	16.54	0.23	>> 1	42
77	e	M	1.500	121.93	0.157	0.050	4.05	0.038	29.49	4.37	6.748	42
89	e	M	1.500	17.02	0.049	0.080	4.05	0.032	11.21	4.21	2.662	42
93	e	M	1.500	10.88	0.067	0.080	4.05	0.036	5.80	0.39	>> 1	42
98	e	M	1.500	8.93	0.076	0.080	4.05	0.037	4.38	0.16	>> 1	42
103	e	M	1.500	10.67	0.068	0.080	4.05	0.036	5.64	0.36	>> 1	42
108	e	M	1.500	265.06	0.629	0.080	4.05	0.093	39.24	9.19	4.270	42
120	e	M	1.500	15.50	0.061	0.080	4.05	0.035	8.74	2.16	4.047	42
123	e	M	1.000	50.94	0.054	0.080	4.05	0.050	46.76	16.68	2.803	42
126	e	M	1.500	179.43	0.825	0.080	4.05	0.106	23.07	1.63	>> 1	42
131	e	M	1.000	170.14	0.159	0.080	4.05	0.075	79.89	7.57	>> 1	43
135	e	M	1.500	52.45	0.236	0.080	4.05	0.059	13.15	0.50	>> 1	38
144	e	M	1.500	70.31	0.194	0.080	4.05	0.054	19.67	0.79	>> 1	43
147	e	M	1.500	54.03	0.196	0.080	4.05	0.055	15.01	1.56	9.619	43
150	e	M	1.500	36.40	0.255	0.080	4.05	0.061	8.73	0.26	>> 1	39
155	e	M	1.000	110.73	0.130	0.080	4.05	0.069	58.61	4.87	>> 1	37
160	e	M	1.500	36.58	0.151	0.080	4.05	0.049	11.82	1.49	7.934	43
174	e	M	1.500	75.75	0.192	0.080	4.05	0.054	21.29	3.01	7.073	43
178	e	M	1.000	147.25	0.164	0.080	4.05	0.076	67.94	4.06	>> 1	43
184	e	M	1.500	61.81	0.179	0.050	4.05	0.040	13.93	0.66	>> 1	41
188	e	M	1.500	161.74	0.298	0.050	4.05	0.051	27.72	2.09	>> 1	41
192	e	M	1.500	97.57	0.186	0.050	4.05	0.041	21.52	0.29	>> 1	43
197	e	M	1.500	169.12	0.313	0.050	4.05	0.052	28.20	3.32	8.495	41
207	e	M	1.430	321.60	0.132	0.050	4.05	0.037	89.86	8.69	>> 1	41
209	e	M	1.500	22.50	0.132	0.080	4.05	0.046	7.85	1.87	4.199	42
212	e	M	1.000	220.11	0.175	0.080	4.05	0.078	98.04	19.74	4.966	44
216	e	M	1.000	90.06	0.079	0.080	4.05	0.057	64.50	26.53	2.431	44
219	e	M	1.500	138.34	0.469	0.080	4.05	0.081	23.90	4.39	5.445	42

5. VERIFICA A TAGLIO PER FESSURAZIONE DIAGONALE [C8.7.1.17] (§4.5.6, §C8.7.1.3.1) - C.Sic: 2.431 (CCC ID 44)
(Analisi Statica Lineare NON Sismica: Inviluppo CCC)

N.	n/e	Sez.	Coeff.	P	p	fvd0	γ_m	fvd	Vt,lim	Vt	V	C.Sic.	ID
			b	(kN)	(N/mm ²)		* FC	(N/mm ²)	(kN)	(kN)	(kN)		CCC
1	e	M	1.000	595.14	0.214	0.130	4.05	0.084	0.00	233.82	10.62	>> 1	43
3	e	M	1.000	589.29	0.162	0.130	4.05	0.069	0.00	251.92	13.19	>> 1	41
4	e	M	1.030	363.68	0.194	0.130	4.05	0.076	0.00	143.23	7.62	>> 1	41
9	e	M	1.500	183.85	0.194	0.130	4.05	0.052	0.00	49.54	5.03	9.849	42
13	e	M	1.500	77.83	0.238	0.130	4.05	0.061	0.00	19.82	0.24	>> 1	42
18	e	M	1.500	114.06	0.349	0.130	4.05	0.082	0.00	26.72	1.00	>> 1	42

22	e	M	1.500	78.61	0.235	0.130	4.05	0.060	0.00	20.08	0.29	>> 1	42
27	e	M	1.500	112.48	0.164	0.130	4.05	0.047	0.00	31.88	3.56	8.955	40
39	e	M	1.500	193.37	0.296	0.130	4.05	0.072	0.00	46.82	3.55	>> 1	43
43	e	M	1.500	98.33	0.185	0.130	4.05	0.050	0.00	26.86	0.52	>> 1	41
48	e	M	1.500	140.37	0.246	0.130	4.05	0.062	0.00	35.45	2.17	>> 1	41
51	e	M	1.500	56.75	0.187	0.130	4.05	0.051	0.00	15.46	0.36	>> 1	41
59	e	M	1.500	98.99	0.145	0.130	4.05	0.043	0.00	29.31	3.73	7.858	44
63	e	M	1.500	84.71	0.214	0.130	4.05	0.056	0.00	22.18	0.33	>> 1	42
68	e	M	1.500	126.81	0.321	0.130	4.05	0.076	0.00	30.19	1.89	>> 1	42
72	e	M	1.500	82.40	0.221	0.130	4.05	0.057	0.00	21.39	0.23	>> 1	42
77	e	M	1.500	121.93	0.157	0.130	4.05	0.045	0.00	35.07	4.37	8.026	42
89	e	M	1.500	17.02	0.049	0.200	4.05	0.033	0.00	11.44	4.21	2.718	42
93	e	M	1.500	10.88	0.067	0.200	4.05	0.036	0.00	5.89	0.39	>> 1	42
98	e	M	1.500	8.93	0.076	0.200	4.05	0.038	0.00	4.46	0.16	>> 1	42
103	e	M	1.500	10.67	0.068	0.200	4.05	0.036	0.00	5.74	0.36	>> 1	42
108	e	M	1.500	265.06	0.629	0.200	4.05	0.143	0.00	56.79	9.19	6.180	42
120	e	M	1.500	15.50	0.061	0.200	4.05	0.035	0.00	8.89	2.16	4.116	42
123	e	M	1.000	50.94	0.054	0.200	4.05	0.051	0.00	47.62	16.68	2.855	42
126	e	M	1.500	179.43	0.825	0.200	4.05	0.181	0.00	32.43	1.63	>> 1	42
131	e	M	1.000	170.14	0.159	0.200	4.05	0.081	0.00	86.27	7.57	>> 1	43
135	e	M	1.500	52.45	0.236	0.200	4.05	0.068	0.00	15.22	0.50	>> 1	38
144	e	M	1.500	70.31	0.194	0.200	4.05	0.060	0.00	21.92	0.79	>> 1	43
147	e	M	1.500	54.03	0.196	0.200	4.05	0.061	0.00	16.76	1.56	>> 1	43
150	e	M	1.500	36.40	0.255	0.200	4.05	0.072	0.00	10.28	0.26	>> 1	39
155	e	M	1.000	110.73	0.130	0.200	4.05	0.072	0.00	61.71	4.87	>> 1	37
160	e	M	1.500	36.58	0.151	0.200	4.05	0.052	0.00	12.67	1.49	8.503	43
174	e	M	1.500	75.75	0.192	0.200	4.05	0.060	0.00	23.69	3.01	7.870	43
178	e	M	1.000	147.25	0.164	0.200	4.05	0.082	0.00	73.69	4.06	>> 1	43
184	e	M	1.500	61.81	0.179	0.130	4.05	0.049	0.00	17.06	0.66	>> 1	41
188	e	M	1.500	161.74	0.298	0.130	4.05	0.072	0.00	39.11	2.09	>> 1	41
192	e	M	1.500	97.57	0.186	0.130	4.05	0.051	0.00	26.60	0.29	>> 1	43
197	e	M	1.500	169.12	0.313	0.130	4.05	0.075	0.00	40.46	3.32	>> 1	41
207	e	M	1.430	321.60	0.132	0.130	4.05	0.043	0.00	103.28	8.69	>> 1	41
209	e	M	1.500	22.50	0.132	0.200	4.05	0.049	0.00	8.28	1.87	4.430	42
212	e	M	1.000	220.11	0.175	0.200	4.05	0.085	0.00	107.33	19.74	5.437	44
216	e	M	1.000	90.06	0.079	0.200	4.05	0.058	0.00	65.77	26.53	2.479	44
219	e	M	1.500	138.34	0.469	0.200	4.05	0.113	0.00	33.29	4.39	7.583	42

6. VERIFICA A PRESSOFLESSIONE ORTOGONALE (da modello 3D) (§4.5.6, §7.8.2.2.3) - C.Sic: 1.269 (CCC ID 41)
 (Analisi Statica Lineare NON Sismica: Inviluppo CCC)

N.	n/e	x Sez.	P	p	f _k , f _m	γ _m	f _d	Nu	Mu	M	C.Sic.	ID
		(m)	(kN)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	* FC	(N/mm ²)	(kN)	(kN m)	(kN m)		CCC
1	e	3.400	598.42	0.215	2.600	4.05	0.642	1517.86	68.87	-20.35	3.384	40
3	e	3.400	603.21	0.166	2.600	4.05	0.642	1988.56	79.84	-20.51	3.893	40
4	e	3.400	349.46	0.187	2.600	4.05	0.642	1022.28	43.70	-11.88	3.678	40
9	e	3.400	183.40	0.193	2.600	4.05	0.642	518.40	22.52	-6.24	3.609	37
13	e	3.400	70.65	0.216	2.600	4.05	0.642	178.33	8.11	4.35	1.863	43
18	e	3.400	105.73	0.324	2.600	4.05	0.642	178.33	8.18	4.44	1.842	43
22	e	3.400	71.28	0.213	2.600	4.05	0.642	182.48	8.25	4.40	1.876	43
27	e	3.400	86.22	0.126	2.600	4.05	0.642	373.24	12.60	4.30	2.930	43
39	e	3.400	193.47	0.296	2.600	4.05	0.642	356.66	16.82	-6.58	2.556	37
43	e	3.400	87.52	0.165	2.600	4.05	0.642	290.30	11.62	-5.57	2.085	44
48	e	3.400	122.75	0.215	2.600	4.05	0.642	311.04	14.12	-5.73	2.464	44
51	e	3.400	45.79	0.151	2.600	4.05	0.642	165.89	6.30	-2.79	2.258	44
59	e	3.400	85.71	0.125	2.600	4.05	0.642	373.24	12.55	-4.30	2.918	41
63	e	3.400	76.25	0.193	2.600	4.05	0.642	215.65	9.37	-4.75	1.972	41
68	e	3.400	117.81	0.298	2.600	4.05	0.642	215.65	10.16	-4.86	2.090	41
72	e	3.400	74.35	0.200	2.600	4.05	0.642	203.21	8.96	-4.61	1.943	41
77	e	3.400	107.14	0.138	2.600	4.05	0.642	423.01	15.20	-4.66	3.262	41
89	e	2.100	16.18	0.046	5.000	4.05	1.235	365.97	1.93	-1.07	1.807	41
93	e	2.100	10.46	0.064	5.000	4.05	1.235	170.52	1.23	-0.91	1.349	41
98	e	2.100	8.62	0.073	5.000	4.05	1.235	123.30	1.00	-0.79	1.269	41
103	e	2.100	10.25	0.065	5.000	4.05	1.235	165.28	1.20	-0.90	1.335	41
108	e	2.100	291.87	0.693	5.000	4.05	1.235	442.05	12.39	6.13	2.022	40
120	e	2.100	13.07	0.052	5.000	4.05	1.235	264.97	1.55	0.89	1.745	43
123	e	2.100	43.85	0.047	5.000	4.05	1.235	983.80	5.24	3.62	1.447	43
131	e	2.100	173.46	0.162	5.000	4.05	1.235	1120.22	18.33	-3.64	5.034	37
135	e	2.100	48.89	0.220	5.000	4.05	1.235	233.49	4.83	-1.03	4.691	37
144	e	2.100	66.38	0.183	5.000	4.05	1.235	380.40	6.85	1.45	4.724	42
147	e	2.100	58.87	0.214	5.000	4.05	1.235	288.58	5.86	1.41	4.154	42
150	e	2.100	32.84	0.230	5.000	4.05	1.235	149.54	3.20	1.24	2.583	42
155	e	2.100	100.73	0.118	5.000	4.05	1.235	894.60	11.17	4.41	2.534	42
160	e	2.100	29.94	0.123	5.000	4.05	1.235	254.48	3.30	0.93	3.551	42
174	e	2.100	74.76	0.190	5.000	4.05	1.235	413.19	7.65	1.57	4.875	37
178	e	2.100	149.46	0.167	5.000	4.05	1.235	940.51	15.71	3.14	5.004	37
184	e	3.400	54.03	0.156	2.600	4.05	0.642	188.70	7.33	-3.29	2.227	44
188	e	3.400	146.62	0.270	2.600	4.05	0.642	296.52	14.08	-5.86	2.403	44
192	e	3.400	86.89	0.166	2.600	4.05	0.642	286.15	11.50	-5.54	2.075	44
197	e	3.400	167.97	0.311	2.600	4.05	0.642	294.45	13.71	5.71	2.401	38
207	e	3.400	318.75	0.131	2.600	4.05	0.642	1324.69	61.72	-14.42	4.280	44
209	e	2.151	20.49	0.121	5.000	4.05	1.235	178.40	2.27	0.44	5.152	38
212	e	2.725	212.38	0.169	5.000	4.05	1.235	1322.22	22.28	5.79	3.849	40
216	e	2.438	97.43	0.086	5.000	4.05	1.235	1191.05	11.18	2.38	4.699	42
219	e	3.012	145.33	0.493	5.000	4.05	1.235	309.57	9.64	4.38	2.200	40

4.3.2. Verifiche in fondazione

7. VERIFICHE PER STATO LIMITE ULTIMO DI TIPO GEOTECNICO (§6.4.2.1) [SLV] - C.Sic: 1.301 (CCC ID 39) (Analisi Statica Lineare NON Sismica: Inviluppo CCC SLU)

VERIFICA DI CAPACITA' PORTANTE DEL TERRENO (§6.4.2.1) [SLV] (Analisi Statica Lineare NON Sismica: Inviluppo CCC SLU)

N. asta	K Wink. (N/mm ³)	e (m)	V (kN)	H	q,lim (N/mm ²)	Rd	Nodo i	sZ,i (mm)	sT,i (N/mm ²)	Ed,i	C.Sic. i	Nodo j	sZ,j (mm)	sT,j (N/mm ²)	Ed,j	C.Sic. j	ID CCC
251	0.050				0.450	0.196	248	0.00	0.146	0.146	1.339	1	0.00	0.145	0.145	1.347	37
252	0.050				0.450	0.196	1	0.00	0.145	0.145	1.347	260	0.00	0.144	0.144	1.355	37
253	0.050				0.450	0.196	260	0.00	0.144	0.144	1.355	261	0.00	0.144	0.144	1.358	37
254	0.050				0.450	0.196	262	0.00	0.142	0.142	1.379	263	0.00	0.142	0.142	1.381	37
255	0.050				0.450	0.196	263	0.00	0.142	0.142	1.381	9	0.00	0.141	0.141	1.387	37
256	0.050				0.450	0.196	9	0.00	0.141	0.141	1.387	250	0.00	0.140	0.140	1.393	37
257	0.050				0.450	0.196	250	0.00	0.140	0.140	1.393	13	0.00	0.140	0.140	1.399	37
258	0.050				0.450	0.196	13	0.00	0.140	0.140	1.399	15	0.00	0.139	0.139	1.406	37
259	0.050				0.450	0.196	15	0.00	0.139	0.139	1.406	19	0.00	0.138	0.138	1.415	37
260	0.050				0.450	0.196	19	0.00	0.138	0.138	1.415	17	0.00	0.138	0.138	1.417	37
261	0.050				0.450	0.196	17	0.00	0.138	0.138	1.417	20	0.00	0.138	0.138	1.420	37
262	0.050				0.450	0.196	20	0.00	0.138	0.138	1.420	25	0.00	0.137	0.137	1.429	37
263	0.050				0.450	0.196	25	0.00	0.137	0.137	1.429	23	0.00	0.137	0.137	1.431	37
264	0.050				0.450	0.196	23	0.00	0.137	0.137	1.431	26	0.00	0.136	0.136	1.434	37
265	0.050				0.450	0.196	26	0.00	0.136	0.136	1.434	31	0.00	0.136	0.136	1.442	37
266	0.050				0.450	0.196	31	0.00	0.136	0.136	1.442	29	0.00	0.135	0.135	1.445	37
267	0.050				0.450	0.196	29	0.00	0.135	0.135	1.445	32	0.00	0.135	0.135	1.448	37
268	0.050				0.450	0.196	32	0.00	0.135	0.135	1.448	37	0.00	0.134	0.134	1.457	37
269	0.050				0.450	0.196	37	0.00	0.134	0.134	1.457	35	0.00	0.134	0.134	1.462	37
270	0.050				0.450	0.196	35	0.00	0.134	0.134	1.462	255	0.00	0.133	0.133	1.467	37
271	0.050				0.450	0.196	42	0.00	0.134	0.134	1.463	40	0.00	0.134	0.134	1.465	37
272	0.050				0.450	0.196	40	0.00	0.134	0.134	1.465	255	0.00	0.133	0.133	1.467	37
273	0.050				0.450	0.196	47	0.00	0.134	0.134	1.456	44	0.00	0.134	0.134	1.457	37
274	0.050				0.450	0.196	46	0.00	0.134	0.134	1.459	42	0.00	0.134	0.134	1.463	37
275	0.050				0.450	0.196	44	0.00	0.134	0.134	1.457	46	0.00	0.134	0.134	1.459	37
276	0.050				0.450	0.196	264	0.00	0.135	0.135	1.448	50	0.00	0.135	0.135	1.450	37
277	0.050				0.450	0.196	52	0.00	0.135	0.135	1.452	47	0.00	0.134	0.134	1.456	37
278	0.050				0.450	0.196	50	0.00	0.135	0.135	1.450	52	0.00	0.135	0.135	1.452	37
279	0.050				0.450	0.196	265	0.00	0.136	0.136	1.443	55	0.00	0.135	0.135	1.444	37
280	0.050				0.450	0.196	266	0.00	0.135	0.135	1.445	264	0.00	0.135	0.135	1.448	37
281	0.050				0.450	0.196	55	0.00	0.135	0.135	1.444	266	0.00	0.135	0.135	1.445	37
282	0.050				0.450	0.196	61	0.00	0.140	0.140	1.398	59	0.00	0.139	0.139	1.403	37
283	0.050				0.450	0.196	59	0.00	0.139	0.139	1.403	256	0.00	0.139	0.139	1.408	37
284	0.050				0.450	0.196	67	0.00	0.141	0.141	1.384	64	0.00	0.141	0.141	1.387	37
285	0.050				0.450	0.196	66	0.00	0.141	0.141	1.390	61	0.00	0.140	0.140	1.398	37
286	0.050				0.450	0.196	64	0.00	0.141	0.141	1.387	66	0.00	0.141	0.141	1.390	37
287	0.050				0.450	0.196	73	0.00	0.143	0.143	1.370	70	0.00	0.142	0.142	1.373	37
288	0.050				0.450	0.196	72	0.00	0.142	0.142	1.376	67	0.00	0.141	0.141	1.384	37
289	0.050				0.450	0.196	70	0.00	0.142	0.142	1.373	72	0.00	0.142	0.142	1.376	37
290	0.050				0.450	0.196	79	0.00	0.144	0.144	1.357	76	0.00	0.144	0.144	1.360	37
291	0.050				0.450	0.196	78	0.00	0.144	0.144	1.363	73	0.00	0.143	0.143	1.370	37
292	0.050				0.450	0.196	76	0.00	0.144	0.144	1.360	78	0.00	0.144	0.144	1.363	37
293	0.050				0.450	0.196	248	0.00	0.146	0.146	1.339	82	0.00	0.146	0.146	1.344	37
294	0.050				0.450	0.196	84	0.00	0.145	0.145	1.350	79	0.00	0.144	0.144	1.357	37
295	0.050				0.450	0.196	82	0.00	0.146	0.146	1.344	84	0.00	0.145	0.145	1.350	37
296	0.050				0.450	0.196	247	0.00	0.150	0.150	1.303	86	0.00	0.150	0.150	1.307	37
297	0.050				0.450	0.196	86	0.00	0.150	0.150	1.307	88	0.00	0.149	0.149	1.310	37
298	0.050				0.450	0.196	88	0.00	0.149	0.149	1.310	93	0.00	0.149	0.149	1.313	37
299	0.050				0.450	0.196	93	0.00	0.149	0.149	1.313	91	0.00	0.149	0.149	1.315	37
300	0.050				0.450	0.196	91	0.00	0.149	0.149	1.315	94	0.00	0.149	0.149	1.316	37
301	0.050				0.450	0.196	94	0.00	0.149	0.149	1.316	99	0.00	0.148	0.148	1.319	37
302	0.050				0.450	0.196	99	0.00	0.148	0.148	1.319	97	0.00	0.148	0.148	1.320	37
303	0.050				0.450	0.196	97	0.00	0.148	0.148	1.320	100	0.00	0.148	0.148	1.321	37
304	0.050				0.450	0.196	100	0.00	0.148	0.148	1.321	105	0.00	0.148	0.148	1.324	37
305	0.050				0.450	0.196	105	0.00	0.148	0.148	1.324	103	0.00	0.148	0.148	1.326	37
306	0.050				0.450	0.196	103	0.00	0.148	0.148	1.326	106	0.00	0.147	0.147	1.328	37
307	0.050				0.450	0.196	106	0.00	0.147	0.147	1.328	111	0.00	0.147	0.147	1.331	37
308	0.050				0.450	0.196	111	0.00	0.147	0.147	1.331	109	0.00	0.147	0.147	1.335	37
309	0.050				0.450	0.196	109	0.00	0.147	0.147	1.335	248	0.00	0.146	0.146	1.339	37
310	0.050				0.450	0.196	249	0.00	0.145	0.145	1.354	114	0.00	0.144	0.144	1.357	37
311	0.050				0.450	0.196	114	0.00	0.144	0.144	1.357	267	0.00	0.144	0.144	1.359	37
312	0.050				0.450	0.196	267	0.00	0.144	0.144	1.359	268	0.00	0.144	0.144	1.363	37
313	0.050				0.450	0.196	268	0.00	0.144	0.144	1.363	118	0.00	0.142	0.142	1.373	37
314	0.050				0.450	0.196	118	0.00	0.142	0.142	1.373	269	0.00	0.141	0.141	1.383	37
315	0.050				0.450	0.196	269	0.00	0.141	0.141	1.383	270	0.00	0.141	0.141	1.388	37
316	0.050				0.450	0.196	270	0.00	0.141	0.141	1.388	122	0.00	0.141	0.141	1.390	37
317	0.050				0.450	0.196	122	0.00	0.14								

338	0.050			0.450	0.196	254	0.00	0.146	0.146	1.341	163	0.00	0.146	0.146	1.342	37
339	0.050			0.450	0.196	163	0.00	0.146	0.146	1.342	253	0.00	0.146	0.146	1.343	37
340	0.050			0.450	0.196	254	0.00	0.146	0.146	1.341	166	0.00	0.146	0.146	1.342	37
341	0.050			0.450	0.196	166	0.00	0.146	0.146	1.342	168	0.00	0.146	0.146	1.344	37
342	0.050			0.450	0.196	168	0.00	0.146	0.146	1.344	172	0.00	0.145	0.145	1.346	37
343	0.050			0.450	0.196	172	0.00	0.145	0.145	1.346	170	0.00	0.145	0.145	1.350	37
344	0.050			0.450	0.196	170	0.00	0.145	0.145	1.350	249	0.00	0.145	0.145	1.354	37
345	0.050			0.450	0.196	176	0.00	0.137	0.137	1.429	174	0.00	0.137	0.137	1.430	37
346	0.050			0.450	0.196	174	0.00	0.137	0.137	1.430	273	0.00	0.137	0.137	1.431	37
347	0.050			0.450	0.196	182	0.00	0.138	0.138	1.422	179	0.00	0.137	0.137	1.424	37
348	0.050			0.450	0.196	181	0.00	0.137	0.137	1.426	176	0.00	0.137	0.137	1.429	37
349	0.050			0.450	0.196	179	0.00	0.137	0.137	1.424	181	0.00	0.137	0.137	1.426	37
350	0.050			0.450	0.196	188	0.00	0.138	0.138	1.415	185	0.00	0.138	0.138	1.417	37
351	0.050			0.450	0.196	187	0.00	0.138	0.138	1.418	182	0.00	0.138	0.138	1.422	37
352	0.050			0.450	0.196	185	0.00	0.138	0.138	1.417	187	0.00	0.138	0.138	1.418	37
353	0.050			0.450	0.196	256	0.00	0.139	0.139	1.408	191	0.00	0.139	0.139	1.410	37
354	0.050			0.450	0.196	193	0.00	0.139	0.139	1.412	188	0.00	0.138	0.138	1.415	37
355	0.050			0.450	0.196	191	0.00	0.139	0.139	1.410	193	0.00	0.139	0.139	1.412	37
356	0.050			0.450	0.196	273	0.00	0.137	0.137	1.431	195	0.00	0.136	0.136	1.437	37
357	0.050			0.450	0.196	195	0.00	0.136	0.136	1.437	265	0.00	0.136	0.136	1.443	37
358	0.050			0.450	0.196	257	0.00	0.148	0.148	1.325	197	0.00	0.148	0.148	1.326	37
359	0.050			0.450	0.196	197	0.00	0.148	0.148	1.326	274	0.00	0.147	0.147	1.328	37
360	0.050			0.450	0.196	274	0.00	0.147	0.147	1.328	275	0.00	0.147	0.147	1.333	37
361	0.050			0.450	0.196	275	0.00	0.147	0.147	1.333	201	0.00	0.145	0.145	1.346	37
362	0.050			0.450	0.196	201	0.00	0.145	0.145	1.346	258	0.00	0.144	0.144	1.359	37
363	0.050			0.450	0.196	253	0.00	0.146	0.146	1.343	205	0.00	0.144	0.144	1.355	37
364	0.050			0.450	0.196	205	0.00	0.144	0.144	1.355	276	0.00	0.143	0.143	1.367	37
365	0.050			0.450	0.196	276	0.00	0.143	0.143	1.367	277	0.00	0.143	0.143	1.372	37
366	0.050			0.450	0.196	277	0.00	0.143	0.143	1.372	208	0.00	0.142	0.142	1.375	37
367	0.050			0.450	0.196	208	0.00	0.142	0.142	1.375	259	0.00	0.142	0.142	1.378	37
438	0.050			0.450	0.196	272	0.00	0.148	0.148	1.324	257	0.00	0.148	0.148	1.325	37
439	0.050			0.450	0.196	257	0.00	0.148	0.148	1.325	141	0.00	0.148	0.148	1.325	37
440	0.050			0.450	0.196	261	0.00	0.144	0.144	1.358	258	0.00	0.144	0.144	1.359	37
441	0.050			0.450	0.196	258	0.00	0.144	0.144	1.359	5	0.00	0.143	0.143	1.368	37
442	0.050			0.450	0.196	5	0.00	0.143	0.143	1.368	259	0.00	0.142	0.142	1.378	37
443	0.050			0.450	0.196	259	0.00	0.142	0.142	1.378	262	0.00	0.142	0.142	1.379	37

4.4 Analisi sismica statica non lineare

1. GENERALITA' - PARAMETRI DI CALCOLO - AZIONE SISMICA

Nome del file del Progetto : Palestra_scuole_SDP_sismica_tramezzi2teste_rev_05

Data e Ora di archiviazione: 27/03/2023 21:44:02

Dati PCM Versione 2020.2.1.0

Abilitazione USB: OIRVUIIR

AZIONE SISMICA

Struttura:

Vita Nominale VN (anni) = 50

Classe d'uso: IV

Coefficiente d'uso CU = 2

Periodo di riferimento per l'azione sismica VR=VN*CU (anni) = 100

Pericolosità:

Ubicazione del sito:

Longitudine ED50 (gradi sessadecimali) = 10.03957

- Latitudine ED50 (gradi sessadecimali) = 44.977597

Tipo di interpolazione: media ponderata ([3] in All.a)

ag(g) Fo Tc*(sec) per i periodi di ritorno di riferimento

30	0.038	2.539	0.223
50	0.048	2.496	0.25
72	0.056	2.513	0.26
101	0.064	2.509	0.27
140	0.074	2.493	0.271
201	0.085	2.493	0.279
475	0.119	2.49	0.287
975	0.153	2.522	0.289
2475	0.206	2.545	0.3

Per periodi di ritorno TR<30 anni [cfr. DPC-Reluis, CNR-ITC]:

ag(TR) = K * TR^α, dove:

K = 0.008436620, α = 0.441324030

Stati Limite:

PVR (%) Probabilità di superamento nel periodo di riferimento VR (Tab.3.2.I)

SLE: SLO 81

SLE: SLD 63

SLU: SLV 10

SLU: SLC 5

ag(g) Fo Tc*(sec) e altri parametri di spettro per i periodi di ritorno TR associati a ciascun Stato Limite secondo Normativa [§3.2.3]

Stato limite	TR (anni)	a _g (*g)	Fo	TC* (sec)	S	TB (sec)	TC (sec)	TD (sec)	Fo
SLO	60	0.052	2.504	0.255	1.500	0.140	0.420	1.808	0.771
SLD	101	0.064	2.509	0.270	1.500	0.146	0.437	1.856	0.857

	SLV		949		0.152		2.521		0.289		1.470		0.152		0.457		2.208		1.327	
	SLC		1950		0.191		2.539		0.297		1.409		0.155		0.465		2.364		1.498	

(parametri di spettro conformi al reticolo sismico secondo D.M. 14.1.2008)

Suolo:

Categoria di sottosuolo e Condizioni topografiche:

Categoria di sottosuolo: C

Categoria topografica: T1

Rapporto quota sito / altezza rilievo topografico = 0

Coefficiente di amplificazione topografica ST = 1

PGA:

Definizione di PGA: Accelerazione al suolo (analoga ad: $ag \cdot S$, dove: $S = SS \cdot ST$)

Componenti:

Spettro di risposta: componente orizzontale:

Spettro elastico: Smorzamento viscoso (ξ) (%) = 5

$\eta = [10 / (5 + \xi)] = 1$

SLV: Fattore di Comportamento = 2.625 $\Rightarrow \eta = 1/q = 0.381$

SLD: Fattore di Comportamento = 1.5

Spettro di risposta: componente verticale:

SS=1.000, S=1.000, TB=0.050 sec, TC=0.150 sec, TD=1.000 sec, $\xi=5\%$ ($\eta=1.000$), $q=1.500$ ($\eta=1/q=0.667$)

PARAMETRI DI CALCOLO: Sismica

Direzioni di analisi e quote di riferimento:

Angolo tra sistema di riferimento globale XY e direzioni sismiche X'Y' (+ se antiorario) (α°) = 0

(analisi nelle direzioni X e Y)

Altezza della costruzione a partire dal piano di fondazione H (m) = 10

Quota di inizio degli effetti sismici H_S (m) = 0

In caso di sisma verticale considerare sempre il 100% degli effetti: no

Analisi Sismiche Lineari:

Direzioni di analisi: X Y

Criterio di combinazione delle componenti orizzontali:

Sommare ai massimi ottenuti per l'azione applicata in una direzione il 30% dei massimi ottenuti per l'azione applicata nelle altre direzioni [§7.3.5]

Ignorare gli effetti dei momenti torcenti dovuti alle eccentricità accidentali [§7.2.6]: no

Ignorare l'amplificazione degli spostamenti con fattore μ nel calcolo delle tensioni sul terreno [§7.3.3.3]: si

Eseguire le verifiche di sicurezza anche per le combinazioni (N_{min}, T/M_{max}), (N_{max}, T/M_{min}): no

Analisi Sismica Statica Lineare:

Periodo principale T₁ (sec): $T_1 = C_1 \cdot H^{(3/4)}$, $C_1 = 0.05$, $T_1 = 0.281$

$\lambda = 1.00$ nella definizione delle forze sismiche [§7.3.3.2]: no

Progettazione semplificata per zone a bassa sismicità [§7]: no

PARAMETRI DI CALCOLO: Analisi Modale

Metodo di calcolo per Analisi Modale: Lanczos

Numero modi da calcolare: 50

Numero di modi da considerare: tutti i modi con massa part.>5% e comunque tali che massa part.tot.>85% [§7.3.3.1]

Metodo di combinazione dei modi: CQC (combinazione quadratica completa) [§7.3.3.1]

PARAMETRI DI CALCOLO: Muratura

Tipo di edificio: Muratura Ordinaria

Edificio Esistente

Coefficienti parziali di sicurezza: Edificio Esistente

- γ_M in Statica [§4.5.6.1] = 3

- γ_M in Sismica [§7.8.1.1] = 2

Per maschi murari:

Contributo rigidezza trasversale: si

Assemblaggio rigidezza flessionale (EJ) per elementi contigui: si

Link orizzontali rigidi anche fuori piano: no

Comportamento muratura:

Diagramma di calcolo tensione-deformazione [§4.1.2.1.2.2]: Stress-block

PARAMETRI DI CALCOLO: Valutazione

Stati Limite da considerare: SLO SLV

Valutazione della sicurezza sismica per edifici esistenti:

Stato di Progetto di un Intervento di Miglioramento:

indicatore di rischio sismico $\zeta_E \geq 0.600$

PARAMETRI DI CALCOLO: Verifiche

Per maschi murari:

Sezioni di verifica. Alla base, e in sommità in pushover: obbligatoria; in sommità in an.lineare: in tutti i casi

PressoFlessione Complanare:

Considerare la Flessione solo nei maschi snelli: no

- snelli se (h/l) superiore a: 2

Taglio per Scorrimento:

Modalità di calcolo della zona reagente: distribuzione triangolare delle tensioni [EC6, §4.5.3(6)]

Maschi in muratura ordinaria: prescindere in ogni caso dalla parzializzazione: no

PressoFlessione Ortogonale:

Analisi Statica [§4.5.6.2]:

- con azioni da modello di calcolo 3D: si

- metodo semplificato (ipotesi di parete incernierata a livello dei piani) [§4.5.5, §4.5.6.2]: no

eseguire le verifiche solo in mezz'aria: si

Analisi Sismiche Lineari [§7.8.2.2.3]:

- con azioni da modello di calcolo 3D: no

- con azioni convenzionali (forze equivalenti per elementi non strutturali) [§7.2.3]: si
- Analisi Pushover [§7.8.2.2.3]:
- con azioni da modello di calcolo 3D: si
- Opzioni varie:
- riduzione della resistenza per gli effetti di instabilità: no
- considerare eccentricita' minima (h/200): si

PARAMETRI DI CALCOLO: Pushover (1)

Distribuzioni di forze [cfr. §7.3.4.2]:

Gruppo 1: distribuzioni principali

(A) Lineare: proporzionale alle forze statiche

Gruppo 2: distribuzioni secondarie

(E) Uniforme: forze proporzionali alle masse

Fattore di partecipazione modale Γ [cfr. §7.3.4.2]:

calcolato con le sole masse e quiverse all'analisi

 $\Gamma = 1.00$ nella distribuzione di forze Uniforme (E): si

Incremento di taglio (kN) = 200

Direzione e verso di analisi: +X' -X' +Y' -Y'

Eccentricita' accidentale: curve senza momento torcente aggiuntivo

Analisi bidirezionale: curve con combinazione direzionale

Sisma verticale: curve senza componente sismica verticale

Punto di controllo:

baricentro del piano 1

E' possibile che in input siano stati definiti nodi aggiuntivi

per l'elaborazione delle curve di capacita' [§7.3.4.2]:

in ogni caso, i risultati delle verifiche con confronto

tra capacita' e domanda per i vari stati limite si riferiscono

alle curve che producono i risultati a maggior favore di sicurezza.

PARAMETRI DI CALCOLO: Pushover (2)

Comportamento degli elementi strutturali:

Maschi murari:

Non eseguire verifiche a Sforzo Normale di Trazione: no

Ignorare caduta di taglio per crisi a pressoflessione ortogonale: si

Deformazione angolare limite: controllo drift ultimo, con fattore di snellezza (H/D)

Fasce di piano (Strisce, Sottofinestra): comportamento bilineare

Fondazioni:

Ignorare aste su suolo elastico in Analisi Pushover: si

Modalità di calcolo:

Spostamento ultimo a SLU:

Spostamento corrispondente ad un taglio alla base residuo pari a 80% rispetto al massimo assoluto

Sistema bilineare equivalente:

Tratto elastico passante per il punto con Taglio pari a 0.70 T_{max}**PARAMETRI DI CALCOLO: Calcestruzzo Armato****Acciaio:**

Diagramma di calcolo tensione - deformazione [§4.1.2.1.2.3]:

Modello: elastico perfettamente plastico (tensioni in N/mm², deformazioni in per mille):f_{yk} = 450ε_{ud} = 10 - E_s = 210000Coefficiente parziale di sicurezza per acciaio γ_s = 1.15

Fattore di confidenza FC per acciaio in c.a. esistente [cfr. Tab.C8A.1.2] = 1.2

Calcestruzzo:

Diagramma di calcolo tensione - deformazione [§4.1.2.1.2.2]:

Modello: parabolico-rettangolare:

ε_{c2} = 2 - ε_{cu} = 3.5Coefficiente parziale di sicurezza per calcestruzzo γ_c = 1.5

Varie:

Verifiche a PressoFlessione: si considera sempre il contributo dell'armatura compressa

Fattore di confidenza FC per strutture in c.a. [cfr. Tab.C8A.1.2] = 1.2

3. RISULTATI ANALISI SISMICA STATICA NON LINEARE (PUSHOVER)**Azione Sismica**

Struttura:

Vita Nominale VN (anni) = 50

Classe d'uso: IV

Coefficiente d'uso CU = 2

Periodo di riferimento per l'azione sismica VR=VN*CU (anni) = 100

Pericolosità:

Ubicazione del sito:

Longitudine ED50 (gradi sessadecimali) = 10.03957

- Latitudine ED50 (gradi sessadecimali) = 44.977597

Tipo di interpolazione: media ponderata ([3] in All.a)

Valori dei parametri a_g, F_o, T_C* per i periodi di ritorno T_R di riferimento

(dagli Studi di pericolosità sismica del sito di ubicazione dell'edificio [cfr.Tab.1 All.B al

D.M.14.1.2008]):

TR	a _g	F _o	T _C *
(anni)	(*g)		(sec)
30	0.038	2.539	0.223
50	0.048	2.496	0.250

72	0.056	2.513	0.260
101	0.064	2.509	0.270
140	0.074	2.493	0.271
201	0.085	2.493	0.279
475	0.119	2.490	0.287
975	0.153	2.522	0.289
2475	0.206	2.545	0.300

Per periodi di ritorno $TR < 30$ anni [cfr. DPC-Reluis, CNR-ITC]:

$ag(TR) = K \cdot TR^\alpha$, dove:

$K = 0.008436620$, $\alpha = 0.441324030$

Stati Limite:

PVR (%) Probabilità di superamento nel periodo di riferimento VR (Tab.3.2.I)

SLE: SLO 81

SLE: SLD 63

SLU: SLV 10

SLU: SLC 5

$ag(g)$ F_0 T_c (sec) e altri parametri di spettro per i periodi di ritorno TR associati a ciascun Stato Limite secondo Normativa [§3.2.3]

Stato limite	TR (anni)	ag (*g)	F_0	T_c^* (sec)	S	TB (sec)	TC (sec)	TD (sec)	F_v
SLO	60	0.052	2.504	0.255	1.500	0.140	0.420	1.808	0.771
SLD	101	0.064	2.509	0.270	1.500	0.146	0.437	1.856	0.857
SLV	949	0.152	2.521	0.289	1.470	0.152	0.457	2.208	1.327
SLC	1950	0.191	2.539	0.297	1.409	0.155	0.465	2.364	1.498

(parametri di spettro conformi al reticolo sismico secondo D.M. 14.1.2008)

Suolo:

Categoria di sottosuolo e Condizioni topografiche:

Categoria di sottosuolo: C

Categoria topografica: T1

Rapporto quota sito / altezza rilievo topografico = 0

Coefficiente di amplificazione topografica $ST = 1$

PGA:

Definizione di PGA: Accelerazione al suolo (analoga ad: $ag \cdot S$, dove: $S = SS \cdot ST$)

4.4.1. Curve di capacità

Si riportano i risultati relativi alla curva di capacità più gravosa.

CURVA n° 113

TIPO DI CURVA: (E) UNIFORME: FORZE PROPORZIONALI ALLE MASSE

(DISTRIBUZIONE SECONDARIA [GRUPPO 2]. RAPPORTI TRA FORZE FISSI NEL CORSO DEL PROCESSO INCREMENTALE)

DIREZIONE E VERSO: +Y

ECCENTRICITÀ ACCIDENTALE (MOMENTO TORCENTE AGGIUNTIVO): + MT

COMBINAZIONE COMPONENTI: +Y - 0.3 X

PUNTO DI CONTROLLO: NODO 12

COMPONENTE SISMICA VERTICALE: NON CONSIDERATA

VERIFICA DI SICUREZZA per SLV (Stato Limite ultimo di salvaguardia della Vita)

Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):

Rigidità iniziale (elastica) (kN/m) = 528361.90

Resistenza massima (taglio alla base): $F_{Max,M-GDL}$ (kN) = 942.22

Peso sismico totale W (kN) = 3818.67

Massa sismica totale M (k*kgm) = 389.396

Rapporto forza/peso ($F_{Max,M-GDL} / W$) = 0.247

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: $dc,SLC,M-GDL$ (mm) = 15.87, $F,SLC,M-GDL$ (kN) = 769.30

SLV: $dc,SLV,M-GDL$ (mm) = 11.90, $F,SLV,M-GDL$ (kN) = 890.88

Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):

Calcolo della Massa m^* e del Fattore di partecipazione modale Γ (§C7.3.4.1):

è stata scelta l'opzione $\Gamma=1.000$ per la distribuzione di forze (E).

La massa m^* è pari alla somma delle masse traslazionali nella direzione di analisi (Y):

Massa $m^* = \Sigma(m,i)$ (k*kgm) = 389.40

Coefficiente di partecipazione $\Gamma = 1.000$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: $dc,SLC,1-GDL = (d,SLC,M-GDL / \Gamma)$ (mm) = 15.87, $F,SLC,1-GDL = (F,SLC,M-GDL / \Gamma)$ (kN) = 769.30

SLV: $dc,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL / \Gamma)$ (mm) = 11.90, $F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL / \Gamma)$ (kN) = 890.88

Sistema bi-lineare equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S_e(T^*) = 0.241 \text{ g}$
- in spostamento: $d^*,e,max = S_{De}(T^*) \text{ (mm)} = 4.05$
- forza di risposta elastica = $S_e(T^*) \cdot m^* \text{ (kN)} = 919.75$
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento $F_y^* \text{ (kN)} = 884.38$
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Risposta in spostamento del sistema anelastico: $d^*,max \text{ (mm)} = 4.15$

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $r \cdot d^*,max \text{ (mm)} = 4.15$

Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):

Domanda sismica in spostamento (mm) = 4.15

Capacità di spostamento a SLD (mm) = 3.89

SLD: Capacità < Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLD: Capacità in termini di PGA (PGA,CLD) = 0.092 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno $TR,CLD = 91$

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento $VR = 100$ anni,

ha la probabilità di essere superata pari a: $PVR,CLD = 66.676 \%$

(rispetto ai valori di progetto per SLD - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD minori,
e PVR,CLD maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD maggiori, e PVR,CLD minore).

Riepilogo per SLD

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	101	0.096	63.0
Capacità	91	0.092	66.7

Indicatore di Rischio Sismico:

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA: $\alpha_0 = PGA_{CLD} / PGA_{DLD} = \zeta_{E,SLD,PGA} = 0.092/0.096 = 0.958$

- in termini di TR: $\alpha_D = TR_{CLD} / TR_{DLD} (=TR \text{ in input per SLD}) = 91/101 = 0.901$

VERIFICA DI SICUREZZA per SLO (Stato Limite di Operatività')**Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

SLD: spostamento orizzontale: $dc,SLO,M-GDL \text{ (mm)} = 2.59$, taglio alla base $F,SLO,M-GDL \text{ (kN)} = 638.61$

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S_e(T^*) = 0.195 \text{ g}$
- in spostamento: $d^*,e,max = S_{De}(T^*) \text{ (mm)} = 4.05$
- forza di risposta elastica = $S_e(T^*) \cdot m^* \text{ (kN)} = 745.69$
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento $F_y^* \text{ (kN)} = 884.38$
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 0.843$

Risposta in spostamento del sistema anelastico: $d^*,max \text{ (mm)} = 3.28$

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $r \cdot d^*,max \text{ (mm)} = 3.28$

Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):

Domanda sismica in spostamento (mm) = 3.28

Capacità di spostamento a SLO (mm) = 2.59

SLO: Capacità < Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLO: Capacità in termini di PGA (PGA,CLO) = 0.060 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno $TR,CLO = 34$

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento $VR = 100$ anni,

ha la probabilità di essere superata pari a: $PVR,CLO = 94.72 \%$

(rispetto ai valori di progetto per SLO - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLO e TR,CLO minori,
e PVR,CLO maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLO e TR,CLO maggiori, e PVR,CLO minore).

Riepilogo per SLO

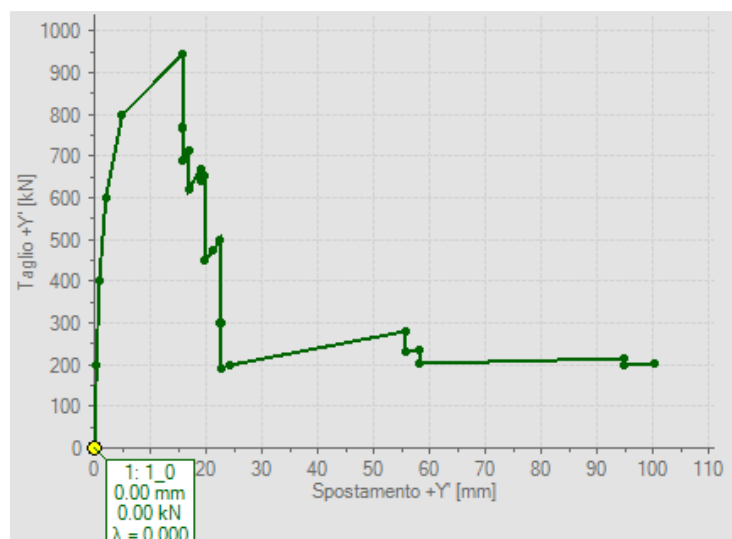
	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	60	0.078	81.0
Capacità	34	0.060	94.7

Indicatore di Rischio Sismico:

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA: $\alpha_0 = \text{PGA}_{\text{CLO}} / \text{PGA}_{\text{DLO}} = \zeta_{\text{E,SLO,PGA}} = 0.060/0.078 = 0.769$

- in termini di TR: $\alpha_0 = \text{TR}_{\text{CLO}} / \text{TR}_{\text{DLO}} (\text{TR in input per SLO}) = 34/60 = 0.567$



4.4.2. Sintesi risultati

N° curva	Corrente	Viata	Distr.	Direz.	Direz. 2	Mt	Ez	Control	$\zeta_{\text{PGA(SLV)}}$	$\zeta_{\text{TR(SLV)}}$	VN.CLV	$\zeta_{\text{PGA(SLD)}}$	$\zeta_{\text{TR(SLD)}}$	$\zeta_{\text{PGA(SLO)}}$	$\zeta_{\text{TR(SLO)}}$
1	<input checked="" type="radio"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	A	+X'	+0.3Y'	+		L1	1.278	2.608	130	1.646	3.455	1.346	2.100
2	<input checked="" type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	A	+X'	+0.3Y'	+		J3	1.278	2.608	130	1.656	3.545	1.346	2.100
3	<input checked="" type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	A	+X'	+0.3Y'	+		J12	1.278	2.608	130	1.656	3.545	1.346	2.100
4	<input checked="" type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	A	+X'	+0.3Y'	+		J39	1.278	2.608	130	1.646	3.455	1.346	2.100
5	<input checked="" type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	A	+X'	+0.3Y'	+		J62	1.278	2.608	130	1.646	3.455	1.346	2.100
6	<input checked="" type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	A	+X'	+0.3Y'	-		L1	1.278	2.608	130	1.625	3.376	1.333	2.033
7	<input checked="" type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	A	+X'	+0.3Y'	-		J3	1.278	2.608	130	1.656	3.545	1.333	2.033
8	<input checked="" type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	A	+X'	+0.3Y'	-		J12	1.278	2.608	130	1.656	3.545	1.333	2.033
9	<input checked="" type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	A	+X'	+0.3Y'	-		J39	1.278	2.608	130	1.604	3.287	1.333	1.967
10	<input checked="" type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	A	+X'	+0.3Y'	-		J62	1.278	2.608	130	1.604	3.287	1.333	1.967
11	<input checked="" type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	A	+X'	-0.3Y'	+		L1	1.278	2.608	130	1.854	4.653	1.538	2.817
12	<input checked="" type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	A	+X'	-0.3Y'	+		J3	1.278	2.608	130	1.854	4.762	1.538	2.817
13	<input checked="" type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	A	+X'	-0.3Y'	+		J12	1.278	2.608	130	1.854	4.762	1.538	2.817
14	<input checked="" type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	A	+X'	-0.3Y'	+		J39	1.278	2.608	130	1.906	4.990	1.564	2.900
15	<input checked="" type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	A	+X'	-0.3Y'	+		J62	1.278	2.608	130	1.906	4.990	1.564	2.900
16	<input checked="" type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	A	+X'	-0.3Y'	-		L1	1.278	2.608	130	1.750	4.069	1.436	2.450
17	<input checked="" type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	A	+X'	-0.3Y'	-		J3	1.278	2.608	130	1.771	4.168	1.436	2.450
18	<input checked="" type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	A	+X'	-0.3Y'	-		J12	1.278	2.608	130	1.771	4.168	1.436	2.450
19	<input checked="" type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	A	+X'	-0.3Y'	-		J39	1.278	2.608	130	1.729	3.980	1.423	2.367
20	<input checked="" type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	A	+X'	-0.3Y'	-		J62	1.278	2.608	130	1.729	3.980	1.423	2.367
21	<input checked="" type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	A	+Y'	+0.3X'	+		L1	1.000	1.018	51	1.083	1.168	0.885	0.733
22	<input checked="" type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	A	+Y'	+0.3X'	+		J3	0.978	0.925	46	1.083	1.168	0.885	0.733
23	<input checked="" type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	A	+Y'	+0.3X'	+		J12	1.036	1.148	57	1.083	1.168	0.885	0.733
24	<input checked="" type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	A	+Y'	+0.3X'	+		J39	1.036	1.148	57	1.083	1.168	0.885	0.733
25	<input checked="" type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	A	+Y'	+0.3X'	+		J62	0.978	0.925	46	1.083	1.168	0.885	0.733
26	<input checked="" type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	A	+Y'	+0.3X'	-		L1	0.987	0.943	47	1.042	1.129	0.872	0.700
27	<input checked="" type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	A	+Y'	+0.3X'	-		J3	0.951	0.839	42	1.042	1.129	0.872	0.700
28	<input checked="" type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	A	+Y'	+0.3X'	-		J12	1.022	1.081	54	1.042	1.129	0.872	0.700
29	<input checked="" type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	A	+Y'	+0.3X'	-		J39	1.022	1.081	54	1.042	1.129	0.872	0.700
30	<input checked="" type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	A	+Y'	+0.3X'	-		J62	0.951	0.839	42	1.042	1.129	0.872	0.700
31	<input checked="" type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	A	+Y'	-0.3X'	+		L1	0.964	0.872	44	0.938	0.871	0.769	0.550
32	<input checked="" type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	A	+Y'	-0.3X'	+		J3	0.991	0.962	48	0.938	0.871	0.769	0.550
33	<input checked="" type="radio"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	A	+Y'	-0.3X'	+		J12	0.933	0.795	40	0.938	0.871	0.769	0.567
34	<input checked="" type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	A	+Y'	-0.3X'	+		J39	0.933	0.795	40	0.938	0.871	0.769	0.567
35	<input checked="" type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	A	+Y'	-0.3X'	+		J62	0.991	0.962	48	0.938	0.871	0.769	0.550
36	<input checked="" type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	A	+Y'	-0.3X'	-		L1	1.018	1.073	54	1.083	1.168	0.885	0.733
37	<input checked="" type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	A	+Y'	-0.3X'	-		J3	0.991	0.980	49	1.083	1.168	0.885	0.733

38	⊙	□	A	+Y'	-0.3X'	-	J12	1.045	1.171	59	1.083	1.168	0.885	0.733
39	⊙	□	A	+Y'	-0.3X'	-	J39	1.045	1.171	59	1.083	1.168	0.885	0.733
40	⊙	□	A	+Y'	-0.3X'	-	J62	0.991	0.980	49	1.083	1.168	0.885	0.733
41	⊙	□	A	-X'	+0.3Y'	+	L1	1.278	2.608	130	1.750	4.069	1.423	2.367
42	⊙	□	A	-X'	+0.3Y'	+	J3	1.278	2.608	130	1.812	4.356	1.436	2.450
43	⊙	□	A	-X'	+0.3Y'	+	J12	1.278	2.608	130	1.812	4.356	1.436	2.450
44	⊙	□	A	-X'	+0.3Y'	+	J39	1.278	2.608	130	1.750	4.069	1.423	2.367
45	⊙	□	A	-X'	+0.3Y'	+	J62	1.278	2.608	130	1.750	4.069	1.423	2.367
46	⊙	□	A	-X'	+0.3Y'	-	L1	1.278	2.608	130	1.854	4.653	1.500	2.717
47	⊙	□	A	-X'	+0.3Y'	-	J3	1.278	2.608	130	1.854	4.762	1.538	2.817
48	⊙	□	A	-X'	+0.3Y'	-	J12	1.278	2.608	130	1.854	4.762	1.538	2.817
49	⊙	□	A	-X'	+0.3Y'	-	J39	1.278	2.608	130	1.833	4.554	1.500	2.717
50	⊙	□	A	-X'	+0.3Y'	-	J62	1.278	2.608	130	1.833	4.554	1.500	2.717
51	⊙	□	A	-X'	-0.3Y'	+	L1	1.278	2.608	130	1.750	4.069	1.423	2.367
52	⊙	□	A	-X'	-0.3Y'	+	J3	1.278	2.608	130	1.771	4.168	1.423	2.367
53	⊙	□	A	-X'	-0.3Y'	+	J12	1.278	2.608	130	1.771	4.168	1.423	2.367
54	⊙	□	A	-X'	-0.3Y'	+	J39	1.278	2.608	130	1.729	3.980	1.423	2.367
55	⊙	□	A	-X'	-0.3Y'	+	J62	1.278	2.608	130	1.729	3.980	1.423	2.367
56	⊙	□	A	-X'	-0.3Y'	-	L1	1.278	2.608	130	1.833	4.554	1.500	2.633
57	⊙	□	A	-X'	-0.3Y'	-	J3	1.278	2.608	130	1.833	4.554	1.500	2.717
58	⊙	□	A	-X'	-0.3Y'	-	J12	1.278	2.608	130	1.833	4.554	1.500	2.717
59	⊙	□	A	-X'	-0.3Y'	-	J39	1.278	2.608	130	1.812	4.455	1.500	2.633
60	⊙	□	A	-X'	-0.3Y'	-	J62	1.278	2.608	130	1.812	4.455	1.500	2.633
61	⊙	□	A	-Y'	+0.3X'	+	L1	1.022	1.103	55	1.094	1.208	0.885	0.783
62	⊙	□	A	-Y'	+0.3X'	+	J3	1.013	1.038	52	1.094	1.208	0.885	0.783
63	⊙	□	A	-Y'	+0.3X'	+	J12	1.045	1.194	60	1.094	1.208	0.885	0.733
64	⊙	□	A	-Y'	+0.3X'	+	J39	1.045	1.194	60	1.094	1.208	0.885	0.733
65	⊙	□	A	-Y'	+0.3X'	+	J62	1.013	1.038	52	1.094	1.208	0.885	0.783
66	⊙	□	A	-Y'	+0.3X'	-	L1	1.148	1.694	85	1.094	1.208	0.885	0.783
67	⊙	□	A	-Y'	+0.3X'	-	J3	1.175	1.878	94	1.094	1.208	0.885	0.783
68	⊙	□	A	-Y'	+0.3X'	-	J12	1.121	1.551	78	1.094	1.208	0.885	0.783
69	⊙	□	A	-Y'	+0.3X'	-	J39	1.121	1.551	78	1.094	1.208	0.885	0.783
70	⊙	□	A	-Y'	+0.3X'	-	J62	1.175	1.878	94	1.094	1.208	0.885	0.783
71	⊙	□	A	-Y'	-0.3X'	+	L1	0.973	0.907	45	1.042	1.129	0.885	0.733
72	⊙	□	A	-Y'	-0.3X'	+	J3	0.946	0.822	41	1.042	1.129	0.885	0.733
73	⊙	□	A	-Y'	-0.3X'	+	J12	1.000	1.018	51	1.042	1.129	0.885	0.733

74	⊙	□	A	-Y'	-0.3X'	+	J39	1.000	1.018	51	1.042	1.129	0.885	0.733
75	⊙	□	A	-Y'	-0.3X'	+	J62	0.946	0.822	41	1.042	1.129	0.885	0.733
76	⊙	□	A	-Y'	-0.3X'	-	L1	1.022	1.081	54	1.083	1.168	0.885	0.733
77	⊙	□	A	-Y'	-0.3X'	-	J3	1.013	1.059	53	1.083	1.168	0.885	0.733
78	⊙	□	A	-Y'	-0.3X'	-	J12	1.022	1.103	55	1.083	1.168	0.885	0.733
79	⊙	□	A	-Y'	-0.3X'	-	J39	1.022	1.103	55	1.083	1.168	0.885	0.733
80	⊙	□	A	-Y'	-0.3X'	-	J62	1.013	1.059	53	1.083	1.168	0.885	0.733
81	⊙	□	E	+X'	+0.3Y'	+	L1	1.278	2.608	130	1.646	3.455	1.346	2.100
82	⊙	□	E	+X'	+0.3Y'	+	J3	1.278	2.608	130	1.646	3.455	1.346	2.100
83	⊙	□	E	+X'	+0.3Y'	+	J12	1.278	2.608	130	1.646	3.455	1.346	2.100
84	⊙	□	E	+X'	+0.3Y'	+	J39	1.278	2.608	130	1.646	3.455	1.333	2.033
85	⊙	□	E	+X'	+0.3Y'	+	J62	1.278	2.608	130	1.646	3.455	1.333	2.033
86	⊙	□	E	+X'	+0.3Y'	-	L1	1.233	2.214	111	1.688	3.713	1.385	2.233
87	⊙	□	E	+X'	+0.3Y'	-	J3	1.139	1.644	82	1.729	3.891	1.385	2.233
88	⊙	□	E	+X'	+0.3Y'	-	J12	1.139	1.644	82	1.729	3.891	1.385	2.233
89	⊙	□	E	+X'	+0.3Y'	-	J39	1.278	2.608	130	1.688	3.624	1.385	2.167
90	⊙	□	E	+X'	+0.3Y'	-	J62	1.278	2.608	130	1.688	3.624	1.385	2.167
91	⊙	□	E	+X'	-0.3Y'	+	L1	1.278	2.608	130	1.854	4.762	1.538	2.817
92	⊙	□	E	+X'	-0.3Y'	+	J3	1.278	2.608	130	1.854	4.762	1.538	2.817
93	⊙	□	E	+X'	-0.3Y'	+	J12	1.278	2.608	130	1.854	4.762	1.538	2.817
94	⊙	□	E	+X'	-0.3Y'	+	J39	1.278	2.608	130	1.906	4.990	1.564	2.900
95	⊙	□	E	+X'	-0.3Y'	+	J62	1.278	2.608	130	1.906	4.990	1.564	2.900
96	⊙	□	E	+X'	-0.3Y'	-	L1	1.278	2.608	130	1.833	4.554	1.500	2.633
97	⊙	□	E	+X'	-0.3Y'	-	J3	1.278	2.608	130	1.854	4.653	1.500	2.633
98	⊙	□	E	+X'	-0.3Y'	-	J12	1.278	2.608	130	1.854	4.653	1.500	2.633
99	⊙	□	E	+X'	-0.3Y'	-	J39	1.278	2.608	130	1.833	4.554	1.500	2.633
100	⊙	□	E	+X'	-0.3Y'	-	J62	1.278	2.608	130	1.833	4.554	1.500	2.633
101	⊙	□	E	+Y'	+0.3X'	+	L1	1.013	1.038	52	1.083	1.168	0.885	0.733
102	⊙	□	E	+Y'	+0.3X'	+	J3	0.987	0.943	47	1.083	1.168	0.885	0.733
103	⊙	□	E	+Y'	+0.3X'	+	J12	1.036	1.148	57	1.083	1.168	0.885	0.733
104	⊙	□	E	+Y'	+0.3X'	+	J39	1.036	1.148	57	1.083	1.168	0.885	0.733
105	⊙	□	E	+Y'	+0.3X'	+	J62	0.987	0.943	47	1.083	1.168	0.885	0.733
106	⊙	□	E	+Y'	+0.3X'	-	L1	0.987	0.943	47	1.042	1.129	0.872	0.700
107	⊙	□	E	+Y'	+0.3X'	-	J3	0.951	0.856	43	1.042	1.129	0.872	0.700
108	⊙	□	E	+Y'	+0.3X'	-	J12	1.022	1.103	55	1.042	1.129	0.872	0.700
109	⊙	☑	E	+Y'	+0.3X'	-	J39	1.022	1.103	55	1.042	1.129	0.872	0.700

110		<input type="checkbox"/>	E	+Y'	+0.3X'	-	J62	0.951	0.856	43	1.042	1.129	0.872	0.700
111		<input type="checkbox"/>	E	+Y'	-0.3X'	+	L1	0.910	0.741	37	0.958	0.901	0.769	0.567
112		<input type="checkbox"/>	E	+Y'	-0.3X'	+	J3	0.924	0.772	39	0.958	0.901	0.769	0.567
113		<input checked="" type="checkbox"/>	E	+Y'	-0.3X'	+	J12	0.906	0.710	36	0.958	0.901	0.769	0.567
114		<input type="checkbox"/>	E	+Y'	-0.3X'	+	J39	0.906	0.710	36	0.958	0.901	0.769	0.567
115		<input type="checkbox"/>	E	+Y'	-0.3X'	+	J62	0.924	0.772	39	0.958	0.901	0.769	0.567
116		<input type="checkbox"/>	E	+Y'	-0.3X'	-	L1	1.013	1.059	53	1.083	1.168	0.885	0.733
117		<input type="checkbox"/>	E	+Y'	-0.3X'	-	J3	0.991	0.962	48	1.083	1.168	0.885	0.733
118		<input type="checkbox"/>	E	+Y'	-0.3X'	-	J12	1.045	1.171	59	1.083	1.168	0.885	0.733
119		<input type="checkbox"/>	E	+Y'	-0.3X'	-	J39	1.045	1.171	59	1.083	1.168	0.885	0.733
120		<input type="checkbox"/>	E	+Y'	-0.3X'	-	J62	0.991	0.962	48	1.083	1.168	0.885	0.733
121		<input type="checkbox"/>	E	-X'	+0.3Y'	+	L1	1.278	2.608	130	1.812	4.356	1.462	2.550
122		<input type="checkbox"/>	E	-X'	+0.3Y'	+	J3	1.278	2.608	130	1.833	4.554	1.462	2.550
123		<input type="checkbox"/>	E	-X'	+0.3Y'	+	J12	1.278	2.608	130	1.833	4.554	1.462	2.550
124		<input type="checkbox"/>	E	-X'	+0.3Y'	+	J39	1.278	2.608	130	1.812	4.356	1.462	2.550
125		<input type="checkbox"/>	E	-X'	+0.3Y'	+	J62	1.278	2.608	130	1.812	4.356	1.462	2.550
126		<input type="checkbox"/>	E	-X'	+0.3Y'	-	L1	1.278	2.608	130	1.750	4.069	1.436	2.450
127		<input type="checkbox"/>	E	-X'	+0.3Y'	-	J3	1.278	2.608	130	1.771	4.168	1.436	2.450
128		<input type="checkbox"/>	E	-X'	+0.3Y'	-	J12	1.278	2.608	130	1.771	4.168	1.436	2.450
129		<input type="checkbox"/>	E	-X'	+0.3Y'	-	J39	1.278	2.608	130	1.729	3.980	1.423	2.367
130		<input type="checkbox"/>	E	-X'	+0.3Y'	-	J62	1.278	2.608	130	1.729	3.980	1.423	2.367
131		<input type="checkbox"/>	E	-X'	-0.3Y'	+	L1	1.278	2.608	130	1.854	4.762	1.538	2.817
132		<input type="checkbox"/>	E	-X'	-0.3Y'	+	J3	1.278	2.608	130	1.875	4.871	1.538	2.817
133		<input type="checkbox"/>	E	-X'	-0.3Y'	+	J12	1.278	2.608	130	1.875	4.871	1.538	2.817
134		<input type="checkbox"/>	E	-X'	-0.3Y'	+	J39	1.278	2.608	130	1.854	4.653	1.538	2.817
135		<input type="checkbox"/>	E	-X'	-0.3Y'	+	J62	1.278	2.608	130	1.854	4.653	1.538	2.817
136		<input type="checkbox"/>	E	-X'	-0.3Y'	-	L1	1.278	2.608	130	1.875	4.871	1.564	2.900
137		<input type="checkbox"/>	E	-X'	-0.3Y'	-	J3	1.278	2.608	130	1.875	4.871	1.564	2.900
138		<input type="checkbox"/>	E	-X'	-0.3Y'	-	J12	1.278	2.608	130	1.875	4.871	1.564	2.900
139		<input type="checkbox"/>	E	-X'	-0.3Y'	-	J39	1.278	2.588	129	1.854	4.762	1.538	2.817
140		<input type="checkbox"/>	E	-X'	-0.3Y'	-	J62	1.278	2.588	129	1.854	4.762	1.538	2.817
141		<input type="checkbox"/>	E	-Y'	+0.3X'	+	L1	1.022	1.103	55	1.094	1.208	0.885	0.783
142		<input type="checkbox"/>	E	-Y'	+0.3X'	+	J3	1.000	1.018	51	1.094	1.208	0.885	0.783
143		<input type="checkbox"/>	E	-Y'	+0.3X'	+	J12	1.045	1.194	60	1.094	1.208	0.885	0.733
144		<input type="checkbox"/>	E	-Y'	+0.3X'	+	J39	1.045	1.194	60	1.094	1.208	0.885	0.733
145		<input type="checkbox"/>	E	-Y'	+0.3X'	+	J62	1.000	1.018	51	1.094	1.208	0.885	0.783
146		<input type="checkbox"/>	E	-Y'	+0.3X'	-	L1	1.157	1.724	86	1.094	1.208	0.885	0.783
147		<input type="checkbox"/>	E	-Y'	+0.3X'	-	J3	1.179	1.847	92	1.094	1.208	0.885	0.783
148		<input type="checkbox"/>	E	-Y'	+0.3X'	-	J12	1.135	1.635	82	1.094	1.208	0.885	0.783
149		<input type="checkbox"/>	E	-Y'	+0.3X'	-	J39	1.135	1.635	82	1.094	1.208	0.885	0.783
150		<input type="checkbox"/>	E	-Y'	+0.3X'	-	J62	1.179	1.847	92	1.094	1.208	0.885	0.783
151		<input type="checkbox"/>	E	-Y'	-0.3X'	+	L1	0.987	0.943	47	1.042	1.129	0.872	0.700
152		<input type="checkbox"/>	E	-Y'	-0.3X'	+	J3	0.951	0.856	43	1.042	1.129	0.872	0.700
153		<input type="checkbox"/>	E	-Y'	-0.3X'	+	J12	1.022	1.081	54	1.042	1.129	0.872	0.700
154		<input type="checkbox"/>	E	-Y'	-0.3X'	+	J39	1.022	1.081	54	1.042	1.129	0.872	0.700
155		<input type="checkbox"/>	E	-Y'	-0.3X'	+	J62	0.951	0.856	43	1.042	1.129	0.872	0.700
156		<input type="checkbox"/>	E	-Y'	-0.3X'	-	L1	1.036	1.125	56	1.083	1.168	0.885	0.733
157		<input type="checkbox"/>	E	-Y'	-0.3X'	-	J3	1.022	1.103	55	1.083	1.168	0.885	0.733
158		<input type="checkbox"/>	E	-Y'	-0.3X'	-	J12	1.036	1.125	56	1.083	1.168	0.885	0.733
159		<input type="checkbox"/>	E	-Y'	-0.3X'	-	J39	1.036	1.125	56	1.083	1.168	0.885	0.733
160		<input type="checkbox"/>	E	-Y'	-0.3X'	-	J62	1.022	1.103	55	1.083	1.168	0.885	0.733

4.5 Verifiche locali

4.5.1. Verifica della correa di copertura del corpo palestra

Si riportano gli involuppi (SLU-SLV) delle sollecitazioni agenti sulla correa in c.a. della copertura del corpo palestra. Le azioni dimensionanti sono relative alle condizioni sismiche (SLV). A scopo cautelativo, per il dimensionamento della correa sollecitata da azioni nel piano orizzontale, il modello globale del fabbricato è stato modificato assumendo tutti i piani deformabili.

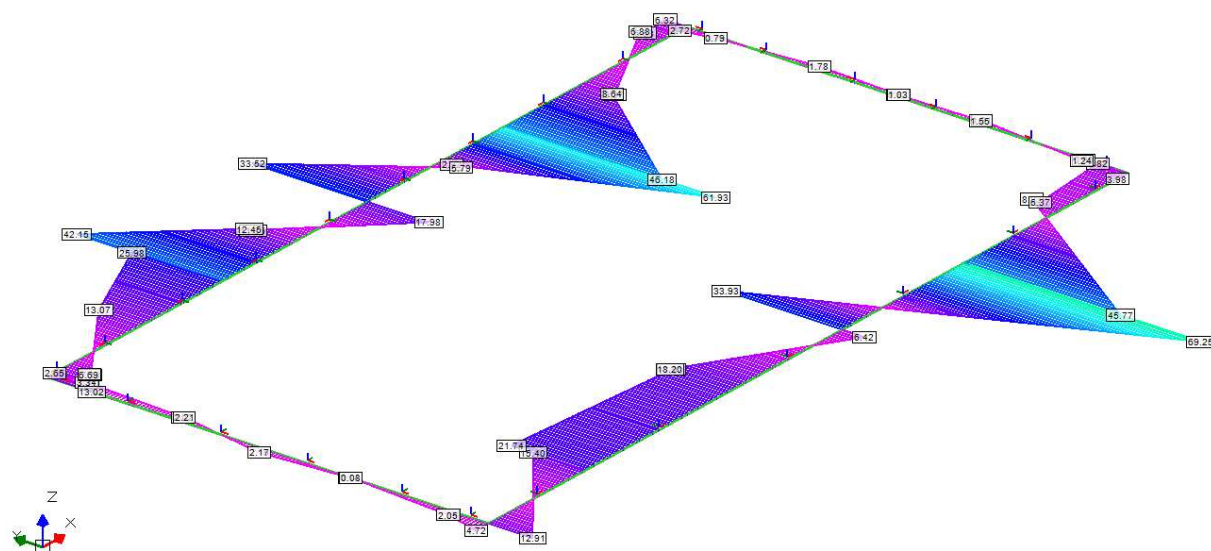


Fig. 9 – Involuppo momento flettente M_z

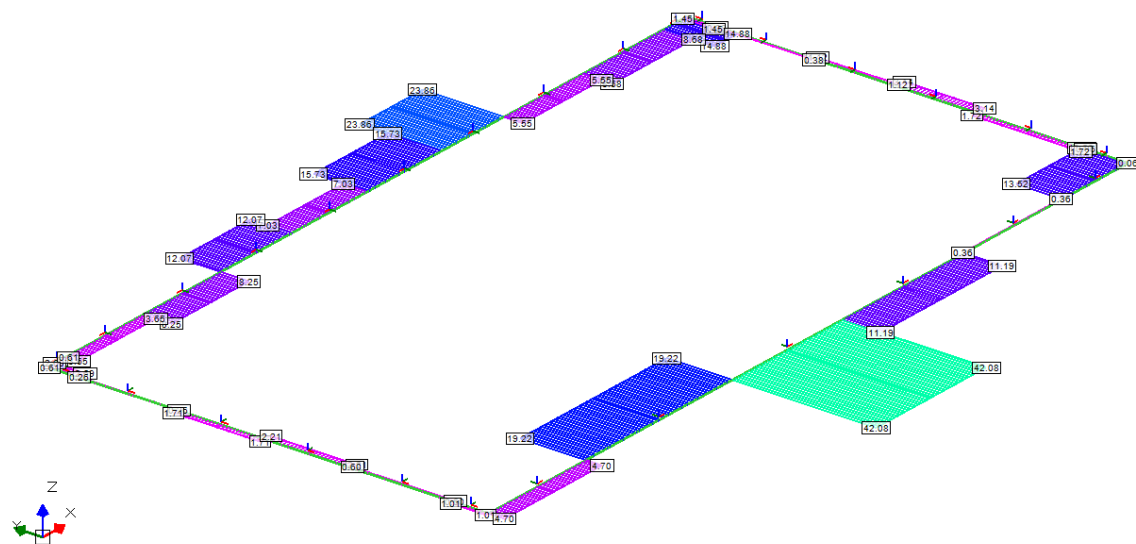


Fig. 10 – Involuppo azione tagliante V_y

Sezione 30x(h)25 cm.

Armatura inferiore 3 ϕ 20 mm

Armatura superiore 3 ϕ 20 mm

Staffe ϕ 10 mm passo 20 cm

Verifica a flessione

Titolo : _____

N° Vertici **Zoom** **N° barre** **Zoom**

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	30	0
3	30	25
4	0	25

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	3.14	5	5
2	3.14	25	5
3	3.14	5	20
4	3.14	25	20
5	3.14	15	5
6	3.14	15	20

Tipologia Sezione
☐ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☒ Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. ☒ Metodo n ☐

N° Ed **0** kN
M_{Ed} **0** kNm
M_{yEd} **0**

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN yN

Tipologia rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
B450C **C25/30**
 ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200,000 N/mm² f_{cd} 14.17 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 9.75 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.6
 τ_{c1} 1.829

M_{xRd} kN m
M_{yRd} kN m
 σ_c -14.17 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 5.561 ‰
d 25 cm
x 9.657 **x/d** 0.3863
 δ 0.9228

Metodo di calcolo
☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☒ Metodo n

Tipologia flessione
☒ Retta ☐ Deviala

N° rett.
Calcola MRd **Dominio Mx-My**

angolo asse neutro θ°

☐ Precompresso

$$M_{Ed} = 69.25 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} = 76.19 \text{ kNm}$$

$F_s = 1.10$ La verifica a flessione è soddisfatta.

Verifica a taglio

Diametro delle staffe	ϕ_w	10	[mm]
Numero di braccia	n_b	2	[-]
Passo delle staffe	s	200	[mm]
Inclinazione tra il puntone compresso e l'asse della trave	θ	45	[°]
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	α	90	[°]
Area della sezione trasversale dell'armatura a taglio	A_{sw}	157	[mm²]
Braccio della coppia interna	z	243	[mm]
Cotangente di θ	$\cot\theta$	1.00	[-]
Cotangente di α	$\cot\alpha$	0.00	[-]
Seno di α	$\sin\alpha$	1.00	[-]
Resistenza offerta dall'armatura a taglio (meccanismo taglio - trazione)	V_{Rsd}	74.68	[kN]
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima	f'_{cd}	7.08	[MPa]
Resistenza offerta dai puntoni (meccanismo taglio - compressione)	V_{Rcd}	215.16	[kN]
Massima area efficace di armatura a taglio per $\cot\theta = 1$	$A_{sw,max}$	543.06	[mm²]
Resistenza a taglio della sezione armata trasversalmente	V_{Rd}	74.68	[kN]

$$V_{Ed} = 42.08 \text{ kN}$$

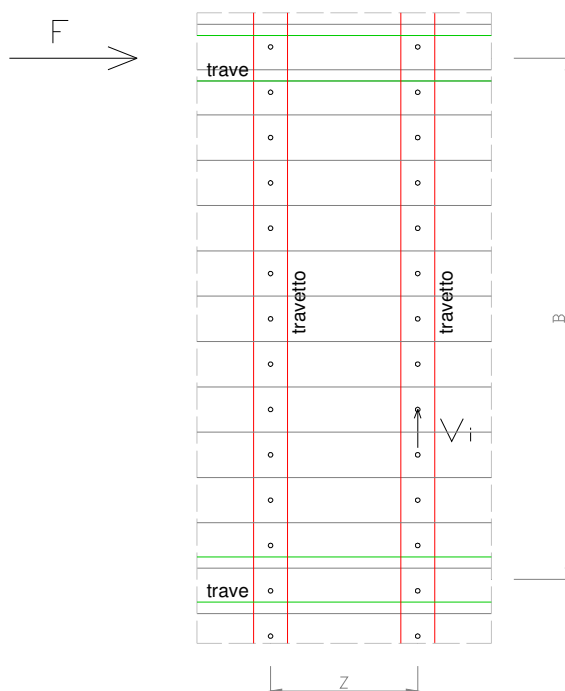
$$V_{Rd} = 74.68 \text{ kN}$$

$F_s = 1.77$ La verifica a taglio è soddisfatta.

4.5.2. Verifica rigidezza assito copertura lignea

Si verifica il piano in assito e pannello OSB (spessore 2+2cm) e i relativi fissaggi ai travetti di falda.

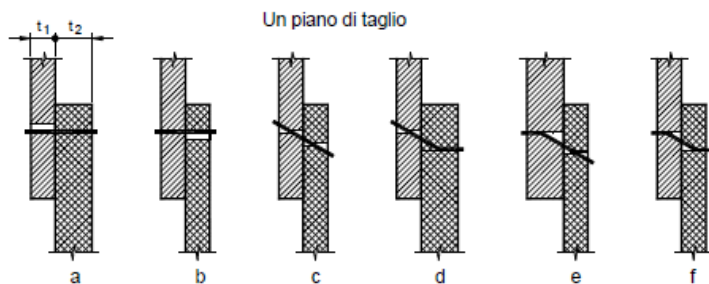
Data l'azione sismica competente si determina il taglio agente sul singolo fissaggio ai fini della verifica della connessione.



$$V_i = \frac{F \cdot B}{n \cdot Z}$$

0.223 ag/g	Sd	da analisi dinamica		
1.20 kN/m ²	W			
2.50 m	B			
0.62 m	Z			
0.42 kN	F			
12 ---	n			
0.14 kN	V _i	taglio sulla singola connessione		

Per la verifica si adottano n.1 chiodi tipo Anker LBA 4x75 mm (o similari) in corrispondenza di ogni nodo travetto – assito a congiungere travetto – 1° strato (assito sp.2cm) – 2° strato (pannello OSB sp.2cm).



Caratteristiche dei materiali: LEGNO TRAVE			
Tipo di legno : C24-D30 UNI 11035-2: 2010			
LEGNO 1	LEGNO 2		
25	30	$f_{m,g,k}$	N/mm ² Resistenza a flessione
15	18	$f_{t,0,g,k}$	N/mm ² Resistenza a trazione in direzione parallela alla fibratura
0.4	0.6	$f_{t,90,g,k}$	N/mm ² Resistenza a trazione in direzione ortogonale alla fibratura
21	24	$f_{c,0,g,k}$	N/mm ² Resistenza a compressione in direzione parallela alla fibratura
2.6	5.3	$f_{c,90,g,k}$	N/mm ² Resistenza a compressione in direzione ortogonale alla fibratura
4	3.9	$f_{v,g,k}$	N/mm ² Resistenza a taglio
11800	11000	$E_{0,g,mean}$	N/mm ² Modulo di elasticità medio per direzione parallela alla fibratura
7900	9200	$E_{0,g,05}$	N/mm ² Modulo di elasticità al frattile 5% per direzione parallela alla fibratura
390	730	$E_{90,g,mean}$	N/mm ² Modulo di elasticità medio per direzione ortogonale alla fibratura
740	690	$G_{g,mean}$	N/mm ² Modulo di taglio medio
450	640	$\rho_{g,k}$	daN/m ³ Massa volumica
Classe di servizio: 2 (umidità del materiale corrispondente a 20°C e UR aria > 85% per poche settimane l'anno)			
0.60	k_{mod}	coefficiente correttivo della resistenza per carichi <i>permanenti</i> (Tabella 4.4.IV)	
0.70	k_{mod}	coefficiente correttivo della resistenza per carichi <i>di lunga durata</i> (Tabella 4.4.IV)	
0.80	k_{mod}	coefficiente correttivo della resistenza per carichi <i>di media durata</i> (Tabella 4.4.IV)	
0.90	k_{mod}	coefficiente correttivo della resistenza per carichi <i>di breve durata</i> (Tabella 4.4.IV)	
1.00	k_{mod}	coefficiente correttivo della resistenza per carichi <i>di durata istantanea</i> (Tabella 4.4.IV)	
0.80	k_{def}	coefficiente correttivo (Tabella 4.4.V) della deformazione per viscosità ed umidità	
<u>Caratteristiche della sezione resistente</u>			
0.12	m	b	larghezza di base
0.02	m	h (t ₁)	altezza
<u>Caratteristiche dei materiali: ACCIAIO VITONE</u>			
600.00	f_{yb}	N/mm ²	tensione di snervamento
800.00	f_{tb}	N/mm ²	tensione di rottura
1.25	---	γ_{M2}	(Tabella 4.2.XII DM 14/01/08)
<u>Azioni caratteristiche</u>			
14.00	daN	N	Azione di taglio sulla connessione
<u>Caratteristiche geometriche del vitone</u>			
55.00	mm	l	lunghezza vitone
20.00	mm	s	spessore pacchetto compreso
35.00	mm	p (t ₂)	profondità inserimento vitone
4.00	mm	ϕ	diametro vitone
4.00	mm	$d_{nucleofilett}$	diametro nucleo filettatura
4.00	mm	d_{eff}	diametro efficace, vedi CNR DT 206/2007 par. 7.8.7.1
20.00	mm	L	lunghezza libera a sbalzo del vitone, assunta pari a s
12.57	mm ²	A_{eff}	
<u>Caratteristiche geometriche del supporto</u>			
0.15	m	sp ₂	spessore legno supporto

COMBINAZIONE FONDAMENTALE SLU [2.5.1.]									
$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_Q \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$									
1.00	---	γ_Q							
14.00	daN	N_d							
1) Verifiche a taglio e flessione del vitone									
14.00	daN	V_d	azione di taglio sul vitone						
0.28	daNm	M_d	azione flettente sul vitone						
0.88	daNm	$M_{y,Rk}$	Momento caratteristico di snervamento vite (CNR DT 206/2007 formula 7.30)						
0.71	daNm	$M_{y,Rd}$	Momento resistente di snervamento vite (CNR DT 206/2007 formula 7.30)						
Il vitone raggiunge lo snervamento per flessione									
In tale configurazione il vitone viene verificato quindi solo a taglio									
402.12	daN	$F_{v,Rd}$	(formula 4.2.58 DM 14/01/08)						
28.72	F.S.	Verifica soddisfatta							
2) Verifica a rifollamento									
<u>Resistenza a rifollamento (CNR DT 206/2007 par. 7.8.5.1.2)</u>									
35.42	$f_{h,1,k}$	50.38	$f_{h,2,k}$	N/mm ²	resistenza caratteristica a rifollamento per $\alpha = 0$				
1.41	k_{90}	1.41	k_{90}		legno di conifere massiccio e lamellare				
0.00	α	0.00	α	°	angolo				
0.00	α	0.00	α	rad	angolo				
35.42	$f_{h,1,\alpha,k}$	50.38	$f_{h,2,\alpha,k}$	N/mm ²					
<u>Unione ad un piano di taglio (CNR DT 206/2007 par. 7.8.2.2)</u>									
283.39	daN	$F_{v,Rk}$	espressione a)		1.42	---	β		
705.33	daN	$F_{v,Rk}$	espressione b)		0.00	daN	$F_{ax,Rk}$		
222.07	daN	$F_{v,Rk}$	espressione c)						
150.20	daN	$F_{v,Rk}$	espressione d)						
254.77	daN	$F_{v,Rk}$	espressione e)						
197.05	daN	$F_{v,Rk}$	espressione f)						
150.20	daN	$F_{v,Rk}$	min (a,b,c,d,e,f.)						
<u>Verifica</u>									
1.25	---	γ_M	(Tabella 16.1 CNR DT 206/2007)						
0.90	---	k_{mod}	(Tabella 16.2 CNR DT 206/2007)						
108.14	daN	$F_{v,Rd}$							
7.72	F.S.	Verifica soddisfatta							
3) Verifica ad estrazione del vitone									
Il calcolo è condotto verificando che la profondità di infissione nel trave sia maggiore di 6 diametri.									
35.00	mm	>	24 mm	Verifica soddisfatta					

5 VERIFICA DELLA COPERTURA LIGNEA

Nel presente capitolo si riportano le verifiche strutturali degli elementi principali in legno massello (classe di resistenza D30) costituenti la nuova copertura in progetto.

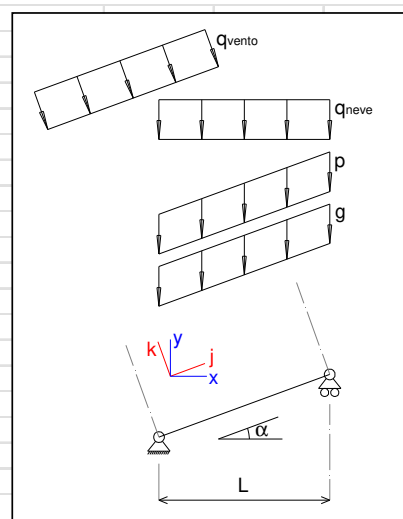
Tali elementi sono stati sottoposti anche alle verifiche al fuoco per garantire una resistenza delle strutture di copertura in caso di incendio pari a **R60**.

Trattandosi di elementi in legno massello a sezione rettangolare squadrata, ai fini del calcolo la sezione nominale grezza viene considerata ridotta di 1cm per lato.

5.1 Travetti 12x15cm

I travetti di copertura, disposti ad interasse pari a 62cm, sono caratterizzati da una sezione rettangolare di dimensioni grezze pari a 12x(h)15cm. Si riporta il dimensionamento degli elementi in oggetto, per i quali, alla luce delle ridotte dimensioni della sezione, risultano dimensionanti le verifiche al fuoco.

Schema di calcolo: trave in semplice appoggio con carichi uniformemente distribuiti			
<u>Sovraccarichi e geometria</u>			
0.00	daN/mq	p	G1 - Sovraccarico permanente
100.00	daN/mq	g	G2 - Sovraccarico permanente non strutturale
120.00	daN/mq	q _{neve}	Q1 - Sovraccarico variabile (neve)
30.00	daN/mq	q _{vento}	Q2 - Sovraccarico variabile (vento)
2.30	m	L	Luce di calcolo campata
0.62	m	i	Interasse di carico
35.00%			Pendenza travetto
19.29	α ang. d'inclinaz. (gradi)	0.3367 (radianti)	
si deducono i seguenti valori caratteristici dei sovraccarichi			
caratteristici riferiti alla proiezione orizzontale:			
0.00	daN/m	G _{1,k,perm}	
65.69	daN/m	G _{2,k,perm}	
74.40	daN/m	Q _{k,neve}	
20.88	daN/m	Q _{k,vento}	
<u>Caratteristiche dei materiali</u>			
Tipo di legno : massello D30 (UNI EN 338:2016)			
300	f _{m,q,k}	daN/cm ²	Resistenza a flessione
180	f _{t,0,q,k}	daN/cm ²	Resistenza a trazione in direzione parallela alla fibratura
6	f _{t,90,q,k}	daN/cm ²	Resistenza a trazione in direzione ortogonale alla fibratura
240	f _{c,0,q,k}	daN/cm ²	Resistenza a compressione in direzione parallela alla fibratura
53	f _{c,90,q,k}	daN/cm ²	Resistenza a compressione in direzione ortogonale alla fibratura
39	f _{v,q,k}	daN/cm ²	Resistenza a taglio
110000	E _{0,q,mean}	daN/cm ²	Modulo di elasticità medio per direzione parallela alla fibratura
92000	E _{0,q,05}	daN/cm ²	Modulo di elasticità al frattile 5% per direzione parallela alla fibratura
7300	E _{90,q,mean}	daN/cm ²	Modulo di elasticità medio per direzione ortogonale alla fibratura
6900	G _{q,mean}	daN/cm ²	Modulo di taglio medio
640	ρ _{a,k}	daN/m ³	Massa volumica
Classe di servizio: 1 (umidità del materiale corrispondente a 20°C e UR aria > 65% per poche settimane l'anno)			
0.60	k _{mod}		coefficiente correttivo della resistenza per carichi <i>permanenti</i> (Tabella 4.4.IV)
0.70	k _{mod}		coefficiente correttivo della resistenza per carichi <i>di lunga durata</i> (Tabella 4.4.IV)
0.80	k _{mod}		coefficiente correttivo della resistenza per carichi <i>di media durata</i> (Tabella 4.4.IV)
0.90	k _{mod}		coefficiente correttivo della resistenza per carichi <i>di breve durata</i> (Tabella 4.4.IV)
1.10	k _{mod}		coefficiente correttivo della resistenza per carichi <i>di durata istantanea</i> (Tabella 4.4.IV)
0.60	k _{def}		coefficiente correttivo (Tabella 4.4.V) della deformazione per viscosità ed umidità



Caratteristiche della sezione resistente (nominale circoscritta)								
0.11	m	b	larghezza di base					
0.14	m	h	altezza					
0.0154	m²	A	Area					
2.5153E-05	m⁴	J	Momento d'inerzia					
1.00	---	k1	A _{eff} = k1 x A					
1.00	---	k2	J _{eff} = k2 x J					
0.0154	m²	A _{eff}	Area efficace					
2.5153E-05	m⁴	J _{eff}	Momento d'inerzia efficace					
3.5933E-04	m³	W _{eff}	Modulo di resistenza efficace					
9.86	daN/m	G _{k,dp}	peso proprio al metro lineare					
Verifica allo stato limite ultimo								
1.50	γ _m		(Tabella 4.4.III)					
COMBINAZIONE FONDAMENTALE SLU [2.5.1.]								
$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$								
- Combinazione SLU 1: solo permanenti								
Calcolo del carico uniformemente distribuito lineare q _{sd} y lungo la direzione -y in combinazione SLU								
	[daN/m]	γ	ψ ₀	q _{sd}				
p	9.86	1.30	1.00	12.81				
g	65.69	1.50	1.00	98.53				
				q_{sd} = 111.34	daN/m			
FLESSIONE								
73.63	daNm	M _{d1}	(M _{max} positivo in campata)					
Risultando:								
20.49	daN/cm²	σ _{d1}	<	120.00 daN/cm²	f _{m,d,1}	Resistenza di progetto	F.S.	5.9
la sezione è	Verificata							
TAGLIO								
128.05	daN	T _{max,1}	(T _{max} sull'appoggio)					
Risultando:								
1.25	daN/cm²	τ _{v,d,1}	<	15.60 daN/cm²	f _{v,d,1}	Resistenza di progetto	F.S.	12.5
la sezione è	Verificata							
- Combinazione SLU 2: carico neve come sovraccarico variabile principale								
Calcolo del carico uniformemente distribuito lineare q _{sd} y lungo la direzione -y in combinazione SLU								
	[daN/m]	γ	ψ ₀	q _{sd}				
g	9.86	1.30	1.00	12.81				
p	65.69	1.50	1.00	98.53				
q _{neve}	74.40	1.50	1.00	111.60				
q _{vento}	20.88	1.50	0.60	18.79				
				q_{sd} = 241.74	daN/m			
FLESSIONE								
159.85	daNm	M _{d1}	(M _{max} positivo in campata)					
Risultando:								
44.48	daN/cm²	σ _{d1}	<	160.00 daN/cm²	f _{m,d,1}	Resistenza di progetto	F.S.	3.6
la sezione è	Verificata							
TAGLIO								
278.00	daN	T _{max,1}	(T _{max} sull'appoggio)					
Risultando:								
2.71	daN/cm²	τ _{v,d,1}	<	20.80 daN/cm²	f _{v,d,1}	Resistenza di progetto	F.S.	7.7
la sezione è	Verificata							

Verifica allo stato limite d'esercizio

COMBINAZIONE RARA SLE [2.5.2.]

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione SLE 1

Calcolo del carico uniformemente distribuito lineare q_{sd} lungo la **direzione -y** in combinazione SLU

	[daN/m]	γ	ψ_0	Q_{sd}
g	9.86	1.00	1.00	9.86
p	65.69	1.00	1.00	65.69
q_{neve}	74.40	1.00	1.00	74.40
q_{vento}	20.88	1.00	0.60	12.53
$q_{sd}^y =$				162.47 daN/m

Calcolo freccia istantanea in comb. rara

0.21	cm	$u_{ist,acc,fless}$					
0.01	cm	$u_{ist,acc,taglio}$					
0.23	cm	$u_{ist,acc}$	= L /	1017	<	L /	300

Verifica con F.S. 3.4

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE SLE [2.5.4.]

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione SLE 1

	[daN/m]	γ	ψ_2	Q_{sd}
g	9.86	1.00	1.00	9.86
p	65.69	1.00	1.00	65.69
q_{neve}	74.40	1.00	0.00	0.00
q_{vento}	20.88	1.00	0.00	0.00
$q_{sd}^y =$				75.54 daN/m

Calcolo freccia istantanea da comb. quasi perm.

0.10	cm	$u_{ist,perm,fless}$					
0.01	cm	$u_{ist,perm,taglio}$					
0.11	cm	$u_{ist,perm}$					

Freccia finale da comb. quasi perm.

0.17 cm u_{fin}

Freccia istantanea da carichi accidentali (aliquota mancante del var. princ. tra comb. rara e comb. quasi perm., vedi CNR-DT 206/2007)

0.10	cm	$u_{ist,acc,fless}$					
0.01	cm	$u_{ist,acc,taglio}$					
0.10	cm	$u_{ist,acc}$					

Freccia finale secondo CNR-DT 206/2007

0.27	cm	u'_{fin}	= L /	846	<	L /	200
------	----	------------	-------	-----	---	-----	-----

Verifica con F.S. 4.2

Per quanto riguarda le **verifiche al fuoco** si ha invece:

Caratteristiche della sezione resistente (nominale circoscritta)

110	mm	b	larghezza di base
140	mm	h	altezza
1.5400E+04	mm ²	A	Area
2.5153E+07	mm ⁴	J	Momento d'inerzia
9.86	daN/m	$G_{k,DD}$	peso proprio al metro lineare

Caratteristiche della sezione residua

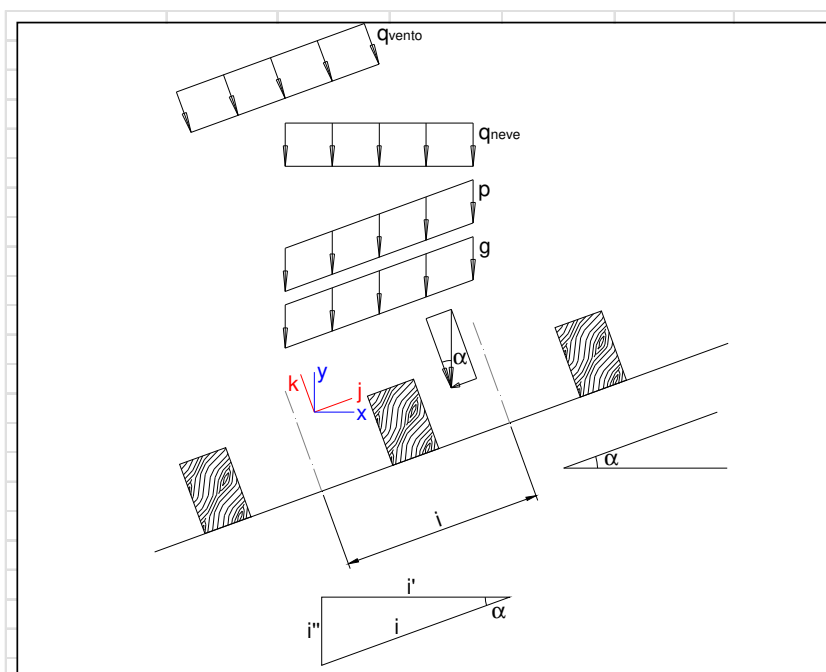
0.55	mm/min	β_n	velocità di carbonizzazione convenzionale
60	min	t	tempo di esposizione al fuoco
33.00	mm	$d_{char,n}$	profondità di carbonizzazione convenzionale
1.00	---	k_0	($t \geq 20min$)
7.00	mm	d_0	
40.00	mm	$d_{eff} = d_{char,n} + k_0 \times d_0$	
30.00	mm	$b_{eff} = b - 2 d_{eff}$	
60.00	mm	$h_{eff} = h - 2 d_{eff}$	
1.8000E+03	mm ²	A_{eff}	
1.8000E+04	mm ³	W_{eff}	
5.4000E+05	mm ⁴	J_{eff}	

Verifica allo stato limite ultimo									
1.00	$\gamma_{M,fi}$								
1.00	$k_{mod,fi}$								
1.25	k_{fi}								
1.25	$k_{mod,fi} \cdot k_{fi} / \gamma_{M,fi}$								
COMBINAZIONE ECCEZIONALE SLU [2.5.6.]									
$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$									
Calcolo del carico uniformemente distribuito lineare q_{sd}^y lungo la direzione -y in combinazione SLU									
	[daN/m]	γ	ψ_0	q_{sd}					
pp	9.86	1.00	1.00	9.86					
g_1	0.00	1.00	1.00	0.00					
g_2	62.00	1.00	1.00	62.00					
q	93.00	1.00	0.00	0.00					
				$q_{sd}^y =$	71.86	daN/m			
FLESSIONE									
51.74	daNm	M_{d1}	(M _{max} positivo in campata)						
Risultando:									
287.42	daN/cm ²	σ_{d1}	<	375.00	daN/cm ²	$f_{m,d,1}$	Resistenza di progetto	F.S.	1.3
la sezione è Verificata									
TAGLIO									
86.23	daN	$T_{max,1}$	(T _{max} sull'appoggio)						
Risultando:									
7.19	daN/cm ²	$\tau_{v,d,1}$	<	48.75	daN/cm ²	$f_{v,d,1}$	Resistenza di progetto	F.S.	6.8
la sezione è Verificata									

5.2 Terzere 25x30cm

Le terzere di copertura sono caratterizzate da una sezione rettangolare di dimensioni grezze pari a 25x(h)30cm. Si riporta il dimensionamento degli elementi in oggetto, per i quali risultano dimensionanti le verifiche in condizioni statiche (neve).

Carichi di superficie			Direzione azione						
20.00	daN/mq	g	-y	sovraccarico da peso proprio in copertura					
0.00	daN/mq	p ₁	-y	sovraccarico da permanenti strutturali in copertura					
100.00	daN/mq	p ₂	-y	sovraccarico da permanenti non strutturali in copertura					
120.00	daN/mq	q _{neve}	-y	sovraccarico neve					
30.00	daN/mq	q _{vento}	-k	sovraccarico vento					
44.54	daN/m	P _o	-y	peso proprio arcareccio					
2.35	m	i	interasse arcarecci in direzione j						
20.00	°	α	(0.3491 rad)						
2.21	m	i'	interasse arcarecci in direzione x						



5.60	m	L_k	luce di calcolo per flessione attorno all'asse j
8.00	---	C_k	Denominatore calcolo momento per flessione attorno all'asse j
5.60	m	L_l	luce di calcolo per flessione attorno all'asse k
8.00	---	C_l	Denominatore calcolo momento per flessione attorno all'asse k

Caratteristiche dei materiali

Tipo di legno : **massello D30** (UNI EN 338:2016)

300	$f_{m,g,k}$	daN/cm ²	Resistenza a flessione
180	$f_{t,0,g,k}$	daN/cm ²	Resistenza a trazione in direzione parallela alla fibratura
6	$f_{t,90,g,k}$	daN/cm ²	Resistenza a trazione in direzione ortogonale alla fibratura
240	$f_{c,0,g,k}$	daN/cm ²	Resistenza a compressione in direzione parallela alla fibratura
53	$f_{c,90,g,k}$	daN/cm ²	Resistenza a compressione in direzione ortogonale alla fibratura
39	$f_{v,g,k}$	daN/cm ²	Resistenza a taglio
110000	$E_{0,g,mean}$	daN/cm ²	Modulo di elasticità medio per direzione parallela alla fibratura
92000	$E_{0,g,05}$	daN/cm ²	Modulo di elasticità al frattile 5% per direzione parallela alla fibratura
7300	$E_{90,g,mean}$	daN/cm ²	Modulo di elasticità medio per direzione ortogonale alla fibratura
6900	$G_{g,mean}$	daN/cm ²	Modulo di taglio medio
640	$\rho_{g,k}$	daN/m ³	Massa volumica

Classe di servizio: **1** (umidità del materiale corrispondente a 20°C e UR aria > 65% per poche settimane l'anno)

0.60	k_{mod}	coefficiente correttivo della resistenza per carichi <i>permanenti</i> (Tabella 4.4.IV)
0.70	k_{mod}	coefficiente correttivo della resistenza per carichi <i>di lunga durata</i> (Tabella 4.4.IV)
0.80	k_{mod}	coefficiente correttivo della resistenza per carichi <i>di media durata</i> (Tabella 4.4.IV)
0.90	k_{mod}	coefficiente correttivo della resistenza per carichi <i>di breve durata</i> (Tabella 4.4.IV)
1.10	k_{mod}	coefficiente correttivo della resistenza per carichi <i>di durata istantanea</i> (Tabella 4.4.IV)
0.60	k_{def}	coefficiente correttivo (Tabella 4.4.V) della deformazione per viscosità ed umidità

Caratteristiche della sezione resistente (nominale circoscritta)

0.24	m	b	larghezza di base
0.29	m	h	altezza
696.0000	cm ²	A	Area
4.8778E+04	cm ⁴	J_l	Momento d'inerzia
3.3408E+04	cm ⁴	J_k	Momento d'inerzia
1.00	---	k_1	$A_{eff} = k_1 \times A$
1.00	---	k_2	$J_{eff} = k_2 \times J$
696.0000	cm ²	A_{eff}	Area efficace
4.8778E+04	cm ⁴	$J_{eff,j}$	Momento d'inerzia efficace
3.3640E+03	cm ³	$W_{eff,j}$	Modulo di resistenza efficace
3.3408E+04	cm ⁴	$J_{eff,k}$	Momento d'inerzia efficace
2.7840E+03	cm ³	$W_{eff,k}$	Modulo di resistenza efficace
44.54	daN/m	$G_{k,pp}$	peso proprio al metro lineare
1.50	---	γ_M	(Tabella 4.4.III DM 17/01/18)

COMBINAZIONE FONDAMENTALE SLU [2.5.1.]

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione SLU 1: carico neve come sovraccarico variabile principale

Calcolo del carico uniformemente distribuito lineare q_{sd}^k lungo la **direzione -k** in combinazione SLU

	[daN/m]	γ	ψ_0	q_{sd}
g	44.17	1.3	1.0	57.42
p ₁	0.00	1.3	1.0	0.00
p ₂	220.83	1.5	1.0	331.24
q _{neve}	249.01	1.5	1.0	373.52
q _{vento}	70.50	1.5	0.6	63.45
P _d	41.86	1.3	1.0	54.41

$$q_{sd}^k = 880.04 \text{ daN/m}$$

Calcolo del carico uniformemente distribuito lineare q_{sd}^j lungo la **direzione -j** in combinazione SLU

	[daN/m]	γ	ψ_0	q_{sd}
g	16.07	1.3	1.0	20.90
p ₁	0.00	1.3	1.0	0.00
p ₂	80.37	1.5	1.0	120.56
q _{neve}	90.63	1.5	1.0	135.95
q _{vento}	0.00	1.5	0.6	0.00
P _d	15.23	1.3	1.0	19.81

$$q_{sd}^j = 297.21 \text{ daN/m}$$

Verifica a flessione deviata

$$M_{Ed}^k = \frac{q_{sd}^k \cdot L_k^2}{C_k} = 3449.76 \text{ daNm} \quad 102.55 \text{ daN/cm}^2 \quad \sigma_{m,k,d}$$

$$M_{Ed}^j = \frac{q_{sd}^j \cdot L_j^2}{C_j} = 1165.08 \text{ daNm} \quad 41.85 \text{ daN/cm}^2 \quad \sigma_{m,j,d}$$

$$f_{m,y,d} = \frac{k_{mod} \cdot f_{m,y,k}}{\gamma_M} = 160.00 \text{ daN/cm}^2 \quad 0.7 \quad k_m$$

$$\frac{\sigma_{m,k,d}}{f_{m,k,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,j,d}}{f_{m,j,d}} = 0.82 \quad \text{Verificato SI}$$

$$k_m \cdot \frac{\sigma_{m,k,d}}{f_{m,k,d}} + \frac{\sigma_{m,j,d}}{f_{m,j,d}} = 0.71 \quad \text{Verificato SI}$$

Verifica a taglio

$$T_{Ed}^k = \frac{q_{sd}^k \cdot L_k}{2} = 2464.11 \text{ daN} \quad T_{Ed}^j = \frac{q_{sd}^j \cdot L_j}{2} = 832.20 \text{ daN}$$

$$T_{Ed} = \sqrt{(T_{Ed}^k)^2 + (T_{Ed}^j)^2} = 2600.85 \text{ daN}$$

$$\tau_{v,d,1} = 1.5 \cdot \frac{T_{Ed}}{A} = 5.61 \text{ daN/cm}^2 < 15.60 \text{ daN/cm}^2 \quad f_{v,d,1} \quad \text{Verificato SI}$$

COMBINAZIONE FONDAMENTALE SLU [2.5.1.]

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione SLU 2: azione del vento come sovraccarico variabile principaleCalcolo del carico uniformemente distribuito lineare q_{sd}^k lungo la **direzione -k** in combinazione SLU

	[daN/m]	γ	ψ_0	q_{sd}
g	44.17	1.3	1.0	57.42
p ₁	0.00	1.3	1.0	0.00
p ₂	220.83	1.5	1.0	331.24
q _{neve}	249.01	1.5	0.5	186.76
q _{vento}	70.50	1.5	1.0	105.75
P _d	41.86	1.3	1.0	54.41

$$q_{sd}^k = 735.58 \text{ daN/m}$$

Calcolo del carico uniformemente distribuito lineare q_{sd}^j lungo la **direzione -j** in combinazione SLU

	[daN/m]	γ	ψ_0	q_{sd}
g	16.07	1.3	1.0	20.90
p ₁	0.00	1.3	1.0	0.00
p ₂	80.37	1.5	1.0	120.56
q _{neve}	90.63	1.5	0.5	67.97
q _{vento}	0.00	1.5	1.0	0.00
P _d	15.23	1.3	1.0	19.81

$$q_{sd}^j = 229.24 \text{ daN/m}$$

Verifica a flessione deviata

$$M_{Ed}^k = \frac{q_{sd}^k \cdot L_k^2}{C_k} = 2883.48 \text{ daNm} \quad 85.72 \text{ daN/cm}^2 \quad \sigma_{m,k,d}$$

$$M_{Ed}^j = \frac{q_{sd}^j \cdot L_j^2}{C_j} = 898.62 \text{ daNm} \quad 32.28 \text{ daN/cm}^2 \quad \sigma_{m,j,d}$$

$$f_{m,y,d} = \frac{k_{mod} \cdot f_{m,y,k}}{\gamma_M} = 180.00 \text{ daN/cm}^2 \quad 0.7 \quad k_m$$

$$\frac{\sigma_{m,k,d}}{f_{m,k,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,j,d}}{f_{m,j,d}} = 0.60 \quad \text{Verificato SI}$$

$$k_m \cdot \frac{\sigma_{m,k,d}}{f_{m,k,d}} + \frac{\sigma_{m,j,d}}{f_{m,j,d}} = 0.51 \quad \text{Verificato SI}$$

Verifica a taglio

$$T_{Ed}^k = \frac{q_{sd}^k \cdot L_k}{2} = 2059.63 \text{ daN} \quad T_{Ed}^j = \frac{q_{sd}^j \cdot L_j}{2} = 641.87 \text{ daN}$$

$$T_{Ed} = \sqrt{(T_{Ed}^k)^2 + (T_{Ed}^j)^2} = 2157.33 \text{ daN}$$

$$\tau_{v,d,1} = 1.5 \cdot \frac{T_{Ed}}{A} = 4.65 \text{ daN/cm}^2 < 15.60 \text{ daN/cm}^2 \quad f_{v,d,1} \quad \text{Verificato SI}$$

COMBINAZIONE RARA SLE [2.5.2.]

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione SLE caratteristica (RARA) 1: solo accidentali - carico neve come sovraccarico variabile principale

Calcolo del carico uniformemente distribuito lineare q_{sd}^k lungo la **direzione -k** in combinazione SLE

	[daN/m]	ψ_0	q_{sd}
g	44.17	0.0	0.00
p ₁	0.00	0.0	0.00
p ₂	220.83	0.0	0.00
q _{neve}	249.01	1.0	249.01
q _{vento}	70.50	0.6	42.30
P _d	41.86	0.0	0.00
		$q_{sd}^k =$	291.31 daN/m

Calcolo del carico uniformemente distribuito lineare q_{sd}^j lungo la **direzione -j** in comb. SLE

	[daN/m]	ψ_0	q_{sd}
g	16.07	0.0	0.00
p ₁	0.00	0.0	0.00
p ₂	80.37	0.0	0.00
q _{neve}	90.63	1.0	90.63
q _{vento}	0.00	0.6	0.00
P _d	15.23	0.0	0.00
		$q_{sd}^j =$	90.63 daN/m

Controllo dello spostamento $\delta_{max}/L < 1/300$

$$f^k = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{sd}^k \cdot L_k^4}{E \cdot J_j} = 0.70 \text{ cm} \quad \text{Freccia istantanea}$$

$$f = f_k \cdot \cos(\alpha) = 0.65 \text{ cm} \quad f \leq \delta_{max}$$

$$\text{con } \delta_{max} = \frac{L}{300} = 1.87 \text{ cm}$$

Verificato
SI

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE SLE [2.5.4.]

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione SLE quasi permanenti 2: carico neve come sovraccarico variabile principale

Calcolo del carico uniformemente distribuito lineare q_{sd}^k lungo la **direzione -k** in combinazione SLE

	[daN/m]	ψ_2	q_{sd}		
g	44.17	1.0	44.17		
p ₁	0.00	1.0	0.00		
p ₂	220.83	1.0	220.83		
q _{neve}	249.01	0.0	0.00	249.01	daN/m
q _{vento}	70.50	0.0	0.00		
P _d	41.86	1.0	41.86		
$q_{sd}^k =$			306.85	daN/m	

Calcolo del carico uniformemente distribuito lineare q_{sd}^j lungo la **direzione -j** in comb. SLE

	[daN/m]	ψ_2	q_{sd}		
g	16.07	1.0	16.07		
p ₁	0.00	1.0	0.00		
p ₂	80.37	1.0	80.37		
q _{neve}	90.63	0.0	0.00		
q _{vento}	0.00	0.0	0.00		
P _d	15.23	1.0	15.23		
$q_{sd}^j =$			111.68	daN/m	

Controllo dello spostamento $\delta_{max}/L < 1/200$

$$f^k = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{sd}^k \cdot L_k^4}{E \cdot J_j} = 0.73 \quad \text{cm} \quad \text{Freccia istantanea}$$

$$f = f_k \cdot \cos(\alpha) = 0.69 \quad \text{cm}$$

$$f_{fin} = f \cdot (1 + k_{def}) = 1.10 \quad \text{cm} \quad f \leq \delta_{max}$$

Verificato
SI

$$f_{var.aliq.manc}^k = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{var.aliq.manc}^k \cdot L_k^4}{E \cdot J_j} = 0.59 \quad \text{cm}$$

$$f_{tot,fin} = f_{fin} + f_{var.aliq.manc} = 1.70 \quad \text{cm} \quad \leq \delta_{max}$$

Verificato
SI

$$\text{con } \delta_{max} = \frac{L}{200} = 2.80 \quad \text{cm}$$

Per quanto concerne le verifiche di resistenza al fuoco si ha invece:

Caratteristiche della sezione resistente (nominale circoscritta)			
0.24	m	b	larghezza di base
0.29	m	h	altezza
0.55	mm/min	β_n	velocità di carbonizzazione convenzionale
60	min	t	tempo di esposizione al fuoco
33.00	mm	$d_{char,n}$	profondità di carbonizzazione convenzionale
1.00	---	k_0	($t \geq 20\text{min}$)
7.00	mm	d_0	
40.00	mm	$d_{eff} = d_{char,n} + k_0 \times d_0$	
0.16	m	$b_{eff} = b - 2 d_{eff}$	larghezza di base
0.21	m	$h_{eff} = h - 2 d_{eff}$	altezza
336.0000	cm ²	A	Area
1.2348E+04	cm ⁴	J_i	Momento d'inerzia
7.1680E+03	cm ⁴	J_k	Momento d'inerzia
1.00	---	k1	$A_{eff} = k1 \times A$
1.00	---	k2	$J_{eff} = k2 \times J$
336.0000	cm ²	A_{eff}	Area efficace
1.2348E+04	cm ⁴	$J_{eff,i}$	Momento d'inerzia efficace
1.1760E+03	cm ³	$W_{eff,j}$	Modulo di resistenza efficace
7.1680E+03	cm ⁴	$J_{eff,k}$	Momento d'inerzia efficace
8.9600E+02	cm ³	$W_{eff,k}$	Modulo di resistenza efficace
44.54	daN/m	$G_{k,pp}$	peso proprio al metro lineare

COMBINAZIONE FONDAMENTALE SLU [2.5.1.]

– Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.6]$$
- Combinazione SLU 1: condizione eccezionale

Calcolo del carico uniformemente distribuito lineare q_{sd}^k lungo la **direzione -k** in combinazione SLU

	[daN/m]	γ	ψ_2	q_{sd}
g	44.17	1.0	1.0	44.17
p_1	0.00	1.0	1.0	0.00
p_2	220.83	1.0	1.0	220.83
q_{neve}	249.01	1.0	0.0	0.00
q_{vento}	70.50	1.0	0.0	0.00
P_p	41.86	1.0	1.0	41.86
$q_{sd}^k =$				306.85 daN/m

Calcolo del carico uniformemente distribuito lineare q_{sd}^j lungo la **direzione -j** in combinazione SLU

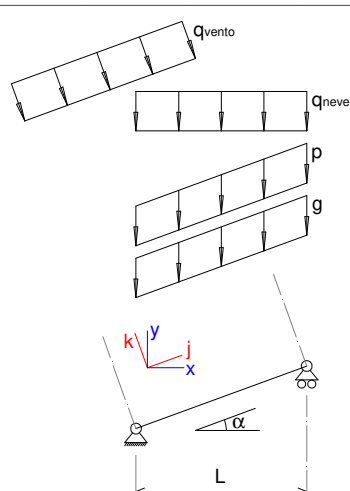
	[daN/m]	γ	ψ_2	q_{sd}
g	16.07	1.0	1.0	16.07
p_1	0.00	1.0	1.0	0.00
p_2	80.37	1.0	1.0	80.37
q_{neve}	90.63	1.0	0.0	0.00
q_{vento}	0.00	1.0	0.0	0.00
P_p	15.23	1.0	1.0	15.23
$q_{sd}^j =$				111.68 daN/m

Verifica a flessione deviata							
$M_{Ed}^k = \frac{q_{sd}^k \cdot L_k^2}{C_k} =$	1202.86	daNm		102.28	daN/cm ²	$\sigma_{m,k,d}$	
$M_{Ed}^j = \frac{q_{sd}^j \cdot L_j^2}{C_j} =$	437.80	daNm		48.86	daN/cm ²	$\sigma_{m,i,d}$	
$f_{m,y,d} = \frac{k_{mod} \cdot f_{m,y,k}}{\gamma_M} =$	375.00	daN/cm ²		0.7	k_m		
$\frac{\sigma_{m,k,d}}{f_{m,k,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,j,d}}{f_{m,j,d}} =$	0.36			Verificato	SI		
$k_m \cdot \frac{\sigma_{m,k,d}}{f_{m,k,d}} + \frac{\sigma_{m,j,d}}{f_{m,j,d}} =$	0.32			Verificato	SI		
Verifica a taglio							
$T_{Ed}^k = \frac{q_{sd}^k \cdot L_k}{2} =$	859.18	daN		$T_{Ed}^j = \frac{q_{sd}^j \cdot L_j}{2} =$	312.72	daN	
$T_{Ed} = \sqrt{(T_{Ed}^k)^2 + (T_{Ed}^j)^2} =$	914.32	daN					
$\tau_{v,d,1} = 1.5 \cdot \frac{T_{Ed}}{A} =$	4.08	daN/cm ²	<	48.75	daN/cm ²	$f_{v,d,1}$	Verificato SI

5.3 Colmo 25x30cm

La trave di colmo della copertura è caratterizzata da una sezione rettangolare di dimensioni grezze pari a 25x(h)30cm. Si riporta il dimensionamento degli elementi in oggetto, per i quali risultano dimensionanti le verifiche in condizioni statiche (neve).

Schema di calcolo: trave in semplice appoggio con carichi uniformemente distribuiti							
Sovraccarichi e geometria							
20.00	daN/mq	p	G1 - Sovraccarico permanente				
100.00	daN/mq	g	G2 - Sovraccarico permanente non strutturale				
120.00	daN/mq	q_{neve}	Q1 - Sovraccarico variabile (neve)				
30.00	daN/mq	q_{vento}	Q2 - Sovraccarico variabile (vento)				
5.60	m	L	Luce di calcolo campata				
2.35	m	i	Interasse di carico				
0.00%			Pendenza travetto				
0.00	α ang. d'inclinaz. (gradi)		0.0000 (radianti)				
si deducono i seguenti valori caratteristici dei sovraccarichi							
caratteristici riferiti alla proiezione orizzontale:							
47.00	daN/m	$G1_{k,perm}$					
235.00	daN/m	$G2_{k,perm}$					
282.00	daN/m	$Q_{k,neve}$					
70.50	daN/m	$Q_{k,vento}$					



Caratteristiche dei materiali			
Tipo di legno : massello D30 (UNI EN 338:2016)			
300	$f_{m,q,k}$	daN/cm ²	Resistenza a flessione
180	$f_{t,0,q,k}$	daN/cm ²	Resistenza a trazione in direzione parallela alla fibratura
6	$f_{t,90,q,k}$	daN/cm ²	Resistenza a trazione in direzione ortogonale alla fibratura
240	$f_{c,0,q,k}$	daN/cm ²	Resistenza a compressione in direzione parallela alla fibratura
53	$f_{c,90,q,k}$	daN/cm ²	Resistenza a compressione in direzione ortogonale alla fibratura
39	$f_{v,q,k}$	daN/cm ²	Resistenza a taglio
110000	$E_{0,q,mean}$	daN/cm ²	Modulo di elasticità medio per direzione parallela alla fibratura
92000	$E_{0,q,05}$	daN/cm ²	Modulo di elasticità al frattile 5% per direzione parallela alla fibratura
7300	$E_{90,q,mean}$	daN/cm ²	Modulo di elasticità medio per direzione ortogonale alla fibratura
6900	$G_{a,mean}$	daN/cm ²	Modulo di taglio medio
640	$\rho_{a,k}$	daN/m ³	Massa volumica
Classe di servizio: 1 (umidità del materiale corrispondente a 20°C e UR aria > 65% per poche settimane l'anno)			
0.60	k_{mod}		coefficiente correttivo della resistenza per carichi <i>permanenti</i> (Tabella 4.4.IV)
0.70	k_{mod}		coefficiente correttivo della resistenza per carichi <i>di lunga durata</i> (Tabella 4.4.IV)
0.80	k_{mod}		coefficiente correttivo della resistenza per carichi <i>di media durata</i> (Tabella 4.4.IV)
0.90	k_{mod}		coefficiente correttivo della resistenza per carichi <i>di breve durata</i> (Tabella 4.4.IV)
1.10	k_{mod}		coefficiente correttivo della resistenza per carichi <i>di durata istantanea</i> (Tabella 4.4.IV)
0.60	k_{def}		coefficiente correttivo (Tabella 4.4.V) della deformazione per viscosità ed umidità
Caratteristiche della sezione resistente (nominale circoscritta)			
0.24	m	b	larghezza di base
0.28	m	h	altezza (sezione smussata al colmo per pendenza travetti)
0.0672	m ²	A	Area
4.3904E-04	m ⁴	J	Momento d'inerzia
1.00	---	k_1	$A_{eff} = k_1 \times A$
1.00	---	k_2	$J_{eff} = k_2 \times J$
0.0672	m ²	A_{eff}	Area efficace
4.3904E-04	m ⁴	J_{eff}	Momento d'inerzia efficace
3.1360E-03	m ³	W_{eff}	Modulo di resistenza efficace
43.01	daN/m	$G_{k,00}$	peso proprio al metro lineare
Verifica allo stato limite ultimo			
1.50	γ_m		(Tabella 4.4.III)

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione SLU 1: solo permanenti

Calcolo del carico uniformemente distribuito lineare $q_{sd,y}$ lungo la **direzione -y** in combinazione SLU

Carico distribuito uniformemente distribuito lungo la direzione y in combinazione SLS									
	[daN/m]	γ	ψ_0	q_{sd}					
p	90.01	1.30	1.00	117.01					
g	235.00	1.50	1.00	352.50					
				$q_{sd,y} = 469.51$	daN/m				
FLESSIONE									
1840.48	daNm	M_{d1}	(M _{max} positivo in campata)						
Risultando:									
58.69	daN/cm ²	σ_{d1}	<	120.00	daN/cm ²	$f_{m,d,1}$	Resistenza di progetto	F.S.	2.0
la sezione è	Verificata								
TAGLIO									
1314.63	daN	$T_{max,1}$	(T _{max} sull'appoggio)						
Risultando:									
2.93	daN/cm ²	$\tau_{v,d,1}$	<	15.60	daN/cm ²	$f_{v,d,1}$	Resistenza di progetto	F.S.	5.3
la sezione è	Verificata								

- Combinazione SLU 2: carico neve come sovraccarico variabile principale									
Calcolo del carico uniformemente distribuito lineare q_{sd}^y lungo la direzione -y in combinazione SLU									
	[daN/m]	γ	ψ_0	q_{sd}					
g	90.01	1.30	1.00	117.01					
p	235.00	1.50	1.00	352.50					
q_{neve}	282.00	1.50	1.00	423.00					
q_{vento}	70.50	1.50	0.60	63.45					
				$q_{sd}^y = 955.96$	daN/m				
FLESSIONE									
3747.36	daNm	M_{d1}	(M _{max} positivo in campata)						
Risultando:									
119.50	daN/cm²	σ_{d1}	<	160.00	daN/cm²	$f_{m,d,1}$	Resistenza di progetto	F.S.	1.3
la sezione è Verificata									
TAGLIO									
2676.69	daN	$T_{max,1}$	(T _{max} sull'appoggio)						
Risultando:									
5.97	daN/cm²	$\tau_{v,d,1}$	<	20.80	daN/cm²	$f_{v,d,1}$	Resistenza di progetto	F.S.	3.5
la sezione è Verificata									
Verifica allo stato limite d'esercizio									
COMBINAZIONE RARA SLE [2.5.2.]									
$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$									
- Combinazione SLE 1									
Calcolo del carico uniformemente distribuito lineare q_{sd}^y lungo la direzione -y in combinazione SLU									
	[daN/m]	γ	ψ_0	q_{sd}					
g	90.01	1.00	1.00	90.01					
p	235.00	1.00	1.00	235.00					
q_{neve}	282.00	1.00	1.00	282.00					
q_{vento}	70.50	1.00	0.60	42.30					
				$q_{sd}^y = 649.31$	daN/m				
Calcolo freccia istantanea in comb. rara									
1.72	cm	$u_{ist,acc,fless}$							
0.07	cm	$u_{ist,acc,taglio}$							
1.79	cm	$u_{ist,acc}$	= L /	313	<	L /	300		
Verifica		con	F.S.	1.0					
COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE SLE [2.5.4.]									
$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$									
- Combinazione SLE 1									
	[daN/m]	γ	ψ_2	q_{sd}					
g	90.01	1.00	1.00	90.01					
p	235.00	1.00	1.00	235.00					
q_{neve}	282.00	1.00	0.00	0.00					
q_{vento}	70.50	1.00	0.00	0.00					
				$q_{sd}^y = 325.01$	daN/m				
Calcolo freccia istantanea da comb. quasi perm.									
0.86	cm	$u_{ist,perm,fless}$							
0.03	cm	$u_{ist,perm,taglio}$							
0.89	cm	$u_{ist,perm}$							
Freccia finale da comb. quasi perm.									
1.43	cm	u_{fin}							
Freccia istantanea da carichi accidentali (aliquota mancante del var. princ. tra comb. rara e comb. quasi perm., vedi CNR-DT 206/2007)									
0.75	cm	$u_{ist,acc,fless}$							
0.03	cm	$u_{ist,acc,taglio}$							
0.78	cm	$u_{ist,acc}$							
Freccia finale secondo CNR-DT 206/2007									
2.21	cm	u'_{fin}	= L /	254	<	L /	200		
Verifica		con	F.S.	1.3					

Per quanto concerne le verifiche di resistenza al fuoco si ha invece:

<u>Caratteristiche della sezione resistente (nominale circoscritta)</u>				
240	mm	b	larghezza di base	
280	mm	h	altezza	
6.7200E+04	mm ²	A	Area	
4.3904E+08	mm ⁴	J	Momento d'inerzia	
43.01	daN/m	G _{k,pp}	peso proprio al metro lineare	
<u>Caratteristiche della sezione residua</u>				
0.55	mm/min	β _n	velocità di carbonizzazione convenzionale	
60	min	t	tempo di esposizione al fuoco	
33.00	mm	d _{char,n}	profondità di carbonizzazione convenzionale	
1.00	---	k ₀	(t ≥ 20min)	
7.00	mm	d ₀		
40.00	mm	d _{eff} = d _{char,n} + k ₀ × d ₀		
160.00	mm	b _{eff} = b - 2 d _{eff}		
200.00	mm	h _{eff} = h - 2 d _{eff}		
3.2000E+04	mm ²	A _{eff}		
1.0667E+06	mm ³	W _{eff}		
1.0667E+08	mm ⁴	J _{eff}		
<u>Verifica allo stato limite ultimo</u>				
1.00	γ _{M,fi}			
1.00	k _{mod,fi}			
1.25	k _{fi}			
1.25	k _{mod,fi} k _{fi} / γ _{M,fi}			
COMBINAZIONE ECCEZIONALE SLU [2.5.6.]				
$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$				
Calcolo del carico uniformemente distribuito lineare q_{sd}^y lungo la direzione -y in combinazione SLU				
	[daN/m]	γ	ψ ₀	q _{sd}
pp	43.01	1.00	1.00	43.01
g ₁	47.00	1.00	1.00	47.00
g ₂	235.00	1.00	1.00	235.00
q	352.50	1.00	0.00	0.00
q_{sd}^y = 325.01 daN/m				
FLESSIONE				
1274.03	daNm	M _{d1}	(M _{max} positivo in campata)	
Risultando:				
119.44	daN/cm ²	σ _{d1}	< 375.00 daN/cm ²	f _{m,d,1} Resistenza di progetto F.S. 3.1
la sezione è	Verificata			
TAGLIO				
910.02	daN	T _{max,1}	(T _{max} sull'appoggio)	
Risultando:				
4.27	daN/cm ²	τ _{v,d,1}	< 48.75 daN/cm ²	f _{v,d,1} Resistenza di progetto F.S. 11.4
la sezione è	Verificata			

5.4 Capriata 35x40cm

Nella nuova copertura in progetto è prevista la realizzazione di 3 nuove capriate in legno massello caratterizzate da elementi a sezione rettangolare di dimensioni grezze pari a 35x(h)40cm (35x30cm per saette e monaco). Si riporta il dimensionamento degli elementi in oggetto, per i quali risultano dimensionanti le verifiche in condizioni statiche (neve).

Per il dimensionamento delle capriate in oggetto è stato generato un modello di calcolo agli elementi finiti mediante l'utilizzo del software Dolmen Win v.21 di CDM Dolmen di Torino.

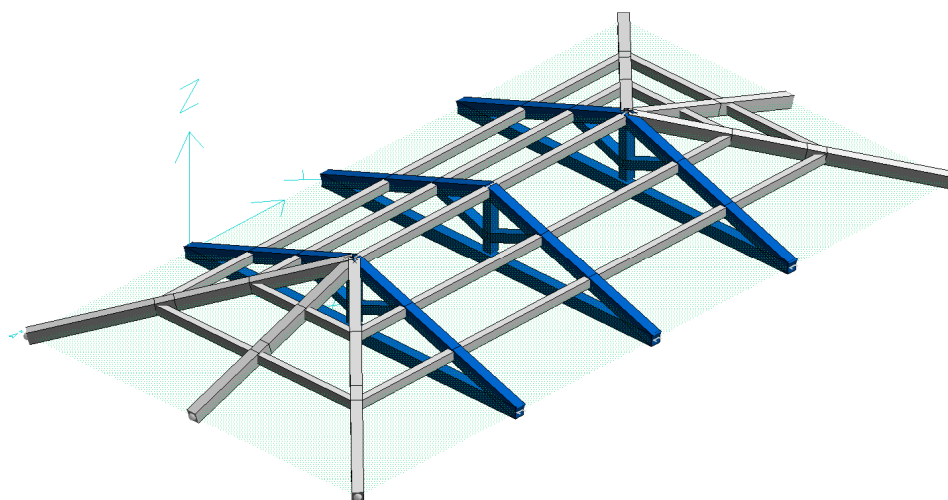


Fig. 11 – Modello di calcolo FEM: ingombri solidi

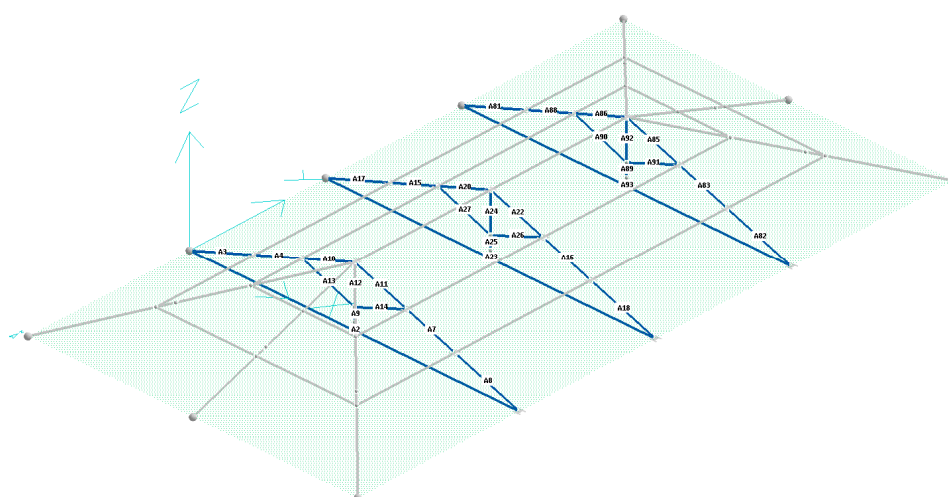


Fig. 12 – Modello di calcolo FEM: numerazione aste capriate

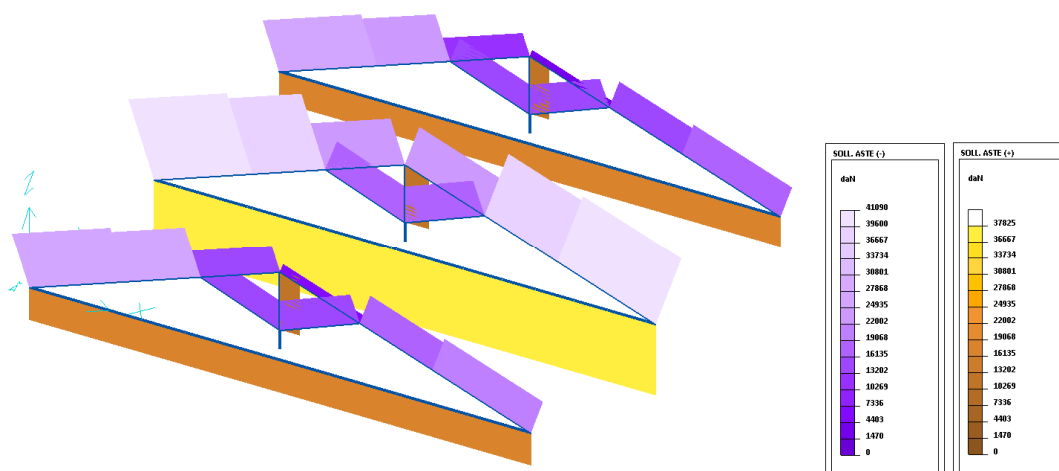


Fig. 13 – Modello di calcolo FEM: sollecitazioni assiali N (involuppo SLU)

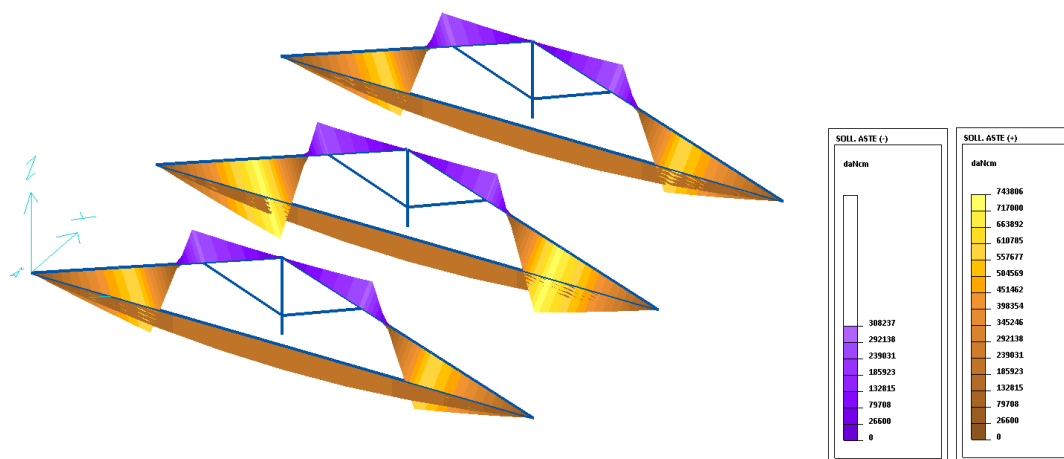


Fig. 14 – Modello di calcolo FEM: sollecitazioni flettenti M (involuppo SLU)

Si riporta il tabulato di verifica delle capriate in oggetto.

VERIFICA ASTE IN LEGNO MATERIALE

Descrizione: Legno massiccio
 Norma : UNI EN 338 Classe : D30
 fmk = 300. ft0k= 180. ft90k=6. fc0k= 240. fc90k=53. fvk = 39.
 E0m = 110000 E005= 92000. E90m =7300. Gm = 6900. G005= 5770.9
 Rok = .00053 Rom = .00064
 Non e' stata applicata la riduzione della larghezza ai fini del calcolo delle
 tau per taglio [C4.4.8.1.9]

DATI [NTC18 4.4.6]

Tipo legno : Legno massiccio Riferimento : EN 14081.1
 Classe di servizio: 1 ; gM= 1.5 ; kdef= 0.6 ; betaC= 0.2

classi di durata	Kmod	ft0d *	fc0d	fmd *	fvd	Casi di carico	
Permanente	.600	72.00	96.00	120.00	15.60	1, 2, 4, 6, 8	
Lunga durata	.700	84.00	112.00	140.00	18.20	non prevista	
Media durata	.800	96.00	128.00	160.00	20.80	non prevista	
Breve durata	.900	108.00	144.00	180.00	23.40	non prevista	
Istantaneo	1.100	132.00	176.00	220.00	28.60	3, 5, 7	

(*) valori per Kh=1

CASI DI CARICO

N	Descrizione	Soll.
1	SLU Max Var	1
2	SLU Max Neve	1
3	SLU VENTOX 1	2
4	SLU VENTOX 2	1
5	SLU VENTOX 3	2
6	SLU VENTOX 4	1
7	SLU VENTOX 5	2
8	SLU VENTOX 6	1

SEZIONI RETTANGOLARI

N	b	h	alfa	A	Jz	Jy	Jtor	Km	Ksh
1	34.	39.	4.628	1326.	168070.5	127738.	335473.5	.7	1.172
2	34.	29.	4.598	986.	69102.2	94984.7	182838.4	.7	1.176

VERIFICHE

Rettangolare (sezione n. 1; b=34; h=39) ----- ASTA (3-2) 2
 Khz= 1 ; Khy= 1 ; Kht= 1 (legno massiccio)

Instabilita' flessionale					Instabilita' torsionale				
As	L0	Lam	LamRel	k	kc		L0	Scrit	LamRel K crit
Z	1300.00	115.47	1.877	2.420	.253		1300.00	1337.4	.474 1.000

| Y|1300.00|132.45| 2.153| 3.004| .196| |1300.00|1759.7| .413| 1.000|

----- PROGR.(1) 0.00

SOLLECITAZIONI :

Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
1- 1	0.0	0.0	0.0	12973.9	0.0	717.1
2- 1	0.0	0.0	0.0	16397.0	0.0	717.1

TENSIONI :

Caso	St0d	Sc0d	Smzd	Smyd	fsPfd	fsIf1	fsIt0	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
1- 1	9.8	0.0	0.0	0.0	.136	0.000	0.000	0.00	0.0	0.00	.8	.052	si
2- 1	12.4	0.0	0.0	0.0	.172	0.000	0.000	0.00	0.0	0.00	.8	.052	si

----- PROGR.(5) 650.00

SOLLECITAZIONI :

Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
1- 1	233057.8	0.0	0.0	12973.9	0.0	0.0
2- 1	233057.8	0.0	0.0	16397.0	0.0	0.0

TENSIONI :

Caso	St0d	Sc0d	Smzd	Smyd	fsPfd	fsIf1	fsIt0	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
1- 1	9.8	0.0	27.0	0.0	.361	0.000	.051	0.00	0.0	0.00	0.0	0.000	si
2- 1	12.4	0.0	27.0	0.0	.397	0.000	.051	0.00	0.0	0.00	0.0	0.000	si

----- PROGR.(9) 1300.00

SOLLECITAZIONI :

Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
1- 1	0.0	0.0	0.0	12973.9	0.0	-717.1
2- 1	0.0	0.0	0.0	16397.0	0.0	-717.1

TENSIONI :

Caso	St0d	Sc0d	Smzd	Smyd	fsPfd	fsIf1	fsIt0	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
1- 1	9.8	0.0	0.0	0.0	.136	0.000	0.000	0.00	0.0	0.00	.8	.052	si
2- 1	12.4	0.0	0.0	0.0	.172	0.000	0.000	0.00	0.0	0.00	.8	.052	si

Rettangolare (sezione n. 1; b=34; h=39) ----- ASTA (3-4) 3
Khz= 1 ; Khy= 1 ; Kht= 1 (legno massiccio)

Instabilita' flessionale

As	L0	Lam	LamRel	k	kc
Z	270.00	23.98	.390	.585	.979
Y	270.00	27.51	.447	.615	.965

Instabilita' torsionale

L0	Scrit	LamRel	K crit
270.00	6439.2	.216	1.000
270.00	8472.4	.188	1.000

----- PROGR.(1) 0.00

SOLLECITAZIONI :

Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
2- 1	0.0	0.0	0.0	-26078.0	0.0	2242.2

TENSIONI :

Caso	St0d	Sc0d	Smzd	Smyd	fsPfd	fsIf1	fsIt0	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
2- 1	0.0	19.7	0.0	0.0	.042	.212	.212	0.00	0.0	0.00	2.5	.163	si

----- PROGR.(9) 270.00

SOLLECITAZIONI :

Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
2- 1	567375.4	0.0	0.0	-25979.6	0.0	1961.1

TENSIONI :

Caso	St0d	Sc0d	Smzd	Smyd	fsPfd	fsIf1	fsIt0	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
2- 1	0.0	19.6	65.8	0.0	.590	.757	.512	0.00	0.0	0.00	2.2	.142	si

Rettangolare (sezione n. 1; b=34; h=39) ----- ASTA (4-5) 4
Khz= 1 ; Khy= 1 ; Kht= 1 (legno massiccio)

Instabilita' flessionale

As	L0	Lam	LamRel	k	kc
Z	200.00	17.76	.289	.541	1.002
Y	200.00	20.38	.331	.558	.993

Instabilita' torsionale

L0	Scrit	LamRel	K crit
200.00	8693.0	.186	1.000
200.00	11438.1	.162	1.000

----- PROGR.(1) 0.00

SOLLECITAZIONI :

Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
2- 1	567375.4	0.0	0.0	-23842.1	0.0	-4144.8

TENSIONI :

Caso	St0d	Sc0d	Smzd	Smyd	fsPfd	fsIf1	fsIt0	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
2- 1	0.0	18.0	65.8	0.0	.584	.735	.490	0.00	0.0	0.00	4.7	.301	si

----- PROGR.(9) 200.00

SOLLECITAZIONI :

Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
2- 1	-282572.8	0.0	0.0	-23769.2	0.0	-4353.1

TENSIONI :

Caso	St0d	Sc0d	Smzd	Smyd	fsPfd	fsIf1	fsIt0	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
2- 1	0.0	17.9	32.8	0.0	.308	.459	.263	0.00	0.0	0.00	4.9	.316	si

Rettangolare (sezione n. 1; b=34; h=39) ----- ASTA (7-6) 7
 Khz= 1 ; Khy= 1 ; Kht= 1 (legno massiccio)

Instabilita' flessionale							Instabilita' torsionale			
As	L0	Lam	LamRel	k	kc		L0	Scrit	LamRel	K crit
Z	200.00	17.76	.289	.541	1.002		200.00	8693.0	.186	1.000
Y	200.00	20.38	.331	.558	.993		200.00	11438.	.162	1.000

----- PROGR.(1) 0.00

SOLLECITAZIONI :

Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
2- 1	567524.9	0.0	0.0	-15922.0	0.0	-4144.1

TENSIONI :

Caso	St0d	Sc0d	Smzd	Smyd	fsPfd	fsIf1	fsIt0	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
2- 1	0.0	12.0	65.8	0.0	.564	.673	.427	0.00	0.0	0.00	4.7	.301	si

----- PROGR.(9) 200.00

SOLLECITAZIONI :

Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
2- 1	-282273.8	0.0	0.0	-15849.1	0.0	-4352.4

TENSIONI :

Caso	St0d	Sc0d	Smzd	Smyd	fsPfd	fsIf1	fsIt0	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
2- 1	0.0	12.0	32.8	0.0	.288	.397	.200	0.00	0.0	0.00	4.9	.316	si

Rettangolare (sezione n. 1; b=34; h=39) ----- ASTA (2-7) 8
 Khz= 1 ; Khy= 1 ; Kht= 1 (legno massiccio)

Instabilita' flessionale							Instabilita' torsionale			
As	L0	Lam	LamRel	k	kc		L0	Scrit	LamRel	K crit
Z	270.00	23.98	.390	.585	.979		270.00	6439.2	.216	1.000
Y	270.00	27.51	.447	.615	.965		270.00	8472.4	.188	1.000

----- PROGR.(1) 0.00

SOLLECITAZIONI :

Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
2- 1	0.0	0.0	0.0	-18157.9	0.0	2242.8

TENSIONI :

Caso	St0d	Sc0d	Smzd	Smyd	fsPfd	fsIf1	fsIt0	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
2- 1	0.0	13.7	0.0	0.0	.020	.148	.148	0.00	0.0	0.00	2.5	.163	si

----- PROGR.(9) 270.00

SOLLECITAZIONI :

Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
2- 1	567524.9	0.0	0.0	-18059.5	0.0	1961.7

TENSIONI :

Caso	St0d	Sc0d	Smzd	Smyd	fsPfd	fsIf1	fsIt0	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
2- 1	0.0	13.6	65.8	0.0	.569	.694	.448	0.00	0.0	0.00	2.2	.142	si

Rettangolare (sezione n. 2; b=34; h=29) ----- ASTA (8-11) 9
 Khz= 1 ; Khy= 1 ; Kht= 1 (legno massiccio)

Instabilita' flessionale							Instabilita' torsionale			
As	L0	Lam	LamRel	k	kc		L0	Scrit	LamRel	K crit
Z	50.00	5.97	.097	.484	1.043		50.00	40034.	.087	1.000
Y	50.00	5.09	.083	.482	1.046		50.00	29125.	.101	1.000

----- PROGR.(1) 0.00

SOLLECITAZIONI :

Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
1- 1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2- 1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

TENSIONI :

Caso	St0d	Sc0d	Smzd	Smyd	fsPfd	fsIf1	fsIt0	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
1- 1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.000	0.000	0.000	0.00	0.0	0.00	0.0	0.000	si
2- 1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.000	0.000	0.000	0.00	0.0	0.00	0.0	0.000	si

----- PROGR.(9) 50.00

SOLLECITAZIONI :

Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
1- 1	0.0	0.0	0.0	41.0	0.0	0.0
2- 1	0.0	0.0	0.0	41.0	0.0	0.0

TENSIONI

Caso	St0d	Sc0d	Smzd	Smyd	fsPfd	fsIf1	fsIt0	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
1- 1	0.0	0.0	0.0	0.0	.001	0.000	0.000	0.00	0.0	0.00	0.0	0.000	si
2- 1	0.0	0.0	0.0	0.0	.001	0.000	0.000	0.00	0.0	0.00	0.0	0.000	si

Rettangolare (sezione n. 1; b=34; h=39) ----- ASTA (5-1) 10
 Khz= 1 ; Khy= 1 ; Kht= 1 (legno massiccio)

Instabilita' flessionale

As	L0	Lam	LamRel	k	kc
Z	218.66	19.42	.316	.551	.997
Y	218.66	22.28	.362	.572	.986

Instabilita' torsionale

L0	Scrit	LamRel	K crit
218.66	7951.0	.194	1.000
218.66	10462.	.169	1.000

----- PROGR.(1) 0.00

SOLLECITAZIONI

Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
2- 1	-282572.8	0.0	0.0	-12519.4	0.0	1406.1

TENSIONI

Caso	St0d	Sc0d	Smzd	Smyd	fsPfd	fsIf1	fsIt0	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
2- 1	0.0	9.4	32.8	0.0	.283	.372	.174	0.00	0.0	0.00	1.6	.102	si

----- PROGR.(9) 218.66

SOLLECITAZIONI

Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
2- 1	0.0	0.0	0.0	-12439.8	0.0	1178.4

TENSIONI

Caso	St0d	Sc0d	Smzd	Smyd	fsPfd	fsIf1	fsIt0	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
2- 1	0.0	9.4	0.0	0.0	.010	.099	.099	0.00	0.0	0.00	1.3	.085	si

Rettangolare (sezione n. 1; b=34; h=39) ----- ASTA (6-1) 11
 Khz= 1 ; Khy= 1 ; Kht= 1 (legno massiccio)

Instabilita' flessionale

As	L0	Lam	LamRel	k	kc
Z	218.66	19.42	.316	.551	.997
Y	218.66	22.28	.362	.572	.986

Instabilita' torsionale

L0	Scrit	LamRel	K crit
218.66	7951.0	.194	1.000
218.66	10462.	.169	1.000

----- PROGR.(1) 0.00

SOLLECITAZIONI

Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
2- 1	-282273.8	0.0	0.0	-4599.3	0.0	1404.8

TENSIONI

Caso	St0d	Sc0d	Smzd	Smyd	fsPfd	fsIf1	fsIt0	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
2- 1	0.0	3.5	32.8	0.0	.274	.309	.111	0.00	0.0	0.00	1.6	.102	si

----- PROGR.(9) 218.66

SOLLECITAZIONI

Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
2- 1	0.0	0.0	0.0	-4519.7	0.0	1177.1

TENSIONI

Caso	St0d	Sc0d	Smzd	Smyd	fsPfd	fsIf1	fsIt0	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
2- 1	0.0	3.4	0.0	0.0	.001	.036	.036	0.00	0.0	0.00	1.3	.085	si

Rettangolare (sezione n. 2; b=34; h=29) ----- ASTA (11-1) 12
 Khz= 1 ; Khy= 1 ; Kht= 1 (legno massiccio)

Instabilita' flessionale

As	L0	Lam	LamRel	k	kc
Z	150.00	17.92	.291	.542	1.002
Y	150.00	15.28	.248	.526	1.011

Instabilita' torsionale

L0	Scrit	LamRel	K crit
150.00	13345.	.150	1.000
150.00	9708.4	.176	1.000

----- PROGR.(1) 0.00

SOLLECITAZIONI

Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
1- 1	0.0	0.0	0.0	7625.5	0.0	0.0
2- 1	0.0	0.0	0.0	9660.1	0.0	0.0

TENSIONI

Caso	St0d	Sc0d	Smzd	Smyd	fsPfd	fsIf1	fsIt0	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
1- 1	7.7	0.0	0.0	0.0	.107	0.000	0.000	0.00	0.0	0.00	0.0	0.000	si
2- 1	9.8	0.0	0.0	0.0	.136	0.000	0.000	0.00	0.0	0.00	0.0	0.000	si

----- PROGR.(9) 150.00

SOLLECITAZIONI :

Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
1- 1	0.0	0.0	0.0	7748.6	0.0	0.0
2- 1	0.0	0.0	0.0	9783.1	0.0	0.0

TENSIONI :

Caso	St0d	Sc0d	Smzd	Smyd	fsPfd	fsIf1	fsIt0	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
1- 1	7.9	0.0	0.0	0.0	.109	0.000	0.000	0.00	0.0	0.00	0.0	0.000	si
2- 1	9.9	0.0	0.0	0.0	.138	0.000	0.000	0.00	0.0	0.00	0.0	0.000	si

Rettangolare (sezione n. 2; b=34; h=29) ----- ASTA (5-11) 13
Khz= 1 ; Khy= 1 ; Kht= 1 (legno massiccio)

Instabilita' flessionale						Instabilita' torsionale			
As	L0	Lam	LamRel	k	kc	L0	Scrit	LamRel	K crit
Z	220.55	26.35	.428	.605	.970	220.55	9076.0	.182	1.000
Y	220.55	22.47	.365	.573	.985	220.55	6602.9	.213	1.000

----- PROGR.(1) 0.00

SOLLECITAZIONI :

Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
1- 1	0.0	0.0	0.0	-10463.3	0.0	84.7
2- 1	0.0	0.0	0.0	-13347.4	0.0	84.7

TENSIONI :

Caso	St0d	Sc0d	Smzd	Smyd	fsPfd	fsIf1	fsIt0	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
1- 1	0.0	10.6	0.0	0.0	.012	.114	.114	0.00	0.0	0.00	.1	.008	si
2- 1	0.0	13.5	0.0	0.0	.020	.145	.145	0.00	0.0	0.00	.1	.008	si

----- PROGR.(5) 110.28

SOLLECITAZIONI :

Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
2- 1	4668.5	0.0	0.0	-13379.3	0.0	0.0

TENSIONI :

Caso	St0d	Sc0d	Smzd	Smyd	fsPfd	fsIf1	fsIt0	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
2- 1	0.0	13.6	1.0	0.0	.028	.154	.146	0.00	0.0	0.00	0.0	0.000	si

----- PROGR.(9) 220.55

SOLLECITAZIONI :

Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
1- 1	0.0	0.0	0.0	-10527.1	0.0	-84.7
2- 1	0.0	0.0	0.0	-13411.2	0.0	-84.7

TENSIONI :

Caso	St0d	Sc0d	Smzd	Smyd	fsPfd	fsIf1	fsIt0	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
1- 1	0.0	10.7	0.0	0.0	.012	.115	.115	0.00	0.0	0.00	.1	.008	si
2- 1	0.0	13.6	0.0	0.0	.020	.146	.146	0.00	0.0	0.00	.1	.008	si

Rettangolare (sezione n. 2; b=34; h=29) ----- ASTA (11-6) 14
Khz= 1 ; Khy= 1 ; Kht= 1 (legno massiccio)

Instabilita' flessionale						Instabilita' torsionale			
As	L0	Lam	LamRel	k	kc	L0	Scrit	LamRel	K crit
Z	220.55	26.35	.428	.605	.970	220.55	9076.0	.182	1.000
Y	220.55	22.47	.365	.573	.985	220.55	6602.9	.213	1.000

----- PROGR.(1) 0.00

SOLLECITAZIONI :

Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
1- 1	0.0	0.0	0.0	-10527.1	0.0	84.7
2- 1	0.0	0.0	0.0	-13411.2	0.0	84.7

TENSIONI :

Caso	St0d	Sc0d	Smzd	Smyd	fsPfd	fsIf1	fsIt0	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
1- 1	0.0	10.7	0.0	0.0	.012	.115	.115	0.00	0.0	0.00	.1	.008	si
2- 1	0.0	13.6	0.0	0.0	.020	.146	.146	0.00	0.0	0.00	.1	.008	si

----- PROGR.(5) 110.28

SOLLECITAZIONI :

Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
2- 1	4668.5	0.0	0.0	-13379.3	0.0	0.0

TENSIONI :

Caso	St0d	Sc0d	Smzd	Smyd	fsPfd	fsIf1	fsIt0	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
2- 1	0.0	13.6	1.0	0.0	.028	.154	.146	0.00	0.0	0.00	0.0	0.000	si

----- PROGR.(9) 220.55

SOLLECITAZIONI :

Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
1- 1	0.0	0.0	0.0	-10463.3	0.0	-84.7
2- 1	0.0	0.0	0.0	-13347.4	0.0	-84.7

TENS IONT

Caso	St0d	Sc0d	Smzd	Smyd	fsPf	fsIf	fsIt	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
1- 1	0.0	10.6	0.0	0.0	.012	.114	.114	0.00	0.0	0.00	.1	.008	si
2- 1	0.0	13.5	0.0	0.0	.020	.145	.145	0.00	0.0	0.00	.1	.008	si

Rettangolare (sezione n. 1; b=34; h=39) ----- ASTA (12-13) 15
Khz= 1 ; Khy= 1 ; Kht= 1 (legno massiccio)

Instabilita' flessionale						Instabilita' torsionale			
As	L0	Lam	LamRel	k	kc	L0	Scrit	LamRel	K crit
Z	200.00	17.76	.289	.541	1.002	200.00	8693.0	.186	1.000
Y	200.00	20.38	.331	.558	.993	200.00	11438.	.162	1.000

```
----- PROGR. ( 1)      0.00
```

SOLLECITAZIONI :

Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
2- 1	692107.1	0.0	0.0	-36061.5	0.0	-4726.4

TENS IONT

Case	St0d	Sc0d	Smzd	Smyd	fsPf	fsIf	fsIt	Ttozd	Tzd	Ttoy	Tyd	fsTau	VE
2-1	0.0	27.2	80.3	0.0	.749	.952	.733	0.00	0.0	0.00	5.3	.343	si

```
----- PROGR.( 9)      200.00
```

SOLLECITAZIONI :

Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
2- 1	-274181.3	0.0	0.0	-35988.6	0.0	-4934.7

TENSIONI

Case	St0d	Sc0d	Smzd	Smyd	fsPf	fsIf	fsIt	Ttozd	Tzd	Ttoy	Tyd	fsTau	VE
2-1	0.0	27.1	31.8	0.0	.345	.547	.355	0.00	0.0	0.00	5.6	.358	si

Rettangolare (sezione n. 1; b=34; h=39) ----- ASTA (14-15) 16
Kh_z = 1 ; Kh_y = 1 ; Kh_t = 1 (legno massiccio)

Instabilita' flessionale						Instabilita' torsionale				
As	L0	Lam	LamRel	k	kc		L0	Scrit	LamRel	K crit
Z	200.00	17.76	.289	.541	1.002		200.00	8693.0	.186	1.000
Y	200.00	20.38	.331	.558	.993		200.00	11438.	.162	1.000

```
----- PROGR. ( 1)      0.00
```

SOLLECITAZIONI :

Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
2- 1	692107.1	0.0	0.0	-36061.5	0.0	-4726.4

TENSIONI

	St0d	Sc0d	Smzd	Smyd	fsPf	fsIf	fsIt	Ttozd	Tzd	Ttoy	Tyd	fsTau	VE
2-1	0.0	27.2	80.3	0.0	.749	.952	.733	0.00	0.0	0.00	5.3	.343	si

```
----- PROGR. ( 9)      200.00
```

SOLLECITAZIONI :

Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
2- 1	-274181.3	0.0	0.0	-35988.6	0.0	-4934.7

TENSIONI

Caso	St0d	Sc0d	Smzd	Smyd	fsPf d	fsIf l	fsIt o	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
2-1	0.0	27.1	31.8	0.0	.345	.547	.355	0.00	0.0	0.00	5.6	.358	si

Rettangolare (sezione n. 1; b=34; h=39) ----- ASTA (16-12) 17
Khz= 1 ; Khy= 1 ; Kht= 1 (legno massiccio)

Instabilita' flessionale						Instabilita' torsionale			
As	L0	Lam	LamRel	k	kc	L0	Scrit	LamRel	K crit
Z	270.00	23.98	.390	.585	.979	270.00	6439.2	.216	1.000
Y	270.00	27.51	.447	.615	.965	270.00	8472.4	.188	1.000

```
----- PROGR. ( 1)      0.00
```

SOLLECITAZIONI :

Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
2- 1	0.0	0.0	0.0	-38662.7	0.0	2704.3

TENSIONI

Caso	St0d	Sc0d	Smzd	Smyd	fsPf d	fsIf l	fsIt o	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
2- 1	0.0	29.2	0.0	0.0	.092	.315	.315	0.00	0.0	0.00	3.1	.196	si

```
----- PROGR.( 9)      270.00
```

SOLLECITAZIONI :

Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
2- 1	692107.1	0.0	0.0	-38564.3	0.0	2423.2

TENSIONI :

Caso	St0d	Sc0d	Smzd	Smyd	fsPfd	fsIf1	fsIt0	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
2- 1	0.0	29.1	80.3	0.0	.761	.979	.762	0.00	0.0	0.00	2.7	.176	si

Rettangolare (sezione n. 1; b=34; h=39) ----- ASTA (17-14) 18
 Khz= 1 ; Khy= 1 ; Kht= 1 (legno massiccio)

Instabilita' flessionale						Instabilita' torsionale					
As	L0	Lam	LamRel	k	kc	L0	Scrit	LamRel	K crit		
Z	270.00	23.98	.390	.585	.979	270.00	6439.2	.216	1.000		
Y	270.00	27.51	.447	.615	.965	270.00	8472.4	.188	1.000		

----- PROGR.(1) 0.00

SOLLECITAZIONI :

Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
2- 1	0.0	0.0	0.0	-38662.7	0.0	2704.3

TENSIONI :

Caso	St0d	Sc0d	Smzd	Smyd	fsPfd	fsIf1	fsIt0	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
2- 1	0.0	29.2	0.0	0.0	.092	.315	.315	0.00	0.0	0.00	3.1	.196	si

----- PROGR.(9) 270.00

SOLLECITAZIONI :

Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
2- 1	692107.1	0.0	0.0	-38564.3	0.0	2423.2

TENSIONI :

Caso	St0d	Sc0d	Smzd	Smyd	fsPfd	fsIf1	fsIt0	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
2- 1	0.0	29.1	80.3	0.0	.761	.979	.762	0.00	0.0	0.00	2.7	.176	si

Rettangolare (sezione n. 1; b=34; h=39) ----- ASTA (13-19) 20
 Khz= 1 ; Khy= 1 ; Kht= 1 (legno massiccio)

Instabilita' flessionale						Instabilita' torsionale					
As	L0	Lam	LamRel	k	kc	L0	Scrit	LamRel	K crit		
Z	218.66	19.42	.316	.551	.997	218.66	7951.0	.194	1.000		
Y	218.66	22.28	.362	.572	.986	218.66	10462.	.169	1.000		

----- PROGR.(1) 0.00

SOLLECITAZIONI :

Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
2- 1	-274181.3	0.0	0.0	-21888.9	0.0	1367.7

TENSIONI :

Caso	St0d	Sc0d	Smzd	Smyd	fsPfd	fsIf1	fsIt0	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
2- 1	0.0	16.5	31.8	0.0	.295	.438	.245	0.00	0.0	0.00	1.5	.099	si

----- PROGR.(9) 218.66

SOLLECITAZIONI :

Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
2- 1	0.0	0.0	0.0	-21809.2	0.0	1140.0

TENSIONI :

Caso	St0d	Sc0d	Smzd	Smyd	fsPfd	fsIf1	fsIt0	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
2- 1	0.0	16.4	0.0	0.0	.029	.174	.174	0.00	0.0	0.00	1.3	.083	si

Rettangolare (sezione n. 1; b=34; h=39) ----- ASTA (15-19) 22
 Khz= 1 ; Khy= 1 ; Kht= 1 (legno massiccio)

Instabilita' flessionale						Instabilita' torsionale					
As	L0	Lam	LamRel	k	kc	L0	Scrit	LamRel	K crit		
Z	218.66	19.42	.316	.551	.997	218.66	7951.0	.194	1.000		
Y	218.66	22.28	.362	.572	.986	218.66	10462.	.169	1.000		

----- PROGR.(1) 0.00

SOLLECITAZIONI :

Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
2- 1	-274181.3	0.0	0.0	-21888.9	0.0	1367.7

TENSIONI :

Caso	St0d	Sc0d	Smzd	Smyd	fsPfd	fsIf1	fsIt0	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
2- 1	0.0	16.5	31.8	0.0	.295	.438	.245	0.00	0.0	0.00	1.5	.099	si

----- PROGR.(9) 218.66

SOLLECITAZIONI :

Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
2- 1	0.0	0.0	0.0	-21809.2	0.0	1140.0

TENSIONI :

Caso	St0d	Sc0d	Smzd	Smyd	fsPfd	fsIf1	fsIt0	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
2- 1	0.0	16.4	0.0	0.0	.029	.174	.174	0.00	0.0	0.00	1.3	.083	si

Rettangolare (sezione n. 1; b=34; h=39) ----- ASTA (16-17) 23
 Khz= 1 ; Khy= 1 ; Kht= 1 (legno massiccio)

Instabilita' flessionale						Instabilita' torsionale					
As	L0	Lam	LamRel	k	kc	L0	Scrit	LamRel	K crit		
Z	1300.00	115.47	1.877	2.420	.253	1300.00	1337.4	.474	1.000		
Y	1300.00	132.45	2.153	3.004	.196	1300.00	1759.7	.413	1.000		

----- PROGR.(1) 0.00

SOLLECITAZIONI :

Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
1- 1	0.0	0.0	0.0	27981.8	0.0	717.1
2- 1	0.0	0.0	0.0	35597.7	0.0	717.1

TENSIONI :

Caso	St0d	Sc0d	Smzd	Smyd	fsPfd	fsIf1	fsIt0	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
1- 1	21.1	0.0	0.0	0.0	.293	0.000	0.000	0.00	0.0	0.00	.8	.052	si
2- 1	26.8	0.0	0.0	0.0	.373	0.000	0.000	0.00	0.0	0.00	.8	.052	si

----- PROGR.(5) 650.00

SOLLECITAZIONI :

Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
1- 1	233057.8	0.0	0.0	27981.8	0.0	0.0
2- 1	233057.8	0.0	0.0	35597.7	0.0	0.0

TENSIONI :

Caso	St0d	Sc0d	Smzd	Smyd	fsPfd	fsIf1	fsIt0	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
1- 1	21.1	0.0	27.0	0.0	.518	0.000	.051	0.00	0.0	0.00	0.0	0.000	si
2- 1	26.8	0.0	27.0	0.0	.598	0.000	.051	0.00	0.0	0.00	0.0	0.000	si

----- PROGR.(9) 1300.00

SOLLECITAZIONI :

Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
1- 1	0.0	0.0	0.0	27981.8	0.0	-717.1
2- 1	0.0	0.0	0.0	35597.7	0.0	-717.1

TENSIONI :

Caso	St0d	Sc0d	Smzd	Smyd	fsPfd	fsIf1	fsIt0	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
1- 1	21.1	0.0	0.0	0.0	.293	0.000	0.000	0.00	0.0	0.00	.8	.052	si
2- 1	26.8	0.0	0.0	0.0	.373	0.000	0.000	0.00	0.0	0.00	.8	.052	si

Rettangolare (sezione n. 2; b=34; h=29) ----- ASTA (21-19) 24
 Khz= 1 ; Khy= 1 ; Kht= 1 (legno massiccio)

Instabilita' flessionale						Instabilita' torsionale					
As	L0	Lam	LamRel	k	kc	L0	Scrit	LamRel	K crit		
Z	150.00	17.92	.291	.542	1.002	150.00	13345.	.150	1.000		
Y	150.00	15.28	.248	.526	1.011	150.00	9708.4	.176	1.000		

----- PROGR.(1) 0.00

SOLLECITAZIONI :

Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
1- 1	0.0	0.0	0.0	9287.9	0.0	0.0
2- 1	0.0	0.0	0.0	11822.6	0.0	0.0

TENSIONI :

Caso	St0d	Sc0d	Smzd	Smyd	fsPfd	fsIf1	fsIt0	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
1- 1	9.4	0.0	0.0	0.0	.131	0.000	0.000	0.00	0.0	0.00	0.0	0.000	si
2- 1	12.0	0.0	0.0	0.0	.167	0.000	0.000	0.00	0.0	0.00	0.0	0.000	si

----- PROGR.(9) 150.00

SOLLECITAZIONI :

Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
1- 1	0.0	0.0	0.0	9411.0	0.0	0.0
2- 1	0.0	0.0	0.0	11945.7	0.0	0.0

TENSIONI :

Caso	St0d	Sc0d	Smzd	Smyd	fsPfd	fsIf1	fsIt0	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
1- 1	9.5	0.0	0.0	0.0	.133	0.000	0.000	0.00	0.0	0.00	0.0	0.000	si
2- 1	12.1	0.0	0.0	0.0	.168	0.000	0.000	0.00	0.0	0.00	0.0	0.000	si

Rettangolare (sezione n. 2; b=34; h=29) ----- ASTA (22-21) 25
 Khz= 1 ; Khy= 1 ; Kht= 1 (legno massiccio)

Instabilita' flessionale						Instabilita' torsionale					
--------------------------	--	--	--	--	--	-------------------------	--	--	--	--	--

As	L0	Lam	LamRel	k	kc		L0	Scrit	LamRel	K crit
Z	50.00	5.97	.097	.484	1.043		50.00	40034.	.087	1.000
Y	50.00	5.09	.083	.482	1.046		50.00	29125.	.101	1.000

----- PROGR.(1) 0.00

SOLLECITAZIONI :

Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
1- 1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

TENSIONI :

Caso	St0d	Sc0d	Smzd	Smyd	fsPfd	fsIf1	fsIto	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
1- 1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.000	0.000	0.000	0.00	0.0	0.00	0.0	0.000	si

----- PROGR.(9) 50.00

SOLLECITAZIONI :

Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
1- 1	0.0	0.0	0.0	41.0	0.0	0.0
2- 1	0.0	0.0	0.0	41.0	0.0	0.0
7- 1	0.0	0.0	0.0	41.0	0.0	0.0

TENSIONI :

Caso	St0d	Sc0d	Smzd	Smyd	fsPfd	fsIf1	fsIto	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
1- 1	0.0	0.0	0.0	0.0	.001	0.000	0.000	0.00	0.0	0.00	0.0	0.000	si
2- 1	0.0	0.0	0.0	0.0	.001	0.000	0.000	0.00	0.0	0.00	0.0	0.000	si
7- 1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.000	0.000	0.000	0.00	0.0	0.00	0.0	0.000	si

Rettangolare (sezione n. 2; b=34; h=29) ----- ASTA (21-15) 26
 Khz= 1 ; Khy= 1 ; Kht= 1 (legno massiccio)

Instabilita' flessionale

Instabilita' torsionale

As	L0	Lam	LamRel	k	kc		L0	Scrit	LamRel	K crit
Z	220.55	26.35	.428	.605	.970		220.55	9076.0	.182	1.000
Y	220.55	22.47	.365	.573	.985		220.55	6602.9	.213	1.000

----- PROGR.(1) 0.00

SOLLECITAZIONI :

Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
1- 1	0.0	0.0	0.0	-12883.7	0.0	84.7
2- 1	0.0	0.0	0.0	-16476.8	0.0	84.7

TENSIONI :

Caso	St0d	Sc0d	Smzd	Smyd	fsPfd	fsIf1	fsIto	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
1- 1	0.0	13.1	0.0	0.0	.019	.140	.140	0.00	0.0	0.00	.1	.008	si
2- 1	0.0	16.7	0.0	0.0	.030	.180	.180	0.00	0.0	0.00	.1	.008	si

----- PROGR.(5) 110.28

SOLLECITAZIONI :

Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
2- 1	4668.5	0.0	0.0	-16444.9	0.0	0.0

TENSIONI :

Caso	St0d	Sc0d	Smzd	Smyd	fsPfd	fsIf1	fsIto	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
2- 1	0.0	16.7	1.0	0.0	.038	.187	.179	0.00	0.0	0.00	0.0	0.000	si

----- PROGR.(9) 220.55

SOLLECITAZIONI :

Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
1- 1	0.0	0.0	0.0	-12819.9	0.0	-84.7
2- 1	0.0	0.0	0.0	-16413.0	0.0	-84.7

TENSIONI :

Caso	St0d	Sc0d	Smzd	Smyd	fsPfd	fsIf1	fsIto	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
1- 1	0.0	13.0	0.0	0.0	.018	.140	.140	0.00	0.0	0.00	.1	.008	si
2- 1	0.0	16.6	0.0	0.0	.030	.179	.179	0.00	0.0	0.00	.1	.008	si

Rettangolare (sezione n. 2; b=34; h=29) ----- ASTA (13-21) 27
 Khz= 1 ; Khy= 1 ; Kht= 1 (legno massiccio)

Instabilita' flessionale

Instabilita' torsionale

As	L0	Lam	LamRel	k	kc		L0	Scrit	LamRel	K crit
Z	220.55	26.35	.428	.605	.970		220.55	9076.0	.182	1.000
Y	220.55	22.47	.365	.573	.985		220.55	6602.9	.213	1.000

----- PROGR.(1) 0.00

SOLLECITAZIONI :

Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
1- 1	0.0	0.0	0.0	-12819.9	0.0	84.7
2- 1	0.0	0.0	0.0	-16413.0	0.0	84.7

TENSIONI :

	Caso	St0d	Sc0d	Smzd	Smyd	fsPfd	fsIf1	fsIt0	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
1- 1	0.0	13.0	0.0	0.0	0.0	.018	.140	.140	0.00	0.0	0.00	.1	.008	si
2- 1	0.0	16.6	0.0	0.0	0.0	.030	.179	.179	0.00	0.0	0.00	.1	.008	si

----- PROGR.(5) 110.28

SOLLECITAZIONI :

	Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
2- 1	4668.5	0.0	0.0	-16444.9	0.0	0.0	

TENSIONI :

	Caso	St0d	Sc0d	Smzd	Smyd	fsPfd	fsIf1	fsIt0	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
2- 1	0.0	16.7	1.0	0.0	0.0	.038	.187	.179	0.00	0.0	0.00	0.0	0.000	si

----- PROGR.(9) 220.55

SOLLECITAZIONI :

	Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
1- 1	0.0	0.0	0.0	-12883.7	0.0	-84.7	
2- 1	0.0	0.0	0.0	-16476.8	0.0	-84.7	

TENSIONI :

	Caso	St0d	Sc0d	Smzd	Smyd	fsPfd	fsIf1	fsIt0	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
1- 1	0.0	13.1	0.0	0.0	0.0	.019	.140	.140	0.00	0.0	0.00	.1	.008	si
2- 1	0.0	16.7	0.0	0.0	0.0	.030	.180	.180	0.00	0.0	0.00	.1	.008	si

Rettangolare (sezione n. 1; b=34; h=39) ----- ASTA (55-54) 81
 Khz= 1 ; Khy= 1 ; Kht= 1 (legno massiccio)

Instabilita' flessionale						Instabilita' torsionale			
As	L0	Lam	LamRel	k	kc	L0	Scrit	LamRel	K crit
Z	270.00	23.98	.390	.585	.979	270.00	6439.2	.216	1.000
Y	270.00	27.51	.447	.615	.965	270.00	8472.4	.188	1.000

----- PROGR.(1) 0.00

SOLLECITAZIONI :

	Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
2- 1	0.0	0.0	0.0	-24550.8	0.0	2234.4	

TENSIONI :

	Caso	St0d	Sc0d	Smzd	Smyd	fsPfd	fsIf1	fsIt0	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
2- 1	0.0	18.5	0.0	0.0	0.0	.037	.200	.200	0.00	0.0	0.00	2.5	.162	si

----- PROGR.(9) 270.00

SOLLECITAZIONI :

	Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
2- 1	565268.1	0.0	0.0	-24452.4	0.0	1953.3	

TENSIONI :

	Caso	St0d	Sc0d	Smzd	Smyd	fsPfd	fsIf1	fsIt0	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
2- 1	0.0	18.4	65.6	0.0	0.0	.583	.743	.498	0.00	0.0	0.00	2.2	.142	si

Rettangolare (sezione n. 1; b=34; h=39) ----- ASTA (56-51) 82
 Khz= 1 ; Khy= 1 ; Kht= 1 (legno massiccio)

Instabilita' flessionale						Instabilita' torsionale			
As	L0	Lam	LamRel	k	kc	L0	Scrit	LamRel	K crit
Z	270.00	23.98	.390	.585	.979	270.00	6439.2	.216	1.000
Y	270.00	27.51	.447	.615	.965	270.00	8472.4	.188	1.000

----- PROGR.(1) 0.00

SOLLECITAZIONI :

	Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
2- 1	0.0	0.0	0.0	-17108.1	0.0	2234.9	

TENSIONI :

	Caso	St0d	Sc0d	Smzd	Smyd	fsPfd	fsIf1	fsIt0	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
2- 1	0.0	12.9	0.0	0.0	0.0	.018	.139	.139	0.00	0.0	0.00	2.5	.162	si

----- PROGR.(9) 270.00

SOLLECITAZIONI :

	Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
2- 1	565408.6	0.0	0.0	-17009.7	0.0	1953.8	

TENSIONI :

	Caso	St0d	Sc0d	Smzd	Smyd	fsPfd	fsIf1	fsIt0	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
2- 1	0.0	12.8	65.6	0.0	0.0	.565	.683	.437	0.00	0.0	0.00	2.2	.142	si

Rettangolare (sezione n. 1; b=34; h=39) ----- ASTA (51-52) 83
 Khz= 1 ; Khy= 1 ; Kht= 1 (legno massiccio)

Instabilita' flessionale

Instabilita' torsionale

As	L0	Lam	LamRel	k	kc		L0	Scrit	LamRel	K crit
Z	200.00	17.76	.289	.541	1.002		200.00	8693.0	.186	1.000
Y	200.00	20.38	.331	.558	.993		200.00	11438.	.162	1.000

----- PROGR.(1) 0.00

SOLLECITAZIONI :

Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
2- 1	565408.6	0.0	0.0	-14872.2	0.0	-4151.9

TENSIONI :

Caso	St0d	Sc0d	Smzd	Smyd	fsPfd	fsIf1	fsIto	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
2- 1	0.0	11.2	65.6	0.0	.560	.663	.416	0.00	0.0	0.00	4.7	.301	si

----- PROGR.(9) 200.00

SOLLECITAZIONI :

Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
2- 1	-285953.2	0.0	0.0	-14799.3	0.0	-4360.2

TENSIONI :

Caso	St0d	Sc0d	Smzd	Smyd	fsPfd	fsIf1	fsIto	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
2- 1	0.0	11.2	33.2	0.0	.290	.392	.194	0.00	0.0	0.00	4.9	.316	si

Rettangolare (sezione n. 1; b=34; h=39) ----- ASTA (52-44) 85
 Khz= 1 ; Khy= 1 ; Kht= 1 (legno massiccio)

Instabilita' flessionale

Instabilita' torsionale

As	L0	Lam	LamRel	k	kc		L0	Scrit	LamRel	K crit
Z	218.66	19.42	.316	.551	.997		218.66	7951.0	.194	1.000
Y	218.66	22.28	.362	.572	.986		218.66	10462.	.169	1.000

----- PROGR.(1) 0.00

SOLLECITAZIONI :

Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
2- 1	-285953.2	0.0	0.0	-3519.7	0.0	1421.6

TENSIONI :

Caso	St0d	Sc0d	Smzd	Smyd	fsPfd	fsIf1	fsIto	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
2- 1	0.0	2.7	33.2	0.0	.277	.304	.104	0.00	0.0	0.00	1.6	.103	si

----- PROGR.(9) 218.66

SOLLECITAZIONI :

Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
2- 1	0.0	0.0	0.0	-3440.1	0.0	1193.9

TENSIONI :

Caso	St0d	Sc0d	Smzd	Smyd	fsPfd	fsIf1	fsIto	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
2- 1	0.0	2.6	0.0	0.0	.001	.027	.027	0.00	0.0	0.00	1.4	.087	si

Rettangolare (sezione n. 1; b=34; h=39) ----- ASTA (53-44) 86
 Khz= 1 ; Khy= 1 ; Kht= 1 (legno massiccio)

Instabilita' flessionale

Instabilita' torsionale

As	L0	Lam	LamRel	k	kc		L0	Scrit	LamRel	K crit
Z	218.66	19.42	.316	.551	.997		218.66	7951.0	.194	1.000
Y	218.66	22.28	.362	.572	.986		218.66	10462.	.169	1.000

----- PROGR.(1) 0.00

SOLLECITAZIONI :

Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
2- 1	-286234.2	0.0	0.0	-10962.5	0.0	1422.9

TENSIONI :

Caso	St0d	Sc0d	Smzd	Smyd	fsPfd	fsIf1	fsIto	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
2- 1	0.0	8.3	33.2	0.0	.284	.363	.164	0.00	0.0	0.00	1.6	.103	si

----- PROGR.(9) 218.66

SOLLECITAZIONI :

Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
2- 1	0.0	0.0	0.0	-10882.9	0.0	1195.2

TENSIONI :

Caso	St0d	Sc0d	Smzd	Smyd	fsPfd	fsIf1	fsIto	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
2- 1	0.0	8.2	0.0	0.0	.007	.087	.087	0.00	0.0	0.00	1.4	.087	si

Rettangolare (sezione n. 1; b=34; h=39) ----- ASTA (54-53) 88
 Khz= 1 ; Khy= 1 ; Kht= 1 (legno massiccio)

Instabilita' flessionale

Instabilita' torsionale

As	L0	Lam	LamRel	k	kc		L0	Scrit	LamRel	K crit
Z	200.00	17.76	.289	.541	1.002		200.00	8693.0	.186	1.000

| Y| 200.00| 20.38| .331| .558| .993| | 200.00|11438.| .162| 1.000|

----- PROGR.(1) 0.00

SOLLECITAZIONI :

Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
2- 1	565268.1	0.0	0.0	-22315.0	0.0	-4152.6

TENSIONI :

Caso	St0d	Sc0d	Smzd	Smyd	fsPfd	fsIf1	fsIt0	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
2- 1	0.0	16.8	65.6	0.0	.577	.721	.475	0.00	0.0	0.00	4.7	.301	si

----- PROGR.(9) 200.00

SOLLECITAZIONI :

Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
2- 1	-286234.2	0.0	0.0	-22242.0	0.0	-4360.9

TENSIONI :

Caso	St0d	Sc0d	Smzd	Smyd	fsPfd	fsIf1	fsIt0	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
2- 1	0.0	16.8	33.2	0.0	.307	.451	.253	0.00	0.0	0.00	4.9	.316	si

Rettangolare (sezione n. 2; b=34; h=29) ----- ASTA (59-60) 89

Khz= 1 ; Khy= 1 ; Kht= 1 (legno massiccio)

Instabilita' flessionale

As	L0	Lam	LamRel	k	kc	L0	Scrit	LamRel	K crit
Z	50.00	5.97	.097	.484	1.043	50.00	40034.	.087	1.000
Y	50.00	5.09	.083	.482	1.046	50.00	29125.	.101	1.000

Instabilita' torsionale

----- PROGR.(1) 0.00

SOLLECITAZIONI :

Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
1- 1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2- 1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

TENSIONI :

Caso	St0d	Sc0d	Smzd	Smyd	fsPfd	fsIf1	fsIt0	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
1- 1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.000	0.000	0.000	0.00	0.0	0.00	0.0	0.000	si
2- 1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.000	0.000	0.000	0.00	0.0	0.00	0.0	0.000	si

----- PROGR.(9) 50.00

SOLLECITAZIONI :

Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
1- 1	0.0	0.0	0.0	41.0	0.0	0.0
2- 1	0.0	0.0	0.0	41.0	0.0	0.0

TENSIONI :

Caso	St0d	Sc0d	Smzd	Smyd	fsPfd	fsIf1	fsIt0	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
1- 1	0.0	0.0	0.0	0.0	.001	0.000	0.000	0.00	0.0	0.00	0.0	0.000	si
2- 1	0.0	0.0	0.0	0.0	.001	0.000	0.000	0.00	0.0	0.00	0.0	0.000	si

Rettangolare (sezione n. 2; b=34; h=29) ----- ASTA (53-60) 90

Khz= 1 ; Khy= 1 ; Kht= 1 (legno massiccio)

Instabilita' flessionale

As	L0	Lam	LamRel	k	kc	L0	Scrit	LamRel	K crit
Z	220.55	26.35	.428	.605	.970	220.55	9076.0	.182	1.000
Y	220.55	22.47	.365	.573	.985	220.55	6602.9	.213	1.000

Instabilita' torsionale

----- PROGR.(1) 0.00

SOLLECITAZIONI :

Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
1- 1	0.0	0.0	0.0	-10493.0	0.0	84.7
2- 1	0.0	0.0	0.0	-13386.2	0.0	84.7

TENSIONI :

Caso	St0d	Sc0d	Smzd	Smyd	fsPfd	fsIf1	fsIt0	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
1- 1	0.0	10.6	0.0	0.0	.012	.114	.114	0.00	0.0	0.00	.1	.008	si
2- 1	0.0	13.6	0.0	0.0	.020	.146	.146	0.00	0.0	0.00	.1	.008	si

----- PROGR.(5) 110.28

SOLLECITAZIONI :

Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
2- 1	4668.5	0.0	0.0	-13418.1	0.0	0.0

TENSIONI :

Caso	St0d	Sc0d	Smzd	Smyd	fsPfd	fsIf1	fsIt0	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
2- 1	0.0	13.6	1.0	0.0	.028	.154	.146	0.00	0.0	0.00	0.0	0.000	si

----- PROGR.(9) 220.55

SOLLECITAZIONI :

Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
1- 1	0.0	0.0	0.0	-10556.9	0.0	-84.7
2- 1	0.0	0.0	0.0	-13450.0	0.0	-84.7

TENSIONI

Caso	St0d	Sc0d	Smzd	Smyd	fsPfd	fsIf1	fsIt0	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
1- 1	0.0	10.7	0.0	0.0	.012	.115	.115	0.00	0.0	0.00	.1	.008	si
2- 1	0.0	13.6	0.0	0.0	.020	.147	.147	0.00	0.0	0.00	.1	.008	si

Rettangolare (sezione n. 2; b=34; h=29) ----- ASTA (60-52) 91
 Khz= 1 ; Khy= 1 ; Kht= 1 (legno massiccio)

Instabilita' flessionale

As	L0	Lam	LamRel	k	kc
Z	220.55	26.35	.428	.605	.970
Y	220.55	22.47	.365	.573	.985

Instabilita' torsionale

L0	Scrit	LamRel	K crit
220.55	9076.0	.182	1.000
220.55	6602.9	.213	1.000

----- PROGR.(1) 0.00

SOLLECITAZIONI

Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
1- 1	0.0	0.0	0.0	-10556.9	0.0	84.7
2- 1	0.0	0.0	0.0	-13450.0	0.0	84.7

TENSIONI

Caso	St0d	Sc0d	Smzd	Smyd	fsPfd	fsIf1	fsIt0	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
1- 1	0.0	10.7	0.0	0.0	.012	.115	.115	0.00	0.0	0.00	.1	.008	si
2- 1	0.0	13.6	0.0	0.0	.020	.147	.147	0.00	0.0	0.00	.1	.008	si

----- PROGR.(5) 110.28

SOLLECITAZIONI

Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
2- 1	4668.5	0.0	0.0	-13418.1	0.0	0.0

TENSIONI

Caso	St0d	Sc0d	Smzd	Smyd	fsPfd	fsIf1	fsIt0	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
2- 1	0.0	13.6	1.0	0.0	.028	.154	.146	0.00	0.0	0.00	0.0	0.000	si

----- PROGR.(9) 220.55

SOLLECITAZIONI

Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
1- 1	0.0	0.0	0.0	-10493.0	0.0	-84.7
2- 1	0.0	0.0	0.0	-13386.2	0.0	-84.7

TENSIONI

Caso	St0d	Sc0d	Smzd	Smyd	fsPfd	fsIf1	fsIt0	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
1- 1	0.0	10.6	0.0	0.0	.012	.114	.114	0.00	0.0	0.00	.1	.008	si
2- 1	0.0	13.6	0.0	0.0	.020	.146	.146	0.00	0.0	0.00	.1	.008	si

Rettangolare (sezione n. 2; b=34; h=29) ----- ASTA (60-44) 92
 Khz= 1 ; Khy= 1 ; Kht= 1 (legno massiccio)

Instabilita' flessionale

As	L0	Lam	LamRel	k	kc
Z	150.00	17.92	.291	.542	1.002
Y	150.00	15.28	.248	.526	1.011

Instabilita' torsionale

L0	Scrit	LamRel	K crit
150.00	13345.	.150	1.000
150.00	9708.4	.176	1.000

----- PROGR.(1) 0.00

SOLLECITAZIONI

Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
1- 1	0.0	0.0	0.0	7646.5	0.0	0.0
2- 1	0.0	0.0	0.0	9687.5	0.0	0.0

TENSIONI

Caso	St0d	Sc0d	Smzd	Smyd	fsPfd	fsIf1	fsIt0	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
1- 1	7.8	0.0	0.0	0.0	.108	0.000	0.000	0.00	0.0	0.00	0.0	0.000	si
2- 1	9.8	0.0	0.0	0.0	.136	0.000	0.000	0.00	0.0	0.00	0.0	0.000	si

----- PROGR.(9) 150.00

SOLLECITAZIONI

Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
1- 1	0.0	0.0	0.0	7769.6	0.0	0.0
2- 1	0.0	0.0	0.0	9810.5	0.0	0.0

TENSIONI

Caso	St0d	Sc0d	Smzd	Smyd	fsPfd	fsIf1	fsIt0	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
1- 1	7.9	0.0	0.0	0.0	.109	0.000	0.000	0.00	0.0	0.00	0.0	0.000	si
2- 1	9.9	0.0	0.0	0.0	.138	0.000	0.000	0.00	0.0	0.00	0.0	0.000	si

Rettangolare (sezione n. 1; b=34; h=39) ----- ASTA (55-56) 93
 Khz= 1 ; Khy= 1 ; Kht= 1 (legno massiccio)

Instabilita' flessionale

As	L0	Lam	LamRel	k	kc
Z	1300.00	115.47	1.877	2.420	.253
Y	1300.00	132.45	2.153	3.004	.196

Instabilita' torsionale

L0	Scrit	LamRel	K crit
1300.00	1337.4	.474	1.000
1300.00	1759.7	.413	1.000

----- PROGR.(1) 0.00

SOLLECITAZIONI :

Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
1- 1	0.0	0.0	0.0	12215.7	0.0	717.1
2- 1	0.0	0.0	0.0	15408.7	0.0	717.1

TENSIONI :

Caso	St0d	Sc0d	Smzd	Smyd	fsPfd	fsIf1	fsIt0	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
1- 1	9.2	0.0	0.0	0.0	.128	0.000	0.000	0.00	0.0	0.00	.8	.052	si
2- 1	11.6	0.0	0.0	0.0	.161	0.000	0.000	0.00	0.0	0.00	.8	.052	si

----- PROGR.(5) 650.00

SOLLECITAZIONI :

Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
1- 1	233057.8	0.0	0.0	12215.7	0.0	0.0
2- 1	233057.8	0.0	0.0	15408.7	0.0	0.0

TENSIONI :

Caso	St0d	Sc0d	Smzd	Smyd	fsPfd	fsIf1	fsIt0	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
1- 1	9.2	0.0	27.0	0.0	.353	0.000	.051	0.00	0.0	0.00	0.0	0.000	si
2- 1	11.6	0.0	27.0	0.0	.387	0.000	.051	0.00	0.0	0.00	0.0	0.000	si

----- PROGR.(9) 1300.00

SOLLECITAZIONI :

Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
1- 1	0.0	0.0	0.0	12215.7	0.0	-717.1
2- 1	0.0	0.0	0.0	15408.7	0.0	-717.1

TENSIONI :

Caso	St0d	Sc0d	Smzd	Smyd	fsPfd	fsIf1	fsIt0	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
1- 1	9.2	0.0	0.0	0.0	.128	0.000	0.000	0.00	0.0	0.00	.8	.052	si
2- 1	11.6	0.0	0.0	0.0	.161	0.000	0.000	0.00	0.0	0.00	.8	.052	si

VERIFICA ASTE IN LEGNO - RELAZIONE SINTETICA

RESISTENZE LIMITE RAGGIUNTE (%) :

asta	sez	b	h	fsPfd	fsIf1	fsIt0	fsTau	Caso	%	VE
2	1	34.	39.	.397	0.000	.051	.052	2- 1	40	si
3	1	34.	39.	.590	.757	.512	.163	2- 1	76	si
4	1	34.	39.	.584	.735	.490	.316	2- 1	74	si
7	1	34.	39.	.564	.673	.427	.316	2- 1	67	si
8	1	34.	39.	.569	.694	.448	.163	2- 1	69	si
10	1	34.	39.	.283	.372	.174	.102	2- 1	37	si
11	1	34.	39.	.274	.309	.111	.102	2- 1	31	si
12	2	34.	29.	.138	0.000	0.000	0.000	2- 1	14	si
13	2	34.	29.	.028	.154	.146	.008	2- 1	15	si
14	2	34.	29.	.028	.154	.146	.008	2- 1	15	si
15	1	34.	39.	.749	.952	.733	.358	2- 1	95	si
16	1	34.	39.	.749	.952	.733	.358	2- 1	95	si
17	1	34.	39.	.761	.979	.762	.196	2- 1	98	si
18	1	34.	39.	.761	.979	.762	.196	2- 1	98	si
20	1	34.	39.	.295	.438	.245	.099	2- 1	44	si
22	1	34.	39.	.295	.438	.245	.099	2- 1	44	si
23	1	34.	39.	.598	0.000	.051	.052	2- 1	60	si
24	2	34.	29.	.168	0.000	0.000	0.000	2- 1	17	si
26	2	34.	29.	.038	.187	.180	.008	2- 1	19	si
27	2	34.	29.	.038	.187	.180	.008	2- 1	19	si
81	1	34.	39.	.583	.743	.498	.162	2- 1	74	si
82	1	34.	39.	.565	.683	.437	.162	2- 1	68	si
83	1	34.	39.	.560	.663	.416	.316	2- 1	66	si
85	1	34.	39.	.277	.304	.104	.103	2- 1	30	si
86	1	34.	39.	.284	.363	.164	.103	2- 1	36	si
88	1	34.	39.	.577	.721	.475	.316	2- 1	72	si
90	2	34.	29.	.028	.154	.147	.008	2- 1	15	si
91	2	34.	29.	.028	.154	.147	.008	2- 1	15	si
92	2	34.	29.	.138	0.000	0.000	0.000	2- 1	14	si
93	1	34.	39.	.387	0.000	.051	.052	2- 1	39	si

Per quanto concerne le verifiche al fuoco dei puntoni si ha:

<u>Caratteristiche della sezione resistente (nominale circoscritta)</u>					
340	mm	b	larghezza di base		
390	mm	h	altezza		
1.3260E+05	mm ²	A	Area		
1.6807E+09	mm ⁴	J	Momento d'inerzia		
0.00	daN/m	G _{k,pp}	peso proprio al metro lineare		
<u>Caratteristiche della sezione residua</u>					
0.55	mm/min	β _n	velocità di carbonizzazione convenzionale		
60	min	t	tempo di esposizione al fuoco		
33.00	mm	d _{char,n}	profondità di carbonizzazione convenzionale		
1.00	---	k ₀	(t ≥ 20min)		
7.00	mm	d ₀			
40.00	mm	d _{eff} = d _{char,n} + k ₀ × d ₀			
260.00	mm	b _{eff} = b - 2 d _{eff}			
310.00	mm	h _{eff} = h - 2 d _{eff}			
8.0600E+04	mm ²	A _{eff}			
4.1643E+06	mm ³	W _{eff}			
6.4547E+08	mm ⁴	J _{eff}			
<u>Verifica allo stato limite ultimo</u>					
1.00	γ _{M,fi}				
1.00	k _{mod,fi}				
1.25	k _{fi}				
1.25	k _{mod,fi} k _{fi} / γ _{M,fi}				

2596.00	M	daNm	momento sollecitante				
15219.00	N	daN	sforzo normale sollecitante				
18.88	σ _{c,o,d}	daN/cm ²					
300	f _{c,o,d}	daN/cm ²					
62.34	σ _{m,y,d}	daN/cm ²					
375	f _{m,y,d}	daN/cm ²					

VERIFICA COMPRESSIONE							
Risultando:							
σ _{c,o,d} /f _{c,o,d}	=	0.063	<	1		F.S.	15.9
la sezione è Verificata							

VERIFICA PRESSOFLESSIONE							
Risultando:							
(σ _{c,o,d} /f _{c,o,d}) ² + σ _{m,y,d} /f _{m,y}	=	0.170	<	1		F.S.	5.9
la sezione è Verificata							

VERIFICA PRESSOFLESSIONE (CON INSTABILITA' TRAVE-COLONNA)							
Risultando:							
σ _{c,o,d} /(k _{crit,c} *f _{c,o,d}) + σ _{m,y,d} /(k _{crit,m} *f _{m,y})	=	0.289639	<	1		F.S.	3.5
la sezione è Verificata							

Per quanto concerne infine le verifiche al fuoco della catena invece si ha:

<u>Caratteristiche della sezione resistente (nominale circoscritta)</u>							
340	mm	b	larghezza di base				
390	mm	h	altezza				
1.3260E+05	mm ²	A	Area				
1.6807E+09	mm ⁴	J	Momento d'inerzia				
0.00	daN/m	G _{k,pp}	peso proprio al metro lineare				
<u>Caratteristiche della sezione residua</u>							
0.55	mm/min	β _n	velocità di carbonizzazione convenzionale				
60	min	t	tempo di esposizione al fuoco				
33.00	mm	d _{char,n}	profondità di carbonizzazione convenzionale				
1.00	---	k ₀	(t ≥ 20min)				
7.00	mm	d ₀					
40.00	mm	d _{eff} = d _{char,n} + k ₀ x d ₀					
260.00	mm	b _{eff} = b - 2 d _{eff}					
310.00	mm	h _{eff} = h - 2 d _{eff}					
8.0600E+04	mm ²	A _{eff}					
4.1643E+06	mm ³	W _{eff}					
6.4547E+08	mm ⁴	J _{eff}					
<u>Verifica allo stato limite ultimo</u>							
1.00	γ _{M,fi}						
1.00	k _{mod,fi}						
1.25	k _{fi}						
1.25	k _{mod,fi} k _{fi} / γ _{M,fi}						
14011.00	T	daN	trazione				
1793.00	M	daNm	momento flettente				
17.3834	σ _{t,o,d}	daN/cm ²	tensione di calcolo a trazione parallela alla fibratura				
225	f _{t,o,d}	daN/cm ²	resistenza di calcolo a trazione				
43	σ _{m,y,d}	daN/cm ²	tensione di calcolo per flessione				
375	f _{m,y,d}	daN/cm ²	resistenza di calcolo a flessione				
VERIFICA TENSOFLESSIONE (carichi di breve durata)							
Risultando:							
σ _{t,o,d} /f _{t,o,d} + σ _{m,y,d} /f _{m,y,d}		=	0.192	<	1	F.S.	5.2
la sezione è Verificata							

6 PIANO DI MANUTENZIONE DELLE PARTI STRUTTURALI

6.1 Premessa

Il presente piano di manutenzione della parte strutturale dell'opera è relativo alle opere in c.a. e in legno massello per la nuova copertura facente parte degli interventi relativi alla palestra. Il presente piano di manutenzione è da considerarsi come elemento complementare al progetto strutturale che ne prevede, pianifica e programma l'attività di manutenzione dell'intervento al fine di mantenerne nel tempo la funzionalità, le caratteristiche di qualità, l'efficienza ed il valore economico.

6.2 Descrizione degli elementi strutturali

- 1) Opere in elevazione in c.a.: elementi del sistema edilizio atti a trasmettere alle pareti in muratura le azioni esterne e il peso proprio della struttura in legno (nuova correa di copertura in c.a.)

Livello minimo di prestazioni

- Resistenza ai carichi e alle sollecitazioni previste in fase di progettazione

Modalità di controllo

- Controllo visivo atto a riscontrare possibili anomalie che precedano fenomeni di cedimenti strutturali

Periodicità

- Annuale

Problemi riscontrabili

- Formazione di fessure / crepe
- Corrosione delle armature
- Disgregazione del copriferro con messa in evidenza delle barre d'armatura

Possibili cause

- Alternanza di penetrazione e ritiro di acqua

Tipi di intervento (consultare in ogni caso un tecnico strutturista)

- Riparazione localizzate delle parti strutturali
- Ripristino di parti strutturali in calcestruzzo armato
- Protezione dei calcestruzzi dagli agenti disgreganti
- Protezione delle armature da azioni disgreganti

Strumenti atti a migliorare la conservazione dell'opera

- Vernici, malte e trattamenti speciali
- Prodotti contenenti resine idrofuganti e altri additivi specifici

2) Strutture in legno: elementi monodimensionali in legno massello per la nuova copertura

Livello minimo di prestazioni

- Resistenza ai carichi e alle sollecitazioni previste in fase di progettazione
- Adeguata resistenza meccanica a compressione e trazione
- Buona resistenza termica a condizioni ambientali di umidità

Caratteristiche minime dei materiali

- $f_{m,k}$ minimo: 30 N/mm²

Modalità di controllo

- Controllo visivo atto a riscontrare possibili anomalie che precedano fenomeni di cedimenti strutturali

Periodicità

- Semestrale

Problemi riscontrabili

- Insorgere di efflorescenze o comparsa di muffe
- Formazione di fessure / crepe

Possibili cause

- Infiltrazioni di acqua

Tipi di intervento (consultare in ogni caso un tecnico strutturista)

- Riparazione localizzate delle parti strutturali
- Ripristino di parti strutturali

Strumenti atti a migliorare la conservazione dell'opera

- Verniciatura protettiva e conservativa

7 CONCLUSIONI

In conclusione si riporta sintesi dei risultati relativi agli interventi in progetto sulla palestra esistente, come raffronto tra la sicurezza allo Stato di Fatto del fabbricato e livello di sicurezza raggiunto in Stato di Progetto.

Risultati SLV

Edificio Esistente in muratura

Risultati dell'analisi strutturale

Normativa di riferimento: D.M. 17.1.2018 (parametri di spettro conformi a reticolo D.M. 14.1.2008)

Questo documento è una scheda di sintesi, contenente i risultati dell'elaborazione in termini di confronto fra capacità e domanda e compilata con riferimento alla terminologia proposta dal D.M.17.1.2018. Per la verifica di sicurezza di un intervento di miglioramento (§8.4.2) si richiede come obiettivo che l'indicatore di rischio sismico allo Stato di Progetto ζ_E sia ≥ 0.600 per gli edifici di classe III ad uso scolastico e di classe IV, mentre per tutti gli altri casi si richiede che l'incremento $\Delta\zeta_E$ sia ≥ 0.100 . Per l'edificio in oggetto, nel modello di Aedes.PCM si è scelto il seguente obiettivo d'intervento: valore massimo di ζ_E fra 0.600 e ζ_E (Stato Attuale) = 0.000
Pertanto: $\zeta_E \geq 0.600$

Sintesi dei risultati: Indicatori di Rischio sismico ζ_E in termini di PGA

Verifica soddisfatta

Stato di Progetto (dopo l'intervento)

Stato Limite	ζ_E (PGA _C /PGA _D)
SLO	0.769
SLD	0.938
SLV	0.904

Gerarchia dei comportamenti strutturali

Indicatore di rischio sismico obiettivo: $\zeta_E \geq 0.600$

Edificio esistente, Classe d'uso (§2.4.2): IV

Verifiche obbligatorie secondo Normativa (§7.3.6, §8.3): SLO: RIG - SLD: RES - SLV: RES

In grigio: comportamenti non analizzati, o da non considerare (cfr. §7.3.6, Tab.7.3.III)

Comportamento	ζ_E (PGA _C /PGA _D)
SLO: Rigidezza (spostamenti)	0.769
SLV: Resistenza fuori piano	0.904
SLV: Resistenza nel piano	0.904
SLD: Resistenza fuori piano	0.938
SLD: Resistenza nel piano	0.938

Domanda

Stato Limite	PGA _D (g)	TR _D (anni)
--------------	----------------------	------------------------

SLO	0.078	60
SLD	0.096	101
SLV	0.223	949

Analisi eseguite:

- Analisi statica non lineare (pushover)

Verifiche di rigidezza (RIG)

Stato di Progetto (dopo l'intervento)				
Stato Limite	PGA _C (g)	ζ _E (PGA _C /PGA _D)	TR _C (anni)	ζ _E (TR _C /TR _D)
SLO	0.060	0.769	33	0.550
SLD	0.090	0.938	88	0.871

Verifiche di resistenza (RES)

Stato di Progetto (dopo l'intervento)				
SLD	PGA _C (g)	ζ _E (PGA _C /PGA _D)	TR _C (anni)	ζ _E (TR _C /TR _D)
Resistenza nel piano del pannello	0.090	0.938	88	0.871
Resistenza fuori piano del pannello	0.090	0.938	88	0.871
Capacità limite in fondazione				
Cinematismo				

SLV	PGA _C (g)	ζ _E (PGA _C /PGA _D)	TR _C (anni)	ζ _E (TR _C /TR _D)
Resistenza nel piano del pannello	0.202	0.904	674	0.710
Resistenza fuori piano del pannello	0.202	0.904	674	0.710
Capacità limite in fondazione				
Cinematismo				

Indicatori di Rischio (rapporto fra capacità e domanda).

I valori evidenziati si riferiscono al parametro ζ_E definito in termini di PGA.

Stato di Progetto (dopo l'intervento)		
Stato Limite	ζ _E (PGA _C /PGA _D)	ζ _E (TR _C /TR _D)
SLO	0.769	0.550
SLD	0.938	0.871
SLV	0.904	0.710

Il valore di PGA specificato in input è pari ad ag*S, accelerazione al suolo.

Livello di Miglioramento/Adeguamento sismico: ζ_E (PGA_C/PGA_D)

I valori evidenziati si riferiscono alla variazione del parametro ζ_E definito in termini di PGA (+ = incremento).

Stato Limite	ζ _E Stato Attuale	ζ _E Stato di Progetto	Variazione Δζ _E
SLV	0.336	0.904	0.568

Per la valutazione della sicurezza allo stato attuale ante-operam si veda l'allegato documento "Valutazione della sicurezza allo stato attuale" BUS-PE-S02_A.

Alla luce dei risultati riportati, si è evidenziato come l'incremento del parametro ζ_E (nello stato di progetto $\zeta_E = 0.904 > 0.8$) sia tale da condurre all'adeguamento sismico dell'edificio esistente ad uso scolastico ai sensi del §8.4.3. delle NTC2018.