

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



DIREZIONE TECNICA

S.O. PROGETTAZIONE INTEGRATA SUD
PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICA ECONOMICA ARRICCHITO

LINEA SALERNO - PONTECAGNANO AEROPORTO
COMPLETAMENTO METROPOLITANA DI SALERNO
NUOVA FERMATA A SERVIZIO DELL'AREA ASI DI SALERNO

INTERVENTI FERMATA ASI
FABBRICATI VIAGGIATORI
Pensiline ingresso viaggiatori
Relazione di predimensionamento: Pensilina tipo A2

SCALA:

-

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

NN2G 00 D 78 CL FV06A0 002 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione esecutiva	E.Sellari 	05.12.2022	R.DeDonato 	05.12.2022	M.Leogrande 	05.12.2022	F.Sacchi 05.12.2022

n. Elab.: 78_20

NN2G00D78CLFV06A0002A

ITALFERR SpA
Gruppo Ferrovie dello Stato
Direzione Tecnica
Progettazione Integrata e Field Engineering
Dott. Ing. Francesco Sacchi
Ordine degli Ingegneri Prov. di Roma n. 23172 Str. 2

INDICE

1. GENERALITA'	3
1.1. PREMESSA	3
1.2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	4
1.3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	5
2. CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO	6
3. ANALISI DEI CARICHI	7
3.1. PESO PROPRIO DELLA STRUTTURA.....	7
3.2. CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI.....	7
3.3. CARICO VARIABILE SULLA COPERTURA	7
3.4. AZIONE TERMICA	8
3.5. CARICO DELLA NEVE SULLA COPERTURA.....	8
3.6. AZIONE DEL VENTO	9
3.7. PRESSIONE AERODINAMICA DOVUTA AL PASSAGGIO DEI TRENI	16
3.8. AZIONE SISMICA	18
3.9. URTI DA TRAFFICO FERROVIARIO.....	21
4. COMBINAZIONI DI CARICO	21
5. MODELLAZIONE STRUTTURALE	25
5.1. CODICE DI CALCOLO.....	25
5.1. DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO	25
5.2. AFFIDABILITÀ DEI CODICI DI CALCOLO	26
5.3. MODALITÀ DI PRESENTAZIONE DEI RISULTATI.....	26
5.4. INFORMAZIONI GENERALI SULL'ELABORAZIONE	26
5.5. GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI.....	26
6. RISULTATI DELLE ANALISI E SOLLECITAZIONI	27
6.1. RISULTATI DELL'ANALISI MODALE.....	27
6.1. DIAGRAMMA DELLE CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE.....	29
7. VERIFICHE DI RESISTENZA E DEFORMABILITA'	37
7.1. VERIFICHE DI RESISTENZA DELLE COLONNE (HEA 240)	37
7.2. VERIFICHE DI RESISTENZA E DEFORMABILITA' DELLE TRAVI (UPN 240/6)	40
7.1. VERIFICHE DI RESISTENZA E DEFORMABILITA' DEGLI ARCARECCI (IPE 180)43	
8. VERIFICHE ALL'INTERFACCIA PIASTRA - FONDAZIONE	46

STAZIONE ASI Pensilina di banchina: Relazione di calcolo tipo A2	COMMESSA NN2G	LOTTO 00	CODIFICA D 78	DOCUMENTO CL.FV06A0.002	REV. A	FOGLIO 3 di 53
---	------------------	-------------	------------------	----------------------------	-----------	-------------------

1. GENERALITA'

Tra i vari interventi necessari, per la realizzazione della Stazione ASI facente parte della linea di completamento della metropolitana di Salerno, si prevede la realizzazione delle seguenti pensiline metalliche di stazione:

- tipo A1 (L=56.00m), a servizio del binario pari della Ferrovia;
- tipo A2 (L=20.00m), a servizio del binari pari della Ferrovia (in continuità con la pensilina Tipo A1);
- tipo A3 (L=57.50m), a servizio del nuovo binario della Metropolitana;

Il presente documento costituisce relazione di calcolo strutturale delle strutture in elevazione della **pensilina tipo A2**.

1.1. PREMESSA

La pensilina in oggetto è divisa in campi da 6.00m delimitati dalle travi principali.

Le colonne sono costituite da profili HEA240 posizionati a interasse di 6.00m nella direzione parallela ai binari ed ad interasse variabile da campo a campo pari a 3.20m, 3.60m, 3.80m nella direzione perpendicolare ai binari; l'asse "forte" dei profili è perpendicolare ai binari.

Le colonne e le travi sono connesse nella direzione longitudinale da un'orditura secondaria di copertura disposta parallelamente al binari e composta da profili IPE180 su cui grava un'ulteriore orditura terziaria composta da due profili UPN120, a cui sono collegati i pannelli di copertura.

Nel modello strutturale riportato nel seguito non è stata tenuta in conto l'orditura terziaria, in quanto significativa solo dal punto di vista architettonico. Più precisamente è stata tenuta in conto solo come "ostacolo" allo sbandamento laterale degli arcarecci per la verifica di instabilità.

Nella direzione trasversale le colonne sono collegate mediante due profili UPN240 ad interasse 6.00m disposti in adiacenza alle colonne stesse e aventi sbalzi di estremità pari a circa 0.95m.

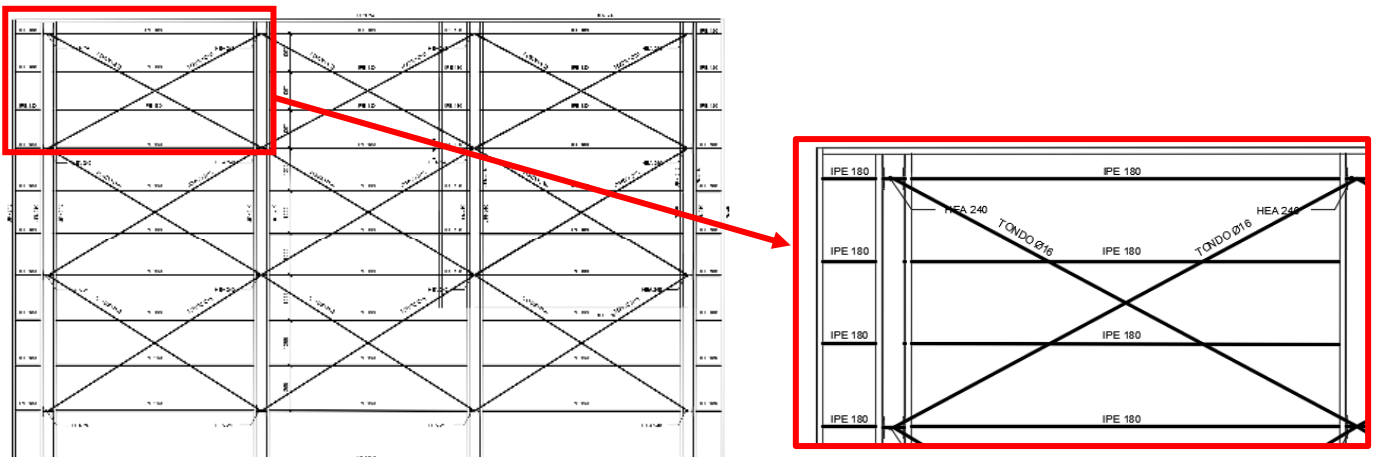
La chiusura perimetrale della copertura è realizzata con profili UPN 240.

La dimensione in pianta nella direzione ortogonale ai binari, riferita alla scossalina di finitura della copertura, è di 12.50m; la distanza tra estradosso delle piastre di base delle colonne e intradosso delle travi è di circa 3.95m.

Ciascuna colonna presenta alla base una piastra $\neq 20 \times 560 \times 560$ opportunamente irrigidita attraverso la quale viene connessa, con n°6 tirafondi M24 cl. 8.8, al manufatto di fondazione.

Per quanto riguarda la verifica degli elementi di fondazione si rimanda ad una fase successiva della progettazione.

La copertura può essere considerata costituita da falde multiple (3 falde) di dimensioni differenti, una sul lato binari di lunghezza 3,20m che nel seguito verrà denominata "Falda Lato Ferrovia" (da 1° fila pilastri a 2° fila pilastri), una centrale di lunghezza 3,60m che nel seguito verrà denominata "Falda Centrale" (da 2° fila pilastri a 3° fila pilastri) e una sul lato opposto alla ferrovia di lunghezza 3,80m che nel seguito verrà denominata "Falda Lato Percorso di Servizio" (da 3° fila pilastri a 4° fila pilastri). Tutti i campi di tutte le falde sono controventanti mediante tiranti $\phi 16$ disposti a croce.



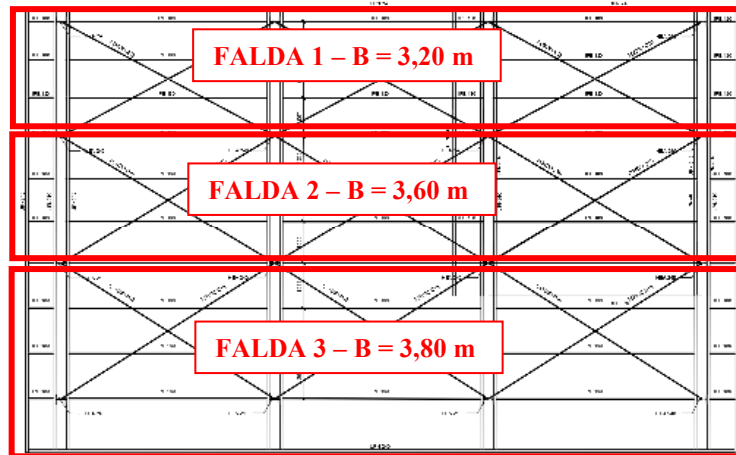


Fig. 1 – Planimetria con particolare orditura di copertura e individuazione falde

1.2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La progettazione è conforme alle normative vigenti nonché alle istruzioni dell'Ente FF.SS.

I calcoli e le disposizioni esecutive sono conformi alle norme attualmente in vigore e nel seguito elencate:

- [1] *DM 17 gennaio 2018 - Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»*
- [2] *Circolare 21 gennaio 2019 n. 7 C.S.LL.PP. - Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018*
- [3] *Istruzione RFI DTC SI PS MA IFS 001 B - Manuale di Progettazione delle Opere Civili.*
- [4] *Istruzione RFI DTC SI PS MA IFS 001 B - Manuale di Progettazione delle Opere Civili - Parte II - Sezione 2 – Ponti e Strutture*
- [5] *Istruzione RFI DTC SI CS MA IFS 002 B - Manuale di Progettazione delle Opere Civili - Parte II - Sezione 5 – Prescrizioni per marciapiedi e pensiline delle stazioni ferroviarie a servizio dei viaggiatori*
- [6] *Regolamento (UE) N.1299/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema “infrastruttura” del sistema ferroviario dell’Unione europea*
- [7] *Eurocodice 3: Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 1.1: Regole generali e regole per gli edifici*
- [8] *UNI EN 11104 marzo 2004 – “Calcestruzzo: specificazione. prestazione. produzione e conformità” Istruzioni complementari per l'applicazione delle EN 206-1*
- [9] *UNI EN 206-1 ottobre 2006 – “Calcestruzzo: specificazione. prestazione. produzione e conformità”*
- [10] *UNI EN 1992-1-1 (Eurocodice 2) – Novembre 2005: “Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1:Regole generali e regole per edifici”*
- [11] *UNI EN 1998-5 (Eurocodice 8) – Gennaio 2005: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni. strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”*

1.3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

- ACCIAIO PER CARPENTERIA METALLICA: S275**

Tab. 4.2.I – Laminati a caldo con profili a sezione aperta piani e lunghi

Norme e qualità degli acciai	Spessore nominale "t" dell'elemento			
	t ≤ 40 mm		40 mm < t ≤ 80 mm	
	f _{yk} [N/mm ²]	f _{tk} [N/mm ²]	f _{yk} [N/mm ²]	f _{tk} [N/mm ²]
UNI EN 10025-2				
S 235	235	360	215	360
S 275	275	430	255	410
S 355	355	510	335	470
S 450	440	550	420	550
UNI EN 10025-3				
S 275 N/NL	275	390	255	370
S 355 N/NL	355	490	335	470
S 420 N/NL	420	520	390	520
S 460 N/NL	460	540	430	540
UNI EN 10025-4				
S 275 M/ML	275	370	255	360
S 355 M/ML	355	470	335	450
S 420 M/ML	420	520	390	500
S 460 M/ML	460	540	430	530
S460 Q/QL/QL1	460	570	440	580
UNI EN 10025-5				
S 235 W	235	360	215	340
S 355 W	355	510	335	490

Nel seguito le verifiche sono state svolte a favore di sicurezza con S275.

- ACCIAIO PER BULLONI E DADI**

Bulloni del tipo "ad alta resistenza" ai sensi del DM 2018

Viti secondo EN 14399-4

Dadi secondo EN 14399-4

Rondelle (Rosette) EN 14399-6

Piastrine secondo UNI 5715 - 5716

La classe del bullone sarà selezionata in funzione del tipo di giunto da realizzare. In particolare, per giunti con bulloni a taglio:

Viti di classe 8.8 UNI EN ISO 898 - 1

Dadi di classe 8 UNI EN 20898 -2

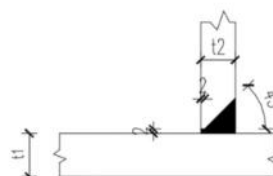
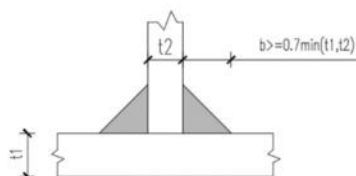
- SALDATURE**

Procedimenti di saldatura omologati e qualificati (tipo automatico ad arco sommerso o altri che verranno concordati e accettati dall'Ente Appaltante) conformi a DM 2018 e al capitolato RFI DTC SI PS SP IFS 001 A.

Tutti gli elementi lavorati dovranno essere controllati ed accettati in accordo alla istruzione UNI EN 1090-2 (classe di esecuzione exc3).

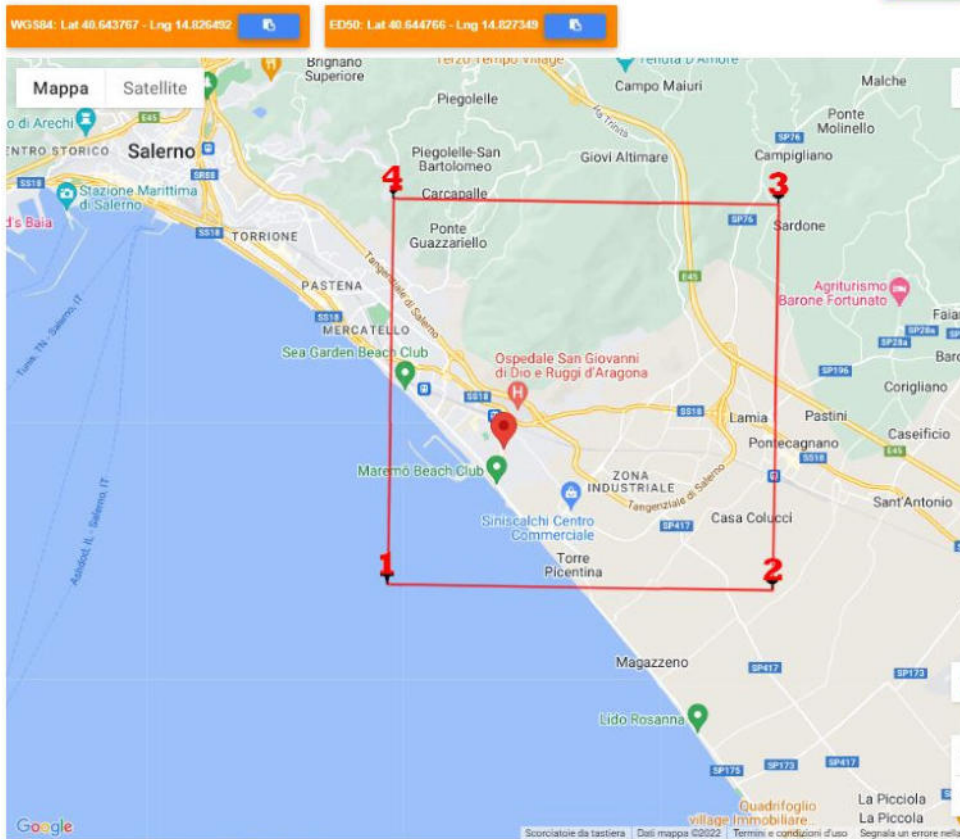
Saldature cordone d'angolo

Saldature a piena penetrazione



Saldature tipiche

2. CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO



Ubicazione dell'opera

Stati limite

Classe Edificio

III. Affollamento significativo...

Vita Nominale: 50

Interpolazione: Media ponderata

CU = 1.5

Stato Limite	Tr [anni]	a_g [g]	Fo	Tc* [s]
Operatività (SLO)	45	0.044	2.393	0.315
Danno (SLD)	75	0.054	2.446	0.348
Salvaguardia vita (SLV)	712	0.114	2.669	0.460
Prevenzione collasso (SLC)	1462	0.138	2.761	0.493

Periodo di riferimento per l'azione sismica: 75

Gli altri parametri utilizzati per definire le azioni sismiche sono:

- categoria di sottosuolo: E;
- categoria topografica: T1.

3. ANALISI DEI CARICHI

Si riportano di seguito i carichi utilizzati per il calcolo delle sollecitazioni e degli spostamenti della struttura in esame.

3.1. PESO PROPRIO DELLA STRUTTURA

Il peso proprio dei differenti elementi strutturali viene calcolato automaticamente dal programma di calcolo utilizzato una volta assegnate le sezioni e i materiali opportuni.

3.2. CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI

Di seguito si riportano i carichi permanenti non strutturali considerati nelle analisi. Si sono ipotizzati i seguenti elementi costituenti la copertura:

- Pannelli di copertura 0.20 kN/mq
- Impermeabilizzazione e finitura 0.10 kN/mq
- Impianti 0.50 kN/mq
- Predisposizione Controsoffitto 0.50 kN/mq
- Predisposizione Pannelli fotovoltaici 0.20 kN/mq

Il totale dei permanenti in copertura è pari a **1.50 kN/mq**.

3.3. CARICO VARIABILE SULLA COPERTURA

Trattandosi di copertura accessibile per sola manutenzione e riparazione (categoria H), si considera un sovraccarico di **0.5 kN/mq**.

Cat.	Ambienti	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
	Coperture			
	Cat. H Coperture accessibili per sola manutenzione e riparazione	0,50	1,20	1,00
H-I-K	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		

3.4. AZIONE TERMICA

Si applica la variazione uniforme di temperatura $\Delta T_u = \pm 25^\circ$.

Tab. 3.5.II – Valori di ΔT_u per gli edifici

Tipo di struttura	ΔT_u
Strutture in c.a. e c.a.p. esposte	$\pm 15^\circ\text{C}$
Strutture in c.a. e c.a.p. protette	$\pm 10^\circ\text{C}$
Strutture in acciaio esposte	$\pm 25^\circ\text{C}$
Strutture in acciaio protette	$\pm 15^\circ\text{C}$

Il coefficiente di dilatazione termica vale $\alpha=0.00001$.

3.5. CARICO DELLA NEVE SULLA COPERTURA

Le azioni della neve sono definite al capitolo 3.4 delle NTC2018.

Il carico provocato dalla neve sulle coperture sarà valutato mediante la seguente espressione:

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

dove:

- q_{sk} è il valore di riferimento del carico della neve al suolo;
- μ_i è il coefficiente di forma della copertura;
- C_E è il coefficiente di esposizione;
- C_t è il coefficiente termico ($C_t = 1$).

Valore di riferimento del carico neve al suolo

Ubicazione dell'opera:

- Zona III (Campania)
 - $a_s \approx 100\text{m}$
- $q_{sk} = 0.60 \text{ kN/m}^2$

Coefficiente di forma

La copertura della pensilina è del tipo a una falda con giacitura orizzontale ($\alpha \approx 0^\circ$).

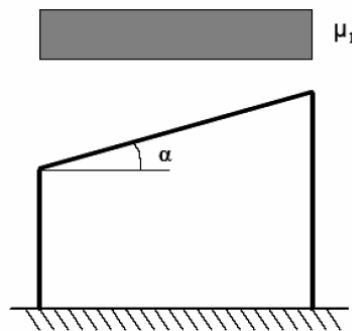


Fig. 3.4.2 - Condizioni di carico per coperture ad una falda

Tab. 3.4.II – Valori del coefficiente di forma

Coefficiente di forma	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_1	0,8	$0,8 \cdot \frac{(60 - \alpha)}{30}$	0,0

Coefficiente di esposizione

 Tab. 3.4.I – Valori di C_E per diverse classi di esposizione

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

In definitiva si ha:

$$q_s = 0.60 \cdot 0.8 \cdot 1.00 \cdot 1.00 = \mathbf{0.48 \text{ kN/m}^2}$$

3.6. AZIONE DEL VENTO

Il vento, la cui direzione si considera generalmente orizzontale, esercita sulle costruzioni azioni che variano nel tempo e nello spazio provocando, in generale, effetti dinamici.

Per le costruzioni usuali tali azioni sono convenzionalmente ricondotte ad azioni statiche equivalenti, costituite da pressioni e depressioni agenti normalmente alle superfici, sia esterne che interne, degli elementi che compongono le costruzioni stesse.

La pressione del vento è data dall'espressione:

$$p = q_r \cdot C_e \cdot C_p \cdot C_d$$

dove:

- q_r è la pressione cinetica di riferimento;
- C_e è il coefficiente di esposizione;
- C_p è il coefficiente di pressione;
- C_d è il coefficiente dinamico ($C_d = 1$).

Pressione cinetica di riferimento

$$q_r = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_r^2$$

dove:

- ρ è la densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a 1.25 kg/m^3 ;
- v_r è la velocità di riferimento del vento:

$$v_r = v_b \cdot C_r$$

con:

- v_b = la velocità base di riferimento (valore medio della velocità del vento su 10 minuti, a 10 m di altezza sul suolo su un terreno pianeggiante e omogeneo di categoria di esposizione II, riferito a un periodo di ritorno $T_R = 50$ anni);
- C_r = coefficiente di ritorno, funzione del periodo di ritorno di progetto T_R ($T_R = 50$ anni $\rightarrow C_r = 1 \rightarrow v_r = v_b$).

Velocità base di riferimento

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

- $v_{b,0}$ è la velocità base di riferimento al livello del mare;
- C_a è il coefficiente di altitudine fornito dalla relazione:

$$C_a = 1 \quad \text{per} \quad a_s \leq a_0$$

$$C_a = 1 + k_s \cdot (a_s / a_0 - 1) \quad \text{per} \quad a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m}$$

dove:

- a_0, k_s sono parametri forniti in funzione della zona in cui sorge la costruzione;
- a_s è l'altitudine sul livello del mare del sito ove sorge la costruzione ($a_s \approx 200 \text{ m s.l.m.}$).

Tab. 3.3.I - Valori dei parametri $v_{b,0}$, a_0 , k_s

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_s
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,40
2	Emilia Romagna	25	750	0,45
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,37
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,36
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,40
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,36
7	Liguria	28	1000	0,54
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,50
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,32

$$\rightarrow v_b = 27 \cdot 1 = 27 \text{ m/s} \quad \rightarrow q_r = \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 27^2 = 455,625 \text{ N/m}^2$$

Coefficiente di esposizione

Il coefficiente di esposizione dipende dall'altezza "z" sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione.

Per altezze sul suolo non maggiori di $z = 200$ m esso è dato dalla formula:

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

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

dove:

- k_r , z_0 , z_{\min} sono assegnati in funzione della categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione;
- c_t è il coefficiente di topografia ($c_t = 1$).

Tab. 3.3.III - Classi di rugosità del terreno

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

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Si può assumere che il sito appartenga alla Classe A o B, purché la costruzione si trovi nell'area relativa per non meno di 1 km e comunque per non meno di 20 volte l'altezza della costruzione, per tutti i settori di provenienza del vento ampi almeno 30°. Si deve assumere che il sito appartenga alla Classe D, qualora la costruzione sorga nelle aree indicate con le lettere a) o b), oppure entro un raggio di 1 km da essa vi sia un settore ampio 30°, dove il 90% del terreno sia del tipo indicato con la lettera c). Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, si deve assegnare la classe più sfavorevole (l'azione del vento è in genere minima in Classe A e massima in Classe D).

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

Tab. 3.3.II - Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione

Categoria di esposizione del sito	K_r	z_0 [m]	z_{min} [m]
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

L'altezza del pensilina sul suolo è di circa 5.50 m, quindi si ha:

$$c_e(z=5.50m) = 0.19^2 \cdot 1 \cdot \ln(5.50/0.05) \cdot [7 + 1 \cdot \ln(5.50/0.05)] \approx 1.93$$

Coefficiente di pressione (o aerodinamico)

Il coefficiente di pressione dipende dalla tipologia della costruzione e dal suo orientamento rispetto alla direzione del vento.

Colonne

Per determinare l'azione del vento sulle colonne si fa riferimento alle indicazioni di cui al § 3.3.4 del CNR-DT 207/2008.

Le azioni aerodinamiche di picco esercitate dal vento su costruzioni ed elementi snelli possono essere espresse mediante una coppia di forze ortogonali f_x e f_y e un momento torcente m_z , per unità di lunghezza, applicati lungo l'asse Z di riferimento della costruzione o dell'elemento, secondo lo schema mostrato nella figura seguente.

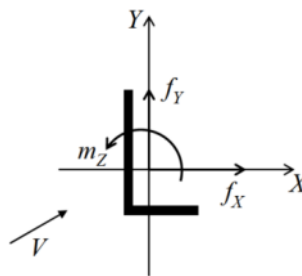


Figura 3.16 – Azioni per unità di lunghezza su costruzioni ed elementi snelli.

$$f_x(z) = q_p(z) \cdot \ell \cdot c_{fX}$$

$$f_y(z) = q_p(z) \cdot \ell \cdot c_{fY}$$

$$m_z(z) = q_p(z) \cdot \ell^2 \cdot c_{mZ}$$

dove:

- z è la quota sul suolo;
- c_{fX} , c_{fY} sono i coefficienti di forza;
- c_{mZ} è il coefficiente di momento;
- ℓ è la dimensione di riferimento associata ai coefficienti c_{fX} , c_{fY} , c_{mZ} ;
- q_p è la pressione cinetica di picco del vento:
 $q_p(z) = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_r^2 \cdot c_e(z)$

I coefficienti di forza e di momento per unità di lunghezza sono forniti dalle relazioni (CNR-DT 207/2008, § G.10):

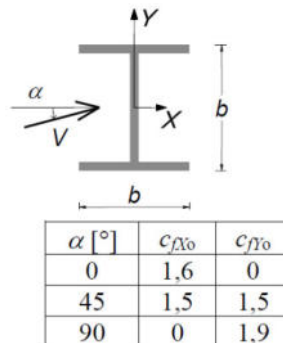
- $C_{fX} = C_{fX0} \cdot \psi_{\lambda}$;
- $C_{fY} = C_{fY0} \cdot \psi_{\lambda}$;
- $C_{mZ} = C_{mZ0} \cdot \psi_{\lambda}$;

dove:

- C_{fX0} , C_{fY0} , C_{mZ0} sono i coefficienti di forza e di momento per unità di lunghezza relativi a strutture ed elementi di lunghezza ideale infinita;
- ψ_{λ} è il coefficiente di snellezza, che tiene in conto gli effetti riduttivi di bordo.

In via cautelativa si assume $\psi_{\lambda} = 1$.

Per la determinazione dei coefficienti C_{fX0} , C_{fY0} , C_{mZ0} si applica il § G.10.5 del CNR-DT 207/2008:



Stralcio Fig. G.50

Per la singola colonna HEB 340 della pensilina in esame si ha pertanto:

- $f_X(z) = \text{cost.} = 455.625 \cdot 1.93 \cdot 0.27 \cdot 1.6 \cdot 10^{-3} = \mathbf{0.37 \text{ kN/m}}$;
- $f_Y(z) = \text{cost.} = 455.625 \cdot 1.93 \cdot 0.28 \cdot 1.9 \cdot 10^{-3} = \mathbf{0.47 \text{ kN/m}}$.

Copertura

La copertura della pensilina può essere considerata, ai fini del calcolo, come costituita da una tettoia a falda multipla, per la quale si applicano le indicazioni di cui ai §§ C3.3.8.2 e C3.3.8.2.3 della CIRC. n. 7/2019 (le stesse indicazioni si trovano nel CNR-DT 207/2008 ai §§ G.6 e G.6.3).

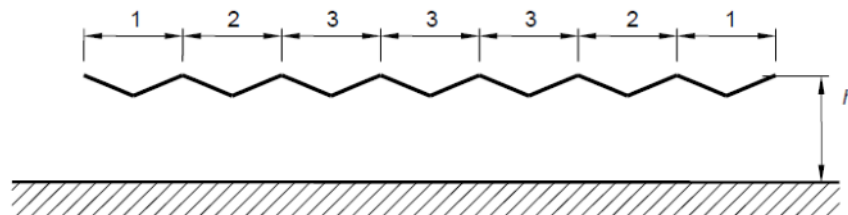


Figura G.30 – Tettoie a falda multipla: individuazione dei vari elementi.

Le suddette istruzioni sono volte a schematizzare l'azione del vento sulle tettoie attraverso forze F ortogonali al piano di ciascuna falda della tettoia. Tali forze sono quantificate mediante coefficienti di forza, C_F , e dalla posizione del loro punto di applicazione.

In primo luogo occorre definire il grado di bloccaggio ϕ , cioè il rapporto tra l'area esposta al vento di un'eventuale ostruzione presente al di sotto della tettoia e l'area totale della superficie ortogonale alla direzione del vento al di sotto della tettoia.

Si identificano due situazioni limite:

- $\phi=0$ corrisponde all'assenza di ostruzioni al di sotto della tettoia (tettoia libera);
- $\phi=1$ corrisponde alla situazione in cui lo spazio al di sotto della tettoia risulti completamente ostruito.

La condizione $\phi=1$ è sostanzialmente diversa da quella prevista per gli edifici in quanto l'eventuale ostruzione può essere offerta anche da elementi che non delimitano completamente e permanentemente lo spazio al di sotto della tettoia.

A valle della massima ostruzione si adotta $\phi=0$.

Le azioni aerodinamiche esercitate dal vento sulle tettoie dipendono fortemente dal grado di bloccaggio in quanto la presenza di un'ostruzione, anche soltanto sul lato sottovento, impedisce il passaggio dell'aria al di sotto della tettoia.

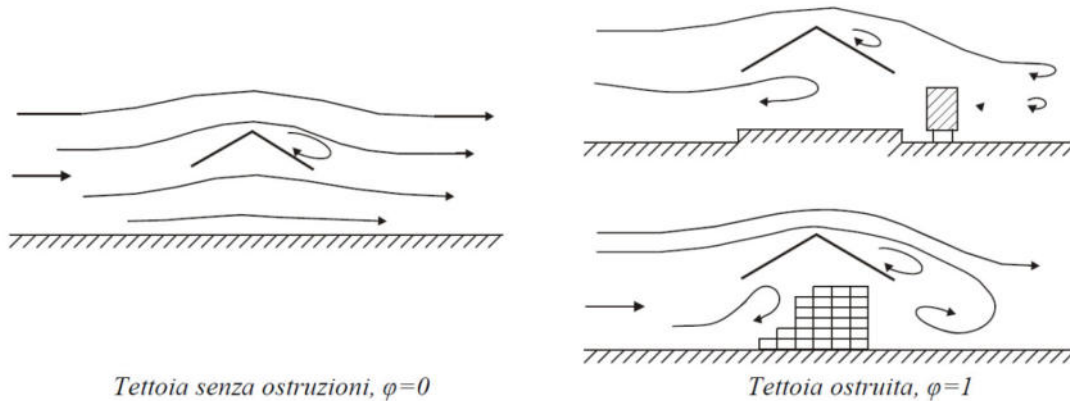


Figura G.25 – Differenze nel flusso dell'aria per tettoie con $\varphi=0$ e $\varphi=1$.

La pensilina oggetto della presente relazione presenta un grado di bloccaggio $\varphi=1$ nella parte antistante il corpo di fabbrica della stazione; nella parte rimanente il grado di bloccaggio può essere pari a 0 o prossimo all'unità rispettivamente in assenza o in presenza di convogli fermi in stazione. Pertanto, nel prosieguo si farà riferimento al grado di bloccaggio che dà luogo alla situazione più gravosa.

Secondo le indicazioni di cui alla CNR-DT 207/2008, per una copertura a falde multiple possono essere utilizzati gli stessi coefficienti di forza del caso a due falde, ma modificando i valori per mezzo di opportuni coefficienti riduttivi riportati nella Tabella G.XIV della CNR di cui sopra e che nel seguito viene riportata:

Tabella G.XIV – Coefficienti riduttivi delle forze per tettoie a falda multipla.

Elemento n.	Posizione	Fattori riduttivi per tutti i valori di φ	
		per $c_F > 0$	per $c_F < 0$
1	Primo campo	1,0	0,8
2	Secondo campo	0,9	0,7
3	Altri campi	0,7	0,7

Il resto della trattazione rimane identico al caso con due falde:

Tabella G.XIII – Coefficienti di forza per tettoie a doppia falda (α in $^\circ$).

Valori positivi	Tutti i valori di φ	$c_F = +0,2 + 0,7 \cdot \alpha /30$	
Valori negativi	$\varphi = 0$	$\alpha \leq 0^\circ$	$c_F = -0,5 + 0,1 \cdot \alpha/10$
		$\alpha \geq 0^\circ$	$c_F = -0,5 - 0,2 \cdot \alpha/10$
	$\varphi = 1$	tutti i valori di α	$c_F = -1,4$

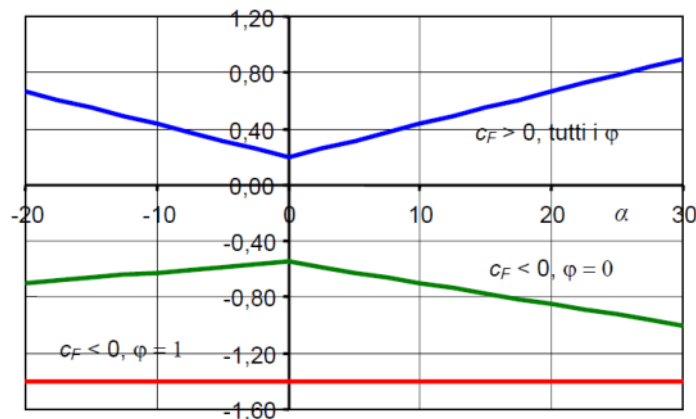


Figura G.28 – Coefficienti di forza per tettoie a doppia falda.

Per il calcolo delle forze negative, cioè in depressione, si fa riferimento alla condizione $\varphi = 1 \rightarrow c_F = -1.40$ (da moltiplicare per l'opportuno coefficiente per falde multiple a seconda della falda considerata). Le forze positive, invece, sono indipendenti dal grado di bloccaggio; poiché le falde hanno una pendenza praticamente nulla, risulta:

$$c_F = +0.2 + 0.7 \cdot |\alpha| / 10 = +0.2 + 0.7 \cdot 0 / 10 = +0.20$$

(da moltiplicare per l'opportuno coefficiente per falde multiple a seconda della falda considerata)

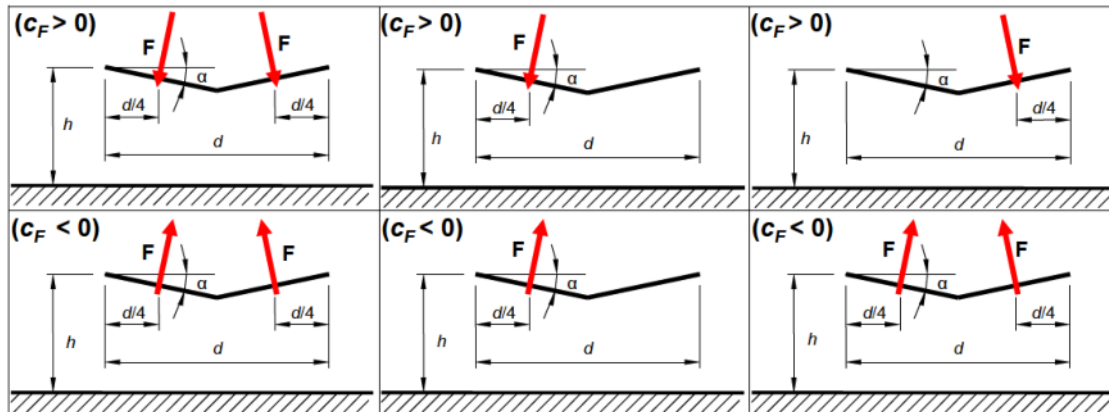


Figura G.29b – Tettoie a doppia falda: posizione del punto di applicazione delle forze risultanti in funzione della direzione della forza – schema per $\alpha < 0^\circ$.

I valori dei coefficienti così ottenuti dovranno poi essere moltiplicati per l'opportuno coefficiente riduttivo per falde multiple a seconda della falda considerata).

Nello specifico si avrà:

Posizione	Coefficienti di forza per falde multiple	
	per $c_F > 0$	per $c_F < 0$
Primo campo	$1 \cdot 0,2 = \mathbf{0,2}$	$0,8 \cdot -1,4 = \mathbf{-1,12}$
Secondo campo	$0,9 \cdot 0,2 = \mathbf{0,18}$	$0,7 \cdot -1,4 = \mathbf{-0,98}$
Terzo campo	$0,7 \cdot 0,2 = \mathbf{0,14}$	$0,7 \cdot -1,4 = \mathbf{-0,98}$

Per il calcolo della tettoia si considerano le condizioni di carico più gravose tra quelle indicate nella Figura G.29b, dove la forza risultante F è data dall'espressione:

$$F = q_p(z=h) \cdot L^2 \cdot c_F$$

con:

- $q_p(z=h) = 455.625 \cdot 1.93 \cdot 10^{-3} = 0.88 \text{ kN/m}^2$ (pressione cinetica di picco);
- L^2 è l'area di ciascuna falda della tettoia;
- c_F è il coefficiente di forza.

Come anticipato nella premessa di tale elaborato la pensilina è costituita da due falde di dimensioni differenti, "Falda Lato Ferrovia" di larghezza 3,62m, e "Falda Lato Percorso di Servizio" di larghezza 4,60m

Si ha:

- **FALDA LATO FERROVIA (Primo campo):**
 $F^{(+)} = +0.88 \cdot 3.20 \cdot 0.20 \cdot 1 = \mathbf{+0.56 \text{ kN/m}}$;
 $F^{(-)} = -0.88 \cdot 3.20 \cdot 1.40 \cdot 0.8 = \mathbf{-3.15 \text{ kN/m}}$.
- **FALDA LATO FERROVIA (Secondo campo):**
 $F^{(+)} = +0.88 \cdot 3.20 \cdot 0.20 \cdot 0.9 = \mathbf{+0.50 \text{ kN/m}}$;
 $F^{(-)} = -0.88 \cdot 3.20 \cdot 1.40 \cdot 0.7 = \mathbf{-2.76 \text{ kN/m}}$.
- **FALDA LATO FERROVIA (Terzo campo):**
 $F^{(+)} = +0.88 \cdot 3.20 \cdot 0.20 \cdot 0.7 = \mathbf{+0.39 \text{ kN/m}}$;
 $F^{(-)} = -0.88 \cdot 3.20 \cdot 1.40 \cdot 0.7 = \mathbf{-2.76 \text{ kN/m}}$.

STAZIONE ASI

Pensilina di banchina: Relazione di calcolo tipo A2

COMMESSA

NN2G

LOTTO

00

CODIFICA

D 78

DOCUMENTO

CL.FV06A0 002

REV.

A

FOGLIO

15 di 53

- FALDA CENTRALE (Primo campo):**
 $F^{(+)} = +0.88 \cdot 3.60 \cdot 0.20 \cdot 1 = +0.63 \text{ kN/m};$
 $F^{(-)} = -0.88 \cdot 3.60 \cdot 1.40 \cdot 0.8 = -3.54 \text{ kN/m}.$
- FALDA CENTRALE (Secondo campo):**
 $F^{(+)} = +0.88 \cdot 3.60 \cdot 0.20 \cdot 0.9 = +0.57 \text{ kN/m};$
 $F^{(-)} = -0.88 \cdot 3.60 \cdot 1.40 \cdot 0.7 = -3.10 \text{ kN/m}.$
- FALDA CENTRALE (Terzo campo):**
 $F^{(+)} = +0.88 \cdot 3.60 \cdot 0.20 \cdot 0.7 = +0.44 \text{ kN/m};$
 $F^{(-)} = -0.88 \cdot 3.60 \cdot 1.40 \cdot 0.7 = -3.10 \text{ kN/m}.$
- FALDA LATO PERCORSO DI SERVIZIO (Primo campo):**
 $F^{(+)} = +0.88 \cdot 3.80 \cdot 0.20 \cdot 1 = +0.67 \text{ kN/m};$
 $F^{(-)} = -0.88 \cdot 3.80 \cdot 1.40 \cdot 0.8 = -3.75 \text{ kN/m}.$
- FALDA LATO PERCORSO DI SERVIZIO (Secondo campo):**
 $F^{(+)} = +0.88 \cdot 3.80 \cdot 0.20 \cdot 0.9 = +0.60 \text{ kN/m};$
 $F^{(-)} = -0.88 \cdot 3.80 \cdot 1.40 \cdot 0.7 = -3.27 \text{ kN/m}.$
- FALDA LATO PERCORSO DI SERVIZIO (Terzo campo):**
 $F^{(+)} = +0.88 \cdot 3.80 \cdot 0.20 \cdot 0.7 = +0.47 \text{ kN/m};$
 $F^{(-)} = -0.88 \cdot 3.80 \cdot 1.40 \cdot 0.7 = -3.27 \text{ kN/m}.$

La suddetta forza F è considerata agente simultaneamente su entrambe le falde oppure soltanto su una di esse.

Per quanto riguarda le azioni orizzontali sulla scossalina perimetrale, di altezza $h \approx 65 \text{ cm}$, si fa riferimento alle indicazioni di cui al § C3.3.8.1.1 della CIRC. n. 7/2019 (le stesse indicazioni si trovano nel CNR-DT 207/2008 al § G.2.2).

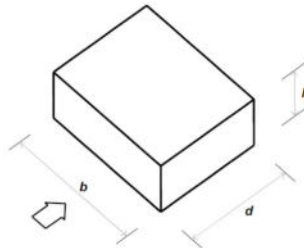


Figura G.1 – Parametri caratteristici di edifici a pianta rettangolare.

Tabella G.I – Edifici a pianta rettangolare: c_{pe} per facce sopravvento, sottovento e laterali.

Faccia sopravvento	Facce laterali	Faccia sottovento
$h/d \leq 1: c_{pe} = 0,7 + 0,1 \cdot h/d$	$h/d \leq 0,5: c_{pe} = -0,5 - 0,8 \cdot h/d$	$h/d \leq 1: c_{pe} = -0,3 - 0,2 \cdot h/d$
$h/d > 1: c_{pe} = 0,8$	$h/d > 0,5: c_{pe} = -0,9$	$1 < h/d \leq 5: c_{pe} = -0,5 - 0,05 \cdot (h/d - 1)$

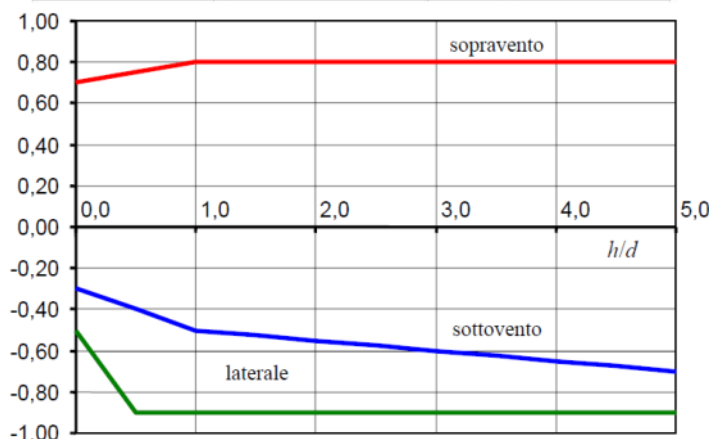


Figura G.2 – Edifici a pianta rettangolare: c_{pe} per facce sopravvento, sottovento e laterali.

STAZIONE ASI

Pensilina di banchina: Relazione di calcolo tipo A2

COMMESSA

NN2G

LOTTO

00

CODIFICA

D 78

DOCUMENTO

CL.FV06A0 002

REV.

A

FOGLIO

16 di 53

$$h/d = 0.65/12.5 = 0.05 < 1$$

Faccia sopravento: $C_{pe} = +0.7 + 0.1 \cdot 0.05 = +0.705$
 $\rightarrow p = +455.625 \cdot 1.93 \cdot 0.705 \cdot 10^{-3} = \mathbf{+0.62 \text{ kN/m}^2}$

Faccia sottovento: $C_{pe} = -0.3 - 0.2 \cdot 0.05 = -0.310$
 $\rightarrow p = -455.625 \cdot 1.93 \cdot 0.310 \cdot 10^{-3} = \mathbf{-0.27 \text{ kN/m}^2}$

Infine, si determina l'azione tangente in copertura per unità di superficie parallela alla direzione del vento, data dall'espressione:

$$p_r = q_r \cdot C_e \cdot C_f$$

Tabella C3.3.XIX - Valori del coefficiente d'attrito

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

L'azione tangente interessa sia l'intradosso che l'estradosso, quindi si ha:

$$p_r = 2 \cdot 455.625 \cdot 1.93 \cdot 0.04 \cdot 10^{-3} = \mathbf{0.07 \text{ kN/m}^2}$$

3.7. PRESSIONE AERODINAMICA DOVUTA AL PASSAGGIO DEI TRENI

Il passaggio dei convogli ferroviari induce sulle superfici situate in prossimità della linea ferroviaria onde di pressione e depressione secondo gli schemi riportati nel seguito.

Tali azioni possono essere schematizzate mediante carichi equivalenti agenti nelle zone prossime alla testa ed alla coda del treno.

I carichi equivalenti sono considerati valori caratteristici delle azioni.

In ogni caso, i valori delle azioni aerodinamiche dovranno essere cumulati con l'azione del vento, secondo le regole riportate nei capitoli della normativa di riferimento relativi alle combinazioni delle azioni.

Pressione orizzontale sulle colonne (§ 5.2.2.6.1 NTC2018)

Valori caratteristici delle azioni q_{1k} per superfici semplici verticali parallele al binario

Legenda

X a_g [m]

Y q_{1k} [kN/m²]

1 Sezione

2 Superficie della struttura

3 Pianta

4 Superficie della struttura

————— $V = 300 \text{ km/h}$

----- $V = 250 \text{ km/h}$

----- $V = 200 \text{ km/h}$

----- $V = 160 \text{ km/h}$

----- $V = 120 \text{ km/h}$

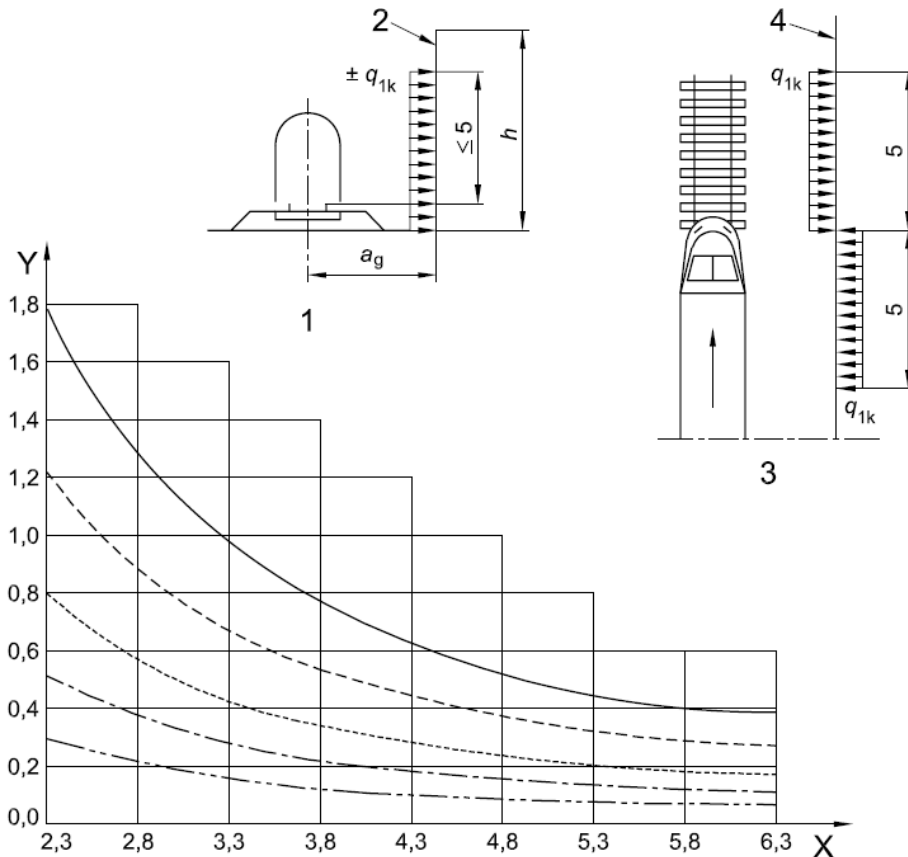


Fig. 2 – Fig.5.2.8 delle NTC18, valore della pressione sulle colonne dovuta al passaggio dei convogli

La distanza a_g delle facce delle colonne dagli assi del binario adiacente più vicino sono di circa 8.90m, valore notevolmente superiore al valore massimo riportato nella Fig. 5.2.8 delle NTC18 sopra riportata.

Per tale ragione in questa circostanza può essere trascurato l'effetto del passaggio dei convogli in quanto la distanza delle colonne è tale da far sì che quest'ultime non risentino di tale effetto.

Pressione verticale sulla copertura

La distanza minima in pianta dall'asse del binario più vicino è di circa a 8.50m, pertanto per gli stessi motivi esposti precedentemente per le colonne, si può trascurare l'effetto del passaggio dei convogli sulla copertura (§ 5.2.2.6.2 NTC2018).

Valori caratteristici delle azioni q_{2k} per superfici orizzontali semplici sopra il binario

Legenda

X h_g [m]

Y q_{2k} [kN/m²]

1 Sezione

2 Profilo

3 Intradosso della struttura

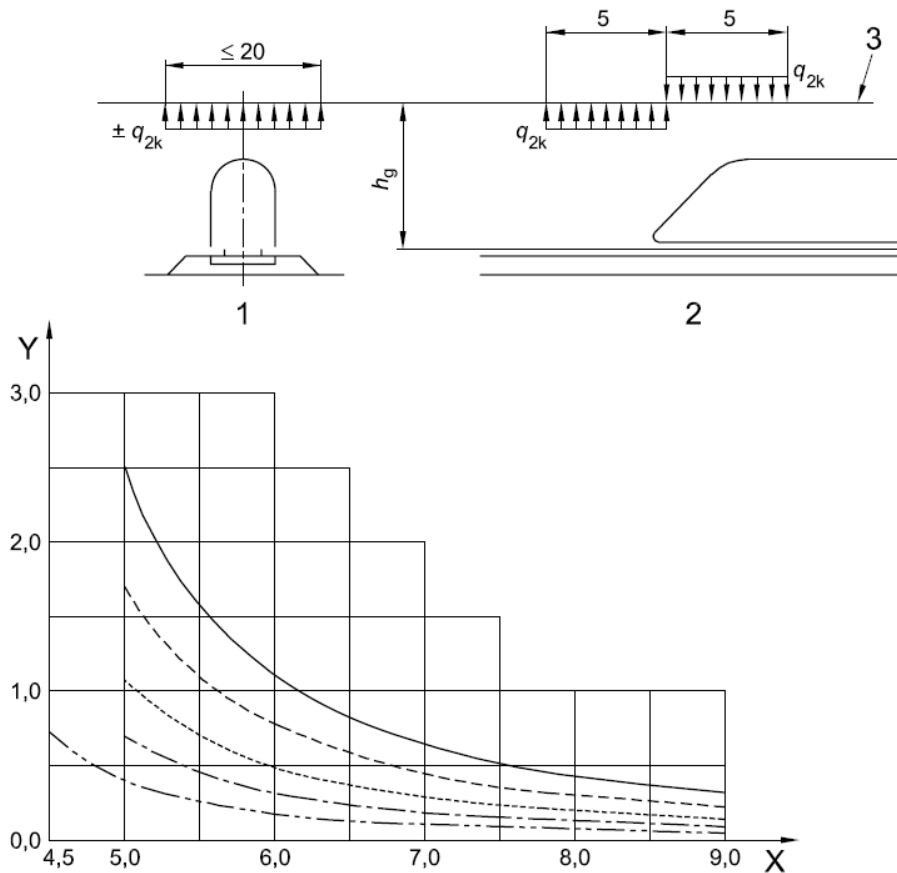
————— V = 300 km/h

----- V = 250 km/h

----- V = 200 km/h

----- V = 160 km/h

----- V = 120 km/h



3.8. AZIONE SISMICA

Per la caratterizzazione sismica del sito si faccia riferimento al relativo § 2 della presente relazione.

Il calcolo è condotto mediante analisi dinamica lineare con spettro di risposta.

Si riportano di seguito gli spettri di progetto per lo SLD e per lo SLV.

SPETTRI DI RISPOSTA PER LO SLV

Cat. sottosuolo =	E	
Cat. topografica =	T1	
Ubicazione dell'opera:		rapporto tra la quota del sito e l'altezza del rilievo topografico
$\xi =$	5 %	smorzamento viscoso convenzionale
$V_N =$	50 anni	vita nominale
Classe d'uso =	III	
$C_u =$	1,5	coefficiente d'uso
$V_R =$	75 anni	periodo di riferimento
$P_{VR} =$	10 %	probabilità di superamento nel periodo di riferimento
$T_R =$	712 anni	periodo di ritorno del sisma
$a_g =$	0,114 g	accelerazione massima orizzontale su sito di riferimento rigido orizzontale

STAZIONE ASI

Pensilina di banchina: Relazione di calcolo tipo A2

COMMESSA

LOTTO

CODIFICA

DOCUMENTO

REV.

FOGLIO

NN2G

00

D 78

CL.FV06A0.002

A

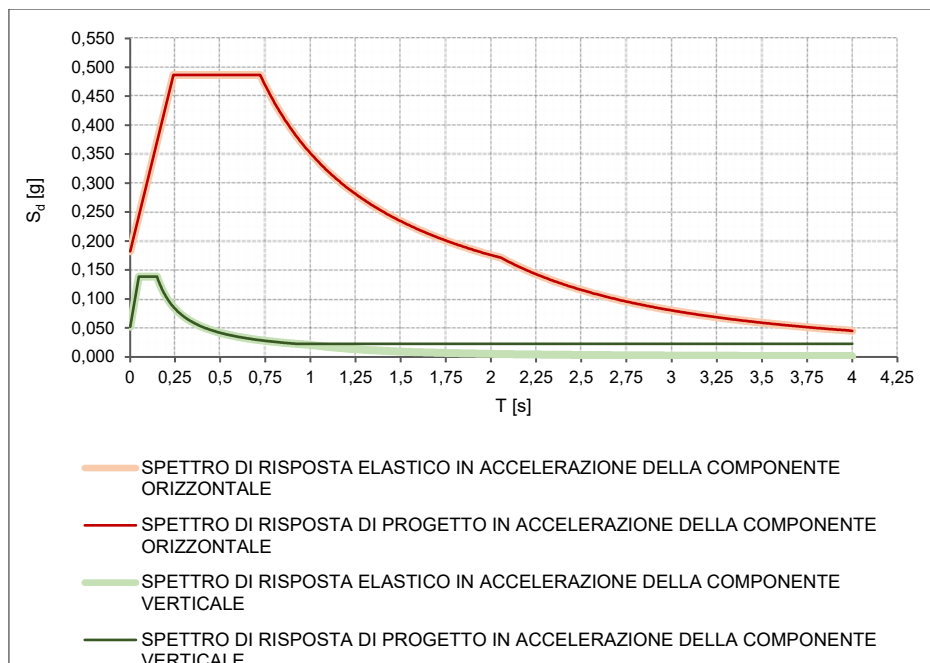
19 di 53

Parametri per la definizione degli spettri di risposta in accelerazione della componente orizzontale

$\eta =$	1,00	fattore di correzione per coefficienti di smorzamento $\xi \neq 5\%$
$F_0 =$	2,669	fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima
$T_C^* =$	0,460 s	
$C_C =$	1,570	
$S_S =$	1,600	coefficiente di amplificazione stratigrafica
$S_T =$	1,000	coefficiente di amplificazione topografica
$S = S_S S_T =$	1,600	
$T_B = T_C / 3 =$	0,241 s	periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante
$T_C = C_C T_C^* =$	0,722 s	periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro a velocità costante
$T_D = 4,0 a_g/g + 1,6 =$	2,056 s	periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro a spostamento costante
$q =$	1,0	coefficiente di struttura

Parametri per la definizione degli spettri di risposta in accelerazione della componente verticale

$\eta =$	1,00
$F_V = 1,35 F_0 \sqrt{(a_g/g)} =$	1,217
$S_S =$	1,000
$S_T =$	1,000
$S = S_S S_T =$	1,000
$T_B =$	0,050 s
$T_C =$	0,150 s
$T_D =$	1,000 s
$q =$	1,0



SPETTRI DI RISPOSTA PER LO SLD

Cat. sottosuolo = **E**

Cat. topografica = **T1**

Ubicazione dell'opera: rapporto tra la quota del sito e l'altezza del rilievo topografico

STAZIONE ASI

Pensilina di banchina: Relazione di calcolo tipo A2

COMMESSA

LOTTO

CODIFICA

DOCUMENTO

REV.

FOGLIO

NN2G

00

D 78

CL.FV06A0 002

A

20 di 53

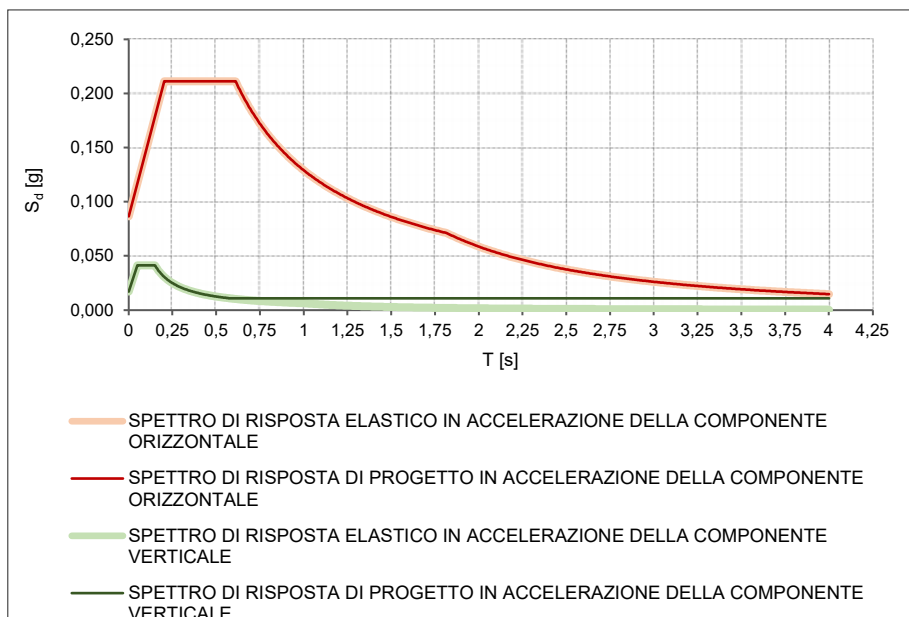
$\xi =$	5 %	smorzamento viscoso convenzionale
$V_N =$	50 anni	vita nominale
Classe d'uso =	III	
$C_u =$	1.5	coefficiente d'uso
$V_R =$	75 anni	periodo di riferimento
$P_{VR} =$	63 %	probabilità di superamento nel periodo di riferimento
$T_R =$	75 anni	periodo di ritorno del sisma
$a_g =$	0.054 g	accelerazione massima orizzontale su sito di riferimento rigido orizzontale

Parametri per la definizione degli spettri di risposta in accelerazione della componente orizzontale

$\eta =$	1.00	fattore di correzione per coefficienti di smorzamento $\xi \neq 5\%$
$F_0 =$	2.446	fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima
$T_C^* =$	0.348 s	
$C_C =$	1.754	
$S_S =$	1.600	coefficiente di amplificazione stratigrafica
$S_T =$	1.000	coefficiente di amplificazione topografica
$S = S_S S_T =$	1.600	
$T_B = T_C / 3 =$	0.203 s	periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante
$T_C = C_C T_C^* =$	0.610 s	periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro a velocità costante
$T_D = 4,0 a_g/g + 1,6 =$	1.816 s	periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro a spostamento costante
$q =$	1.0	coefficiente di struttura

Parametri per la definizione degli spettri di risposta in accelerazione della componente verticale

$\eta =$	1.00
$F_V = 1,35 F_0 \sqrt{(a_g/g)} =$	0.767
$S_S =$	1.000
$S_T =$	1.000
$S = S_S S_T =$	1.000
$T_B =$	0.050 s
$T_C =$	0.150 s
$T_D =$	1.000 s
$q =$	1.0



STAZIONE ASI Pensilina di banchina: Relazione di calcolo tipo A2	COMMESSA NN2G	LOTTO 00	CODIFICA D 78	DOCUMENTO CL.FV06A0 002	REV. A	FOGLIO 21 di 53
---	------------------	-------------	------------------	----------------------------	-----------	--------------------

3.9. URTI DA TRAFFICO FERROVIARIO

Secondo le indicazioni del par. 3.6.3.4 delle NTC 2018 le azioni derivanti dall'urto da traffico ferroviario non si applicano sui sostegni di tettoie o di pensiline di impianti ferroviari.

4. COMBINAZIONI DI CARICO

Si riportano di seguito le combinazioni di carico usate per l'analisi della struttura così come definite al § 2.5.3 delle NTC2018:

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

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

- Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj} \quad [2.5.7]$$

I coefficienti parziali sulle azioni (γ_F) e i coefficienti di combinazione (ψ_0, ψ_1, ψ_2) sono quelli definiti nel 5.2.3.2 delle NTC2018:

Tab. 5.2.V - Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

Coefficiente			EQU ⁽¹⁾	A1	A2
Azioni permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Ballast ⁽³⁾	favorevoli	γ_B	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico ⁽⁴⁾	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25
Azioni variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Precompressione	favorevole	γ_P	0,90	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 ⁽⁵⁾	1,00 ⁽⁶⁾	1,00
Ritiro, viscosità e cedimenti non imposti appositamente	favorevole	γ_{Ce}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevole	d	1,20	1,20	1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori della colonna A2.

⁽²⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali, o di una parte di essi (ad esempio carichi permanenti portati), sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

⁽³⁾ Quando si prevedano variazioni significative del carico dovuto al ballast, se ne dovrà tener conto esplicitamente nelle verifiche.

⁽⁴⁾ Le componenti delle azioni da traffico sono introdotte in combinazione considerando uno dei gruppi di carico gr della Tab. 5.2.IV.

⁽⁵⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

⁽⁶⁾ 1,20 per effetti locali

Tab. 5.2.VI - Coefficienti di combinazione Ψ delle azioni

Azioni		Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Azioni singole	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
da traffico	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
Gruppi di carico	gr_1	$0,80^{(1)}$	$0,80^{(1)}$	0,0
	gr_2	$0,80^{(2)}$	$0,80^{(1)}$	-
	gr_3	$0,80^{(2)}$	$0,80^{(1)}$	0,0
	gr_4	1,00	$1,00^{(1)}$	0,0
Azioni del vento	F_{wk}	0,60	0,50	0,0
Azioni da neve	in fase di esecuzione SLU e SLE	0,80 0,0	0,0 0,0	0,0 0,0
Azioni termiche	T_k	0,60	0,60	0,50

⁽¹⁾ 0,80 se è carico solo un binario, 0,60 se sono carichi due binari e 0,40 se sono carichi tre o più binari.

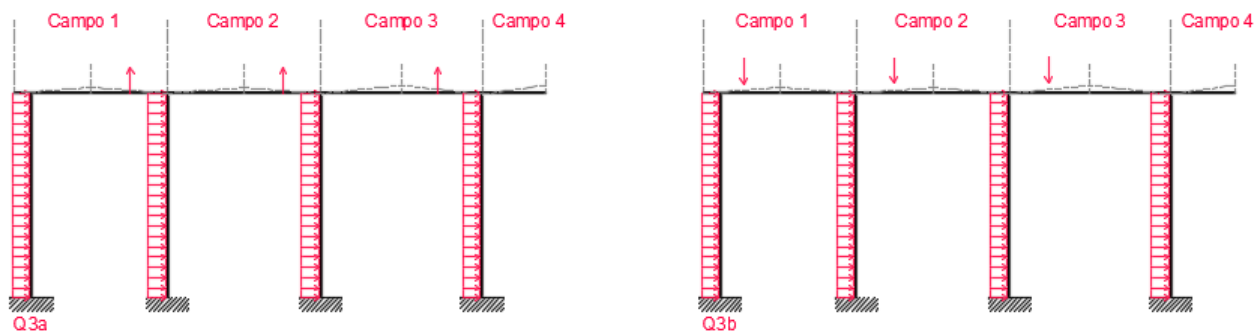
⁽²⁾ Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti Ψ_0 relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,0.

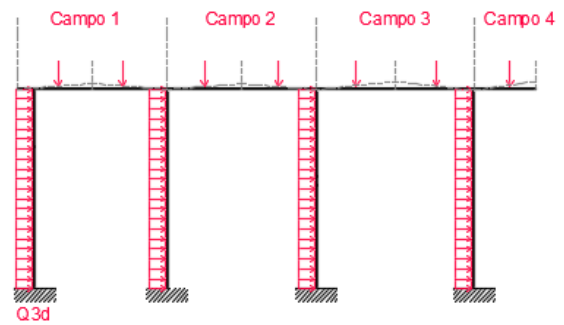
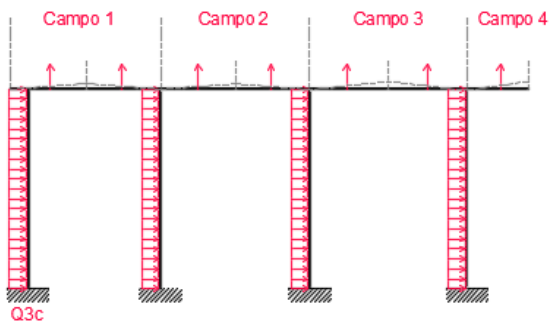
Definizione delle condizioni di carico

- **G1:** pesi degli elementi strutturali
- **G2:** carichi permanenti portati (non strutturali)*
- **Qi:** sovraccarichi variabili
 - **Q1:** azione termica uniforme ($\Delta T_u = +25^\circ$)
 - **Q2:** carico neve sulla copertura
 - **Q3:** azioni dovute al vento**
 - **Q4:** pressioni aerodinamiche associate al transito dei convogli***
- **E:** azioni sismiche
 - **Ex:** azione sismica in direzione $\pm X$
 - **Ey:** azione sismica in direzione $\pm Y$
 - **Ez:** azione sismica in direzione $\pm Z$

* Il sovraccarico permanente complessivo in copertura è di 1.50kN/m^2 , con un contributo dei pannelli di chiusura pari a 0.20kN/m^2 . Nella tabella 5.2.V riportata precedentemente, il valore del coefficiente γ_{G2} quando il carico ha effetto favorevole è pari a 0; tuttavia, in assenza dei pannelli non avrebbero modo di esplicarsi le azioni dovute alla neve, al vento e alle pressioni aerodinamiche (in copertura). Pertanto, si decide di assumere il valore inferiore di γ_{G2} pari a $0.20/1.50=0.13$.

** Il carico da vento viene inserito sotto forma di involuppo delle condizioni di carico elementari Q3a, Q3b, Q3c, Q3d; i corrispondenti schemi di carico sono rappresentati nella figura seguente:





*** Il carico dovuto alle pressioni aerodinamiche associate al transito dei convogli, per tale situazione, può essere trascurato per i motivi esposti al §3.7 di tale elaborato.

Definizione delle combinazioni di carico

- Combinazioni SLU

Combinazione	Condizioni di carico					
	G1	G2	Q1	Q2	Q3	Q4
SLU-01	1.35	1.5	1.5	0	0.9	1.16
SLU-02	1.35	1.5	0.9	1.5	0.9	1.16
SLU-03	1.35	1.5	0.9	0	1.5	1.16
SLU-04	1.35	1.5	0.9	0	0.9	1.45
SLU-05	1.35	1.5	-1.5	0	0.9	1.16
SLU-06	1.35	1.5	-0.9	1.5	0.9	1.16
SLU-07	1.35	1.5	-0.9	0	1.5	1.16
SLU-08	1.35	1.5	-0.9	0	0.9	1.45
SLU-09	1	0.13	1.5	0	0.9	1.16
SLU-10	1	0.13	0.9	1.5	0.9	1.16
SLU-11	1	0.13	0.9	0	1.5	1.16
SLU-12	1	0.13	0.9	0	0.9	1.45
SLU-13	1	0.13	-1.5	0	0.9	1.16
SLU-14	1	0.13	-0.9	1.5	0.9	1.16
SLU-15	1	0.13	-0.9	0	1.5	1.16
SLU-16	1	0.13	-0.9	0	0.9	1.45

- Combinazioni SLE-RA

Combinazione	Condizioni di carico					
	G1	G2	Q1	Q2	Q3	Q4
SLE-RA-01	1	1	1	0	0.6	0.8
SLE-RA-02	1	1	0.6	1	0.6	0.8
SLE-RA-03	1	1	0.6	0	1	0.8
SLE-RA-04	1	1	0.6	0	0.6	1
SLE-RA-05	1	1	-1	0	0.6	0.8
SLE-RA-06	1	1	-0.6	1	0.6	0.8
SLE-RA-07	1	1	-0.6	0	1	0.8
SLE-RA-08	1	1	-0.6	0	0.6	1

- Combinazioni SLE-FR

Combinazione	Condizioni di carico					
	G1	G2	Q1	Q2	Q3	Q4
SLE-FR-01	1	1	0.6	0	0	0
SLE-FR-02	1	1	0.5	0	0.5	0
SLE-FR-03	1	1	0.5	0	0	0.5

STAZIONE ASI

Pensilina di banchina: Relazione di calcolo tipo A2

COMMESSA

LOTTO

CODIFICA

DOCUMENTO

REV.

FOGLIO

NN2G

00

D 78

CL.FV06A0 002

A

24 di 53

SLE-FR-04	1	1	-0.6	0	0	0
SLE-FR-05	1	1	-0.5	0	0.5	0
SLE-FR-06	1	1	-0.5	0	0	0.5

 - Combinazioni SLE-QP

Combinazione	Condizioni di carico					
	G1	G2	Q1	Q2	Q3	Q4
SLE-QP-01	1	1	0.5	0	0	0
SLE-QP-02	1	1	-0.5	0	0	0

 - Combinazioni SLV

Combinazione	Condizioni di carico								
	G1	G2	Q1	Q2	Q3	Q4	Ex,slv	Ey,slv	Ez,slv
SLV-01	1	1	0.5	0	0	0	1	0.3	0.3
SLV-02	1	1	0.5	0	0	0	0.3	1	0.3
SLV-03	1	1	0.5	0	0	0	0.3	0.3	1
SLV-04	1	1	-0.5	0	0	0	1	0.3	0.3
SLV-05	1	1	-0.5	0	0	0	0.3	1	0.3
SLV-06	1	1	-0.5	0	0	0	0.3	0.3	1

 - Combinazioni SLD

Combinazione	Condizioni di carico								
	G1	G2	Q1	Q2	Q3	Q4	Ex,sld	Ey,sld	Ez,sld
SLD-01	1	1	0.5	0	0	0	1	0.3	0.3
SLD-02	1	1	0.5	0	0	0	0.3	1	0.3
SLD-03	1	1	0.5	0	0	0	0.3	0.3	1
SLD-04	1	1	-0.5	0	0	0	1	0.3	0.3
SLD-05	1	1	-0.5	0	0	0	0.3	1	0.3
SLD-06	1	1	-0.5	0	0	0	0.3	0.3	1

STAZIONE ASI Pensilina di banchina: Relazione di calcolo tipo A2	COMMESSA NN2G	LOTTO 00	CODIFICA D 78	DOCUMENTO CL.FV06A0.002	REV. A	FOGLIO 25 di 53
---	------------------	-------------	------------------	----------------------------	-----------	--------------------

5. MODELLAZIONE STRUTTURALE

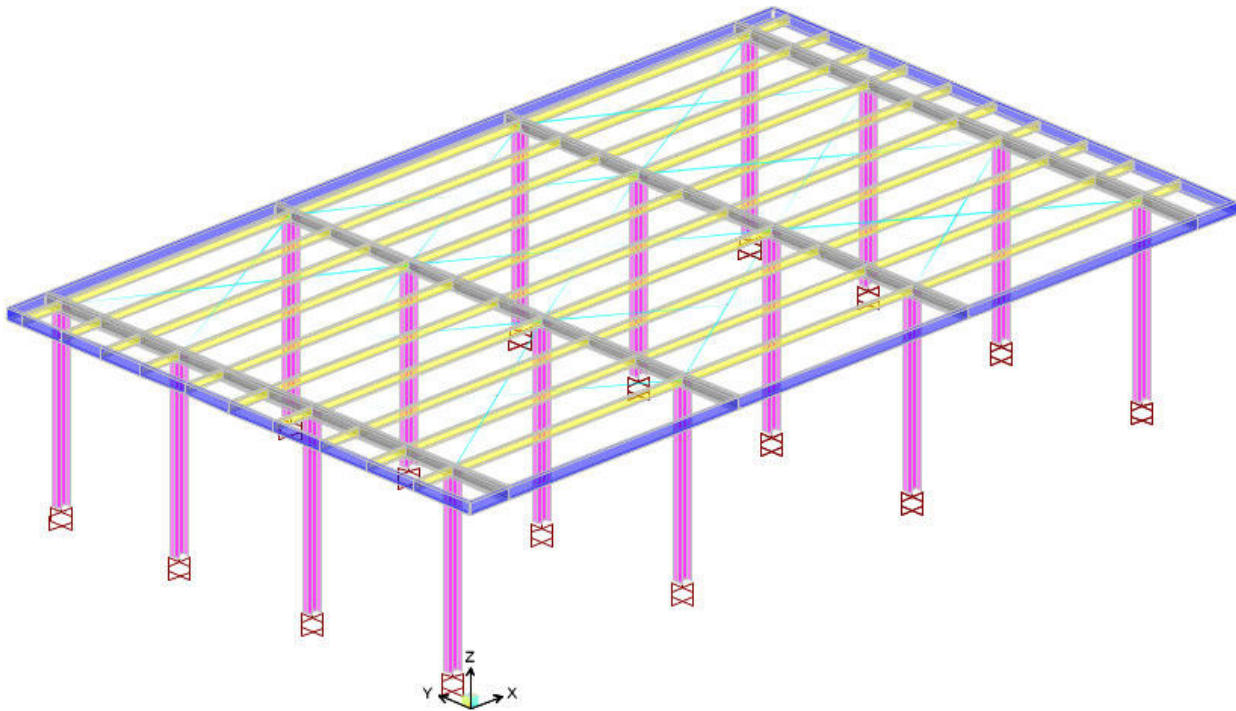
5.1. CODICE DI CALCOLO

L'analisi della struttura è stata condotta con il seguente codice di calcolo agli elementi finiti:

Titolo SAP2000
 Versione 24.1.0
 Distributore Computer and Structures, Inc.

5.1. DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO

Per l'analisi della struttura, è stato sviluppato il modello della pensilina. Il suddetto modello di calcolo consta esclusivamente di elementi tipo "frame" (elementi lineari a due nodi). Alle estremità degli elementi che simulano gli arcarecci e i controventi sono stati inseriti rilasci rotazionali (cerniere). Le colonne sono state vincolate alla base (quota di estradosso delle piastre di ancoraggio) tramite incastrati perfetti.



Modello F.E.M. – Vista 3D con elementi estrusi

I pesi degli elementi che formano il modello sono calcolati direttamente dal software, tramite le sezioni e i materiali ad essi assegnati, congruenti con quelli di progetto.

Le azioni dovute alla neve, al vento e alle pressioni aerodinamiche associate al transito dei convogli sono state inserite sotto forma di carichi lineari applicati sulle colonne e sugli arcarecci; per questi ultimi, sono state considerate le aree d'influenza.

Nei confronti delle azioni sismiche, è stata svolta un'analisi modale con spettri di risposta; è stato considerato un numero di modi di vibrare sufficiente a mobilitare almeno l'85% della massa complessiva (G1+G2) in ciascuna delle tre direzioni principali (X, Y, Z).

5.2. AFFIDABILITÀ DEI CODICI DI CALCOLO

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ha consentito di valutarne l'affidabilità. La documentazione fornita dal produttore del software contiene un'esauriente descrizione delle basi teoriche, degli algoritmi impiegati e l'individuazione dei campi d'impiego. La società produttrice ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.

5.3. MODALITÀ DI PRESENTAZIONE DEI RISULTATI

L'output di calcolo strutturale presenta i dati di calcolo tale da garantirne la leggibilità, la corretta interpretazione e la riproducibilità. La relazione di calcolo illustra in modo esaustivo i dati in ingresso ed i risultati delle analisi in forma grafica e tabellare.

5.4. INFORMAZIONI GENERALI SULL'ELABORAZIONE

Il software prevede una serie di controlli automatici che consentono l'individuazione di errori di modellazione, di non rispetto di limitazioni geometriche e di presenza di elementi non verificati. Il codice di calcolo consente di visualizzare e controllare, sia in forma grafica che tabellare, i dati del modello strutturale, in modo da avere una visione consapevole del comportamento corretto del modello strutturale.

5.5. GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI

I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con analisi semplificate. Inoltre, sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni.

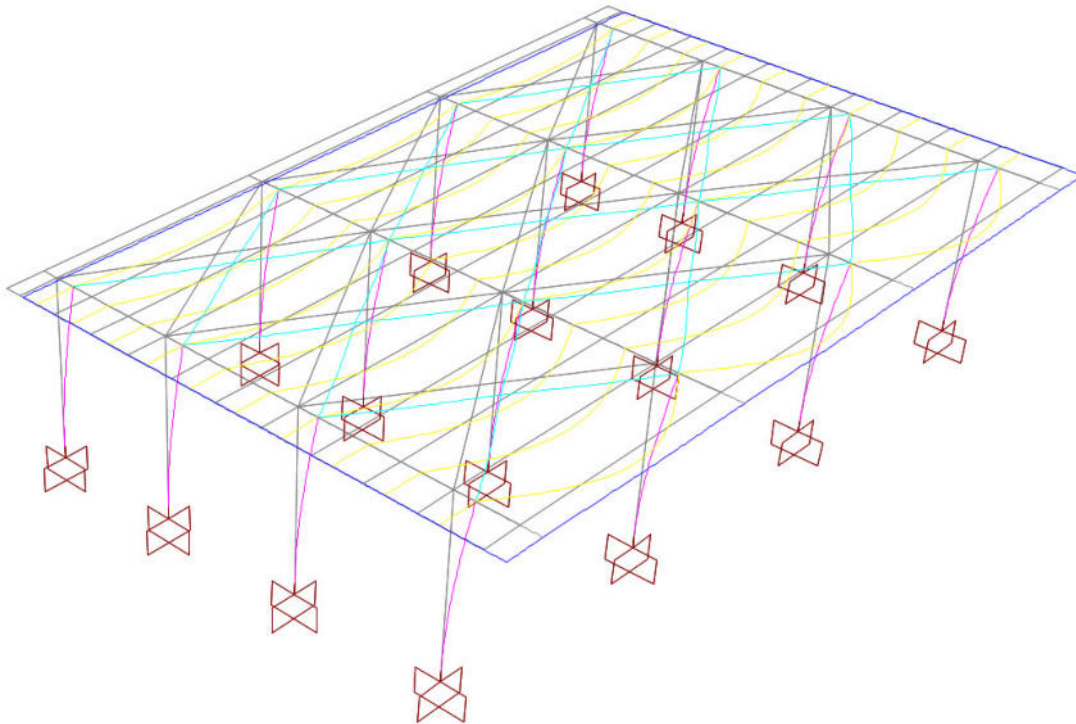
6. RISULTATI DELLE ANALISI E SOLLECITAZIONI

6.1. RISULTATI DELL'ANALISI MODALE

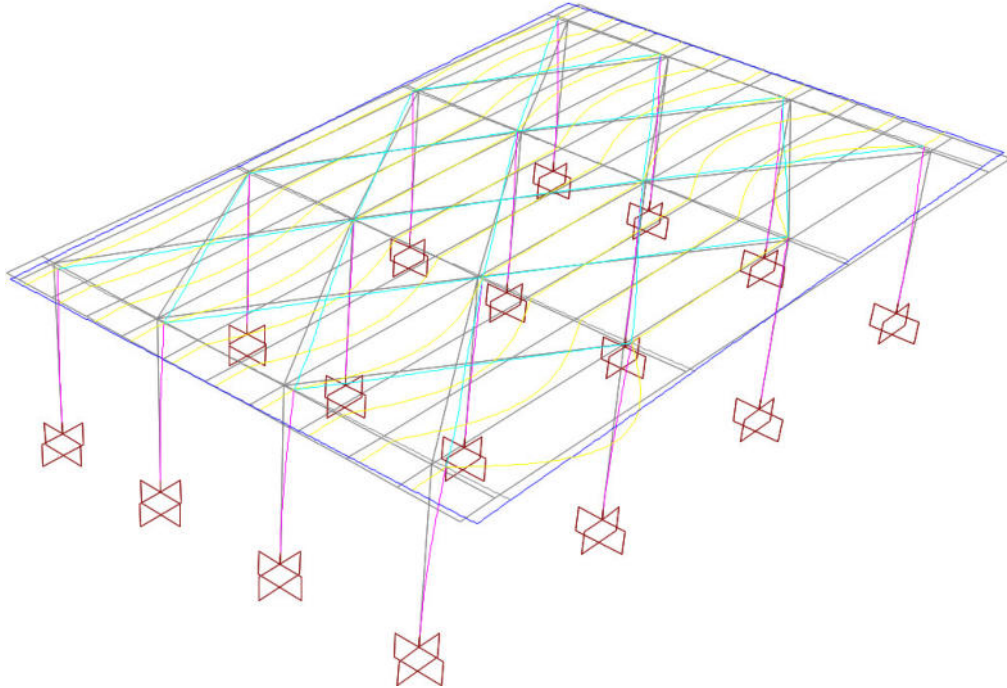
Si riporta di seguito la tabella di sintesi delle masse eccitate:

TABLE: Modal Load Participation Ratios				
OutputCase	ItemType	Item	Static	Dynamic
Text	Text	Text	Percent	Percent
MODAL	Acceleration	UX	100.00	98.74
MODAL	Acceleration	UY	100.00	99.10
MODAL	Acceleration	RZ	100.00	86.01

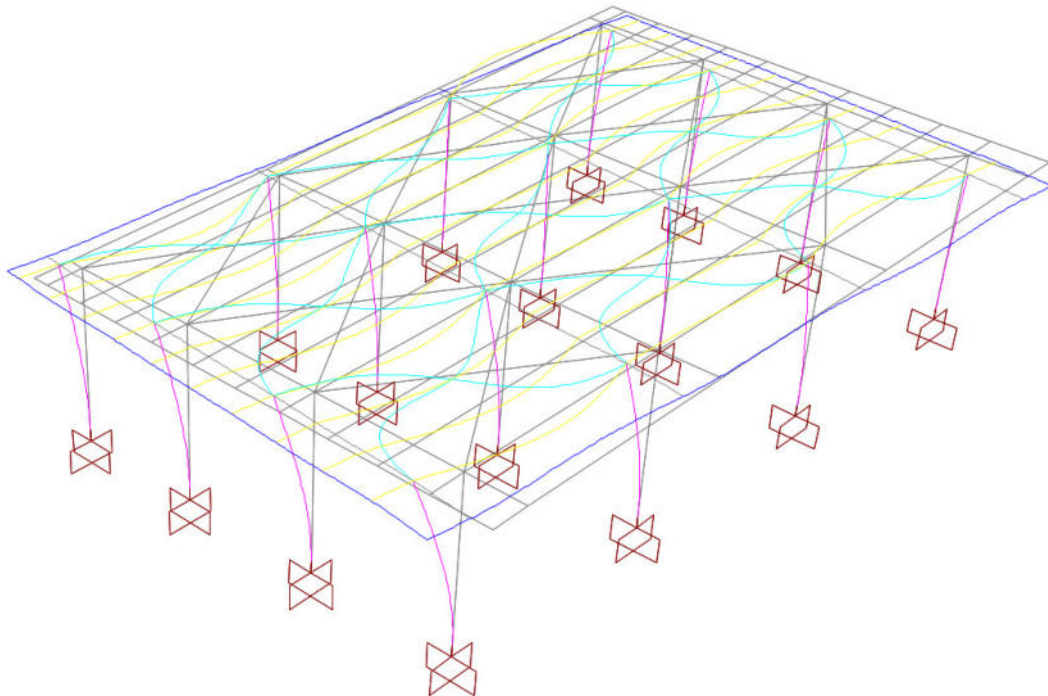
Seguono le deromate dei modi principali.



Modo 1 (traslazionale dir. Y) – $T=0.936s$ – Massa partecipante=83%

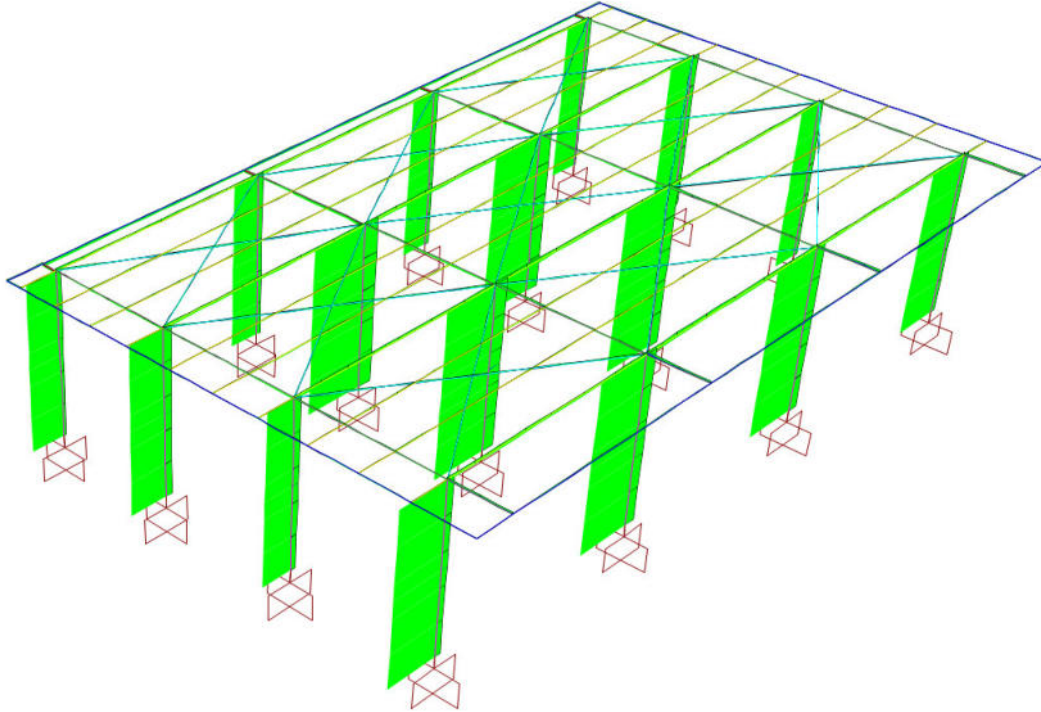


Modo 3 (rotazionale) – T=0.803s – Massa partecipante=69%

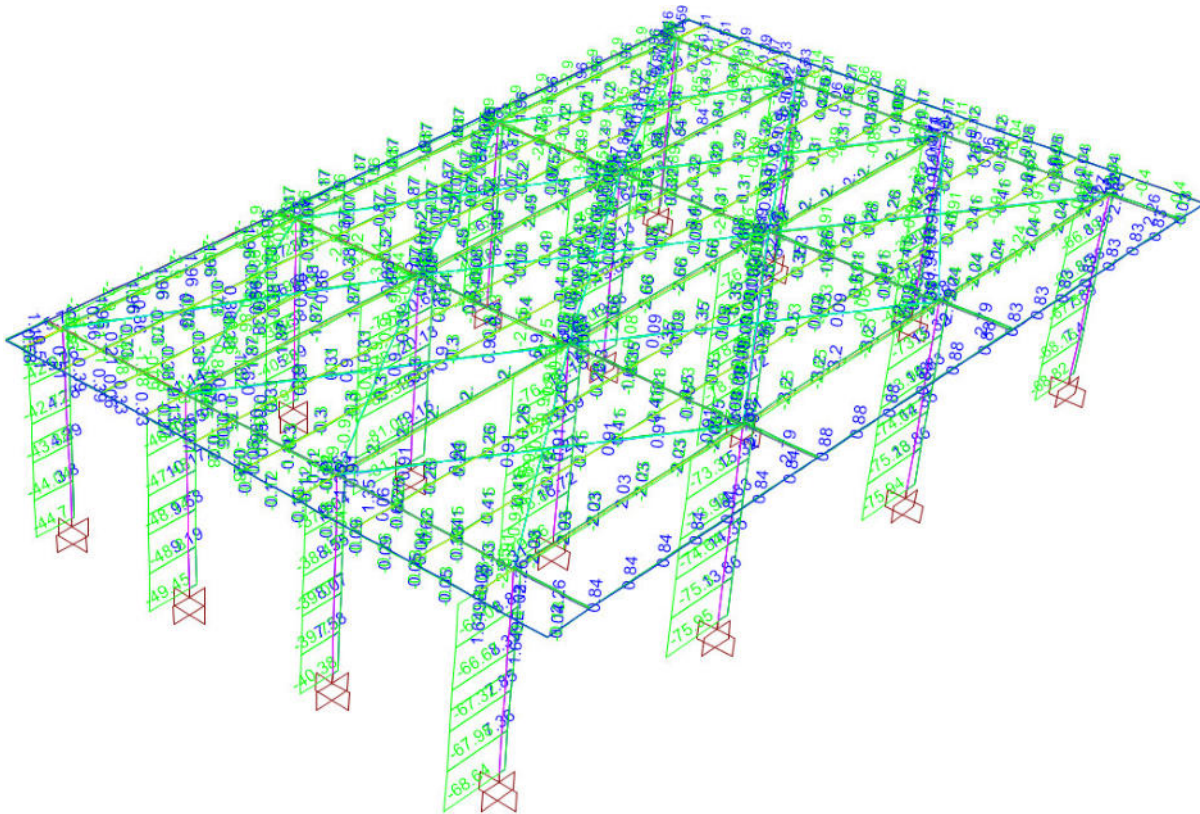


Modo 2 (traslazionale dir. X) – T=0.437s – Massa partecipante=69%

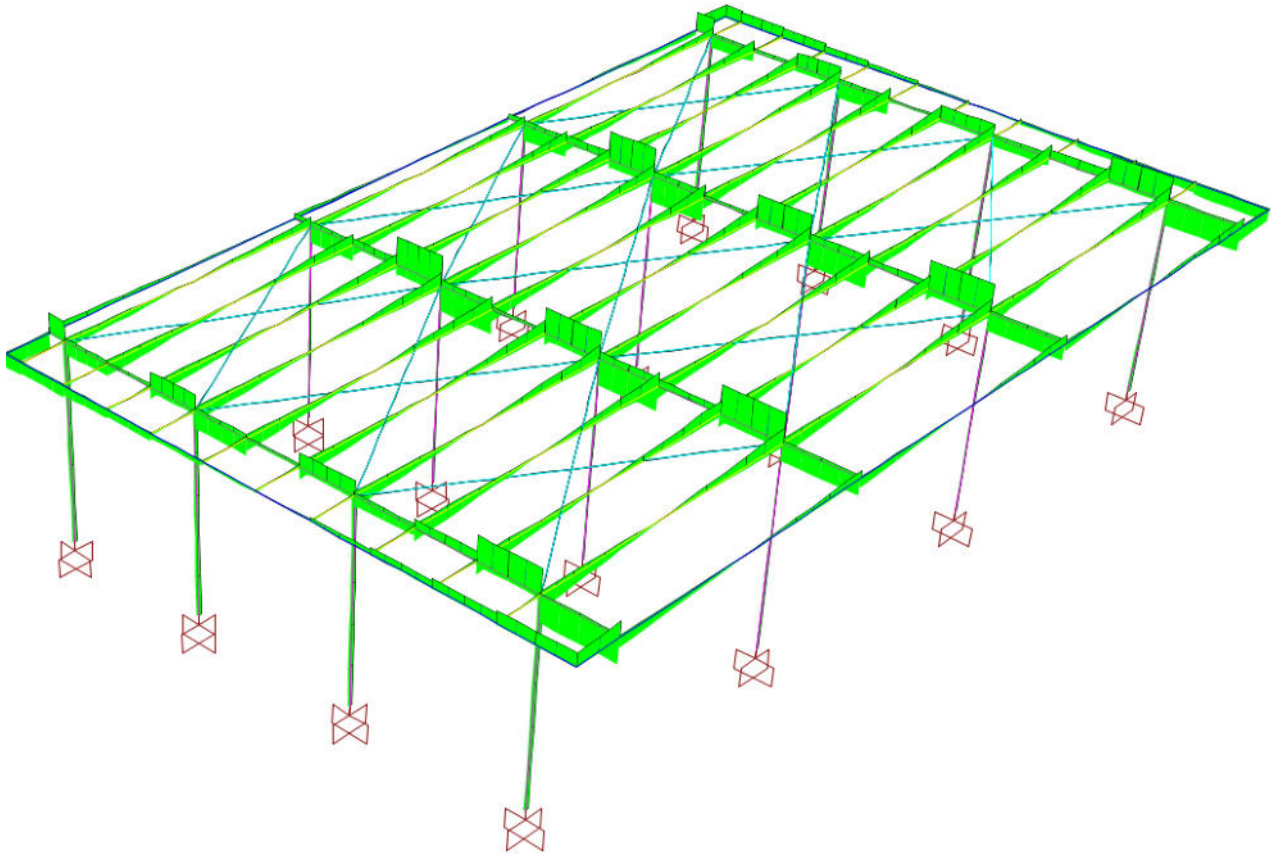
6.1. DIAGRAMMA DELLE CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE



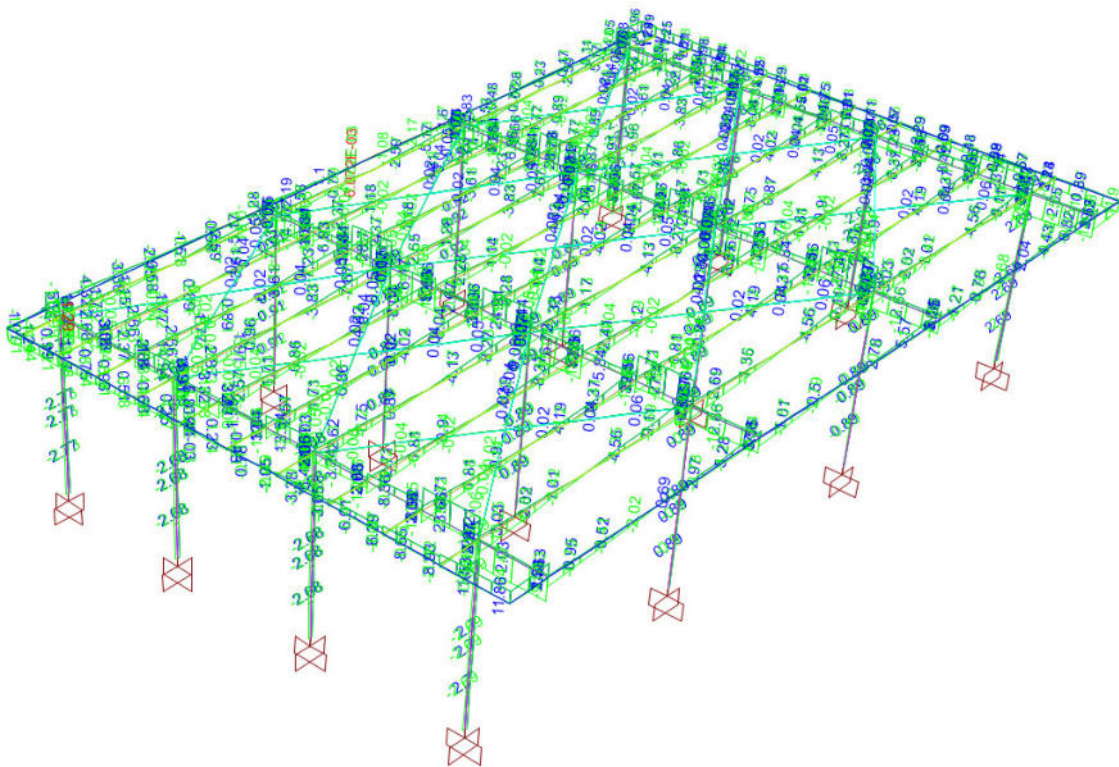
Involuppo degli sforzi assiali – Combinazioni SLU



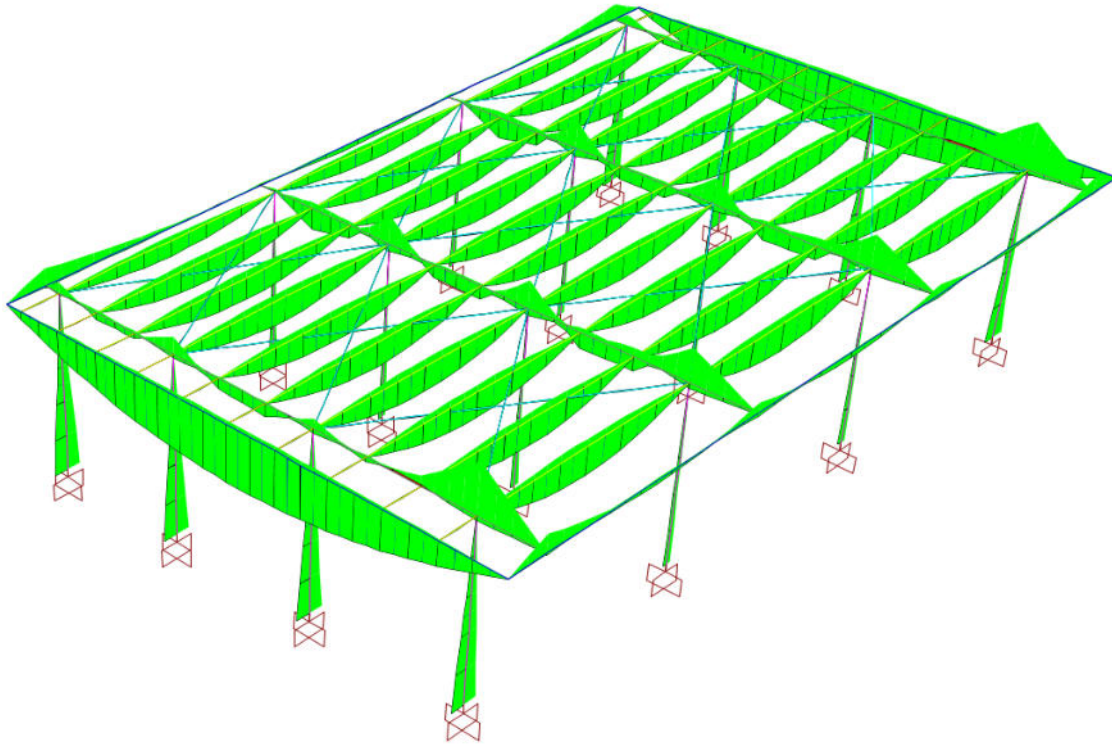
Valori delle sollecitazioni: Involuppo degli sforzi assiali – Combinazioni SLU



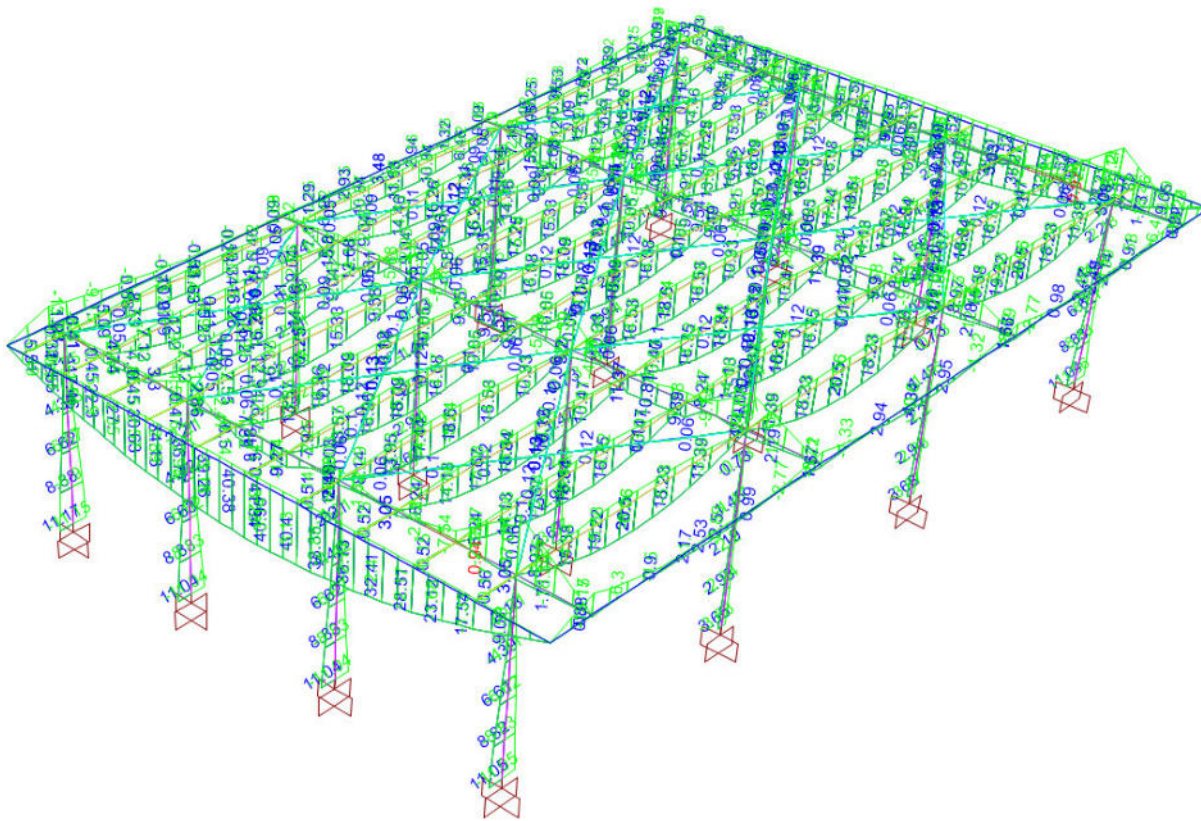
Inviluppo degli sforzi di taglio (asse forte) – Combinazioni SLU



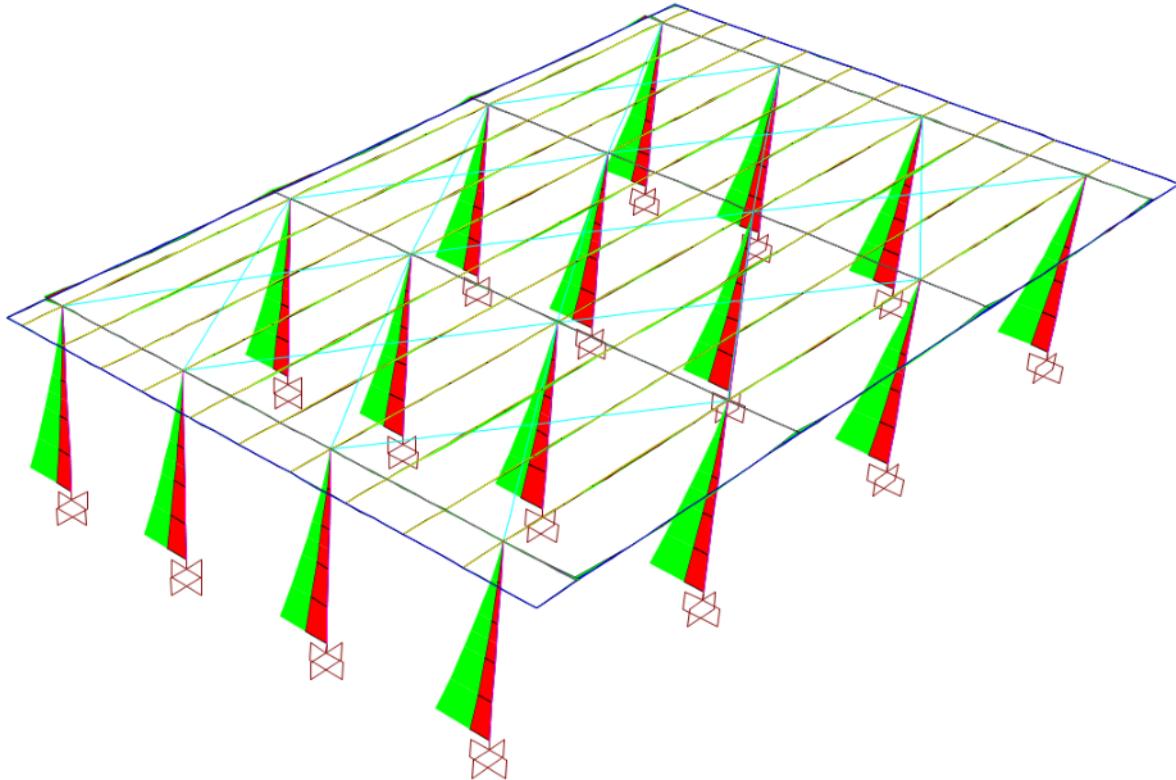
Valori delle sollecitazioni: Inviluppo degli sforzi di taglio (asse forte) – Combinazioni SLU



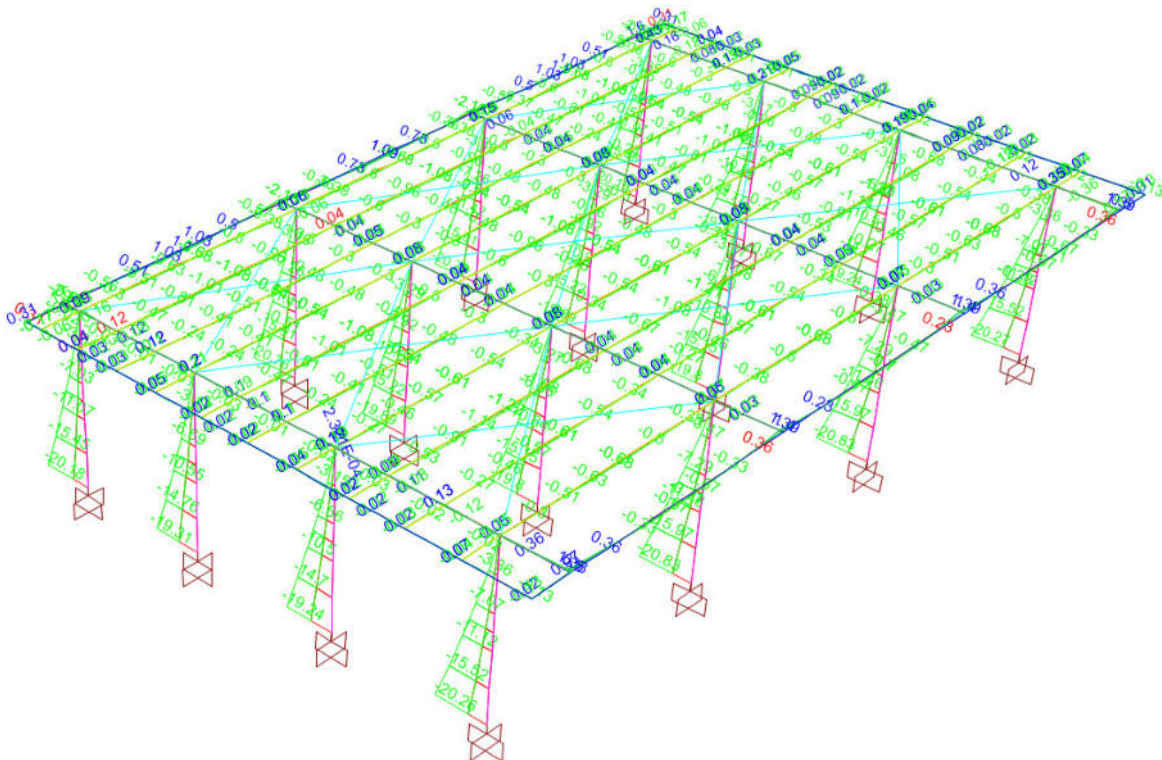
Inviluppo dei momenti flettenti (asse forte) – Combinazioni SLU



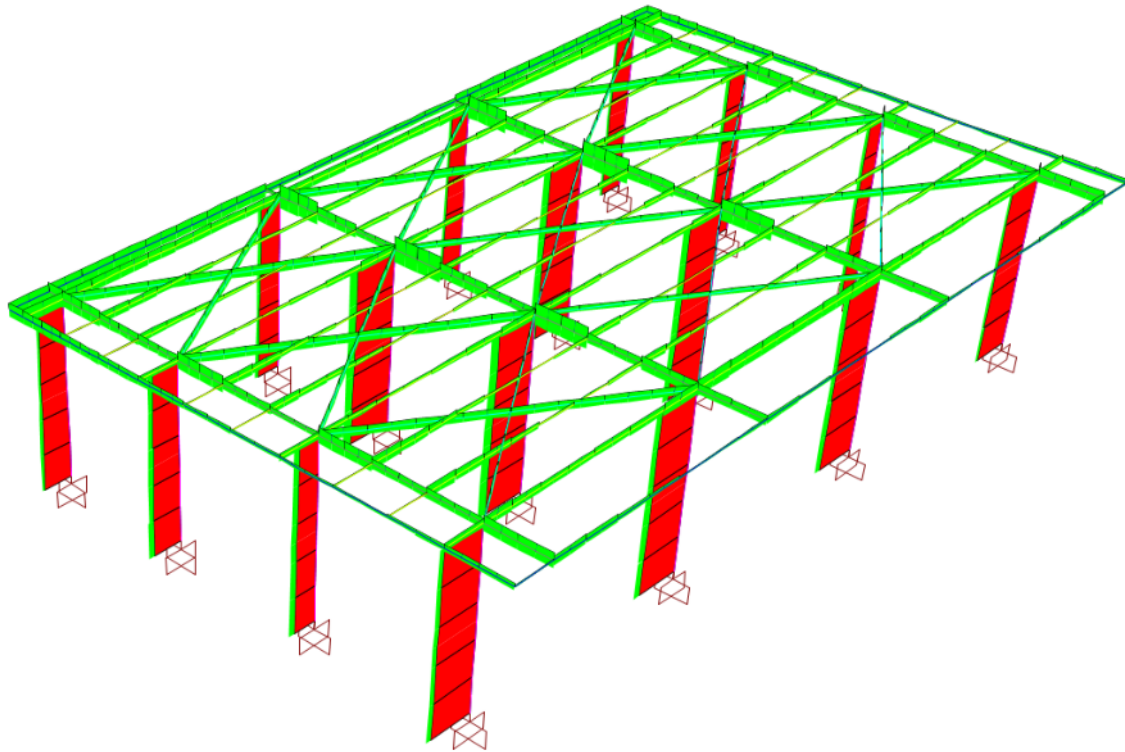
Valori delle sollecitazioni: Inviluppo dei momenti flettenti (asse forte) – Combinazioni SLU



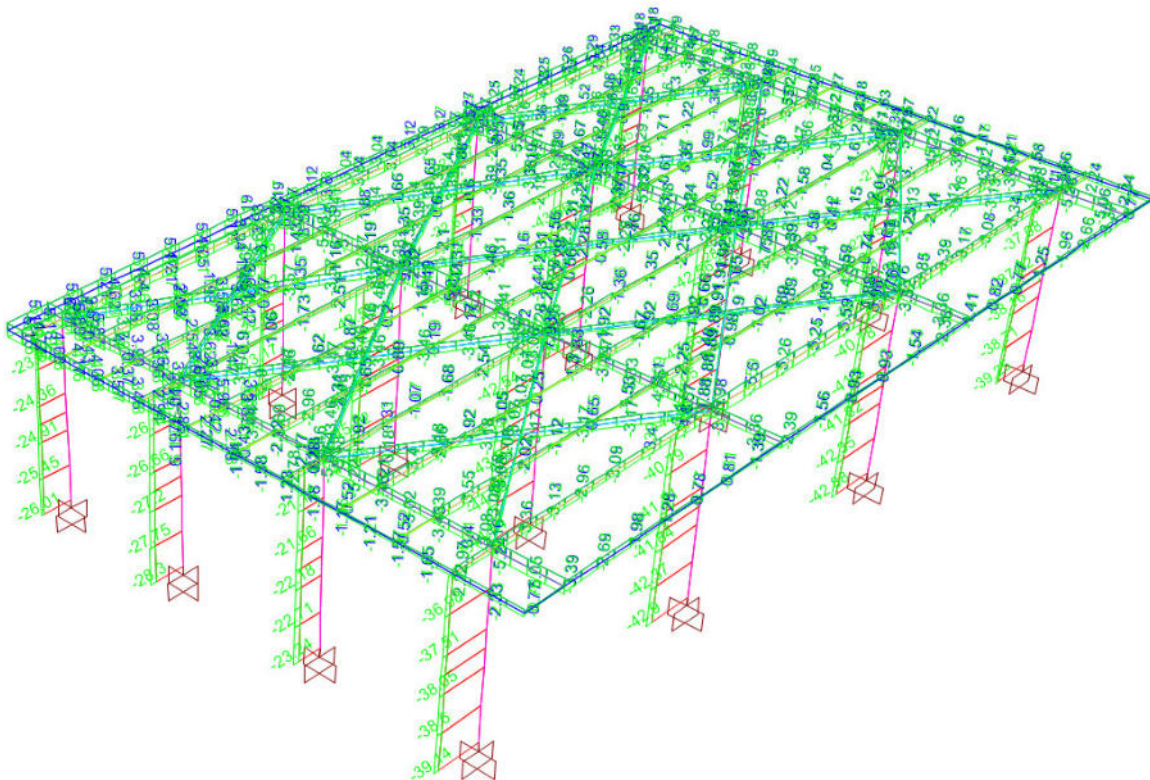
Inviluppo dei momenti flettenti (asse debole) – Combinazioni SLU



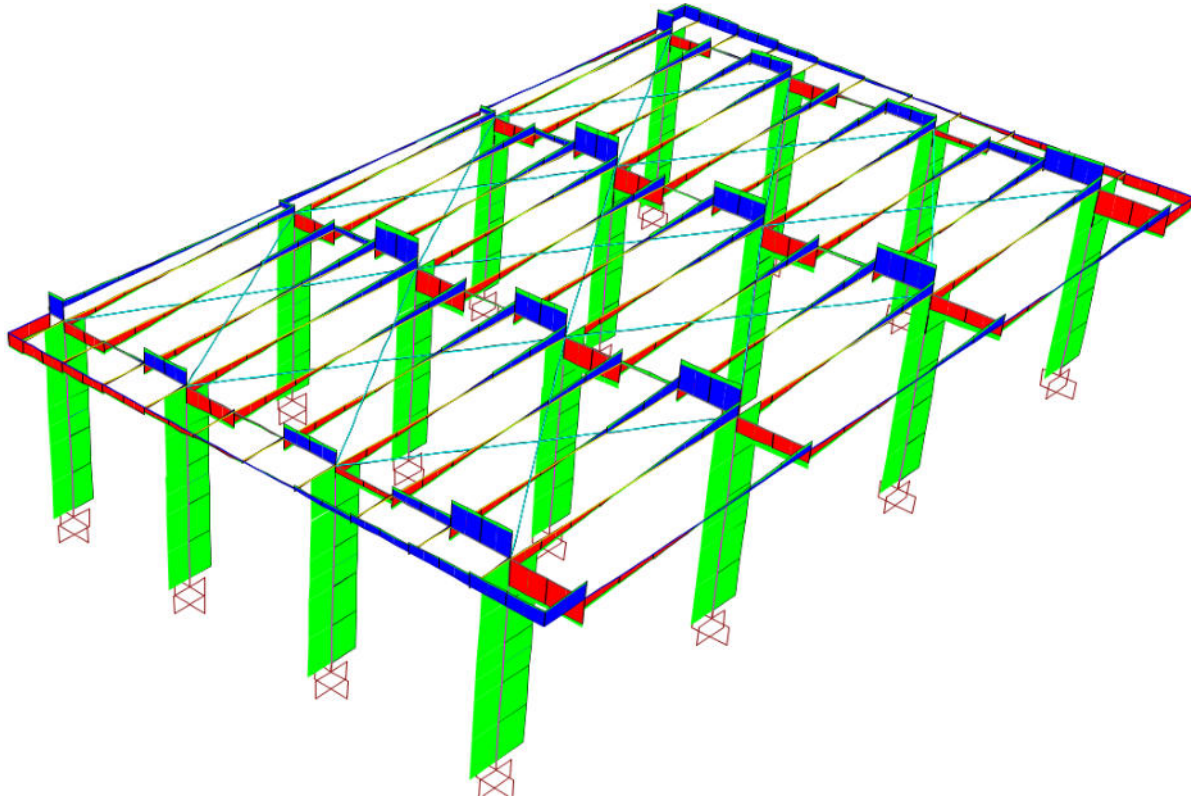
Valori delle sollecitazioni: nviluppo dei momenti flettenti (asse debole) – Combinazioni SLU



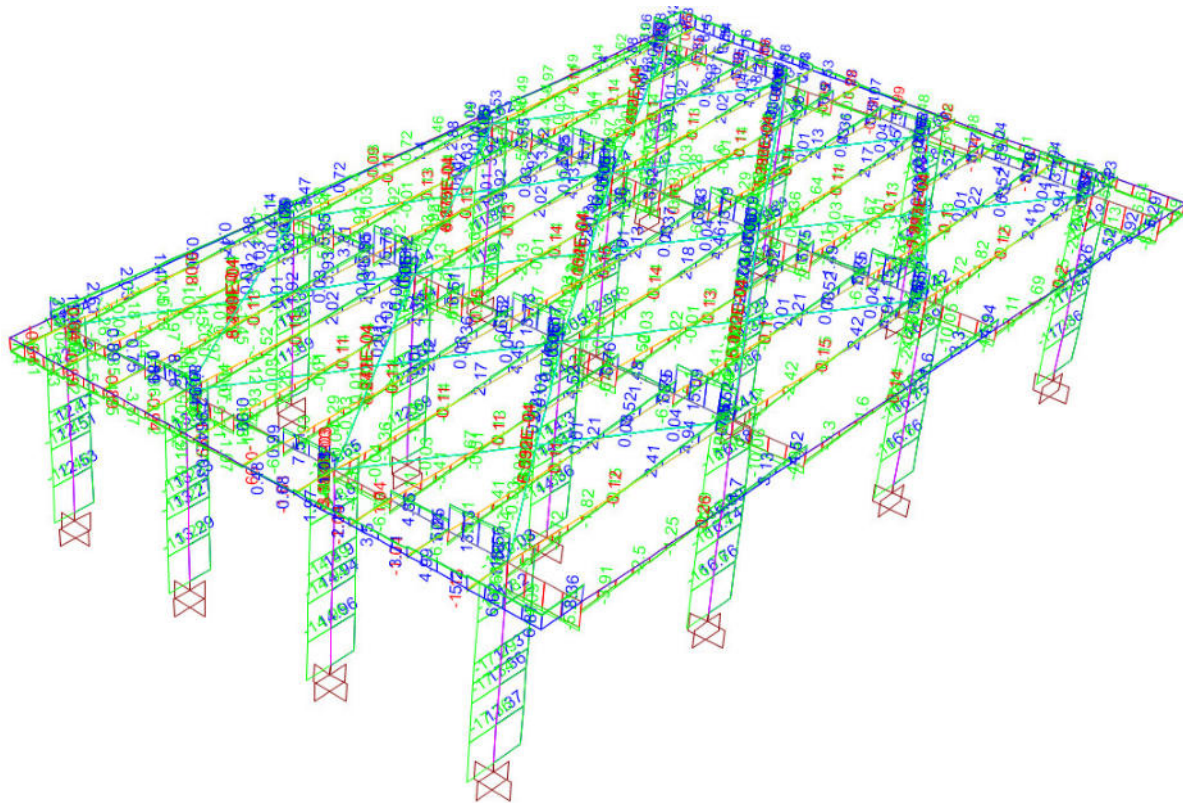
Inviluppo degli sforzi assiali – Combinazioni SLV



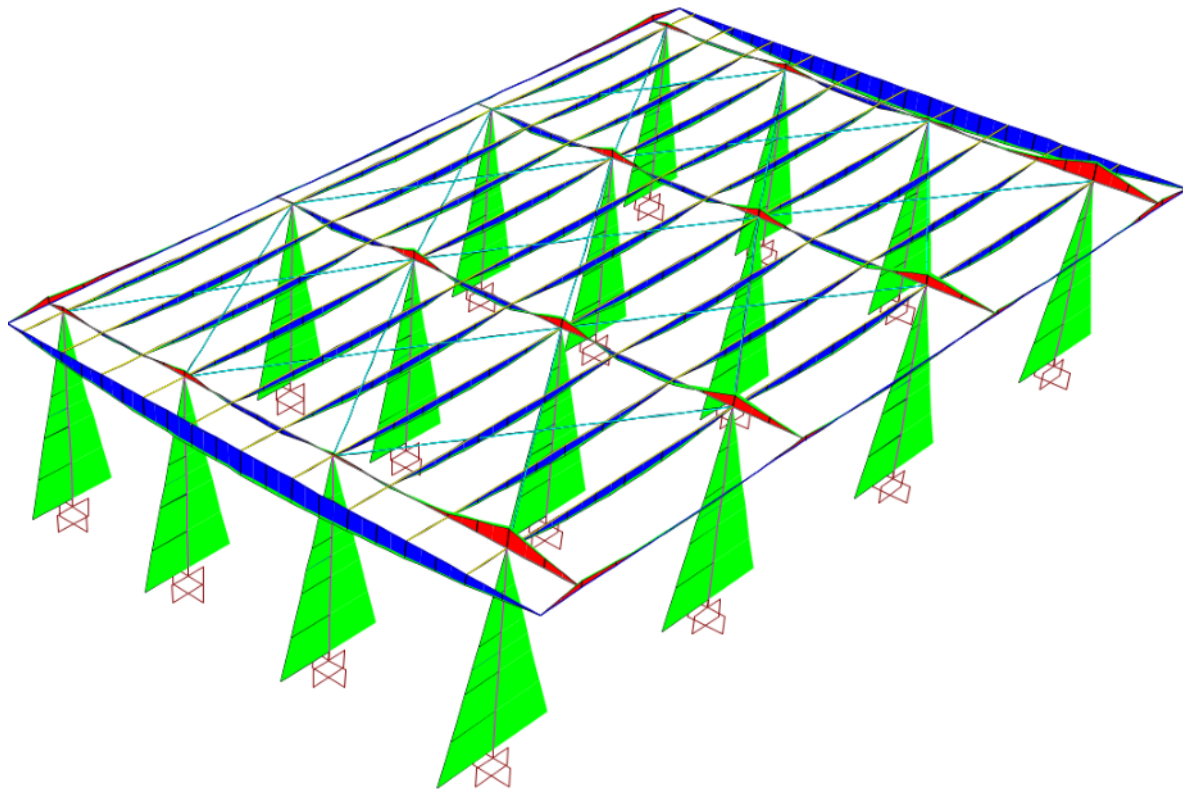
Valori delle sollecitazioni: Inviluppo degli sforzi assiali – Combinazioni SLV



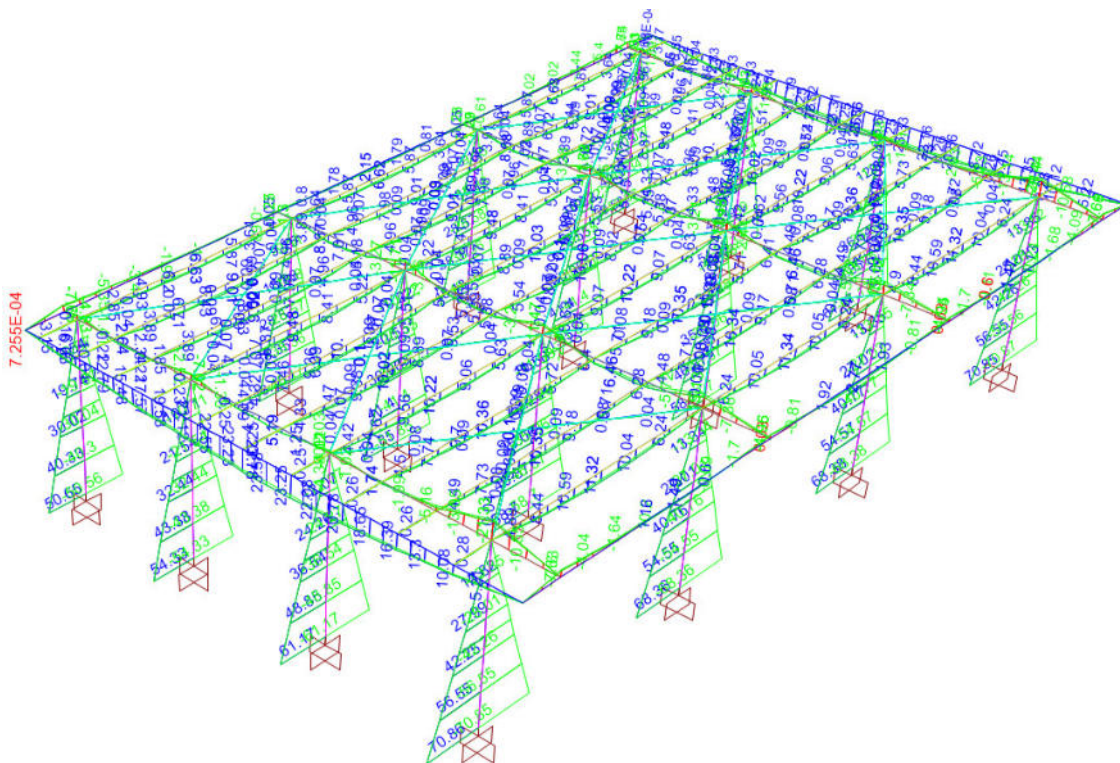
Inviluppo degli sforzi di taglio (asse forte) – Combinazioni SLV



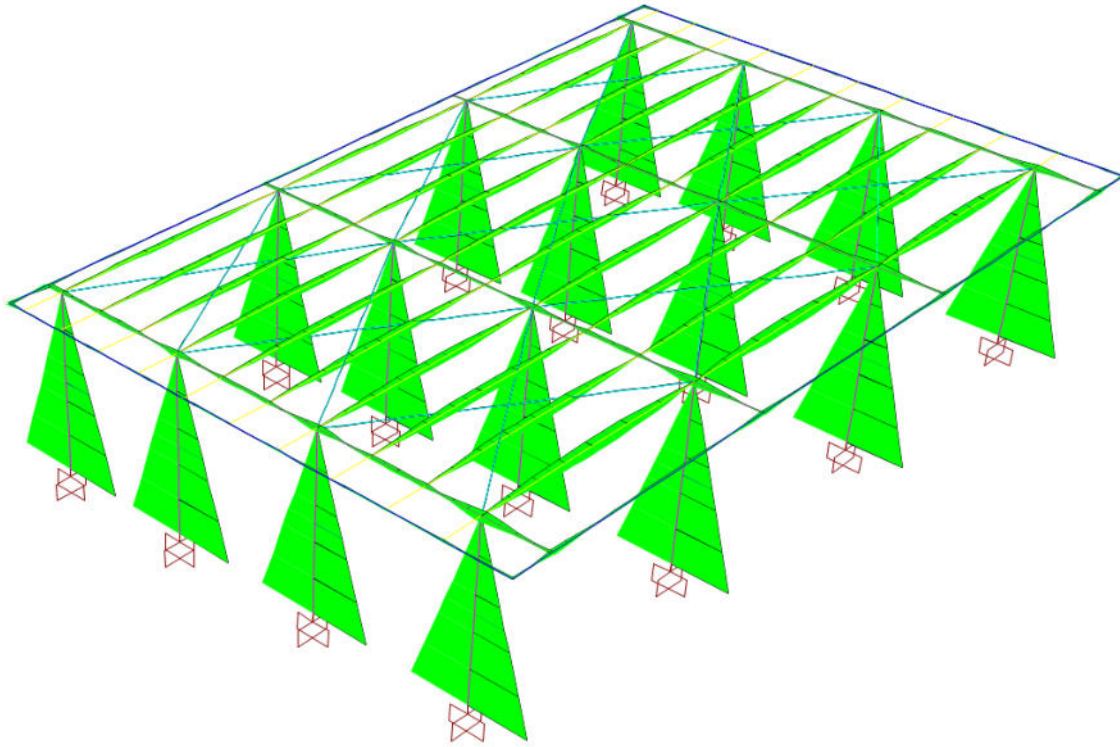
Valori delle sollecitazioni: Inviluppo degli sforzi di taglio (asse forte) – Combinazioni SLV



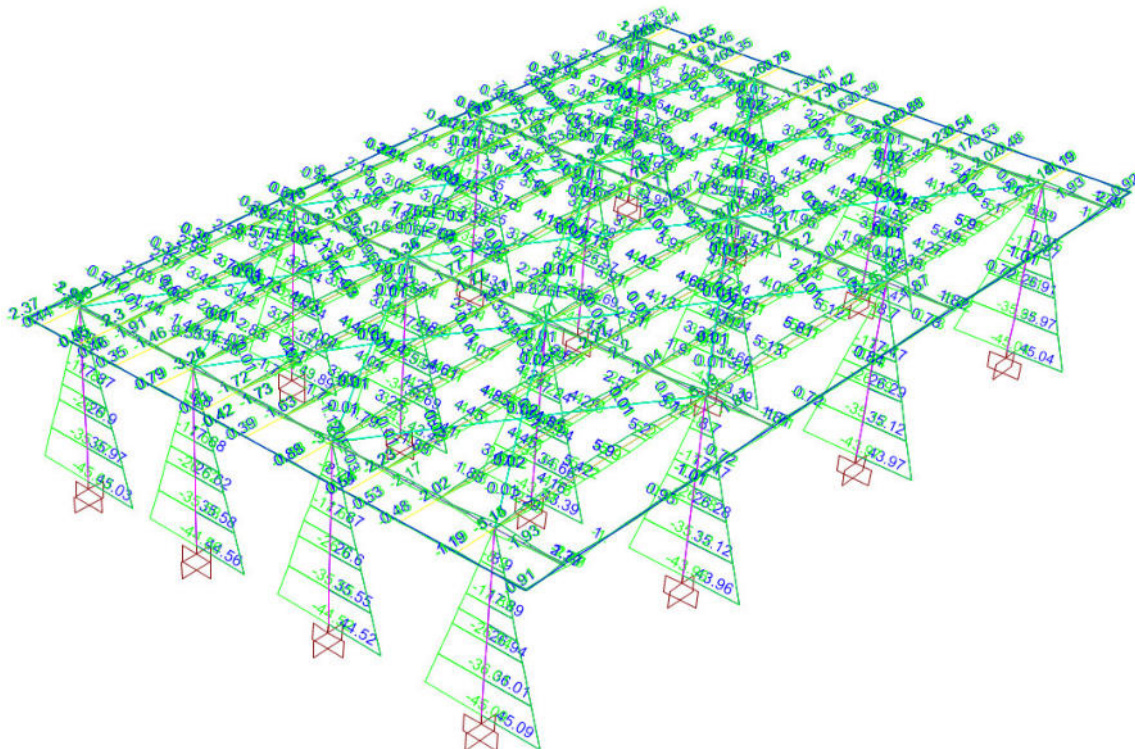
Involuppo dei momenti flettenti (asse forte) – Combinazioni SLV



Valori delle sollecitazioni: Involuppo dei momenti flettenti (asse forte) – Combinazioni SLV



Inviluppo dei momenti flettenti (asse debole) – Combinazioni SLV



Valori delle sollecitazioni: Inviluppo dei momenti flettenti (asse debole) – Combinazioni SLV

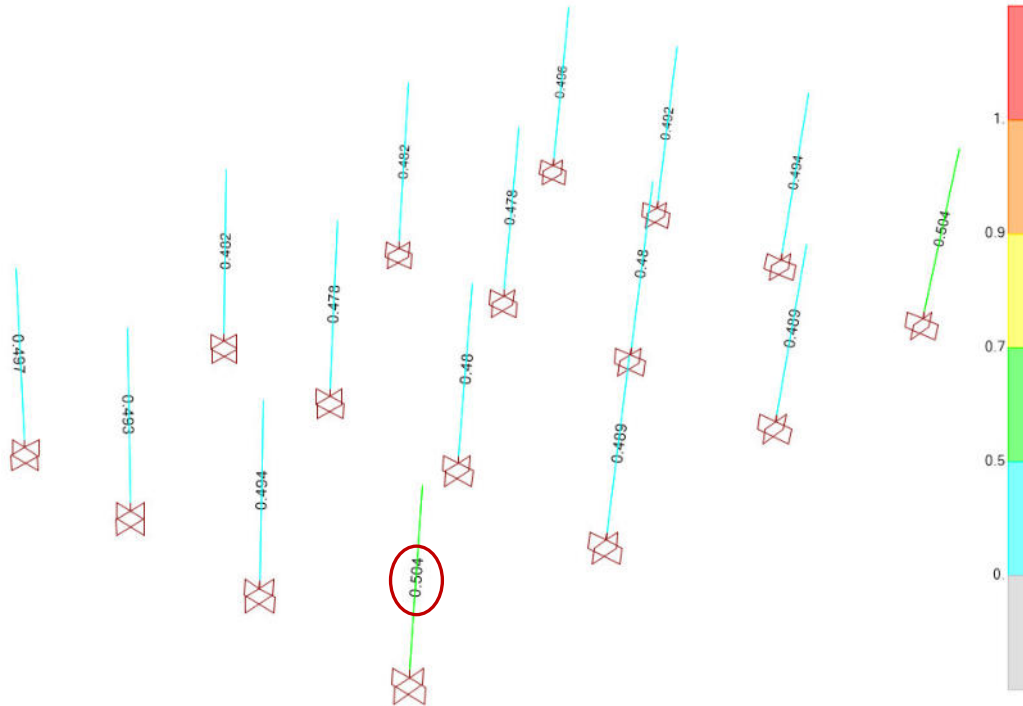
I diagrammi delle caratteristiche di sollecitazione riportati nelle immagini precedenti sono congruenti con quelli attesi.

7. VERIFICHE DI RESISTENZA E DEFORMABILITA'

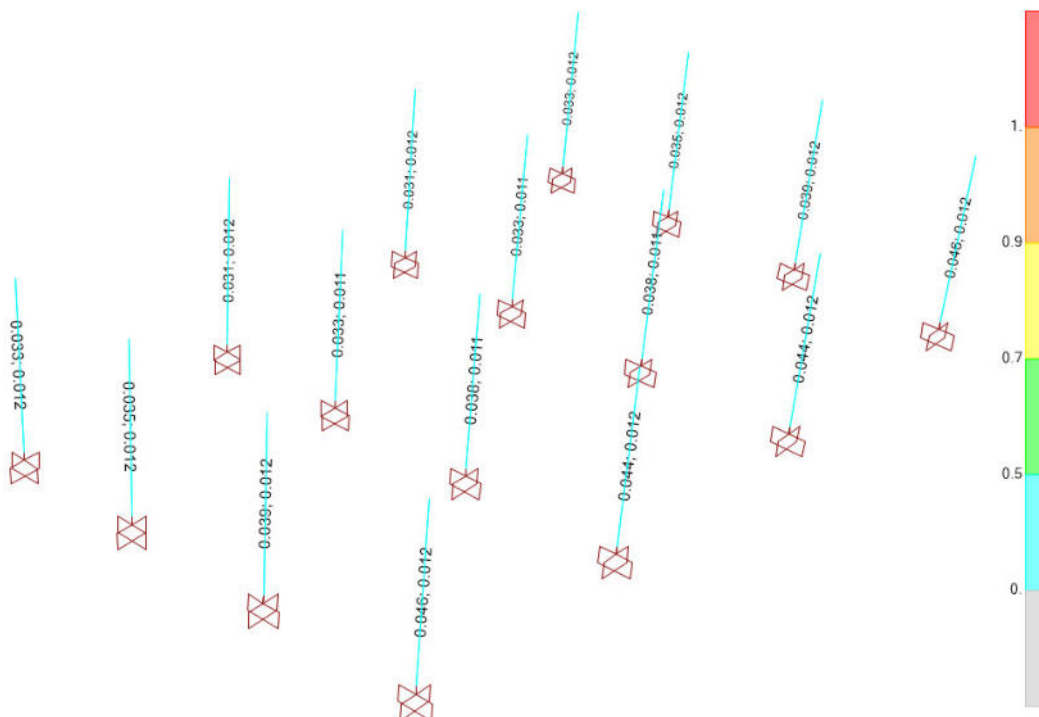
7.1. VERIFICHE DI RESISTENZA DELLE COLONNE (HEA 240)

Nel caso delle colonne viene riportata la sola verifica di resistenza.

VERIFICA DI RESISTENZA:



Colonne HEA 240 – Coefficienti di sfruttamento relativi alle verifiche di resistenza per sforzi assiali e flettenti



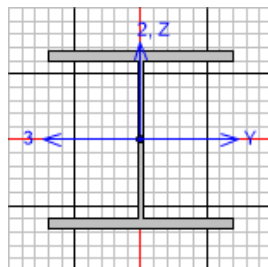
Colonne HEA 240 – Coefficienti di sfruttamento relativi alle verifiche di resistenza per sforzi di taglio

STAZIONE ASI

Pensilina di banchina: Relazione di calcolo tipo A2

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN2G	00	D 78	CL.FV06A0.002	A	38 di 53

Segue il report delle verifiche dell'elemento con il coefficiente di sfruttamento maggiore.



Italian NTC 2018 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)

Units : KN, m, C

Frame : 40	X Mid: 0.995	Combo: SLV-05	Design Type: Column
Length: 4.12	Y Mid: 1.502	Shape: HE240A	Frame Type: Non Dissipative
Loc : 0.	Z Mid: 2.06	Class: Class 1	Rolled : Yes

Interaction=Method A	MultiResponse=Envelopes	P-Delta Done? No
Consider Torsion? No		
Ignore Seismic Code? No	Ignore Special EQ Load? No	D/P Plug Welded? Yes

GammaM0=1.05	GammaM1=1.05	GammaM2=1.05		
q0=1.	Omega=1.	GammaRd=1.15		
An/Ag=1.	RLLF=1.	PLLF=0.75	D/C Lim=1.	Prin. Axis Angle = 0. deg

Aeff=0.008	Av,2=0.003	Av,3=0.006	eNy=0.	eNz=0.
A=0.008	Iy=7.763E-05	iy=0.101	Wel,y=6.750E-04	Weff,y=6.750E-04
It=4.210E-07	Iz=2.769E-05	iz=0.06	Wel,z=2.308E-04	Weff,z=2.308E-04
Iw=3.290E-07	Iyz=0.	h=0.23	Wpl,y=7.450E-04	
E=210000000.	fy=275000.	fu=430000.	Wpl,z=3.520E-04	

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	Ned	My,Ed	Mz,Ed	V2,Ed	V3,Ed	TEd
0.	-37.829	24.001	45.093	5.886	11.024	0.006

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation NTC Eq 4.2.38)

D/C Ratio:	0.504 = (0.123)^2. + (0.489)^1. <	1.	OK
	= (My,Ed/Mn,y,Rd)^Alpha + (Mz,Ed/Mn,z,Rd)^Beta		(NTC Eq 4.2.38)

AXIAL FORCE DESIGN

	NEd Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity
Axial	-37.829	2011.429	2011.429

	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag
	2011.429	2830.629	3528.048	3528.047	1.

	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Y-Y	b	0.34	2370.355	0.944	1.072	0.633	1273.038
Y-Y Braced	b	0.34	19372.275	0.33	0.577	0.953	1916.752
Z-Z	c	0.49	1210.182	1.321	1.647	0.38	764.437
Z-Z Braced	c	0.49	7117.937	0.545	0.733	0.818	1644.645
Torsional TF	c	0.49	3528.047	0.774	0.94	0.679	1365.087

MOMENT DESIGN

	MEd Moment	MEd,span Moment	Mm,Ed Moment	Meq,Ed Moment
Y-Y	24.001	24.001	24.001	14.411
Z-Z	45.093	45.093	45.093	27.056

	Mc,Rd Capacity	Mv,Rd Capacity	Mn,Rd Capacity	Mb,Rd Capacity
--	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------

STAZIONE ASI

Pensilina di banchina: Relazione di calcolo tipo A2

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN2G	00	D 78	CL.FV06A0 002	A	39 di 53

Y-Y	195.119	195.119	195.119	159.228
Z-Z	92.19	92.19	92.19	

LTB	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	Iw	Mcr
	b	0.34	0.641	0.78	0.816	3.290E-07	498.922

Factors	kw	Psi	C2	C3	zj
	1.	1.883	0.	0.941	
	za	zs	zg	zz	
	0.115	1.4E-17	0.115	-2.863E-18	1.674E-17

Factors	kyy	kyz	kzy	kzz
	0.602	0.364	0.996	0.607

	Ved	Vpl,Rd	Ved/Vpl,Rd	rho
	Force	Capacity	Ratio	Factor
2-Axis	5.886	380.144	0.015	1.
3-Axis	11.024	927.678	0.012	1.

SHEAR DESIGN

	VEd	TEd	Vc,Rd	Stress	Status
	Force	Torsion	Capacity	Ratio	Check
2-Axis	5.886	0.006	380.144	0.015	OK
3-Axis	11.024	0.006	927.678	0.012	OK

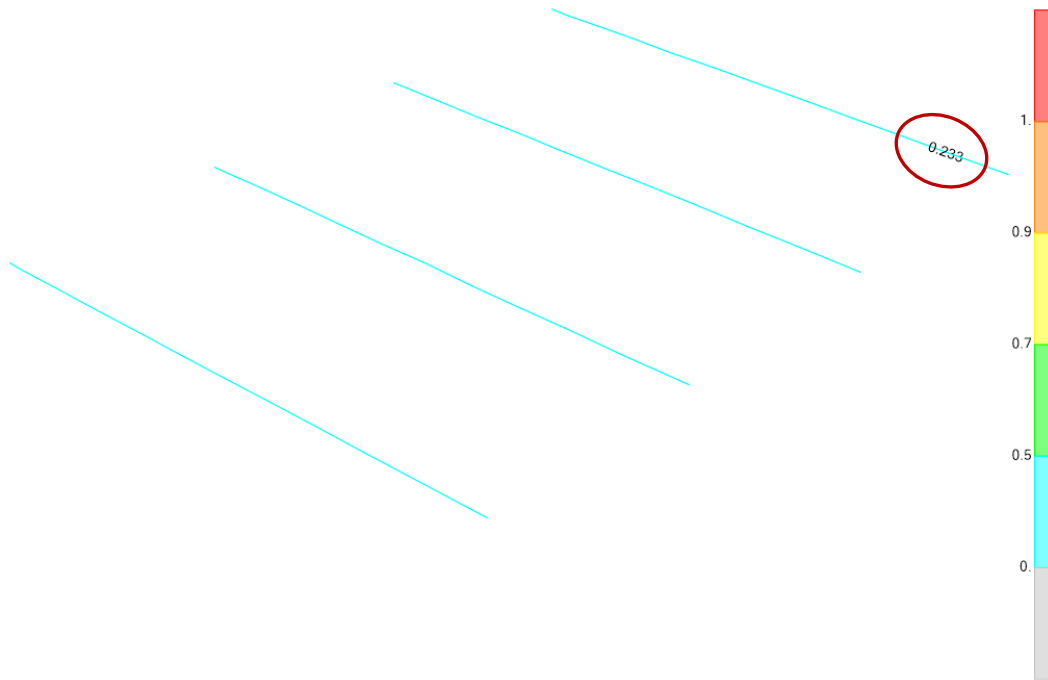
	Vpl,Rd	Eta	LambdaBar	Chi
	Capacity	Factor	Ratio	Factor
2-Axis	380.144	1.2	0.337	1.2
3-Axis	927.678	1.2	0.	1.

Tipologia	Elemento	Combinazione	N _{max/min}	MX _{max/min}	My _{max/min}	Vx _{max/min}	Vy _{max/min}
Frame	40	SLV-05	-37.829	24.001	45.093	11.024	5.886

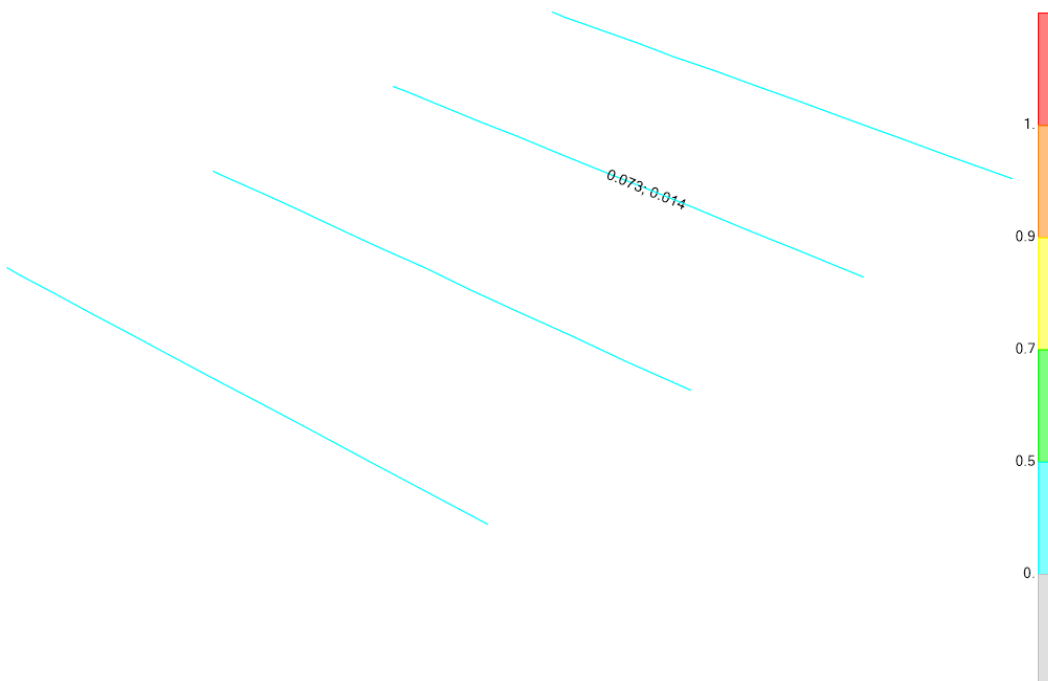
7.2. VERIFICHE DI RESISTENZA E DEFORMABILITA' DELLE TRAVI (UPN 240/6)

VERIFICA DI RESISTENZA:

Per rendere maggiormente comprensibile le immagini in cui sono riportati i coefficienti di sfruttamento, si mostra il solo coefficiente di sfruttamento massimo, per gli altri elementi ci si può rifare al color map riportato al lato.



Travi UPN 240 – Coefficienti di sfruttamento relativi alle verifiche di resistenza per sforzi assiali e flettenti



Travi UPN 240 – Coefficienti di sfruttamento relativi alle verifiche di resistenza per sforzi di taglio

Segue il report delle verifiche dell'elemento con il coefficiente di sfruttamento maggiore.

STAZIONE ASI

Pensilina di banchina: Relazione di calcolo tipo A2

COMMESSA

LOTTO

CODIFICA

DOCUMENTO

REV.

FOGLIO

NN2G

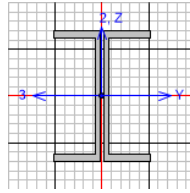
00

D 78

CL.FV06A0 002

A

41 di 53



Italian NTC 2018 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)

Units : KN, m, C

Frame : 132	X Mid: 18.995	Combo: SLU-02	Design Type: Beam
Length: 1.502	Y Mid: 0.751	Shape: 2UPN240/6/	Frame Type: Non Dissipative
Loc : 1.502	Z Mid: 4.12	Class: Class 1	Rolled : Yes

Interaction=Method A	MultiResponse=Envelopes	P-Delta Done? No
Consider Torsion? No	Ignore Special EQ Load? No	D/P Plug Welded? Yes
Ignore Seismic Code? No		

GammaM0=1.05	GammaM1=1.05	GammaM2=1.05		
q0=1.	Omega=1.	GammaRd=1.15		
An/Ag=1.	RLLF=1.	PLLF=0.75	D/C Lim=1.	Prin. Axis Angle = 0. deg

Aeff=0.008	Av,2=0.005	Av,3=0.004	eNy=0.	eNz=0.
A=0.008	Iy=7.193E-05	iy=0.092	Wel,y=5.994E-04	Weff,y=5.994E-04
It=3.713E-07	Iz=1.035E-05	iz=0.035	Wel,z=1.176E-04	Weff,z=1.176E-04
Iw=8.629E-08	Iyz=0.	h=0.24	Wpl,y=7.192E-04	
E=210000000.	fy=275000.	fu=430000.	Wpl,z=2.137E-04	

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	Ned	My,Ed	Mz,Ed	V2,Ed	V3,Ed	TEd
1.502	1.132	-37.137	-0.5	23.89	0.303	0.019

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

D/C Ratio:	0.222 = 0. + 0.217 + 0.005 <	1.	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
	1.132	2215.452	2215.452

	Np1,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag
	2215.452	3117.746	11237.7	11237.699	1.

	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Y-Y	c	0.49	66120.833	0.188	0.515	1.	2215.452
Y-Y Braced	c	0.49	66120.833	0.188	0.515	1.	2215.452
Z-Z	c	0.49	9514.12	0.494	0.694	0.846	1874.443
Z-Z Braced	c	0.49	9514.12	0.494	0.694	0.846	1874.443
Torsional TF	c	0.49	11237.699	0.455	0.666	0.868	1922.641

MOMENT DESIGN

	MEd	MEd, span	Mm,Ed	Meq,Ed
	Moment	Moment	Moment	Moment
Y-Y	-0.273	-37.137	-0.273	-22.391
Z-Z	-0.5	-0.5	-0.5	-0.291

	Mc,Rd	Mv,Rd	Mn,Rd	Mb,Rd
	Capacity	Capacity	Capacity	Capacity
Y-Y	188.362	188.362	188.362	170.914
Z-Z	55.969	55.969	55.969	

	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	Iw	Mcr
LTB	d	0.76	0.322	0.598	0.907	8.629E-08	1910.99

STAZIONE ASI

Pensilina di banchina: Relazione di calcolo tipo A2

COMMESSA

NN2G

LOTTO

00

CODIFICA

D 78

DOCUMENTO

CL.FV06A0.002

REV.

A

FOGLIO

42 di 53

Factors	kw	Psi	C2	C3	
	1.	1.874	0.	0.943	
	za	zs	zg	zz	zj
	0.12	0.	0.12	0.	0.

Factors	kyy	kyz	kzy	kzz
	0.603	0.349	1.	0.582

	Ved	Vp1,Rd	Ved/Vp1,Rd	rho
	Force	Capacity	Ratio	Factor
2-Axis	23.89	699.198	0.034	1.
3-Axis	0.303	664.269	4.558E-04	1.

SHEAR DESIGN

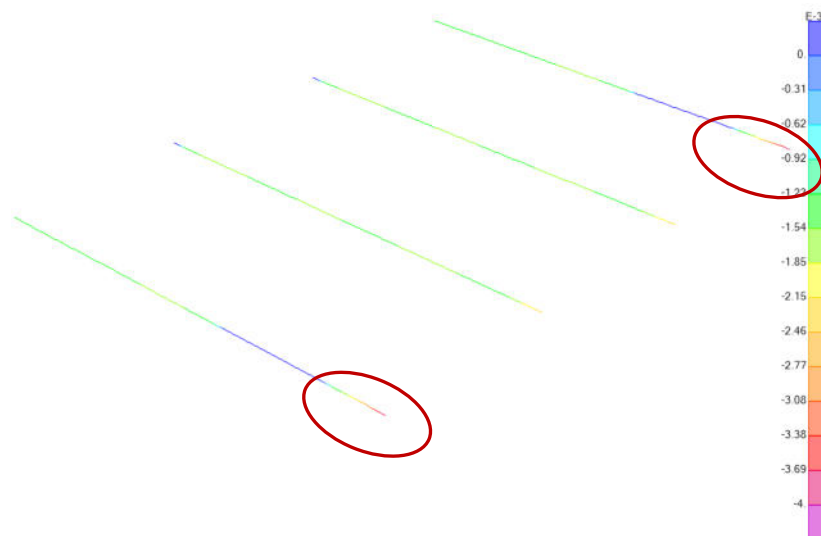
	VEd	TEd	Vc,Rd	Stress	Status
	Force	Torsion	Capacity	Ratio	Check
2-Axis	23.89	0.008	699.198	0.034	OK
3-Axis	0.362	0.008	664.269	0.001	OK

	Vp1,Rd	Eta	Lambdabar	Chi
	Capacity	Factor	Ratio	Factor
2-Axis	699.198	1.2	0.268	1.2
3-Axis	664.269	1.2	0.	1.

Tipologia	Elemento	Combinazione	N _{max/min}	MX _{max/min}	MY _{max/min}	VX _{max/min}	VY _{max/min}
Frame	132	SLU-02	1.132	-37.137	-0.500	0.362	25.210

VERIFICA DI DEFORMABILITA'

Si riporta un'immagine con i risultati ottenuti in termini di spostamenti in combinazione SLE-RARA, dal color map al lato è possibile dedurre lo spostamento massimo:



Travi 2UPN 240 – Spostamenti verticali massimi Travi principali

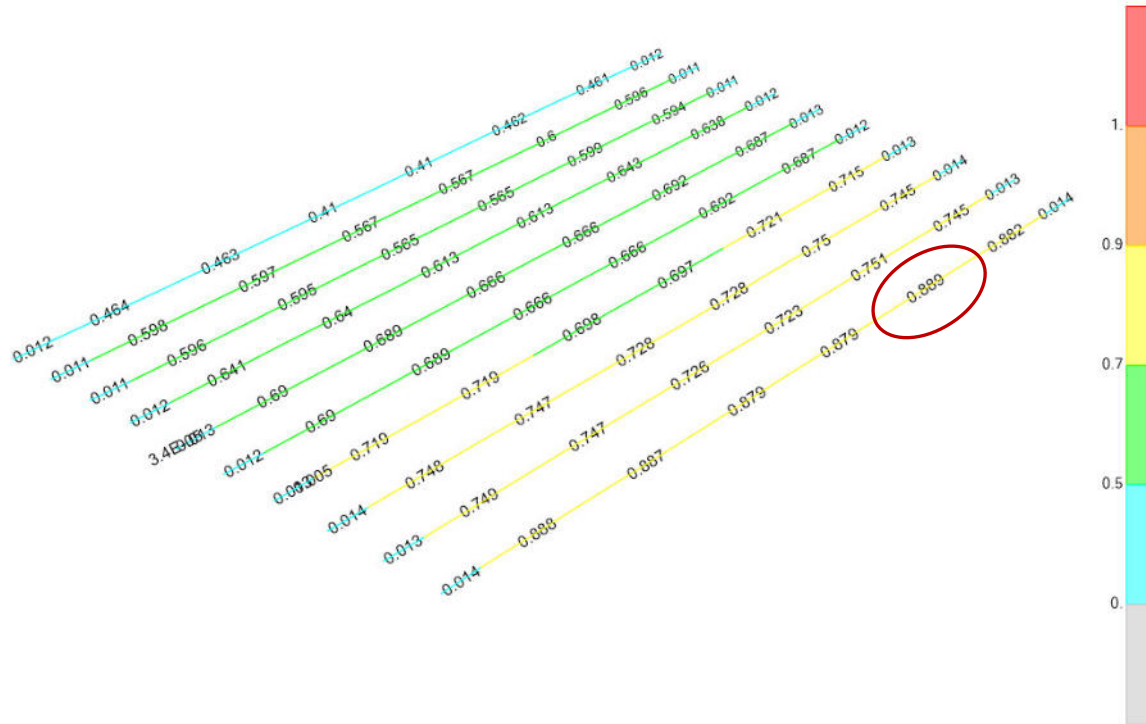
Come visibile dall'immagine sopra riportata lo spostamento verticale massimo si ha in corrispondenza degli sbalzi di estremità sul lato col sbalzi maggiore:

$$\delta_{\max} = 4,0\text{mm}$$

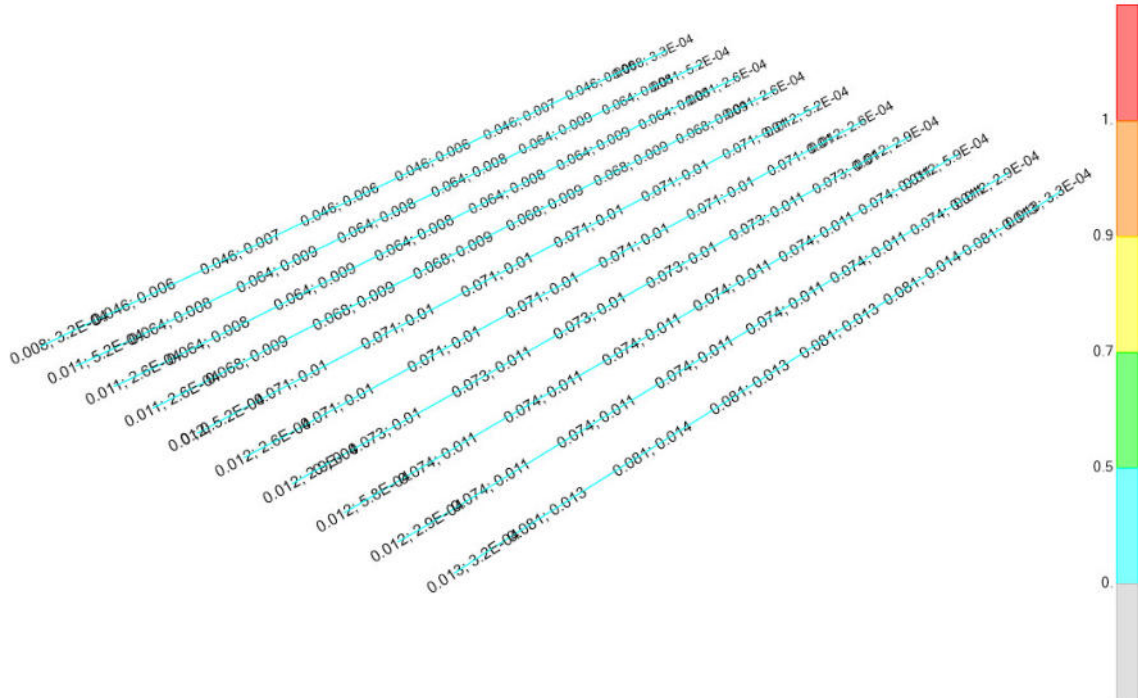
$$< L/200 = 1500/200 = 7,5 \text{ mm.}$$

7.1. VERIFICHE DI RESISTENZA E DEFORMABILITA' DEGLI ARCRECCI (IPE 180)

VERIFICA DI RESISTENZA:



Arcarecci IPE 180 – Coefficienti di sfruttamento relativi alle verifiche di resistenza per sforzi assiali e flettenti



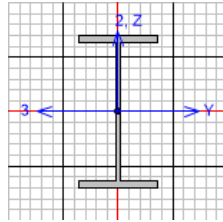
Arcarecci IPE 180 – Coefficienti di sfruttamento relativi alle verifiche di resistenza per sforzi di taglio

Segue il report delle verifiche dell'elemento con il coefficiente di sfruttamento maggiore.

STAZIONE ASI

Pensilina di banchina: Relazione di calcolo tipo A2

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN2G	00	D 78	CL.FV06A0 002	A	44 di 53


Italian NTC 2018 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)

Units : KN, m, C

Frame : 13	X Mid: 14.495	Combo: SLV-02	Design Type: Beam
Length: 3.	Y Mid: 1.502	Shape: IPE180	Frame Type: Non Dissipative
Loc : 3.	Z Mid: 4.12	Class: Class 1	Rolled : Yes

Interaction=Method A	MultiResponse=Envelopes	P-Delta Done? No
Consider Torsion? No		
Ignore Seismic Code? No	Ignore Special EQ Load? No	D/P Plug Welded? Yes

GammaM0=1.05	GammaM1=1.05	GammaM2=1.05		
q0=1.	Omega=1.	GammaRd=1.15		
An/Ag=1.	RLLF=1.	PLLF=0.75	D/C Lim=1.	Prin. Axis Angle = 0. deg

Aeff=0.002	Av,2=0.001	Av,3=0.002	eNy=0.	eNz=0.
A=0.002	Iy=1.317E-05	iy=0.074	Wel,y=1.463E-04	Weff,y=1.463E-04
It=4.730E-08	Iz=1.010E-06	iz=0.021	Wel,z=2.220E-05	Weff,z=2.220E-05
Iw=7.470E-09	Iyz=0.	h=0.18	Wpl,y=1.660E-04	
E=210000000.	fy=275000.	fu=430000.	Wpl,z=3.460E-05	

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	Ned	My,Ed	Mz,Ed	V2,Ed	V3,Ed	TEd
3.	-3.16	10.342	-5.769	0.036	0.557	0.

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation NTC Eq C4.2.32)

D/C Ratio: 0.889 = 0.005 + 0.246 + 0.637 < 1. OK

$$= \frac{Ned}{\chi_{min}(f_{yk}A)/\Gamma_{M1}} + \frac{(My,Ed)}{\chi_{LT}((f_{yk}W_y)/\Gamma_{M1}) * (1-Ned/Ncr,y)} + \frac{(Mz,Ed)}{((f_{yk}W_z)/\Gamma_{M1}) * (1-Ned/Ncr,z)} \quad (\text{NTC Eq C4.2.32})$$
AXIAL FORCE DESIGN

	NEd	Nc,Rd	Nt,Rd				
Axial	Force	Capacity	Capacity				
	-3.16	625.952	625.952				
	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag		
	625.952	880.886	7892.552	7892.552	1.		
	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Y-Y	a	0.21	3032.929	0.466	0.636	0.935	585.046
Y-Y Braced	a	0.21	3032.929	0.466	0.636	0.935	585.046
Z-Z	b	0.34	5814.841	0.336	0.58	0.951	595.078
Z-Z Braced	b	0.34	5814.841	0.336	0.58	0.951	595.078
Torsional TF	b	0.34	7892.552	0.289	0.557	0.968	606.099

MOMENT DESIGN

	MEd	MEd, span	Mm,Ed	Meq,Ed
	Moment	Moment	Moment	Moment
Y-Y	10.528	10.528	10.528	10.342
Z-Z	-5.899	-5.899	-5.899	-5.769
	Mc,Rd	Mv,Rd	Mn,Rd	Mb,Rd
	Capacity	Capacity	Capacity	Capacity
Y-Y	43.476	43.476	43.476	42.04
Z-Z	9.062	9.062	9.062	

STAZIONE ASI
 Pensilina di banchina: Relazione di calcolo tipo A2

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN2G	00	D 78	CL FV06A0 002	A	45 di 53

LTB	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	Iw	Mcr
	b	0.34	0.292	0.558	0.967	7.470E-09	534.766

Factors	kw	Psi	C2	C3	za	zs	zg	zz	zj
	1.	1.025	0.	0.996	0.09	0.	0.09	0.	0.

Factors	kyy	kyz	kzy	kzz
	0.8	0.587	0.936	0.978

	Ved	Vpl, Rd	Ved/Vpl, Rd	rho
	Force	Capacity	Ratio	Factor
2-Axis	0.036	169.416	2.121E-04	1.
3-Axis	0.557	229.961	0.002	1.

SHEAR DESIGN

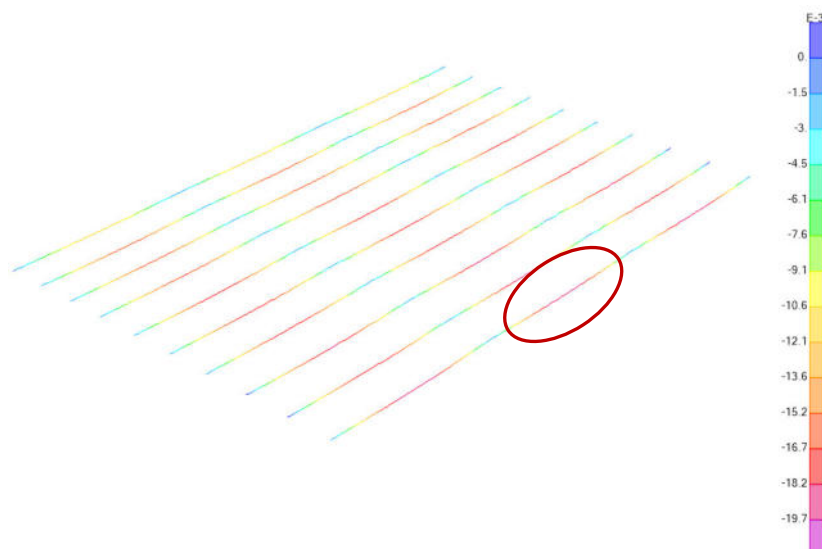
	VEd	TEd	Vc, Rd	Stress	Status
	Force	Torsion	Capacity	Ratio	Check
2-Axis	0.036	0.	169.416	0.	OK
3-Axis	0.557	0.	229.961	0.002	OK

	Vpl, Rd	Eta	Lambdabar	Chi
	Capacity	Factor	Ratio	Factor
2-Axis	169.416	1.2	0.379	1.2
3-Axis	229.961	1.2	0.	1.

Tipologia	Elemento	Combinazione	N _{max/min}	MX _{max/min}	My _{max/min}	VX _{max/min}	Vy _{max/min}
Frame	13	SLV-02	-3.890	10.520	-5.898	-3.170	-6.968

VERIFICA DI DEFORMABILITA'

Si riporta un'immagine con i risultati ottenuti in termini di spostamenti in combinazione SLE-RARA, dal color map al lato è possibile dedurre lo spostamento massimo:



Arcarecci IPE 180 – Spostamenti verticali massimi Arcarecci

Come visibile dall'immagine sopra riportata lo spostamento verticale massimo è pari a:

$$\delta_{\max} = 19,7\text{mm} \quad < L/200 = 6000/200 = 30 \text{ mm..}$$

STAZIONE ASI

Pensilina di banchina: Relazione di calcolo tipo A2

COMMESSA

LOTTO

CODIFICA

DOCUMENTO

REV.

FOGLIO

NN2G

00

D 78

CL.FV06A0 002

A

46 di 53

8. VERIFICHE ALL'INTERFACCIA PIASTRA - FONDAZIONE

Si riportano, nelle tabelle seguenti, le reazioni vincolari alla base delle colonne.

TABLE: Joint Reactions									
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
51	INV-SLU	Combination	Max	3	7	43	-1	11	0
51	INV-SLU	Combination	Min	-3	1	-8	-13	-11	0
52	INV-SLU	Combination	Max	1	7	82	-4	4	0
52	INV-SLU	Combination	Min	-1	2	-17	-13	-4	0
57	INV-SLU	Combination	Max	1	7	80	-4	4	0
57	INV-SLU	Combination	Min	-1	3	-18	-13	-4	0
58	INV-SLU	Combination	Max	3	6	69	1	11	0
58	INV-SLU	Combination	Min	-3	-1	-5	-12	-11	0
59	INV-SLU	Combination	Max	3	6	51	-4	11	0
59	INV-SLU	Combination	Min	-3	2	-8	-12	-11	0
60	INV-SLU	Combination	Max	1	7	41	-1	4	0
60	INV-SLU	Combination	Min	-1	1	-10	-14	-4	0
64	INV-SLU	Combination	Max	3	7	43	-4	11	0
64	INV-SLU	Combination	Min	-3	2	-9	-13	-11	0
65	INV-SLU	Combination	Max	1	6	79	-1	4	0
65	INV-SLU	Combination	Min	-1	1	-11	-13	-4	0
67	INV-SLU	Combination	Max	1	7	40	-1	4	0
67	INV-SLU	Combination	Min	-1	1	-10	-14	-4	0
69	INV-SLU	Combination	Max	1	7	82	-4	4	0
69	INV-SLU	Combination	Min	-1	2	-17	-13	-4	0
71	INV-SLU	Combination	Max	1	7	80	-4	4	0
71	INV-SLU	Combination	Min	-1	3	-18	-13	-4	0
73	INV-SLU	Combination	Max	1	6	79	-1	4	0
73	INV-SLU	Combination	Min	-1	1	-11	-13	-4	0
75	INV-SLU	Combination	Max	3	7	44	-1	11	0
75	INV-SLU	Combination	Min	-3	1	-8	-13	-11	0
77	INV-SLU	Combination	Max	3	6	51	-4	11	0
77	INV-SLU	Combination	Min	-3	2	-8	-12	-11	0
79	INV-SLU	Combination	Max	3	7	43	-4	11	0
79	INV-SLU	Combination	Min	-3	2	-9	-13	-11	0
81	INV-SLU	Combination	Max	3	6	70	1	11	0
81	INV-SLU	Combination	Min	-3	-1	-5	-12	-11	0
			MAX =	3	7	82	1	11	
			MIN =	-3	-1	-18	-14	-11	

TABLE: Joint Reactions									
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
51	INV-SLV	Combination	Max	14	10	35	21	55	0
51	INV-SLV	Combination	Min	-14	-10	14	-23	-55	0
52	INV-SLV	Combination	Max	14	12	48	23	58	0
52	INV-SLV	Combination	Min	-14	-11	34	-25	-58	0
57	INV-SLV	Combination	Max	16	12	47	23	64	0
57	INV-SLV	Combination	Min	-16	-11	36	-24	-64	0
58	INV-SLV	Combination	Max	17	9	45	23	71	0
58	INV-SLV	Combination	Min	-17	-11	27	-20	-71	0
59	INV-SLV	Combination	Max	15	11	32	22	61	0
59	INV-SLV	Combination	Min	-15	-11	19	-23	-61	0
60	INV-SLV	Combination	Max	13	10	34	24	52	0
60	INV-SLV	Combination	Min	-13	-11	11	-23	-52	0
64	INV-SLV	Combination	Max	16	11	27	22	67	0
64	INV-SLV	Combination	Min	-16	-10	18	-24	-67	0
65	INV-SLV	Combination	Max	17	11	50	23	69	0
65	INV-SLV	Combination	Min	-17	-10	30	-23	-69	0
67	INV-SLV	Combination	Max	13	10	34	24	52	0
67	INV-SLV	Combination	Min	-13	-11	11	-23	-52	0
69	INV-SLV	Combination	Max	14	12	48	23	58	0
69	INV-SLV	Combination	Min	-14	-11	34	-25	-58	0
71	INV-SLV	Combination	Max	16	12	47	23	64	0
71	INV-SLV	Combination	Min	-16	-11	36	-24	-64	0
73	INV-SLV	Combination	Max	17	11	50	23	69	0

STAZIONE ASI

Pensilina di banchina: Relazione di calcolo tipo A2

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN2G	00	D 78	CL.FV06A0 002	A	47 di 53

73	INV-SLV	Combination	Min	-17	-10	30	-23	-69	0
75	INV-SLV	Combination	Max	14	10	35	21	55	0
75	INV-SLV	Combination	Min	-14	-10	14	-23	-55	0
77	INV-SLV	Combination	Max	15	11	32	22	61	0
77	INV-SLV	Combination	Min	-15	-11	19	-23	-61	0
79	INV-SLV	Combination	Max	16	11	27	22	67	0
79	INV-SLV	Combination	Min	-16	-10	18	-24	-67	0
81	INV-SLV	Combination	Max	17	9	45	23	71	0
81	INV-SLV	Combination	Min	-17	-11	27	-20	-71	0
			MAX =	17	12	50	24	71	
			MIN =	-17	-11	11	-25	-71	

TABLE: Joint Reactions

Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
51	INV-SLERA	Combination	Max	2	5	30	-1	7	0
51	INV-SLERA	Combination	Min	-2	1	12	-9	-7	0
52	INV-SLERA	Combination	Max	1	5	56	-3	2	0
52	INV-SLERA	Combination	Min	-1	2	21	-9	-2	0
57	INV-SLERA	Combination	Max	1	5	54	-3	2	0
57	INV-SLERA	Combination	Min	-1	2	21	-9	-2	0
58	INV-SLERA	Combination	Max	2	3	47	1	7	0
58	INV-SLERA	Combination	Min	-2	-1	23	-7	-7	0
59	INV-SLERA	Combination	Max	2	4	34	-3	7	0
59	INV-SLERA	Combination	Min	-2	2	14	-8	-7	0
60	INV-SLERA	Combination	Max	1	4	28	-1	2	0
60	INV-SLERA	Combination	Min	-1	0	9	-9	-2	0
64	INV-SLERA	Combination	Max	2	5	29	-3	7	0
64	INV-SLERA	Combination	Min	-2	2	11	-9	-7	0
65	INV-SLERA	Combination	Max	1	4	53	-1	2	0
65	INV-SLERA	Combination	Min	-1	1	24	-9	-2	0
67	INV-SLERA	Combination	Max	1	4	28	-1	2	0
67	INV-SLERA	Combination	Min	-1	0	9	-9	-2	0
69	INV-SLERA	Combination	Max	1	5	56	-3	2	0
69	INV-SLERA	Combination	Min	-1	2	21	-9	-2	0
71	INV-SLERA	Combination	Max	1	5	54	-3	2	0
71	INV-SLERA	Combination	Min	-1	2	21	-9	-2	0
73	INV-SLERA	Combination	Max	1	4	53	-1	2	0
73	INV-SLERA	Combination	Min	-1	1	24	-9	-2	0
75	INV-SLERA	Combination	Max	2	5	30	-1	7	0
75	INV-SLERA	Combination	Min	-2	1	12	-9	-7	0
77	INV-SLERA	Combination	Max	2	4	34	-3	7	0
77	INV-SLERA	Combination	Min	-2	2	14	-8	-7	0
79	INV-SLERA	Combination	Max	2	5	29	-3	7	0
79	INV-SLERA	Combination	Min	-2	2	11	-9	-7	0
81	INV-SLERA	Combination	Max	2	3	48	1	7	0
81	INV-SLERA	Combination	Min	-2	-1	23	-7	-7	0
			MAX =	2	5	56	1	7	
			MIN =	-2	-1	9	-9	-7	

TABLE: Joint Reactions

Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
51	INV-SLEFR	Combination	Max	1	3	25	1	4	0
51	INV-SLEFR	Combination	Min	-1	0	18	-5	-4	0
52	INV-SLEFR	Combination	Max	0	3	44	0	1	0
52	INV-SLEFR	Combination	Min	0	0	31	-5	-1	0
57	INV-SLEFR	Combination	Max	0	3	43	0	1	0
57	INV-SLEFR	Combination	Min	0	0	31	-5	-1	0
58	INV-SLEFR	Combination	Max	1	1	39	3	4	0
58	INV-SLEFR	Combination	Min	-1	-2	30	-3	-4	0
59	INV-SLEFR	Combination	Max	1	2	28	0	4	0
59	INV-SLEFR	Combination	Min	-1	0	20	-5	-4	0
60	INV-SLEFR	Combination	Max	0	2	23	2	1	0
60	INV-SLEFR	Combination	Min	0	-1	16	-5	-1	0
64	INV-SLEFR	Combination	Max	1	3	23	0	4	0
64	INV-SLEFR	Combination	Min	-1	0	17	-5	-4	0

STAZIONE ASI

Pensilina di banchina: Relazione di calcolo tipo A2

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN2G	00	D 78	CL.FV06A0 002	A	48 di 53

65	INV-SLEFR	Combination	Max	0	2	43	1	1	0
65	INV-SLEFR	Combination	Min	0	-1	32	-5	-1	0
67	INV-SLEFR	Combination	Max	0	2	23	2	1	0
67	INV-SLEFR	Combination	Min	0	-1	16	-5	-1	0
69	INV-SLEFR	Combination	Max	0	3	44	0	1	0
69	INV-SLEFR	Combination	Min	0	0	31	-5	-1	0
71	INV-SLEFR	Combination	Max	0	3	43	0	1	0
71	INV-SLEFR	Combination	Min	0	0	31	-5	-1	0
73	INV-SLEFR	Combination	Max	0	2	43	1	1	0
73	INV-SLEFR	Combination	Min	0	-1	32	-5	-1	0
75	INV-SLEFR	Combination	Max	1	3	25	1	4	0
75	INV-SLEFR	Combination	Min	-1	0	18	-5	-4	0
77	INV-SLEFR	Combination	Max	1	2	28	0	4	0
77	INV-SLEFR	Combination	Min	-1	0	20	-5	-4	0
79	INV-SLEFR	Combination	Max	1	3	23	0	4	0
79	INV-SLEFR	Combination	Min	-1	0	17	-5	-4	0
81	INV-SLEFR	Combination	Max	1	1	39	3	4	0
81	INV-SLEFR	Combination	Min	-1	-2	30	-3	-4	0
			MAX =	1	3	44	3	4	
			MIN =	-1	-2	16	-5	-4	

TABLE: Joint Reactions

Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
51	INV-SLEQP	Combination	Max	1	1	25	1	4	0
51	INV-SLEQP	Combination	Min	-1	0	24	-2	-4	0
52	INV-SLEQP	Combination	Max	0	1	42	0	1	0
52	INV-SLEQP	Combination	Min	0	0	41	-1	-1	0
57	INV-SLEQP	Combination	Max	0	0	42	0	1	0
57	INV-SLEQP	Combination	Min	0	0	41	-1	-1	0
58	INV-SLEQP	Combination	Max	1	-1	37	3	4	0
58	INV-SLEQP	Combination	Min	-1	-2	36	0	-4	0
59	INV-SLEQP	Combination	Max	1	0	26	0	4	0
59	INV-SLEQP	Combination	Min	-1	0	25	-1	-4	0
60	INV-SLEQP	Combination	Max	0	0	23	2	1	0
60	INV-SLEQP	Combination	Min	0	-1	22	-1	-1	0
64	INV-SLEQP	Combination	Max	1	1	23	0	4	0
64	INV-SLEQP	Combination	Min	-1	0	22	-1	-4	0
65	INV-SLEQP	Combination	Max	0	1	40	1	1	0
65	INV-SLEQP	Combination	Min	0	-1	39	-2	-1	0
67	INV-SLEQP	Combination	Max	0	0	23	2	1	0
67	INV-SLEQP	Combination	Min	0	-1	22	-1	-1	0
69	INV-SLEQP	Combination	Max	0	1	42	0	1	0
69	INV-SLEQP	Combination	Min	0	0	41	-1	-1	0
71	INV-SLEQP	Combination	Max	0	0	42	0	1	0
71	INV-SLEQP	Combination	Min	0	0	41	-1	-1	0
73	INV-SLEQP	Combination	Max	0	1	40	1	1	0
73	INV-SLEQP	Combination	Min	0	-1	39	-2	-1	0
75	INV-SLEQP	Combination	Max	1	1	25	1	4	0
75	INV-SLEQP	Combination	Min	-1	0	24	-2	-4	0
77	INV-SLEQP	Combination	Max	1	0	26	0	4	0
77	INV-SLEQP	Combination	Min	-1	0	25	-1	-4	0
79	INV-SLEQP	Combination	Max	1	1	23	0	4	0
79	INV-SLEQP	Combination	Min	-1	0	22	-1	-4	0
81	INV-SLEQP	Combination	Max	1	-1	37	3	4	0
81	INV-SLEQP	Combination	Min	-1	-2	36	0	-4	0
			MAX =	1	1	42	3	4	
			MIN =	-1	-2	22	-2	-4	

Ai fini delle verifiche, le barre filettate M24 cl. 8.8 vengono assimilate a barre di armatura con le seguenti precisazioni:

- $A = A_{res} = 353 \text{ mm}^2 \rightarrow \varnothing_{eq} = 21.2 \text{ mm}$;
- $f_{yk} = f_{yb} = 640 \text{ MPa}$.

STAZIONE ASI

Pensilina di banchina: Relazione di calcolo tipo A2

COMMESSA

LOTTO

CODIFICA

DOCUMENTO

REV.

FOGLIO

NN2G

00

D 78

CL.FV06A0 002

A

49 di 53

Per gli SLE, le verifiche da svolgere sono le seguenti (valori limite riportati nel MdP RFI):

- $\sigma_{c,max} \leq 0.55 \cdot f_{ck} = 0.55 \cdot 24.9 = 13.7$ MPa in combinazione rara;
- $\sigma_{c,max} \leq 0.40 \cdot f_{ck} = 0.40 \cdot 24.9 = 9.96$ MPa in combinazione quasi permanente;
- $\sigma_{s,max} \leq 0.75 \cdot f_{yk} = 0.75 \cdot 640 = 480$ MPa in combinazione rara;
- apertura fessure $\leq w_1 = 0.2$ mm in combinazione rara.

Tale verifica riguarda i tirafondi di collegamento, per quanto riguarda le verifiche delle fondazioni a cui sono collegate le colonne si rimanda ad una fase successiva della progettazione.

Seguono i tabulati delle verifiche svolte con il software RC-SEC.

DATI GENERALI SEZIONE GENERICA IN C.A.

NOME SEZIONE: INTERFACCIA

Descrizione Sezione:	INTERFACCIA PIASTRA-CLS
Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze agli Stati Limite Ultimi
Tipologia sezione:	Sezione generica di Trave
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Moderat. aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicit�:	Comb. non sismiche

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C25/30	
	Resis. compr. di progetto fcd:	141	daN/cm ²
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	314470	daN/cm ²
	Resis. media a trazione fctm:	25.6	daN/cm ²
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	149	daN/cm ²
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	149	daN/cm ²
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	112	daN/cm ²
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm
ACCIAIO -	Tipo:	CL8.8	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	6400	daN/cm ²
	Resist. caratt. rottura ftk:	8000	daN/cm ²
	Resist. snerv. di progetto fyd:	5565	daN/cm ²
	Resist. ultima di progetto ftd:	5565	daN/cm ²
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm ²
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:	0.50	
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	5120.0	daN/cm ²	

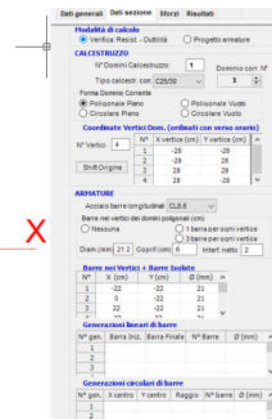
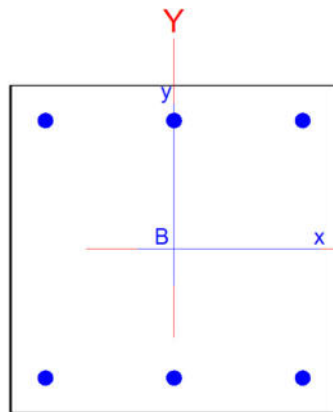
CARATTERISTICHE DOMINIO CALCESTRUZZO

Forma del Dominio:	Poligonale
Classe Calcestruzzo:	C25/30

N° vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-28.0	-28.0
2	-28.0	28.0
3	28.0	28.0
4	28.0	-28.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-22.0	-22.0	21.2
2	0.0	-22.0	21.2
3	22.0	-22.0	21.2
4	-22.0	22.0	21.2
5	0.0	22.0	21.2
6	22.0	22.0	21.2


CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale in daN applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
My	Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
Vy	Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
Vx	Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	8200	1100	1400	0	0
2	-1800	1100	1400	0	0
3	5000	7100	2500	0	0
4	1100	7100	2500	0	0

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My	Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	5600	700	900
2	900	900	900

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)

STAZIONE ASI Pensilina di banchina: Relazione di calcolo tipo A2	COMMESSA NN2G	LOTTO 00	CODIFICA D 78	DOCUMENTO CL.FV06A0.002	REV. A	FOGLIO 51 di 53
---	------------------	-------------	------------------	----------------------------	-----------	--------------------

My con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
 Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	4400	400 (7340)	500 (9175)
2	1600	400 (4642)	500 (5803)

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
 My Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	4200	400 (12109)	300 (9082)
2	2200	400 (7187)	300 (5390)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 4.9 cm
 Interferro netto minimo barre longitudinali: 19.9 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
 N Sn Sforzo normale assegnato [daN] nel baricentro sezione cls. (positivo se di compressione)
 Mx Sn Componente momento assegnato [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
 My Sn Componente momento assegnato [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
 N Res Sforzo normale resistente [daN] baricentrico (positivo se di compress.)
 Mx Res Momento flettente resistente [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
 My Res Momento flettente resistente [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
 Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)
 Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
 As Tesa Area armature trave [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.45)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	8200	1100	1400	8207	18014	22890	16.36	14.1(4.1)
2	S	-1800	1100	1400	-1772	17024	21583	15.44	17.6(4.1)
3	S	5000	7100	2500	5014	27477	9815	3.88	14.1(4.1)
4	S	1100	7100	2500	1085	26737	9409	3.77	14.1(4.1)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
 x/d Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45
 Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
 Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
 es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
 Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.349	28.0	28.0	0.00230	22.0	22.0	-0.00653	-22.0	-22.0
2	0.00350	0.329	28.0	28.0	0.00222	22.0	22.0	-0.00714	-22.0	-22.0

STAZIONE ASI Pensilina di banchina: Relazione di calcolo tipo A2	COMMESSA NN2G	LOTTO 00	CODIFICA D 78	DOCUMENTO CL.FV06A0.002	REV. A	FOGLIO 52 di 53
---	------------------	-------------	------------------	----------------------------	-----------	--------------------

3	0.00350	0.276	28.0	28.0	0.00198	22.0	22.0	-0.00920	-22.0	-22.0
4	0.00350	0.263	28.0	28.0	0.00190	22.0	22.0	-0.00981	-22.0	-22.0

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
 x/d Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
 C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000124538	0.000076040	-0.002116190	0.349	0.876
2	0.000134296	0.000078420	-0.002456063	0.329	0.851
3	0.000059907	0.000194154	-0.003613716	0.276	0.784
4	0.000059381	0.000206777	-0.003952428	0.263	0.769

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
 Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel calcestruzzo [daN/cm²]
 Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
 Ss min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [daN/cm²]
 Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)
 Ac eff. Area di calcestruzzo [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre
 As eff. Area barre [cm²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	6.4	28.0	28.0	-32	-22.0	-22.0	----	----
2	S	5.6	28.0	28.0	-59	-22.0	-22.0	----	----

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

La sezione viene assunta come fessurata solo se la trazione nel calcestruzzo supera f_{ctm} in almeno una combinazione

Ver. Esito della verifica
 e1 Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
 e2 Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
 k1 = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
 kt = 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
 k2 = 0.5 per flessione; $=(e1 + e2)/(2*e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
 k3 = 0.000 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
 k4 = 0.000 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
 Ø Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
 Cf Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
 e sm - e cm Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]
 Tra parentesi: valore minimo = 0.6 Smax / Es [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
 sr max Massima distanza tra le fessure [mm]
 wk Apertura fessure in mm calcolata = $sr \max * (e_sm - e_cm)$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
 Mx fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [daNm]
 My fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [daNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	0.00000	0.00000	----	----	----	----	----	0.000 (990.00)	5734	7372
2	S	0.00000	0.00000	----	----	----	----	----	0.000 (990.00)	4552	4552

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	3.9	28.0	28.0	-12	-22.0	-22.0	----	----
2	S	3.1	28.0	28.0	-25	-22.0	-22.0	----	----

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	0.00000	0.00000	----	----	----	----	----	0.000 (0.30)	7340	9175

STAZIONE ASI

Pensilina di banchina: Relazione di calcolo tipo A2

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN2G	00	D 78	CL.FV06A0 002	A	53 di 53

2	S	0.00000	0.00000	----	----	----	----	----	0.000 (0.30)	4642	5803
---	---	---------	---------	------	------	------	------	------	--------------	------	------

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	3.3	28.0	28.0	-6	-22.0	-22.0	----	----
2	S	2.7	28.0	28.0	-15	-22.0	-22.0	----	----

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	0.00000	0.00000	----	----	----	----	----	0.000 (0.20)	12109	9082
2	S	0.00000	0.00000	----	----	----	----	----	0.000 (0.20)	7187	5390