

COMMITTENTE



PROGETTAZIONE:



**INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA  
LEGGE OBIETTIVO N. 443/01e s.m.i.**

CUP: J14D20000010001

**U.O. COORDINAMENTO TERRITORIALE NORD**

**LINEA AV/AC MILANO - VENEZIA**

**LOTTO FUNZIONALE TRATTA AV/AC VERONA-PADOVA**

**NODO AV/AC DI VERONA: INGRESSO EST**

SL10 - Sottovia pedonale di servizio località Cason - prolungamento e finiture

Relazione di calcolo pensiline di copertura scale

SCALA:

-

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA PROGR. REV.

I N 1 A 2 0 D 2 6 C L S L 1 0 0 0 0 0 2 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione Esecutiva	V. Reale	Gen. 2022	M. Rigo	Gen. 2022	C.Mazzocchi	Gen. 2022	A. Perego Gen. 2022



File: IN1A20D26CLSL1000002.docx

n. Elab.:

## INDICE

1	PREMESSA .....	3
2	DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA .....	4
3	NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO .....	6
3.1	QUADRO NORMATIVO .....	6
4	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI .....	7
4.1	ACCIAIO DA CARPENTERIA METALLICA .....	7
4.2	BULLONI .....	7
4.3	SALDATURE .....	7
4.4	MODELLO STRUTTURALE .....	8
5	ANALISI DEI CARICHI .....	11
5.1	PESO PROPRIO STRUTTURE .....	11
5.2	CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI (G2k) .....	11
5.3	CARICHI ACCIDENTALI (QHK) .....	12
5.4	AZIONE DELLA NEVE (QNK) .....	13
5.5	AZIONE DEL VENTO (QVK) .....	16
	5.5.1 <i>Azione Del Vento Con Azione Aerodinamica Per Traffico Ferroviario</i> .....	19
5.6	AZIONE TERMICA (DT) .....	21
5.7	AZIONE SISMICA .....	21
	5.7.1 <i>Parametri sismici</i> .....	22
5.8	COMBINAZIONI DELLE AZIONI .....	24
6	VERIFICA DELLA STRUTTURA .....	38
6.1	ANALISI DINAMICA .....	38
6.2	DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI ED VERIFICHE STRUTTURALI DI RESISTENZA DELLE MEMBRATURE .....	40
6.3	VERIFICHE STRUTTURALI DI DEFORMABILITÀ DELLE MEMBRATURE IN ACCIAIO .....	51
6.4	VERIFICA DEGLI SPOSTAMENTI DI PIANO (DRIFT) PER CONDIZIONI DI CARICO NON SISMICHE .....	54
6.5	VERIFICA DEGLI SPOSTAMENTI DI PIANO (DRIFT) PER CONDIZIONI DI CARICO SISMICHE .....	55
6.6	VERIFICHE DEI COLLEGAMENTI .....	58
	6.6.1 <i>Giunto IPE300-HEB300</i> .....	58
	6.6.2 <i>Giunto HEB120-IPE300</i> .....	60
	6.6.3 <i>Giunto di base HEB300</i> .....	63

## 1 **PREMESSA**

La presente relazione ha per oggetto la progettazione definitiva di opere strutturali relative all'Ingresso Est al Nodo AV/AC di Verona Porta Nuova della Tratta AV/AC Brescia-Verona.

L'intervento prevede la realizzazione delle nuove linee, prevalentemente in affiancamento al sedime della attuale Linea Storica Milano-Venezia, nel tratto compreso tra l'uscita dell'Autostrada Verona Nord e la radice est della Stazione Ferroviaria di Verona Porta Vescovo, per una estensione di circa 9.7 km dall'inizio dello Scalo Cason alla fine della linea AV/AC.

- MODIFICA DI TRACCIATO DELLE LINEE MI-VE STORICA E VR-BRENNERO
- LINEA AV/AC MILANO-VENEZIA
- NUOVO SCALO IN LOCALITA' CASON
- RACCORDO BIVIO S.MASSIMO – VERONA P.N.
- RACCORDO Q.E. – VERONA P.N.
- INTERVENTI NELL'AMBITO DI VERONA PORTA NUOVA
- INTERVENTI NELL'AMBITO DI VERONA PORTA VESCOVO

Sono previsti interventi di potenziamento e riconfigurazione della stazione di Verona Porta Nuova e Verona Porta Vescovo.

Il progetto comprende tutte le opere atte a consentire l'allaccio e l'interfaccia con le linee storiche esistenti e la risoluzione delle interferenze tra la parte di progetto stesso e l'esistente (viabilità, idrografia, ecc).



*Figure 1 Individuazione area d'intervento*

## 2 DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA

Questa relazione di calcolo riguarda l'analisi e le verifiche strutturali della pensilina metallica della stazione. L'intera struttura ha un tetto a falda orizzontale.

La struttura è costituita dai seguenti profili:

- colonne costituite da profili HEB300;
- travi di collegamento delle colonne costituite da profili IPE300;
- travi telai trasversali IPE300;
- travi secondarie HEB120;
- controventi  $\phi 20$ ;

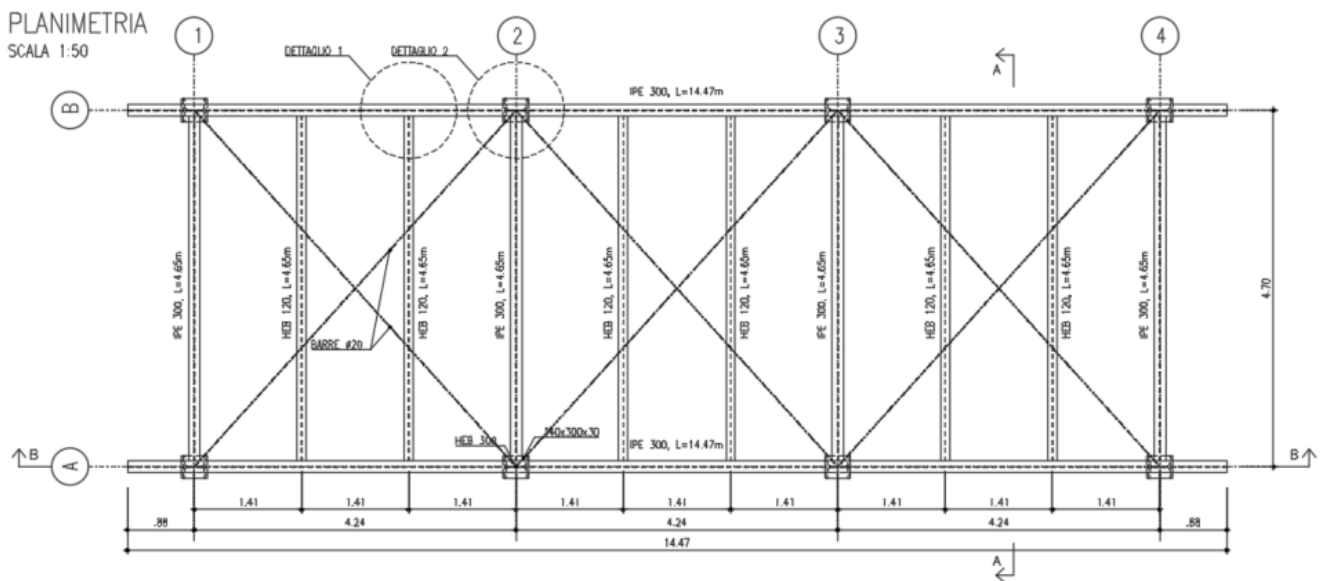


Figure 2 Pianta carpenteria

SEZIONE B-B

SCALA 1:50

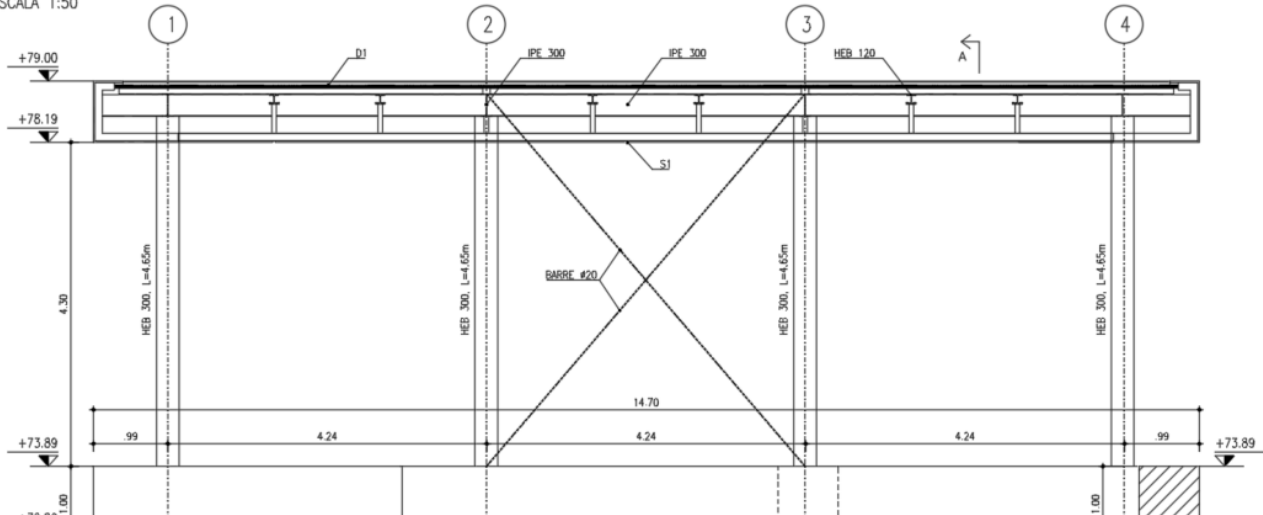



Figure 3 Sezione

Si attribuisce alla struttura una vita nominale  $VN = 75$  anni e la classe d'uso II con coefficiente d'uso  $Cu=1$ , in conformità ai riferimenti normativi.

Il periodo di riferimento da considerare per il calcolo dell'azione sismica sarà quindi  $VR = Cu \times VN = 75$  anni.

	<b>LINEA AV/AC MILANO - VENEZIA</b> <b>LOTTO FUNZIONALE TRATTA AV/AC VERONA-PADOVA</b> <b>NODO AV/AC DI VERONA: INGRESSO EST</b>					
	Relazione di calcolo pensiline di copertura scale	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.
	IN1A	20	D26CL	SL10 00 00 002	A	6 di 71

3

### **NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO**

#### **3.1 Quadro normativo**

Si riporta di seguito la normativa di riferimento usata per il calcolo strutturale:

[1] Legge 5 novembre 1971 n. 1086 Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica

[2] Legge 2 febbraio 1974 n. 64 Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche

[3] D.M. 17 gennaio 2018 - Norme Tecniche per le Costruzioni

[4] Circolare 21 gennaio 2019 - Istruzioni per l'applicazione dell' "Aggiornamento delle Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 17 gennaio 2018

[5] Eurocodice 2: Progettazione delle strutture in calcestruzzo – Parte 1.1: Regole generali e regole per gli edifici.

[6] UNI ENV 1992-1-1 Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici;

[7] UNI EN 206-1-2016: Calcestruzzo. "Specificazione, prestazione, produzione e conformità".

[8] RFI DTC SI MA IFS 001 [E] Manuale di progettazione delle opere civili – Parte I

[9] RFI DTC SI AM MA IFS 001 [D] Manuale di progettazione delle opere civili – Parte II – Sezione 1 – Ambiente

[10] RFI DTC SI PS MA IFS 001 [E] Manuale di progettazione delle opere civili – Parte II – Sezione 2 – Ponti e Strutture

[11] RFI DTC SI CS MA IFS 001 [E] Manuale di progettazione delle opere civili – Parte II – Sezione 3 – Corpo Stradale

[12] RFI DTC SI PS SP IFS del 31/12/2020 - "Capitolato generale tecnico di appalto delle opere civili".

[13] STI INFRA 1299/2014 - "Regolamento UE N. 1299/2014 della Commissione del 18 Novembre del 2014 relativo alle Specifiche tecniche d'interoperabilità per il sottosistema "Infrastruttura" del sistema ferroviario dell'Unione Europea"

## 4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

### 4.1 Acciaio da carpenteria metallica

Profilati: S275

Modulo di elasticità	$E_a = 210000 \text{ MPa}$
Tensione di snervamento caratteristica	$f_{yk} \geq 275 \text{ MPa}$
Tensione di snervamento rottura	$f_{yt} \geq 430 \text{ MPa}$
Tensione di snervamento di progetto	$f_{yd} \geq 262 \text{ MPa}$

### 4.2 Bulloni

Classe vite 8.8 - Classe dado 8.8

Tensione di snervamento caratteristica	$f_{yb} \geq 640 \text{ MPa}$
Tensione di snervamento rottura	$f_{tb} \geq 800 \text{ MPa}$
Resistenza a taglio del bullone	$f_{yd} \geq 384 \text{ MPa}$
Tensione di snervamento di progetto	$f_{yd} \geq 512 \text{ MPa}$

### 4.3 Saldature

Procedimenti di saldatura omologati e qualificati, conformi al Manuale di progettazione delle opere civili e al DM 17.1.2018.

#### 4.4 Modello strutturale

L'analisi della struttura in esame è stata effettuata mediante una modellazione agli elementi finiti tramite l'utilizzo del software SAP2000. La struttura è stata modellata con un modello numerico tridimensionale il cui sistema di riferimento globale prevede una terna destrorsa il cui l'asse X è orientato in direzione longitudinale e l'asse Z verticale positivo verso l'alto.

Travi, colonne e controventi sono stati modellati con elementi frame, mentre i pannelli di rivestimento mediante elementi shell none. Questi ultimi, in accordo con le orditure dei pannelli di copertura, sono stati utilizzati per la ripartizione dei carichi della copertura sulle travi (ad eccezione del solo carico termico) mediante l'opzione uniform loads to frame nel verso dell'asse 1 degli elementi shell.

I controventi sono stati modellati con elementi frame a cui sono stati assegnati dei release di tipo M2-M3; per tenere in conto della perdita del controvento compresso si dimezza la rigidità assiale ed in fase di verifica, l'azione risultante dal modello, verrà raddoppiata.

Lo schema stitico adottato è quello di pendolare in direzione longitudinale, e di telaio in direzione trasversale.

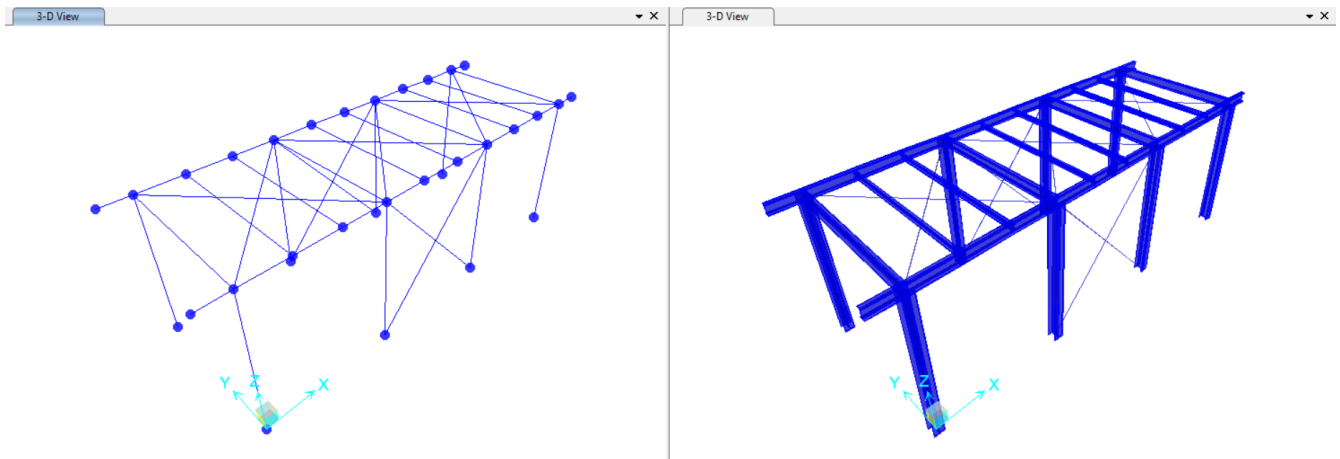


Figure 4 Modello SAP2000 struttura – Vista isometrica



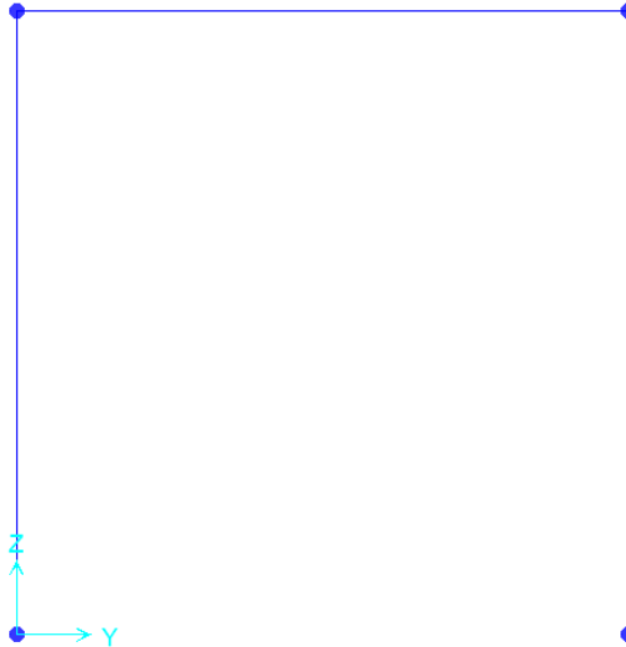


Figure 5 Modello SAP2000 struttura – Sezioni trasversali

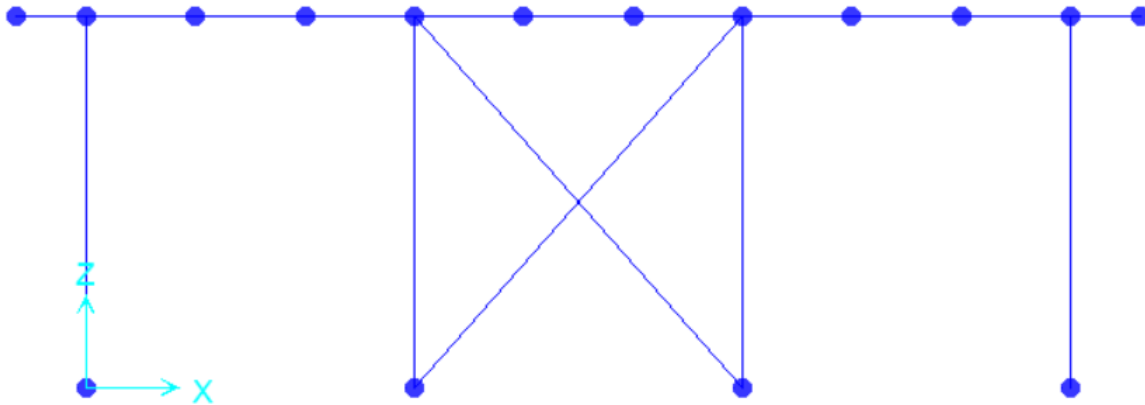


Figure 6 Modello SAP2000 struttura – Sezione longitudinale

Relazione di calcolo pensiline di copertura scale

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN1A	20	D26CL	SL10 00 00 002	A	10 di 71

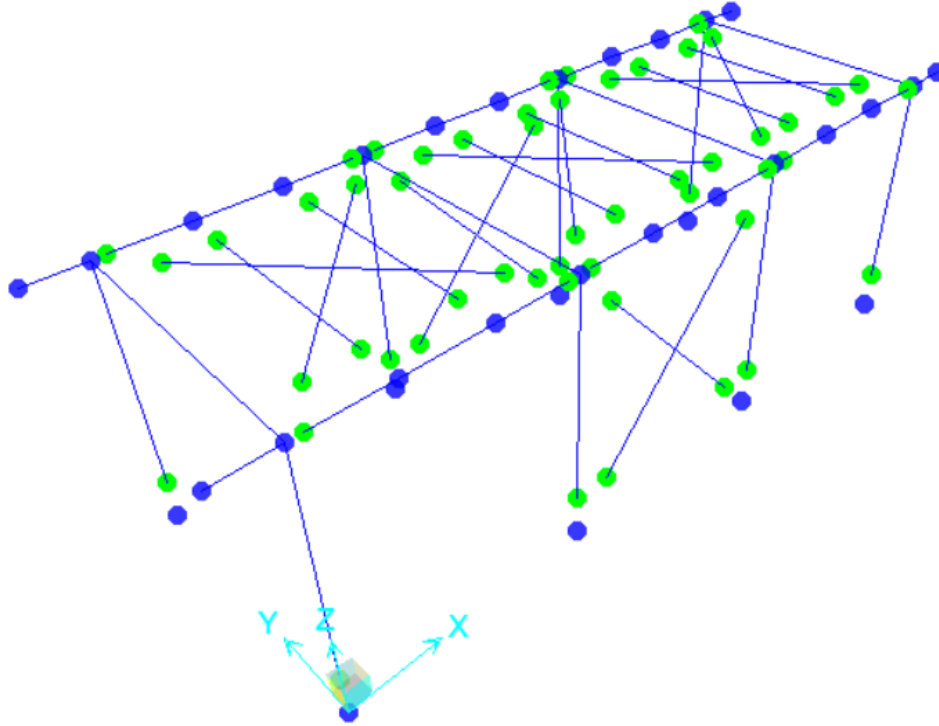


Figure 7 Vista - Svincoli assegnati.

	<b>LINEA AV/AC MILANO - VENEZIA</b> <b>LOTTO FUNZIONALE TRATTA AV/AC VERONA-PADOVA</b> <b>NODO AV/AC DI VERONA: INGRESSO EST</b>					
	Relazione di calcolo pensiline di copertura scale	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.
	IN1A	20	D26CL	SL10 00 00 002	A	11 di 71

## 5 ANALISI DEI CARICHI

Come prescritto dalle NTC 2018, sono state considerate agenti sulla struttura le seguenti condizioni di carico elementari, combinate tra loro in modo da determinare gli effetti più sfavorevoli ai fini delle verifiche dei singoli elementi strutturali:

- peso proprio strutture;
- carichi permanenti non strutturali dovuti ai pannelli di copertura;
- sovraccarico accidentale;
- azione del vento;
- azione della neve;
- azione termica;
- azione sismica.

### 5.1 Peso proprio strutture

Il peso proprio degli elementi strutturali viene calcolato automaticamente dal Sap2000 considerando il peso specifico dell'acciaio:

$$\gamma = 78.50 \text{ kN/m}^3.$$

### 5.2 Carichi permanenti non strutturali (G2k)

Il carico permanente non strutturale per le parti di finitura della copertura è pari a:

$$g_{2k} = 1.20 \text{ kN/m}^2$$

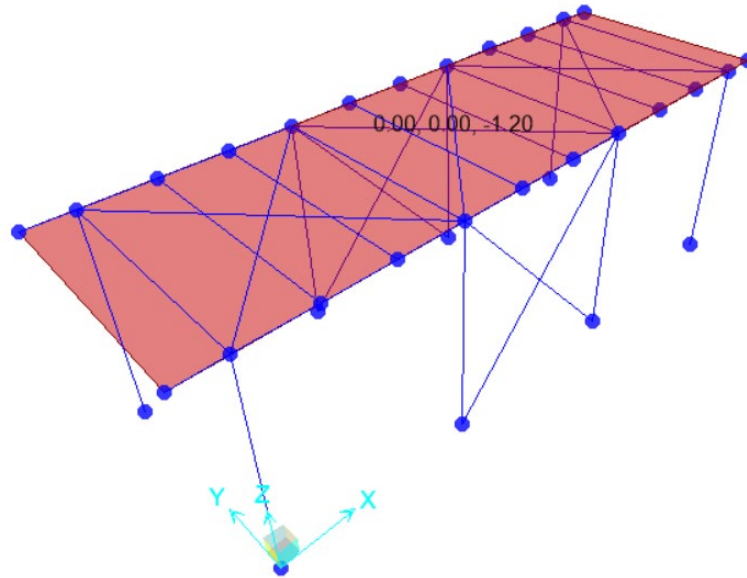


Figure 8 Vista - Carichi permanenti (G2k)

### 5.3 Carichi Accidentali (Qhk)

Coperture accessibili per sola manutenzione e riparazione:

$$q_{Hk} = 0.50 \text{ kN/m}^2$$

Cat.	Ambienti	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$Q_k$ [kN]	$H_k$ [kN/m]
H-I-K	<b>Coperture</b>			
	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 compresa fra A e D	secondo categorie di appartenenza		
	Cat. K Coperture per usi speciali, quali impianti, eliporti.	da valutarsi caso per caso		

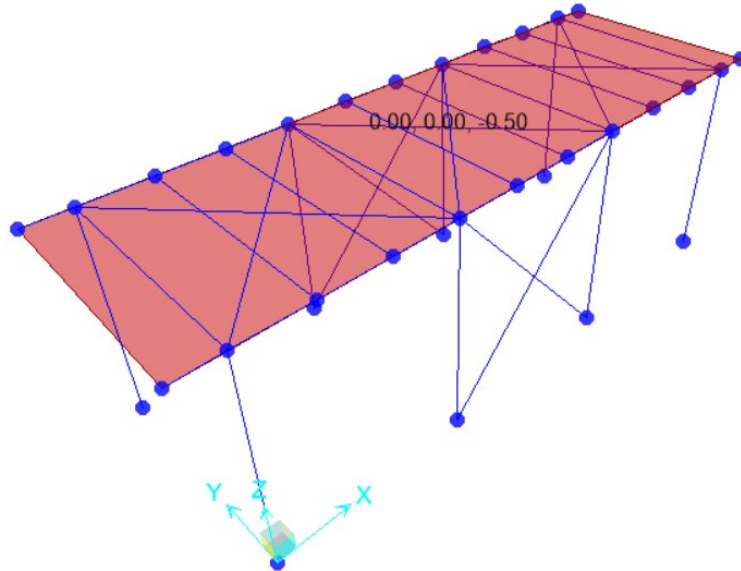


Figure 9 Vista - Carico Accidentale (Qhk)

#### 5.4 Azione della neve (Qnk)

Calcolo dell'azione della neve – NTC 2018

Relazione di calcolo pensiline di copertura scale

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN1A	20	D26CL	SL10 00 00 002	A	14 di 71

### CALCOLO DELL'AZIONE DELLA NEVE

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

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

$\mu_i$  (coefficiente di forma)

$q_{sk}$  (valore caratteristico della neve al suolo [kN/mq])

$C_E$  (coefficiente di esposizione)

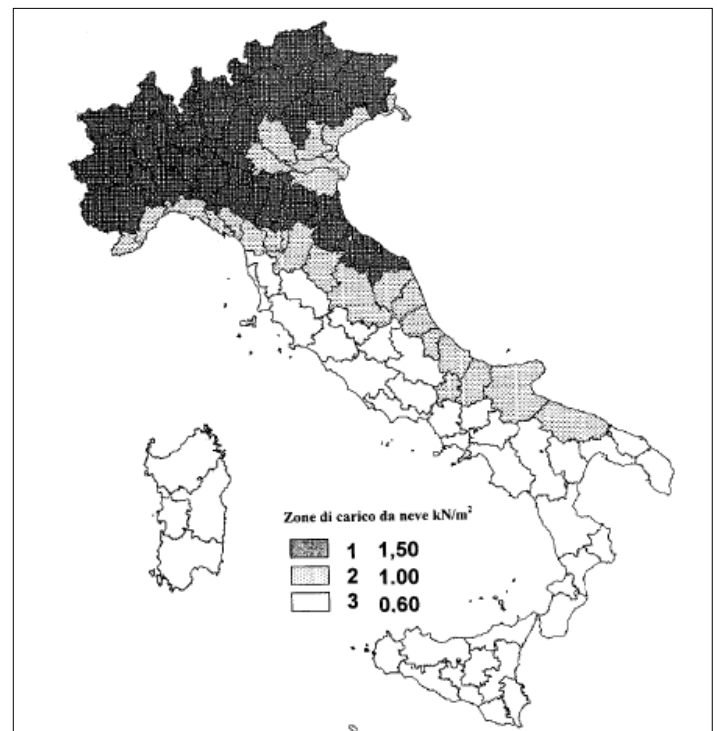
$C_t$  (coefficiente termico)

#### Valore caratteristico della neve al suolo

$a_s$ (altitudine sul livello del mare [m])	90
$q_{sk}$ (val. caratt. della neve al suolo [kN/mq])	1.00

#### 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  **$C_t = 1$** .



Relazione di calcolo pensiline di copertura scale

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN1A	20	D26CL	SL10 00 00 002	A	15 di 71

Coefficiente di esposizione

Topografia	Descrizione	$C_E$
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

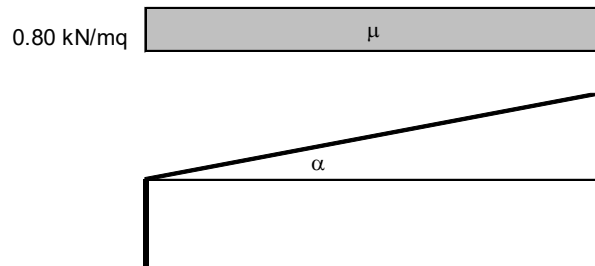
Valore del carico della neve al suolo

$q_s$ (carico della neve al suolo [kN/mq])	1.00
--	------

Coefficiente di forma (copertura ad una falda)

$\alpha$ (inclinazione falda [°])	0
-----------------------------------	---

$\mu$	0.8
-------	-----

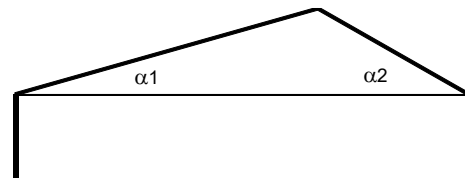
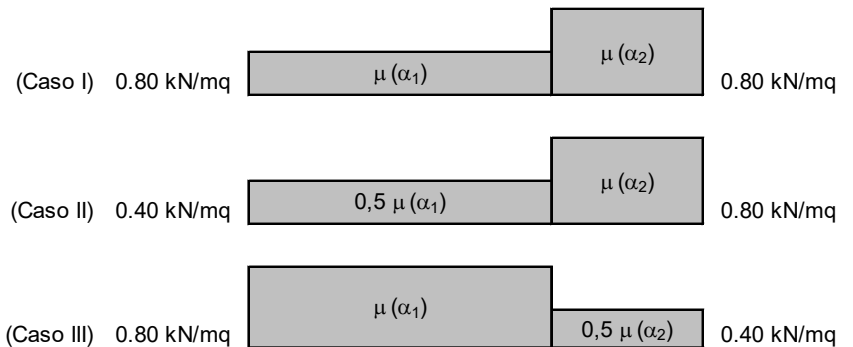


Coefficiente di forma (copertura a due falde)

$\alpha_1$ (inclinazione falda [°])	0
$\alpha_2$ (inclinazione falda [°])	0

$\mu(\alpha_1)$	0.8
-----------------	-----

$\mu(\alpha_2)$	0.8
-----------------	-----



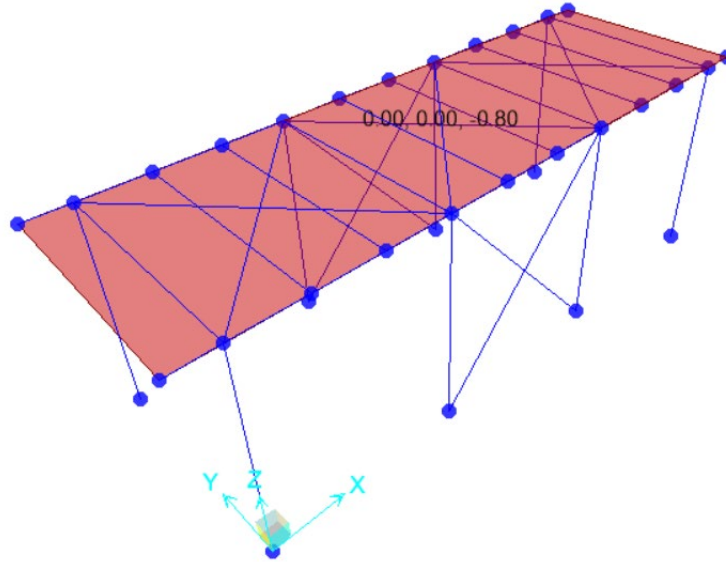


Figure 10 Vista - Carico Neve (Q<sub>nk</sub>)

## 5.5 Azione del vento (Q<sub>vk</sub>)

Per l'azione del vento sulla copertura si è fatto riferimento ai capitoli 3.3.8.2 e 3.3.8.2.2 delle NTC2018.

### CALCOLO DELL'AZIONE DEL VENTO

1) Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)

Zona	v <sub>b,0</sub> [m/s]	a <sub>0</sub> [m]	k <sub>s</sub> [1/s]
1	25	1000	0.01
a <sub>s</sub> (altitudine sul livello del mare [m])			90
T <sub>R</sub> (Tempo di ritorno)			100
$v_b = v_{b,0}$ per $a_s \leq a_0$ $v_b = v_{b,0} + k_s (a_s - a_0)$ per $a_0 < a_s \leq 1500$ m			
v <sub>b</sub> (T <sub>R</sub> = 50 [m/s])			25.000
α <sub>R</sub> (T <sub>R</sub> )			1.03924
v <sub>b</sub> (T <sub>R</sub> ) = v <sub>b</sub> × α <sub>R</sub> [m/s]			25.981

p (pressione del vento [N/mq]) = q <sub>b</sub> c <sub>e</sub> c <sub>p</sub> c <sub>d</sub>
q <sub>b</sub> (pressione cinetica di riferimento [N/mq])
c <sub>e</sub> (coefficiente di esposizione)
c <sub>p</sub> (coefficiente di forma)
c <sub>d</sub> (coefficiente dinamico)

#### Pressione cinetica di riferimento

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

q <sub>b</sub> [N/mq]	421.88
-----------------------	--------

#### Coefficiente di forma

È il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della 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.

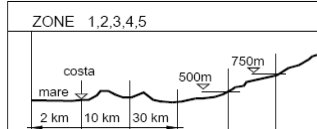
#### Coefficiente dinamico

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 di comprovata affidabilità.

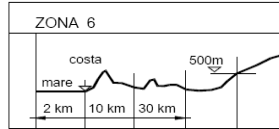


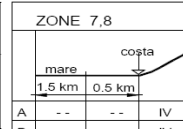


Categoria di esposizione


ZONE 1,2,3,4,5					
					
A	--	IV	IV	V	V
B	--	III	III	IV	IV
C	--	*	III	III	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					
					
A	--	III	IV	V	V
B	--	II	III	IV	IV
C	--	II	III	III	IV
D	I	I	II	II	III

ZONE 7,8			
			
A	--	--	IV
B	--	--	IV
C	--	--	III
D	I	II	*

\* Categoria II in zona 8  
Categoria III in zona 7

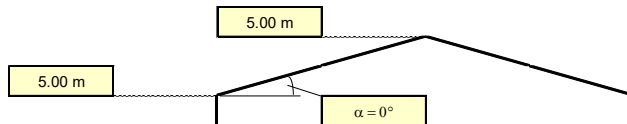
ZONA 9		
		
A	--	I
B	--	I
C	--	I
D	I	I

Zona	Classe di rugosità	a <sub>s</sub> [m]
1	B	90

Cat. Esposiz.	k <sub>r</sub>	z <sub>0</sub> [m]	z <sub>min</sub> [m]	c <sub>t</sub>
IV	0.22	0.3	8	1

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

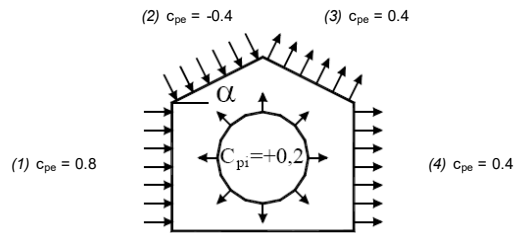
z [m]	c <sub>e</sub>
z ≤ 8	1.634
z = 5	1.634
z = 5	1.634



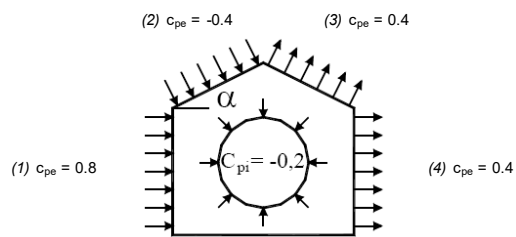
**Coefficiente di forma** (Edificio aventi una parete con aperture di superficie < 33% di quella totale)

Strutture non stagne

(1)	c <sub>p</sub>	p [kN/mq]
	0.60	0.414
(2)	c <sub>p</sub>	p [kN/mq]
	-0.60	-0.414
(3)	c <sub>p</sub>	p [kN/mq]
	0.60	0.414
(4)	c <sub>p</sub>	p [kN/mq]
	0.60	0.414

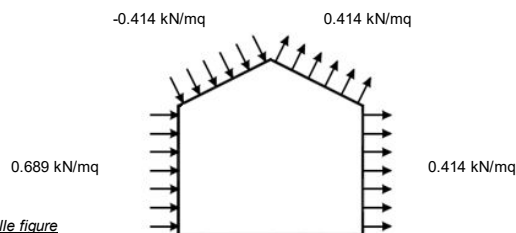


(1)	c <sub>p</sub>	p [kN/mq]
	1.00	0.689
(2)	c <sub>p</sub>	p [kN/mq]
	-0.20	-0.138
(3)	c <sub>p</sub>	p [kN/mq]
	0.20	0.138
(4)	c <sub>p</sub>	p [kN/mq]
	0.20	0.138



Combinazione più sfavorevole:

	p [kN/mq]
(1)	0.689
(2)	-0.414
(3)	0.414
(4)	0.414



**N.B.** Se p (o c<sub>pe</sub>) è > 0 il verso è concorde con le frecce delle figure

Alla luce della forma particolare della struttura, che non ricade direttamente nelle casistiche semplici riportate nella normativa, la scelta dei coefficienti di esposizione è stata fatta cercando di considerare lo scenario peggiore con riferimento ai casi semplificati riportati in normativa.

Si richiama il paragrafo §C3.3.8.1 della Circolare del 21 Gennaio 2019 (rispettivamente §C3.3.8.1.1 per le pareti verticali e §C3.3.8.1.2 per le coperture piane).

Le pressioni interne sono invece state assunte in accordo con il paragrafo §C3.3.8.5, considerando il caso 3.

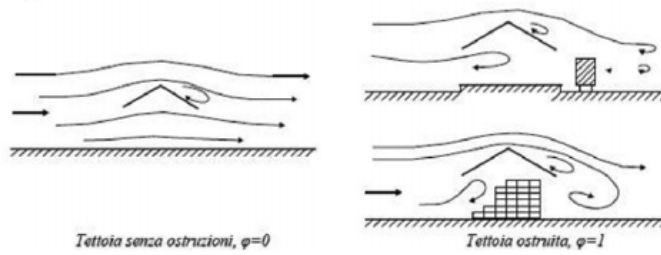
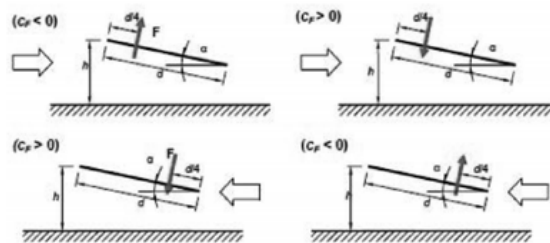


Figura C3.3.20 - Differenze nel flusso dell'aria per tettoie con  $\phi=0$  e  $\phi=1$

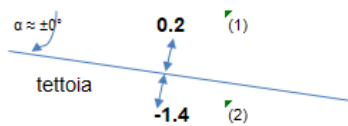
Tabella C3.3.XV - Coefficienti di forza per tettoie a semplice falda ( $\alpha$  in °).

Valori positivi	Tutti i valori di $\phi$	$c_F = +0,2 + \alpha/30$
Valori negativi	$\phi = 0$	$c_F = -0,5 - 1,3 \cdot \alpha/30$
	$\phi = 1$	$c_F = -1,4$



Tettoie a semplice falda: posizione del punto di applicazione della forza risultante in funzione della direzione di provenienza del vento e della direzione della forza

Figura C3.3.22



Combinazione più sfavorevole:

(1)	C	p [kN/mq]
	0.2	0.138
(2)	$c_p$	p [kN/mq]
	-1.4	-0.965

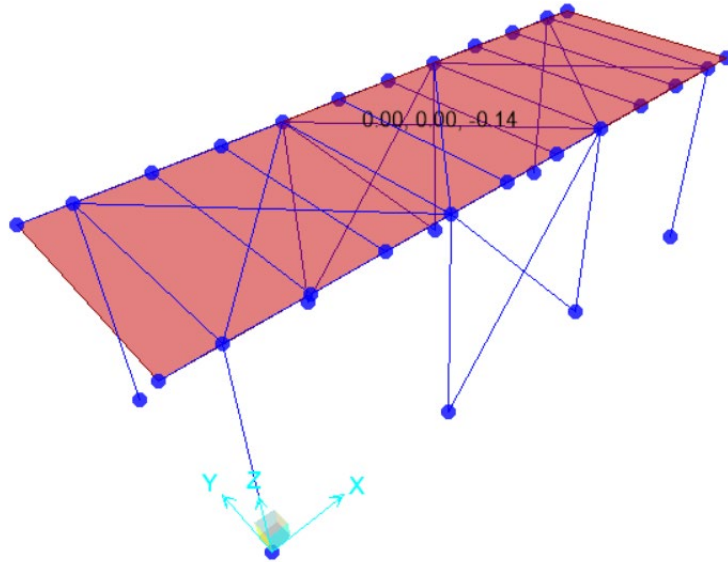


Figure 11 Vista - Carico vento ( $Q_{vk}$ )

### 5.5.1 Azione Del Vento Con Azione Aerodinamica Per Traffico Ferroviario

In accordo al 5.2.2.7 delle NTC 2008 si prevede un carico addizionale dovuto all'effetto aerodinamico causato dal passaggio del treno. In accordo con quanto previsto nella "Specifica per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari e di altre opere minori sotto binario" - RFI DTC-INC-PO SP IFS 001 E del 21.12.2011, si considera l'effetto aerodinamico associato al passaggio dei treni. Tali prescrizioni si riscontrano anche al punto 5.2.2.7 delle NTC 2008 relativo ai ponti ferroviari. Le azioni possono essere schematizzate mediante carichi equivalenti agenti nelle zone prossime alla testa ed alla coda del treno.

Nel caso di strutture con superfici multiple a fianco del binario sia verticali che orizzontali o inclinate (pannelli di copertura), l'azione caratteristica aerodinamica si determina in accordo con il paragrafo 5.2.2.7.4 delle NTC 2018.

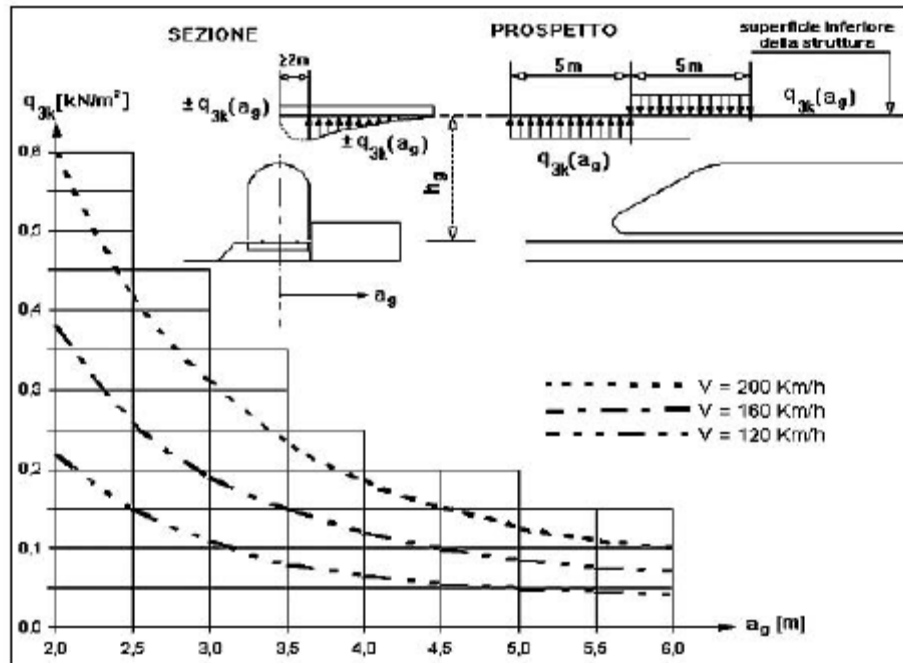


Fig. 5.2.10 - Valori caratteristici delle azioni  $q_{3k}$  per superfici orizzontali adiacenti il binario

In favore di sicurezza di considera  $V=200$  km/h e  $k_3=0$ . Per cui, per  $a_g= 4.0$ m:

$$q_{3k} = 0.20 \text{ kN/m}^2$$

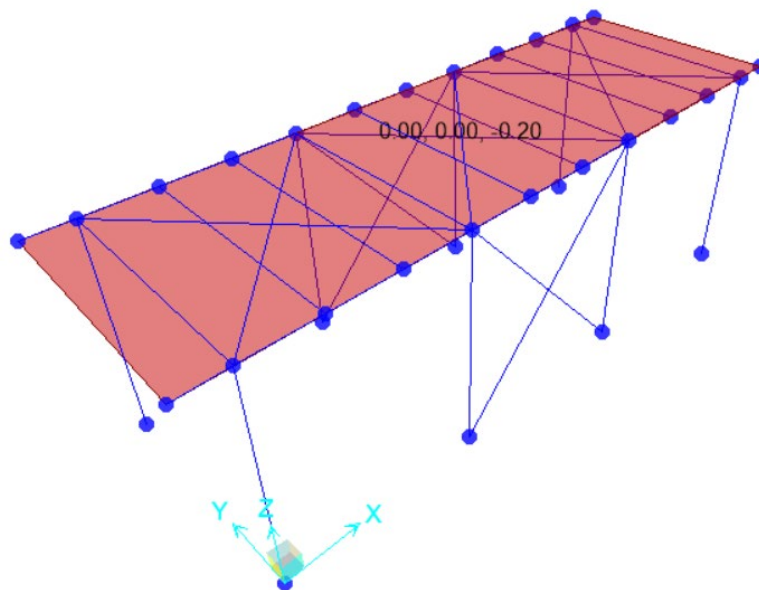


Figure 12 Vista - Carico vento ( $Q_{3k}$ )

## 5.6 Azione termica (DT)

In accordo con il paragrafo 3.5.5 delle NTC 2018, relativamente al caso di strutture in acciaio esposte, è stata considerata un'azione termica uniforme pari a:

- strutture in acciaio esposte  $\Delta T_u = \pm 25^\circ \text{C}$

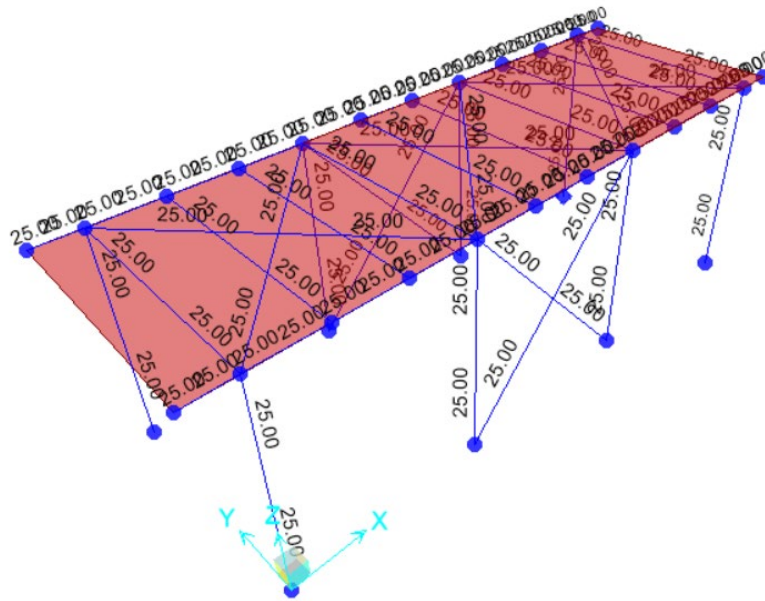


Figure 13 Vista - Azione termica (Dt)

## 5.7 Azione sismica

Per la definizione dell'azione sismica sono necessarie delle valutazioni preliminari relative alle seguenti caratteristiche proprie della costruzione (2.4 – NTC2018):

- Vita Nominale ( $V_N$ );
- Classe d'uso ( $C_u$ );
- Periodo di Riferimento ( $V_R$ ).

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, ai sensi dell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003. La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa  $a_g$ , nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente, con riferimento a prefissata probabilità di eccedenza  $P_{VR}$  nel periodo di riferimento  $V_R$  (3.2 – NTC2018).

La normativa NTC2018 definisce le forme spettrali, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$ , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

	<b>LINEA AV/AC MILANO - VENEZIA</b> <b>LOTTO FUNZIONALE TRATTA AV/AC VERONA-PADOVA</b> <b>NODO AV/AC DI VERONA: INGRESSO EST</b>					
	Relazione di calcolo pensiline di copertura scale	COMMESSA <b>IN1A</b>	LOTTO <b>20</b>	CODIFICA <b>D26CL</b>	DOCUMENTO <b>SL10 00 00 002</b>	REV. <b>A</b>

$a_g$  – Accelerazione orizzontale massima al sito;

$F_0$  – Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

$TC^*$  - Periodo d’inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Nei confronti delle azioni sismiche si definiscono due stati limite di esercizio e due ultimi, che sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso (3.2.1 – NTC2018), ai quali corrispondono i seguenti valori dei parametri precedentemente definiti:

Ai fini della definizione dell’azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l’effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi. In assenza di tali analisi, per la definizione dell’azione sismica si può far riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull’individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento (Tab. 3.2.II e 3.2.III – NTC2018).

Il terreno su cui insiste la costruzione è stato assimilato ad un sottosuolo di *categoria B*.

Nel caso in esame si può assumere una categoria topografica  $T_1$  (Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media  $i \leq 15^\circ$ ).

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione è espresso da una forma spettrale (spettro normalizzato) riferita ad uno smorzamento convenzionale del 5%, moltiplicata per il valore dell’accelerazione orizzontale massima  $a_g$  su sito di riferimento rigido orizzontale. Sia la forma spettrale che il valore di  $a_g$  variano al variare della probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$ .

### 5.7.1 Parametri sismici

L’opera ricade nel comune di Nodo AV/AC di Verona. I corrispondenti valori delle coordinate geografiche sono i seguenti:

latitudine = 45.428270

longitudine = 10.981733

Il sottosuolo su cui insiste l’opera ricade in categoria sismica “B” e categoria topografica “T1

Si attribuisce alla struttura una vita nominale  $V_N = 75$  anni e la classe d’uso II con coefficiente d’uso  $C_U=1$ , in conformità ai riferimenti normativi di cui al §3.1.

Il periodo di riferimento da considerare per il calcolo dell’azione sismica sarà quindi  $V_R=C_U \times V_N=75$  anni.

Nelle figure seguenti sono riportati gli spettri elastici utilizzati per la definizione dell’azione sismica di progetto. I valori di progetto caratteristici (probabilità di superamento  $P_{VR}$  e periodo di ritorno  $T_R$ ) sono i seguenti:

Stato Limite di salvaguardia della Vita:  $P_{VR} = 10\%$   $T_R = 712$  anni;

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>LINEA AV/AC MILANO - VENEZIA</b> <b>LOTTO FUNZIONALE TRATTA AV/AC VERONA-PADOVA</b> <b>NODO AV/AC DI VERONA: INGRESSO EST</b>					
	Relazione di calcolo pensiline di copertura scale	COMMESSA <b>IN1A</b>	LOTTO <b>20</b>	CODIFICA <b>D26CL</b>	DOCUMENTO <b>SL10 00 00 002</b>	REV. <b>A</b>

Stato limite di Danno:

$$P_{VR} = 63\%$$

$$T_R = 75 \text{ anni};$$

Si riporta di seguito la definizione degli spettri per i vari stati limite utilizzati **assumendo un fattore di struttura unitario ( $q=1$ )**.

Response Spectrum Italian NTC2018 Function Definition

**Function Name** SLD

**Function Damping Ratio** 0.05

**Parameters**

ag, F0 and Tc\* - by Latitude/Longitude

ag, F0 and Tc\* - by Island

ag, F0 and Tc\* User Specified

Site Longitude (degree) 10.9817

Site Latitude (degree) 45.4283

Island Name

Limit State SLD

Usage Class II

Nominal Life 75.

Peak Ground Acc., ag/g 0.0685

Magnification Factor, F0 2.5029

Reference period, Tc\* 0.2546

Spectrum Type Design Horizo

Soil Type B

Topography T1

h/H ratio 1.

Spectrum Period, Tb 0.1227

Spectrum Period, Tc 0.3682

Spectrum Period, Td 1.874

Damping Percentage, Xi

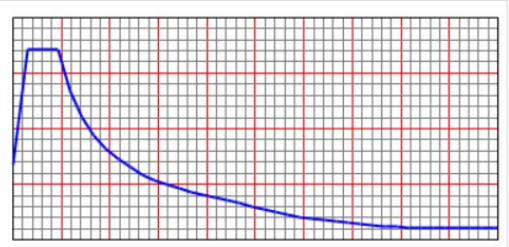
Behavior Factor, q 1.

Convert to User Defined

**Define Function**

Period	Acceleration
0.	0.0822
0.1227	0.2057
0.3682	0.2057
0.4682	0.1618
0.5682	0.1333
0.6682	0.1134
0.7682	0.0986
0.8682	0.0873

Function Graph



Display Graph

OK Cancel

Figure 14 Parametri sismici SLD (horizontale)

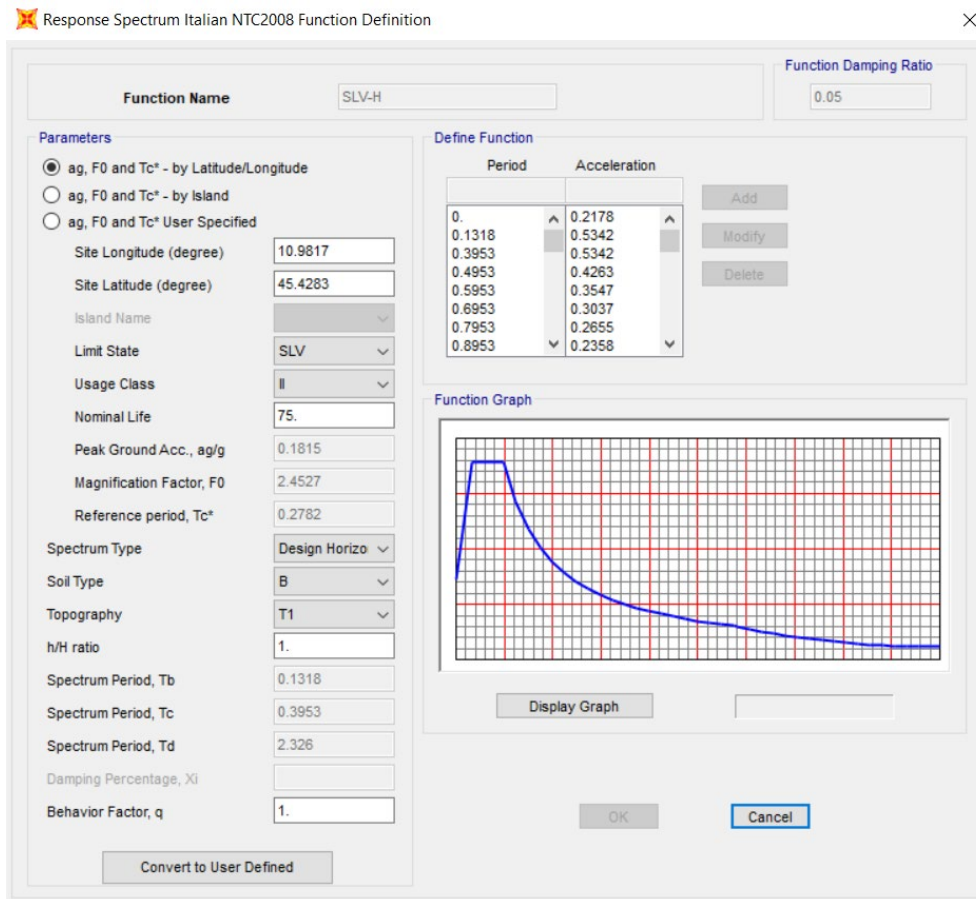


Figure 15 Parametri sismici SLV-H (horizontale)

## 5.8 Combinazioni delle azioni

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni (§ 2.5.3 NTC 18):

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

$$\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_p P + \gamma_{Q1} Q_{K1} + \gamma_{Q2} \psi_{02} Q_{K2} + \gamma_{Q3} \psi_{03} Q_{K3} + \dots$$

- Combinazione caratteristica (rara), impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili (verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7 NTC 18):

$$G_1 + G_2 + P + Q_{K1} + \psi_{02} Q_{K2} + \psi_{03} Q_{K3} + \dots$$

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

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} Q_{K1} + \psi_{22} Q_{K2} + \psi_{23} Q_{K3} + \dots$$

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

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} Q_{K1} + \psi_{22} Q_{K2} + \psi_{23} Q_{K3} + \dots$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} Q_{K1} + \psi_{22} Q_{K2} + \dots$$



- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} Q_{K1} + \psi_{22} Q_{K2} + \dots$$

Le condizioni elementari di carico sono opportunamente combinate per determinare le condizioni più sfavorevoli per ciascun elemento strutturale. Di seguito tutte le combinazioni di carico vengono raggruppate per famiglia di appartenenza. In particolare le celle di una riga contengono i coefficienti moltiplicatori della i-esima combinazione.

Di seguito si riportano le condizioni elementari di carico:

TABLE: Definizioni dei casi di carico		
Case	Type	
Text	Text	
G1	LinStatic	Peso proprio strutture
MODAL	LinModal	Analisi modale
G2	LinStatic	Carichi permanenti non strutturali
QH1	LinStatic	Carico Accidentali
N	LinStatic	Azione della neve
T	LinStatic	Azione termica
Vx	LinStatic	Azione del vento
Vy	LinStatic	Azione del vento
Vx-	LinStatic	Azione del vento
Vy-	LinStatic	Azione del vento
q3	LinStatic	Azione aerodinamica
RESPSLV-X	LinRespSpec	Sisma X
RESPSLV-Y	LinRespSpec	Sisma Y
RESPSLD-X	LinRespSpec	Sisma X
RESPSLD-Y	LinRespSpec	Sisma Y

Di seguito si riportano le combinazioni utilizzate.

### Combinazioni SLU

ComboName	ComboType	CaseName	ScaleFactor
Text	Text	Text	Unitless
SLU_Q1	Linear Add	G1	1.3
SLU_Q1		G2	1.3
SLU_Q1		QH1	1.5
SLU_Q1		T	0.9
SLU_Q1		Vx	0.9
SLU_Q1		N	0.75
SLU_Q1		q3	1.16
SLU_Q2	Linear Add	G1	1.3

Relazione di calcolo pensiline di copertura scale

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN1A	20	D26CL	SL10 00 00 002	A	26 di 71

SLU_Q2		G2	1.3
SLU_Q2		QH1	1.5
SLU_Q2		T	-0.9
SLU_Q2		Vx	0.9
SLU_Q2		N	0.75
SLU_Q2		q3	1.16
SLU_Q3	Linear Add	G1	1.3
SLU_Q3		G2	1.3
SLU_Q3		QH1	1.5
SLU_Q3		T	0.9
SLU_Q3		Vx-	0.9
SLU_Q3		N	0.75
SLU_Q3		q3	1.16
SLU_Q4	Linear Add	G1	1.3
SLU_Q4		G2	1.3
SLU_Q4		QH1	1.5
SLU_Q4		T	-0.9
SLU_Q4		Vx-	0.9
SLU_Q4		N	0.75
SLU_Q4		q3	1.16
SLU_Q5	Linear Add	G1	1.3
SLU_Q5		G2	1.3
SLU_Q5		QH1	1.5
SLU_Q5		T	0.9
SLU_Q5		Vy	0.9
SLU_Q5		N	0.75
SLU_Q5		q3	1.16
SLU_Q6	Linear Add	G1	1.3
SLU_Q6		G2	1.3
SLU_Q6		QH1	1.5
SLU_Q6		T	-0.9
SLU_Q6		Vy	0.9
SLU_Q6		N	0.75
SLU_Q6		q3	1.16
SLU_Q7	Linear Add	G1	1.3
SLU_Q7		G2	1.3
SLU_Q7		QH1	1.5
SLU_Q7		T	0.9
SLU_Q7		Vy-	0.9
SLU_Q7		N	0.75
SLU_Q7		q3	1.16
SLU_Q8	Linear Add	G1	1.3
SLU_Q8		G2	1.3
SLU_Q8		QH1	1.5
SLU_Q8		T	-0.9
SLU_Q8		Vy-	0.9
SLU_Q8		N	0.75
SLU_Q8		q3	1.16
SLU_Vx1+	Linear Add	G1	1.3
SLU_Vx1+		G2	1.3
SLU_Vx1+		N	0.75
SLU_Vx1+		T	0.9

Relazione di calcolo pensiline di copertura scale

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN1A	20	D26CL	SL10 00 00 002	A	27 di 71

SLU_Vx1+		Vx	1.5
SLU_Vx1+		q3	1.16
SLU_Vx1-	Linear Add	G1	1.3
SLU_Vx1-		G2	1.3
SLU_Vx1-		N	0.75
SLU_Vx1-		T	0.9
SLU_Vx1-		Vx-	1.5
SLU_Vx1-		q3	1.16
SLU_Vx2+	Linear Add	G1	1.3
SLU_Vx2+		G2	1.3
SLU_Vx2+		N	0.75
SLU_Vx2+		T	-0.9
SLU_Vx2+		Vx	1.5
SLU_Vx2+		q3	1.16
SLU_Vx2-	Linear Add	G1	1.3
SLU_Vx2-		G2	1.3
SLU_Vx2-		N	0.75
SLU_Vx2-		T	-0.9
SLU_Vx2-		Vx-	1.5
SLU_Vx2-		q3	1.16
SLU_Vy1+	Linear Add	G1	1.3
SLU_Vy1+		G2	1.3
SLU_Vy1+		N	0.75
SLU_Vy1+		T	0.9
SLU_Vy1+		Vy	1.5
SLU_Vy1+		q3	1.16
SLU_Vy1-	Linear Add	G1	1.3
SLU_Vy1-		G2	1.3
SLU_Vy1-		N	0.75
SLU_Vy1-		T	0.9
SLU_Vy1-		Vy-	1.5
SLU_Vy1-		q3	1.16
SLU_Vy2+	Linear Add	G1	1.3
SLU_Vy2+		G2	1.3
SLU_Vy2+		N	0.75
SLU_Vy2+		T	-0.9
SLU_Vy2+		Vy	1.5
SLU_Vy2+		q3	1.16
SLU_Vy2-	Linear Add	G1	1.3
SLU_Vy2-		G2	1.3
SLU_Vy2-		N	0.75
SLU_Vy2-		T	-0.9
SLU_Vy2-		Vy-	1.5
SLU_Vy2-		q3	1.16
SLU_N1	Linear Add	G1	1.3
SLU_N1		G2	1.3
SLU_N1		QH1	0
SLU_N1		T	0.9
SLU_N1		Vx	0.9
SLU_N1		N	1.5
SLU_N1		q3	1.16
SLU_N2	Linear Add	G1	1.3

Relazione di calcolo pensiline di copertura scale

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN1A	20	D26CL	SL10 00 00 002	A	28 di 71

SLU_N2		G2	1.3
SLU_N2		QH1	0
SLU_N2		T	-0.9
SLU_N2		Vx	0.9
SLU_N2		N	1.5
SLU_N2		q3	1.16
SLU_N3	Linear Add	G1	1.3
SLU_N3		G2	1.3
SLU_N3		QH1	0
SLU_N3		T	0.9
SLU_N3		Vx-	0.9
SLU_N3		N	1.5
SLU_N3		q3	1.16
SLU_N4	Linear Add	G1	1.3
SLU_N4		G2	1.3
SLU_N4		QH1	0
SLU_N4		T	-0.9
SLU_N4		Vx-	0.9
SLU_N4		N	1.5
SLU_N4		q3	1.16
SLU_N5	Linear Add	G1	1.3
SLU_N5		G2	1.3
SLU_N5		QH1	0
SLU_N5		T	0.9
SLU_N5		Vy	0.9
SLU_N5		N	1.5
SLU_N5		q3	1.16
SLU_N6	Linear Add	G1	1.3
SLU_N6		G2	1.3
SLU_N6		QH1	0
SLU_N6		T	-0.9
SLU_N6		Vy	0.9
SLU_N6		N	1.5
SLU_N6		q3	1.16
SLU_N7	Linear Add	G1	1.3
SLU_N7		G2	1.3
SLU_N7		QH1	0
SLU_N7		T	0.9
SLU_N7		Vy-	0.9
SLU_N7		N	1.5
SLU_N7		q3	1.16
SLU_N8	Linear Add	G1	1.3
SLU_N8		G2	1.3
SLU_N8		QH1	0
SLU_N8		T	-0.9
SLU_N8		Vy-	0.9
SLU_N8		N	1.5
SLU_N8		q3	1.16
SLU_T1	Linear Add	G1	1.3
SLU_T1		G2	1.3
SLU_T1		QH1	0
SLU_T1		T	1.5

Relazione di calcolo pensiline di copertura scale

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN1A	20	D26CL	SL10 00 00 002	A	29 di 71

SLU_T1		Vx	0.9
SLU_T1		N	0.75
SLU_T1		q3	1.16
SLU_T2	Linear Add	G1	1.3
SLU_T2		G2	1.3
SLU_T2		QH1	0
SLU_T2		T	-1.5
SLU_T2		Vx	0.9
SLU_T2		N	0.75
SLU_T2		q3	1.16
SLU_T3	Linear Add	G1	1.3
SLU_T3		G2	1.3
SLU_T3		QH1	0
SLU_T3		T	1.5
SLU_T3		Vx-	0.9
SLU_T3		N	0.75
SLU_T3		q3	1.16
SLU_T4	Linear Add	G1	1.3
SLU_T4		G2	1.3
SLU_T4		QH1	0
SLU_T4		T	-1.5
SLU_T4		Vx-	0.9
SLU_T4		N	0.75
SLU_T4		q3	1.16
SLU_T5	Linear Add	G1	1.3
SLU_T5		G2	1.3
SLU_T5		QH1	0
SLU_T5		T	1.5
SLU_T5		Vy	0.9
SLU_T5		N	0.75
SLU_T5		q3	1.16
SLU_T6	Linear Add	G1	1.3
SLU_T6		G2	1.3
SLU_T6		QH1	0
SLU_T6		T	-1.5
SLU_T6		Vy	0.9
SLU_T6		N	0.75
SLU_T6		q3	1.16
SLU_T7	Linear Add	G1	1.3
SLU_T7		G2	1.3
SLU_T7		QH1	0
SLU_T7		T	1.5
SLU_T7		Vy-	0.9
SLU_T7		N	0.75
SLU_T7		q3	1.16
SLU_T8	Linear Add	G1	1.3
SLU_T8		G2	1.3
SLU_T8		QH1	0
SLU_T8		T	-1.5
SLU_T8		Vy-	0.9
SLU_T8		N	0.75
SLU_T8		q3	1.16

Relazione di calcolo pensiline di copertura scale

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN1A	20	D26CL	SL10 00 00 002	A	30 di 71

SLU_AE1	Linear Add	G1	1.3
SLU_AE1		G2	1.3
SLU_AE1		QH1	0
SLU_AE1		T	0.9
SLU_AE1		Vx	0.9
SLU_AE1		N	0.75
SLU_AE1		q3	1.45
SLU_AE2	Linear Add	G1	1.3
SLU_AE2		G2	1.3
SLU_AE2		QH1	0
SLU_AE2		T	-0.9
SLU_AE2		Vx	0.9
SLU_AE2		N	0.75
SLU_AE2		q3	1.45
SLU_AE3	Linear Add	G1	1.3
SLU_AE3		G2	1.3
SLU_AE3		QH1	0
SLU_AE3		T	0.9
SLU_AE3		Vx-	0.9
SLU_AE3		N	0.75
SLU_AE3		q3	1.45
SLU_AE4	Linear Add	G1	1.3
SLU_AE4		G2	1.3
SLU_AE4		QH1	0
SLU_AE4		T	-0.9
SLU_AE4		Vx-	0.9
SLU_AE4		N	0.75
SLU_AE4		q3	1.45
SLU_AE5	Linear Add	G1	1.3
SLU_AE5		G2	1.3
SLU_AE5		QH1	0
SLU_AE5		T	0.9
SLU_AE5		Vy	0.9
SLU_AE5		N	0.75
SLU_AE5		q3	1.45
SLU_AE6	Linear Add	G1	1.3
SLU_AE6		G2	1.3
SLU_AE6		QH1	0
SLU_AE6		T	-0.9
SLU_AE6		Vy	0.9
SLU_AE6		N	0.75
SLU_AE6		q3	1.45
SLU_AE7	Linear Add	G1	1.3
SLU_AE7		G2	1.3
SLU_AE7		QH1	0
SLU_AE7		T	0.9
SLU_AE7		Vy-	0.9
SLU_AE7		N	0.75
SLU_AE7		q3	1.45
SLU_AE8	Linear Add	G1	1.3
SLU_AE8		G2	1.3
SLU_AE8		QH1	0

Relazione di calcolo pensiline di copertura scale

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN1A	20	D26CL	SL10 00 00 002	A	31 di 71

SLU_AE8		T	-0.9
SLU_AE8		Vy-	0.9
SLU_AE8		N	0.75
SLU_AE8		q3	1.45
SLV_X	Linear Add	G1	1
SLV_X		G2	1
SLV_X		RESPSLV-X	1
SLV_X		RESPSLV-Y	0.3
SLV_Y	Linear Add	G1	1
SLV_Y		G2	1
SLV_Y		RESPSLV-Y	1
SLV_Y		RESPSLV-X	0.3

### Combinazioni SLE rara

ComboName	ComboType	CaseName	ScaleFactor
Text	Text	Text	Unitless
SLER_Q1	Linear Add	G1	1
SLER_Q1		G2	1
SLER_Q1		QH1	1
SLER_Q1		T	0.6
SLER_Q1		N	0.5
SLER_Q1		Vx	0.6
SLER_Q1		N	0.5
SLER_Q1		q3	0.8
SLER_Q2	Linear Add	G1	1
SLER_Q2		G2	1
SLER_Q2		QH1	1
SLER_Q2		T	-0.6
SLER_Q2		N	0.5
SLER_Q2		Vx	0.6
SLER_Q2		N	0.5
SLER_Q2		q3	0.8
SLER_Q3	Linear Add	G1	1
SLER_Q3		G2	1
SLER_Q3		QH1	1
SLER_Q3		T	0.6
SLER_Q3		N	0.5
SLER_Q3		Vx-	0.6
SLER_Q3		N	0.5
SLER_Q3		q3	0.8
SLER_Q4	Linear Add	G1	1
SLER_Q4		G2	1
SLER_Q4		QH1	1
SLER_Q4		T	-0.6
SLER_Q4		N	0.5
SLER_Q4		Vx-	0.6
SLER_Q4		N	0.5
SLER_Q4		q3	0.8
SLER_Q5	Linear Add	G1	1
SLER_Q5		G2	1

Relazione di calcolo pensiline di copertura scale

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN1A	20	D26CL	SL10 00 00 002	A	32 di 71

SLER_Q5		QH1	1
SLER_Q5		T	0.6
SLER_Q5		N	0.5
SLER_Q5		Vy	0.6
SLER_Q5		N	0.5
SLER_Q5		q3	0.8
SLER_Q6	Linear Add	G1	1
SLER_Q6		G2	1
SLER_Q6		QH1	1
SLER_Q6		T	-0.6
SLER_Q6		N	0.5
SLER_Q6		Vy	0.6
SLER_Q6		N	0.5
SLER_Q6		q3	0.8
SLER_Q7	Linear Add	G1	1
SLER_Q7		G2	1
SLER_Q7		QH1	1
SLER_Q7		T	0.6
SLER_Q7		N	0.5
SLER_Q7		Vy-	0.6
SLER_Q7		N	0.5
SLER_Q7		q3	0.8
SLER_Q8	Linear Add	G1	1
SLER_Q8		G2	1
SLER_Q8		QH1	1
SLER_Q8		T	-0.6
SLER_Q8		N	0.5
SLER_Q8		Vy-	0.6
SLER_Q8		N	0.5
SLER_Q8		q3	0.8
SLER_Vx+_T-	Linear Add	G1	1
SLER_Vx+_T-		G2	1
SLER_Vx+_T-		Vx	1
SLER_Vx+_T-		N	0.5
SLER_Vx+_T-		T	-0.6
SLER_Vx+_T-		q3	0.8
SLER_Vy+	Linear Add	G1	1
SLER_Vy+		G2	1
SLER_Vy+		Vy	1
SLER_Vy+		N	0.5
SLER_Vy+		T	0.6
SLER_Vy+		q3	0.8
SLER_Vx-	Linear Add	G1	1
SLER_Vx-		G2	1
SLER_Vx-		Vx-	1
SLER_Vx-		N	0.5
SLER_Vx-		T	0.6
SLER_Vx-		q3	0.8
SLER_Vy-	Linear Add	G1	1
SLER_Vy-		G2	1
SLER_Vy-		Vy-	1
SLER_Vy-		N	0.5



Relazione di calcolo pensiline di copertura scale

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN1A	20	D26CL	SL10 00 00 002	A	33 di 71

SLER_Vy-		T	0.6
SLER_Vy-		q3	0.8
SLER_Vx+	Linear Add	G1	1
SLER_Vx+		G2	1
SLER_Vx+		Vx	1
SLER_Vx+		N	0.5
SLER_Vx+		T	0.6
SLER_Vx+		q3	0.8
SLER_Vx- T-	Linear Add	G1	1
SLER_Vx- T-		G2	1
SLER_Vx- T-		Vx-	1
SLER_Vx- T-		N	0.5
SLER_Vx- T-		T	-0.6
SLER_Vx- T-		q3	0.8
SLER_Vy+ T-	Linear Add	G1	1
SLER_Vy+ T-		G2	1
SLER_Vy+ T-		Vy	1
SLER_Vy+ T-		N	0.5
SLER_Vy+ T-		T	-0.6
SLER_Vy+ T-		q3	0.8
SLER_Vy- T-	Linear Add	G1	1
SLER_Vy- T-		G2	1
SLER_Vy- T-		Vy-	1
SLER_Vy- T-		N	0.5
SLER_Vy- T-		T	-0.6
SLER_Vy- T-		q3	0.8
SLER_N1	Linear Add	G1	1
SLER_N1		G2	1
SLER_N1		QH1	0
SLER_N1		T	0.6
SLER_N1		N	0.5
SLER_N1		Vx	0.6
SLER_N1		N	1
SLER_N1		q3	0.8
SLER_N2	Linear Add	G1	1
SLER_N2		G2	1
SLER_N2		QH1	0
SLER_N2		T	-0.6
SLER_N2		N	0.5
SLER_N2		Vx	0.6
SLER_N2		N	1
SLER_N2		q3	0.8
SLER_N3	Linear Add	G1	1
SLER_N3		G2	1
SLER_N3		QH1	0
SLER_N3		T	0.6
SLER_N3		N	0.5
SLER_N3		Vx-	0.6
SLER_N3		N	1
SLER_N3		q3	0.8
SLER_N4	Linear Add	G1	1
SLER_N4		G2	1

Relazione di calcolo pensiline di copertura scale

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN1A	20	D26CL	SL10 00 00 002	A	34 di 71

SLER_N4		QH1	0
SLER_N4		T	-0.6
SLER_N4		N	0.5
SLER_N4		Vx-	0.6
SLER_N4		N	1
SLER_N4		q3	0.8
SLER_N5	Linear Add	G1	1
SLER_N5		G2	1
SLER_N5		QH1	0
SLER_N5		T	0.6
SLER_N5		N	0.5
SLER_N5		Vy	0.6
SLER_N5		N	1
SLER_N5		q3	0.8
SLER_N6	Linear Add	G1	1
SLER_N6		G2	1
SLER_N6		QH1	0
SLER_N6		T	-0.6
SLER_N6		N	0.5
SLER_N6		Vy	0.6
SLER_N6		N	1
SLER_N6		q3	0.8
SLER_N7	Linear Add	G1	1
SLER_N7		G2	1
SLER_N7		QH1	0
SLER_N7		T	0.6
SLER_N7		N	0.5
SLER_N7		Vy-	0.6
SLER_N7		N	1
SLER_N7		q3	0.8
SLER_N8	Linear Add	G1	1
SLER_N8		G2	1
SLER_N8		QH1	0
SLER_N8		T	-0.6
SLER_N8		N	0.5
SLER_N8		Vy-	0.6
SLER_N8		N	1
SLER_N8		q3	0.8
SLER_T1	Linear Add	G1	1
SLER_T1		G2	1
SLER_T1		QH1	0
SLER_T1		T	1
SLER_T1		N	0.5
SLER_T1		Vx	0.6
SLER_T1		N	0.5
SLER_T1		q3	0.8
SLER_T2	Linear Add	G1	1
SLER_T2		G2	1
SLER_T2		QH1	0
SLER_T2		T	-1
SLER_T2		N	0.5
SLER_T2		Vx	0.6

Relazione di calcolo pensiline di copertura scale

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN1A	20	D26CL	SL10 00 00 002	A	35 di 71

SLER_T2		N	0.5
SLER_T2		q3	0.8
SLER_T3	Linear Add	G1	1
SLER_T3		G2	1
SLER_T3		QH1	0
SLER_T3		T	1
SLER_T3		N	0.5
SLER_T3		Vx-	0.6
SLER_T3		N	0.5
SLER_T3		q3	0.8
SLER_T4	Linear Add	G1	1
SLER_T4		G2	1
SLER_T4		QH1	0
SLER_T4		T	-1
SLER_T4		N	0.5
SLER_T4		Vx-	0.6
SLER_T4		N	0.5
SLER_T4		q3	0.8
SLER_T5	Linear Add	G1	1
SLER_T5		G2	1
SLER_T5		QH1	0
SLER_T5		T	1
SLER_T5		N	0.5
SLER_T5		Vy	0.6
SLER_T5		N	0.5
SLER_T5		q3	0.8
SLER_T6	Linear Add	G1	1
SLER_T6		G2	1
SLER_T6		QH1	0
SLER_T6		T	-1
SLER_T6		N	0.5
SLER_T6		Vy	0.6
SLER_T6		N	0.5
SLER_T6		q3	0.8
SLER_T7	Linear Add	G1	1
SLER_T7		G2	1
SLER_T7		QH1	0
SLER_T7		T	1
SLER_T7		N	0.5
SLER_T7		Vy-	0.6
SLER_T7		N	0.5
SLER_T7		q3	0.8
SLER_T8	Linear Add	G1	1
SLER_T8		G2	1
SLER_T8		QH1	0
SLER_T8		T	-1
SLER_T8		N	0.5
SLER_T8		Vy-	0.6
SLER_T8		N	0.5
SLER_T8		q3	0.8
SLER_AE1	Linear Add	G1	1
SLER_AE1		G2	1

Relazione di calcolo pensiline di copertura scale

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN1A	20	D26CL	SL10 00 00 002	A	36 di 71

SLER_AE1		QH1	0
SLER_AE1		T	0.6
SLER_AE1		N	0.5
SLER_AE1		Vx	0.6
SLER_AE1		N	0.5
SLER_AE1		q3	1
SLER_AE2	Linear Add	G1	1
SLER_AE2		G2	1
SLER_AE2		QH1	0
SLER_AE2		T	-0.6
SLER_AE2		N	0.5
SLER_AE2		Vx	0.6
SLER_AE2		N	0.5
SLER_AE2		q3	1
SLER_AE3	Linear Add	G1	1
SLER_AE3		G2	1
SLER_AE3		QH1	0
SLER_AE3		T	0.6
SLER_AE3		N	0.5
SLER_AE3		Vx-	0.6
SLER_AE3		N	0.5
SLER_AE3		q3	1
SLER_AE4	Linear Add	G1	1
SLER_AE4		G2	1
SLER_AE4		QH1	0
SLER_AE4		T	-0.6
SLER_AE4		N	0.5
SLER_AE4		Vx-	0.6
SLER_AE4		N	0.5
SLER_AE4		q3	1
SLER_AE5	Linear Add	G1	1
SLER_AE5		G2	1
SLER_AE5		QH1	0
SLER_AE5		T	0.6
SLER_AE5		N	0.5
SLER_AE5		Vy	0.6
SLER_AE5		N	0.5
SLER_AE5		q3	1
SLER_AE6	Linear Add	G1	1
SLER_AE6		G2	1
SLER_AE6		QH1	0
SLER_AE6		T	-0.6
SLER_AE6		N	0.5
SLER_AE6		Vy	0.6
SLER_AE6		N	0.5
SLER_AE6		q3	1
SLER_AE7	Linear Add	G1	1
SLER_AE7		G2	1
SLER_AE7		QH1	0
SLER_AE7		T	0.6
SLER_AE7		N	0.5
SLER_AE7		Vy-	0.6

Relazione di calcolo pensiline di copertura scale

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN1A	20	D26CL	SL10 00 00 002	A	37 di 71

SLER_AE7		N	0.5
SLER_AE7		q3	1
SLER_AE8	Linear Add	G1	1
SLER_AE8		G2	1
SLER_AE8		QH1	0
SLER_AE8		T	-0.6
SLER_AE8		N	0.5
SLER_AE8		Vy-	0.6
SLER_AE8		N	0.5
SLER_AE8		q3	1

## 6 VERIFICA DELLA STRUTTURA

### 6.1 Analisi Dinamica

Per il calcolo delle sollecitazioni strutturali è stato impiegato il programma di calcolo agli elementi finiti SAP2000. Stante il tipo di analisi condotta, ossia dinamica lineare con spettro di risposta, è stato necessario svolgere dapprima un'analisi modale per determinare i periodi e le frequenze associate ai differenti modi. Questi ultimi sono stati considerati in numero tale da rispettare le prescrizioni previste dalle NTC 2018 al paragrafo § 7.3.3.1 in cui è riportato: "Devono essere considerati tutti i modi con massa partecipante significativa. È opportuno a tal riguardo considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%. Per la combinazione degli effetti relativi ai singoli modi deve essere utilizzata una combinazione quadratica completa degli effetti relativi a ciascun modo".

Si riporta di seguito una tabella riepilogativa contenente i risultati dell'analisi modale svolta:

TABLE: Modal Participating Mass Ratios					
StepType	StepNum	Period	SumUX	SumUY	SumRZ
Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless
Mode	1.00	0.25	100%	0%	0%
Mode	2.00	0.24	100%	76%	0%
Mode	3.00	0.23	100%	76%	55%
Mode	4.00	0.21	100%	76%	55%
Mode	5.00	0.13	100%	76%	97%
Mode	6.00	0.10	100%	76%	97%
Mode	7.00	0.10	100%	76%	97%
Mode	8.00	0.10	100%	98%	97%
Mode	9.00	0.07	100%	98%	99%
Mode	10.00	0.07	100%	100%	99%
Mode	11.00	0.06	100%	100%	99%
Mode	12.00	0.06	100%	100%	99%
Mode	13.00	0.06	100%	100%	99%
Mode	14.00	0.06	100%	100%	99%
Mode	15.00	0.06	100%	100%	99%
Mode	16.00	0.06	100%	100%	99%
Mode	17.00	0.06	100%	100%	99%
Mode	18.00	0.05	100%	100%	100%
Mode	19.00	0.05	100%	100%	100%
Mode	20.00	0.04	100%	100%	100%
Mode	21.00	0.02	100%	100%	100%
Mode	22.00	0.02	100%	100%	100%
Mode	23.00	0.02	100%	100%	100%
Mode	24.00	0.02	100%	100%	100%
Mode	25.00	0.02	100%	100%	100%
Mode	26.00	0.02	100%	100%	100%
Mode	27.00	0.02	100%	100%	100%
Mode	28.00	0.01	100%	100%	100%
Mode	29.00	0.01	100%	100%	100%
Mode	30.00	0.01	100%	100%	100%
Mode	31.00	0.01	100%	100%	100%
Mode	32.00	0.01	100%	100%	100%

Relazione di calcolo pensiline di copertura scale

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN1A	20	D26CL	SL10 00 00 002	A	39 di 71

Mode	33.00	0.01	100%	100%	100%
Mode	34.00	0.00	100%	100%	100%
Mode	35.00	0.00	100%	100%	100%

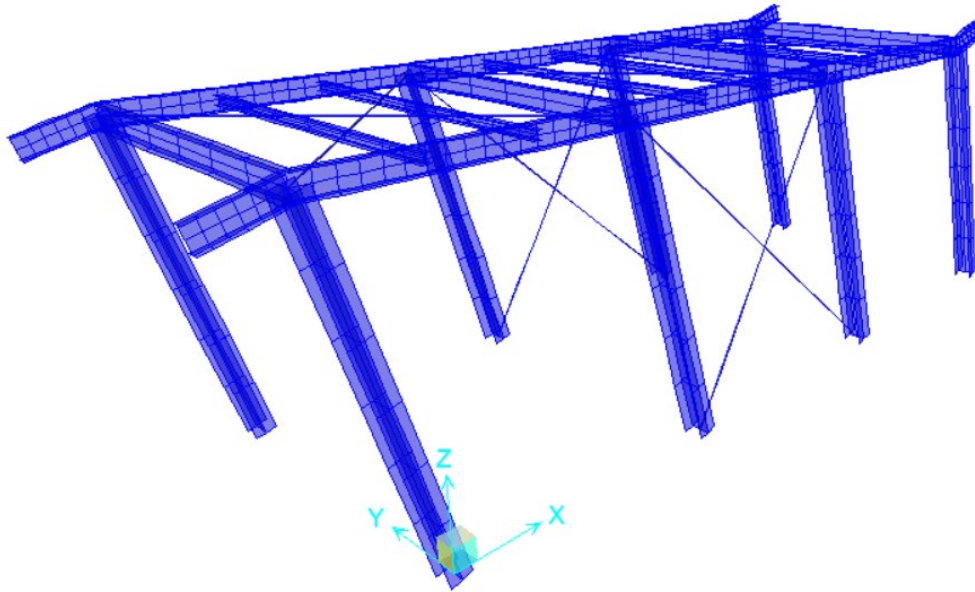


Figure 16 - Deformata modale del Modo in direzione X

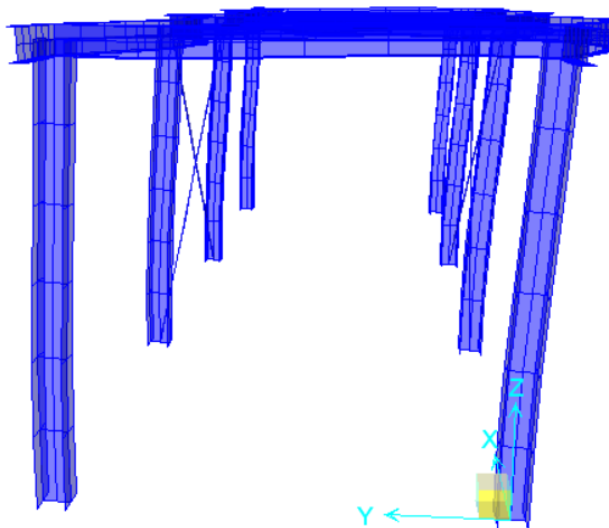


Figure 17 - Deformata modale del Modo in direzione Y

## 6.2 Diagrammi delle sollecitazioni eD Verifiche strutturali di resistenza delle membrature

Si riportano di seguito i diagrammi qualitativi delle sollecitazioni per l'involuppo delle combinazioni SLU e di quelle sismiche all'SLV.

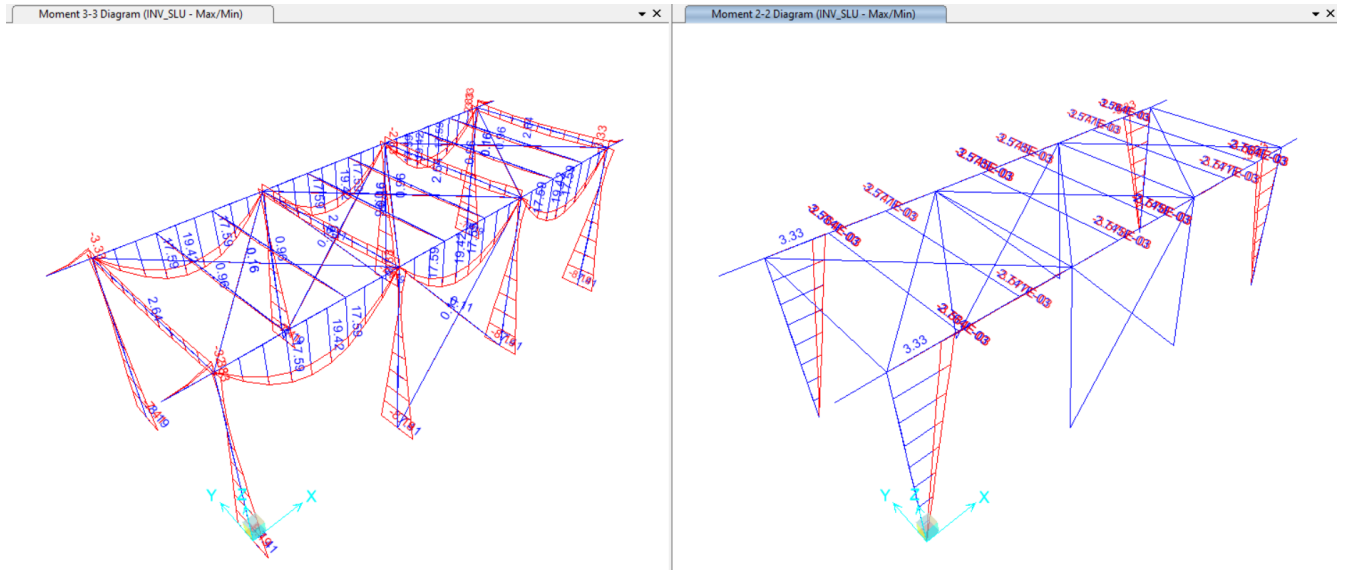


Figure 18 Diagramma Momento M2/M3 - involucro SLU.

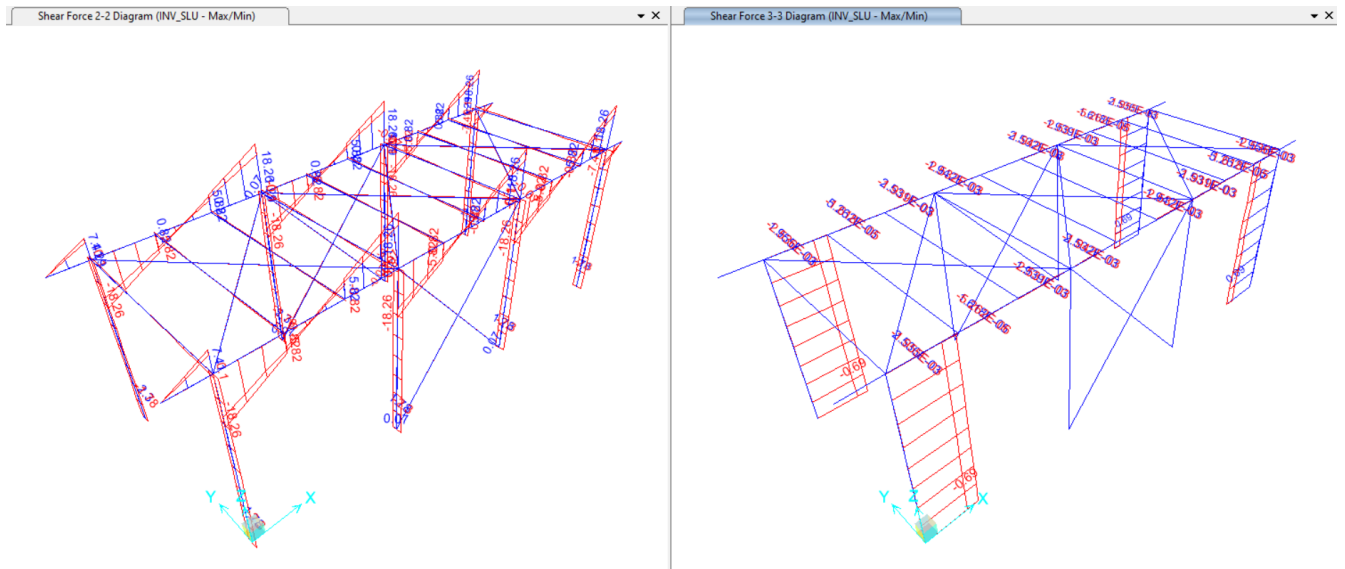


Figure 19 Diagramma Taglio V2/V3 - involucro SLU.



Relazione di calcolo pensiline di copertura scale

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN1A	20	D26CL	SL10 00 00 002	A	41 di 71

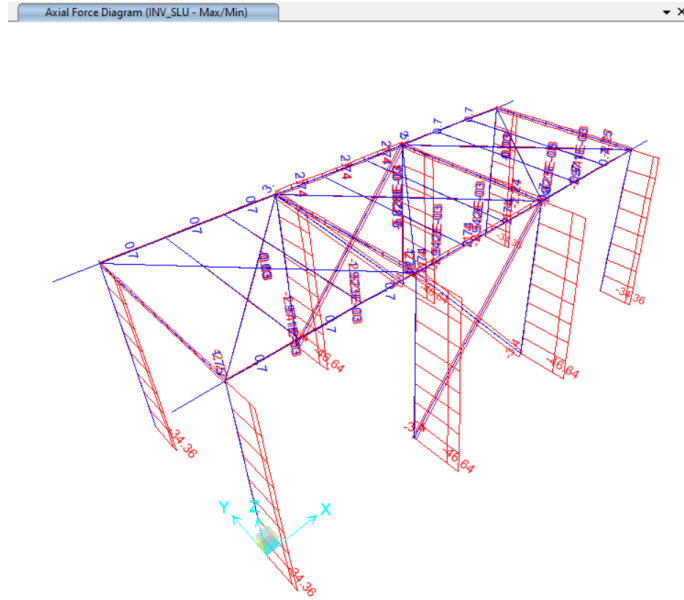


Figure 20 Diagramma Sforzo Normale N - involuopo SLU.

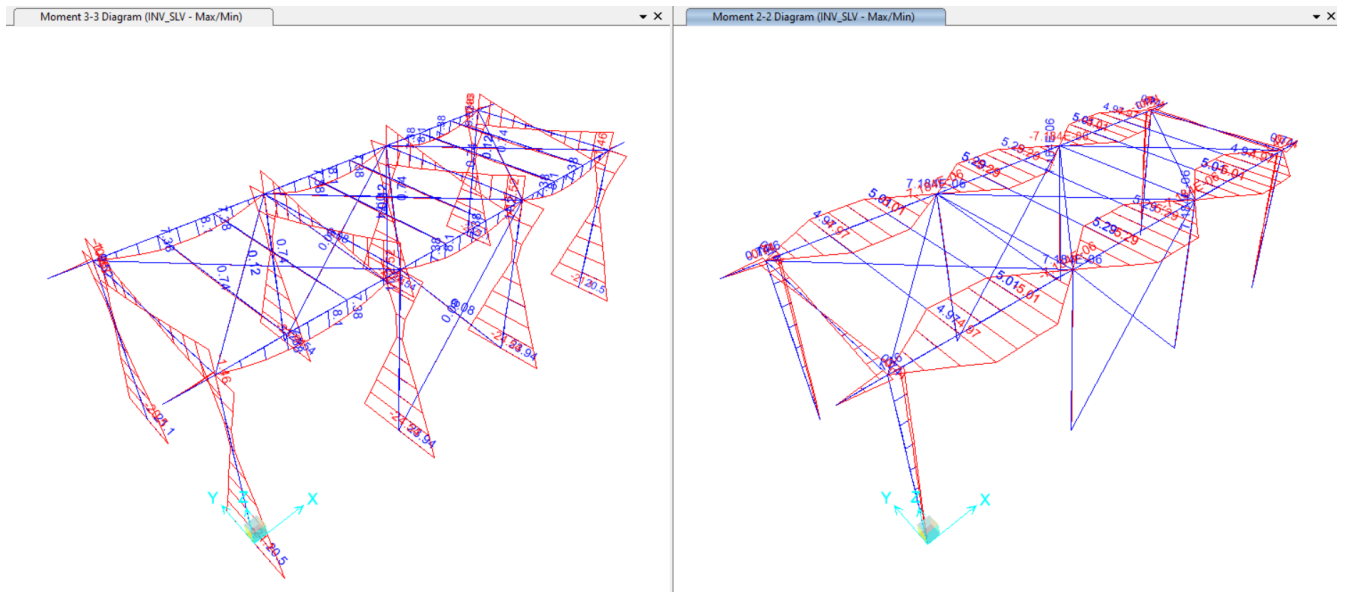


Figure 21 Diagramma Momento M2/M3 - involuopo SLV.

Relazione di calcolo pensiline di copertura scale

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN1A	20	D26CL	SL10 00 00 002	A	42 di 71

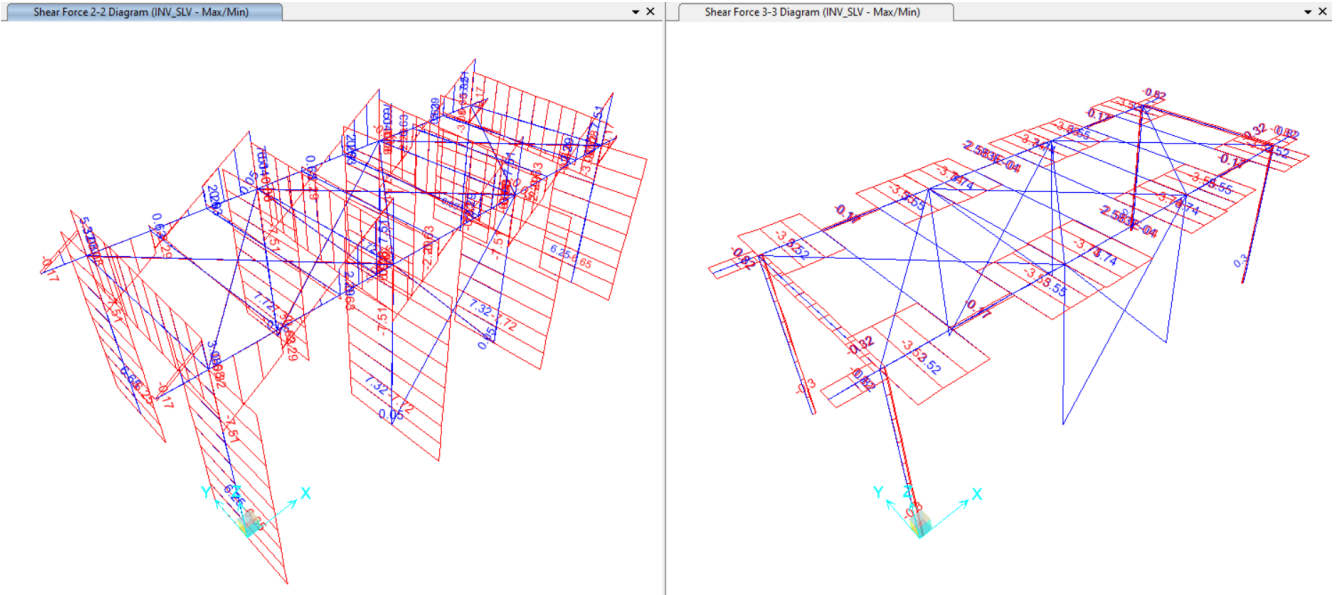


Figure 22 Diagramma Taglio V2/V3 - involuopo SLV.

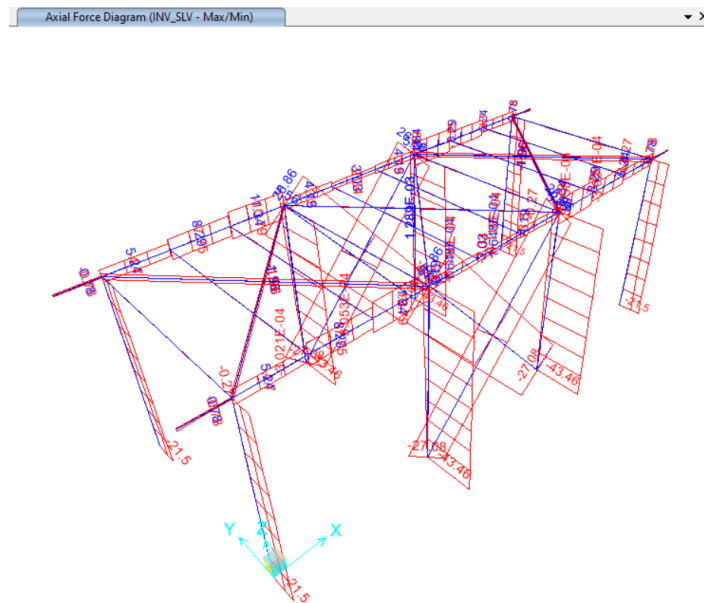



Figure 23 Diagramma Sforzo Normale N - involuopo SLV.

 <b>ITOLFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>LINEA AV/AC MILANO - VENEZIA</b> <b>LOTTO FUNZIONALE TRATTA AV/AC VERONA-PADOVA</b> <b>NODO AV/AC DI VERONA: INGRESSO EST</b>					
	Relazione di calcolo pensiline di copertura scale	COMMESSA <b>IN1A</b>	LOTTO <b>20</b>	CODIFICA <b>D26CL</b>	DOCUMENTO <b>SL10 00 00 002</b>	REV. <b>A</b>

### 6.2.1.1 Verifiche strutturali

Si riportano di seguito le verifiche delle membrature in acciaio eseguite, i cui parametri di progetto sono stati impostati come mostrato in figura (in cui si tiene conto anche degli effetti indotti dalla sollecitazione torsionale sugli elementi strutturali).

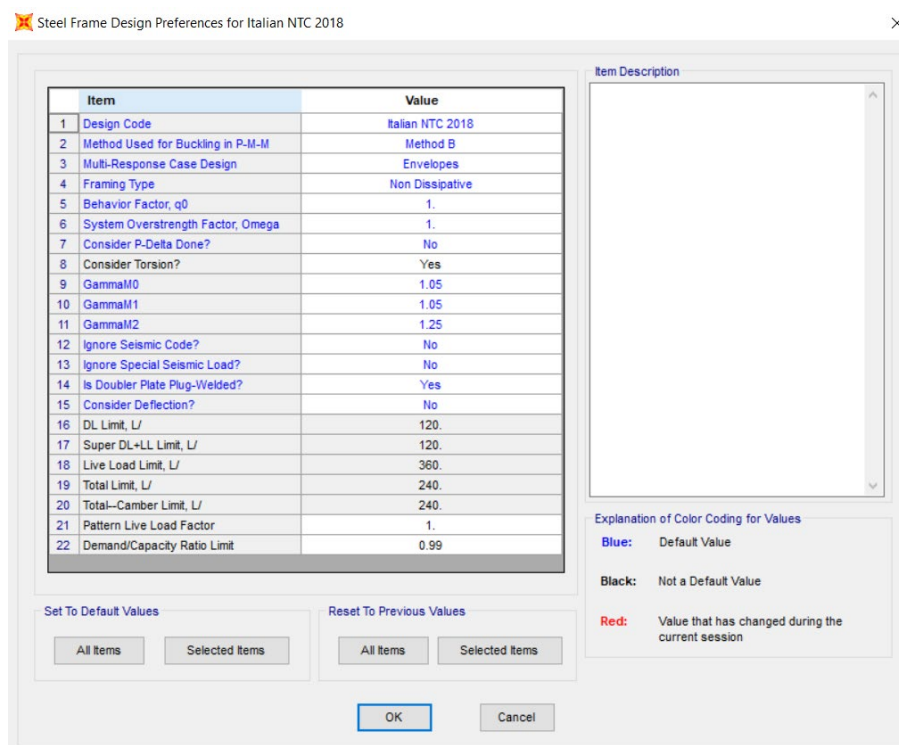


Figure 24 Parametri di progetto delle membrature.

A seguire, un'immagine indicante i tassi di lavoro delle differenti membrature ed i report delle verifiche effettuate per l'asta più sollecitata di ogni tipologia di elemento.

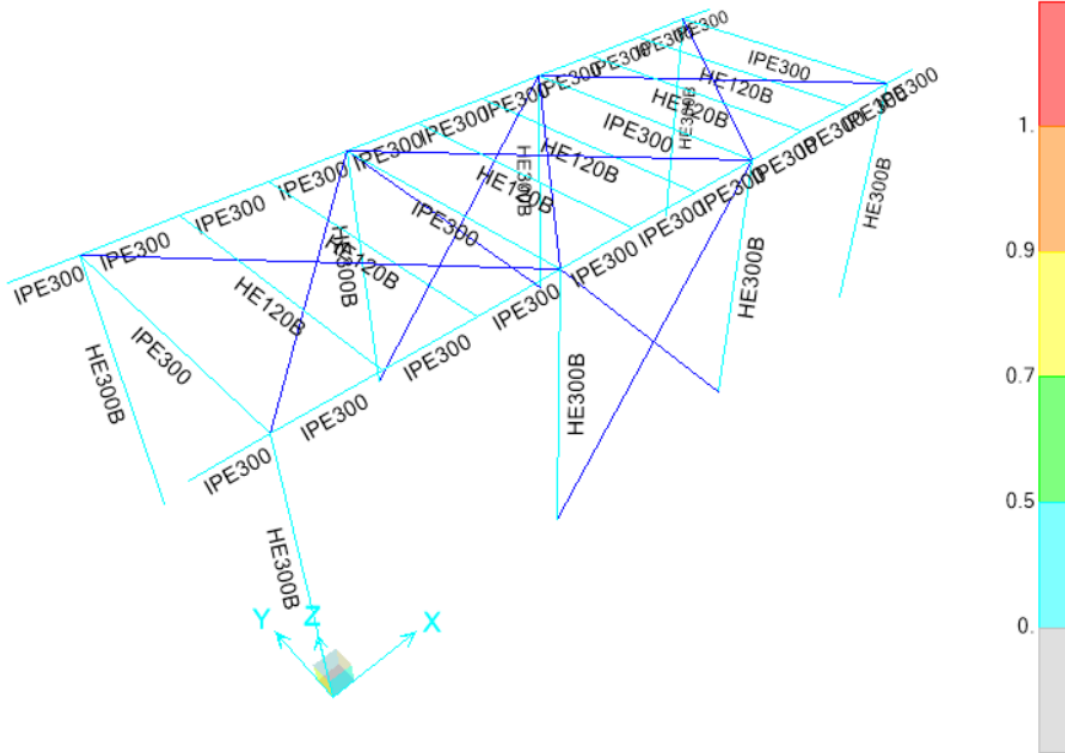
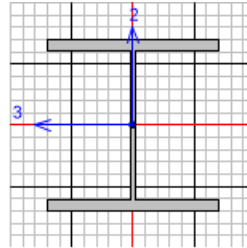


Figure 25 Sfruttamento delle membrature.

### 6.2.1.1.1 Verifiche dei profili HEB300



Units

Italian NTC 2018 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)  
Units : KN, m, C

Frame : 1	X Mid: 0.	Combo: SLV_Y	Design Type: Column
Length: 4.9	Y Mid: 0.	Shape: HE300B	Frame Type: Non Dissipative
Loc : 0.	Z Mid: 2.45	Class: Class 1	Rolled : Yes

Interaction=Method Both      MultiResponse=Envelopes      P-Delta Done? No  
Consider Torsion? Yes

GammaM0=1.05	GammaM1=1.05	GammaM2=1.25	
An/Ag=1.	RLLF=1.	PLLF=0.75	D/C Lim=0.95

Aeff=0.015	eNy=0.	eNz=0.		
A=0.015	Iyy=2.517E-04	iyy=0.13	Wel,yy=0.002	Weff,yy=0.002
It=1.890E-06	Izz=8.563E-05	izz=0.076	Wel,zz=5.709E-04	Weff,zz=5.709E-04
Iw=1.690E-06	Iyz=0.	h=0.3	Wpl,yy=0.002	Av,y=0.012
E=2100000000.	fy=275000.	fu=430000.	Wpl,zz=8.700E-04	Av,z=0.005

#### STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted
0.	-18.482	8.885	0.	-3.908	1.182E-04	0.

#### PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation NTC Eq C4.2.38)

D/C Ratio: 0.107 = 0.06 + 0.047 + 0. < 0.95 OK  

$$= \frac{Ned}{(\chi_z N_{Rk}/\Gamma_{M1})} + \frac{k_{zy} (M_y, Ed + NEd eNy)}{(\chi_{LT} M_{y,Rk}/\Gamma_{M1})} + \frac{k_{zz} (M_z, Ed + NEd eNz)}{(M_z, Rk/\Gamma_{M1})}$$
 (NTC Eq C4.2.38)

#### AXIAL FORCE DESIGN

	Ned	Nc, Rd	Nt, Rd
	Force	Capacity	Capacity
Axial	-18.482	3902.381	3902.381

	Npl, Rd	Nu, Rd	Ncr, T	Ncr, TF	An/Ag
	3902.381	4613.04	7067.883	7067.883	1.

Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb, Rd	
Major (y-y)	b	0.34	16779.017	0.494	0.672	0.887	3460.587
MajorB (y-y)	b	0.34	56649.675	0.269	0.548	0.975	3806.384
Minor (z-z)	c	0.49	372.851	3.315	6.758	0.079	308.56
MinorB (z-z)	c	0.49	7682.829	0.73	0.897	0.706	2754.514
Torsional TF	c	0.49	7067.883	0.761	0.927	0.686	2678.553

Relazione di calcolo pensiline di copertura scale

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN1A	20	D26CL	SL10 00 00 002	A	46 di 71

MOMENT DESIGN

	Med Moment	Med, span Moment	Mm, Ed Moment	Meq, Ed Moment
Major (y-y)	8.885	8.885	8.797	8.815
Minor (z-z)	0.	-5.791E-04	-2.895E-04	3.475E-04

	Mc, Rd Capacity	Mv, Rd Capacity	Mn, Rd Capacity	Mb, Rd Capacity
Major (y-y)	489.5	489.5	489.5	188.73
Minor (z-z)	227.857	227.857	227.857	

	Curve b	AlphaLT 0.34	LambdaBarLT 1.391	PhiLT 1.67	ChiLT 0.386	Iw 1.690E-06	Mcr 265.667
LTB							

Factors	kw 1.	Psi 1.01	C2 0.	C3 0.628	zj 0.
	za 0.15	zs 0.	zg 0.15	zz 0.	

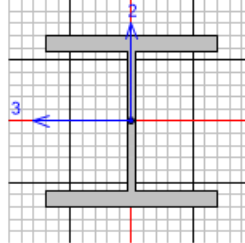
Factors	kyy 0.992	kyz 0.362	kzy 0.999	kzz 0.603

SHEAR DESIGN

	Ved Force	Ted Torsion	Vpl.Rd Capacity	Reduction Factor	Stress Ratio	Status Check
Major (z)	3.908	0.	715.983	1.	0.005	OK
Minor (y)	1.182E-04	0.	1817.25	1.	0.	OK

Reduction	Vpl, Rd 715.983	Eta 1.	LambdabarW 0.292

### 6.2.1.1.2 Verifiche dei profili HEB120



Units:

Italian NTC 2018 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)  
Units : KN, m, C

Frame : 35	X Mid: 2.64	Combo: SLU_Q7	Design Type: Beam
Length: 3.93	Y Mid: 1.965	Shape: HEB120B	Frame Type: Non Dissipative
Loc : 3.93	Z Mid: 3.878	Class: Class 1	Rolled : Yes

Interaction=Method Both      MultiResponse=Envelopes      P-Delta Done? No  
Consider Torsion? Yes

GammaM0=1.05	GammaM1=1.05	GammaM2=1.25	
An/Ag=1.	RLLF=1.	PLLF=0.75	D/C Lim=0.95

Aeff=0.003	eNy=0.	eNz=0.		
A=0.003	Iyy=8.640E-06	iyy=0.05	We1,yy=1.440E-04	Weff,yy=1.440E-04
It=0.	Izz=3.180E-06	izz=0.031	We1,zz=5.300E-05	Weff,zz=5.300E-05
Iw=0.	Iyz=0.	h=0.12	Wp1,yy=1.650E-04	Av,y=0.003
E=210000000.	fy=275000.	fu=430000.	Wp1,zz=8.100E-05	Av,z=0.001

#### STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted
3.93	-0.004	0.	0.	9.242	-2.981	0.

#### PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation NTC Eq C4.2.38)

D/C Ratio: 0.422 = 0. + 0.291 + 0.131 < 0.95 OK  

$$= \frac{Ned}{(\chi_{i,z} N_{Rk}/\Gamma_{M1})} + \frac{k_{zy} (M_y, Ed + NEd eNy)}{(\chi_{i,LT} M_y, Rk/\Gamma_{M1})} + \frac{k_{zz} (M_z, Ed + NEd eNz)}{(M_z, Rk/\Gamma_{M1})}$$
 (NTC Eq C4.2.38)

#### AXIAL FORCE DESIGN

	Ned	Nc, Rd	Nt, Rd			
Axial	Force	Capacity	Capacity			
	-0.004	890.476	890.476			
	Npl, Rd	Nu, Rd	Ncr, T	Ncr, TF	An/Ag	
	890.476	1052.64	3594.002	3594.002	1.	
Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb, Rd
Major (y-y)	b 0.34	1159.438	0.898	1.022	0.662	589.905
MajorB (y-y)	b 0.34	1159.438	0.898	1.022	0.662	589.905
Minor (z-z)	c 0.49	426.738	1.48	1.909	0.321	285.871
MinorB (z-z)	c 0.49	426.738	1.48	1.909	0.321	285.871
Torsional TF	c 0.49	3594.002	0.51	0.706	0.837	745.642

Relazione di calcolo pensiline di copertura scale

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN1A	20	D26CL	SL10 00 00 002	A	48 di 71

MOMENT DESIGN

	Med Moment	Med, span Moment	Mm, Ed Moment	Meq, Ed Moment
Major (y-y)	0.	9.08	5.959	7.747
Minor (z-z)	0.	-2.929	-1.922	2.499

	Mc, Rd Capacity	Mv, Rd Capacity	Mn, Rd Capacity	Mb, Rd Capacity
Major (y-y)	43.214	43.214	43.214	31.234
Minor (z-z)	21.214	21.214	21.214	

	Curve b	AlphaLT 0.34	LambdaBarLT 0.803	PhiLT 0.925	ChiLT 0.723	Iw 0.	Mcr 70.418
LTB							

Factors	kw 1.	Psi 1.132	C2 0.459	C3 0.525	zj 0.
	za 0.06	zs 0.	zg 0.06	zz 0.	zj 0.

Factors	kyy 0.95	kyz 0.57	kzy 1.	kzz 0.95

SHEAR DESIGN

	Ved Force	Ted Torsion	Vpl,Rd Capacity	Reduction Factor	Stress Ratio	Status Check
Major (z)	9.242	0.	165.651	1.	0.056	OK
Minor (y)	2.981	0.	417.795	1.	0.007	OK

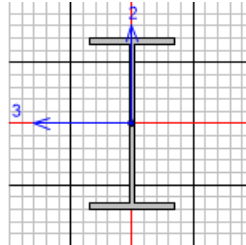
Reduction	Vpl,Rd 165.651	Eta 1.	LambdaBarW 0.187

CONNECTION SHEAR FORCES FOR BEAMS

	VMajor Left	VMajor Right
Major (V2)	9.242	9.242



### 6.2.1.1.3 Verifiche dei profili IPE300



Units

Italian NTC 2018 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)  
Units : KN, m, C

Frame : 14      X Mid: 1.98      Combo: SLV\_Y      Design Type: Brace  
Length: 1.415      Y Mid: 0.      Shape: IPE300      Frame Type: Non Dissipative  
Loc : 1.415      Z Mid: 4.133      Class: Class 1      Rolled : Yes

Interaction=Method Both      MultiResponse=Envelopes      P-Delta Done? No  
Consider Torsion? Yes

GammaM0=1.05      GammaM1=1.05      GammaM2=1.25  
An/Ag=1.      RLLF=1.      PLLF=0.75      D/C Lim=0.95

Aeff=0.005      eNy=0.      eNz=0.  
A=0.005      Iyy=8.356E-05      iyy=0.125      Wel,yy=5.571E-04      Weff,yy=5.571E-04  
It=0.      Izz=6.040E-06      izz=0.034      Wel,zz=8.053E-05      Weff,zz=8.053E-05  
Iw=0.      Iyz=0.      h=0.3      Wpl,yy=6.280E-04      Av,y=0.003  
E=210000000.      fy=275000.      fu=430000.      Wpl,zz=1.250E-04      Av,z=0.003

#### STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted
1.415	-2.757	6.457	-4.054	0.257	0.473	0.

#### PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation NTC Eq C4.2.38)

D/C Ratio: 0.17 = 0.002 + 0.043 + 0.124 < 0.95 OK  
= Ned/(Chi\_z NRk/GammaM1) + kzy (My,Ed+NEd eNy)/(Chi\_LT My,Rk/GammaM1)  
+ kzz (Mz,Ed+NEd eNz)/(Mz,Rk/GammaM1) (NTC Eq C4.2.38)

#### AXIAL FORCE DESIGN

	Ned	Nc,Rd	Nt,Rd
Axial	Force	Capacity	Capacity
	-2.757	1409.048	1409.048

	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag
	1409.048	1665.648	8814.722	8814.722	1.

Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	a	9604.095	0.392	0.597	0.955	1345.29
MajorB(y-y)	a	9604.095	0.392	0.597	0.955	1345.29
Minor (z-z)	b	6247.949	0.487	0.667	0.89	1254.186
MinorB(z-z)	b	6247.949	0.487	0.667	0.89	1254.186
Torsional TF	b	8814.722	0.41	0.62	0.922	1299.44

Relazione di calcolo pensiline di copertura scale

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN1A	20	D26CL	SL10 00 00 002	A	50 di 71

MOMENT DESIGN

	Med Moment	Med, span Moment	Mm, Ed Moment	Meq, Ed Moment
Major (y-y)	6.457	6.555	6.456	6.456
Minor (z-z)	-4.054	-4.057	-4.055	-4.056

	Mc, Rd Capacity	Mv, Rd Capacity	Mn, Rd Capacity	Mb, Rd Capacity
Major (y-y)	164.476	164.476	164.476	150.691
Minor (z-z)	32.738	32.738	32.738	

LTB	Curve b	AlphaLT 0.34	LambdaBarLT 0.425	PhiLT 0.628	ChiLT 0.916	Iw 0.	Mcr 957.879
-----	------------	-----------------	----------------------	----------------	----------------	----------	----------------

Factors	kw 1.	Psi 1.	C2 0.	C3 0.596	zj 0.
	za 0.15	zs 0.	zg 0.15	zz 0.	

Factors	kyy 1.	kyz 0.6	kzy 1.	kzz 1.
---------	-----------	------------	-----------	-----------

SHEAR DESIGN

	Ved Force	Ted Torsion	Vpl.Rd Capacity	Reduction Factor	Stress Ratio	Status Check
Major (z)	0.3	0.	388.153	1.	0.001	OK
Minor (y)	0.473	0.	514.41	1.	0.001	OK

Reduction	Vpl, Rd 388.153	Eta 1.	LambdabarW 0.458
-----------	--------------------	-----------	---------------------

BRACE MAXIMUM AXIAL LOADS

	P Comp	P Tens
Axial	-2.757	2.762

#### 6.2.1.1.4 Verifiche controventi $\phi 20$

L'azione massima sui controventi è pari ad 28 kN.

La sezione dei controventi risulta pari ad  $A=20 \text{ mm}^2 \cdot 3.14/4 = 314 \text{ mm}^2$

$\sigma_{Ed} = 2 \cdot N_{Ed} / A = 178 \text{ MPa} < \sigma_{Rd} = 275 \text{ MPa} / 1.05 = 260 \text{ MPa}$  **Verificato**

### 6.3 Verifiche strutturali di deformabilità delle membrature in acciaio

Le verifiche di deformabilità vengono condotte con riferimento alle prescrizioni riportate al paragrafo §4.2.4.2.1 delle NTC 2018 che pone dei limiti sia agli abbassamenti generati dalla combinazione di carico caratteristica (SLE rara) sia a quelli generati dai soli carichi variabili. Tali valori limite sono espressi come funzione della luce L dell'elemento che nel caso di elementi a sbalzo è pari al doppio della luce dello stesso.

#### 4.2.4.2.1 Spostamenti verticali

Il valore totale dello spostamento ortogonale all'asse dell'elemento (Fig. 4.2.3) è definito come

$$\delta_{\text{tot}} = \delta_1 + \delta_2 \quad [4.2.60]$$

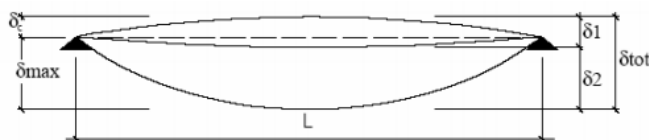


Fig. 4.2.3 - Definizione degli spostamenti verticali per le verifiche in esercizio

essendo:

$\delta_c$  la monta iniziale della trave,

$\delta_1$  lo spostamento elastico dovuto ai carichi permanenti,

$\delta_2$  lo spostamento elastico dovuto ai carichi variabili,

$\delta_{\text{max}}$  lo spostamento nello stato finale, depurato della monta iniziale =  $\delta_{\text{tot}} - \delta_c$ .

Nel caso di coperture, solai e travi di edifici ordinari, i valori limite di  $\delta_{\text{max}}$  e  $\delta_2$ , riferiti alle combinazioni caratteristiche delle azioni, sono espressi come funzione della luce L dell'elemento.

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

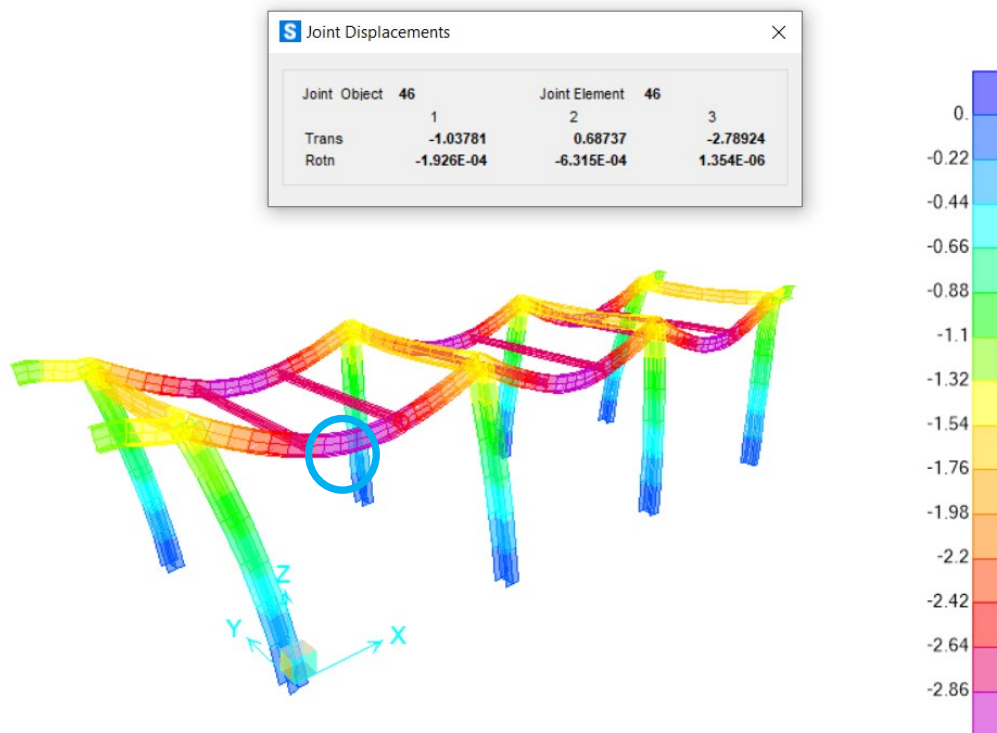
Elementi strutturali	Limiti superiori per gli spostamenti verticali	
	$\frac{\delta_{\text{max}}}{L}$	$\frac{\delta_2}{L}$
Coperture in generale	$\frac{1}{200}$	$\frac{1}{250}$
Coperture praticabili	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{300}$
Solai in generale	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{300}$
Solai o coperture che 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.

Si considera il caso di coperture in generale, essendo in questo caso la copertura accessibile solo per manutenzione. Si decide inoltre a favore di sicurezza di effettuare la verifica con gli spostamenti assoluti e non con quelli relativi.

### Travi principali

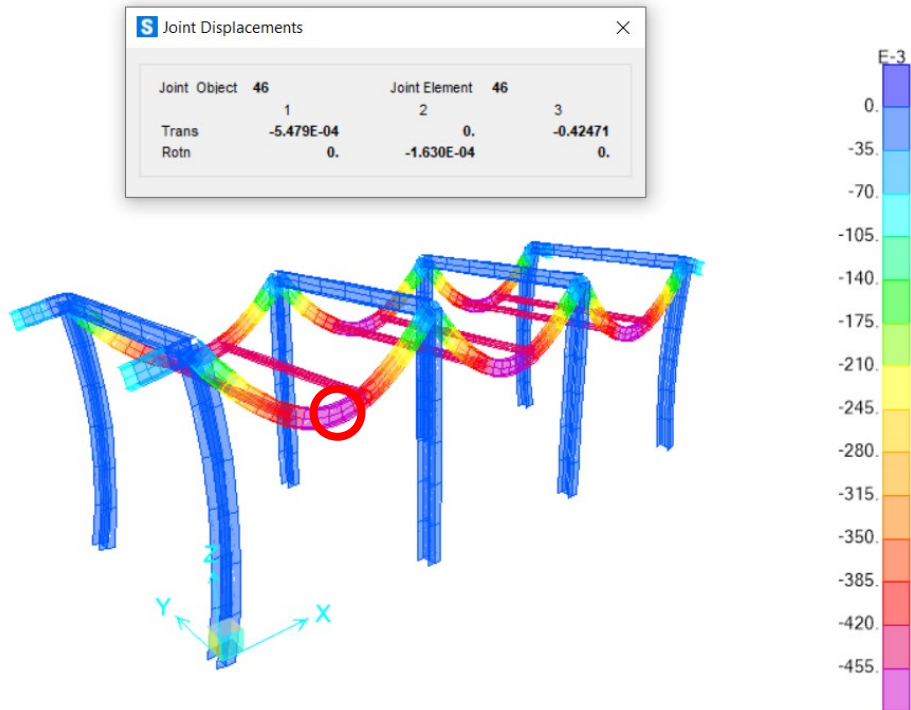
Nell'immagine a seguire si riporta il massimo spostamento verticale (assoluto) delle travi principali per le combinazioni SLE rare.



Il massimo spostamento verticale (assoluto) per i carichi caratteristici permanenti + accidentali è:

$$U_3 \text{ max,perm+acc.} = 2.8 \text{ mm.} < L/200$$

$$d_{\text{max}} = 4240/200 = 21.2 \text{ mm} > 2.8 \text{ mm} \text{ Verifica soddisfatta}$$



Il massimo spostamento verticale (assoluto) per i carichi caratteristici accidentali è:

$$U_{3 \max, var} = 0.4 \text{ mm.} < L/250$$

$$\vartheta_{\max} = 4240/250 = 16 \text{ mm} > 0.4 \text{ mm} \text{ Verifica soddisfatta}$$

#### 6.4 Verifica degli spostamenti di piano (drift) per condizioni di carico non sismiche

La valutazione degli spostamenti di piano, oltre che per le condizioni di carico sismiche, va effettuata anche con riferimento alla combinazione SLE caratteristica. I valori limite degli spostamenti laterali massimi ammissibili sono riportati nella tabella di seguito riportata che fa riferimento alle prescrizioni del paragrafo 4.2.4.2.2 delle NTC2018.

##### 4.2.4.2.2 Spostamenti laterali

Negli edifici gli spostamenti laterali alla sommità delle colonne per le combinazioni caratteristiche delle azioni devono generalmente limitarsi ad una frazione dell'altezza della colonna e dell'altezza complessiva dell'edificio da valutarsi in funzione degli effetti sugli elementi portati, della qualità del comfort richiesto alla costruzione, delle eventuali implicazioni di una eccessiva deformabilità sul valore dei carichi agenti.

In assenza di più precise indicazioni si possono adottare i limiti per gli spostamenti orizzontali indicati in Tab. 4.2.XIII ( $\Delta$  spostamento in sommità;  $\delta$  spostamento relativo di piano – Fig. 4.2.4).

Tab. 4.2.XIII - Limiti di deformabilità per costruzioni ordinarie soggette ad azioni orizzontali

Tipologia dell'edificio	Limiti superiori per gli spostamenti orizzontali	
	$\frac{\delta}{h}$	$\frac{\Delta}{H}$
Edifici industriali monopiano senza carro-ponte	$\frac{1}{150}$	/
Altri edifici monopiano	$\frac{1}{300}$	/
Edifici multipiano	$\frac{1}{300}$	$\frac{1}{500}$

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

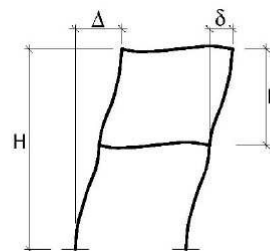
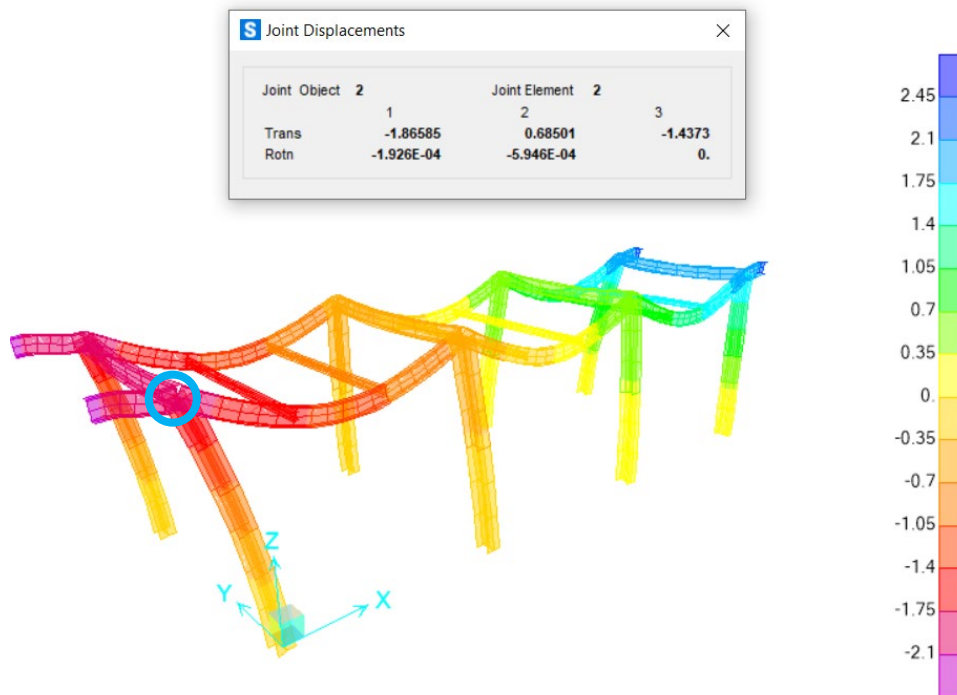


Fig. 4.2.4 - Definizione degli spostamenti orizzontali per le verifiche in esercizio

In fase di verifica si prendono a riferimento i limiti associati al caso di altri edifici monopiano.

Nelle immagini a seguire si riportano gli spostamenti orizzontali massimi in direzione orizzontale per l'involuppo delle combinazioni SLE rare.



Dir.X  $\delta_{max} = 4650/300 = 15.5 \text{ mm} > 1.8\text{mm}$  Verifica soddisfatta

Dir.Y  $\delta_{max} = 4650/300 = 15.5 \text{ mm} > 0.6\text{mm}$  Verifica soddisfatta

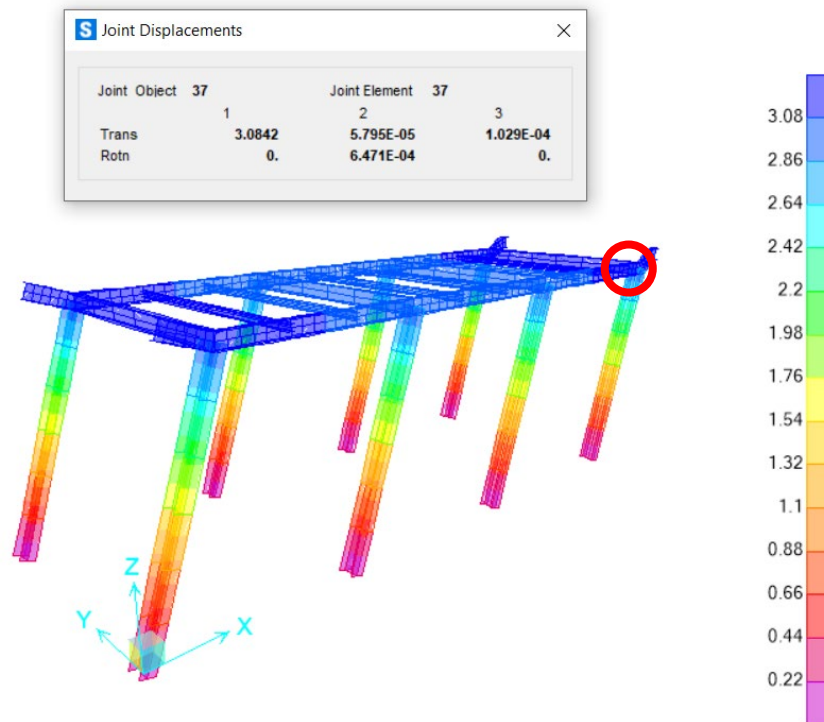
## 6.5 Verifica degli spostamenti di piano (drift) per condizioni di carico sismiche

La valutazione degli spostamenti di piano in condizioni di carico sismiche, va effettuata rispettando le prescrizioni previste dalle NTC 2018 al paragrafo § 7.3.6.1. Trattandosi di costruzione in classe d'uso II, il valore limite di spostamento orizzontale per tamponamenti collegati rigidamente alla struttura che interferisco è pari a:

$$\delta_{max} = 0.005 * H = 0.005 * 4650 = 23.2\text{mm}$$

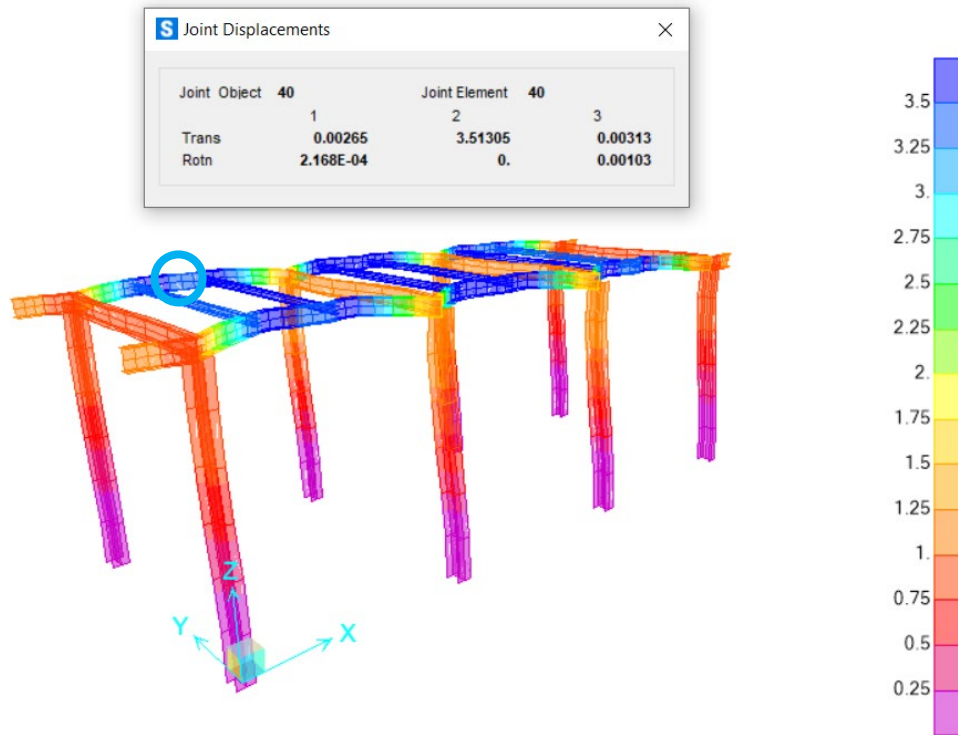
Per la combinazione sismica di progetto relativa allo SLD.

Si riportano di seguito gli spostamenti massimi ottenuti dall'involuppo delle condizioni di carico sismiche, prima in direzione longitudinale e poi in trasversale.



Il massimo spostamento in direzione X in condizioni sismiche è pari a 3.1 mm, pertanto **la verifica è soddisfatta.**

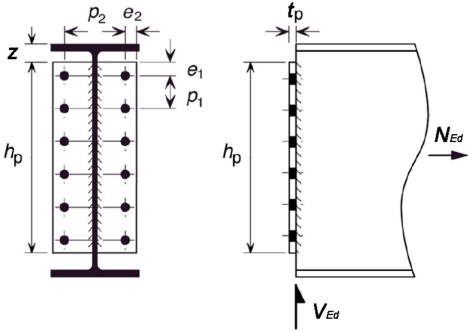
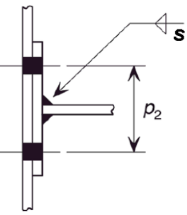
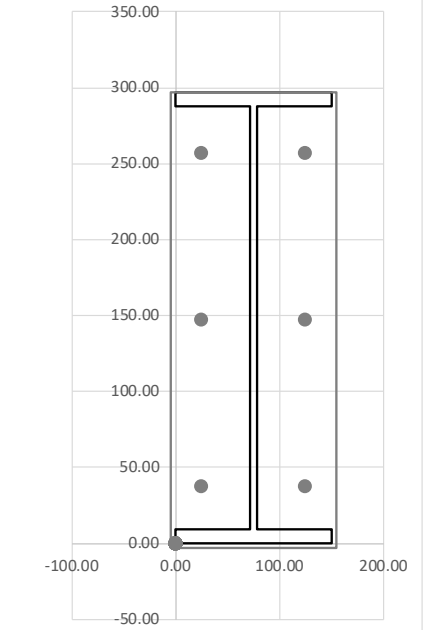




Il massimo spostamento in direzione Y in condizioni sismiche è pari a 3.5mm, pertanto **la verifica è soddisfatta.**

## 6.6 Verifiche Dei Collegamenti

### 6.6.1 Giunto IPE300-HEB300

INPUT - Trave	Coefficienti Parziali di Sicurezza da Annesso nazionale - Eurocodice 3 - UNI EN 1993-1-8	
Scelta profilo : IPE A 300	$\gamma_{M0} = 1.00$	
h = 297.00 [mm]	$\gamma_{M2} = 1.25$	
b = 150.00 [mm]	$\gamma_{M1u} = 1.10$	
t_w = 6.10 [mm]		
t_f = 9.20 [mm]		
Qualità acciaio profilo : S 275		
f_yb = 275 [Mpa]		
f_ub = 430 [Mpa]		
INPUT - Collegamento		
Qualità acciaio piastra : S 275		
f_yb = 275 [Mpa]		
f_ub = 430 [Mpa]		
h_p = 300.00 [mm]		
t_p = 12.00 [mm]		
z = 0.00 [mm]		
z_G (per e_p = 0) = -1.50 [mm]		
e_p = 1.50 [mm]		
Classe bulloni : 8.8		
f_yb = 640 [Mpa]		
f_ub = 800 [Mpa]		
Diametro bulloni : M16		
d_0 = 18.00 [mm]		
d_w = 20.00 [mm]		
d_w,b = 22.00 [mm]		
d_w,w = 30.00 [mm]		
INPUT - Geometria collegamento		
n_1 = 3		
e_1 = 40.00 [mm]		
p_1 = 110.00 [mm]		
e_2 = 30.00 [mm]		
p_2 = 100.00 [mm]		
INPUT - Saldatura piastra		
s = 8.00 [mm]		
a_w = 5.66 [mm]		
		

Relazione di calcolo pensiline di copertura scale

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN1A	20	D26CL	SL10 00 00 002	A	59 di 71

INPUT - Azioni agenti					
Trazione assiale (Tie force)	$N_{Ed} =$	12.00	[kN]		
Taglio	$V_{Ed} =$	20.00	[kN]		
Verifiche di resistenza a taglio					
Resistenza taglio dell'anima della trave	$V_{c,Rd} =$	290.55	[kN]	OK	[6.18] EN 1993-1-1:2014
Resistenza del gruppo di bulloni	$F_{Rd} =$	289.07	[kN]	OK	§3.7(1) EN 1993-1-8:2005
Resistenza taglio bulloni	$F_{v,Rd} =$	60.22	[kN]		[Prospetto 3.4] EN 1993-1-8:2005
Resistenza rifollamento piastra	$F_{b,Rd,end} =$	122.31	[kN]		
	$F_{b,Rd,inner} =$	165.12	[kN]		
Resistenza della piastra di estremità	$V_{Rd,min} =$	900.12	[kN]	OK	
Sezione lorda	$V_{Rd,g} =$	900.12	[kN]		[Collegamenti in acciaio - EC3]
Sezione efficace	$V_{Rd,n} =$	1172.58	[kN]		[Collegamenti in acciaio - EC3]
Block Tearing	$V_{Rd,b} =$	992.64	[kN]		[Collegamenti in acciaio - EC3]
Resistenza giunzioni soggette a trazione					
Condizioni per impiego T-stub in accordo al punto 6.2.4.2(3)				OK	EN 1993-1-8:2005
Resistenza a flessione della piastra di estremità	$F_{Rd,u,min} =$	381.59	[kN]	OK	
Completo snervamento piastra	$F_{Rd,u,1} =$	466.78	[kN]		[Prospetto 6-2] EN 1993-1-8:2005
Collasso bulloni con snervamento piastra	$F_{Rd,u,2} =$	381.59	[kN]		
Collasso bulloni	$F_{Rd,u,3} =$	615.91	[kN]		
Resistenza a trazione dell'anima della trave	$F_{Rd} =$	715.36	[kN]	OK	[Collegamenti in acciaio - EC3]

Relazione di calcolo pensiline di copertura scale

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN1A	20	D26CL	SL10 00 00 002	A	60 di 71

### 6.6.2 Giunto HEB120-IPE300

Profilo da giuntare			HEB 120
Altezza della sezione trasversale	h	120.00 [mm]	
Larghezza della sezione trasversale	b	120.00 [mm]	
Spessore dell'anima	t <sub>w,b</sub>	6.50 [mm]	
Spessore delle ali	t <sub>f,b</sub>	11.00 [mm]	
Raggio di raccordo	r	12.00 [mm]	
Area della sezione trasversale	A	3401 [mm <sup>2</sup> ]	
Momento d'inerzia attorno all'asse forte	I <sub>yy</sub>	8643715 [mm <sup>4</sup> ]	
Valore di snervamento dell'acciaio	f <sub>y,b</sub>	275 [MPa]	
Valore di rottura dell'acciaio	f <sub>u,b</sub>	430 [MPa]	

Profilo di supporto			IPE 300
Altezza della sezione trasversale	h	300.00 [mm]	
Larghezza della sezione trasversale	b	150.00 [mm]	
Spessore dell'anima	t <sub>w,c</sub>	7.10 [mm]	
Spessore delle ali	t <sub>f,c</sub>	10.70 [mm]	
Raggio di raccordo	r	15.00 [mm]	
Area della sezione trasversale	A	5381 [mm <sup>2</sup> ]	
Momento d'inerzia attorno all'asse forte	I <sub>yy</sub>	83561027 [mm <sup>4</sup> ]	
Valore di snervamento dell'acciaio	f <sub>y,c</sub>	275 [MPa]	
Valore di rottura dell'acciaio	f <sub>u,c</sub>	430 [MPa]	

Piastre			
Distanza tra l'ala superiore del profilo da giuntare	g <sub>v</sub>	30 [mm]	
Distanza tra il profilo da giuntare e il profilo di supporto	g <sub>h</sub>	6 [mm]	
Altezza	h <sub>p</sub>	60 [mm]	
Larghezza della piastra	b <sub>p</sub>	150 [mm]	
Spessore	t <sub>p</sub>	8 [mm]	
Valore di snervamento dell'acciaio	f <sub>y,p</sub>	275 [MPa]	
Valore di rottura dell'acciaio	f <sub>u,p</sub>	430 [MPa]	
Numero di righe orizzontali di bulloni	n <sub>1</sub>	1 [-]	
Distanza dal bordo superiore	e <sub>1</sub>	30 [mm]	
Passo dei bulloni	p <sub>1</sub>	50 [mm]	
Distanza dal bordo inferiore	e' <sub>1</sub>	30 [mm]	
Numero di colonne verticali di bulloni	n <sub>2</sub>	2 [-]	
Distanze dal bordo laterale della piastra	e <sub>2</sub>	50 [mm]	
	e <sub>2,b</sub>	44 [mm]	
Passo orizzontale dei bulloni	p <sub>2</sub>	50 [mm]	
Distanza tra il bordo superiore della trave ed il primo bullone	e <sub>1,b</sub>	60 [mm]	
Eccentricità tra il baricentro dei bulloni e il bordo	z	75 [mm]	

Bulloni			
Numero totale di bulloni	n <sub>b</sub>	2 [-]	
Area della sezione filettata del gambo	A <sub>s</sub>	157 [mm <sup>2</sup> ]	
Diametro del gambo	d	16 [mm]	
Diametro del foro	d <sub>0</sub>	17 [mm]	
Diametro del dado	d <sub>w</sub>	20 [mm]	
Valore di snervamento dell'acciaio	f <sub>y,bolt</sub>	640 [MPa]	

Relazione di calcolo pensiline di copertura scale

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN1A	20	D26CL	SL10 00 00 002	A	61 di 71

Valore di rottura dell'acciaio  $f_{u,bolt}$  800 [MPa]

**Coefficienti parziali di sicurezza**

$\gamma_{M0}$	1.05	[-]
$\gamma_{M2}$	1.25	[-]
$\gamma_{Mu}$	1.10	[-]

**RESISTENZA A TAGLIO DELLA GIUNZIONE**

$V_{Ed}$  10.00 [kN]

Coefficiente di resistenza al taglio	$\alpha_v$	0.60	[-]
<b>Resistenza a taglio del bullone per ciascun piano di taglio</b>	$F_{v,Rd}$	<b>60.29</b>	<b>[kN/pdt]</b>
Momento d'inerzia della bullonatura	$I$	1250.00	[mm <sup>2</sup> ]
Coefficiente $\alpha$	$\alpha$	1.50	[-]
Coefficiente $\beta$	$\beta$	0.00	[-]
Numero complessivo di bulloni	$n$	2.00	[-]

**Resistenza a taglio dei bulloni**  $V_{Rd,1}$  30 [kN] 39.81%

Coefficienti riduttivi per il rifollamento verticale della piastra	$e_1/3d_0$	0.59	[-]
	$p_1/3d_0-0,25$	0.73	[-]
	$f_{ub}/f_{up}$	1.86	[-]
		1.00	[-]
	$\alpha_{b,v}$	<b>0.59</b>	<b>[-]</b>
	$2,8(e_2/d_0)-1,7$	6.54	[-]
	$1,4(p_2/d_0)-1,7$	2.42	[-]
		2.50	[-]
	$k_{1,v}$	<b>2.42</b>	<b>[-]</b>
	<b>Resistenza a rifollamento verticale</b>	$F_{b,Rd,ver}$	<b>62.62</b>

Coefficienti riduttivi per il rifollamento orizzontale della piastra	$e_2/3d_0$	0.98	[-]
	$p_2/3d_0-0,25$	0.73	[-]
	$f_{ub}/f_{up}$	1.86	[-]
		1.00	[-]
	$\alpha_{b,h}$	<b>0.73</b>	<b>[-]</b>
	$2,8(e_1/d_0)-1,7$	3.24	[-]
	$1,4(p_1/d_0)-1,7$	2.42	[-]
		2.50	[-]
	$k_{1,h}$	<b>2.42</b>	<b>[-]</b>
	<b>Resistenza a rifollamento orizzontale</b>	$F_{b,Rd,hor}$	<b>77.75</b>

**Resistenza a rifollamento della piastra**  $V_{Rd,2}$  31 [kN] 38.33%

Altezza	$h_p$	60	[mm]
Larghezza della piastra	$b_p$	150	[mm]
Spessore	$t_p$	8	[mm]
Valore di snervamento dell'acciaio	$f_{y,p}$	275	[MPa]

**Resistenza a taglio della sezione lorda della piastra**  $V_{Rd,3}$  57 [kN] 21.00%

Area netta della sezione	$A_{v,net}$	344	[mm <sup>2</sup> ]
Valore di rottura dell'acciaio	$f_{u,p}$	430	[MPa]

**Resistenza a taglio della sezione netta della piastra**  $V_{Rd,4}$  68 [kN] 17.56%

Area netta della sezione soggetta a trazione	$A_{nt}$	596	[mm <sup>2</sup> ]
Area netta della sezione soggetta a taglio	$A_{nv}$	172	[mm <sup>2</sup> ]

**Resistenza a taglio per "Block Shear" della piastra**  $V_{Rd,5}$  129 [kN] 9.34%

Relazione di calcolo pensiline di copertura scale

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN1A	20	D26CL	SL10 00 00 002	A	62 di 71

Modulo di resistenza elastico della piastra	$W_{el}$	4800 [mm <sup>3</sup> ]	
<b>Resistenza a flessione della piastra</b>	<b><math>V_{Rd,6}</math></b>	<b>17 [kN]</b>	<b>71.59%</b>

Tensione critica nella piastra	$\sigma$	216.58 [MPa]	
<b>Resistenza all'instabilità della piastra</b>	<b><math>V_{Rd,7}</math></b>	<b>13 [kN]</b>	<b>90.90%</b>

Inserire "SI" nel caso di trave mortesata, altrimenti "NO"	Mortesatura	si [-]	
Coefficienti riduttivi per il rifollamento verticale della trave	$e_1/3d_0$	0.59 [-]	
	$p_1/3d_0-0,25$	0.73 [-]	
	$f_{ub}/f_{up}$	1.86 [-]	
		1.00 [-]	
	<b><math>\alpha_{b,v}</math></b>	<b>0.59 [-]</b>	
	$2,8(e_{2,b}/d_0)-1,7$	5.55 [-]	
	$1,4(p_2/d_0)-1,7$	2.42 [-]	
		2.50 [-]	
	<b><math>k_{1,v}</math></b>	<b>2.42 [-]</b>	
<b>Resistenza a rifollamento verticale</b>	<b><math>F_{b,Rd,ver}</math></b>	<b>50.88 [kN]</b>	
Coefficienti riduttivi per il rifollamento orizzontale della trave	$e_{2,b}/3d_0$	0.86 [-]	
	$p_2/3d_0-0,25$	0.73 [-]	
	$f_{ub}/f_{up}$	1.86 [-]	
		1.00 [-]	
	<b><math>\alpha_{b,h}</math></b>	<b>0.73 [-]</b>	
	$2,8(e_1/d_0)-1,7$	3.24 [-]	
	$1,4(p_1/d_0)-1,7$	2.42 [-]	
		2.50 [-]	
	<b><math>k_{1,h}</math></b>	<b>2.42 [-]</b>	
<b>Resistenza a rifollamento orizzontale</b>	<b><math>F_{b,Rd,hor}</math></b>	<b>63.17 [kN]</b>	
<b>Resistenza a rifollamento dell'anima della trave</b>	<b><math>V_{Rd,8}</math></b>	<b>25 [kN]</b>	<b>47.17%</b>

Altezza dell'anima della trave resistente a taglio	$h_{v,b}$	60.00 [mm]	
Area lorda dell'anima della trave resistente a taglio	$A_{v,b}$	390.00 [mm <sup>2</sup> ]	
<b>Resistenza a taglio della sezione lorda dell'anima della trave</b>	<b><math>V_{Rd,9}</math></b>	<b>59 [kN]</b>	<b>20.35%</b>

Area netta dell'anima della trave resistente a taglio	$A_{v,b,net}$	279.50 [mm <sup>2</sup> ]	
<b>Resistenza a taglio della sezione netta dell'anima della trave</b>	<b><math>V_{Rd,10}</math></b>	<b>56 [kN]</b>	<b>21.62%</b>

Area netta della sezione soggetta a trazione	$A_{nt}$	445.25 [mm <sup>2</sup> ]	
Area netta della sezione soggetta a taglio	$A_{nv}$	139.75 [mm <sup>2</sup> ]	
<b>Resistenza a taglio per "Block Shear" della piastra</b>	<b><math>V_{Rd,11}</math></b>	<b>98 [kN]</b>	<b>12.28%</b>

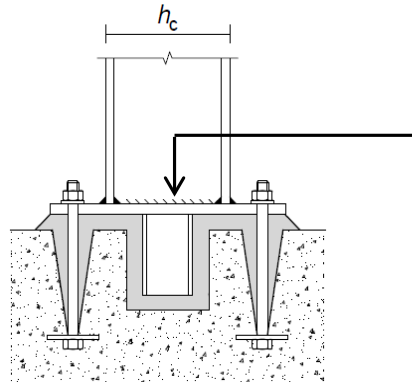
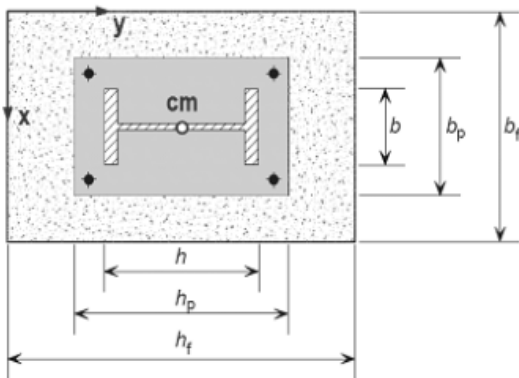
Inserire "SI" nel caso di piastra collegata all'anima, altrimenti "NO"	Colleg. Anima	si [-]	
Spessore dell'anima del profilo di supporto	$t_w$	7.1 [mm]	
<b>Resistenza a taglio dell'anima del profilo di supporto</b>	<b><math>V_{Rd,12}</math></b>	<b>24 [kN]</b>	<b>49.13%</b>

### 6.6.3 Giunto di base HEB300

## PROGETTO E VERIFICA DELLE PIASTRE DI BASE: NTC e EN 1993 - 1 - 8

#### Definizione delle caratteristiche geometriche e meccaniche della fondazione

Resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo	$R_{ck} =$	37.00	MPa
Resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo	$f_{ck} =$	30.00	MPa
Coefficiente di sicurezza relativo al calcestruzzo	$\gamma_c =$	1.50	-
Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata	$\alpha_{cc} =$	0.85	-
<b>Resistenza di calcolo a compressione</b>	$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$	<b><math>f_{cd} =</math></b>	<b>17.00 MPa</b>
Altezza della fondazione	$h_f =$	0.60	m
Larghezza della fondazione	$b_f =$	0.60	m
Spessore della fondazione	$d_f =$	1.00	m



#### Definizione delle caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione trasversale della colonna

Resistenza a snervamento dell'acciaio della colonna	$f_{y,c} =$	275.00	MPa
Resistenza ultima dell'acciaio della colonna	$f_{u,c} =$	430.00	MPa
Coefficiente di sicurezza relativo all'acciaio	$\gamma_{M0} =$	1.05	-
Altezza della sezione trasversale della colonna	$h_c =$	300.00	mm
Larghezza della sezione trasversale della colonna	$b_c =$	300.00	mm
Spessore dell'anima	$t_{w,c} =$	11.00	mm
Spessore delle ali	$t_{f,c} =$	19.00	mm
Raggio di curvatura	$r_c =$	27.00	mm
Riduzione dovuta allo spessore	$f_{y,c,rid} =$	275.00	MPa
	$f_{u,c,rid} =$	430.00	MPa

#### Altezze di gola saldature

$h_w$	$d_w$	A	$I_y$	$W_{el,y}$	$W_{pl,y}$	$i_y$	$A_{Vz}$	$a_{w,w}$	$a_{w,f}$
[mm]	[mm]	[mm <sup>2</sup> ]	[mm <sup>4</sup> ]	[mm <sup>3</sup> ]	[mm <sup>3</sup> ]	[mm]	[mm <sup>2</sup> ]	[mm]	[mm]
262.00	208.00	14907.78	2.517E+08	1.678E+06	1.869E+06	129.93	4742.78	5.50	9.50

Relazione di calcolo pensiline di copertura scale

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN1A	20	D26CL	SL10 00 00 002	A	64 di 71

### Definizione delle caratteristiche geometriche e meccaniche della piastra di base e dei tirafondi

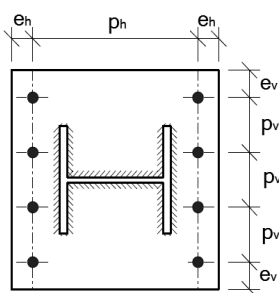
Resistenza a snervamento dell'acciaio della piastra di base	$f_{y, bp} =$	275.00 MPa
Resistenza ultima dell'acciaio della piastra di base	$f_{u, bp} =$	430.00 MPa
Resistenza ultima dell'acciaio dei tirafondi	$f_{ub} =$	430.00 MPa
Coefficiente di sicurezza relativo ai tirafondi e saldature	$\gamma_{M2} =$	1.25

### PROGETTO E VERIFICA DELLE PIASTRE DI BASE: NTC e EN 1993 - 1 - 8

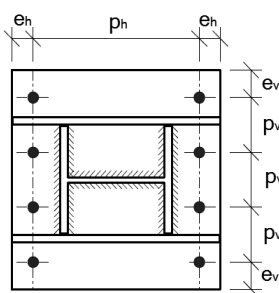
Altezza della piastra di base	$h_{bp} =$	520.00 mm
Larghezza della piastra di base	$b_{bp} =$	450.00 mm
Spessore della piastra di base	$t_{bp} =$	40.00 mm

Riduzione dovuta allo spessore	$f_{y, bp, rid} =$	275.00 MPa
	$f_{u, bp, rid} =$	430.00 MPa

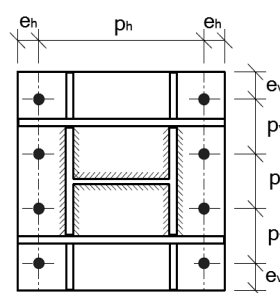
Diametro del bullone	$d =$	30.00 mm
Area della porzione filettata del gambo	$A_s =$	561.00 mm <sup>2</sup>
Numero di bulloni per ciascun lato della piastra di base	$n =$	3
Distanza verticale dal bordo della piastra	$e_v =$	45.00 mm
Distanza orizzontale dal bordo della piastra	$e_h =$	52.00 mm
Passo verticale	$p_v =$	180.00 mm
Passo orizzontale	$p_h =$	416.00 mm



**Tipo 1**



**Tipo 2**



**Tipo 3**

Tipologia della piastra di base

**1**

*Piastra di base priva di irrigidimenti*

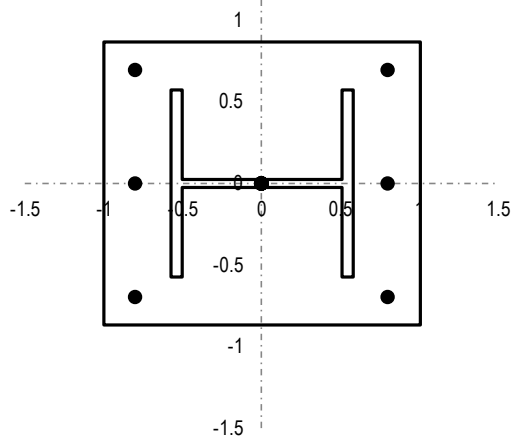
Spessore degli irrigidimenti longitudinali	$t_{l, s} =$	20.00 mm
Spessore degli irrigidimenti trasversali	$t_{t, s} =$	20.00 mm
Altezza di gola delle saldature degli irrigidimenti longitudinali	$a_{w, Ls} =$	0.00 mm
Altezza di gola delle saldature degli irrigidimenti trasversali	$a_{w, Ts} =$	0.00 mm
	$d_0 =$	33.00 mm

$t_{T, s} \geq t_{f, c} \longrightarrow$



Relazione di calcolo pensiline di copertura scale

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN1A	20	D26CL	SL10 00 00 002	A	65 di 71



Verifica dei parametri geometrici		
$e_{v,lim}$	39.6	200.00 mm
$e_{h,lim}$	39.6	200.00 mm
$p_{v,lim}$	72.6	200.00 mm
$e_v$	OK	OK
$e_h$	OK	OK
$p_v$	OK	OK

## PROGETTO E VERIFICA DELLE PIASTRE DI BASE: NTC e EN 1993 - 1 - 8

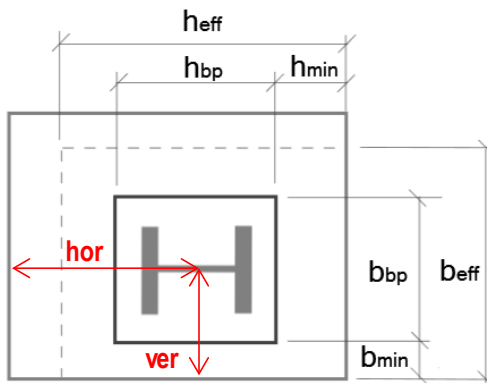
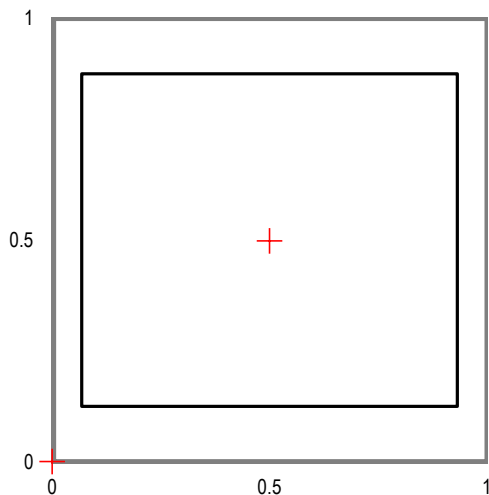
### RESISTENZA A COMPRESSIONE PURA

Spessore minimo della malta di allettamento

Resistenza minima della malta di allettamento

Posizione della piastra di base rispetto alla fondazione

$h_{g,min}$	=	50.00 mm
$f_{g,min} = (0.2f_{cd}; f_{cd})$	=	3.40 MPa
hor	=	0.30 m
ver	=	0.30 m



Distanza orizzontale minima tra la piastra ed il bordo della fondazione

Distanza verticale minima tra la piastra ed il bordo della fondazione

Fattore di incremento di resistenza calcolato analiticamente

Fattore di incremento di resistenza definito dall'utente

$h_{min}$	=	0.04 m
$b_{min}$	=	0.08 m
$\alpha$	=	1.15
$\alpha_{UTENTE}$	=	1.15
$\beta_j$	=	0.67

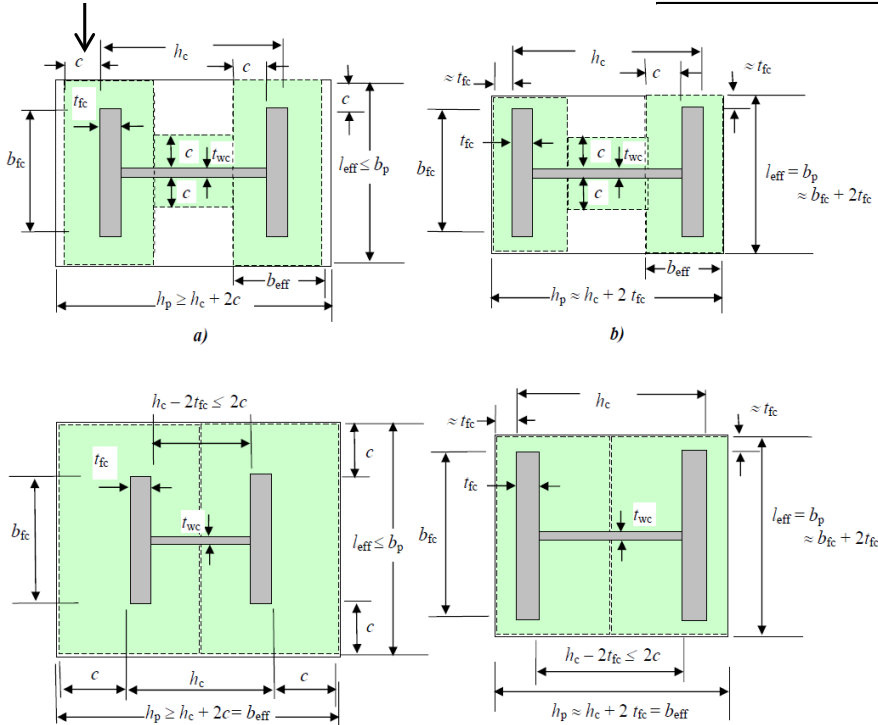
Resistenza di calcolo della fondazione

$$f_{jd} = \beta_j \alpha_{UTENTE} f_{cd} \quad f_{jd} = 13.03 \text{ MPa}$$

Larghezza di contatto

$$c = 103.52 \text{ mm}$$

$$c = t_{bp} [f_{v, bp, rid} / (3 f_{jd} \gamma_{MO})]^{0.5}$$



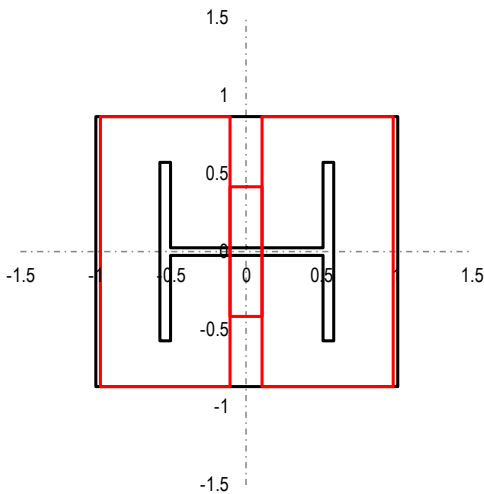
### PROGETTO E VERIFICA DELLE PIASTRE DI BASE: NTC e EN 1993 - 1 - 8

Dimensioni efficaci dell'elemento T - stub relativo all'ala della colonna

$L_{eff,T,f}$	450.00 mm
$B_{eff,T,f,ext}$	103.52 mm
$B_{eff,T,f,int}$	103.52 mm
<b><math>A_{eff,T,f}</math></b>	<b>1.02E+05</b> mm <sup>2</sup>

Dimensioni efficaci dell'elemento T - stub relativo all'anima della colonna

$L_{eff,T,w}$	218.05 mm
$B_{eff,T,w}$	54.95 mm
<b><math>A_{eff,T,w}</math></b>	<b>1.20E+04</b> mm <sup>2</sup>



Area complessiva resistente a compressione

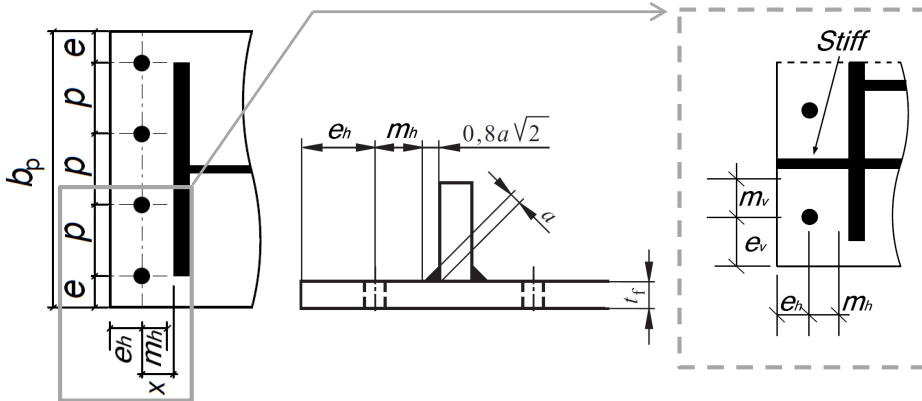
<b><math>A_{eff}</math></b>	<b>2.15E+05</b> mm <sup>2</sup>
-----------------------------	---------------------------------

Resistenza a compressione pura

$$N_{C,Rd} = A_{eff} f_{cd}$$

<b><math>N_{C,Rd}</math></b>	<b>2807.72</b> kN
------------------------------	-------------------


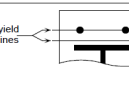
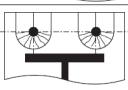
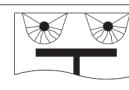
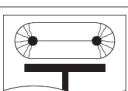

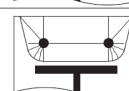
**RESISTENZA A TRAZIONE PURA**



Distanza orizzontale tra il bordo della piastra ed il baricentro del tirafondo	$e_h =$	52.00 mm
Distanza orizzontale tra il baricentro del tirafondo e l'ala della colonna	$x_h =$	58.00 mm
	$m_h =$	47.25 mm
Distanza verticale tra il bordo della piastra ed il baricentro del tirafondo	$e_v = e$	45.00 mm
Distanza verticale tra il baricentro del tirafondo e l'irrigidimento longitudinale	$x_v =$	10.00 mm
	$m_v =$	10.00 mm
Passo verticale tra i tirafondi	$p_v = p$	180.00 mm

**PROGETTO E VERIFICA DELLE PIASTRE DI BASE: NTC e EN 1993 - 1 - 8**

**Determinazione delle lunghezze efficaci per il calcolo della resistenza a flessione della piastra di base**

Circular patterns		Non-circular patterns	
	Circular yielding $\ell_{eff,cp} = 2\pi m_x$		Double curvature $\ell_{eff,nc} = \frac{b_p}{2}$
	Individual end yielding $\ell_{eff,cp} = \pi m_x + 2e_x$		Individual end yielding $\ell_{eff,nc} = 4m_x + 1.25e_x$
	Circular group yielding $\ell_{eff,cp} = \pi m_x + w$		Corner yielding $\ell_{eff,nc} = 2m_x + 0.625e_x + e$
			Group end yielding $\ell_{eff,nc} = 2m_x + 0.625e_x + \frac{w}{2}$

**Tipologia della piastra di base: 1**

Numero di tirafondi per ciascun lato della piastra	$n =$	3
Percorso di snervamento circolare	$L_{eff,cp_1} =$	890.68 mm
Percorso di snervamento circolare individuale con coinvolgimento del bordo	$L_{eff,cp_2} =$	757.34 mm
Percorso di snervamento circolare di gruppo	$L_{eff,cp_3} =$	1016.89 mm
Percorso di snervamento non circolare con doppia curvatura	$L_{eff,nc_1} =$	450.00 mm
Percorso di snervamento non circolare individuale e coinvolgimento del bordo	$L_{eff,nc_2} =$	762.02 mm
Percorso di snervamento non circolare individuale e coinvolgimento d'angolo	$L_{eff,nc_3} =$	603.27 mm
Percorso di snervamento non circolare di gruppo	$L_{eff,nc_4} =$	614.01 mm
	$L_{eff,min} =$	450.00 mm

## PROGETTO E VERIFICA DELLE PIASTRE DI BASE: NTC e EN 1993 - 1 - 8

### Tipologia della piastra di base: 3

Coefficiente  $\alpha$  ( $\alpha$  compreso tra 4.45 e 8.00)

Coefficienti  $\lambda$  per la determinazione del fattore  $\alpha$  di piastra nervata

$$\lambda_{1,lim} = \frac{1.25}{(\alpha - 2.75)} \quad \lambda_1^* = \lambda_{1,lim} + (1 - \lambda_{1,lim}) \left( \frac{(\lambda_{2,lim} - \lambda_2)}{\lambda_{2,lim}} \right)^{0.185\alpha^{1.785}}$$

$$\lambda_{2,lim} = \frac{\alpha \lambda_{1,lim}}{2}$$

Percorso di snervamento non circolare di gruppo

Percorso di snervamento non circolare di gruppo

$\alpha =$	8.80
$\lambda_1 =$	0.48
$\lambda_2 =$	0.10
$\lambda_{1,lim} =$	0.21
$\lambda_{2,lim} =$	0.91
$\lambda_1^* =$	0.48
$L_{eff,nc,3} =$	437.76 mm
$L_{eff,nc,4} =$	437.76 mm
$L_{eff,min} =$	437.76 mm

### Resistenza a flessione della piastra

Lunghezza efficace per il calcolo della resistenza a flessione della piastra

$$L_{eff,min} = 450.00 \text{ mm}$$

Momento plastico per modo di collasso senza sviluppo di forze di contatto

$$M_{pl,1,2,Rd} = 47.14 \text{ kNm}$$

Resistenza a trazione per flessione della piastra di base

$$F_{T,1+2,Rd} = 997.69 \text{ kN}$$

### Resistenza a trazione dei tirafondi

Numero dei tirafondi per ciascun lato

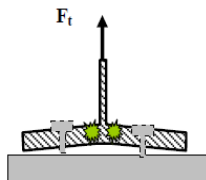
$$n = 3$$

Resistenza a trazione del singolo tirafondo

$$F_{t,Rd} = 174 \text{ kN}$$

Resistenza per collasso dei tirafondi

$$F_{T,3,Rd} = 521.06 \text{ kN}$$

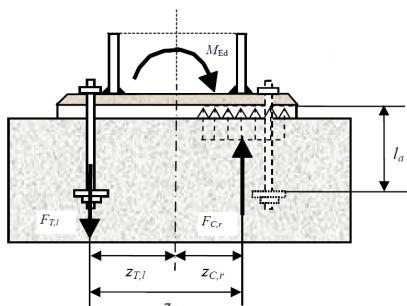


Resistenza a trazione pura

$$N_{T,Rd} = -2\min(F_{1,2}; F_3)$$

$$N_{T,Rd} = -1042.11 \text{ kN}$$

### RESISTENZA A FLESSIONE PURA



Resistenza a compressione al di sotto della singola ala della colonna

$$F_{C,Rd} = 1325.78 \text{ kN}$$

Resistenza a trazione per flessione piastra o trazione tirafondi

$$F_{T,Rd} = 521.06 \text{ kN}$$

$$F_{min,Rd} = 521.06 \text{ kN}$$

Braccio di leva tra la risultante di compressione e quella di trazione

$$z = 348.50 \text{ mm}$$

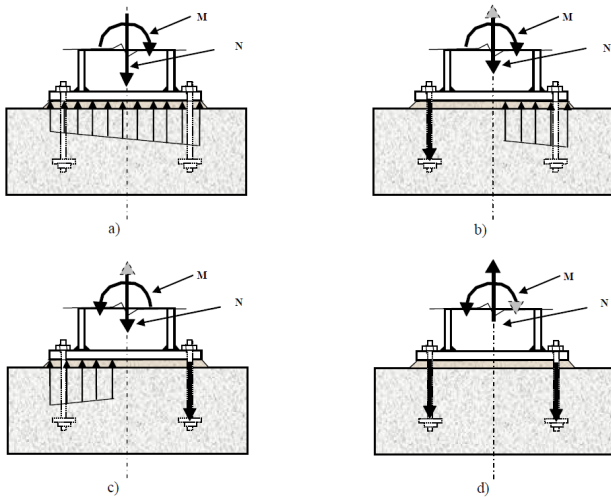
Resistenza a flessione pura

$$M_{0,Rd} = F_{min,Rd} z$$

$$M_{0,Rd} = 181.59 \text{ kNm}$$

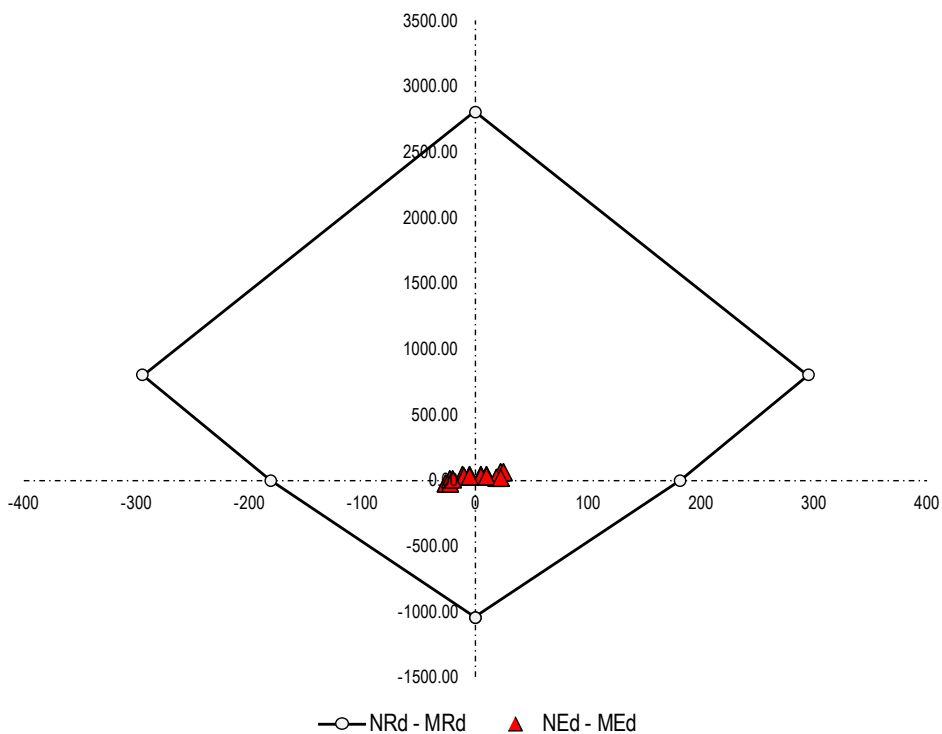
## PROGETTO E VERIFICA DELLE PIASTRE DI BASE: NTC e EN 1993 - 1 - 8

### RESISTENZA A PRESSO FLESSIONE



Braccio di leva della risultante delle compressioni rispetto a metà piastra	$z_c =$	140.50 mm
Braccio di leva della risultante delle trazioni rispetto a metà piastra	$z_t =$	208.00 mm
<b>Resistenza assiale</b>	$N_{Rd} = F_{C,Rd} - F_{T,Rd}$	<b><math>N_{Rd} = 804.72</math> kN</b>
<b>Resistenza a flessione</b>	$M_{Rd} = F_{C,Rd}(z_c) - F_{T,Rd}(-z_t)$	<b><math>M_{Rd} = 294.65</math> kNm</b>

### Dominio di resistenza della Piastra di Base

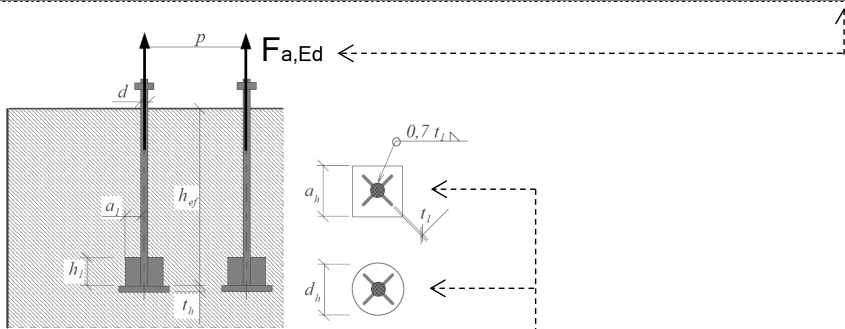


## PROGETTO E VERIFICA DELLE PIASTRE DI BASE: NTC e EN 1993 - 1 - 8

### RESISTENZA DEL SISTEMA DI ANCORAGGIO

Sollecitazione di progetto su ciascun sistema di ancoraggio

$F_{a,Ed} = 173.69 \text{ kN}$



Tipologia della rosetta di ancoraggio

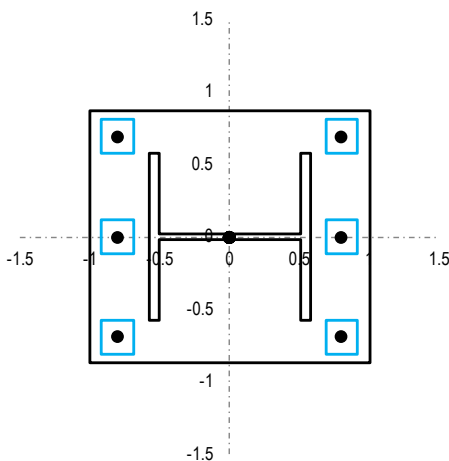
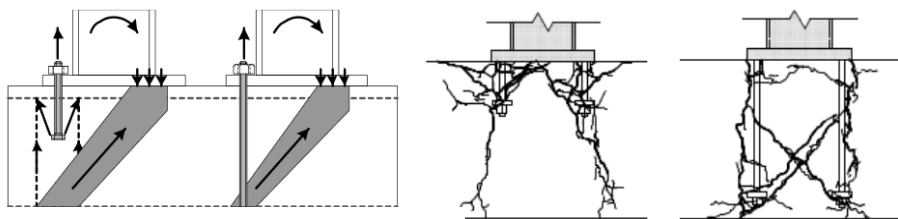
Lato o diametro della rosetta di ancoraggio

Altezza efficace del tirafondo o ancorante

Spessore della rosetta di ancoraggio

Area della sezione della testa dell'ancoraggio

Type =	<b>Q</b>	-
$a_h$ o $d_h$ =	60.00	mm
<i>altezza idonea</i> $h_{eff}$ =	200.00	mm
$t_h$ =	20.00	mm
$A_h$ =	2893.14	mm <sup>2</sup>



### NOTA

La resistenza dell'ancoraggio è valutata in accordo con l'ANNESSO C relativo alla Norma ETAG 2010

### Coefficienti di sicurezza

Coefficiente parziale di sicurezza per il calcestruzzo compresso

$\gamma_c = 1.50$

Coefficiente parziale di sicurezza per il calcestruzzo teso

$\gamma_1 = 1.20$

Coefficiente parziale di sicurezza per il grado di sicurezza di installazione

$\gamma_2 = 1.20$

Relazione di calcolo pensiline di copertura scale

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN1A	20	D26CL	SL10 00 00 002	A	71 di 71

## PROGETTO E VERIFICA DELLE PIASTRE DI BASE: NTC e EN 1993 - 1 - 8

Coefficiente parziale di sicurezza per l'ancoraggio	$\gamma_{Mc} =$	2.16 -
Altezza efficace ridotta in ragione delle reali distanze dai bordi	$h_{ef}' =$	338.67 mm
Resistenza iniziale di un ancorante posto in calcestruzzo non fessurato	$N_{0,Rk,c} =$	272.96 kN
Distanza orizzontale minima dell'ancorante dal bordo della fondazione	$c_{h,min} =$	92.00 mm
Distanza verticale minima dell'ancorante dal bordo della fondazione	$c_{v,min} =$	120.00 mm
Distanza orizzontale massima dell'ancorante dal bordo della fondazione	$c_{h,max} =$	508.00 mm
Distanza verticale massima dell'ancorante dal bordo della fondazione	$c_{v,max} =$	480.00 mm
Interasse necessario per garantire la resistenza caratteristica a trazione	$s_{cr,N} =$	600.00 mm
	$s_{cr,N}' =$	1016.00 mm
Distanza dal bordo per garantire la resistenza caratteristica a trazione	$c_{cr,N} =$	300.00 mm
	$c_{cr,N}' =$	508.00 mm
Area di un ancorante singolo senza effetti di interassi e distanze dai bordi	$A_{0,c,N}' =$	1.03E+06 mm <sup>2</sup>
Area effettiva di un ancorante singolo sulla superficie di calcestruzzo	$A_{c,N}' =$	3.60E+05 mm <sup>2</sup>
Rapporto tra l'area effettiva e l'area ideale del singolo ancorante	$A_N/A_{N0} =$	0.35 -
Fattore che tiene in conto degli effetti di bordo	$\Psi_{s,N} =$	0.75 -
Fattore che tiene in conto dell'effetto dell'armatura	$\Psi_{re,N} =$	1.00 -
Fattore che tiene in conto dell'effetto dell'eccentricità	$\Psi_{ec,N} =$	1.00 -
Fattore che tiene in conto della fessurazione del calcestruzzo	$\Psi_{ucr,N} =$	1.00 -
<b>Resistenza per collasso del cono di calcestruzzo</b>	<b><math>N_{Rd,c} =</math></b>	<b>11.08 kN</b>
$N_{Rd,c} = (N_{0,Rk,c} (A_{c,N}/A_{0,c,N}) \Psi_{s,N} \Psi_{re,N} \Psi_{ec,N} \Psi_{ucr,N}) / (n \gamma_{Mc})$		
<b>Resistenza al fenomeno del pull - out</b>	<b><math>N_{Rd,p} =</math></b>	<b>297.35 kN</b>
$N_{Rd,p} = (6 A_h R_{ck} \Psi_{ucr,N}) / \gamma_{Mc}$		
<b>Verifica dell'ancoraggio</b>	<b><math>\rho_{anchor} =</math></b>	<b>✗ 15.67 -</b>
<b>Si rende necessaria l'introduzione di apposita armatura per scongiurare l'effetto della rottura conica del cls</b>		

### ARMATURA NECESSARIA PER L'ANCORAGGIO

Sollecitazione sull'armatura di ciascun ancoraggio	$\Delta F_{a,Ed} =$	162.60 kN
Resistenza a snervamento dell'acciaio d'armatura	$f_{yk} =$	450.00 MPa
Coefficiente di sicurezza relativo all'acciaio d'armatura	$\gamma_s =$	1.15 -
<b>Resistenza di calcolo a trazione</b>	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$	<b>391.30 MPa</b>
<b>Armatura necessaria per evitare lo sfilamento del tirafondo</b>	<b><math>A_{s,min} =</math></b>	<b>415.54 mm<sup>2</sup></b>
Diametro dell'armatura scelto per equilibrare la trazione	$\phi =$	12.00 mm
<b>Numero minimo di ferri attorno a ciascun ancoraggio</b>	<b><math>n_{f,min} =</math></b>	<b>3.67 -</b>
Numero di ferri d'armatura effettivamente disposti attorno all'ancoraggio	$n_f =$	4.00 OK