



Finanziato  
dall'Unione europea  
NextGenerationEU



Ministero dell'Istruzione



Italiadomani

PIANO NAZIONALE DI RIPRESA E RESILIENZA

# FUTURA LA SCUOLA PER L'ITALIA DI DOMANI

PIANO NAZIONALE DI RIPRESA E RESILIENZA (PNRR)

MISSIONE 4: Istruzione e ricerca

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

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

## REALIZZAZIONE DI UN POLO PER L'INFANZIA - NUOVO ASILO NIDO

CUP G41B22001910006 - CIG 9688378E6F

### COMMITTENTE:

COMUNE DI VARALLO POMBIA

SINDACO: **Joshua Carlomagno**

RUP: **Geom. Ferrario Massimiliano**



### PROGETTISTA:

3TI PROGETTI ITALIA-INGEGNERIA INTEGRATA S.p.A.

Via delle Sette Chiese n.142 - Roma

C.F e P.IVA n° 07025291001



**Ing. Alfredo Ingletti** - Iscritto all'ordine degli Ingegneri di Roma n. 16300

### IMPRESA ESECUTRICE:

NEOCOS S.r.l

Via Gozzano n.66/68 - Borgomanero (NO)

P.IVA n° 01128640032



## PROGETTO ESECUTIVO

Descrizione elaborato:

PROGETTO STRUTTURALE

ELABORATI GENERALI

Relazione di calcolo delle opere strutturali

Data:  
Ottobre 2023

Scala:  
Rel

Codice elaborato:  
NAN.PE.STR.00.CA.001

Revisione:  
A.02

A.02	Ott 2023	EMISSIONE PROGETTO ESECUTIVO
<b>Revisione</b>	<b>Data</b>	<b>Descrizione</b>

## INDICE

1.	DOCUMENTI DI SINTESI .....	3
1.1	Premessa.....	3
1.2	Sintesi del percorso progettuale: descrizione del nuovo fabbricato.....	3
1.3	Condizioni d'uso e livelli di sicurezza della costruzione.....	4
2.	RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE .....	5
2.1	Descrizione generale dell'opera e criteri generali di progettazione.....	5
2.2	Quadro normativo di riferimento adottato .....	5
2.2.1	Norme di riferimento cogenti.....	5
2.2.2	Altre norme e documenti tecnici integrativi .....	5
2.3	Azioni di progetto sulla costruzione .....	6
2.3.1	Carichi verticali.....	6
2.3.2	Azione del vento e della neve .....	6
2.3.3	Azione sismica .....	7
2.4	Modelli numerici: generalità.....	8
2.4.1	Metodologia di modellazione ed analisi .....	8
2.4.2	Informazioni sul codice di calcolo.....	8
2.4.3	Modellazione dei vincoli interni ed esterni.....	9
2.4.4	Modellazione delle azioni .....	9
2.4.5	Combinazioni e/o percorsi di carico .....	9
2.5	Modello numerico .....	12
3.	PRINCIPALI RISULTATI: CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI E VERIFICHE EFFETTUATE.....	14
3.1	Risultati dell'analisi modale.....	14
3.2	Verifiche di resistenza.....	17
3.2.1	Struttura in elevazione: montanti verticali in legno e pilastri .....	17
3.2.2	Struttura in elevazione: travi orizzontali in legno .....	22
3.2.3	Sistema di fondazione: verifica della portanza / pressione di contatto terreno - fondazione.....	27
3.2.4	Sistema di fondazione: verifica di resistenza.....	28
3.3	Calcoli manuali eseguiti sui principali elementi strutturali .....	32
3.3.1	Struttura in elevazione: pareti in legno esterne ed interne portanti.....	32
3.3.2.	Struttura in elevazione: copertura .....	33
3.3.3	Sistema di fondazione: verifica di resistenza del cordolo 20x22cm di appoggio della struttura lignea .....	35

3.4	Piastre di collegamento fra struttura lignea e fondazione .....	37
-----	---	----

## 1. DOCUMENTI DI SINTESI

### 1.1 Premessa

Formano oggetto della presente relazione tecnica i principali calcoli svolti per il dimensionamento delle strutture di un nuovo edificio adibito ad asilo nido a servizio del Comune di Varallo Pombia (NO) in via A. Ingnoli.



*Planimetria del sito oggetto d'intervento*

### 1.2 Sintesi del percorso progettuale: descrizione del nuovo fabbricato

L'edificio di nuova realizzazione ha pianta rettangolare di dimensioni pari a circa 30mx14,4m a un piano (piano terra) con struttura portante in legno (pareti, pilastri e solaio di copertura) e fondazione a travi a T rovescia in c.a.

Le pareti esterne ed interne portanti sono costituite da elementi in legno massiccio. I montanti verticali sono di sezione 8x16cm (12x16cm in corrispondenza di porte e finestre) a passo 62,5cm (montanti 16x16cm in corrispondenza dei nodi delle pareti) e gli orizzontali al piede e sopra e sotto le aperture sono di sezione 8x16cm. Come cordolo in testa alle pareti è presente un elemento di sezione 16x44cm. Le pareti sono tamponate con pannello OSB di spessore 15mm per faccia.

La copertura è realizzata con travi in legno lamellare e doppio tavolato (spessore 2,5+2,5cm) incrociato a 45° che esercita la funzione di piano rigido ai fini sismici.

Per maggiori dettagli si vedano gli elaborati grafici.

### **1.3 Condizioni d'uso e livelli di sicurezza della costruzione**

L'edificio è situato nel Comune di Varallo Pombia (NO), per cui, secondo la classificazione sismica allegata all'Ordinanza PCM n 3274 del 20/03/03 *“Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”* il Comune è situato in zona 4.

L'edificio viene classificato come costruzione di Tipo 2 e di Classe IV (secondo quanto specificato nel DM 17/01/2018 paragrafo 2.4.2).

Poiché per gli edifici di Tipo 2 e Classe IV si ha  $V_N = 50\text{anni}$  (vita nominale della struttura) e  $C_u = 2$  (coefficiente d'uso), il periodo di riferimento per l'azione sismica (DM 17/01/2018 paragrafo 2.4.3) vale, quindi:  $V_R = V_N \cdot C_u = 100\text{ anni}$ .

## **2. RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE**

### **2.1 Descrizione generale dell'opera e criteri generali di progettazione**

Si veda paragrafo 1.2 Sintesi del percorso progettuale

### **2.2 Quadro normativo di riferimento adottato**

Le norme ed i documenti assunti quale riferimento per la progettazione strutturale vengono indicati e commentati come di seguito precisato.

#### 2.2.1 Norme di riferimento cogenti

L'analisi effettuata e il dimensionamento della struttura del parcheggio interrato è stato sviluppato nel rispetto delle normative elencate:

- |                             |   |
|-----------------------------|---|
| Legge 5/11/71 n. 1086       | - Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale, precompresso e per le strutture metalliche. |
| D.M. 17/01/2018             | - Norme Tecniche per le Costruzioni   |
| OPCM 3274 del<br>20/03/2003 | - Norme tecniche per il progetto, la valutazione e l'adeguamento sismico degli edifici" e s.m.i.                              |

#### 2.2.2 Altre norme e documenti tecnici integrativi

Documenti tecnici di riferimento:

- |  |   |
|--|---|
| Circ. Cons. Sup. LL. PP. n. 7 del 21/01/2019 | - Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al D.M. 17/01/2018 |
|--|---|

## 2.3 Azioni di progetto sulla costruzione

### 2.3.1 Carichi verticali

Il calcolo delle sollecitazioni per il progetto dell'edificio viene condotto con riferimento alla seguente analisi dei carichi:

#### Solaio di copertura

a)	peso proprio G1 (travi e travetti)	50,00 daN/m <sup>2</sup>
b)	carico permanente G2	150,00 daN/m <sup>2</sup>
<u>TOTALE a) + b)</u>		<u>150,00 daN/m<sup>2</sup></u>
c)	carico variabile Q (neve)	135,00 daN/m <sup>2</sup>
<u>TOTALE a) + b) + c)</u>		<u>285,00 daN/m<sup>2</sup></u>

#### Analisi dei carichi pareti

Le pareti, sia quelle interne che quelle esterne, sono a telaio con montanti verticali e orizzontali. Il peso per le pareti è di circa 50daN/mq.

### 2.3.2 Azione del vento e della neve

#### **LOCALIZZAZIONE DELL'INTERVENTO**

Località: VARALLO POMBIA

Provincia: NOVARA

Regione: PIEMONTE

Coordinate GPS:

Latitudine : 45,66600 N

Longitudine: 8,63300 E

Altitudine s.l.m.: 300,0 m

#### **CALCOLO DELLE AZIONI DELLA NEVE E DEL VENTO**

Normativa di riferimento:

D.M. 17 gennaio 2018 - NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI

Cap. 3 - AZIONI SULLE COSTRUZIONI - Par. 3.3 e 3.4

#### **NEVE:**

Zona Neve = I Mediterranea

Periodo di ritorno, Tr = 50 anni

Ctr = 1 per Tr = 50 anni

Ce (coeff. di esposizione al vento) = 1,00

Valore caratteristico del carico al suolo = qsk Ce Ctr = 169 daN/mq

#### Copertura a due falde:

Angolo di inclinazione della falda  $\alpha_1 = 11,0^\circ$



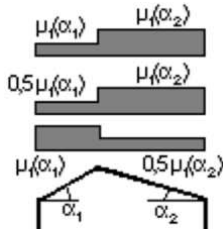
$$m_1(a_1) = 0,80 \Rightarrow Q_1 = 135 \text{ daN/mq}$$

Angolo di inclinazione della falda  $a_2 = 11,0^\circ$

- Falda con presenza di barriera o impedimento allo scivolamento della neve.

$$m_1(a_2) = 0,80 \Rightarrow Q_2 = 135 \text{ daN/mq}$$

Schema di carico:



### VENTO:

Zona vento = 1

Velocità base della zona,  $V_{b.o} = 25 \text{ m/s}$  (Tab. 3.3.I)

Altitudine base della zona,  $A_o = 1000 \text{ m}$  (Tab. 3.3.I)

Altitudine del sito,  $A_s = 300 \text{ m}$

Velocità di riferimento,  $V_b = 25,00 \text{ m/s}$  ( $V_b = V_{b.o}$  per  $A_s \leq A_o$ )

Periodo di ritorno,  $T_r = 50 \text{ anni}$

$C_r = 1$  per  $T_r = 50 \text{ anni}$

Velocità riferita al periodo di ritorno di progetto,  $V_r = V_b C_r = 25,00 \text{ m/s}$

Classe di rugosità del terreno: A

[Aree urbane con almeno il 15% della superficie coperta da edifici la cui altezza media superi 15 m]

Esposizione: Cat. V - Entroterra fino a 500 m di altitudine

( $K_r = 0,23$ ;  $Z_o = 0,70 \text{ m}$ ;  $Z_{min} = 12 \text{ m}$ )

Pressione cinetica di riferimento,  $q_b = 39 \text{ daN/mq}$

Coefficiente di forma,  $C_p = 1,00$

Coefficiente dinamico,  $C_d = 1,00$

Coefficiente di esposizione,  $C_e = 1,48$

Coefficiente di esposizione topografica,  $C_t = 1,00$

Altezza dell'edificio,  $h = 6,00 \text{ m}$

Pressione del vento,  $p = q_b C_e C_p C_d = 58 \text{ daN/mq}$

### TEMPERATURA DELL'ARIA ESTERNA:

Zona: I

$T_{min} = -16,20^\circ$  [NTC 3.5.1]

$T_{max} = 40,20^\circ$  [NTC 3.5.2]

### 2.3.3 Azione sismica

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione. Si rimanda alla relazione specifica.

## 2.4 Modelli numerici: generalità

E' stato elaborato un modelli di calcolo ad elementi finiti per schematizzare il comportamento strutturale dell'edificio di nuova realizzazione.

Il modello agli elementi finiti è composto da elementi di tipo “beam” ed elementi di tipo “shell”. L'elemento finito di tipo “beam”, a due nodi, tiene conto della flessione biassiale, della torsione, della deformazione assiale, della deformazione da taglio (Bathe Wilson, 1976) ed è caratterizzato da 6 gradi di libertà a ciascuna delle due estremità. L'elemento finito di tipo “shell” ha una formulazione sia a 3 che a 4 nodi, e tiene conto sia del comportamento flessionale che in regime di membrana. Gli effetti del taglio trasversale vengono stimati mediante la formulazione di Mindlin/Reissner.

### 2.4.1 Metodologia di modellazione ed analisi

Tipo di analisi strutturale	
Sismica statica lineare	NO
Sismica dinamica lineare	SI
Sismica statica non lineare (prop. masse)	NO
Sismica statica non lineare (prop. modo)	NO
Sismica statica non lineare (triangolare)	NO
Non linearità geometriche (fattore P delta)	NO
Analisi lineare	SI

### 2.4.2 Informazioni sul codice di calcolo

Il codice di calcolo adottato è ALGOR SUPERSAP prodotto dalla ALGOR INTERACTIVE SYSTEMS, Inc. Pittsburgh, PA, USA.

La licenza d'uso è identificata come dsi2249, dsi2250 a nome Studio Ceccoli e Associati.

Titolo:	PRO_SAP PROfessional Structural Analysis Program
Versione:	PROFESSIONAL (build 2011-06-155)
Produttore-Distributore:	2S.I. Software e Servizi per l'Ingegneria s.r.l., Ferrara
Codice Licenza:	Licenza dsi2249, dsi2250, dsi4794

Il programma SUPERSAP applica il metodo degli elementi finiti per strutture di forma qualunque, comunque caricate e vincolate, nell'ambito del comportamento lineare delle stesse.

La risoluzione del sistema  $K * u = F$  è condotta con l'algoritmo di Gauss modificato sulla matrice K globale suddivisa in blocchi. La risoluzione delle equazioni del moto, ed in particolare l'applicazione dell'analisi dinamica prevista per il calcolo in zona sismica è condotta con il metodo dello spettro di risposta. Si sottolinea che il solutore ALGOR SUPERSAP è stato sottoposto, con esito positivo e relativa certificazione, ai test N.A.F.E.M.S. (test di confronto della National Agency for Finite Element Methods and Standards in Inghilterra). Si sottolinea inoltre che il solutore ALGOR

SUPERSAP è soggetto ad attività di controllo ai sensi della Q.A. (quality assurance), condizione essenziale per l'utilizzo dei codici di calcolo nell'ambito della progettazione nucleare ed off-shore. Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ha consentito di valutarne l'affidabilità e soprattutto l'idoneità al caso specifico. La documentazione, fornita dal produttore e distributore del software, contiene una esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, l'individuazione dei campi d'impiego, nonché casi prova interamente risolti e commentati, corredati dei file di input necessari a riprodurre l'elaborazione:

Affidabilità dei codici utilizzati	
2S.I. ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche. E' possibile reperire la documentazione contenente alcuni dei più significativi casi trattati al seguente link: <a href="http://www.2si.it/Software/Affidabilità.htm">http://www.2si.it/Software/Affidabilità.htm</a>	

#### 2.4.3 Modellazione dei vincoli interni ed esterni

Tipo di vincoli:	
Nodi vincolati rigidamente	NO
Nodi vincolati elasticamente	NO
Nodi con isolatori sismici	NO
Fondazioni puntuali (plinti/plinti su palo)	NO
Fondazioni di tipo trave	SI
Fondazioni di tipo platea	NO
Fondazioni con elementi solidi	NO

#### 2.4.4 Modellazione delle azioni

Si veda paragrafo 2.3 Azioni di progetto sulla costruzione.

#### 2.4.5 Combinazioni e/o percorsi di carico

Le analisi di vulnerabilità sono riportate considerando la seguente combinazione dei carichi:

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

dove:

- $G_1, G_2$  rappresentano i pesi propri (permanenti) degli elementi strutturali e non strutturali,
- $E$  azione sismica per lo stato limite in esame
- $\psi_{2i}$  rappresenta il coefficiente di combinazione delle azioni variabili (quasi permanente);
- $Q_{k1}, Q_{k2}$  carichi variabili (valore caratteristico)

Sono state analizzate le seguenti combinazioni di carico:

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
1	Ggk	CDC=Ggk (peso proprio della struttura)	
2	Gsk	CDC=G1sk (permanente solai-coperture)	
3	Qsk	CDC=Qsk (variabile solai)	
4	Qnk	CDC=Qnk (carico da neve)	
5	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=0.0 (ecc. R)	partecipazione:1.00 per 1 CDC=Ggk (peso proprio della struttura)
			partecipazione:1.00 per 2 CDC=G1sk (permanente solai-coperture)
			partecipazione:1.00 per 3 CDC=Qsk (variabile solai)
			partecipazione:1.00 per 4 CDC=Qnk (carico da neve)
6	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=90.00 (ecc. R)	come precedente CDC sismico
7	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=0.0 (ecc. R)	come precedente CDC sismico
8	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=90.00 (ecc. R)	come precedente CDC sismico

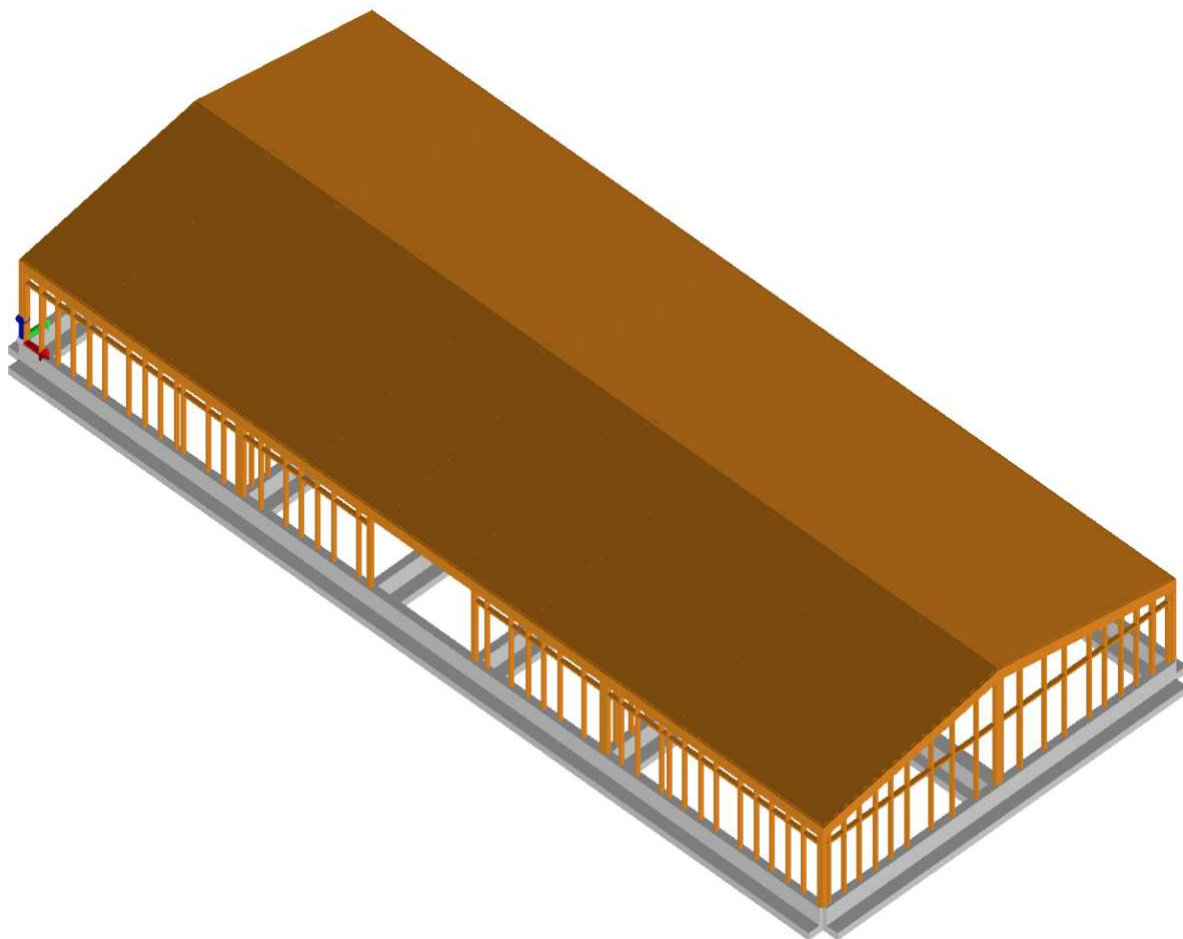
Cmb	Tipo	Sigla Id
1	SLU	Comb. SLU A1 1
2	SLU	Comb. SLU A1 2
3	SLU	Comb. SLU A1 3
4	SLU	Comb. SLU A1 4
5	SLU	Comb. SLU A1 5
6	SLU	Comb. SLU A1 6
7	SLU	Comb. SLU A1 7
8	SLU	Comb. SLU A1 8
9	SLU	Comb. SLU A1 9
10	SLU	Comb. SLU A1 10
11	SLU	Comb. SLU A1 11
12	SLU	Comb. SLU A1 12
13	SLU	Comb. SLU A1 13
14	SLU	Comb. SLU A1 14
15	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 15
16	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 16
17	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 17
18	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 18
19	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 19
20	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 20
21	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 21
22	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 22
23	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 23
24	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 24
25	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 25
26	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 26
27	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 27
28	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 28
29	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 29
30	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 30
31	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 31
32	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 32
33	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 33
34	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 34
35	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 35
36	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 36
37	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 37
38	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 38
39	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 39
40	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 40
41	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 41
42	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 42
43	SLE(p)	Comb. SLE(perm.) 43
44	SLE(p)	Comb. SLE(perm.) 44

Cmb	CDC 1/15...	CDC 2/16...	CDC 3/17...	CDC 4/18...	CDC 5/19...	CDC 6/20...	CDC 7/21...	CDC 8/22...	CDC 9/23...	CDC 10/24...	CDC 11/25...	CDC 12/26...
1	1.30	1.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
2	1.30	1.30	0.0	0.75	0.0	0.0	0.0	0.0				
3	1.30	1.30	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
4	1.30	1.30	1.50	0.75	0.0	0.0	0.0	0.0				
5	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
6	1.00	1.00	0.0	0.75	0.0	0.0	0.0	0.0				
7	1.00	1.00	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				

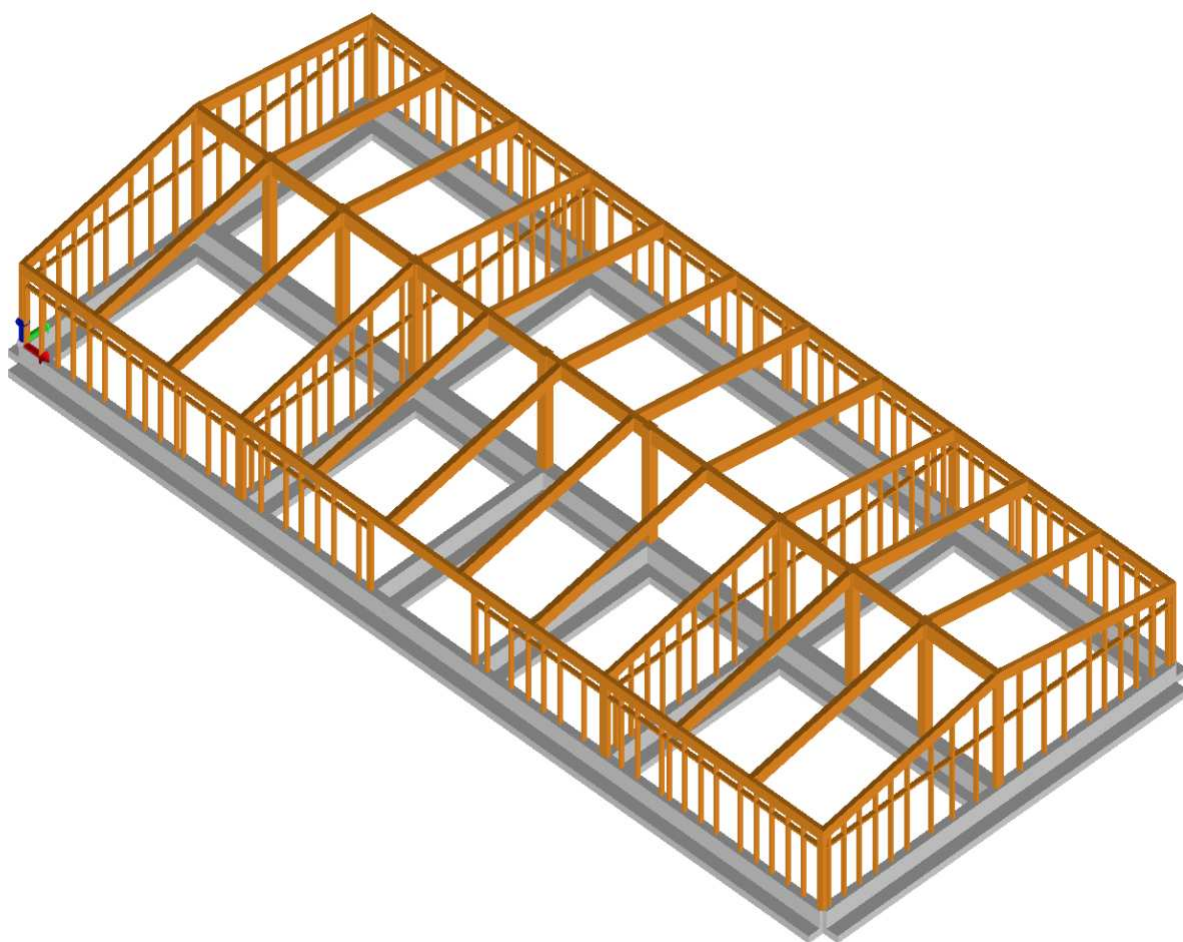
Cmb	CDC 1/15...	CDC 2/16...	CDC 3/17...	CDC 4/18...	CDC 5/19...	CDC 6/20...	CDC 7/21...	CDC 8/22...	CDC 9/23...	CDC 10/24...	CDC 11/25...	CDC 12/26...
8	1.00	1.00	1.50	0.75	0.0	0.0	0.0	0.0				
9	1.30	1.30	0.0	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0				
10	1.30	1.30	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
11	1.30	1.30	1.05	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0				
12	1.00	1.00	0.0	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0				
13	1.00	1.00	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
14	1.00	1.00	1.05	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0				
15	1.00	1.00	0.30	0.0	-1.00	-0.30	0.0	0.0				
16	1.00	1.00	0.30	0.0	-1.00	0.30	0.0	0.0				
17	1.00	1.00	0.30	0.0	1.00	-0.30	0.0	0.0				
18	1.00	1.00	0.30	0.0	1.00	0.30	0.0	0.0				
19	1.00	1.00	0.30	0.0	-0.30	-1.00	0.0	0.0				
20	1.00	1.00	0.30	0.0	-0.30	1.00	0.0	0.0				
21	1.00	1.00	0.30	0.0	0.30	-1.00	0.0	0.0				
22	1.00	1.00	0.30	0.0	0.30	1.00	0.0	0.0				
23	1.00	1.00	0.30	0.0	0.0	0.0	-1.00	-0.30				
24	1.00	1.00	0.30	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.30				
25	1.00	1.00	0.30	0.0	0.0	0.0	1.00	-0.30				
26	1.00	1.00	0.30	0.0	0.0	0.0	1.00	0.30				
27	1.00	1.00	0.30	0.0	0.0	0.0	-0.30	-1.00				
28	1.00	1.00	0.30	0.0	0.0	0.0	-0.30	1.00				
29	1.00	1.00	0.30	0.0	0.0	0.0	0.30	-1.00				
30	1.00	1.00	0.30	0.0	0.0	0.0	0.30	1.00				
31	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
32	1.00	1.00	0.0	0.50	0.0	0.0	0.0	0.0				
33	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
34	1.00	1.00	1.00	0.50	0.0	0.0	0.0	0.0				
35	1.00	1.00	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0				
36	1.00	1.00	0.70	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
37	1.00	1.00	0.70	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0				
38	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
39	1.00	1.00	0.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
40	1.00	1.00	0.0	0.20	0.0	0.0	0.0	0.0				
41	1.00	1.00	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
42	1.00	1.00	0.30	0.20	0.0	0.0	0.0	0.0				
43	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
44	1.00	1.00	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				

## 2.5 Modello numerico

Sono stati utilizzati elementi beam sia per la struttura in elevazione che per le travi di fondazione. A favore di sicurezza non sono state modellate le lastre OSB di controventamento che legano fra loro i montanti.



**Vista 1: modello solido con solai**



**Vista 2 - modello solido con solai**

### **3. PRINCIPALI RISULTATI: CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI E VERIFICHE EFFETTUATE**

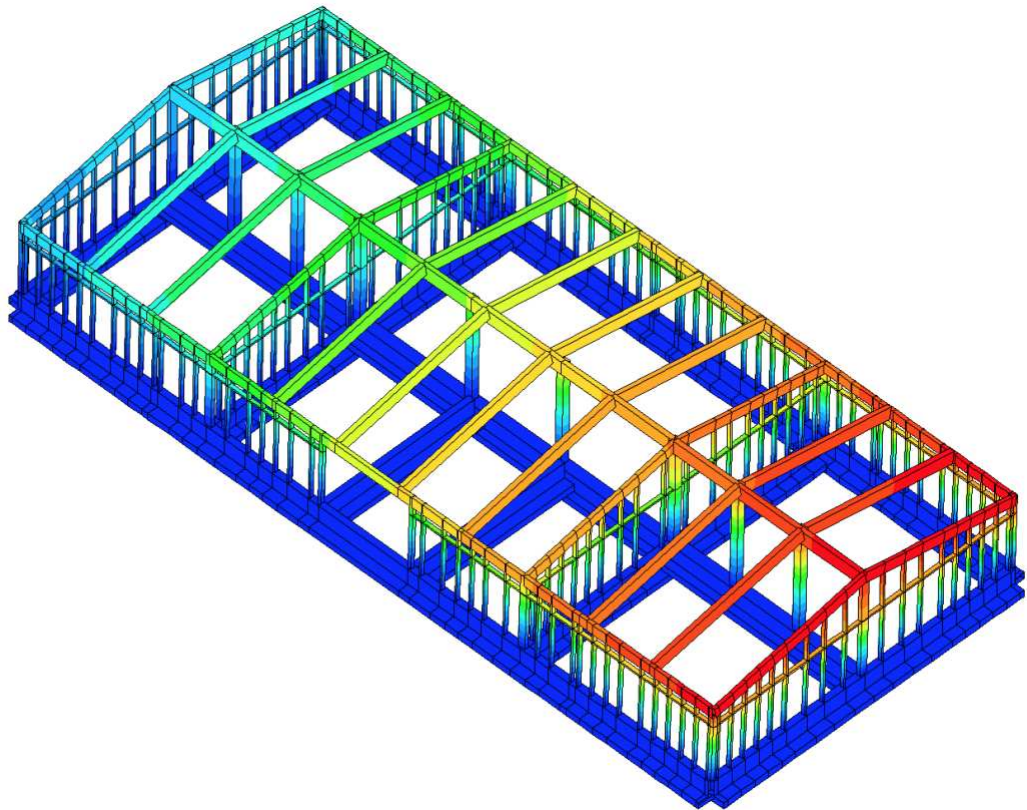
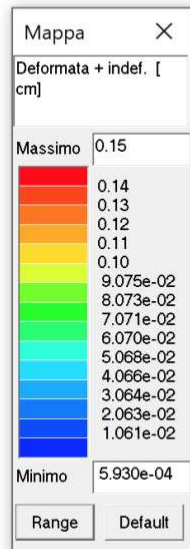
Di seguito si riportano i risultati ottenuti dall'analisi della struttura e si evidenziano le principali verifiche degli elementi strutturali, riportate sia attraverso un calcolo manuale che per via grafica e visualizzate in modo sintetico per mappe di colore.

#### **3.1 Risultati dell'analisi modale**

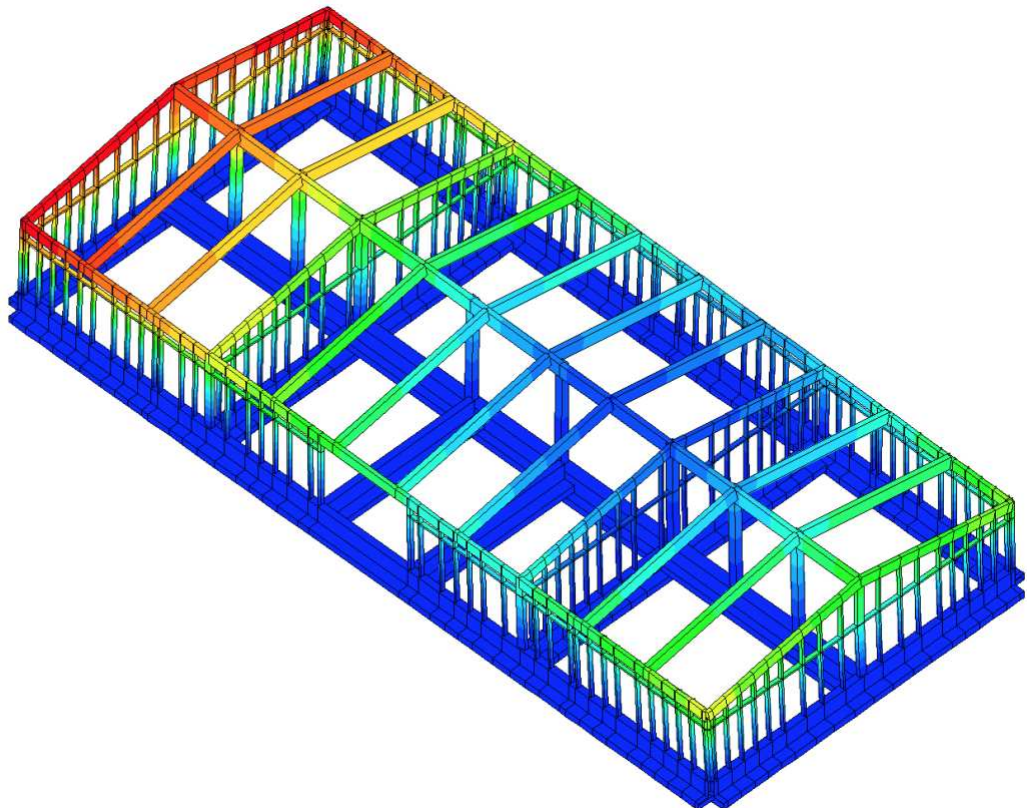
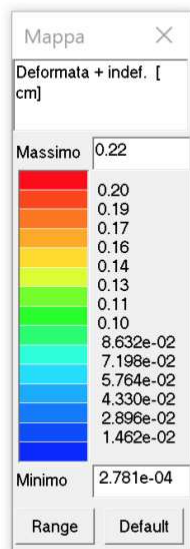
In accordo con la recente zonizzazione sismica del territorio nazionale, ed in conformità alla normativa vigente, sono stati tenuti in conto gli effetti delle azioni sismiche effettuando un'analisi dinamica spaziale delle strutture, con il metodo dell'analisi modale, considerando un numero di modi di vibrare (pari a 12) sufficiente ad assicurare l'eccitazione di circa il 85% della massa totale della struttura (così come richiesto da normativa). La sovrapposizione dei modi per il calcolo di sollecitazioni e spostamenti complessivi è stata effettuata adottando una Combinazione Quadratica Completa (CQC).

Il primo modo che interessa una massa consistente lungo la direzione x è il primo ed ha periodo pari a  $T_1 = 0,42\text{sec}$ , il terzo modo è rotazionale con periodo di vibrazione pari a  $T_3 = 0,34\text{sec}$ , il secondo modo di vibrare è traslazionale lungo y con periodo di vibrazione pari a  $T_2 = 0,40\text{sec}$ .

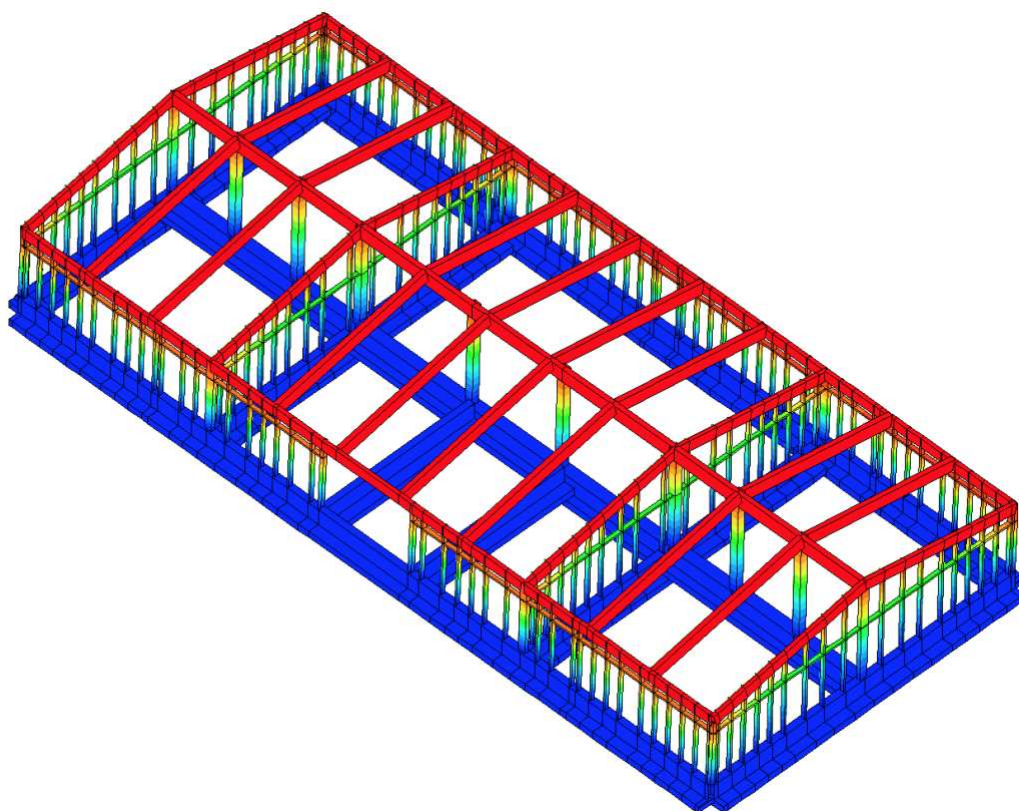
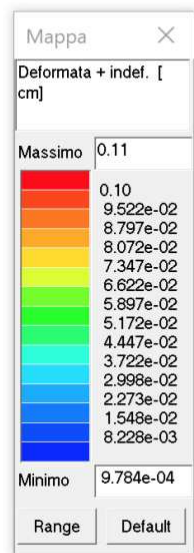




**Primo modo di vibrare della struttura ( $T_1 = 0,42\text{sec}$ ) - traslazionale lungo x**



**Terzo modo di vibrare della struttura ( $T_3 = 0,51\text{sec}$ ) – rotazionale**

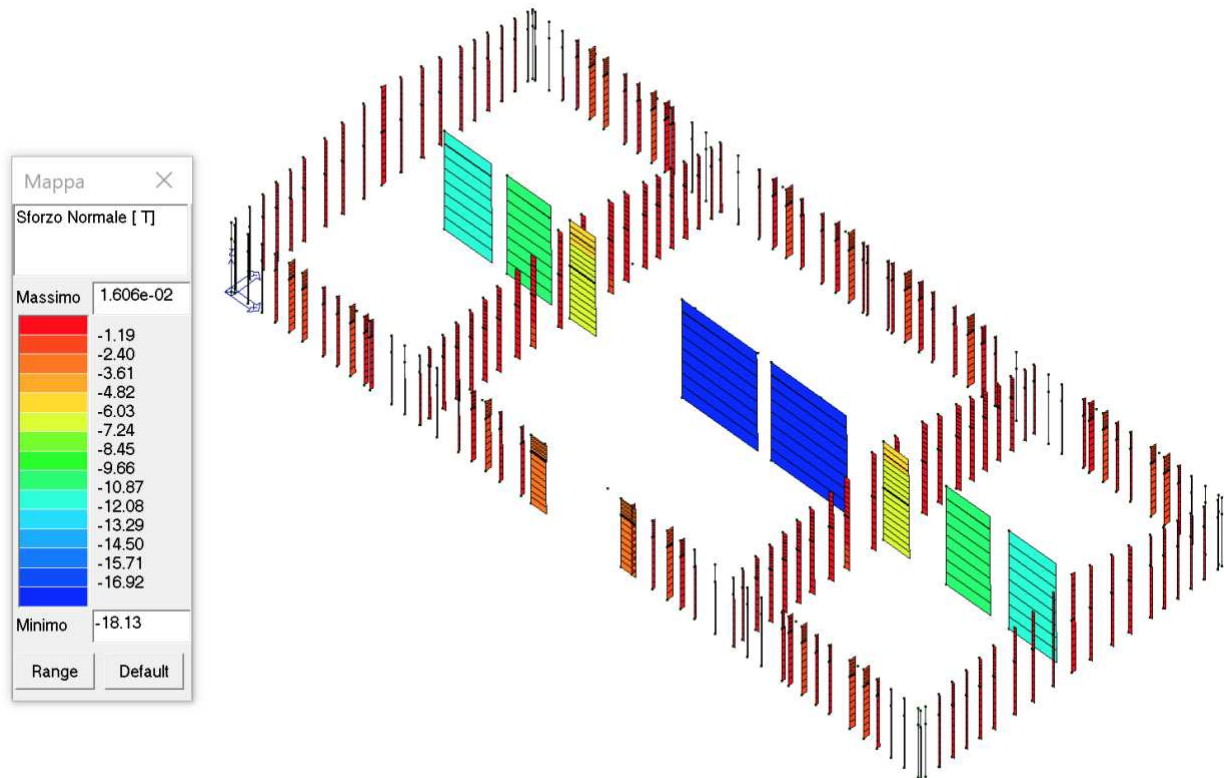


**Quarto modo di vibrare della struttura ( $T_2 = 0,40\text{sec}$ ) - traslazionale lungo y**

## 3.2 Verifiche di resistenza

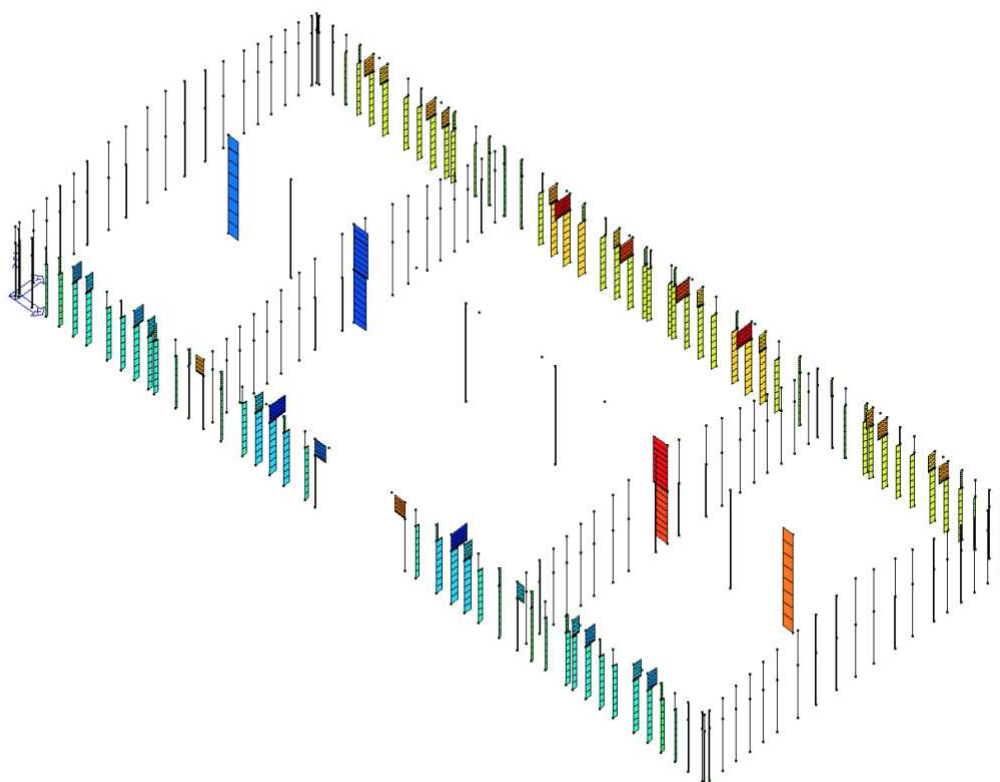
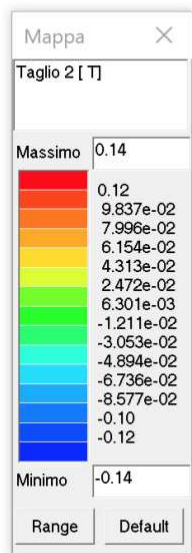
### 3.2.1 *Struttura in elevazione: montanti verticali in legno e pilastri*

I valori delle sollecitazioni e delle verifiche per i montanti verticali in legno di cui sono composte le pareti (tutte soddisfatte) e i pilastri sono riportati sotto forma di mappe di colore, illustrate nelle seguenti figure:

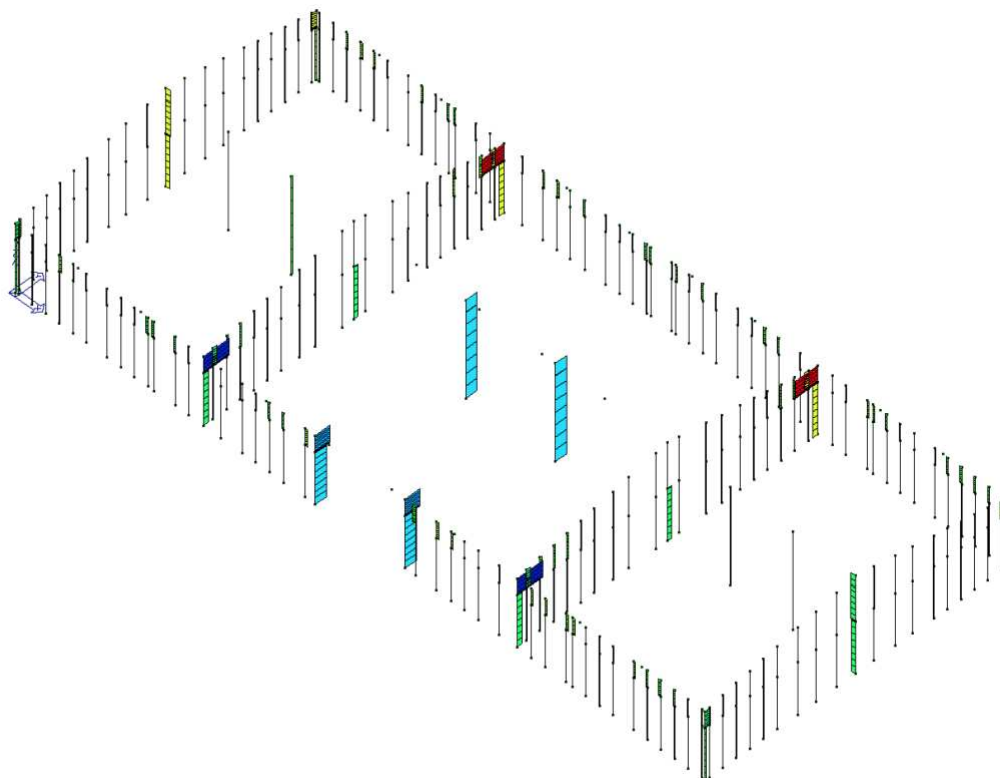
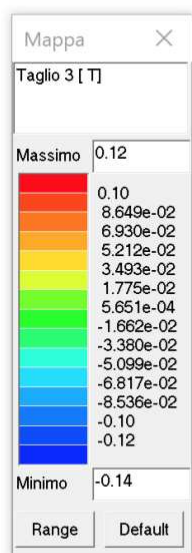


**Valore massimo dello sforzo normale  $N = 18t$**

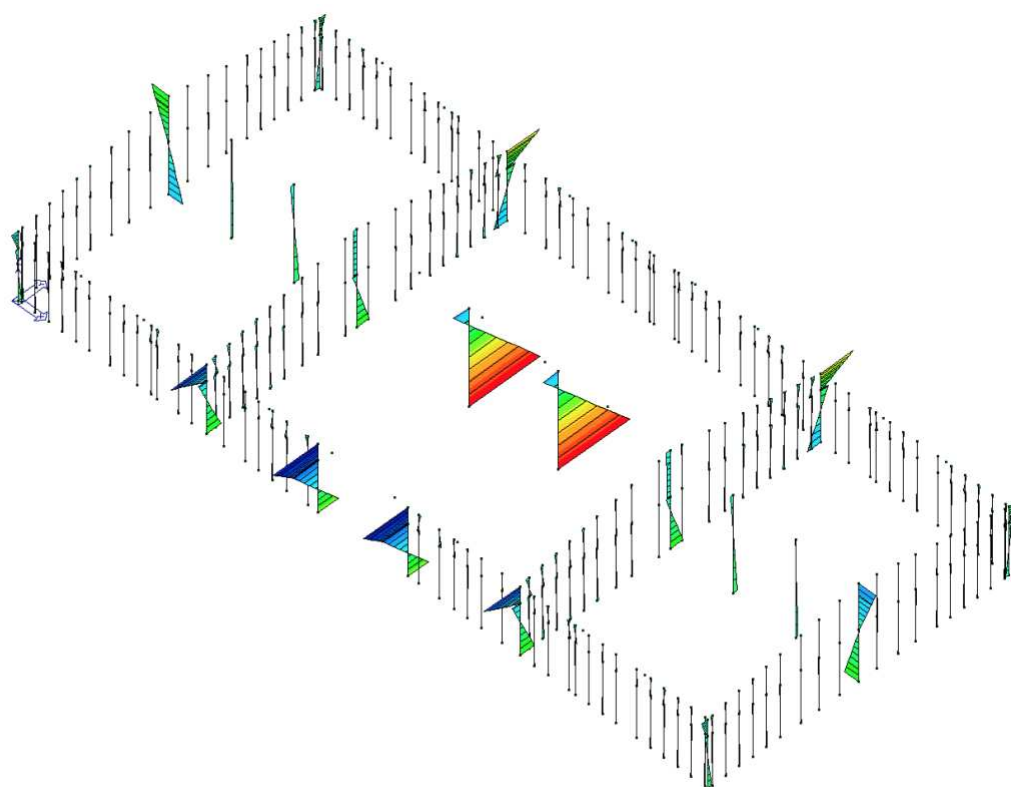
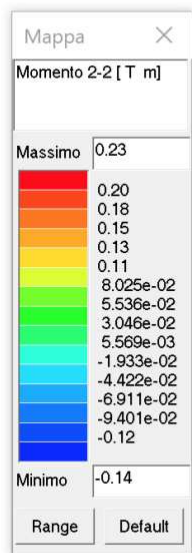




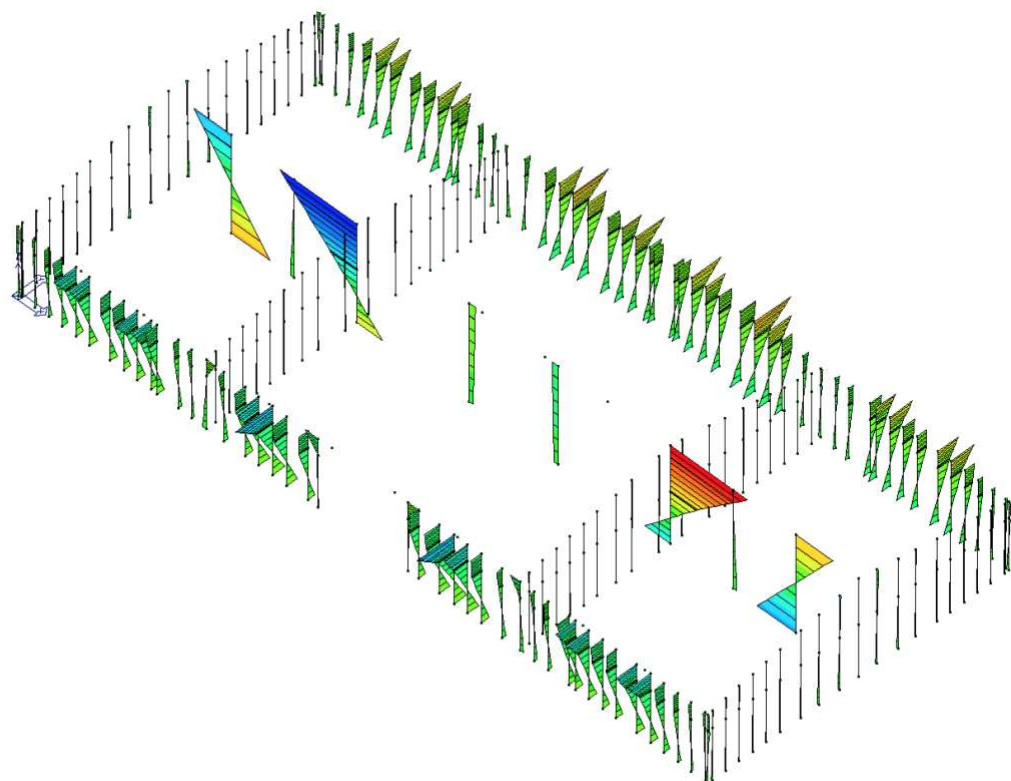
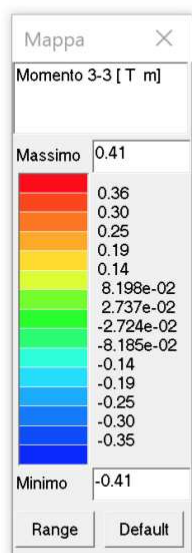
**Valore massimo dello sforzo di taglio T2 = 0,14t**



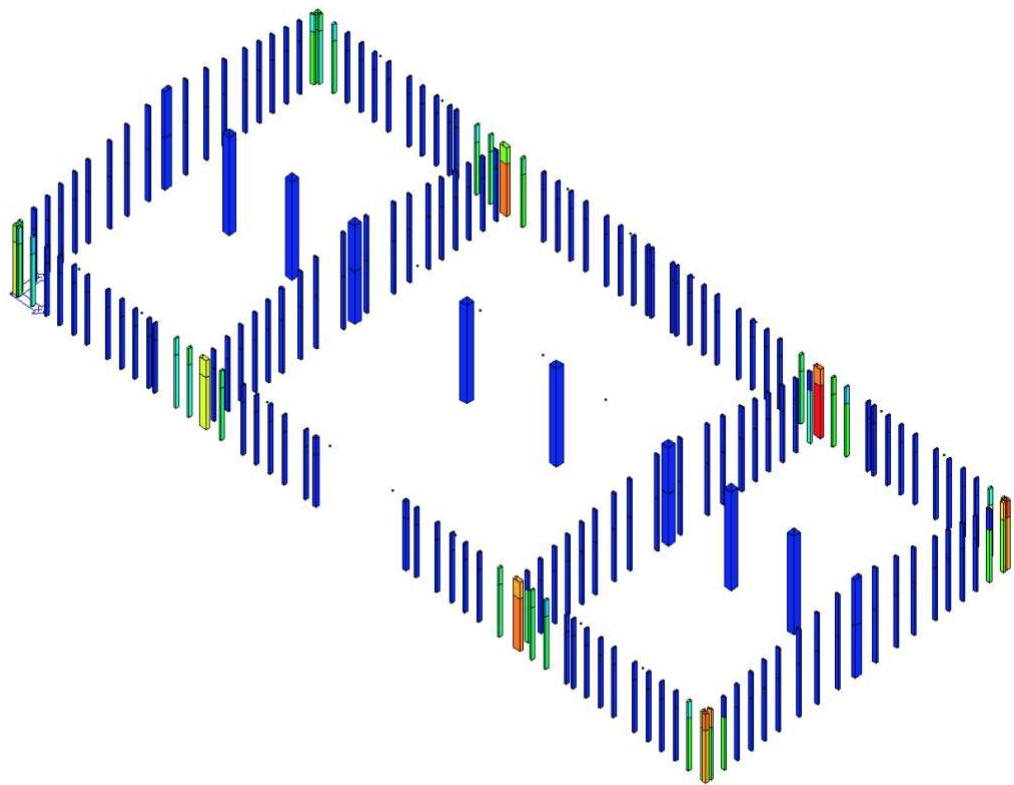
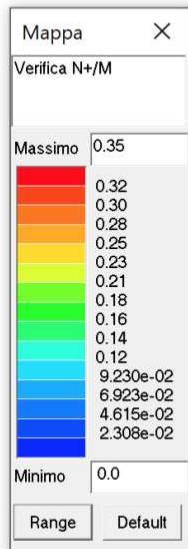
**Valore massimo dello sforzo di taglio T3 = 0,14t**



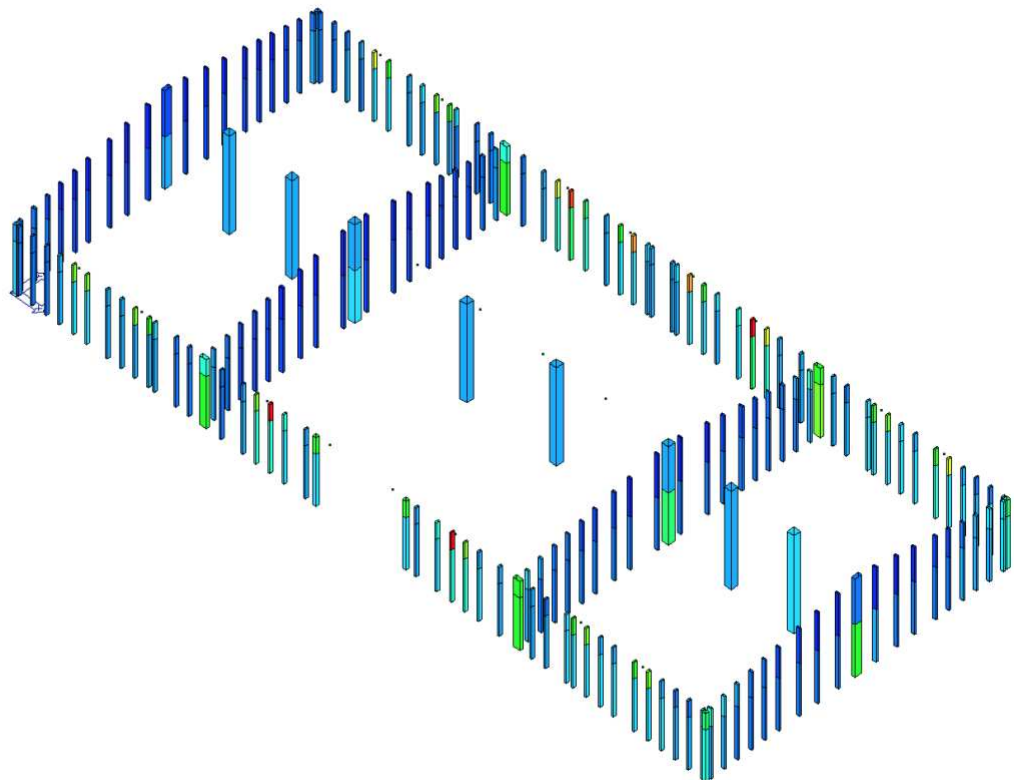
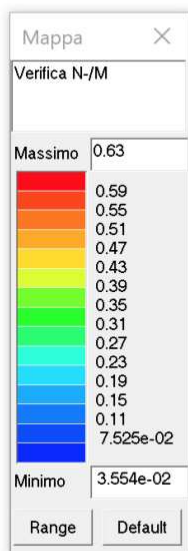
**Valore massimo dello momento flettente  $M_{22} = 0,23\text{tm}$**



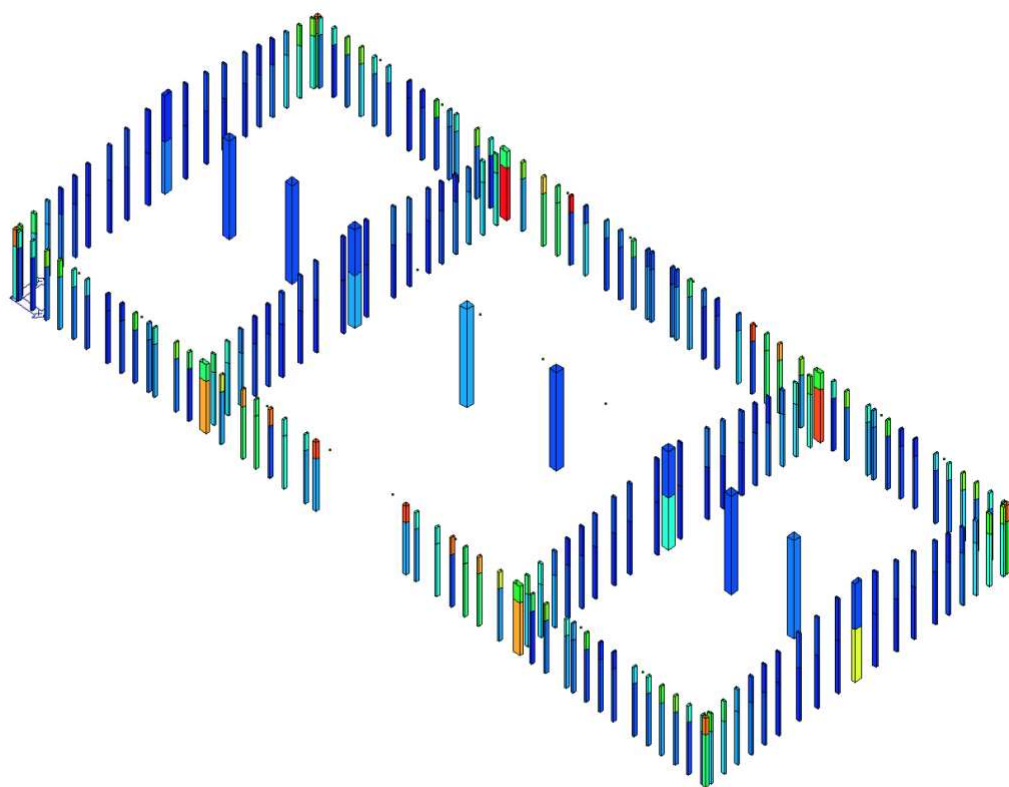
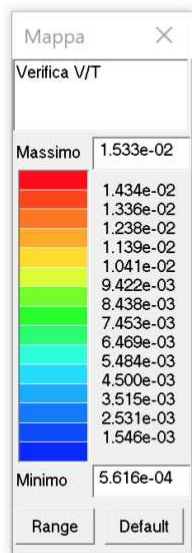
**Valore massimo dello momento flettente  $M_{33} = 0,41\text{tm}$**



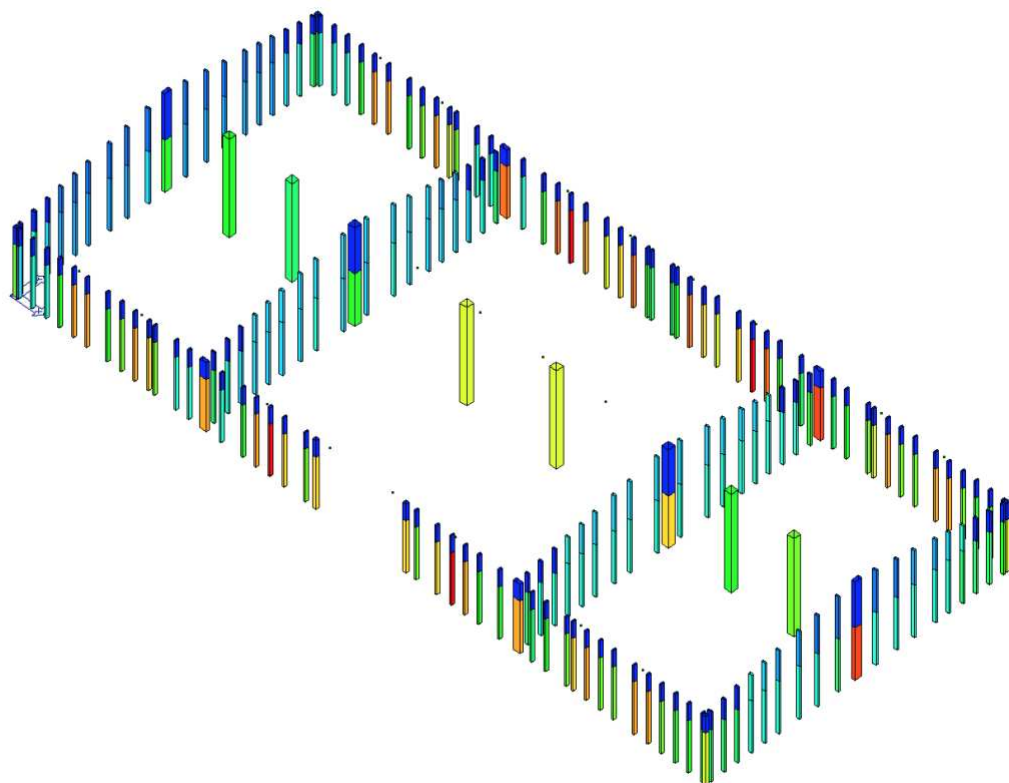
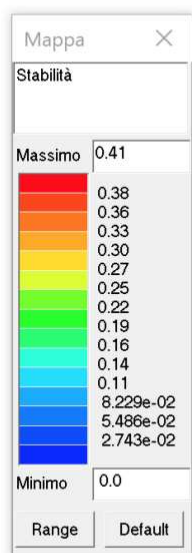
**Verifica N+/M –  $0,35 < 1,0$  – SODDISFATTA – pressoflessione**



**Verifica N-/M –  $0,63 < 1,0$  – SODDISFATTA – pressoflessione**



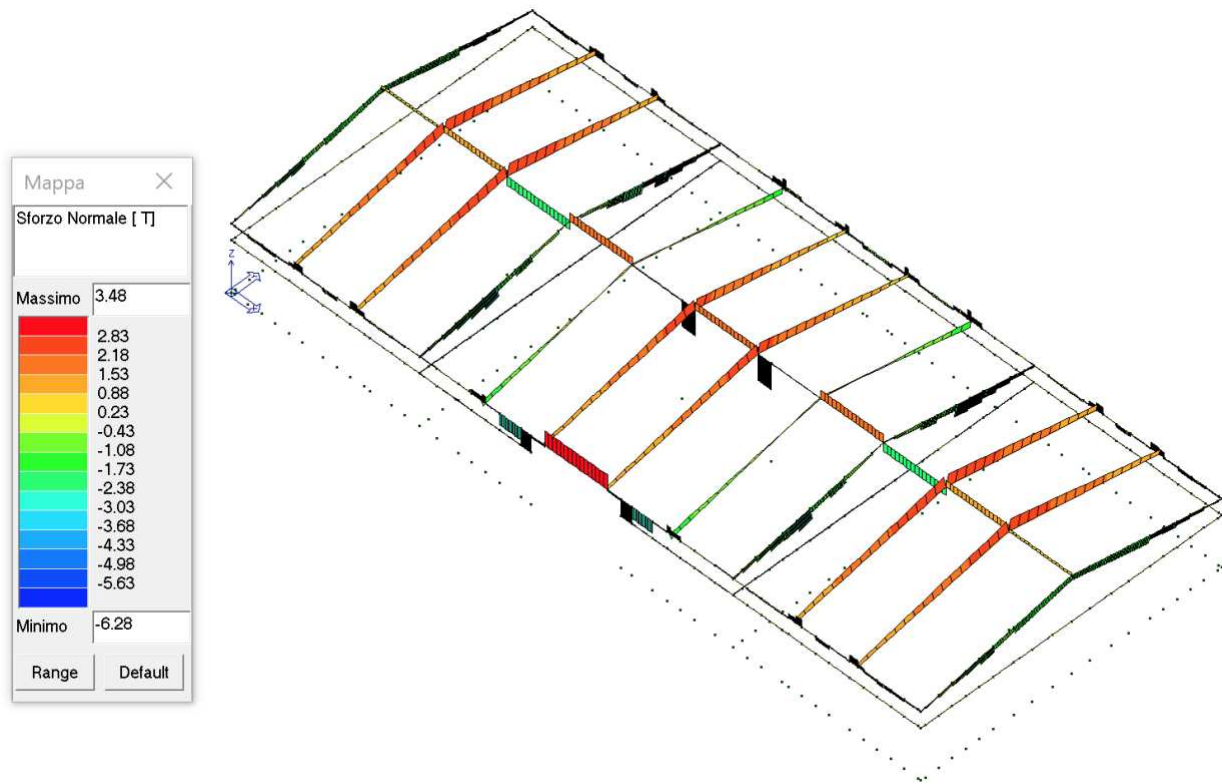
**Verifica V/T –  $0,01 < 1,0$  – SODDISFATTA – taglio**



**Verifica Stabilità –  $0,41 < 1,0$  – SODDISFATTA**

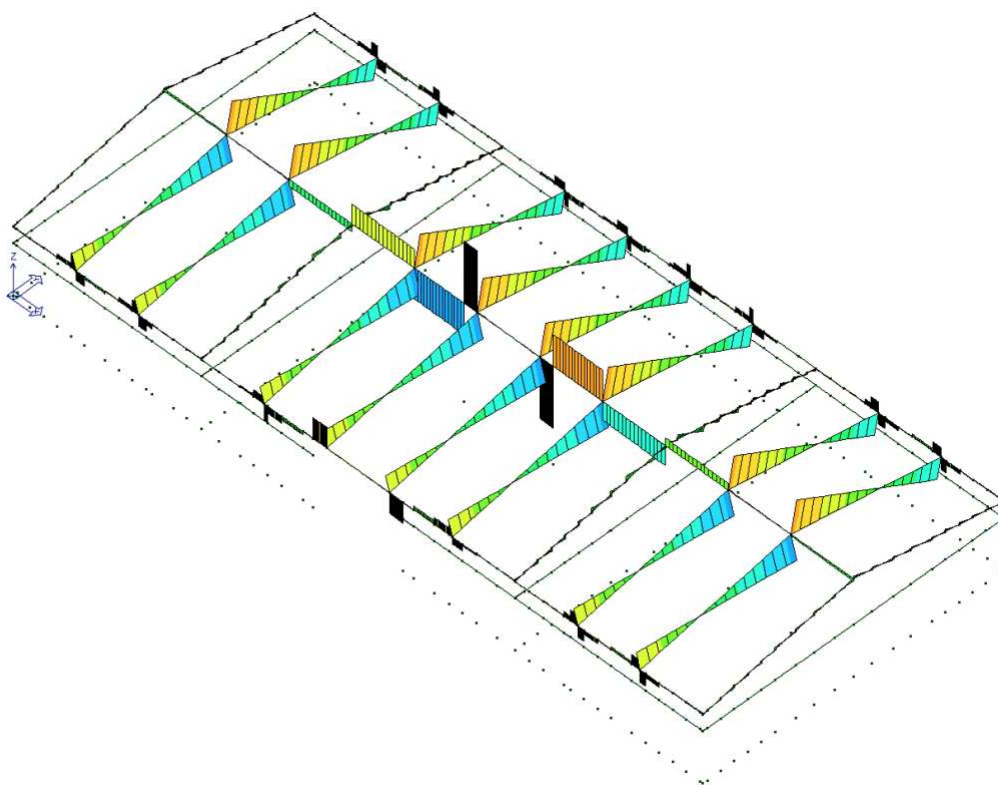
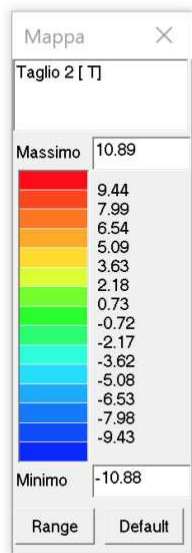
### 3.2.2 Struttura in elevazione: travi orizzontali in legno

I valori delle sollecitazioni e delle verifiche per le travi orizzontali in legno di cui sono composte le pareti (tutte soddisfatte) sono riportati sotto forma di mappe di colore, illustrate nelle seguenti figure:

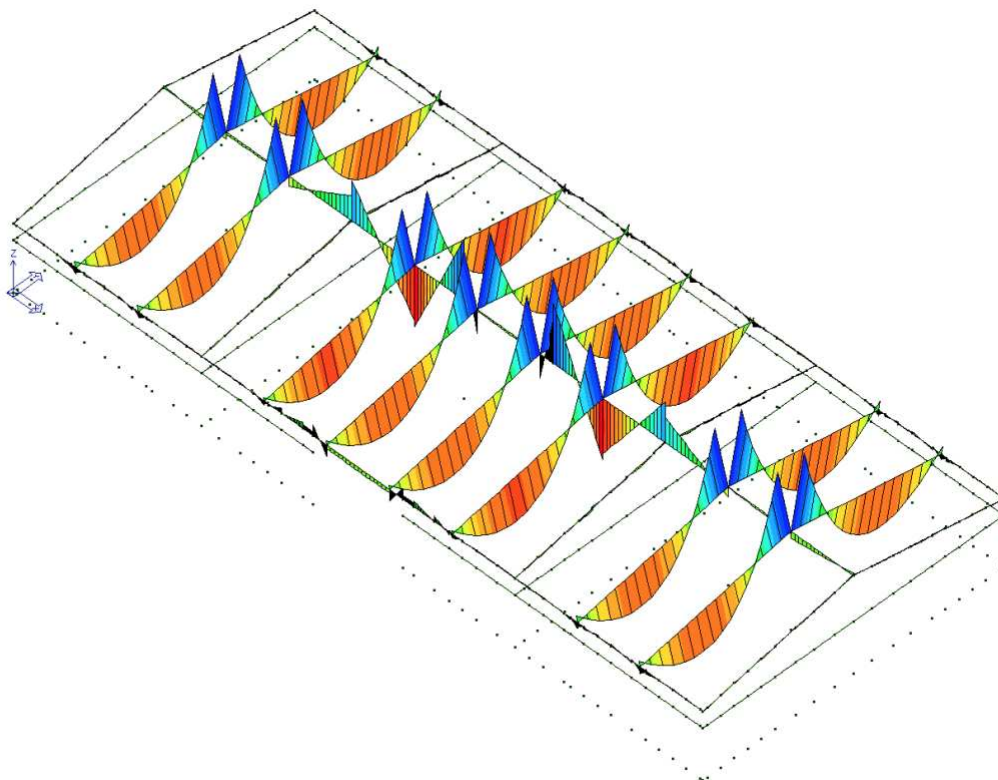
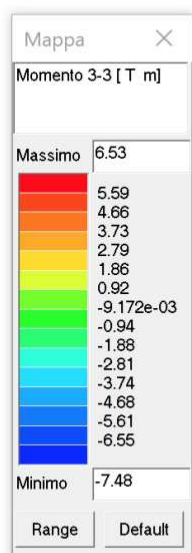


**Valore massimo dello sforzo normale  $N = 6,28t$**

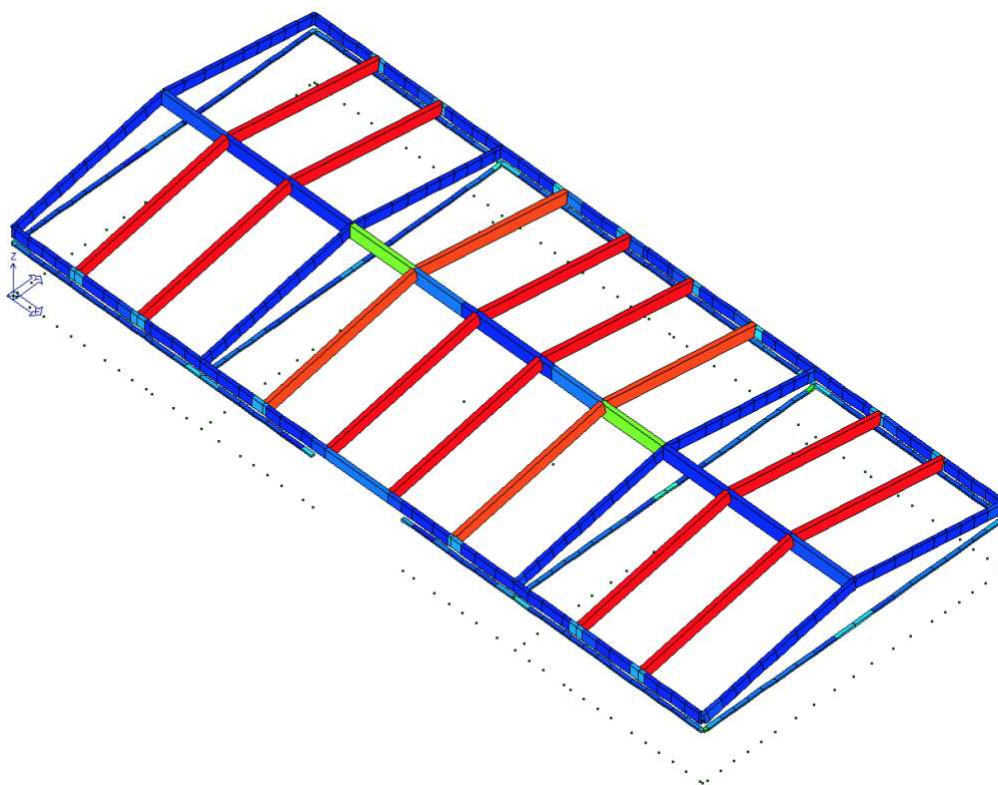
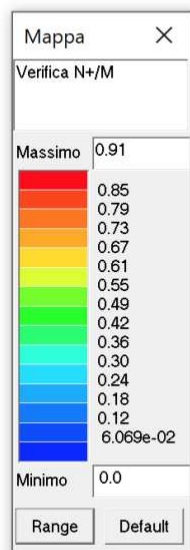




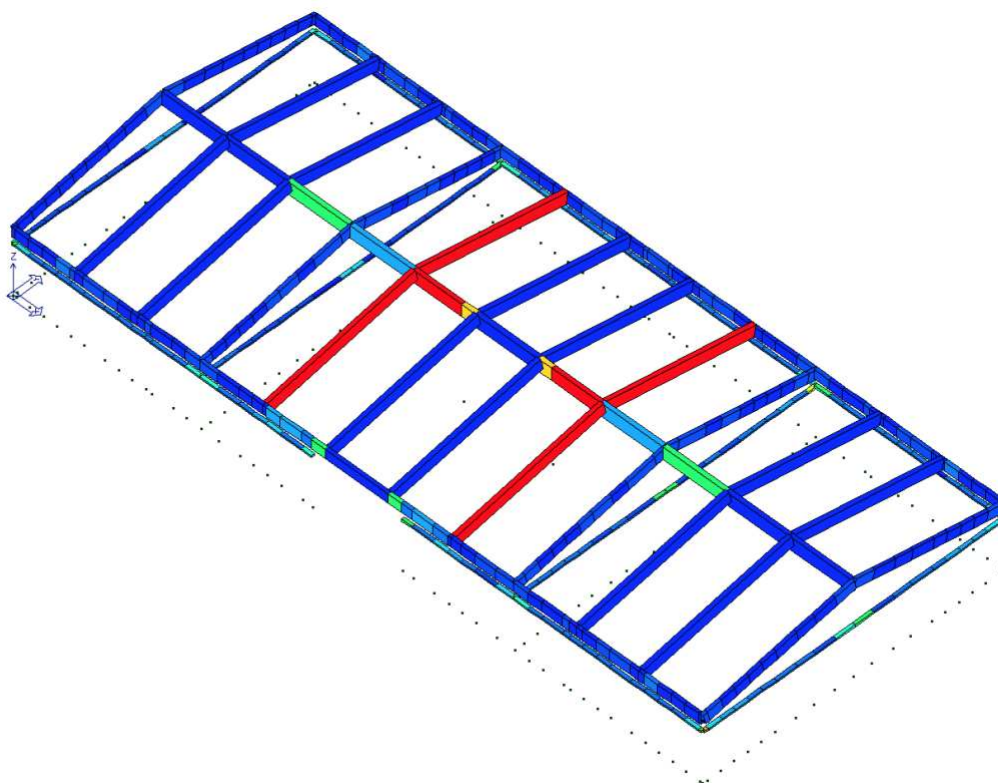
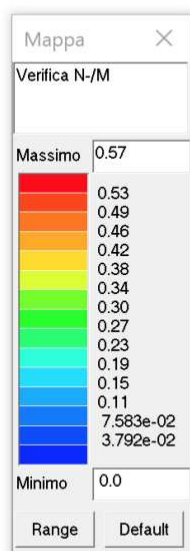
**Valore massimo dello sforzo di taglio T2 = 10,88t**



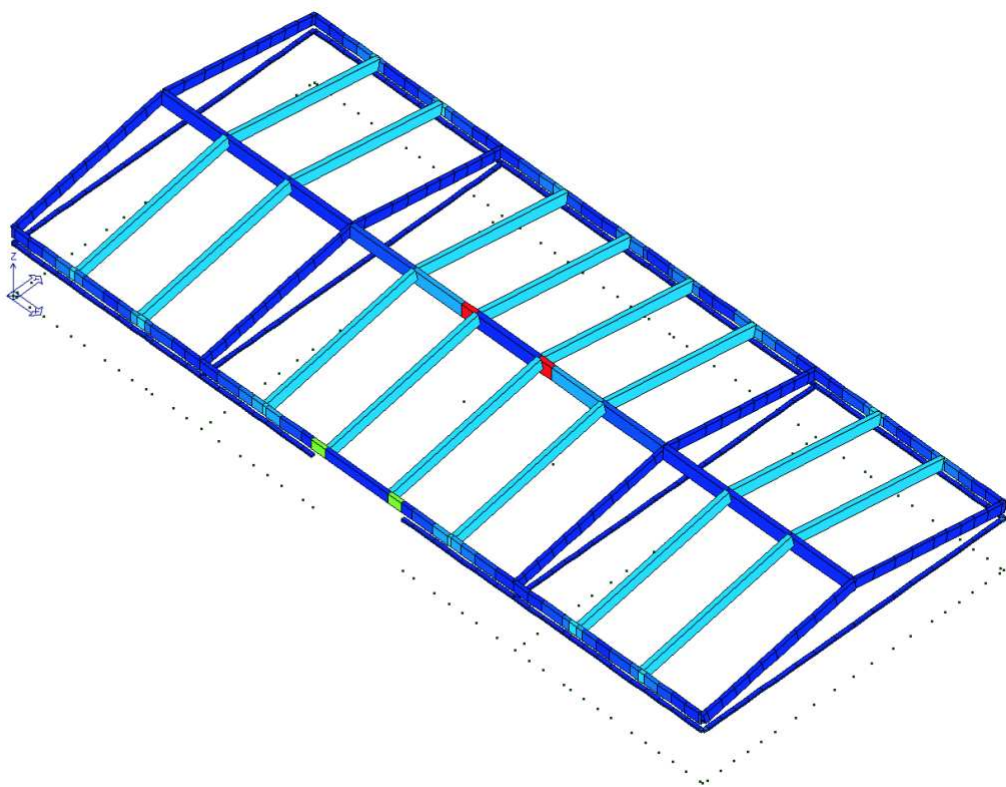
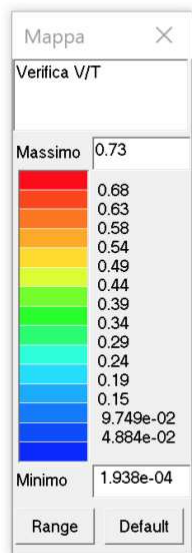
**Valore massimo dello momento flettente M33 = 7,48tm**



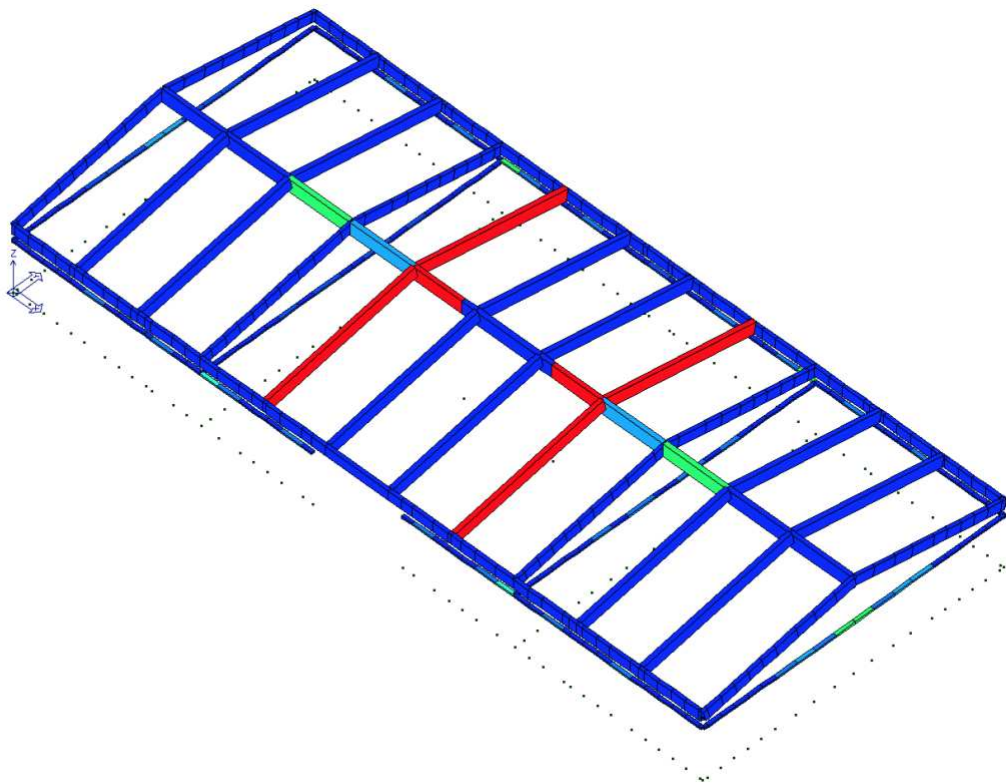
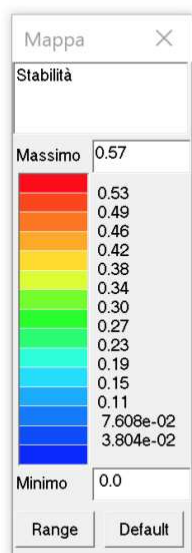
**Verifica N+/M –  $0,91 < 1,0$  – SODDISFATTA – pressoflessione**



**Verifica N-/M –  $0,57 < 1,0$  – SODDISFATTA – pressoflessione**

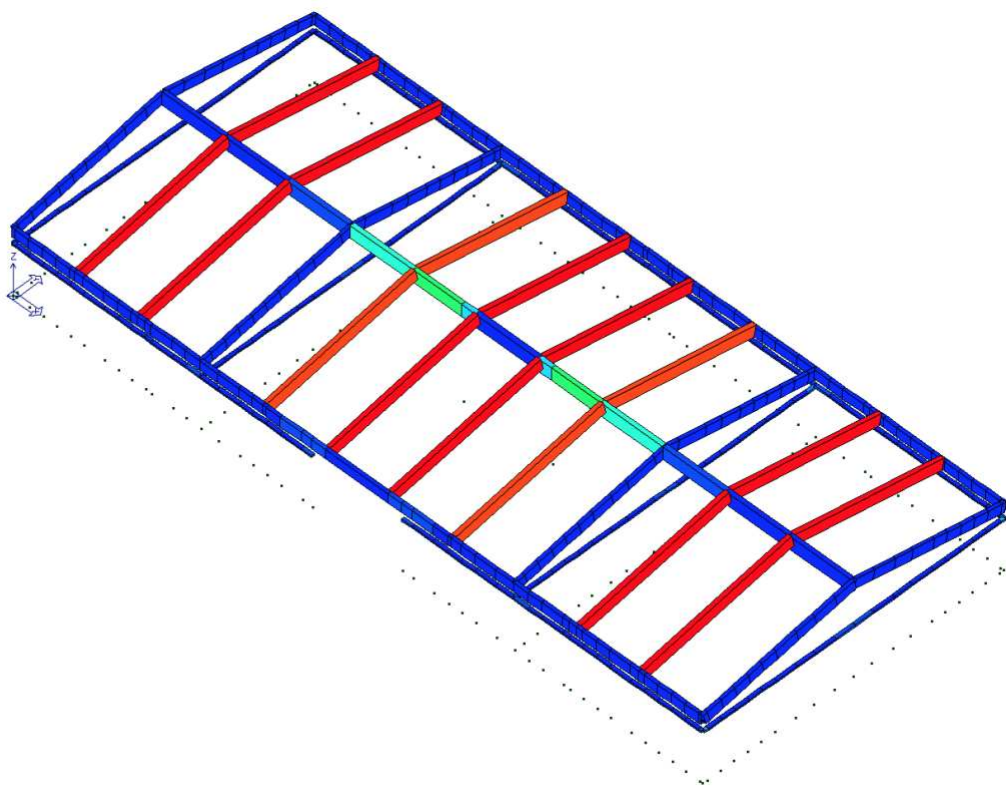
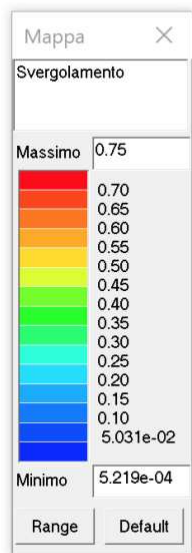


**Verifica V/T –  $0,73 < 1,0$  – SODDISFATTA – taglio**



**Verifica Stabilità –  $0,57 < 1,0$  – SODDISFATTA**

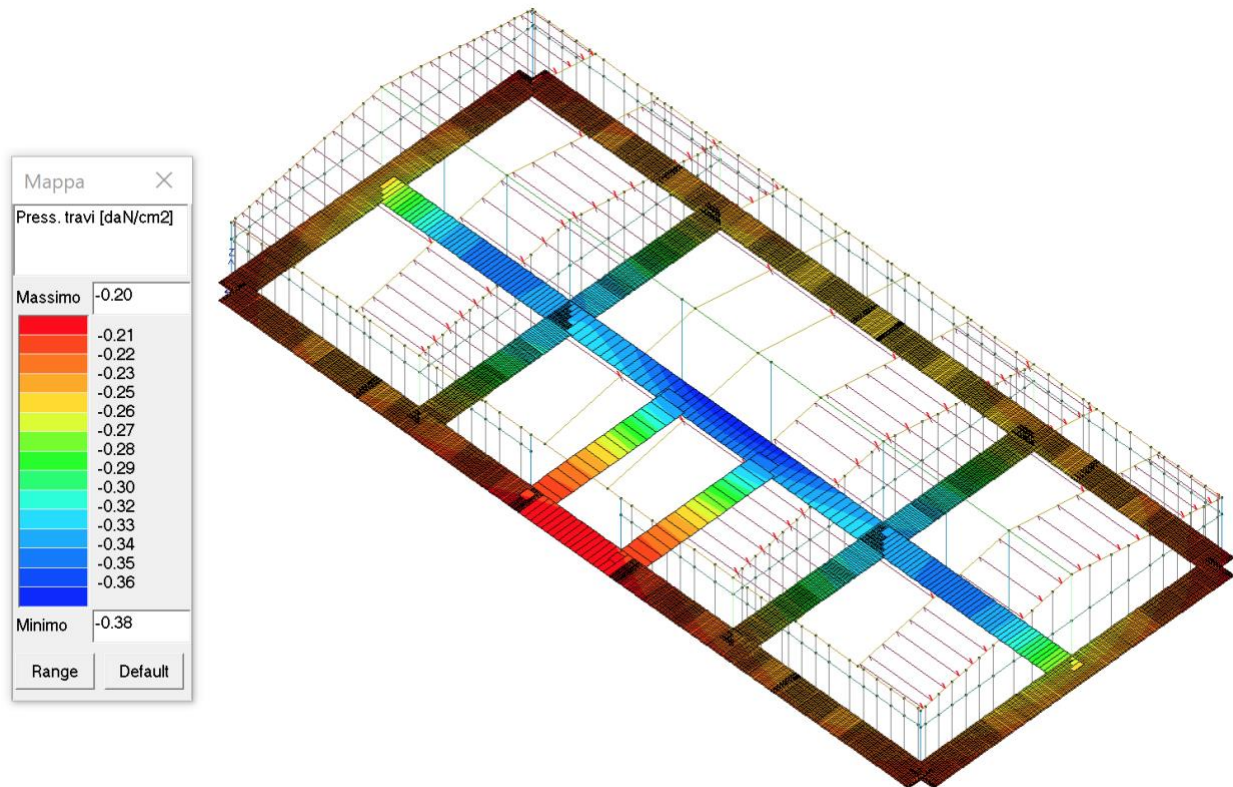




**Verifica Svergolamento –  $0,75 < 1,0$  – SODDISFATTA**

### 3.2.3 Sistema di fondazione: verifica della portanza / pressione di contatto terreno - fondazione

Il valore massimo di pressione sul terreno (riportato per via grafica sotto forma di mappe di colore, illustrate nelle seguenti figure), è pari a  $\sigma_{t,max} = 0,38 \text{ daN/cm}^2$  (valore puntuale).



**Pressione massima di contatto fondazione/terreno – travi di fondazione**

Considerando che il valore massimo di pressione sul terreno è molto modesto, la verifica è sicuramente soddisfatta (il valore appare tranquillizzante) e il coefficiente di sicurezza rispetto al valore ultimo di  $q_{Lim}$  vale:  $FS > 1,0$ .

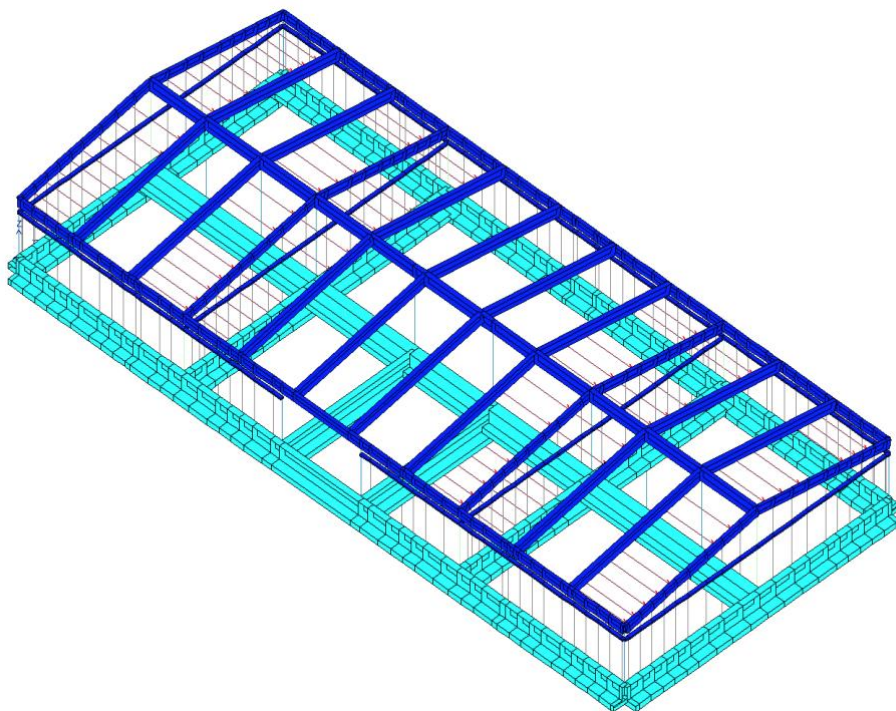
Il valore minimo limite di portanza del terreno in condizioni non drenate (si veda relazione geologico-geotecnica-sismica) è pari a  $q_{lim,max} = 0,50 \text{ daN/cm}^2$ .

Pertanto:  $FS = > \frac{q_{Lim}}{\sigma_{t,max}} = 1,31 > 1,0$  e la verifica è soddisfatta.

### 3.2.4 Sistema di fondazione: verifica di resistenza

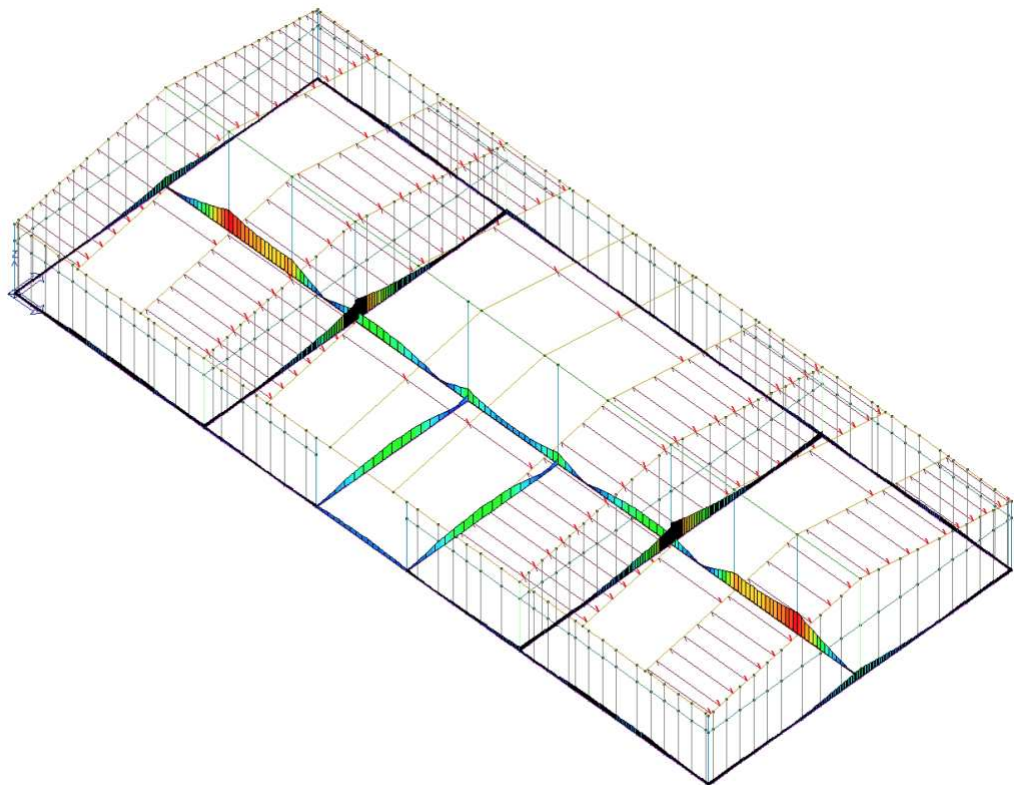
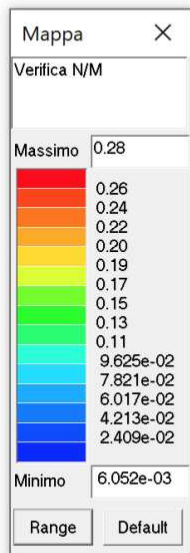
Le fondazioni sono realizzate con travi a sezione T rovescia aventi base 120cm altezza totale 100cm e anima di spessore 30cm (50cm per le trave longitudinale su cui poggiano i pilastri) armate con barre longitudinali  $10\phi 16$  e staffe  $1 + 1\phi 8/20$  (si veda elaborato grafico di dettaglio).

Di seguito si riportano le verifiche tutte soddisfatte in termini di resistenza delle nuove fondazioni.

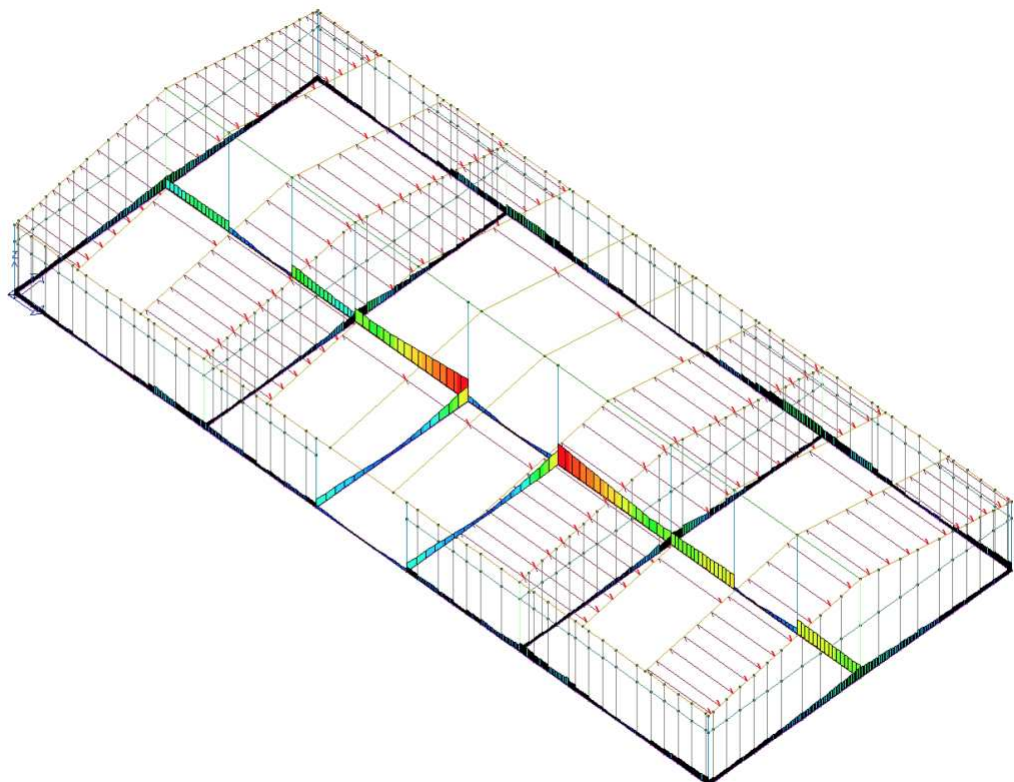
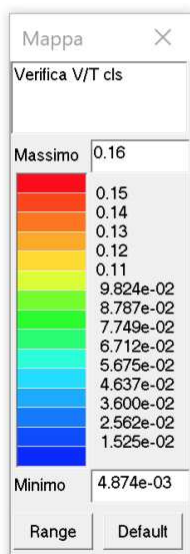


**In ciano si  
rappresentano le travi  
di fondazione con  $FS > 1$   
– Stato di Progetto**

I valori delle verifiche sono soddisfatte e sono riportate sotto forma di mappe di colore, illustrate nelle seguenti figure.

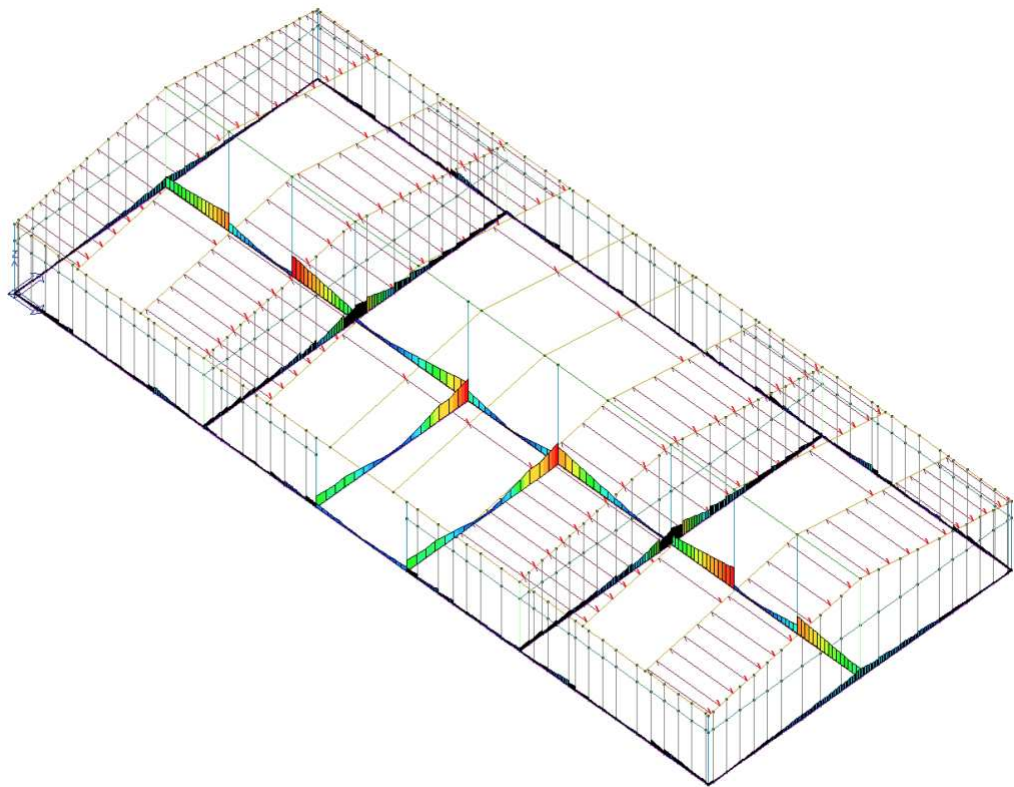
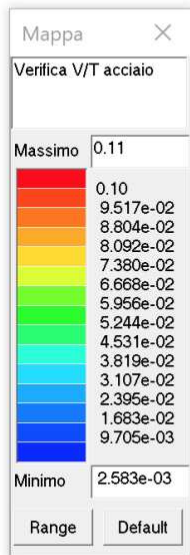


**Verifica N/M –  $0,28 < 1,0$  – SODDISFATTA – pressoflessione**

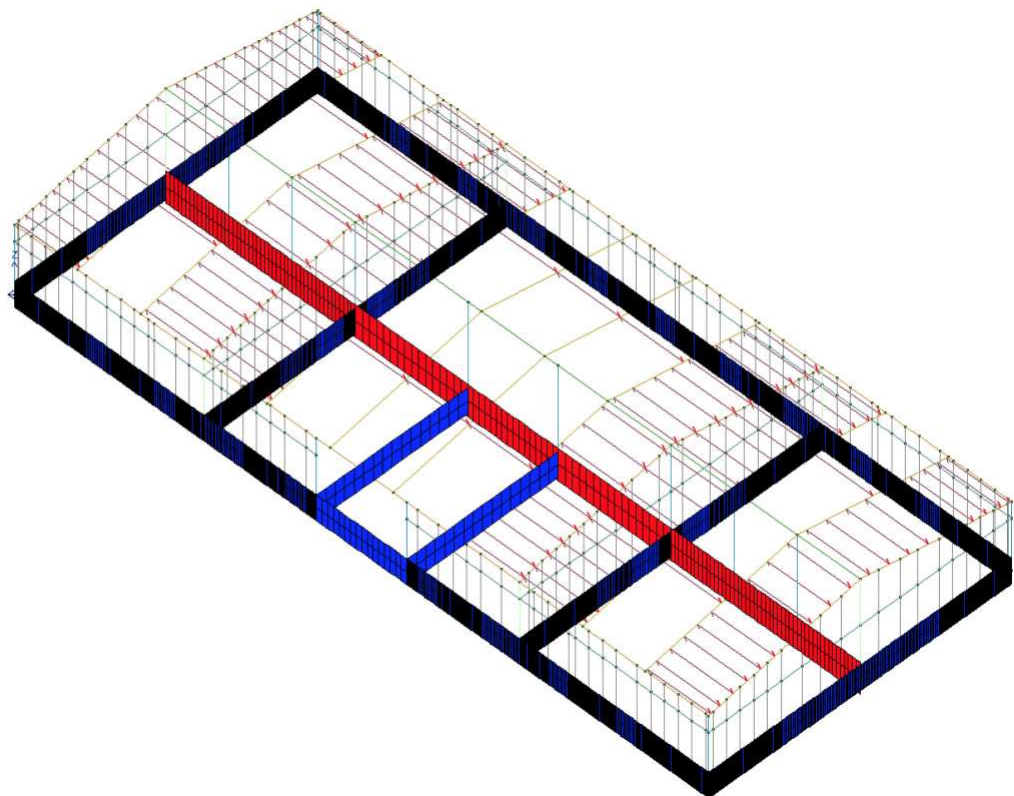
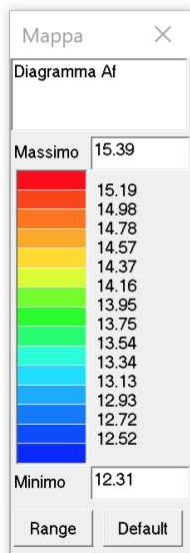


**Verifica V/T cls –  $0,16 < 1,0$  – SODDISFATTA – taglio lato calcestruzzo**



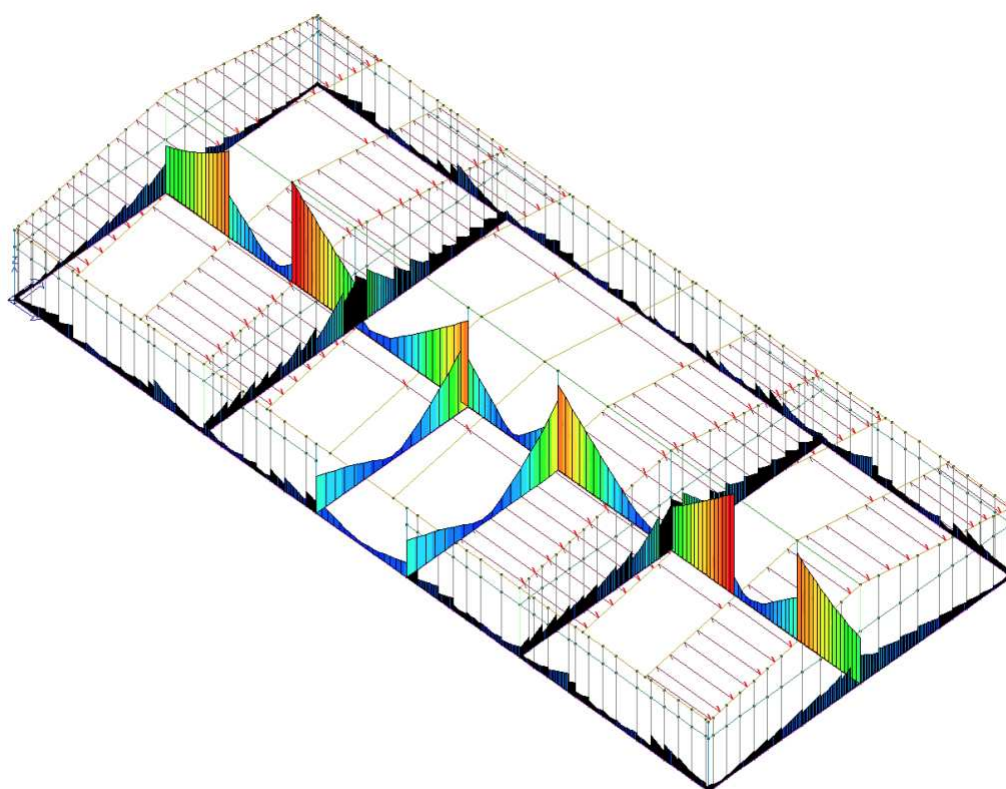
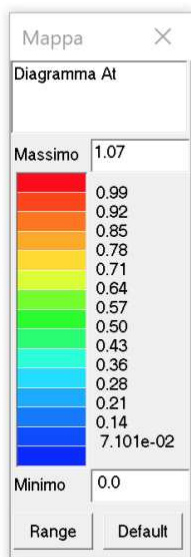


**Verifica V/T acciaio –  $0,11 < 1,0$  – SODDISFATTA – taglio lato acciaio**



**Armatura longitudinale**





**Armatura a taglio (staffe)**

### 3.3 Calcoli manuali eseguiti sui principali elementi strutturali

Si riportano per completezza, alcune verifiche di resistenza di elementi strutturali dell'edificio.

#### 3.3.1 Struttura in elevazione: pareti in legno esterne ed interne portanti

Pareti esterne ed interne portanti: montanti verticali 8x16cm a passo 62,5cm e orizzontali in testa, al piede e sopra e sotto le aperture tamponate con pannello OSB di spessore 15mm per faccia

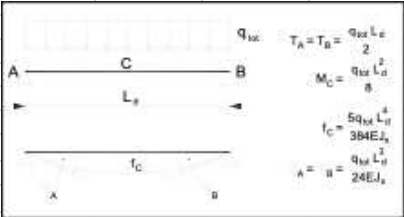
SEZIONE con solo N		4.4.8.1.1-2-3-4					
Nc	1.500 kg	Compr. parallela alle fibre	Nc,0,Rd	=	8.064	daN	
		Compr. perpendicolare alle fibre	Nc,90,Rd	=	960	daN	
		Trazione parallela alle fibre	Nt,0,Rd	=	5.376	daN	
		Trazione perpendicolare alle fibre	Nt,90,Rd	=	192	daN	
			Nc	=	1.500		
			Nc,0,Rd	=	8.064		
						0,19	<=1 OK
Elementi compressi (instabilità di colonna)		4.4.8.2.2					
L colonna	315 cm						
vincolo	1 cerniera 1 incastro	k =	0,7				
		Leff =	220,5 cm				
		i <sub>min</sub> =	1,73 cm				
		λ =	127,3				
		λ <sub>rel,c</sub> =	2,159				
		k =	3,016				
		k <sub>crit,c</sub> =	0,195				
			Nc	=	1.500		
			k <sub>crit,c</sub> × Nc,0,Rd	=	1.574		
						0,95	<=1 OK

Ancoraggio a trazione piano terra tipo A: Si rimanda alla scheda tecnica WHT PLATE 540

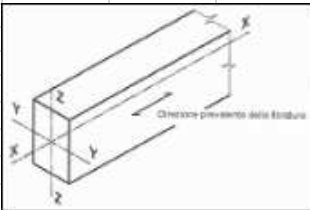
Ancoraggio a taglio piano terra tipo B: Si rimanda alla scheda tecnica TITAN PLATE TCP200.

Per ogni punto di ancoraggio a taglio si montano 2 staffe ciascuna con 30 chiodi anker e 2M12.

Copertura con arcarecci 12x16H a passo massimo 120cm e luce 3,0m

TRAVE SU 2 APPOGGI			4.4.8.1.6 Flessione retta						
			4.4.8.1.9 Taglio						
Md	548	kgm	Md		548				
Vd	731	kg	Mc,Rd (y)	=	692	=	0,79	<=1 OK	
			Vd		731				
			Vc,Rd (z)	=	2.966	=	0,25	<=1 OK	
			f <sub>B q_tot</sub>	0,71	cm	<=	1,50	OK	
			f <sub>B q_var</sub>	0,33	cm	<=	1,20	OK	

Copertura con trave di colmo e rompitratta 20x52H a passo massimo 300cm e luce 7,2m

LEGNO: VERIFICHE SLU-SLE									
SEZIONE TRAVE:									
B	20	cm		Nc,0,Rd (x)	133.048	kgm			
H	52	cm		Nc,90,Rd (x)	15.062	kgm			
A	1.040	cm <sup>2</sup>		Nt,0,Rd (x)	97.903	kgm			
q <sub>trave</sub>	42,6	kg/m		Nt,90,Rd (x)	2.259	kgm			
W <sub>y</sub>	9.013	cm <sup>3</sup>		Mc,Rd (y)	12.184	kgm			
J <sub>y</sub>	234.347	cm <sup>4</sup>		Vc,Rd (z)	16.066	kg			
J <sub>z</sub>	34.667	cm <sup>4</sup>							
LA LUNGHEZZA DI CALCOLO L <sub>d</sub> VALE:									
L <sub>d</sub>	7,20	m	limiti di deformabilità:		copertura in genere L <sub>d</sub> / 200				
			limite carico totale:		L <sub>d</sub> / 200				
			limite carico Q:		L <sub>d</sub> / 250				
					E0,g,mean	126.000	daN/cm <sup>2</sup>		
			f <sub>tot</sub>		3,60	cm			
			f <sub>Q</sub>		2,88	cm			
ANALISI DEI CARICHI:									
q <sub>trave</sub>	42,6	kg/m				γ <sub>G1</sub>	1,30		
q <sub>perm_lineare</sub>	0	kg/m				γ <sub>G2</sub>	1,30		
q <sub>var_lineare</sub>	0	kg/m				γ <sub>Q</sub>	1,50		
Q <sub>perm</sub>	160	kg/m <sup>2</sup>	int. travi	3,00	m				
Q <sub>var</sub>	135	kg/m <sup>2</sup>							
Combinazione rara:									
q <sub>tot SLU</sub>	1287	kg/m	q <sub>tot SLE</sub>		928	kg/m			
			q <sub>var SLE</sub>		405	kg/m			

TRAVE SU 2 APPOGGI			4.4.8.1.6 Flessione retta					
			4.4.8.1.9 Taglio					
Md	8.339	kgm	Md	8.339			0,68	<=1 OK
Vd	4.633	kg	Mc,Rd (y)	12.184	=			
			Vd	4.633			0,29	<=1 OK
			Vc,Rd (z)	16.066	=			
			f <sub>B q_tot</sub>	1,10	cm	<=	3,60	OK
			f <sub>B q_var</sub>	0,48	cm	<=	2,88	OK

### 3.3.3 Sistema di fondazione: verifica di resistenza del cordolo 20x22cm di appoggio della struttura lignea

Il cordolo in c.a. di sezione, a favore di sicurezza, 20x22cm è armato con 2 + 2 $\phi$ 16 e staffe  $\phi$ 8/15 ovunque. Il cordolo è ancorato alla struttura sottostante in c.a. mediante barre filettate M20/100cm, classe 8.8, in fori  $\phi$ 30 di lunghezza 35cm intasati con resina idonea per impieghi strutturali (si veda particolare nell'elaborato grafico).

Le barre M20 sono calcolate per resistere a taglio allo sforzo di taglio massimo trasmesso dalle piastre a taglio (ancoraggio tipo B) e per resistere a trazione allo sforzo di trazione massimo trasmesso dalle piastre a trazione (ancoraggio tipo A).

L'ancoraggio tipo B è costituito da piastre a passo minimo 75cm ancorate con minimo 2M12 aventi area complessiva  $\frac{0,8 \cdot 2 \cdot A_{\phi 12}}{0,75} = 2,4 \text{ cm}^2/\text{m}$ . La verifica a taglio del connettore M20/100cm è soddisfatta in quanto

$$\frac{0,8 \cdot 2 \cdot A_{\phi 12}}{0,75} = 2,4 \text{ cm}^2/\text{m} < 0,8 \cdot A_{\phi 20} = 2,52 \text{ cm}^2/\text{m}$$

La verifica lato cls per effetto del taglio della piastra si traduce in una verifica a compressione nel cordolo. Il taglio massimo di M12 cl. 8.8 vale

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6 \cdot f_{tb} \cdot A_{res}}{\gamma_{M2}} = \frac{0,6 \cdot 8000 \cdot 0,8 \cdot 1,13}{1,25} = 3470 \text{ daN}$$

Lo sforzo di compressione massimo nel cordolo è pari a  $N = 2 \cdot F_{v,Rd} = 6940 \text{ daN}$  per cui la verifica è ampiamente soddisfatta e vale

$$f_c = \frac{6940}{20 \cdot 20} = 17 \text{ daN/cm}^2 \ll f_{cd} = 140 \text{ daN/cm}^2$$

L'ancoraggio tipo A è costituito da piastre a passo minimo 200cm ancorate con 2M16 aventi area complessiva  $\frac{0,8 \cdot 2 \cdot A_{\phi 16}}{2,00} = 1,6 \text{ cm}^2/\text{m}$ . La verifica a trazione del connettore M20/100cm è soddisfatta in quanto

$$\frac{0,8 \cdot 2 \cdot A_{\phi 16}}{2,00} = 1,6 \text{ cm}^2/\text{m} < 0,8 \cdot A_{\phi 20} = 2,52 \text{ cm}^2/\text{m}$$

La verifica lato cls per effetto della trazione dell'ancoraggio si traduce in una verifica per flessione del cordolo avente luce libera di inflessione pari a 100cm ovvero il passo degli ancoraggi M20 caricato in mezzzeria.

La trazione massima è pari al taglio massimo di 2M16 cl. 8.8 vale

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6 \cdot f_{tb} \cdot 2 \cdot A_{res}}{\gamma_{M2}} = \frac{0,6 \cdot 8000 \cdot 2 \cdot 0,8 \cdot 2,01}{1,25} = 12350 daN$$

Lo schema statico è quello di trave semincastrata di luce 100cm e carico concentrato pari a  $F_{v,Rd}$ . Gli sforzi massimi nel cordolo in c.a. valgono

$$M=2058 daN$$

$$T=6175 daN$$

Il cordolo in c.a. di sezione 30x30cm è armato con  $2 + 2\phi 16$  e staffe  $\phi 8/15$  ovunque, per cui le resistenze valgono

$$M_{rd}=2406 daNm$$

$$V_{rd}=6386 daN$$

Le verifiche di resistenza sono soddisfatte.

### **3.4 Piastre di collegamento fra struttura lignea e fondazione**

Si allegano le schede tecniche (contenenti le verifiche di resistenza) dei seguenti ancoraggi fra struttura lignea e fondazione:

Ancoraggio a trazione piano terra tipo A: Si rimanda alla scheda tecnica WHT PLATE 540

Ancoraggio a taglio piano terra tipo B: Si rimanda alla scheda tecnica TITAN PLATE TCP200

Ancorante pesante ad espansione: Si rimanda alla scheda tecnica TASSELLI AB1

Angolari standard di collegamento: Si rimanda alla scheda tecnica WVB WBR 70-90-100