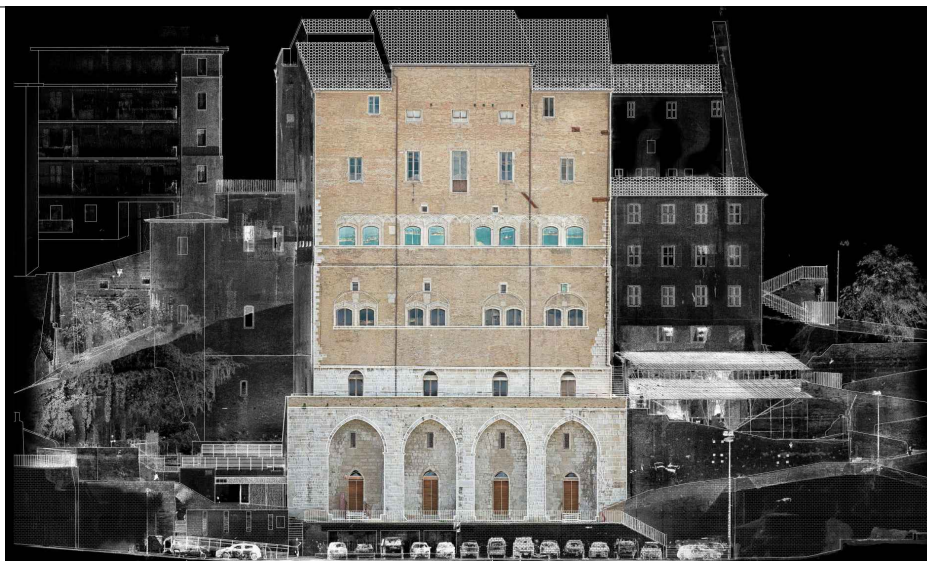




# COMUNE DI ANCONA



ITI WATERFRONT DI ANCONA 3.0 - POR FERS MARCHE 2014-20 - ASSE 6 - AZ.16.1  
PERCORSO ARCHEOLOGICO PALAZZO DEGLI ANZIANI-SACELLO MEDIOEVALE PIAZZALE DANTE  
ALIGHIERI- CASA DEL CAPITANO. RESTAURO E VALORIZZAZIONE CAPISALDI STORICI E SPAZI APERTI.

## Progetto Esecutivo

Responsabile Unico del Procedimento

Arch. Claudio Centanni

Progettazione architettonica

ABDR

ABDR Architetti Associati  
Via delle Conche, 20 - 00154 Roma

Prof. Arch. Michele Beccu  
Prof. Arch. Paolo Desideri  
Prof. Arch. Filippo Raimondo

Mondaini Roscani Architetti Associati  
Viale della Vittoria, 14 - 60123 Ancona

Arch. Gian Paolo Roscani  
Giovane professionista :  
Ing. Arch. M. Roscani

Coordinamento operativo :  
Arch. Nicola Bissanti  
Collaboratori : Arch. M. Gemmiti

ORDINE DEGLI INGEGNERI  
DELLA PROVINCIA DI MACERATA  
Collaboratori: Dott. F. Chiacchiera  
Dott. Ing. MARCO ROSCIANI  
POTENZA PICENA

INGEGNERE a Civile e Ambientale  
n. 1780

Progettazione strutturale

Studio di Ingegneria Talevi  
Piazza Cavour, 13 - 60121 Ancona

Ing. Maurizio Talevi

Dott. Ing. MAURIZIO TALEVI  
Collaboratori: Geom. R. Pasqualini  
Ordine Ingegneri Prov. Ancona n. 520

Progettazione impianti

SIGEA srl  
Via C. Battisti n.1 - 60022 Castelfidardo (AN)

Ing. Elio Ottaviani

Dott. Ing. Elio OTTAVIANI  
Ordine Ingegneri Prov. An. n. 986

Coordinatore della sicurezza in fase di progettazione

Mondaini Roscani Architetti Associati

Arch. Gian Paolo Roscani

Consulenti

Archeologo Dott.ssa Chiara Cesaretti - Geologo Dott. Maurizio Mainiero, Storia dell'Arte Dott.ssa Maria Beltramo

Elaborato					Fase	Ambito	Tipo elaborato N. elaborato	
COPERTURA Relazione di calcolo						ST	RL	303
Data di emissione	Data revisione	N. Revisione	Scala	Quota	Area	Redazione progetto	Redazione elaborato	Verifica elaborati
Marzo 2022	Maggio 2022	REV 02						

“STRATEGIA DI SVILUPPO URBANO SOSTENIBILE ITI WATERFRONT 3.0 – POR FESR MARCHE 2014 -2020 – ASSE 6 – AZ.16.1 PERCORSO ARCHEOLOGICO PALAZZO DEGLI ANZIANI – SACELLO MEDIOEVALE – PIAZZALE DANTE ALIGHIERI – CASA DEL CAPITANO. RESTAURO E VALORIZZAZIONE DI CAPISALDI STORICI E SPAZI APERTI”

## PROGETTO STRUTTURALE DELLA TETTOIA IN CARPENTERIA METALLICA

**COMMITTENTE: COMUNE DI ANCONA**

RELAZIONE DI CALCOLO R2

ANCONA, MAGGIO 2022

IL PROGETTISTA STRUTTURALE  
DOTT.ING. MAURIZIO TALEVI

## INDICE

f)	RELAZIONE SUI MATERIALI	12
g)	ILLUSTRAZIONE DEI CRITERI DI PROGETTAZIONE E DI MODELLAZIONE	15
h)	COMBINAZIONE DEI CARICHI	21
i)	METODO DI ANALISI ESEGUITO	22
j)	CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE INDAGATI	23
k)	CLASSIFICAZIONE DELLE SEZIONI	24
l)	MASSA PARTECIPANTE	25
m)	CARATTERISTICHE DELLE SOLLECITAZIONI	26
n)	CARATTERISTICHE E AFFIDABILITA' DEL CODICE DI CALCOLO	28
<b>VERIFICA DEI PRINCIPALI ELEMENTI STRUTTURALI</b>		<b>29</b>
<b>VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO</b>		<b>30</b>
Spostamenti Verticali agli SLE statici.		30
	Travi Secondarie	30
	Travi Principali	31
SPOSTAMENTI RELATIVI AI CARICHI VARIBILI		31
VERIFICA DEI COLLEGAMENTI		32
RELAZIONE GEOTECNICA		42

## RELAZIONE TECNICO ILLUSTRATIVA

### a) DESCRIZIONE DEL CONTESTO EDILIZIO

Le strutture oggetto della presente relazione, commissionate dal Comune di Ancona, da installarsi nell'area portuale del Comune di Ancona, sono costituite da elementi in acciaio, formati da elementi standard della carpenteria metallica con sovrastante piano di copertura composto da pannellatura tipo "ALUCOBOND" da 4,0 mm, guaina impermeabilizzante e pannello sandwich costituito da lamiera grecata e poliuretano espanso dello spessore pari da 80 mm.

### b) DESCRIZIONE GENERALE DELLA STRUTTURA

La struttura metallica in oggetto, sarà installata all'esterno dell'area portuale del Comune di Ancona (AN), e sarà destinata a copertura per proteggere dalle intemperie i vicini scavi del porto antico anconetano ed è classificata ai sensi del D.M. 17.01.2018 come categoria "H" *Coperture accessibili per la sola manutenzione*.

Il piano di calpestio della struttura finita avrà uno sviluppo in pianta pressochè rettangolare con il lato maggiore pari a 16,50 m e il minore di 15,46 m per una superficie coperta di circa 220,00 m<sup>2</sup>.

Dal punto di vista strutturale, la struttura è composta da travi principali realizzate in profili HEA280 e da travi secondarie realizzate in profili IPE270. Sono presenti inoltre delle rompitratta realizzate con due profili accoppiati tipo UPN 100.

Completano la struttura dei controventi orizzontali di diametro  $\varnothing$  20.

Tutti i profili succitati saranno prodotti in acciaio S275JR.

Le colonne saranno realizzate con dei profili tubolari tondi di diametro  $\varnothing$  323,9 x sp. 10 mm dal quale ad una quota di 4,3 m dal piano dell'impalcato si dirameranno altri profili tubolari di dimensioni  $\varnothing$  273x10 e negli ultimi 750 mm tubolari 244,5xsp.10.

Il carico utile massimo che può gravare sul piano del soppalco è assunto pari a 50 daN/m<sup>2</sup>, carico accidentale in conformità alla Tab. 3.1.11 del D.M. 17-01-18, per ambienti di categoria "H";

La fondazione della struttura sarà realizzata tramite due plinti di dimensioni pari a 1,20x1,20 e altezza 0,60 m con 4 micropali ciascuno di diametro  $\varnothing$  200 mm e lunghezza pari a 10 m con tubo  $\varnothing$ 121x10 mm.

Per tutti i collegamenti sono stati considerati:

Saldature: da eseguirsi con procedimenti all'arco elettrico codificati secondo la norma UNI EN ISO 4063:2011 o procedimenti automatici o semi-automatici omologati. Dove non indicato diversamente sui disegni, lo spessore di gola delle saldature a cordone d'angolo e da assumersi pari a 0,7 volte lo spessore minimo dei piatti da saldare.

Bulloni: ad alta resistenza tipo "SB" cl. 8.8, "non a serraggio controllato" UNI EN 15048-1.

### c) NORMATIVA TECNICA E RIFERIMENTI TECNICI UTILIZZATI

Sono state considerate le seguenti normative:

- Legge 5-11-1971 n. 1086 "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica".

- Legge 2-02-1974 n. 64 "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche".
- Ordinanza n.2788 - 12 luglio 1998 "Individuazione delle zone ad elevato rischio sismico del territorio nazionale" – Presidenza del Consiglio dei Ministri – Dipartimento della Protezione Civile.
- D.M. 17-01-2018 Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti "Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni".
- Circ. 21-01-2019 n. 7 C.S.LL.PP. "Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni, di cui al decreto ministeriale 17-01-2018".

#### d) DEFINIZIONE DEI PARAMETRI DI PROGETTO

Per la determinazione dell'entità e della distribuzione spaziale e temporale dei sovraccarichi variabili si farà riferimento alla tabella del D.M. 17.01.2018 in funzione della destinazione d'uso.

I carichi variabili comprendono i carichi legati alla destinazione d'uso dell'opera; i modelli di tali azioni possono essere costituiti da:

- carichi verticali uniformemente distribuiti  $q_k$  [kN/m<sup>2</sup>]
- carichi verticali concentrati  $Q_k$  [kN]
- carichi orizzontali lineari  $H_k$  [kN/m]

Cat.	Ambienti	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$Q_k$ [kN]	$H_k$ [kN/m]
A	Ambienti ad uso residenziale			
	Aree per attività domestiche e residenziali; sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi (ad esclusione delle aree soggette ad affollamento), camere di degenza di ospedali	2,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi, ballatoi	4,00	4,00	2,00
B	Uffici			
	Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico	2,00	2,00	1,00
	Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	3,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	4,00	4,00	2,00
C	Ambienti suscettibili di affollamento			
	Cat. C1 Aree con tavoli, quali scuole, caffè, ristoranti, sale per banchetti, lettura e ricevimento	3,00	3,00	1,00
	Cat. C2 Aree con posti a sedere fissi, quali chiese, teatri, cinema, sale per conferenze e attesa, aule universitarie e aule magne	4,00	4,00	2,00
	Cat. C3 Ambienti privi di ostacoli al movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, aree d'accesso a uffici, ad alberghi e ospedali, ad altri di stazioni ferroviarie	5,00	5,00	3,00
	Cat. C4. Aree con possibile svolgimento di attività fisiche, quali sale da ballo, palestre, palcoscenici.	5,00	5,00	3,00
	Cat. C5. Aree suscettibili di grandi affollamenti, quali edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sport e relative tribune, gradinate e piattaforme ferroviarie.	5,00	5,00	3,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	Secondo categoria d'uso servita, con le seguenti limitazioni		
		≥ 4,00	≥ 4,00	≥ 2,00

Cat.	Ambienti	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$Q_k$ [kN]	$H_k$ [kN/m]
D	Ambienti ad uso commerciale			
	Cat. D1 Negozi	4,00	4,00	2,00
	Cat. D2 Centri commerciali, mercati, grandi magazzini	5,00	5,00	2,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	Secondo categoria d'uso servita		
E	Aree per immagazzinamento e uso commerciale ed uso industriale			
	Cat. E1 Aree per accumulo di merci e relative aree d'accesso, quali biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri	≥ 6,00	7,00	1,00*
	Cat. E2 Ambienti ad uso industriale	da valutarsi caso per caso		
F-G	Rimesse e aree per traffico di veicoli (esclusi i ponti)			
	Cat. F Rimesse, aree per traffico, parcheggio e sosta di veicoli leggeri (peso a pieno carico fino a 30 kN)	2,50	2 x 10,00	1,00**
	Cat. G Aree per traffico e parcheggio di veicoli medi (peso a pieno carico compreso fra 30 kN e 160 kN), quali rampe d'accesso, zone di carico e scarico merci.	5,00	2 x 50,00	1,00**
H-I-K	Coperture			
	Cat. H Coperture accessibili per sola manutenzione e riparazione	0,50	1,20	1,00
	Cat. I Coperture praticabili di ambienti di categoria d'uso comune (es. A e D)	secondo categorie di appartenenza		
	Cat. K Coperture per usi speciali, quali impianti, eliporti.	da valutarsi caso per caso		

\* non comprende le azioni orizzontali eventualmente esercitate dai materiali immagazzinati.  
 \*\* per i soli parapetti o partizioni nelle zone pedonali. Le azioni sulle barriere esercitate dagli automezzi dovranno essere valutate caso per caso.

I valori nominali e/o caratteristici  $q_k$ ,  $Q_k$  ed  $H_k$  di riferimento sono riportati nella Tab. 3.1.II. delle NTC 2018. In presenza di carichi verticali concentrati  $Q_k$  essi sono stati applicati su impronte di carico appropriate all'utilizzo ed alla forma dello orizzontamento; in particolare si considera una forma dell'impronta di carico quadrata pari a 50 x 50 mm, salvo che per le rimesse ed i parcheggi, per i quali i carichi si applicano su due impronte di 200 x 200 mm, distanti assialmente di 1,80 m.

**e) ANALISI DEI CARICHI**

**Pesi Propri**

Il peso proprio dei singoli elementi strutturali è inserito in automatico dal programma di calcolo.

**Carichi permanenti ( $G_1$ )**

Pannelli di copertura:

- Pannelli "Alucobond" dello spessore di 4 mm: 2 x 7,60 daN/m<sup>2</sup>  
( posti all'intradosso e all'estradosso della copertura)
  - Pannello sandwich dello spessore di 80 mm: 12,00 daN/m<sup>2</sup>
  - Guina impermeabilizzante: 5,00 daN/m<sup>2</sup>
- 
- Totale: ≈ 40,00 daN/m<sup>2</sup>

**Carichi variabili**

Sovraccarico Accidentale [cat H]: 50 daN/m<sup>2</sup>



Neve

120 daN/m<sup>2</sup>

Di seguito il dettaglio del calcolo.

**AZIONE DELLA NEVE PAR. 3.4 NTC18**

**1.DEFINIZIONE DEI DATI**

Il carico di riferimento neve al suolo, per località poste a quota  $a_s \leq 1500$  m s.l.m., non dovrà essere assunto minore di quello indicato in tabella, cui corrispondono valori associati ad un periodo di ritorno pari a 50 anni. Per altitudini  $a_s \geq 1500$  m s.l.m. si dovrà fare riferimento a valori statistici locali utilizzando comunque valori non inferiori a quelli previsti per 1500m

1.1  $a_s$  (altitudine sul livello del mare):  [m]

1.2 zona:

<p><b>Zona I - Alpina</b> Aosta, Belluno, Bergamo, Biella, Bolzano, Brescia, Como, Cuneo, Lecco, Pordenone, Sondrio, Tonino, Trento, Udine, Verbano-Cusio-Ossola, Vercelli, Vicenza</p>	$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/m}^2$ $a_s \leq 200 \text{ m}$ $q_{sk} = 1,39 [1+(a_s/728)^2] \text{ kN/m}^2$ $a_s > 200 \text{ m}$
<p><b>Zona I - Mediterranea</b> Alessandria, Ancona, Asti, Bologna, Cremona, Forlì-Cesena, Lodi, Milano, Modena, Monza Brianza, Novara, Parma, Pavia, Pesaro e Urbino, Piacenza, Ravenna, Reggio Emilia, Rimini, Treviso, Varese</p>	$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/m}^2$ $a_s \leq 200 \text{ m}$ $q_{sk} = 1,35 [1+(a_s/602)^2] \text{ kN/m}^2$ $a_s > 200 \text{ m}$
<p><b>Zona II</b> Arezzo, Ascoli Piceno, Avellino, Bari, Barletta-Andria-Trani, Benevento, Campobasso, Chieti, Fermo, Ferrara, Firenze, Foggia, Frosinone, Genova, Gorizia, Imperia, Isernia, L'Aquila, La Spezia, Lucca, Macerata, Mantova, Massa Carrara, Padova, Perugia, Pescara, Pistoia, Prato, Rieti, Rovigo, Savona, Teramo, Trieste, Venezia, Verona</p>	$q_{sk} = 1,00 \text{ kN/m}^2$ $a_s \leq 200 \text{ m}$ $q_{sk} = 0,85 [1+(a_s/481)^2] \text{ kN/m}^2$ $a_s > 200 \text{ m}$
<p><b>Zona III</b> Agrigento, Brindisi, Cagliari, Caltanissetta, Carbonia-Iglesias, Caserta, Catania, Catanzaro, Cosenza, Crotone, Enna, Grosseto, Latina, Lecce, Livorno, Matera, Medio Campidano, Messina, Napoli, Nuoro, Ogliastra, Olbia-Tempio, Oristano, Palermo, Pisa, Potenza, Ragusa, Reggio Calabria, Roma, Salerno, Sassari, Siena, Siracusa, Taranto, Terni, Trapani, Vibo Valentia, Viterbo</p>	$q_{sk} = 0,60 \text{ kN/m}^2$ $a_s \leq 200 \text{ m}$ $q_{sk} = 0,51 [1+(a_s/481)^2] \text{ kN/m}^2$ $a_s > 200 \text{ m}$



Per altitudini superiori a 1500 m sul livello del mare si fa riferimento alle condizioni locali di clima e di esposizione utilizzando comunque valori di carico neve non inferiori a quelli previsti per 1500 m.  
 Per un'opera di nuova realizzazione in fase di costruzione o per le fasi transitorie relative ad interventi sulle costruzioni esistenti, il periodo di ritorno dell'azione si riduce come di seguito specificato:  
 - per fasi di costruzione o fasi transitorie con durata prevista in sede di progetto non superiore a tre mesi, si assumerà  $TR \geq 5$  anni;  
 - per fasi di costruzione o fasi transitorie con durata prevista in sede di progetto compresa fra tre mesi e un anno, si assumerà  $TR \geq 10$  anni.

**2 CALCOLO DEL CARICO NEVE AL SUOLO**

$q_{sk}$  valore caratteristico della neve al suolo      1,50      [kN/m<sup>2</sup>]

### 3 CALCOLO DEI COEFFICIENTI

#### 3.1 Coefficiente di esposizione

Il coefficiente di esposizione deve essere utilizzato per modificare il valore del carico della neve in copertura in funzione delle caratteristiche specifiche dell'area in cui sorge l'opera. Normalmente si adotta  $C_e=1$ . Si riportano in tabella i coefficienti consigliati per le diverse classi di topografia.

Battuta dai venti	Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati, senza costruzioni o alberi più alti.	0,9
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi.	1
Riparata	Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti.	1,1

3.1.1 Classe di topografia:

Normale

Il coefficiente di esposizione vale:

$C_E$  1,00

#### 3.2 Coefficiente termico

Il coefficiente termico può essere utilizzato per tener conto della riduzione del carico neve a causa dello scioglimento della stessa, causata dalla perdita di calore della costruzione. Tale coefficiente tiene conto delle proprietà di isolamento termico del materiale utilizzato in copertura. In assenza di uno specifico e documentato studio, deve essere utilizzato  $C_t = 1$ .

Il coefficiente topografico vale:

$C_t$  1,00

### 4 CARICO NEVE SULLA COPERTURA E COMBINAZIONI DI CARICO

$$q_s \text{ (carico neve sulla copertura [N/m}^2\text{])} = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$$

$\mu_i$  (coefficiente di forma)

$q_{sk}$  (valore caratteristico della neve al suolo [kN/m<sup>2</sup>])

$C_E$  (coefficiente di esposizione)

$C_t$  (coefficiente termico)

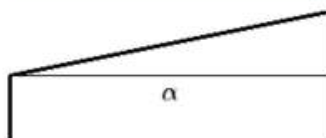
#### 4.1 Combinazione per il caso di copertura ad una falda

Inclinazione falda 0 [deg]

1,20 kN/mq

$\mu_1$

$\mu_1$  0,80





Azione del vento

**CALCOLO DELL'AZIONE DEL VENTO**

3) Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]	$a_0$ [m]	$k_s$
3	27	500	0,37
$a_s$ (altitudine sul livello del mare [m])			20
$T_R$ (Tempo di ritorno)			50
$v_b = v_{b,0} \cdot c_a$ $c_a = 1$ per $a_s \leq a_0$			
$c_a = 1 + k_s (a_s/a_0 - 1)$ per $a_0 < a_s \leq 1500$ m			
$c_a = 1$	$v_b$ [m/s] = 27,000		
$v_r = v_b \cdot c_r$ $c_r = 0,75 \cdot \{1 - 0,2 \cdot \ln[-\ln(1 - 1/T_r)]\}^{0,5}$			
$c_r = 1,00000$	$v_r$ [m/s] = 27,000		

$p$ (pressione del vento [N/mq]) = $q_r \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$
$q_r$ (pressione cinetica di riferimento [N/mq])
$c_e$ (coefficiente di esposizione)
$c_p$ (coefficiente di pressione)
$c_d$ (coefficiente dinamico)



Pressione cinetica di riferimento

$q_r = 1/2 \cdot \rho \cdot v_r^2$  ( $\rho = 1,25$  kg/mc)

$q_r$ [N/mq]	455,63
--------------	--------

Coefficiente di pressione

Esso dipende dalla tipologia e dalla geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento.

Coefficiente dinamico

Esso può essere assunto autelativamente pari ad 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente, quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 80 m di altezza ed i capannoni industriali, oppure può essere determinato mediante analisi specifiche o facendo riferimento a dati

Coefficiente di esposizione

Classe di rugosità del terreno

A) Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15m

Categoria di esposizione

ZONE 1,2,3,4,5						
	costa		500m		750m	
	mare					
	2 km	10 km	30 km			
A	--	IV	IV	V	V	V
B	--	III	III	IV	IV	IV
C	--	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	II	III	**
* Categoria II in zona 1,2,3,4 Categoria III in zona 5						
** Categoria III in zona 2,3,4,5 Categoria IV in zona 1						

ZONA 6					
	costa		500m		
	mare				
	2 km	10 km	30 km		
A	--	III	IV	V	V
B	--	II	III	IV	IV
C	--	II	III	III	IV
D	I	I	II	II	III

ZONE 7,8			
	costa		
	mare		
	1.5 km	0.5 km	
A	--	--	IV
B	--	--	IV
C	--	--	III
D	I	II	*
* Categoria II in zona 8 Categoria III in zona 7			

ZONA 9		
	costa	
	mare	
A	--	I
B	--	I
C	--	I
D	I	I

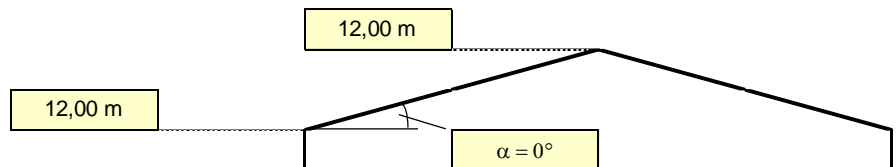
Zona	Classe di rugosità	a <sub>s</sub> [m]
3	A	20

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

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

Cat. Esposiz.	k <sub>r</sub>	z <sub>0</sub> [m]	z <sub>min</sub> [m]	c <sub>t</sub>
V	0,23	0,7	12	1

z [m]	c <sub>e</sub>
z ≤ 12	1,479
z = 12	1,479
z = 12	1,479



Effetto della temperatura

L'azione della temperatura è trascurabile rispetto alle altre condizioni di carico nelle varie combinazioni, si è comunque considerata nelle combinazioni di carico e come previsto dalle NTC 2018 cap. 3.5.5 nel caso in cui la temperatura non costituisca azione fondamentale per la sicurezza o per l'efficienza funzionale della struttura è consentito tener conto, per gli edifici della sola componente ΔT<sub>u</sub> ricavandola direttamente dalla tabella sottostante.

Tab. 3.5.II – Valori di ΔT<sub>u</sub> per gli edifici

Tipo di struttura	ΔT <sub>u</sub>
Strutture in c.a. e c.a.p. esposte	± 15 °C
Strutture in c.a. e c.a.p. protette	± 10 °C
Strutture in acciaio esposte	± 25 °C
Strutture in acciaio protette	± 15 °C

Nel caso in esame essendo la struttura in esame esposta e non protetta si considera un ΔT<sub>u</sub> ± 25 °C, si riporta sotto la videata del programma di calcolo.

Par. genera x spaziale	
Diff temper °C	25
Spuntat.nulle	NO
Car.trapezoid.	NO
NonMesh pilastr	SI
Car.transv.auto	NO
Larg.transv.cm	0
Elem. Muratura	shell
Spunite pilastr	SI
Spunite pil.mura	SI
Mura.sopra fon	Non portan
Vincolo Cordoli	incastro
Minin Macro (cm)	50

### Azioni eccezionali

In relazione all'uso previsto ed all'ubicazione non si prevedono azioni eccezionali.

### **Azione sismica**

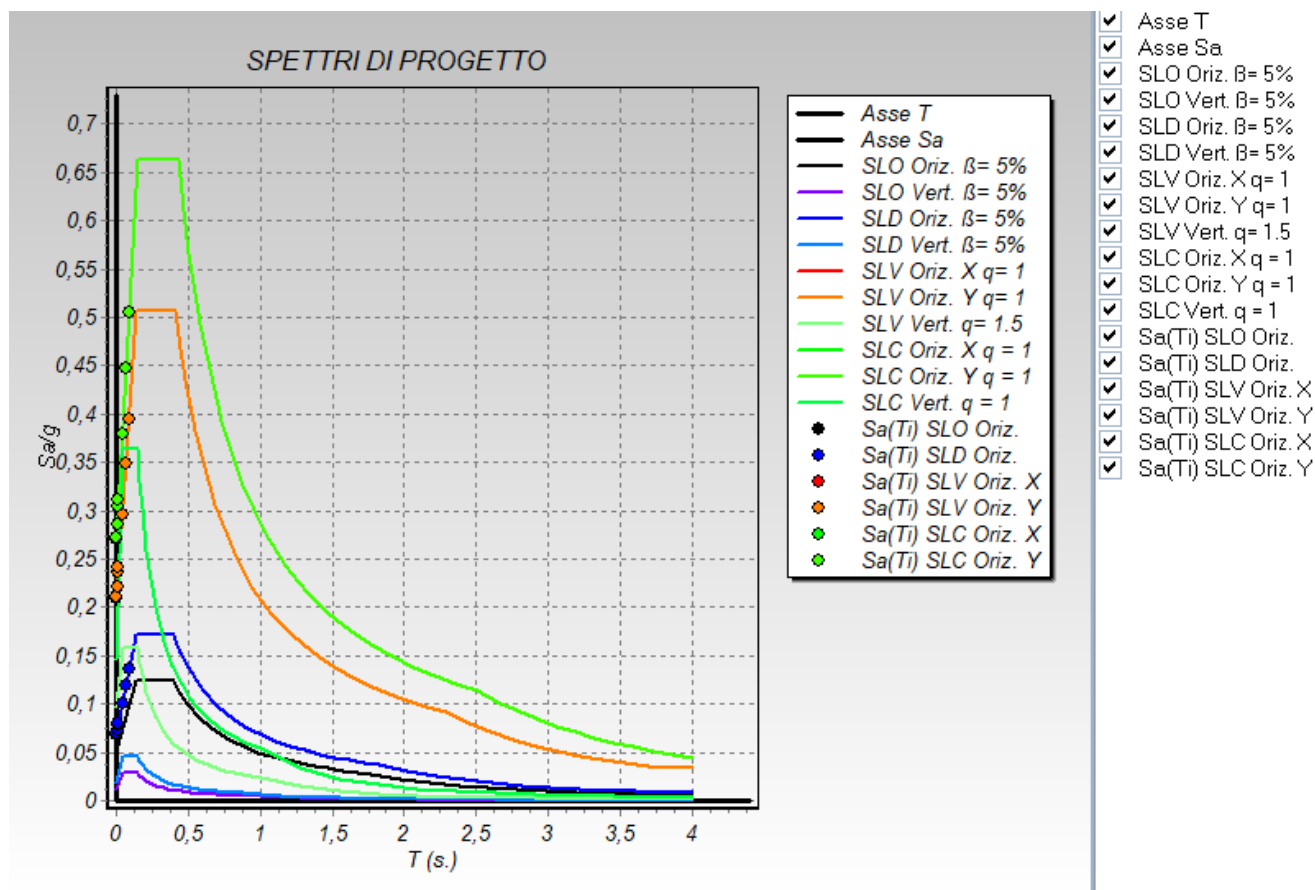
Secondo longitudine e latitudine del sito di installazione, utilizzando i seguenti parametri:

Vita nominale della struttura: **≥ 50 anni** "Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale".

Classe d'uso: **II** "Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali....."

Tipo di terreno: **B** "Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.. Come da relazione geologica redatta dal Dott. Geol. Luca Amico.

Categoria topografica: **T1** "pendii e rilievi con inclinazione media non superiore a 15°"



Il sisma verticale è stato considerato.

Comportamento Strutturale: **Non Dissipativo** (par. 7.2.2 NTC 2018)

Fattore di struttura (par. 7.3.1 NTC 2018):

Per le strutture a comportamento strutturale non dissipativo si adotta un fattore di comportamento  $q_{ND}$ , ridotto rispetto al valore minimo relativo alla CD" B" (Tab. 7.3.II) secondo l'espressione:

$$1 \leq q_{ND} = 2/3 q_{CD" B"} \leq 1.5 \quad [7.3.2]$$

Tab. 7.3.II - Valori massimi del valore di base  $q_0$  del fattore di comportamento allo SLV per diverse tecniche costruttive ed in funzione della tipologia strutturale e della classe di duttilità CD

Tipologia strutturale	$q_0$	
	CD" A"	CD" B"
<b>Costruzioni di calcestruzzo (§ 7.4.3.2)</b>		
Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste (v. § 7.4.3.1)	4,5 $\alpha_r/\alpha_1$	3,0 $\alpha_r/\alpha_1$
Strutture a pareti non accoppiate (v. § 7.4.3.1)	4,0 $\alpha_r/\alpha_1$	3,0
Strutture deformabili torsionalmente (v. § 7.4.3.1)	3,0	2,0
Strutture a pendolo inverso (v. § 7.4.3.1)	2,0	1,5
Strutture a pendolo inverso intelaiate monopiano (v. § 7.4.3.1)	3,5	2,5
<b>Costruzioni con struttura prefabbricata (§ 7.4.5.1)</b>		
Strutture a pannelli	4,0 $\alpha_r/\alpha_1$	3,0
Strutture monolitiche a cella	3,0	2,0
Strutture con pilastri incastri e orizzontamenti incernierati	3,5	2,5
<b>Costruzioni d'acciaio (§ 7.5.2.2) e composte di acciaio-calcestruzzo (§ 7.6.2.2)</b>		
Strutture intelaiate	5,0 $\alpha_r/\alpha_1$	4,0
Strutture con controventi eccentrici		
Strutture con controventi concentrici a diagonale tesa attiva	4,0	4,0
Strutture con controventi concentrici a V	2,5	2,0
Strutture a mensola o a pendolo inverso	2,0 $\alpha_r/\alpha_1$	2,0
Strutture intelaiate con controventi concentrici	4,0 $\alpha_r/\alpha_1$	4,0
Strutture intelaiate con tamponature in murature	2,0	2,0

### Calcolo dei fattori di comportamento secondo il D.M. 17/01/2018

La costruzione, nuova, è caratterizzata da una non regolarità sia in pianta sia in altezza ed è progettata considerando un comportamento non dissipativo (ND).

#### Parametri fattore in direzione x ed y

Sistema costruttivo: acciaio o composto acciaio-calcestruzzo  
 Tipologia strutturale: strutture intelaiate o strutture con controventi eccentrici  
 Valore base fattore  $q_0 = 4.000$   
 Fattore di regolarità  $K_R = 1.0$   
 Fattore dissipativo  $q_D = q_0 \cdot K_R = 4.000$   
 Fattore non dissipativo  $q_{ND} = 2/3 \cdot q_D = 1.500$  ( $\leq 1.5$ )

#### Fattori di comportamento utilizzati

	Dissipativi	Non dissipativi
q SLU x	4.000	1.500
q SLU y	4.000	1.500
q SLU z	1.500	1.500

Nel caso in esame, per un comportamento non dissipativo, si assume **q=1.50 in entrambe le direzioni.**

Si riporta sotto un immagine tratta dal programma di calcolo con l'applicazione dei carichi.

#### f) RELAZIONE SUI MATERIALI

Sono stati considerati i seguenti materiali:

- |                                      |                |             |
|--------------------------------------|----------------|-------------|
| - Struttura principale e secondaria: | acciaio S275JR | EN10025     |
| - Piatti di collegamento:            | acciaio S235JR | EN10025     |
| - Bulloni:                           | classe 8.8     | EN 15048-1. |

Modulo Elastico Acciaio:  $E = 2.100.000 \text{ daN/cm}^2$  ( $210.000 \text{ N/mm}^2$ )

Coefficiente di Poisson:  $\nu = 0.3$

Modulo di elasticità trasversale:  $G = E / [2(1+\nu)] = 80769 \text{ (N/mm}^2)$

Coefficiente di espansione termica lineare:  $\alpha = 12 \cdot 10^{-6} \text{ per } ^\circ\text{C}^{-1}$  (per  $T < 100^\circ\text{C}$ )

Densità:  $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$

#### Caratteristiche minime dei materiali

##### ACCIAIO

	S235	S275	S355
tensione di rottura	360 N/mm <sup>2</sup>	430 N/mm <sup>2</sup>	510 N/mm <sup>2</sup>
tensione di snervamento	235 N/mm <sup>2</sup>	275 N/mm <sup>2</sup>	355 N/mm <sup>2</sup>

##### BULLONERIA



Tutte le unioni bullonate saranno costituite da bulloni, composti da assiemi "SB" cl. 8.8, "non a serraggio controllato" UNI EN 15048-1.

Nelle unioni bullonate si assumono le seguenti resistenze di calcolo:

STATO DI TENSIONE					
CLASSE VITE	$F_{tb}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$F_{yb}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_{k,N}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_{d,N}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_{d,V}$ (N/mm <sup>2</sup> )
4.6	400	240	240	240	170
5.6	500	300	300	300	212
6.8	600	480	360	360	255
8.8	800	640	560	560	396
10.9	1000	900	700	700	495

legenda:

$f_{k,N}$  è assunto pari al minore dei due valori  $f_{k,N} = 0.7 f_t$  ( $f_{k,N} = 0.6 f_t$  per viti di classe 6.8)

$f_{k,N} = f_y$  essendo  $f_{tb}$  ed  $f_{yb}$  le tensioni di rottura e di snervamento

$f_{d,N} = f_{k,N}$  = resistenza di calcolo a trazione

$f_{d,V} = f_{k,N} / \sqrt{2}$  = resistenza di calcolo a taglio

## TIRAFONDI PER COLLEGAMENTO ALLE FONDAZIONI

Barre filettate classe 8.8.

## SALDATURE

Le unioni saldate presenti in progetto ed i processi di saldatura dovranno essere realizzati in accordo a quanto previsto dalle NTC2018 paragrafi 4.2.8.2 e 11.3.4.5 in particolare da eseguirsi con procedimenti all'arco elettrico codificati secondo la norma UNI EN ISO 4063:2011 o procedimenti automatici o semi-automatici omologati. Dove non indicato diversamente sui disegni, lo spessore di gola delle saldature a cordone d'angolo e da assumersi pari a 0,7 volte lo spessore minimo dei piatti da saldare.

### Trattamenti superficiali elementi in acciaio.

Gli elementi in acciaio saranno zincati a caldo. La zincatura consiste nella formazione di uno strato protettivo di zinco sulla superficie delle parti di acciaio il tutto in conformità della normativa UNI EN ISO 1461 – Rivestimenti di zincatura per immersione a caldo su prodotti finiti ferrosi e articoli di acciaio – Specificazioni e metodi di prova e l'aggressività tipica in Italia degli ambienti di esposizione.

### Classe di esecuzione delle opere in carpenteria metallica.

La classe di esecuzione prevista è la EXC2 in accordo a quanto previsto dalla norma UNI EN 1090-2:2011, richiamata dalle NTC2018 al par. 4.2.9.

### Caratteristiche resine bicomponenti.

Sono state considerate resine bicomponenti tipo HILTI o similari regolarmente certificate, idonee a sopportare i carichi trasmessi.

### Caratteristiche meccaniche dei materiali esistenti.

Si rimanda alle indagini e prove diagnostiche effettuate SID-LAB srl "RELAZIONE TECNICA n. D21-0175" del 23 novembre 2021.

Caratteristiche dei materiali per opere in c.a.**Magrone di fondazione**

Il magrone di fondazione è stato realizzato con calcestruzzo di classe di resistenza C12/15.

**Calcestruzzo per opere in c.a.**

Le opere di c.a. sono state realizzate con calcestruzzo di classe di resistenza C25/30, classe di esposizione XS3, classe di consistenza S4 e diametro massimo dell'aggregato 32mm secondo UNI EN 206:2021.

Nel seguito si riportano le principali caratteristiche meccaniche del calcestruzzo utilizzato:

**Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo:**

$$R_{ck} = 30 \text{ MPa}$$

$$f_{ck} = 0,83 \times R_{ck} = 24,90 \text{ MPa}$$

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 32,90 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 14,17 \text{ MPa}$$

**Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo:**

$$f_{ctm} = 0,30 \times f_{ck}^{2/3} = 2,56 \text{ MPa}$$

$$f_{ctk} = 0,7 \times f_{ctm} = 1,79 \text{ MPa}$$

$$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1,19 \text{ MPa}$$

**Tensione tangenziale di aderenza acciaio-calcestruzzo**

$$f_{bk} = 2.25 \times \eta_1 \times \eta_2 \times f_{ctk} = 5,29 \text{ MPa}$$

$$f_{bd} = f_{bk} / \gamma_c = 3,53 \text{ MPa}$$

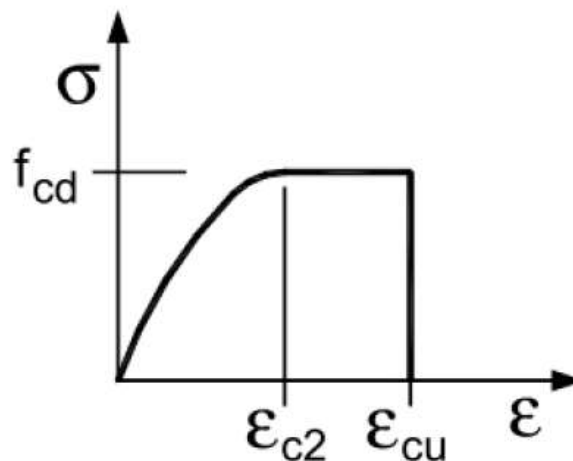
$$E_{cm} = 22000 \times [f_{cm}/10]^{0,3} = 31447 \text{ MPa}$$

$$v_{cls \text{ non fess.}} = 0$$

$$v_{cls \text{ non fess.}} = 0.2$$

$$\alpha = 10 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$$

Per il diagramma tensione-deformazione del calcestruzzo è stato adottato un modello  $\sigma$ - $\epsilon$  parabola rettangolo illustrato nella figura seguente.



Fig\_1 Diagramma tensione-deformazione del calcestruzzo

Per le deformazioni del modello  $\sigma$ - $\epsilon$  sono stati assunti i seguenti valori:

$$\epsilon_{c2} = 0.20\%$$

$$\epsilon_{cu} = 0.35\%$$

**Acciaio per cemento armato**

L'acciaio impiegato per la realizzazione delle opere di c.a. è del tipo B450C ed è caratterizzato dai seguenti valori nominali delle tensioni caratteristiche di snervamento e rottura da utilizzare nei calcoli:

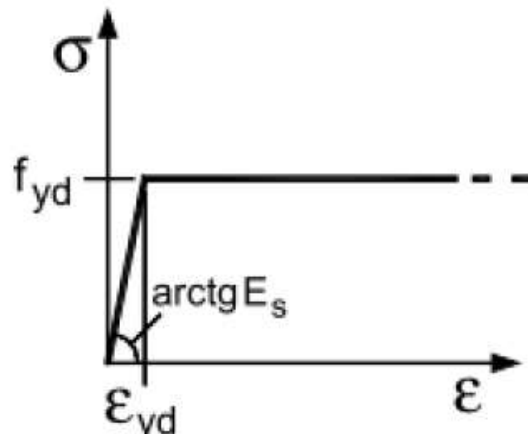
$$f_{y \text{ nom}} = 450 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{t \text{ nom}} = 540 \text{ N/mm}^2$$

La resistenza di calcolo dell'acciaio ( $f_{yd}$ ) è riferita alla tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio ed è ottenuta dividendo quest'ultima per un coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio ( $\gamma_s$ ) pari a 1,15:

$$f_{yd} = 391 \text{ N/mm}^2$$

Per il diagramma tensione-deformazione dell'acciaio è stato adottato un modello  $\sigma$ - $\epsilon$  elastico perfettamente plastico indefinito illustrato nella figura seguente.



Fig\_2 Diagramma tensione-deformazione dell'acciaio.

Per il modulo elastico dell'acciaio si è fatto riferimento al seguente valore:

$$E_s = 210000 \text{ N/mm}^2$$

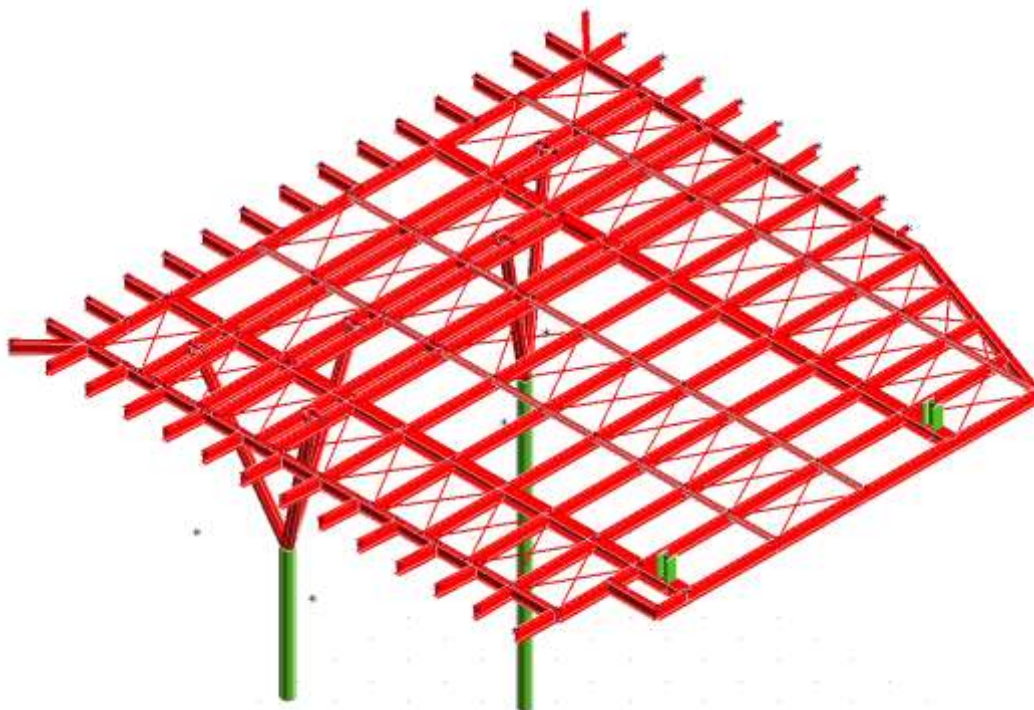
da cui si ricava il seguente valore della deformazione di snervamento dell'acciaio da utilizzare nei calcoli:

$$\epsilon_{yd} = 0.20\%$$

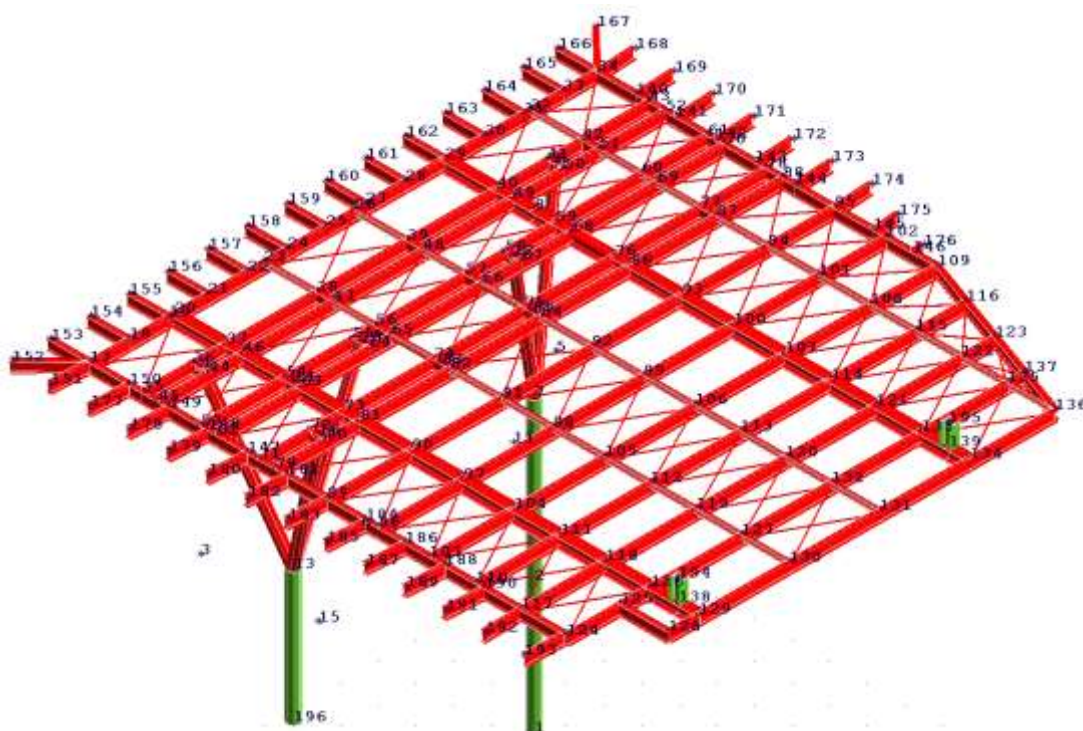
**g) ILLUSTRAZIONE DEI CRITERI DI PROGETTAZIONE E DI MODELLAZIONE**

Il dimensionamento è stato condotto secondo i normali metodi della scienza e della tecnica delle costruzioni, con schemi conservativi e a favore di sicurezza.

Per la schematizzazione delle strutture è stato utilizzato un modello tridimensionale:

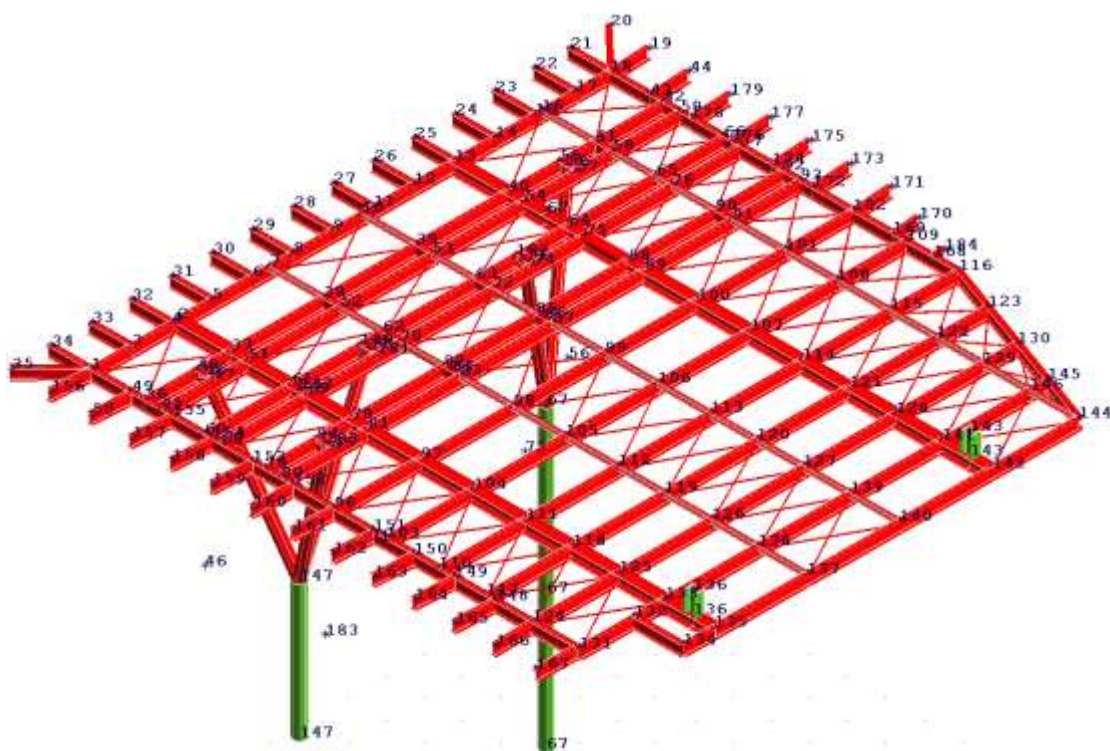


Vista del modello 3D della tettoia.

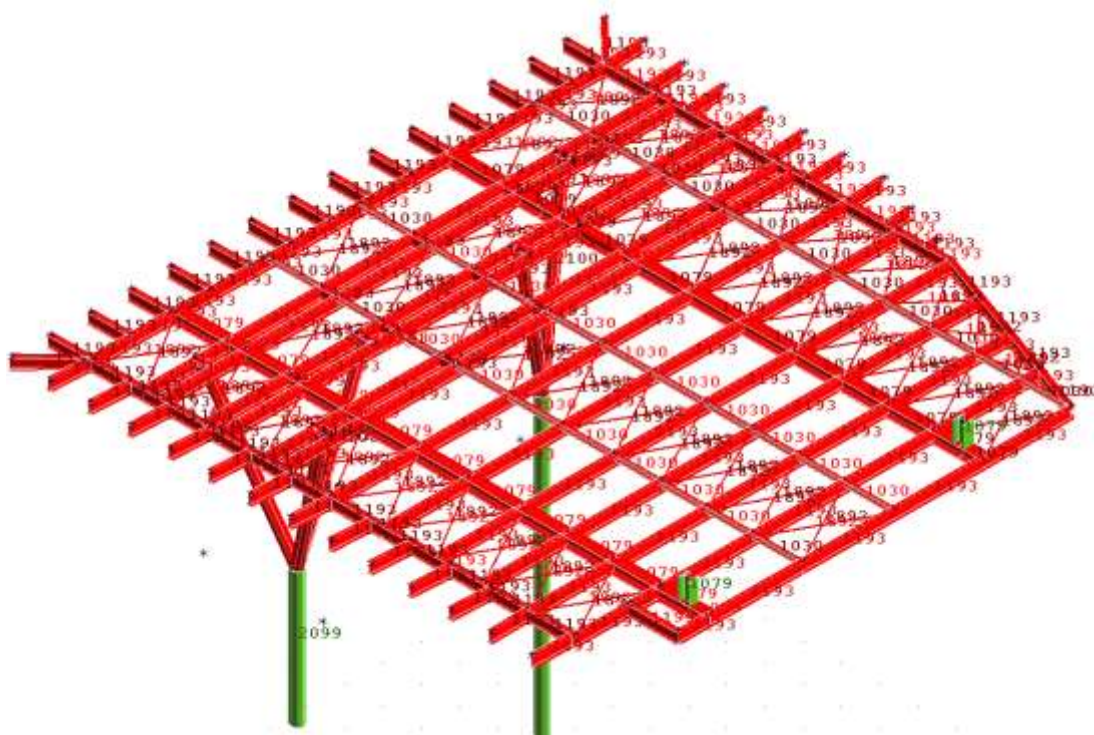


Vista del modello 3D con numerazione dei nodi.





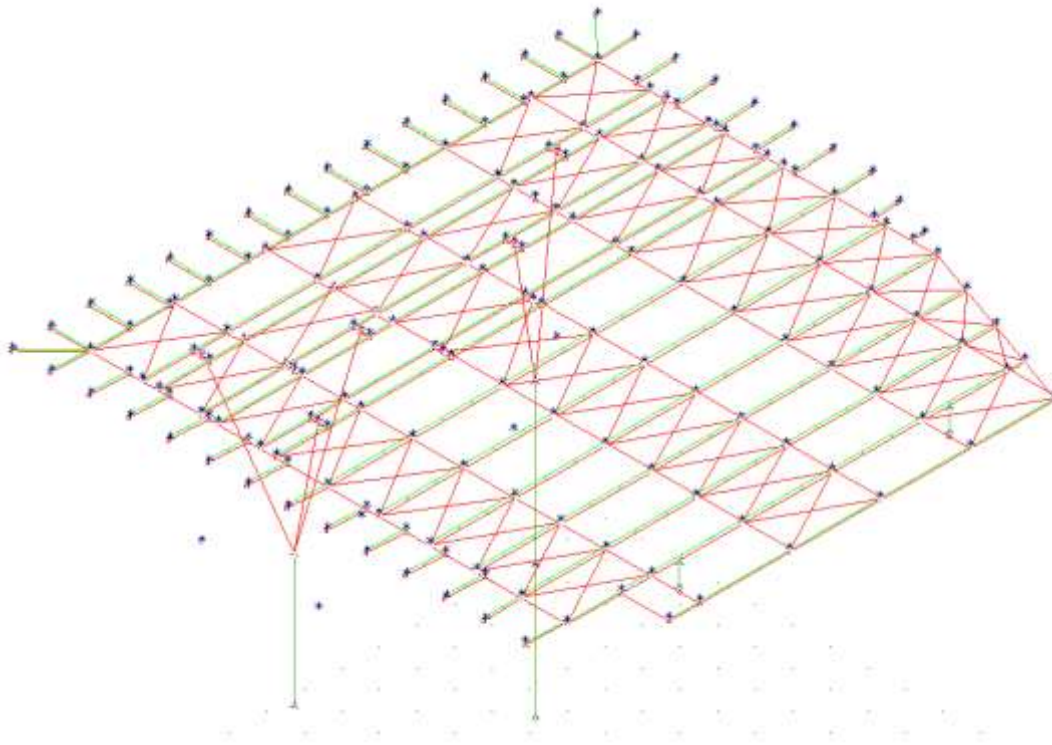
Vista del modello 3D con numerazione dei fili.



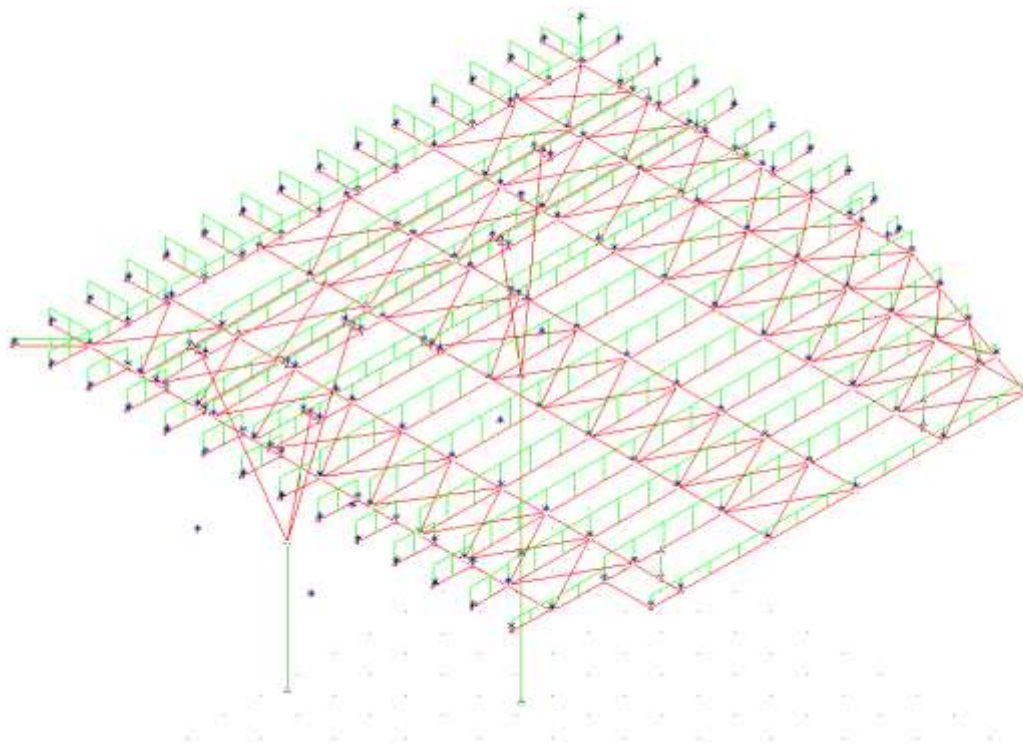
Vista del modello 3D con numerazione delle aste.

I carichi sono stati applicati tramite un sistema di carichi distribuiti come di seguito rappresentati:

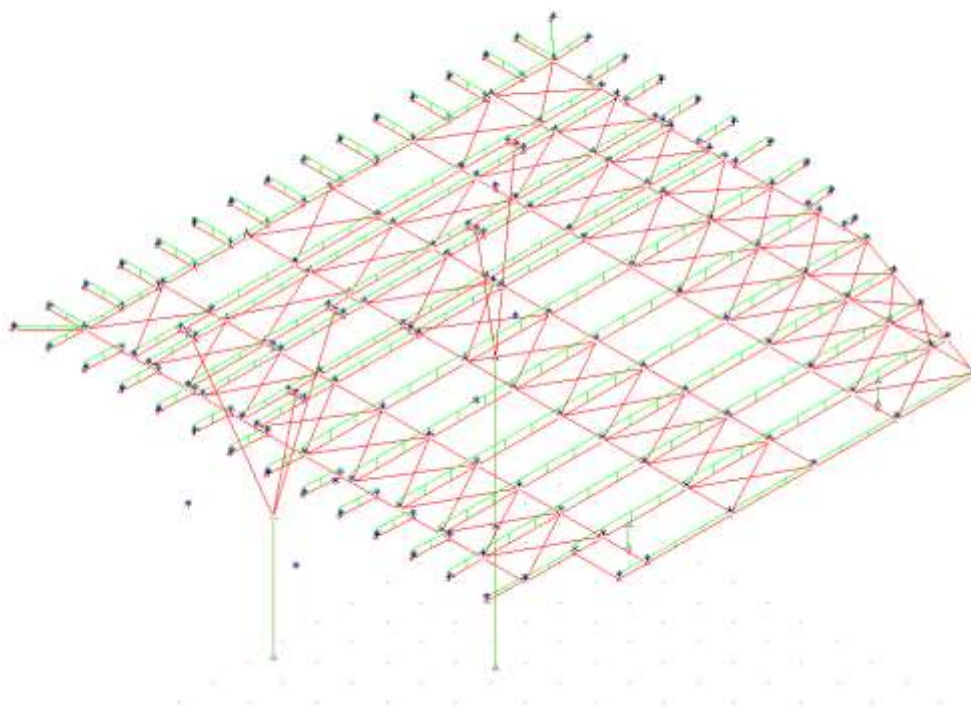




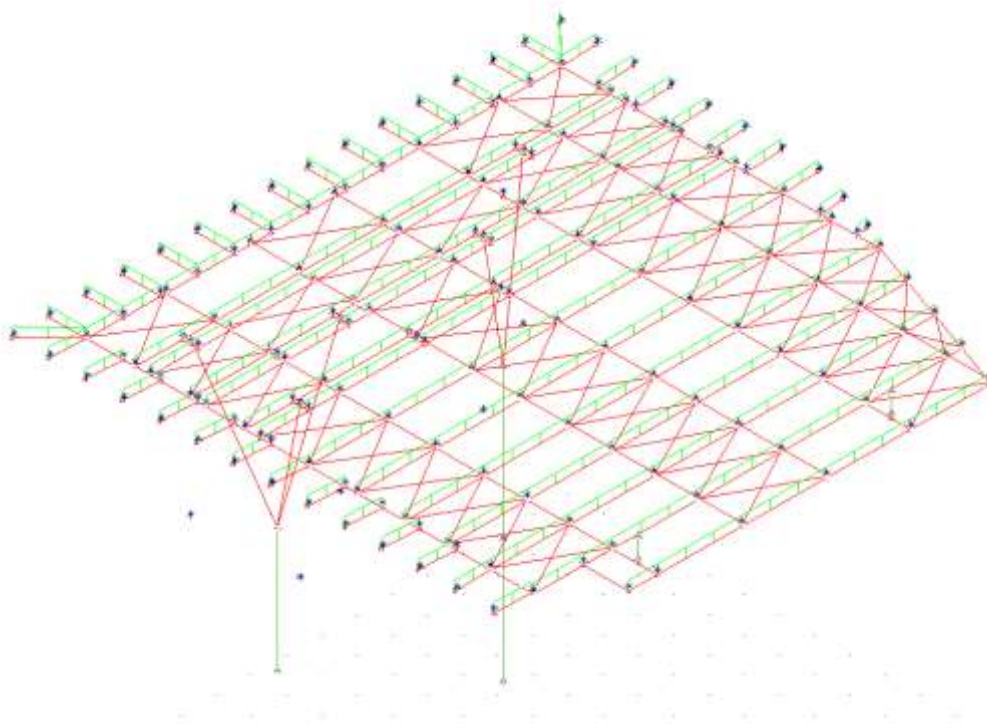
Applicazione dei carichi condizione 1 (peso proprio)



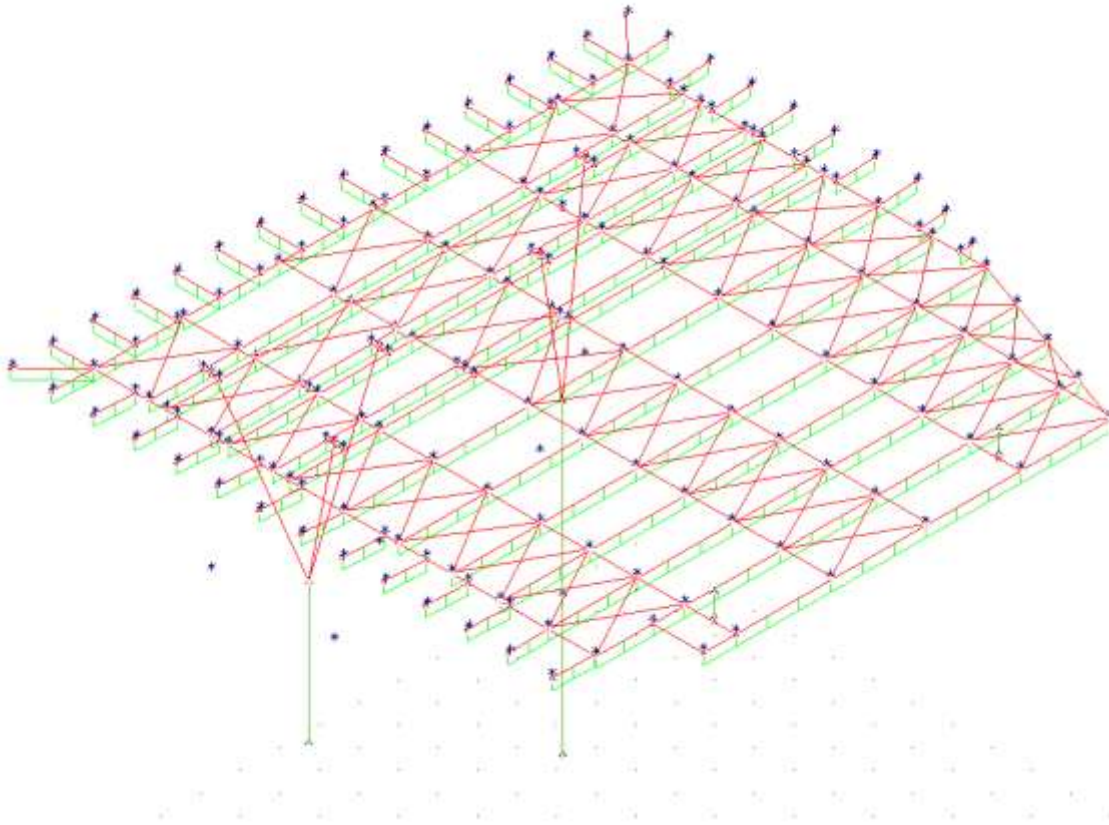
Applicazione dei carichi condizione 3 (sovraccarico accidentale)



Applicazione dei carichi condizione 4 (neve)



Applicazione dei carichi condizione 5 (vento in pressione)



Applicazione dei carichi condizione 5 (vento in depressione)

L'analisi di tipo numerico è stata realizzata mediante il seguente programma di calcolo:

**SOFTWARE UTILIZZATO:** CDS Win versione 2021 con licenza intestata al sottoscritto prodotto dalla:

*S.T.S. s.r.l. Software Tecnico Scientifico S.r.l.*

*Via Tre Torri n°11 – Compl. Tre Torri*

*95030 Sant'Agata li Battiati (CT).*

E' stata utilizzata un'analisi lineare sismica dinamica modale nel rispetto delle norme indicate in precedenza.

Le procedure di verifica adottate seguono il metodo di calcolo degli stati limite ultimo /esercizio.

Le verifiche degli elementi strutturali significativi sono state svolte attraverso il software di cui sopra.

## PRESTAZIONI DI PROGETTO, CLASSE DELLA STRUTTURA, VITA UTILE E PROCEDURE DI QUALITA'

Le prestazioni della struttura e le condizioni per la sua sicurezza sono state individuate dal progettista di concerto con il Committente. A tal fine è stata posta attenzione alla tipologia della struttura ed al suo utilizzo; particolare rilievo è stato dato alla sicurezza delle persone.

La classe d'uso della struttura è del tipo II, la vita nominale dell'opera è stata assunta pari a 50 anni.

Risulta così definito l'insieme degli stati limite riscontrabili nella vita della struttura ed è stato accertato, in fase di dimensionamento, che essi non siano superati.



Altrettanta cura è stata posta per garantire la durabilità della struttura, con la consapevolezza che tutte le prestazioni attese potranno essere adeguatamente realizzate solo mediante opportune procedure da seguire non solo in fase di progettazione, ma anche di costruzione, manutenzione e gestione dell'opera. Per quanto riguarda la durabilità si sono presi tutti gli accorgimenti utili alla conservazione delle caratteristiche fisiche e dinamiche dei materiali e delle strutture, in considerazione dell'ambiente in cui l'opera dovrà vivere e dei cicli di carico a cui sarà sottoposta.

La qualità dei materiali e le dimensioni degli elementi sono coerenti con tali obiettivi.

In fase di costruzione saranno attuate severe procedure di controllo sulla qualità, in particolare per quanto riguarda materiali, componenti, lavorazione, metodi costruttivi.

## h) COMBINAZIONE DEI CARICHI

Le azioni sulla costruzione sono state combinate, ai fini delle verifiche, in accordo a quanto definito al paragrafo 2.5.3 delle NTC/2018 e come descritto nel seguito:

- 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):

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

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto  $A_d$  (v. § 3.6):

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

Le azioni definite come al § 2.5.1 delle NTC 2018 sono state combinate in accordo a quanto definito al § 2.5.3. applicando i coefficienti di combinazione come di seguito definiti:

**Tabella 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione**

Categoria/Azione variabile	$\psi_0$	$\psi$	$\psi$
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $\leq 30$ kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $> 30$ kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0

Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota $\leq 1000$ m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota $> 1000$ m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza  $\gamma_{Gi}$  e  $\gamma_{Qj}$  utilizzati nelle calcolazioni sono dati nelle NTC 2018 in § 2.6.1, Tab. 2.6.I.

**Tab. 2.6.I** – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		$\gamma_F$			
Carichi permanenti $G_1$	Favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	$\gamma_{Qj}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup> Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Le combinazioni di carico inserite nel software di calcolo ottenute considerando le azioni variabili, come analizzate in precedenza, sono riportate nel rispettivo paragrafo del fascicolo dei calcoli.

## i) METODO DI ANALISI ESEGUITO

### IL METODO DI CALCOLO: ANALISI DINAMICA MODALE

Il programma effettua l'analisi dinamica con il metodo dello spettro di risposta.

Il sistema da analizzare è visto come un oscillatore a  $n$  gradi di libertà, di cui vanno individuati i modi propri di vibrazione. Il numero di frequenze da considerare è un dato di ingresso che l'utente deve assegnare. In generale si osservi che il numero di modi propri di vibrazione non può superare il numero di gradi di libertà del sistema.

La procedura attua l'analisi dinamica in due fasi distinte: la prima si occupa di calcolare le frequenze proprie di vibrazione, la seconda calcola spostamenti e sollecitazioni conseguenti allo spettro di risposta assegnato in input.

Nell'analisi spettrale il programma utilizza lo spettro di risposta assegnato in input, coerentemente con quanto previsto dalla normativa. L'eventuale spettro nella direzione globale Z è unitario. L'ampiezza degli spettri di risposta è determinata dai parametri sismici previsti dalla normativa e assegnati in input dall'utente. La procedura calcola inizialmente i coefficienti di partecipazione modale per ogni direzione del sisma e per ogni frequenza. Tali coefficienti possono essere visti come il contributo dinamico di ogni modo di vibrazione nelle direzioni assegnate. Si potrà perciò notare in quale direzione il singolo modo di vibrazione ha effetti predominanti.

Successivamente vengono calcolati, per ogni modo di vibrazione, gli spostamenti e le sollecitazioni relative a ciascuna direzione dinamica attivata, per ogni modo di vibrazione. Per ogni direzione dinamica viene calcolato l'effetto globale, dovuto ai singoli modi di vibrazione, mediante la radice quadrata della somma dei quadrati dei singoli effetti. È prevista una specifica fase di stampa per tali risultati.

L'ultima elaborazione riguarda il calcolo degli effetti complessivi, ottenuti considerando tutte le direzioni dinamiche applicate. Tale risultato (involuppo) può essere ottenuto, a discrezione dell'utente in tre modi distinti, inclusi quelli suggeriti della normativa italiana e dall'Eurocodice 8.



### *PRESENTAZIONE DEI RISULTATI DELL'ANALISI STRUTTURALE:*

Per ogni combinazione di carico e per tutti i nodi non completamente bloccati il programma calcola spostamenti (unità di misura L) e rotazioni (radianti). Viene anche rappresentata la deformata in luce dell'asta che riproduce il comportamento di una funzione polinomiale di quarto grado. Gli spostamenti sono positivi se diretti nel verso degli assi globali X Y Z, le rotazioni positive se antiorarie rispetto all'asse di riferimento, per un osservatore disteso lungo il corrispondente semiasse positivo.

Viene anche determinato il valore massimo assoluto (con segno) di ogni singola deformazione e il valore massimo dello spostamento nello spazio (radice quadrata della somma dei quadrati degli spostamenti).

### *ASPETTI PARTICOLARI DELL'ANALISI DINAMICA*

Nella stampa degli autovettori vengono riportati i relativi risultati, pertinenti ad ogni nodo.

Nel calcolo della risposta spettrale vengono determinate, per ogni verso del sisma, le deformazioni relative ai vari modi di vibrare e la corrispondente media quadratica. Tali risultati vengono successivamente combinati e danno luogo ad uno o più inviluppi in relazione a quanto imposto dall'utente nella fase iniziale di intestazione del lavoro.

### **j) CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE INDAGATI**

**METODO DI CALCOLO AGLI STATI LIMITE:** in generale ai fini della sicurezza sono stati adottati i criteri contemplati dal metodo semiprobabilistico agli stati limite. In particolare sono stati soddisfatti i requisiti per la sicurezza allo stato limite ultimo (anche sotto l'azione sismica) e allo stato limite di esercizio. Per quanto riguarda le azioni sismiche sono state esaminate anche le deformazioni relative, che controllano eventuali danni alle opere secondarie ed agli impianti (quando presenti). Le azioni eccezionali eventualmente agenti sulla struttura sono considerate nel calcolo solo se espressamente indicato nel paragrafo successivo. Secondo quanto stabilito dalle norme è necessario verificare che la struttura sia in possesso dei seguenti requisiti:

- sicurezza nei confronti di **stati limite ultimi (SLU)**: capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone ovvero comportare la perdita di beni, ovvero provocare gravi danni ambientali e sociali, ovvero mettere fuori servizio l'opera;
- sicurezza nei confronti di **stati limite di esercizio (SLE)**: capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio;
- robustezza nei confronti di azioni eccezionali: capacità di evitare danni sproporzionati rispetto all'entità delle cause innescanti quali incendio, esplosioni, urti.

Il superamento di uno stato limite ultimo ha carattere irreversibile e si definisce collasso.

Il superamento di uno stato limite di esercizio può avere carattere reversibile o irreversibile.

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite, sia di esercizio che ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti (quando presenti).

Gli stati limite di esercizio sono:

- **Stato Limite di Operatività (SLO)**: a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;
- **Stato Limite di Danno (SLD)**: a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di

rigidezza nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Gli stati limite ultimi sono:

- **Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV)**: a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;

- **Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC)**: a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella successiva Tab. 3.2.I.

**Tabella 3.2.I** – Probabilità di superamento  $P_{Vg}$  al variare dello stato limite considerato

Stati Limite		$P_{Vg}$ : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento $V_g$
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

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. La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa  $a_g$  in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria C quale definita al § 3.2.2 delle NTC/2018), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente  $S_e(T)$  , con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR , come definite nel § 3.2.1, nel periodo di riferimento VR , come definito nel § 2.4 delle citate norme.

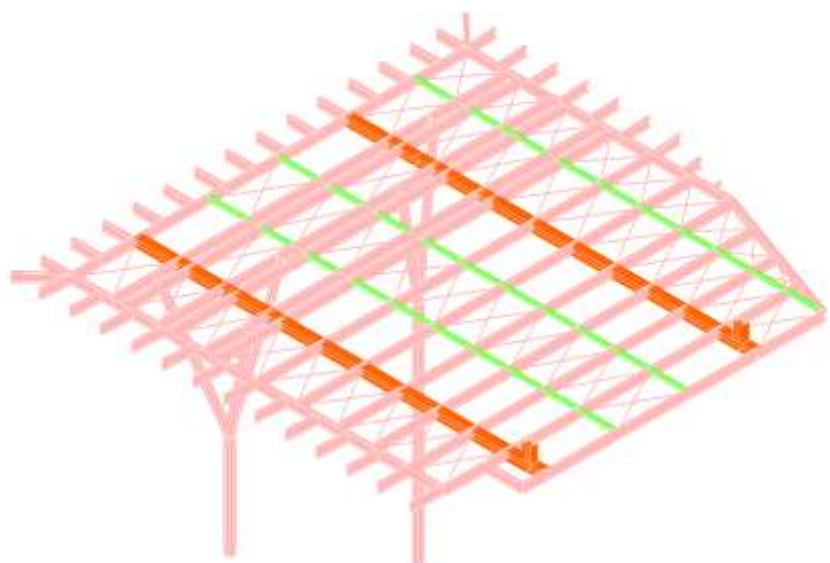
Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- $a_g$  accelerazione orizzontale massima al sito;
- $F_o$  valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- $T_{C^*}$  periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

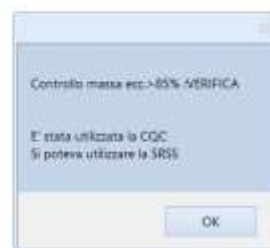
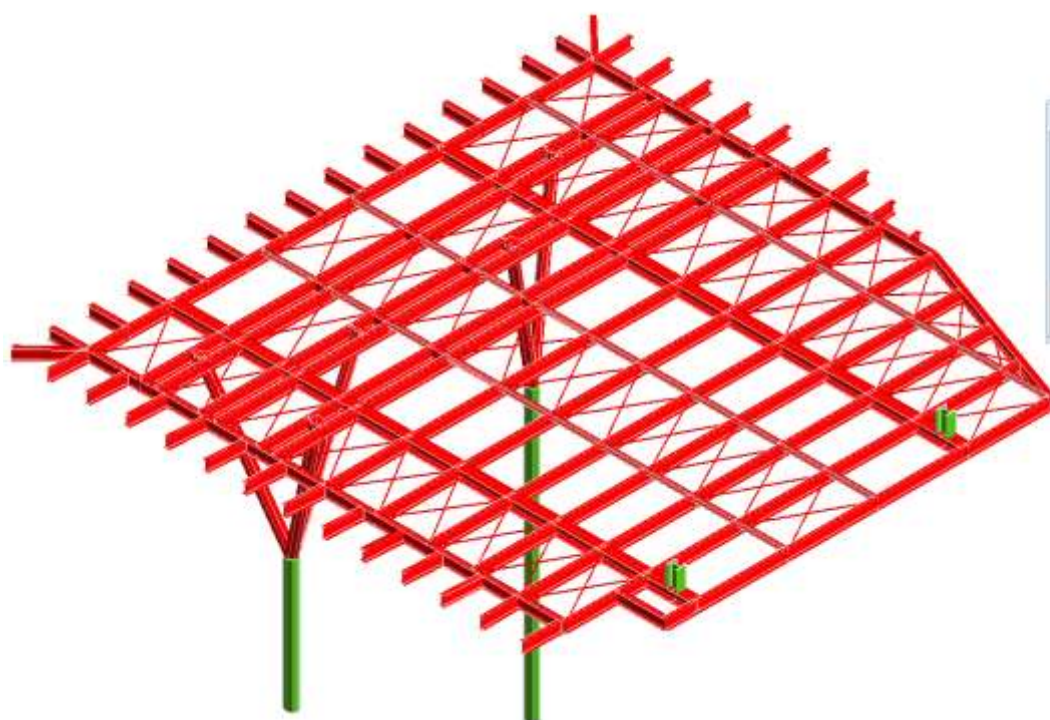
I parametri sopra elencati vengono determinati in funzione delle coordinate geografiche del luogo della costruzione sulla mappa del territorio nazionale (procedura automatica interna al software utilizzato per il calcolo e la verifica della struttura).

#### k) CLASSIFICAZIONE DELLE SEZIONI

Il programma classifica automaticamente le sezioni in acciaio, si riporta sotto l'immagine della classificazione.



l) MASSA PARTECIPANTE



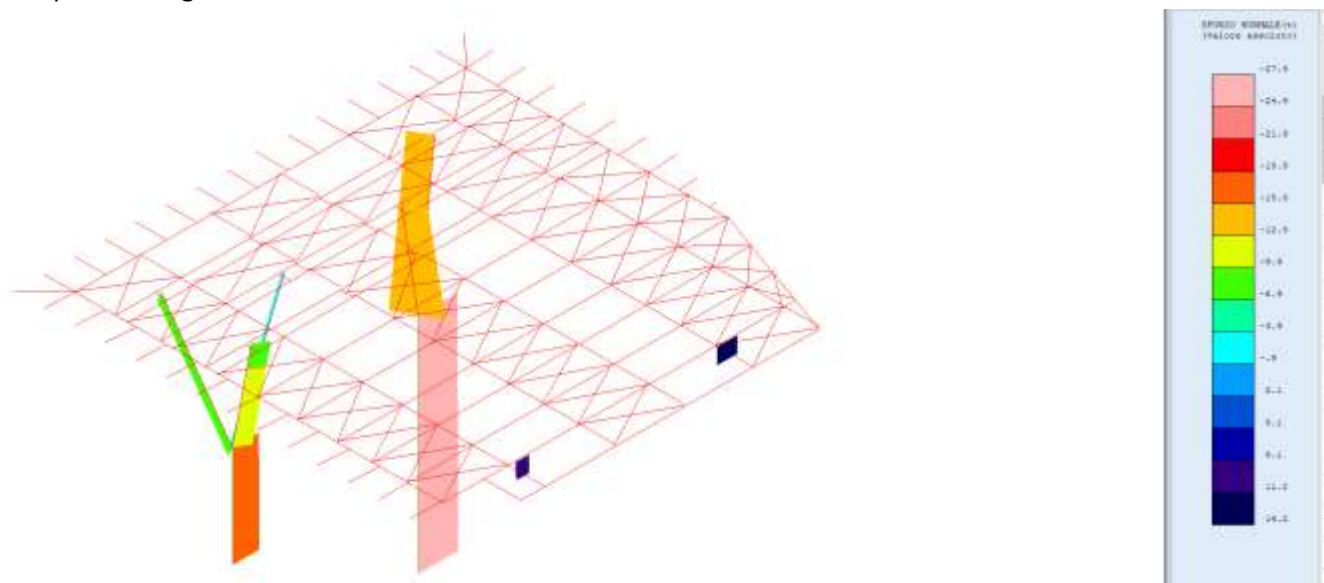
### m) CARATTERISTICHE DELLE SOLLECITAZIONI

Si riportano di seguito le massime sollecitazioni agenti sui principali elementi strutturali ottenute dall'involuppo delle combinazioni di carico statiche e sismiche. Tali azioni sono state successivamente considerate in fase di verifica degli elementi strutturali.

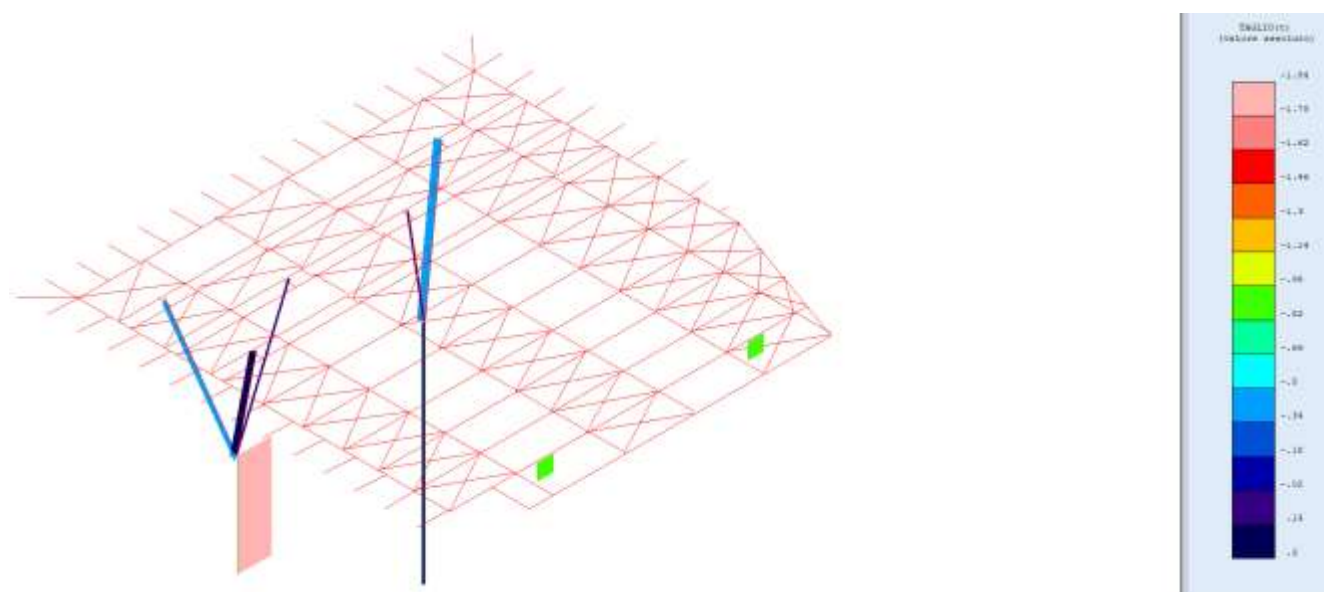
#### DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI

Si riportano i diagrammi delle sollecitazioni maggiormente significativi ottenuto dall'involuppo delle combinazioni di carico.

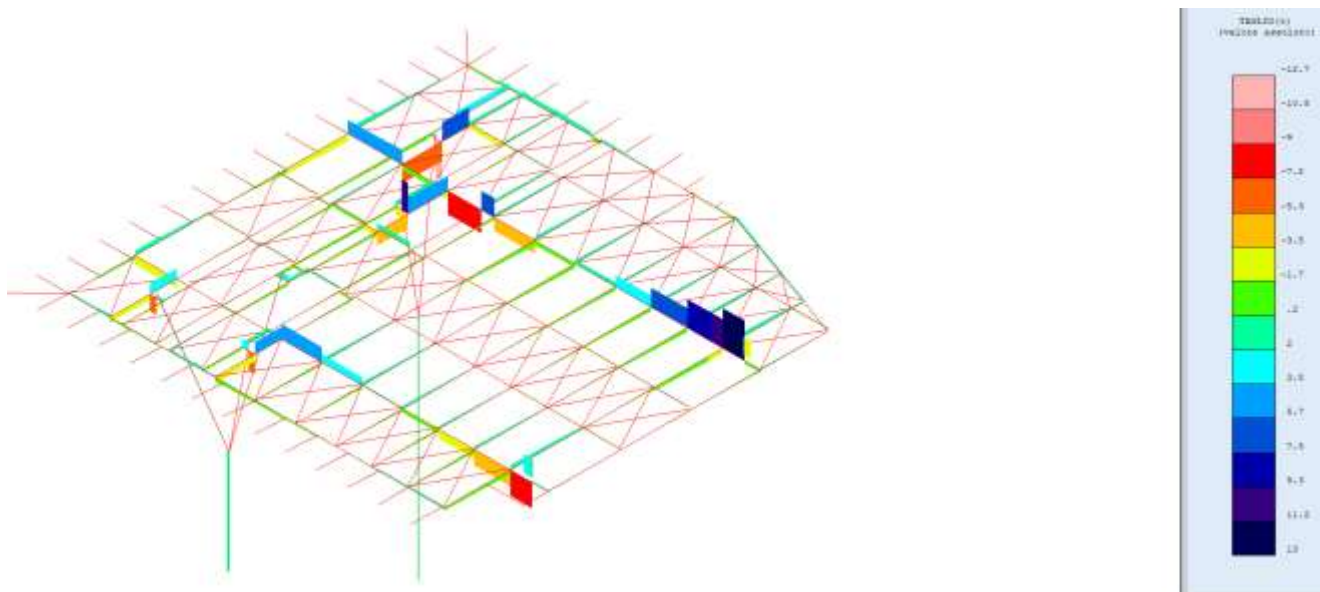
Si riporta il diagramma dello Sforzo Normale "N":



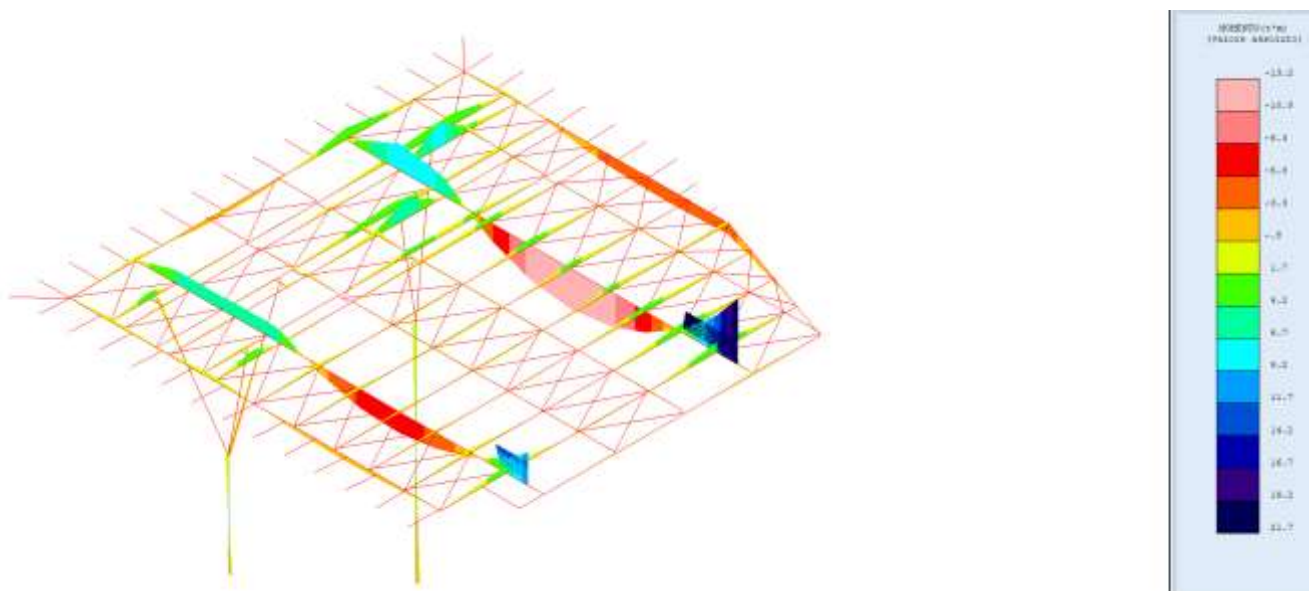
Si riporta il diagramma del Taglio "T<sub>x</sub>":



Si riporta il diagramma del Taglio "T<sub>y</sub>":

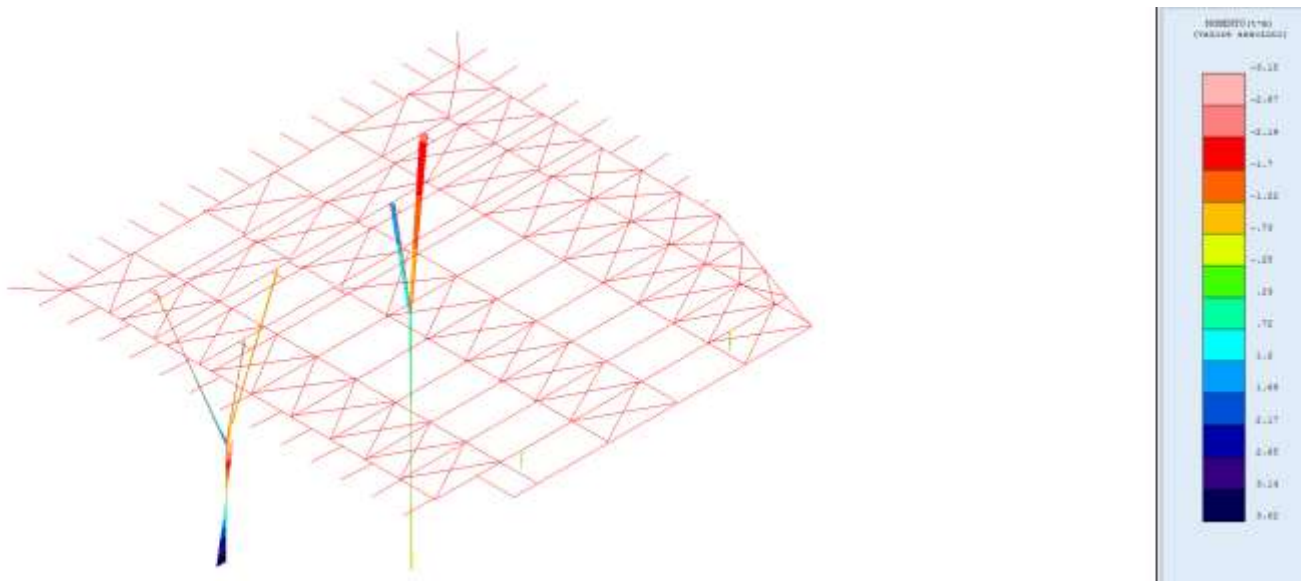


Si riporta il diagramma del Momento "M<sub>x</sub>":





Si riporta il diagramma del Momento “ $M_y$ ”:



#### n) CARATTERISTICHE E AFFIDABILITA' DEL CODICE DI CALCOLO

Come previsto al punto 10.2 delle norme tecniche di cui al D.M. 17.01.2018 l'affidabilità del codice utilizzato è stata verificata sia effettuando il raffronto tra casi prova di cui si conoscono i risultati esatti sia esaminando le indicazioni, la documentazione ed i test forniti dal produttore stesso.

Si allega alla presente i test sui casi prova forniti dalla S.T.S. s.r.l. a riprova dell'affidabilità dei risultati ottenuti. La S.T.S. s.r.l. a riprova dell'affidabilità dei risultati ottenuti fornisce direttamente on-line i test sui casi prova (<http://www.stsweb.it/STSWeb/ITA/homepage.htm>)

Il software è inoltre dotato di filtri e controlli di autodiagnostica che agiscono a vari livelli sia della definizione del modello che del calcolo vero e proprio.

I controlli vengono visualizzati, sotto forma di tabulati, di videate a colori o finestre di messaggi.

In particolare il software è dotato dei seguenti filtri e controlli:

- Filtri per la congruenza geometrica del modello di calcolo generato
- Controlli a priori sulla presenza di elementi non connessi, interferenze, mesh non congruenti o non adeguate.
- Filtri sulla precisione numerica ottenuta, controlli su eventuali mal condizionamenti delle matrici, verifica dell'indice di condizionamento.
- Controlli sulle verifiche sezionali e sui limiti dimensionali per i vari elementi strutturali in funzione della normativa utilizzata.
- Controlli e verifiche sugli esecutivi prodotti.

## Valutazione dei risultati e giudizio motivato sulla loro accettabilità

Il software utilizzato permette di modellare analiticamente il comportamento fisico della struttura utilizzando la libreria disponibile di elementi finiti.

Le funzioni di visualizzazione ed interrogazione sul modello permettono di controllare sia la coerenza geometrica che le azioni applicate rispetto alla realtà fisica.

Inoltre la visualizzazione ed interrogazione dei risultati ottenuti dall'analisi quali sollecitazioni, tensioni, deformazioni, spostamenti, reazioni vincolari hanno permesso un immediato controllo con i risultati ottenuti mediante schemi semplificati di cui è nota la soluzione in forma chiusa nell'ambito della Scienza delle Costruzioni.

Si è inoltre controllato che le reazioni vincolari diano valori in equilibrio con i carichi applicati, in particolare per i valori dei taglianti di base delle azioni sismiche si è provveduto a confrontarli con valori ottenuti da modelli SDOF semplificati.

Le sollecitazioni ottenute sulle travi per i carichi verticali direttamente agenti sono stati confrontati con semplici schemi a trave continua.

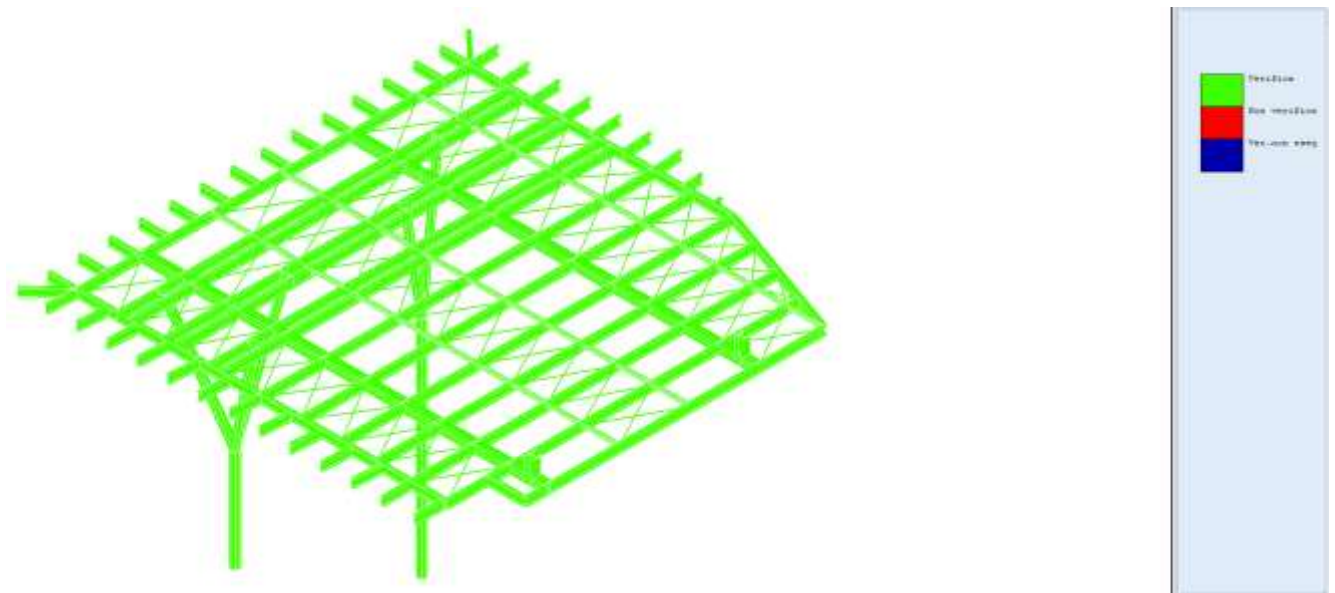
Per gli elementi inflessi di tipo bidimensionale si è provveduto a confrontare i valori ottenuti dall'analisi FEM con i valori di momento flettente ottenuti con gli schemi semplificati della Tecnica delle Costruzioni.

Si è inoltre verificato che tutte le funzioni di controllo ed autodiagnostica del software abbiano dato esito positivo.

## VERIFICA DEI PRINCIPALI ELEMENTI STRUTTURALI

Si riportano di seguito le immagini delle principali verifiche effettuate, nel fascicolo di calcolo sono riportate le verifiche in dettaglio.

Tutti gli elementi, come è evidente nell'immagine sottostante tratta dal programma di calcolo, risultano verificati (colore VERDE = Verificato).



## VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO

### Spostamenti Verticali agli SLE statici.

Per la verifica degli spostamenti verticali agli stati limite di esercizio si fa riferimento ai limiti di deformabilità indicati nel paragrafo 4.2.4.2.1 e nella tabella 4.2.XII del D.M. 17-01-2018.

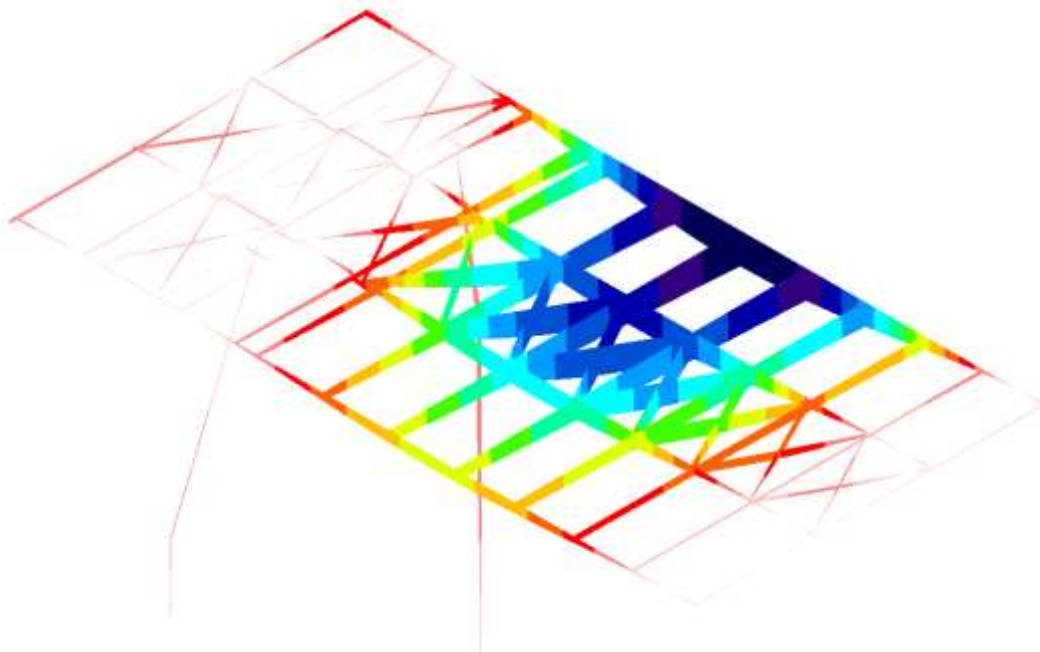
Tab. 4.2.XII - Limiti di deformabilità per gli elementi di impalcato delle costruzioni ordinarie

Elementi strutturali	Limiti superiori per gli spostamenti verticali	
	$\frac{\delta_{max}}{L}$	$\frac{\delta_2}{L}$
Coperture in generale	$\frac{1}{200}$	$\frac{1}{250}$
Coperture praticabili	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{300}$
Solai in generale	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{300}$
Solai o coperture che reggono intonaco o altro materiale di finitura fragile o tramezzi non flessibili	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{350}$
Solai che supportano colonne	$\frac{1}{400}$	$\frac{1}{500}$
Nei casi in cui lo spostamento può compromettere l'aspetto dell'edificio	$\frac{1}{250}$	

*In caso di specifiche esigenze tecniche e/o funzionali tali limiti devono essere opportunamente ridotti.*

### Travi Secondarie

Il massimo abbassamento delle travi secondarie è pari a:



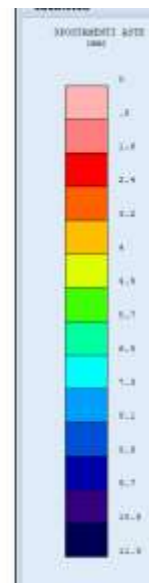
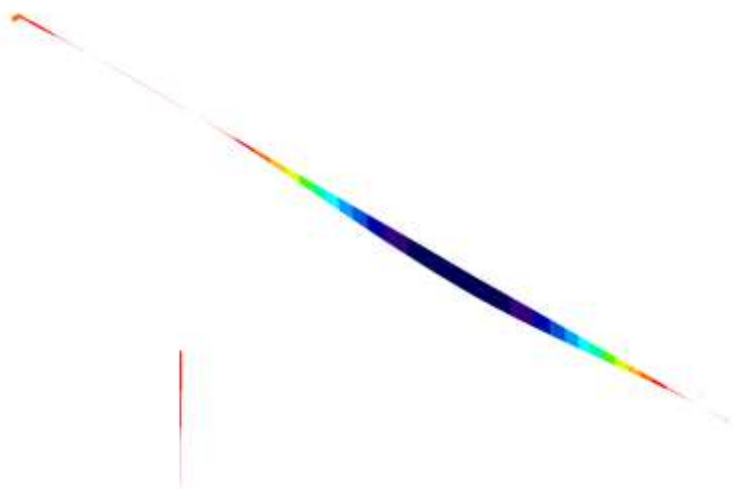
$f_{max} = 3,04$  cm (comb. SLE rara),

inferiore al limite di deformabilità per la luce della trave  $L = 692$  cm, pari a:

$f_{lim} = 692/200 = 3,46$  cm (verificato)

### Travi Principali

La massima freccia relativa delle travi principali è pari a:

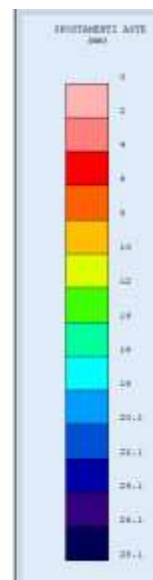
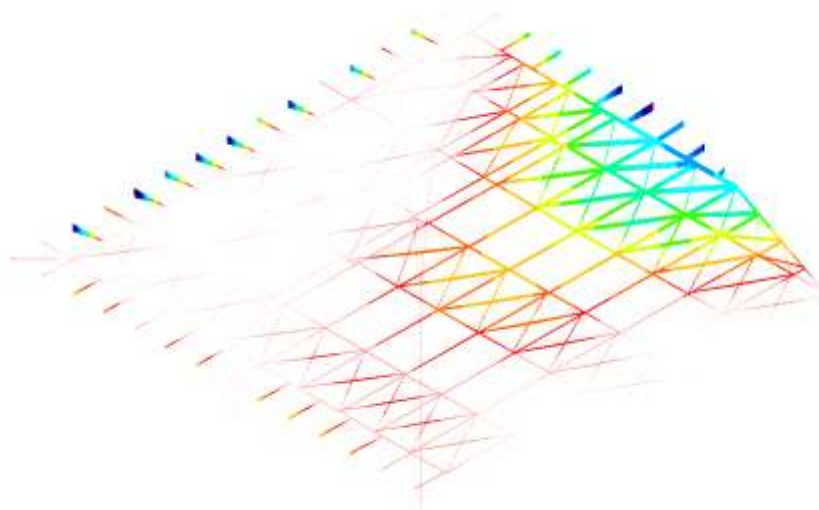


$$f_{\max,rel} = 0,111 \text{ cm (comb. SLE rara)}$$

inferiore al limite di deformabilità per la luce delle travi  $L = 512 \text{ cm}$ , pari a:

$$f_{lim} = 512/200 = 2,56 \text{ cm (verificato)}$$

### **SPOSTAMENTI RELATIVI AI CARICHI VARIBILI**



**Spostamento massimo = 20 mm**

**Lunghezza trave = 905 cm**

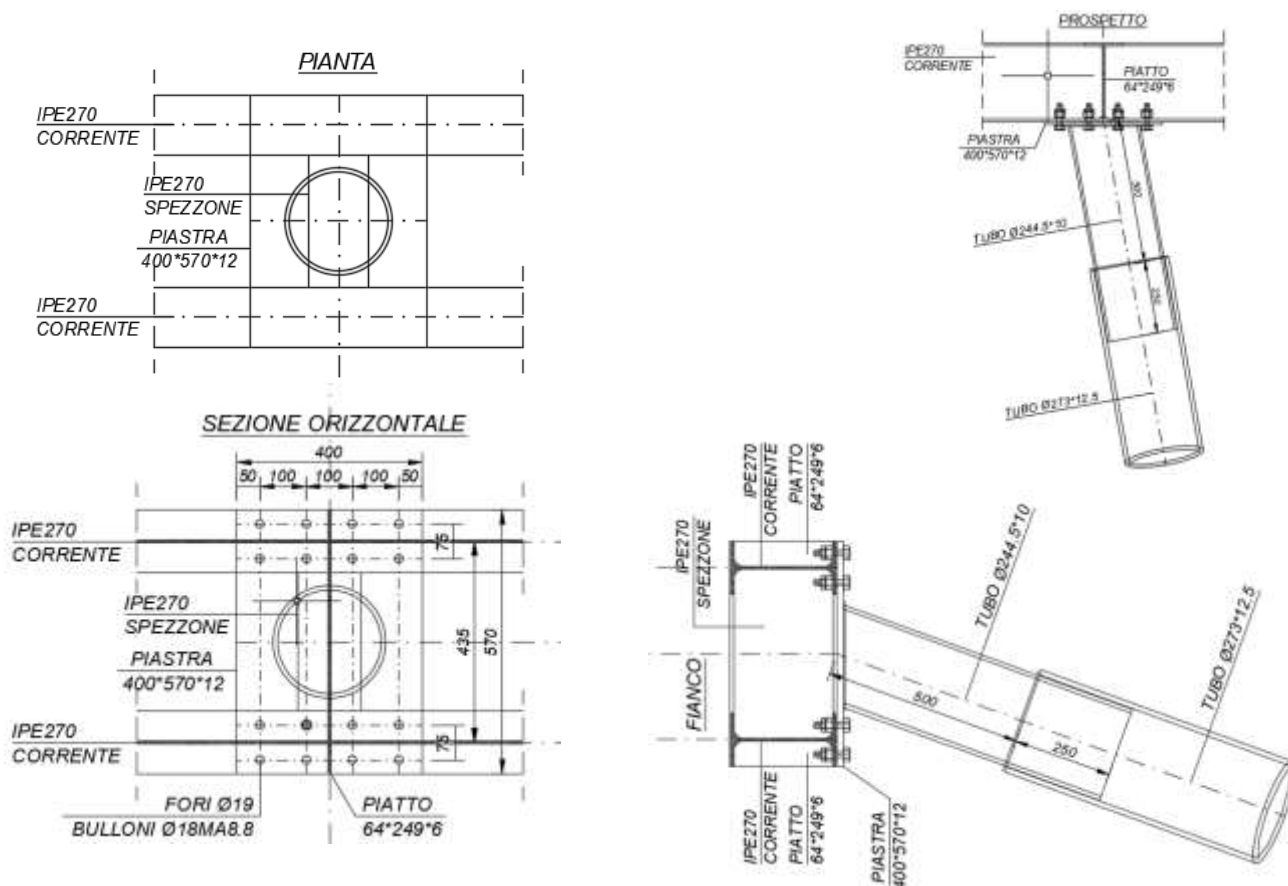
**$905 / 250 = 3,62 \text{ cm} < 2,0 \text{ cm}$**

## VERIFICA DEI COLLEGAMENTI

### Collegamento tra la colonna e il piano dell'impalcato.

Le colonne sono collegate alla trave di impalcato tramite delle piastre di dimensioni 400x570x12,0 mm che permettono il fissaggio di 4+4+4+4 bulloni M18 disposti su 4 file distinte.

Per maggiore chiarezza si riporta lo schema del collegamento:



Le massime sollecitazioni si riscontrano nel collegamento sulla colonna con due "rami", si riporta sotto la verifica della bullonatura.



Sollecitazioni	
$F_{v,Ed}$ (N)	11800
$F_{t,Ed}$ (N)	5678

Bulloni	
Classe	8,8
d (mm)	18
$\gamma_{M2}$	1,25
$f_{yb}$ (N/mm <sup>2</sup> )	640
$f_{tb}$ (N/mm <sup>2</sup> )	800
$A_n$ (mm <sup>2</sup> )	254
$A_{res}$ (mm <sup>2</sup> )	192

Piastra di collegamento	
Acciaio	S235
t (mm)	12
$\gamma_{M2}$	1,25
$d_0$ (mm)	19
$f_{tk}$ (N/mm <sup>2</sup> )	360

Caratteristiche resistenti bulloni		
Classe	$f_{yb}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_{tb}$ (N/mm <sup>2</sup> )
4,6	240	400
5,6	300	500
6,8	480	600
8,8	640	800
10,9	900	1000

Caratteristiche geometriche bulloni		
d (mm)	$A_n$ (mm <sup>2</sup> )	$A_{res}$ (mm <sup>2</sup> )
12	113	84
14	153	115
16	201	157
18	254	192
20	314	245
22	380	303
24	452	353
27	572	459
30	706	561

Caratteristiche piastra	
Acciaio	$f_{tk}$ (N/mm <sup>2</sup> )
S235	360
S275	430
S355	510
S450	550
S235 N/NL	390
S355 N/NL	490
S420 N/NL	520
S460 N/NL	540
S235 M/ML	370
S355 M/ML	470
S420 M/ML	520
S460 M/ML	540
S235 W	360
S355 W	510

Verifica di resistenza con formula 4.2.71

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4F_{t,Rd}} \leq 1 \text{ con } \frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}} \leq 1$$

$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4F_{t,Rd}}$	0,197
--	-------

$F_{v,Rd}$ (N)	73728
$F_{t,Rd}$ (N)	110592

$\frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}}$	0,051
-----------------------------	-------

Verifica a rifollamento con formula 4.2.67

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{b,Rd}} \leq 1 \text{ con } F_{b,Rd} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}}$$

- $\alpha = \min \{e_1 / (3d_0) ; f_{tb} / f_{tk} ; 1\}$  per bulloni di bordo // al carico applicato
- $\alpha = \min \{p_1 / (3d_0) - 0,25 ; f_{tb} / f_{tk} ; 1\}$  per bulloni interni // al carico applicato
- $k = \min \{2,8e_2 / d_0 - 1,7 ; 2,5\}$  per bulloni di bordo ⊥ al carico applicato
- $k = \min \{1,4p_2 / d_0 - 1,7 ; 2,5\}$  per bulloni interni ⊥ al carico applicato

$\alpha_{MIN}$	0,526
$k_{MIN}$	2,500

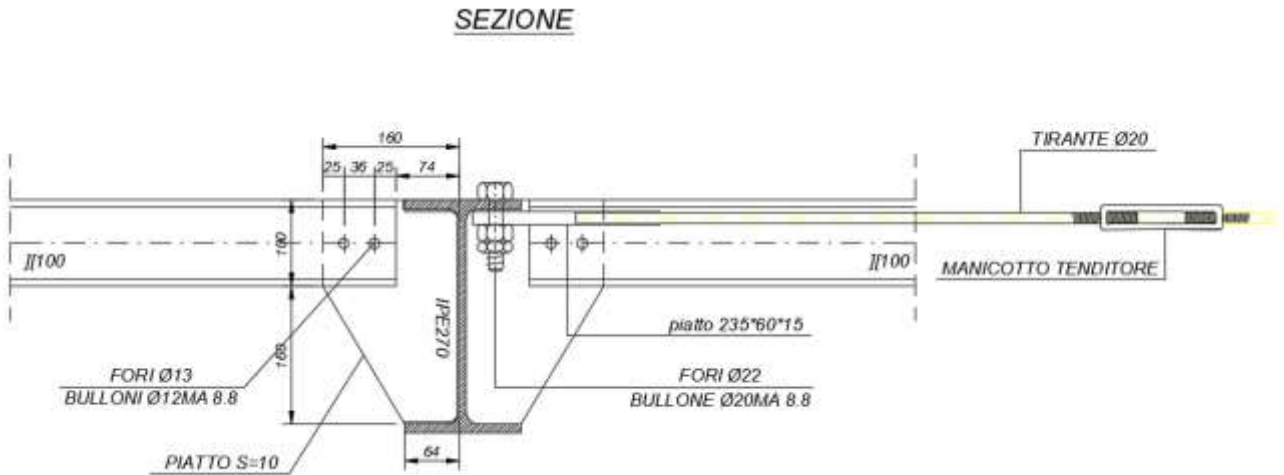
$F_{b,Rd}$ (N)	81853
----------------	-------

$\frac{F_{v,Ed}}{F_{b,Rd}}$	0,144
-----------------------------	-------

**Verifica del collegamento tra la trave secondaria IPE270 e la secondaria UPN100.**

Il collegamento tra la trave secondaria IPE270 e secondaria UPN 100 avviene tramite un piastra dello spessore di 10 mm che permette l'installazione di 2 bulloni M12 di classe 8.8.

Si riporta lo schema del collegamento:



Si riporta sotto la verifica del collegamento.

Sollecitazioni	
$F_{v,Ed}$ (N)	17280
$F_{t,Ed}$ (N)	0

Bulloni	
Classe	8,8
d (mm)	12
$\gamma_{M2}$	1,25
$f_{yb}$ (N/mm <sup>2</sup> )	640
$f_{tb}$ (N/mm <sup>2</sup> )	800
$A_n$ (mm <sup>2</sup> )	113
$A_{res}$ (mm <sup>2</sup> )	84

Piastra di collegamento	
Acciaio	S235
t (mm)	10
$\gamma_{M2}$	1,25
$d_0$ (mm)	13
$f_{tk}$ (N/mm <sup>2</sup> )	360

Caratteristiche resistenti bulloni		
Classe	$f_{yb}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_{tb}$ (N/mm <sup>2</sup> )
4,6	240	400
5,6	300	500
6,8	480	600
8,8	640	800
10,9	900	1000

Caratteristiche geometriche bulloni		
d (mm)	$A_n$ (mm <sup>2</sup> )	$A_{res}$ (mm <sup>2</sup> )
12	113	84
14	153	115
16	201	157
18	254	192
20	314	245
22	380	303
24	452	353
27	572	459
30	706	561

Caratteristiche piastra	
Acciaio	$f_{tk}$ (N/mm <sup>2</sup> )
S235	360
S275	430
S355	510
S450	550
S235 N/NL	390
S355 N/NL	490
S420 N/NL	520
S460 N/NL	540
S235 M/ML	370
S355 M/ML	470
S420 M/ML	520
S460 M/ML	540
S235 W	360
S355 W	510

## Verifica di resistenza con formula 4.2.71

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4F_{t,Rd}} \leq 1 \quad \text{con} \quad \frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}} \leq 1$$

$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4F_{t,Rd}}$	0,536
--	-------

$F_{v,Rd}$ (N)	32256
$F_{t,Rd}$ (N)	48384

$\frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}}$	0,000
-----------------------------	-------

## Verifica a rifollamento con formula 4.2.67

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{b,Rd}} \leq 1 \quad \text{con} \quad F_{b,Rd} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}}$$

$\alpha = \min \{e_1 / (3d_0) ; f_{tb} / f_{tk} ; 1\}$  per bulloni di bordo // al carico applicato

$\alpha = \min \{p_1 / (3d_0) - 0,25 ; f_{tb} / f_{tk} ; 1\}$  per bulloni interni // al carico applicato

$k = \min \{2,8e_2 / d_0 - 1,7 ; 2,5\}$  per bulloni di bordo \_|\_ al carico applicato

$k = \min \{1,4p_2 / d_0 - 1,7 ; 2,5\}$  per bulloni interni \_|\_ al carico applicato

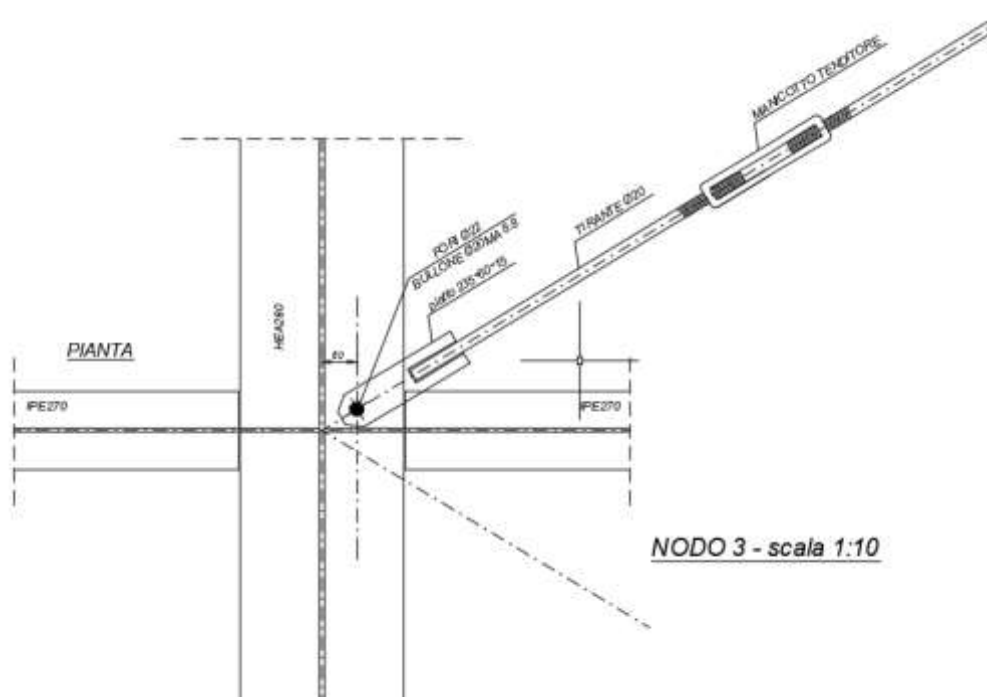
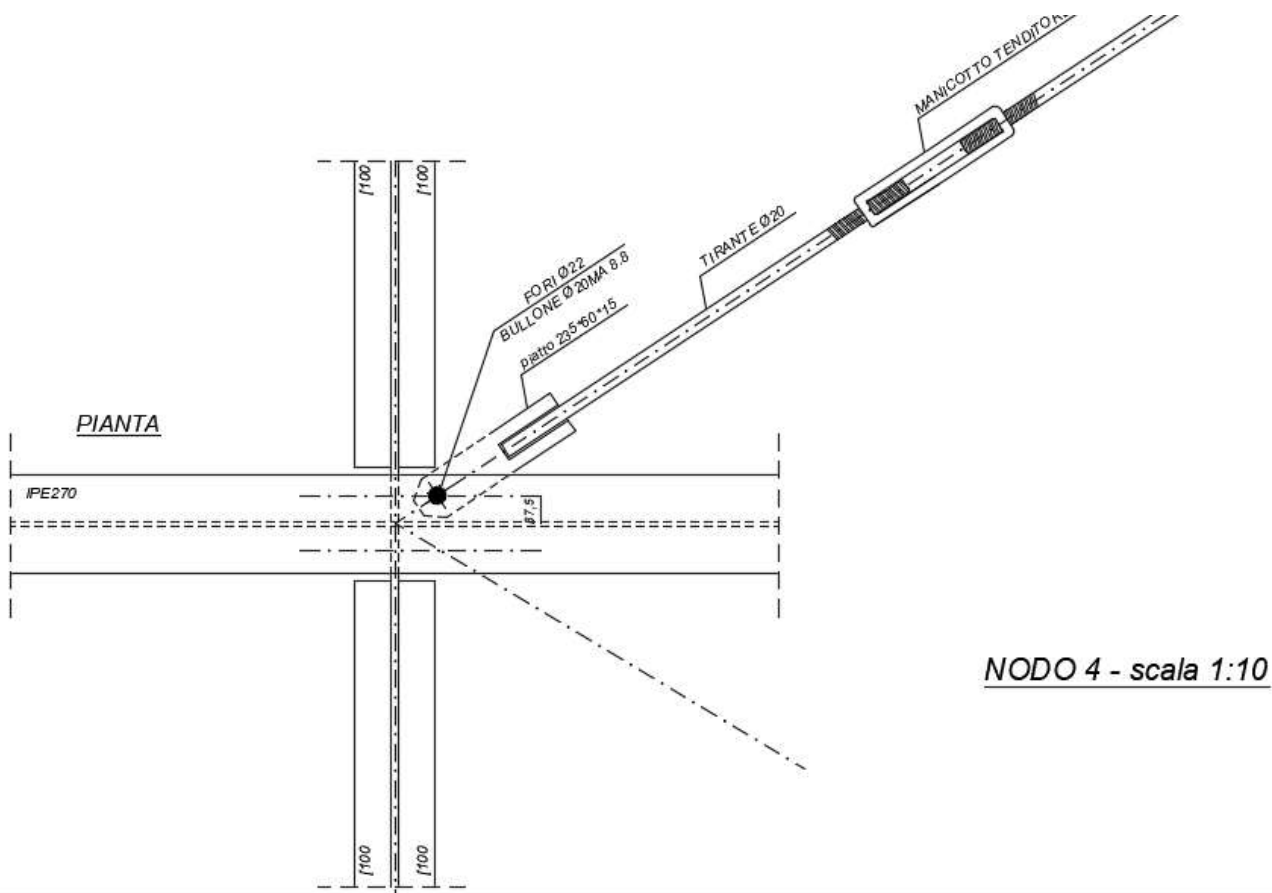
$\alpha_{MIN}$	0,769
$k_{MIN}$	2,500

$F_{b,Rd}$ (N)	66462
----------------	-------

$\frac{F_{v, Ed}}{F_{b, Rd}}$	0,260
-------------------------------	-------

**Verifica del collegamento tra la trave secondaria e il controvento orizzontale.**

Il collegamento tra il controvento orizzontale formato da un tirante  $\varnothing 20$  e la trave secondaria IPE 270 / principale HEA280 è realizzato tramite un bullone M20 installati direttamente sulla piattabanda superiore della trave. Per maggiore chiarezza si riporta lo schema del collegamento.



Si riporta di seguito la verifica del collegamento.

Sollecitazioni	
$F_{v,Ed}$ (N)	8390
$F_{t,Ed}$ (N)	0

Bulloni	
Classe	8,8
d (mm)	20
$\gamma_{M2}$	1,25
$f_{yb}$ (N/mm <sup>2</sup> )	640
$f_{tb}$ (N/mm <sup>2</sup> )	800
$A_n$ (mm <sup>2</sup> )	314
$A_{res}$ (mm <sup>2</sup> )	245

Piastra di collegamento	
Acciaio	S275
t (mm)	10
$\gamma_{M2}$	1,25
$d_0$ (mm)	21
$f_{tk}$ (N/mm <sup>2</sup> )	430

Caratteristiche resistenti bulloni		
Classe	$f_{yb}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_{tb}$ (N/mm <sup>2</sup> )
4,6	240	400
5,6	300	500
6,8	480	600
8,8	640	800
10,9	900	1000

Caratteristiche geometriche bulloni		
d (mm)	$A_n$ (mm <sup>2</sup> )	$A_{res}$ (mm <sup>2</sup> )
12	113	84
14	153	115
16	201	157
18	254	192
20	314	245
22	380	303
24	452	353
27	572	459
30	706	561

Caratteristiche piastra	
Acciaio	$f_{tk}$ (N/mm <sup>2</sup> )
S235	360
S275	430
S355	510
S450	550
S235 N/NL	390
S355 N/NL	490
S420 N/NL	520
S460 N/NL	540
S235 M/ML	370
S355 M/ML	470
S420 M/ML	520
S460 M/ML	540
S235 W	360
S355 W	510

Verifica di resistenza con formula 4.2.71

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4F_{t,Rd}} \leq 1 \text{ con } \frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}} \leq 1$$

$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4F_{t,Rd}}$	0,089
--	-------

$F_{v,Rd}$ (N)	94080
$F_{t,Rd}$ (N)	141120

$\frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}}$	0,000
-----------------------------	-------

Verifica a rifollamento con formula 4.2.67

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{b,Rd}} \leq 1 \text{ con } F_{b,Rd} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}}$$

- $\alpha = \min \{e_1 / (3d_0) ; f_{tb} / f_{tk} ; 1\}$  per bulloni di bordo // al carico applicato
- $\alpha = \min \{p_1 / (3d_0) - 0,25 ; f_{tb} / f_{tk} ; 1\}$  per bulloni interni // al carico applicato
- $k = \min \{2,8e_2 / d_0 - 1,7 ; 2,5\}$  per bulloni di bordo \_|\_ al carico applicato
- $k = \min \{1,4p_2 / d_0 - 1,7 ; 2,5\}$  per bulloni interni \_|\_ al carico applicato

$\alpha_{MIN}$	0,476
$k_{MIN}$	2,500

$F_{b,Rd}$ (N)	81905
----------------	-------

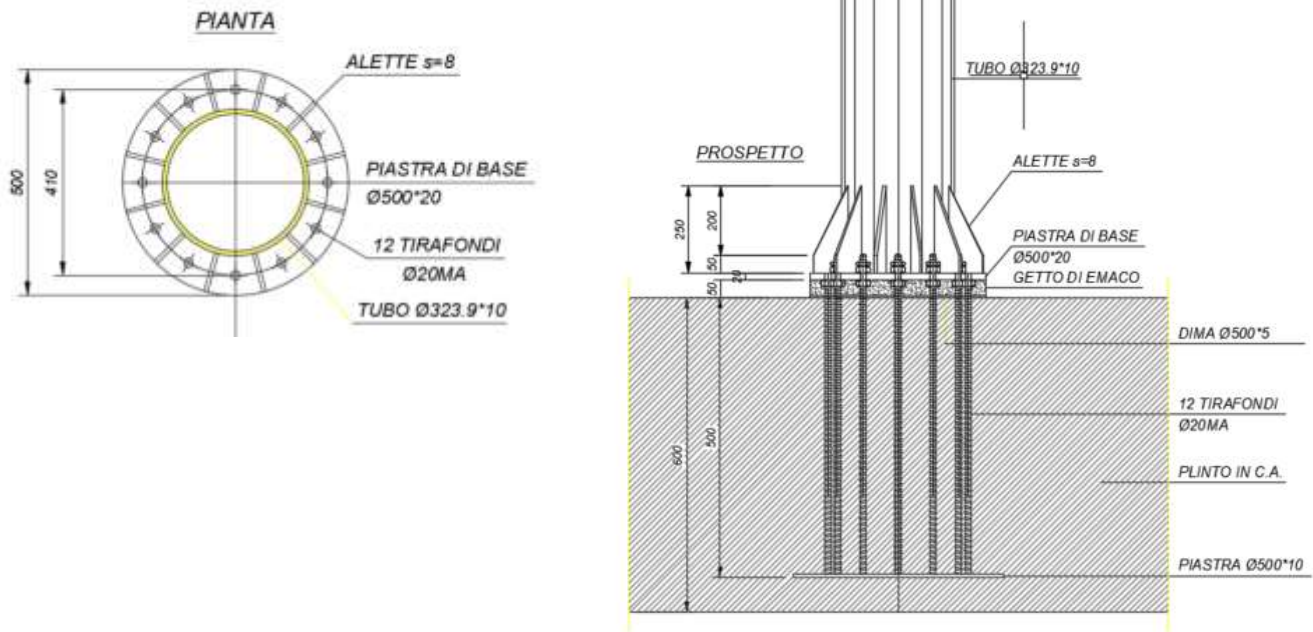
$\frac{F_{v,Ed}}{F_{b,Rd}}$	0,102
-----------------------------	-------



**Verifica del collegamento a terra.**

Il collegamento tra la struttura metallica e la fondazione avviene tramite una piastra di base circolare di diametro 500 mm e spessore 20 mm che permette il posizionamento di n. 12 tirafondi di diametro 20 mm.

Si riporta sotto lo schema del collegamento e le relative verifiche.

**ATTACCO DI BASE - scala 1:10****VERIFICA DELLE PIASTRE DI BASE CIRCOLARI PER COLONNE TUBOLARI**

## Materiali utilizzati

© Dott. Simone Caffè - 27/01/2010

Valore di snervamento dell'acciaio della colonna	$f_{yk,c}$	275	[N/mm <sup>2</sup> ]
Valore di rottura dell'acciaio della colonna	$f_{uk,c}$	430	[N/mm <sup>2</sup> ]
Valore di snervamento dell'acciaio dei tirafondi	$f_{yk,t}$	275	[N/mm <sup>2</sup> ]
Valore di rottura dell'acciaio dei tirafondi	$f_{uk,t}$	430	[N/mm <sup>2</sup> ]
Valore di snervamento dell'acciaio della piastra	$f_{yk,b}$	275	[N/mm <sup>2</sup> ]
Valore di rottura dell'acciaio della piastra	$f_{uk,b}$	430	[N/mm <sup>2</sup> ]
<b>Coefficienti di sicurezza</b>			
Coefficiente di sicurezza per le sezioni lorde	$\gamma_{M0}$	1,05	[-]
Coefficiente di sicurezza per sezioni nette e per i tirafondi	$\gamma_{M2}$	1,25	[-]
<b>Caratteristiche geometriche</b>			
Diametro esterno della colonna tubolare	$d_{c,ext}$	323,90	[mm]
Spessore della colonna tubolare	$t_c$	10,00	[mm]
Diametro interno della colonna tubolare	$d_{c,int}$	303,9	[mm]
Area della sezione trasversale	$A_c$	9861	[mm <sup>2</sup> ]
Momento d'inerzia della sezione trasversale	$I_c$	121583437	[mm <sup>4</sup> ]
Modulo di resistenza elastico	$W_{el,c}$	750747	[mm <sup>3</sup> ]
Modulo di resistenza plastico	$W_{pl,c}$	985665	[mm <sup>3</sup> ]
Classificazione della sezione	$d_{c,ext}/t_c$	32,39	[-]
	$\epsilon$	0,92	[-]
	<b>CL</b>	<b>Classe 2</b>	[-]
<b>Momento resistente della colonna</b>	<b><math>M_{Rd,c}</math></b>	<b>258,15</b>	<b>[kNm]</b>

25% del momento resistente	$25\%M_{Rd,c}$	64,54	[kNm]
<b>Sollecitazioni di progetto</b>			
Forza assiale (positiva se di compressione)	$N_{Ed,c}$	389,76	[kN]
Forza assiale (negativa se di trazione)	$N_{Ed,t}$	-156,55	[kN]
Momento flettente di progetto	$M_{Ed}$	36,20	[kNm]
Tensione massima nei tirafondi (da Gelfi)	$\sigma_t$	79,51	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tasso di lavoro della colonna per pura flessione	$\rho_c$	0,14	[-]
<b>Verifica di resistenza dei tirafondi</b>			
Diametro dei tirafondi	$\phi_t$	20,00	[mm]
Area della sezione lorda del tirafondo	$A_t$	314	[mm <sup>2</sup> ]
Area della sezione netta del tirafondo	$A_{t,netta}$	245	[mm <sup>2</sup> ]
Resistenza della sezione lorda	$N_{pl,Rd}$	82,28	[kN]
Resistenza della sezione netta	$N_{u,Rd}$	75,87	[kN]
<b>Resistenza minima del tirafondo</b>	<b><math>N_{min,Rd}</math></b>	<b>75,87</b>	<b>[kN]</b>
<b>Sollecitazione nel tirafondo</b>	<b><math>N_{t,Ed}</math></b>	<b>24,98</b>	<b>[kN]</b>
Tasso di lavoro del tirafondo	$\rho_t$	0,33	[-]
<b>Resistenza della piastra lato tirafondi</b>			
Distanza tra la colonna ed il tirafondo	$s$	71,00	[mm]
Spessore della piastra di base	$t_b$	43,00	[mm]
Larghezza efficace della piastra di base	$b_{eff}$	162	[mm]
Modulo di resistenza plastico della piastra	$W_{pl,b}$	74884,5	[mm <sup>3</sup> ]

<b>VERIFICA DELLE PIASTRE DI BASE CIRCOLARI PER COLONNE TUBOLARI</b>			
<b>Momento resistente della piastra di base</b>	<b><math>M_{pl,Rd}</math></b>	<b>19,61</b>	<b>[kNm]</b>
<b>Momento sollecitante della piastra di base</b>	<b><math>M_{b,Ed}</math></b>	<b>5,39</b>	<b>[kNm]</b>
Tasso di lavoro della piastra di base	$\rho_{b,t}$	0,27	[-]
<b>Resistenza della piastra lato calcestruzzo</b>			
Diametro della piastra di base	$d_b$	500,00	[mm]
Resistenza del grout sotto la piastra	$f_{jd}$	30,00	[N/mm <sup>2</sup> ]
Coefficiente di ripartizione	$c$	73	[mm]
Diametro effettivo esterno	$d_{b,eff,ext}$	470,61	[mm]
Diametro effettivo interno	$d_{b,eff,int}$	157,19	[mm]
Considerare o meno la ripartizione interna		si	[-]
Area efficace della piastra di base	$A_{c,eff}$	154535	[mm <sup>2</sup> ]
<b>Resistenza efficace del grout al di sotto della piastra</b>	<b><math>N_{j,Rd}</math></b>	<b>4636</b>	<b>[kN]</b>
<b>Forza assiale (positiva se di compressione)</b>	<b><math>N_{Ed}</math></b>	<b>389,76</b>	<b>[kN]</b>
Tasso di lavoro del grout	$\rho_j$	0,08	[-]
Distanza tra bordo piastra e bordo colonna	$s_b$	88,05	[mm]
Ripartizione effettiva	$c_{eff}$	73	[mm]
Modulo di resistenza plastico della piastra	$W_{pl,b}$	462,25	[mm <sup>3</sup> /mm]
<b>Momento resistente della piastra di base</b>	<b><math>M_{pl,Rd}</math></b>	<b>0,121</b>	<b>[kNm/m]</b>
<b>Momento sollecitante della piastra di base</b>	<b><math>M_{b,Ed}</math></b>	<b>0,081</b>	<b>[kNm/m]</b>
Tasso di lavoro della piastra di base	$\rho_{b,c}$	0,67	[-]

<b>APPROCCIO PLASTICO - EC.3 - 1 - 8</b>		
<b>Resistenza a pura compressione</b>		
Area efficace della piastra di base	$A_{c,eff}$	154535 [mm <sup>2</sup> ]
<b>Resistenza a pura compressione</b>	<b><math>N_{c,Rd}</math></b>	<b>4636 [kN]</b>
<b>Resistenza a pura trazione</b>		
Numero complessivo dei tirafondi	$n_t$	12,00 [mm]
Lunghezza del tirafondo	$L_t$	500,00 [mm]
Distanza dal bordo del getto	$a_t$	150,00 [mm]
Resistenza caratteristica cubica del cls della fondazione	$R_{ck}$	30,00 [N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck}$	24,90 [N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk}$	1,79 [N/mm <sup>2</sup> ]
Fattore $\eta$	$\eta$	1 [-]
Resistenza di aderenza di calcolo	$f_{bd}$	2,69 [N/mm <sup>2</sup> ]
<b>Resistenza minima a trazione del tirafondo</b>	<b><math>F_{t,Rd}</math></b>	<b>75,87 [kN]</b>
<b>Resistenza di aderenza del tirafondo</b>	<b><math>F_{t,bond,Rd}</math></b>	<b>37,50 [kN]</b>
<i>Presenza o meno della rosetta</i>		si [-]
Tensione di contatto per pura compressione (Ballio)	$f_{c,d}$	20 [N/mm <sup>2</sup> ]
Diametro della rosetta	$d_{rosetta}$	120,00 [mm]
Coefficiente di efficacia della rosetta (Ballio)	$\alpha_{rosetta}$	0,60 [-]
Area della rosetta	$A_{rosetta}$	11310 [mm <sup>2</sup> ]
<b>Resistenza per contatto della rosetta</b>	<b><math>N_{Rd,rosetta}</math></b>	<b>135,72 [kN]</b>
<b>Resistenza complessiva di aderenza</b>	<b><math>F_{Rd,bond,tot}</math></b>	<b>173,22 [kN]</b>
Considerare o meno la resistenza di aderenza		si [-]
<b>Resistenza effettiva dell'ancoraggio</b>	<b><math>F_{t,anchor,Rd}</math></b>	<b>75,87 [kN]</b>
Altezza di gola della saldatura tra tubolare e piastra	$a_g$	7,07 [mm]
Distanza tra asse del bullone e saldatura	$m$	63,00 [mm]
Distanza dal bordo libero della piastra all'asse del bullone	$e$	17,05 [mm]
Passo dei tirafondi	$w$	121,97 [mm]
<u>Lunghezze effettive per collasso circolare</u>	$l_{eff,cp,1}$	395,84 [mm]
	$l_{eff,cp,2}$	232,02 [mm]
	$l_{eff,cp,3}$	319,89 [mm]
	<u><math>l_{eff,cp,min}</math></u>	<u>232,02 [mm]</u>
<u>Lunghezze effettive per collasso non circolare</u>	$l_{eff,nc,1}$	273,31 [mm]
	$l_{eff,nc,2}$	197,64 [mm]
	$l_{eff,nc,3}$	162,00 [mm]
	<u><math>l_{eff,nc,min}</math></u>	<u>162,00 [mm]</u>
<b>Lunghezza efficace per il collasso di 1° Modo</b>	<b><math>L_{eff,1}</math></b>	<b>162,00 [mm]</b>
<b>Lunghezza efficace per il collasso di 2° Modo</b>	<b><math>L_{eff,2}</math></b>	<b>162,00 [mm]</b>
Modulo di resistenza plastico relativo al 1° Modo	$W_{pl,1}$	74885 [mm <sup>3</sup> ]
Modulo di resistenza plastico relativo al 2° Modo	$W_{pl,2}$	74885 [mm <sup>3</sup> ]
Momento plastico della piastra relativo al 1° Modo	$M_{Rd,1}$	19,61 [kNm]
Momento plastico della piastra relativo al 2° Modo	$M_{Rd,2}$	19,61 [kNm]
Dimensione geometrica "n"	$n$	17,05 [mm]
<b>Forza di trazione relativa al 1° Modo di collasso</b>	<b><math>F_{t,1,Rd}</math></b>	<b>622,62 [kN]</b>
<b>Forza di trazione relativa al 2° Modo di collasso</b>	<b><math>F_{t,2,Rd}</math></b>	<b>261,16 [kN]</b>
<b>Forza di trazione relativa al 3° Modo di collasso</b>	<b><math>F_{t,3,Rd}</math></b>	<b>75,87 [kN]</b>
<b>Forza di trazione relativa allo spessore del tubolare teso</b>	<b><math>F_{t,4,Rd}</math></b>	<b>424,29 [kN]</b>
<b>Resistenza a pura trazione</b>	<b><math>N_{t,Rd}</math></b>	<b>910 [kN]</b>

Resistenza a pura flessione		
Numero tirafondi tesi	$n_{t,tesi}$	9,00 [-]
Somma complessiva dei bracci di leva	$\Sigma b_i$	2,05 [m]
Forza di trazione minima per ciascun tirafondo	$F_{t,min,Rd}$	75,87 [kN]
<b>Momento resistente della piastra di base</b>	<b><math>M_{b,Rd}</math></b>	<b>155,45 [kNm]</b>
Verifica a pura compressione		
Tasso di lavoro per pura compressione	$\rho_{b,NEd,c}$	<input checked="" type="checkbox"/> <b>0,08</b> [-]
Verifica a pura trazione		
Tasso di lavoro per pura trazione	$\rho_{b,NEd,t}$	<input checked="" type="checkbox"/> <b>0,17</b> [-]

### Verifica del collegamento con le strutture esistenti.

Per quanto riguarda le caratteristiche di resistenza del cls utilizzato per gli elementi strutturali in c.a. esistenti si rimanda all'operato del D.L. il quale durante in lavori provvederà a confrontare gli assunti presi verificando il dettaglio delle armature esistenti.

## RELAZIONE GEOTECNICA

Sono illustrati con la presente i risultati dei calcoli che riguardano il progetto delle armature, le verifiche di resistenza degli elementi e le verifiche di portanza relativi ad una fondazione realizzata su plinti.

### II **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

I calcoli sono condotti nel pieno rispetto della normativa vigente e, in particolare, la normativa cui viene fatto riferimento nelle fasi di calcolo, verifica e progettazione è costituita dalle *Norme Tecniche per le Costruzioni*, emanate con il D.M. 17/01/2018 pubblicato nel suppl. 8 G.U. 42 del 20/02/2018, nonché la Circolare del Ministero Infrastrutture e Trasporti del 21 Gennaio 2019, n. 7 "Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni".

DATI GENERALI DI CALCOLO			
<b>CRITERI DI CALCOLO PLINTI</b>			
Copriferro minimo netto delle armature		3,5	cm
Percentuale minima di armatura in zona tesa		0,10	%
Tipo di superficie interna del bicchiere			RUVIDA
<b>CRITERI DI CALCOLO PALI</b>			
Portanza dei pali calcolata con la teoria di			Norme A.G.I.
Percentuale minima di armatura totale		0,30	%
Fattore di vincolo in testa al palo (0=incastro; 1=cerniera)			0,00
Copriferro minimo netto delle staffe		3,50	cm
VERIFICHE EFFETTUATE CON IL METODO		DEGLI STATI LIMITE ULTIMI	
<b>COEFFICIENTI PARZIALI GEOTECNICA</b>			
	TABELLA M1		TABELLA M2
Tangente Resist. Taglio	1,00		1,25
Peso Specifico	1,00		1,00
Coesione Efficace (c'k)	1,00		1,25
Resist. a taglio NON drenata (cuk)	1,00		1,40
Tipo Approccio	Combinazione Unica: (A1+M1+R3)		
Tipo di fondazione	Su Pali Infissi		
	COEFFICIENTE R1	COEFFICIENTE R2	COEFFICIENTE R3
Capacita' Portante			2,30
Scorrimento			1,10
Resist. alla Base			1,15
Resist. Lat. a Compr.			1,15
Resist. Lat. a Traz.			1,25
Carichi Trasversali			1,30
Fattore di correlazione CSI per il calcolo di Rk pali			1,70



**CARATTERISTICHE MATERIALI**

**CARATTERISTICHE DEL CEMENTO ARMATO**

Classe Calcestruzzo		C25/30		Classe Acciaio		B450C	
Modulo Elastico CLS	314758	kg/cm <sup>2</sup>		Modulo Elastico Acc	2100000	kg/cm <sup>2</sup>	
Coeff. di Poisson	0,2			Tipo Armatura	POCO SENSIBILI		
Resist.Car. CLS 'fck'	250,0	kg/cm <sup>2</sup>		Tipo Ambiente	ORDINAR. XC2/XC3		
Resist. Calcolo 'fcd'	141,0	kg/cm <sup>2</sup>		Resist.Car.Acc 'fyk'	4500,0	kg/cm <sup>2</sup>	
Tens. Max. CLS 'rcd'	141,0	kg/cm <sup>2</sup>		Tens. Rott.Acc 'ftk'	4500,0	kg/cm <sup>2</sup>	
Def.Lim.El. CLS 'eco'	0,20	%		Resist. Calcolo 'fyd'	3913,0	kg/cm <sup>2</sup>	
Def.Lim.Ult CLS 'ecu'	0,35	%		Def.Lim.Ult.Acc'eyu'	1,00	%	
Fessura Max.Comb.Rare		mm		Sigma CLS Comb.Rare	150,0	kg/cm <sup>2</sup>	
Fessura Max.Comb.Perm	0,3	mm		Sigma CLS Comb.Perm	112,0	kg/cm <sup>2</sup>	
Fessura Max.Comb.Freq	0,4	mm		Sigma Acc Comb.Rare	3600,0	kg/cm <sup>2</sup>	
Peso Spec.CLS Armato	2500	kg/mc		Peso Spec.CLS Magro	2200	kg/mc	

**CARATTERISTICHE MATERIALE DEI PALI**

Classe Calcestruzzo		C25/30		Classe Acciaio		B450C	
Modulo Elastico CLS	314758	kg/cm <sup>2</sup>		Modulo Elastico Acc	2100000	kg/cm <sup>2</sup>	
Coeff. di Poisson	0,2			Tipo Armatura	POCO SENSIBILI		
Resist.Car. CLS 'fck'	250,0	kg/cm <sup>2</sup>		Tipo Ambiente	ORDINAR. XC2/XC3		
Resist. Calcolo 'fcd'	141,0	kg/cm <sup>2</sup>		Resist.Car.Acc 'fyk'	4500,0	kg/cm <sup>2</sup>	
Tens. Max. CLS 'rcd'	141,0	kg/cm <sup>2</sup>		Tens. Rott.Acc 'ftk'	4500,0	kg/cm <sup>2</sup>	
Def.Lim.El. CLS 'eco'	0,20	%		Resist. Calcolo 'fyd'	3913,0	kg/cm <sup>2</sup>	
Def.Lim.Ult CLS 'ecu'	0,35	%		Def.Lim.Ult.Acc'eyu'	1,00	%	
Fessura Max.Comb.Rare		mm		Sigma CLS Comb.Rare	150,0	kg/cm <sup>2</sup>	
Fessura Max.Comb.Perm	0,3	mm		Sigma CLS Comb.Perm	112,0	kg/cm <sup>2</sup>	
Fessura Max.Comb.Freq	0,4	mm		Sigma Acc Comb.Rare	3600,0	kg/cm <sup>2</sup>	
Peso Spec.CLS Armato	2500	kg/mc					

**CRITERI DI PROGETTO GEOTECNICI - FONDAZIONI SUPERFICIALI E SU PALI**

IDEN	CARATTER. MECCANICHE			IDEN	CARATTER. MECCANICHE			IDEN	CARATTER. MECCANICHE		
Crit N.ro	KwVert. kg/cmc	KwOriz. kg/cmc	Qlim. kg/cm <sup>2</sup>	Crit N.ro	KwVert. kg/cmc	KwOriz. kg/cmc	Qlim. kg/cm <sup>2</sup>	Crit N.ro	KwVert. kg/cmc	KwOriz. kg/cmc	Qlim. kg/cm <sup>2</sup>
1	22,77	0,24	Trz/Cmp	2	22,77	0,24	Trz/Cmp	3	22,77	0,24	Trz/Cmp

**CRITERI DI PROGETTO GEOTECNICI - FONDAZIONI SU MICROPALI**

Identif. Criterio	Dati Generali Micropalo				Parametri di calcolo delle teorie							
	Tipo di Teoria per il calcolo Geotecnico	Alfa Bulbo	fck boiaccia kg/cm <sup>2</sup>	Consist Terreno	Bustamantee & Doix				Thorne		Bowles	
Tipo Terreno					Tipo Iniez	Press. Limite (kg/cm <sup>2</sup> )	Num. Colpi	Resist. Compres (kg/cm <sup>2</sup> )	Rapporto AderLim/ Res.Compr	Lunghez Incastr (m)	Tipo Coeff di Spinta Orizzontal	
1	Bowles	1,15	250	Menard								Ka
2	Bowles	1,15	250	Menard								Ka
3	Bowles	1,15	250	Menard								Ka

**CRITERI DI PROGETTO GEOTECNICI - FONDAZIONI SU MICROPALI**

Identif. Criterio Geotecn. Nro	Geometria Micropalo				Distribuzione			Geometria e Materiale Connettori				
	Tipo di Sezione	Lungh. Totale (m)	Lungh. Immersa (m)	Diam. Foro (m)	Lungh. Bulbo (m)	Interas Microp. (m)	Distanza File (m)	Tipo Acciaio	Diametro (mm)	Numero	Larghez. (mm)	Altezza (mm)
1	Tubo 121x10	10,00	0,50	0,200	10,00	0,80	0,80	B450C	20	6	200	250
2	Tubo 121x10	10,00	0,50	0,300	10,00	0,80	0,80	B450C	20	6	200	250
3	Tubo 121x10	10,00	0,50	0,200	10,00	0,80	0,80	B450C	16	4	100	150

**VERIFICA PORTANZA PALI**

VERIFICA PORTANZA PALI E MICROPALI																									
CARICO LUNGO L'ASSE DEL PALO												CARICO ORTOGONALE ALL'ASSE						VERIFICA SLD						Q MAX SLE	
IDIFICAT	Fil	Fi	Int	Cm	Qpun	Qlat	Coef	Qlim	QEule	Qes	Coef	Cm	Qag	Coef	Qlim	Qeso	Coef	STA	Co	Qlim	Qmax	Coef	STA	Cmb	QmxSLE
N.	cm	cm	as	t	t	t	Grup	t	t	t	Sic.	or	t	Grup	t	t	Sicu	TUS	mb	t	SLD	Sic.	TUS	SLE	t
67	0	80	1	0,0	50,0	1,00	43,5	698,8	41,8	1,0	1	277,9	1,00	213,7	2,1	101,4	OK	23	43,5	15,6	2,8	OK	1	29,5	
147	0	80	1	0,0	50,0	1,00	43,5	698,8	30,8	1,4	1	277,9	1,00	213,7	2,1	101,4	OK	20	43,5	11,8	3,7	OK	1	21,8	

VERIFICA PORTANZA PALI																		
VERIFICA PORTANZA PALI E MICROPALI																		
IDENTIFICATIVO				CARICO LUNGO L'ASSE DEL PALO								CARICO ORTOGONALE ALL'ASSE DEL PALO						STATUS VERIFICA
Crit. N.	Tipo Elem.	Diam cm	Int. cm	Cmb ass	Qpun t	Qlat t	Coeff Grupp	Qlim t	QEuler t	Qes t	Coeff Sicur	Cmb ort	Qag t	Coeff Grupp	Qlim t	Qeso t	Coeff Sicur	
2	PLIN	35	80	1	0,0	50,0	1,00	43,5	698,8	41,8	1,0	1	277,9	1,00	213,7	2,1	101,4	OK

Per quanto non espressamente riportato si rimanda alle relazioni sulle fondazioni.