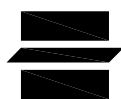


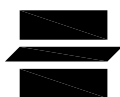
# Regione Lombardia

Direzione Generale Infrastrutture, Trasporti e Mobilità sostenibile



## FERROVIENORD

FNM GROUP



## NORD\_ING

FNM GROUP

CODICE  
COMMESSA

B 3 2

LIVELLO  
PROGETTAZIONE

D

D.P.R.  
207/10

f

PROGRESSIVO  
ELABORATO

0 0 3

CATEGORIA  
OPERA

O S

NUMERO  
OPERA

- -

REVISIONE

R 1

SCALA

---

LINEA BRESCIA- ISEO-EDOLO - COMUNE DI ROVATO  
IMPIANTO DI DEPOSITO E MANUTENZIONE TRENI  
*Progetto Definitivo*

### RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE Pensiline

Revisioni		Data	Descrizione	Redatto	Controllato
	3				
	2				
	1	MAG. 2022	REVISIONE GENERALE		
	0	NOV. 2021	PRIMA EMISSIONE		

NORD\_ING

NORD\_ING Srl  
IL DIRETTORE TECNICO  
Ing. Luca Erba

FERROVIENORD

FERROVIENORD S.p.A.

DIREZIONE SVILUPPO INFRASTRUTTURA

IL DIRETTORE

Ing. Marco Mariani

Progettista



### NORD\_ING

FNM GROUP

PROVINCIA DEGLI INGEGNERI DELLA PROVINCIA DI LECCO  
DOCT. ING.  
ERBA LUCA  
Sez. A - Settori:  
a) civile e ambientale  
b) industriale  
c) dell'informazione  
n° A 635

Collaborazione

REDATTO

CONTROLLATO

APPROVATO

DATA

CODICE ARCHIVIO COLLABORATORE

AGG.

## SOMMARIO

<b>1. Premessa Descrizione dell'opera .....</b>	<b>2</b>
<b>2. Normativa di riferimento .....</b>	<b>2</b>
<b>3. Vita Nominale Classi D'uso e Periodo di riferimento .....</b>	<b>4</b>
<b>4. Caratteristiche dei materiali .....</b>	<b>4</b>
<b>5. Caratteristiche geotecniche .....</b>	<b>6</b>
5.1. Stratigrafia .....	6
5.2. Falda .....	6
5.3. Categoria di sottosuolo .....	6
5.4. Categoria topografica .....	7
<b>6. Analisi dei carichi .....</b>	<b>8</b>
6.1. Peso proprio .....	8
6.2. Sovraccarichi permanenti .....	8
6.3. Neve .....	8
6.4. Vento .....	9
6.5. Pressione aerodinamica .....	10
6.6. Sisma .....	11
<b>7. Combinazioni di carico .....</b>	<b>12</b>
7.1. Combinazioni per gli S.L.U. ....	12
7.2. Combinazioni per gli S.L.E. ....	13
<b>8. Analisi strutturale .....</b>	<b>14</b>
8.1. Ipotesi e modello di calcolo .....	14
8.2. Condizioni di carico elementari .....	17
8.2.1. <i>Peso proprio delle strutture (<math>G_{1k}</math>)</i> .....	17
8.2.2. <i>Carichi permanenti portati (<math>G_{2k}</math>)</i> .....	17
8.2.3. <i>Carichi variabili vento e neve (<math>Q_{i,k}</math>)</i> .....	18
8.3. Combinazioni di carico applicate .....	22
8.4. Spostamenti e deformate .....	25
8.5. Caratteristiche della sollecitazione interna .....	27
<b>9. Verifiche di resistenza .....</b>	<b>33</b>
<b>10. Collegamenti .....</b>	<b>38</b>
<b>11. Plinto di fondazione .....</b>	<b>42</b>
11.1. Caratteristiche della sollecitazione interna .....	42
11.2. Verifiche di resistenza .....	44
11.3. Pressione massima sul terreno .....	49
<b>12. Sistema d'ancoraggio .....</b>	<b>52</b>
12.1. Tirafondi .....	52
12.2. Piastra di base .....	55

## 1. PREMESSA DESCRIZIONE DELL'OPERA

Nell'ambito dei lavori realizzazione del nuovo impianto di manutenzione rotabili e di riqualificazione della stazione di Rovato FN è prevista la realizzazione di una nuova banchina in sostituzione dell'esistente e di un tratto di pensilina oggetto della presente relazione.

La copertura della pensilina è realizzata con lamiera grecata con compluvio lungo il suo asse longitudinale. In corrispondenza di tale asse è ubicata una trave scatolare di spina da cui nasce la struttura trasversale composta da mensole ad altezza variabile. La lamiera grecata è collegata all'orditura trasversale di mensole metalliche mediante un sistema di listellatura

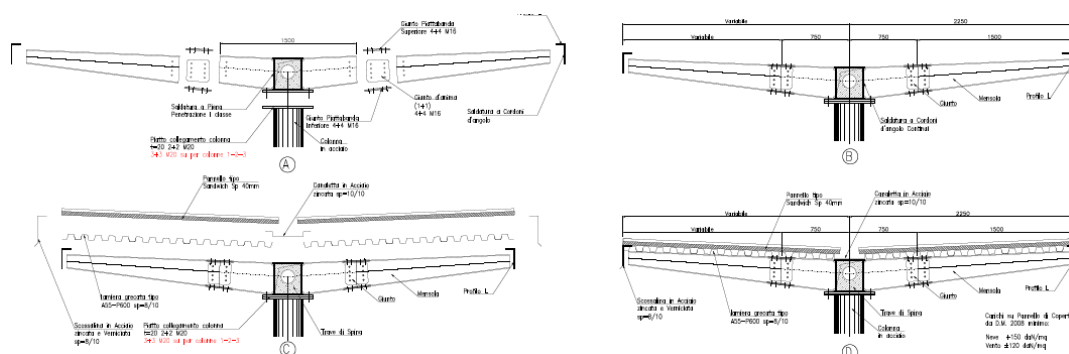


Figura 1.1 - Sezione tipo della Pensilina

Oggetto della presente relazione di calcolo è la struttura portante della pensilina descritta sopra, realizzata in carpenteria metallica costituita da moduli di 7.50 m. Ciascun modulo si compone di due colonne realizzate con tubi Ø323.9 spessore 8mm disposte ad interasse di 7.50 m. Le colonne sorreggono la già citata trave di spina, la cui sezione retta è del tipo scatolare avente dimensioni esterne 320x350mm; è ottenuta per composizione saldata di lamiera di spessore 12 mm. L'orditura secondaria, il cui compito è quello di sorreggere la copertura in lamiera grecata, è realizzata da travi a mensola incastrate alla trave di spina. Le mensole hanno sezione trasversale a doppio T ad altezza variabile da 350mm in corrispondenza della trave di spina a 150 mm all'estremità libera.

Le strutture di fondazione del tipo dirette sono composte da plinti in cemento armato

## 2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Il progetto è stato redatto in conformità alla normativa vigente ed, in particolare alle norme e prescrizioni di seguito elencate.

### Normative prescrizioni emesse dallo Stato italiano:

**LEGGE 5.11.1971 n. 1086:** Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica.

**Legge 64 del 02.02.1974** “Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”.

**D.M. 17 gennaio 2018** “Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni”

**Circolare del 21.01.2019** contenente le istruzioni per le l'applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. del 17.01.2018

#### **Istruzioni CNR - UNI**

**CNR-UNI 10011/88:** Costruzioni di acciaio. Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione e la manutenzione.

**CNR-DT 207/2008** Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni.

#### **Normativa Europea:**

**UNI EN1991 Eurocode 1:** Actions on structures. Part 1- 4: General actions – Wind actions.

**UNI EN1993 Eurocode 3:** Design of steel structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings.

**UNI EN1993 Eurocode 3:** Design of steel structures. Part 1-8: Design of Joints.

**UNI EN1992 Eurocode 2:** Design of concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings.

### 3. VITA NOMINALE CLASSI D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO

La vita utile di progetto di una struttura è intesa come il periodo di tempo nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata.

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di eventuale collasso dell'opera, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso.

Le azioni sismiche sono valutate in relazione al periodo di riferimento  $V_R$  che si ricava per ciascuna costruzione moltiplicando la vita nominale  $V_N$  per il coefficiente d'uso  $C_U$  ( $V_R = V_N \times C_U$ ), in funzione della classe d'uso di appartenenza dell'opera.

La vita nominale dell'opera deve essere precisata nei documenti di progetto.

L'opera in oggetto si ritiene appartenente al tipo 2 della tabella 2.4.1:

Vita Nominale = **50 anni** (...interessa opere infrastrutturali di importanza normale)

Con Classe d'Uso = **IV** (è in affiancamento ad una rete ferroviaria di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazioni ... )

Periodo di Riferimento per l'azione sismica=  $V_R = V_N \times C_U = 50 \times 2,0 =$  **100 anni**

### 4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Si riportano di seguito le principali caratteristiche dei materiali adottati per le opere in progetto:

Calcestruzzo per c.a. per getti in opera:

fondazione

Resistenza caratteristica a compressione (cubica)  $R_{ck}$  35 MPa

Classe d'esposizione XC2

colonna

Resistenza caratteristica a compressione (cubica)  $R_{ck}$  40 MPa

Classe d'esposizione XF4

Acciaio da cemento armato normale

Barre ad aderenza migliorata B450C

Snervamento  $f_{yk} \geq 450$  MPa

Rottura  $f_{tk} \geq 540$  MPa

Copriferro minimo

Elementi a contatto con il terreno (platee, plinti e travi rovesce)  $c_{min} \geq 40$  mm

Elementi in elevazione (pilastri, travi, muri e solette)  $c_{min} \geq 35$  mm

Acciai per strutture, piastre ed irrigidenti: acciaio tipo S355J2G3 (ex Fe 510 D) (con resilienza garantita alla temperatura di -20°C):

Modulo elastico  $E = 210000$  MPa

Coefficiente di Poisson  $\nu = 0,3$

Coeff. di espansione termica lin.  $\alpha = 12E-6$  °C<sup>-1</sup>

Peso specifico

 $\gamma_s = 78,5$ 

Tipo di acciaio	Spessore nominale dell'elemento			
	$t \leq 40$ mm		$40 \text{ mm} < t \leq 80$ mm	
	$f_{yk}$ [MPa]	$F_{tk}$ [MPa]	$f_{yk}$ [MPa]	$f_{tk}$ [MPa]
S 355	355	510	335	470

Bulloni cl. 10.9

Classe	4.6	5.6	6.8	8.8	10.9
$f_{yb}$ [MPa]	240	300	480	649	900
$f_{tb}$ [MPa]	400	500	600	800	1000

## 5. CARATTERISTICHE GEOTECNICHE

### 5.1. Stratigrafia

Da quanto espresso si evince per il terreno oggetto di intervento una stratigrafia che consta di tre unità litotecniche principali riconoscibili. Seguono le proprietà di interesse strato per strato impiegate nelle calcolazioni:

Profondità [m]	Tipologia	$\phi$ [°]	E [MPa]	$\gamma$ [KN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_s$ [KN/m <sup>3</sup> ]	V <sub>s,eq</sub> [m/s]
0,00 – 1,00	Ghiaia sabbiosa	34	36	18,5	21	274
1,00 – 2,50	Sabbia debolmente limosa	28	12,5	17,5	18,8	
2,50 – 20,00	Ghiaia sabbiosa	36	60	20	21	

Categoria di sottosuolo: B

Categoria topografica: T1

### 5.2. Falda

La falda è presente a una profondità superiore a 20m da p.c.

### 5.3. Categoria di sottosuolo

Come si evince dalla relazione geologica/geotecnica allegata alla presente e con riferimento alla Tab. 3.2.II NTC riportata in calce la categoria di sottosuolo è di tipo **B**.

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.</i>
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.</i>
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.</i>
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.</i>
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.</i>

#### 5.4. Categoria topografica

Dalla Tab. 3.2.III NTC riportata in calce si desume una categoria topografica di tipo **T1** (Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media  $i \leq 15^\circ$ ).

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

## 6. ANALISI DEI CARICHI

### 6.1. Peso proprio

Il peso proprio degli elementi in c.a. viene valutato mediante il peso specifico  $\gamma_{cls}=25 \text{ kN/m}^3$ , quelle delle strutture metalliche mediante il peso specifico  $\gamma_{acc}=78,5 \text{ kN/m}^3$ .

### 6.2. Sovraccarichi permanenti

I sovraccarichi permanenti sono differenziati in funzione della tipologia e precisamente.

Copertura in lamiera grecata  $g_{1k} = 0,20 \text{ kN/m}^2$  (comprensivo di scossaline e gronde)

Piccola orditura di copertura  $g_{2k} = 0,10 \text{ kN/m}^2$

Per le analisi della struttura si utilizzerà pertanto  $g_k = 0,30 \text{ kN/m}^2$

### 6.3. Neve

Altitudine s.l.m.: 160.0 m

Zona Neve = I Alpina

Ce (coeff. di esposizione al vento) = 1.00

Valore caratteristico del carico al suolo ( $q_{sk} C_e$ ) =  $1.54 \text{ kN/mq}$

Copertura a due falde:

Angolo di inclinazione della falda =  $7.16^\circ$

$\mu_1 = 0.80 \Rightarrow Q = 1.25 \text{ kN/mq}$

$\mu_2 = 0.80 + 0.80\alpha/30 \Rightarrow Q = 1.53 \text{ kN/mq}$

Schema di carico:

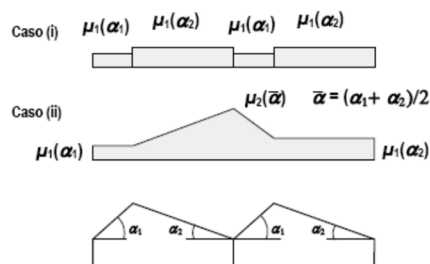


Figura C3.4.2 Coefficiente di forma per il carico neve – coperture a più falde

La forma della copertura porta ad un accumulo di neve nella parte centrale, in ragione di sicurezza si adotterà un sovraccarico uniformemente distribuito: Neve copertura  $q_k = 1.60 \text{ kN/mq}$

#### 6.4. Vento

Di seguito si riportano i parametri per la definizione del carico dovuto all'azione del vento:

Zona vento = 1

(  $V_{b.o} = 25 \text{ m/s}$ ;  $A_o = 1000 \text{ m}$ ;  $K_a = 0.010 \text{ 1/s}$  )

Classe di rugosità del terreno: B

[Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive]

Categoria esposizione: tipo IV

(  $K_r = 0.22$ ;  $Z_o = 0.30 \text{ m}$ ;  $Z_{min} = 8 \text{ m}$  )

Velocità di riferimento =  $25.00 \text{ m/s}$

Pressione cinetica di riferimento ( $q_b$ ) =  $0.39 \text{ kN/mq}$

Coefficiente di forma ( $C_p$ ) = 1.00

Coefficiente dinamico ( $C_d$ ) = 1.00

Coefficiente di esposizione ( $C_e$ ) = 1.63

Coefficiente di esposizione topografica ( $C_t$ ) = 1.00

Altezza dell'edificio =  $5.40 \text{ m}$

Pressione del vento (  $p = q_b C_e C_p C_d$  ) =  $0.64 \text{ kN/mq}$

Schema di carico pensilina:

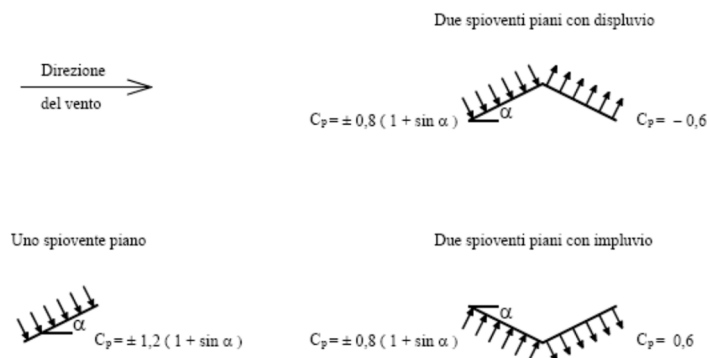


Figura C3.3.4 Valori di  $c_p$  per diverse configurazioni strutturali di tettoie e pensiline

Pertanto si ha:

sopravento  $C_p = \pm 0.9$   $q_{k,sx} = \pm 0.58 \text{ kN/mq}$

sottovento  $C_p = 0.6$   $q_{k,dx} = \pm 0.38 \text{ kN/mq} = \pm 0.40 \text{ kN/mq}$

Vento sulle colonne: altezza colonna  $H=5.5 \text{ m}$ . Il coefficiente di pressione, da valutare in funzione del numero di Reynolds e della scabrezza superficiale dell'elemento, è stato assunto a favore di sicurezza pari a  $C_p = 1.20$ , da cui risulta:

pressione del vento sulla colonna tubolare  $q_k = 0.64 \times 1.2 = 0.77 \text{ kN/mq}$

## 6.5. Pressione aerodinamica

Con riferimento all'istruzione I/SC/PS-OM/2298 del 2.6.95, aggiornata il 13/01/97, nonché alle recenti NTC 2008 è possibile calcolare l'azione aerodinamica, generata sulle superfici orizzontali al di sopra del binario ed adiacenti al binario (>2m), dovuta al passaggio del convoglio.

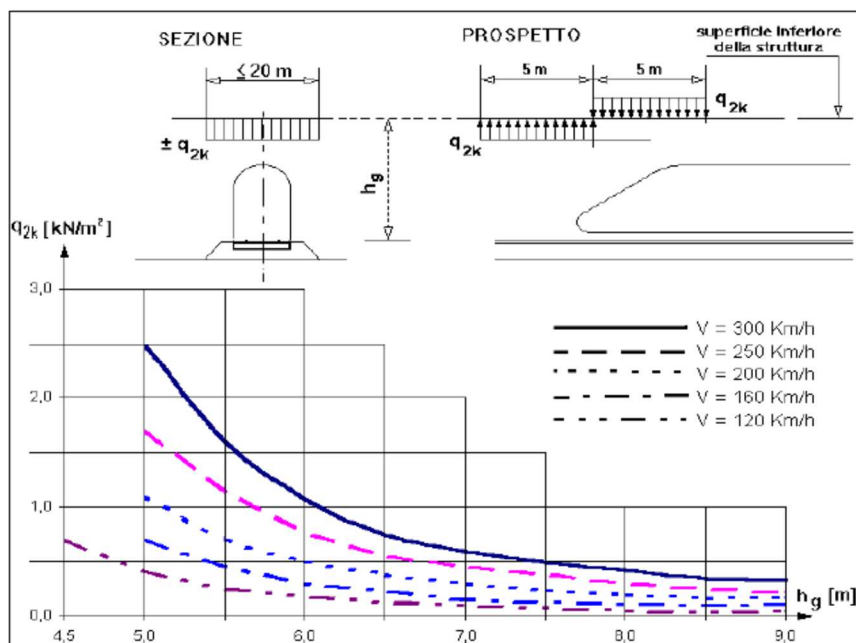


Fig. 1.4.6.3 - Valori caratteristici delle azioni  $q_{2k}$  per superfici orizzontali al di sopra del binario

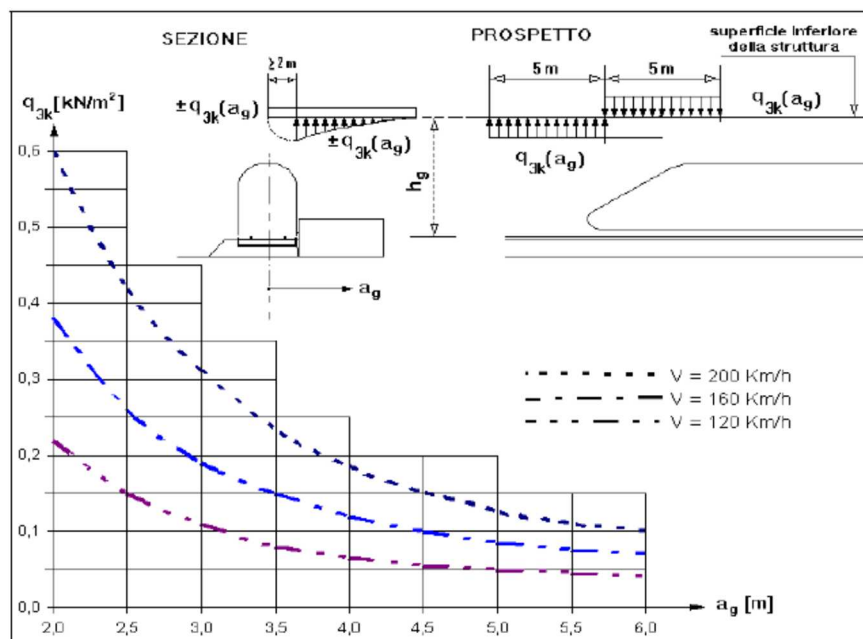


Fig. 1.4.6.4 - Valori caratteristici delle azioni  $q_{3k}$  per superfici orizzontali adiacenti il binario

In ragione della quota della pensilina dal piano ferro pari a  $h_g=5,00$  m e della velocità massima del convoglio ipotizzata al limite superiore pari a 160 km/h si ha:

Sup. Orizzontali sopra al binario  $q_{2k} = 0.70 \text{ kN/mq}$

Sup. Orizzontali adiacenti al binario  $q_{3k} = 0.40 \times 0.68 = 0.27 \text{ kN/mq}$

Essendo la pensilina particolarmente vicina all'asse del binario si adotterà il caso di superficie al di sopra del binario, per cui:

Azione aerodinamica intradosso pensilina  $q_{2k} = 0.70 \text{ kN/mq}$

## 6.6. Sisma

Si ritiene che le azioni sulla struttura derivanti dal sisma, vista anche l'entità delle masse in gioco, non siano dimensionanti ed inviluppate dai carichi variabili dovuti alle azioni di vento e neve.

## 7. COMBINAZIONI DI CARICO

Ai fini delle verifiche agli stati limite le azioni applicate alla struttura sono state combinate tra loro secondo le indicazioni riportate in 6.1 e 6.2.

### 7.1. Combinazioni per gli S.L.U.

Combinazione fondamentale utilizzata per gli stati limite ultimi

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

Combinazione sismica impiegata per gli stati limite ultimi

$$E + G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj} \quad (\text{nel caso in esame si pone } \psi_{2j} = 0)$$

dove:

$G_k$  è il valore caratteristico delle azioni permanenti;

$E$  è l'azione del sisma per lo stato limite considerato;

$Q_k$  è il valore caratteristico delle azioni variabili;

$\gamma_G$  e  $\gamma_Q$  sono i coefficienti parziali delle azioni per gli SLU;

$\psi_0, \psi_2$  sono i coefficienti di combinazione delle azioni variabili.

I valori considerati per i coefficienti parziali di sicurezza sono riportati nella tabella 6.1.1, mentre, i valori dei coefficienti di combinazione per le azioni variabili sono riportati nella tabella 6.1.2

		Coefficiente $\gamma_F$	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup>Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

**Tabella 7.1.1 – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU**

Categoria/Azione variabile	$\Psi_{0j}$	$\Psi_{1j}$	$\Psi_{2j}$
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $\leq 30$ kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $> 30$ kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota $\leq 1000$ m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota $> 1000$ m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

**Tabella 7.1.2. - Coefficienti  $\Psi_0$ ,  $\Psi_1$ ,  $\Psi_2$  per le azioni variabili**

**Nota.** Trattandosi di un'opera ferroviaria per il peso proprio si adotterà  $\gamma_G = 1.35$ , mentre, per la pressione/depressione aerodinamica dovuta al traffico ferroviario si adotterà un coefficiente di combinazione  $\Psi_0 = 0.80$ , in accordo con quanto indicato nel par. 5.2.3.3 delle NTC2008.

## 7.2. Combinazioni per gli S.L.E.

In generale le verifiche per gli stati limite d'esercizio sono state eseguite considerando:

Combinazione caratteristica rara

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

Combinazione frequente

$$G_1 + G_2 + \Psi_{11} \cdot Q_{k1} + \Psi_{12} \cdot Q_{k2} + \Psi_{13} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione quasi permanente

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

I coefficienti  $\Psi_{ik}$  sono stati assunti in accordo ai valori riportati nella tabella 6.1.2 della presente relazione (rif. Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 14/01/18).

## 8. ANALISI STRUTTURALE

Nel presente capitolo vengono descritte le ipotesi e il modello di calcolo, definiti i carichi applicati alla struttura e illustrati i risultati ottenuti dall'analisi.

### 8.1. Ipotesi e modello di calcolo

Per il calcolo delle caratteristiche della sollecitazione interna, che si destano nella struttura presa in esame per effetto dei carichi applicati, sono state formulate ipotesi e assunzioni in favore di sicurezza secondo i criteri della scienza e tecnica delle costruzioni. In particolare per il calcolo delle caratteristiche della sollecitazione è stato eseguito un modello di calcolo spaziale (figura 8.1.1) risolto con il metodo agli elementi finiti che considera due moduli della pensilina in oggetto, scelta eseguita allo scopo di analizzare anche le strutture di fondazione.

Il suddetto modello è costituito da elementi frame a sei g.d.l., che schematizzano le colonne, la trave di spina e le mensole ad altezza variabile. I plinti di fondazione sono stati schematizzati con elementi thick shell a quattro nodi aventi opportuni spessori e il terreno è stato simulato con elementi spring (molle non lineari) reagenti solo a compressione. La rigidezza delle molle applicate ai nodi è stata definita in funzione del modulo di sottofondo  $k_s$ .

In particolare:

$k_s = 36000 \text{ kN/m}^3$  (rif. Joseph E. Bowles - Fondazioni progetto e Analisi)

la rigidezza della molla applicata al nodo  $i$ -esimo è stata definita nel seguente modo:  $K_{iz} = k_s A_i$

dove  $A_i$  è l'area d'influenza del nodo  $i$

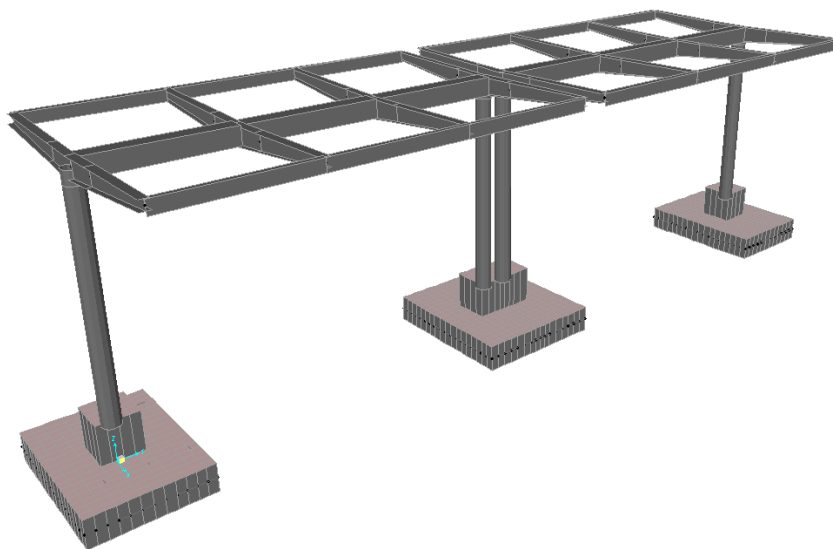


Figura 8.1 - Vista 3D estrusa del modello di calcolo

Per la modellazione dell'eccentricità tra la base della colonna tubolare e il piano nodale del plinto (coincidente con il piano medio della piastra inferiore di spessore 50 cm, è stato inserito un elemento *link* infinitamente rigido.

La modellazione è stata eseguita con riferimento alla terna globale X,Y e Z rappresentata nella figura 8.1.2 con la numerazione degli elementi frame e degli elementi link. In particolare la terna globale ha origine coincidente con la proiezione del nodo di base della prima colonna sul piano medio del piano nodale definito per il plinto di fondazione, con l'asse X diretto trasversalmente alla struttura, l'asse Y diretto longitudinalmente e l'asse z diretto verticalmente e verso l'alto.

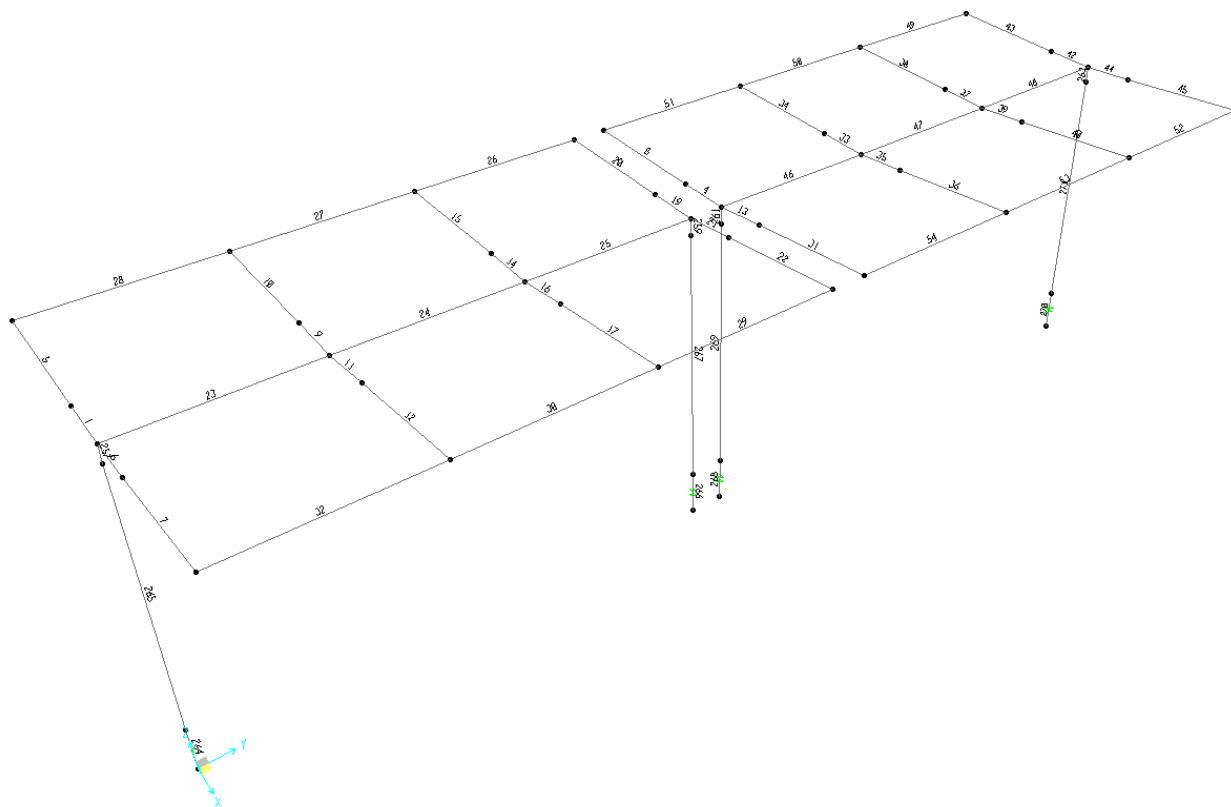


Figura 8.1.2 - Numerazione elementi frame

Nella figura 8.1.3 è rappresentata la numerazione dei nodi.

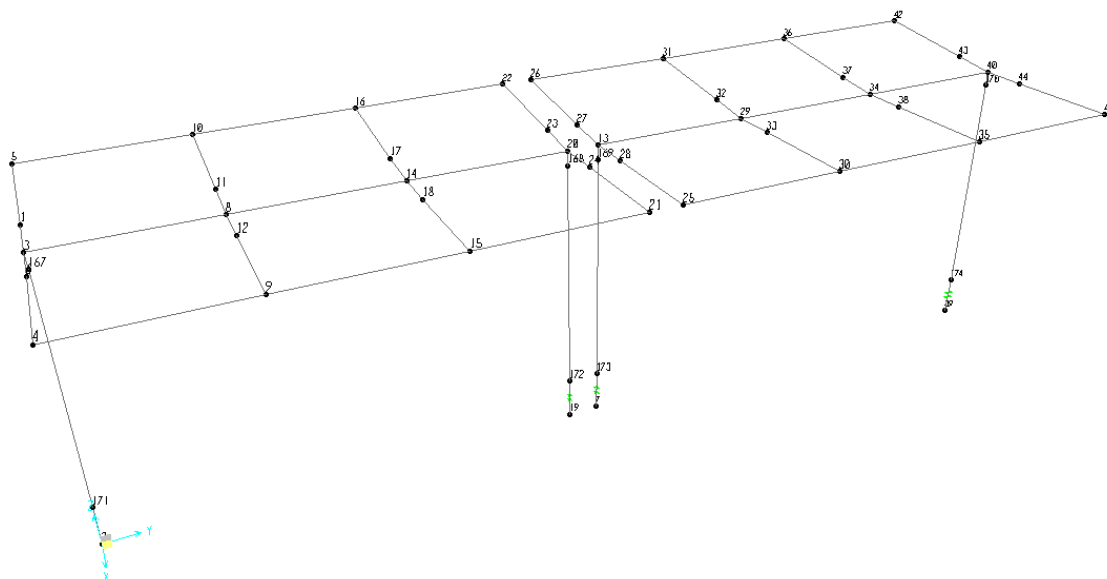


Figura 8.1.3 - Numerazione nodi

Per la risoluzione del modello di calcolo agli elementi finiti è stato utilizzato il software SAP2000 Advanced, eseguendo, propedeuticamente all'analisi statica lineare con cui si sono ricavate le caratteristiche della sollecitazione interna per la struttura in elevazione, un'analisi statica non lineare finalizzata ad indagare sul comportamento degli elementi non lineari che simulano il terreno. La suddetta analisi ha evidenziato che gli elementi molla che simulano il terreno risultano tutti compressi ( $N_{colonna}$  interno al nocciolo di inerzia dell'area d'impronta a terra del plinto), pertanto si è proceduti con un'unica analisi statica lineare sia per il calcolo delle caratteristiche della sollecitazione per la struttura in elevazione che per le fondazioni.

## 8.2. Condizioni di carico elementari

Di seguito si descrivono le loadcase considerate nell'analisi strutturale.

### 8.2.1. Peso proprio delle strutture ( $G_{1k}$ )

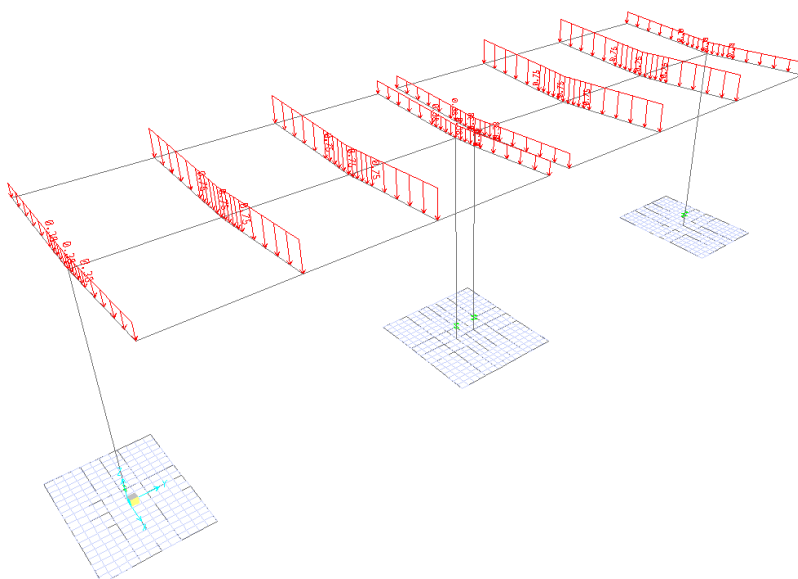
Tale carico è applicato in automatico dal programma di calcolo sulla base delle sezioni assegnate agli elementi "trave" e agli spessori degli elementi shell nonché ai pertinenti pesi specifici del materiale abbinato.

Per tener conto del peso di tutti gli elementi non strutturali e quindi non modellati (piastre, larghi piatti, bulloni, etc.) il carico di cui sopra è stato incrementato forfettariamente del 5%.

Il carico è applicato al modello nella loadcase denominata: **G1**

### 8.2.2. Carichi permanenti portati ( $G_{2k}$ )

Questi carichi sono relativi al peso dell'elemento di copertura. I carichi ad essi equivalenti sono stati applicati come carichi uniformi alle mensole ad altezza variabile, come mostra la figura seguente.



$$g_{ek} = 0.30 \times 2.95 / 2 = 0.44 \text{ kN/m (mensole di estremità)}$$

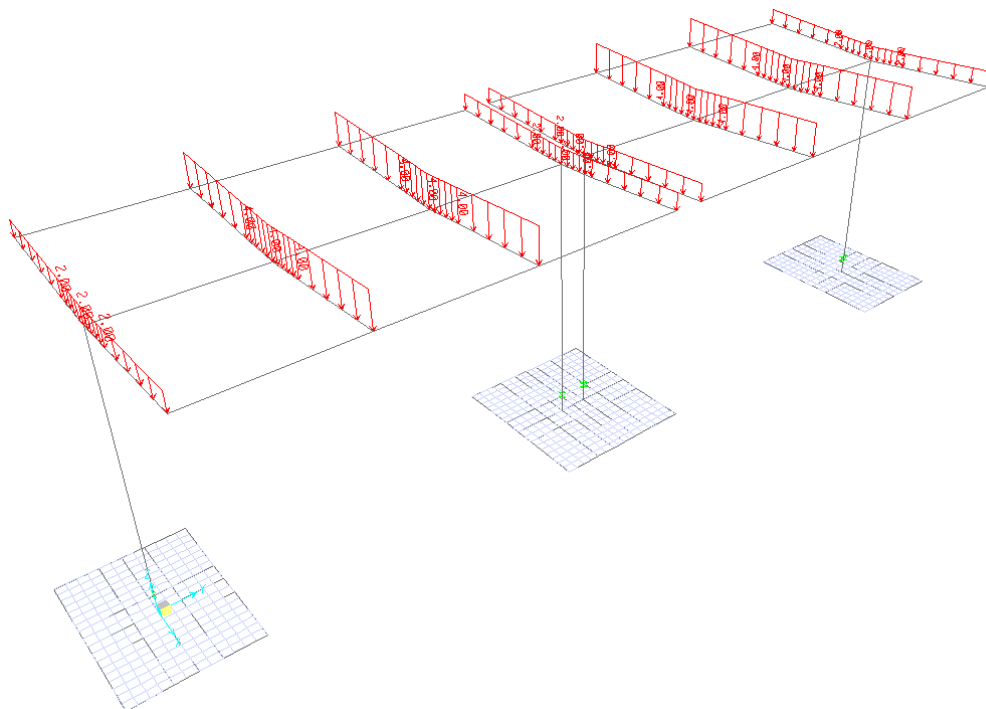
$$g_{ik} = 0.30 \times 2.95 = 0.89 \text{ kN/m (mensole interne)}$$

I carichi sopra definiti sono stati inseriti in un'unica condizione di carico elementare: **G2**

### 8.2.3. Carichi variabili vento e neve ( $Q_{i,k}$ )

#### 8.2.3.1. Carico da neve

Caso di carico 1:



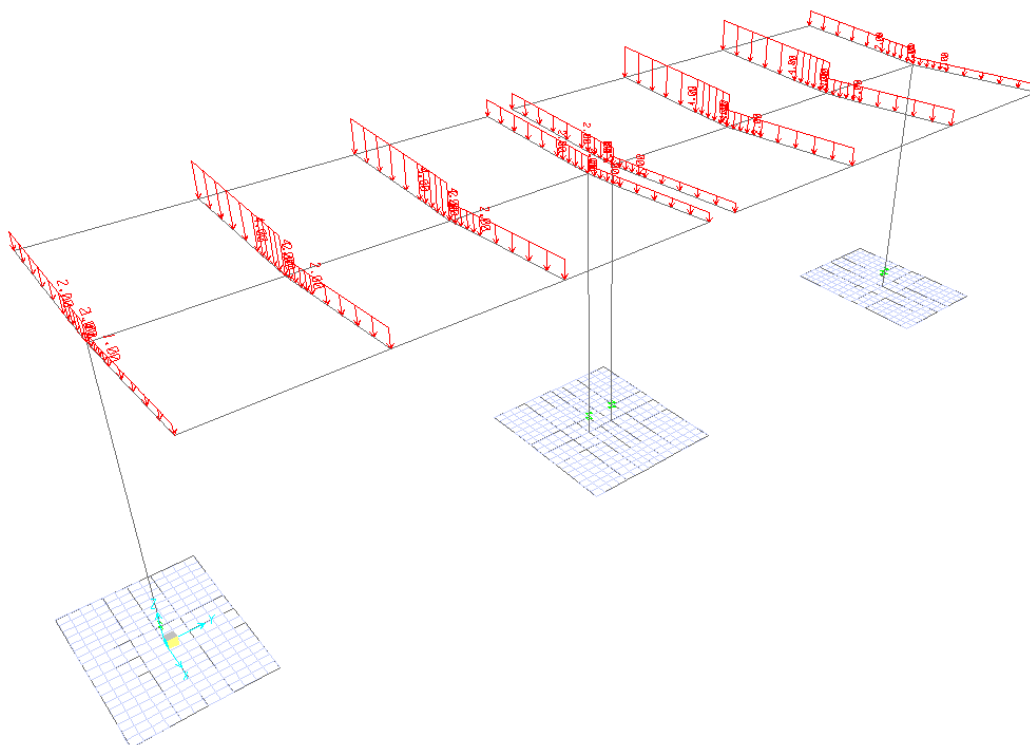
Carichi distribuiti applicati:

$$q_{sek} = 1.60 \times 2.95 / 2 = 2.36 \text{ kN/m (mensole di estremità)}$$

$$q_{sik} = 1.60 \times 2.95 = 4.72 \text{ kN/m (mensole interne)}$$

I carichi sopra definiti sono stati inseriti in un'unica condizione di carico elementare: **Qn1**

Caso di carico 2:



Carichi distribuiti applicati:

Mensole di estremità:

$$q_{se1k} = 0.5 \times (1.60 \times 2.95 / 2) = 1.18 \text{ kN/m} \quad (\text{mensole di estremità lato } x > 0)$$

$$q_{se2k} = 1.60 \times 2.95 = 4.72 \text{ kN/m} \quad (\text{mensole di estremità lato } x < 0)$$

Mensole interne:

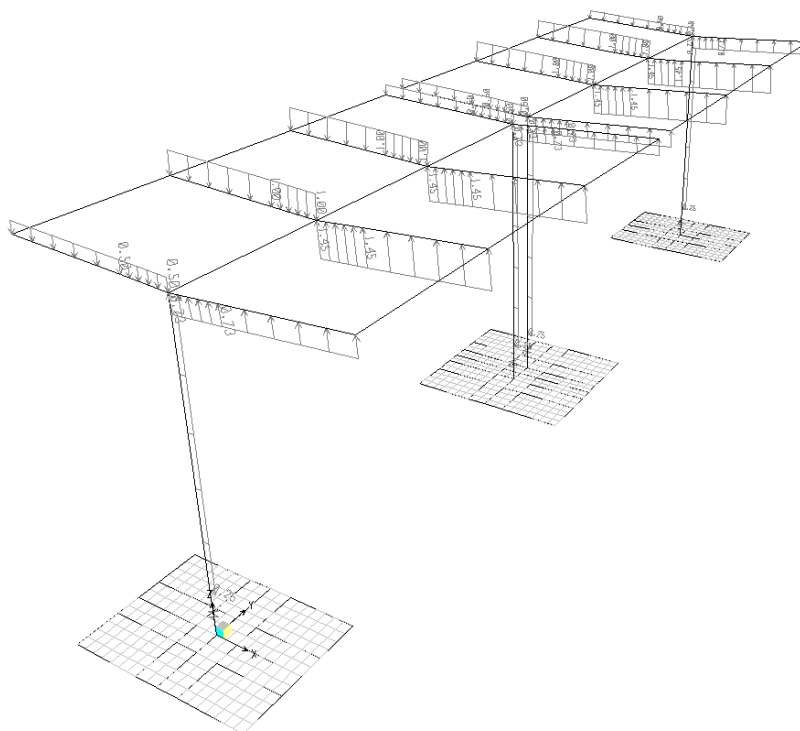
$$q_{si1k} = 0.5 \times (1.60 \times 2.95) = 2.36 \text{ kN/m} \quad (\text{mensole di estremità lato } x > 0)$$

$$q_{si2k} = 1.60 \times 2.95 = 4.72 \text{ kN/m} \quad (\text{mensole di estremità lato } x < 0)$$

I carichi sopra definiti sono stati inseriti in un'unica condizione di carico elementare: **Qn2**

### 8.2.3.2. Carico da vento

E' stata considerata la condizione di carico rappresentata nella figura seguente:



Carichi distribuiti applicati:

Mensole esterne:

$$q_{we1k} = 0.58 \times 2.95 / 2 = 0.855 \text{ kN/m} \quad (\text{mensole di estremità lato } x > 0)$$

$$q_{we2k} = 0.40 \times 2.95 / 2 = 0.59 \text{ kN/m} \quad (\text{mensole di estremità lato } x < 0)$$

Mensole interne:

$$q_{wi1k} = 0.58 \times 2.95 = 1.71 \text{ kN/m} \quad (\text{mensole di estremità lato } x > 0)$$

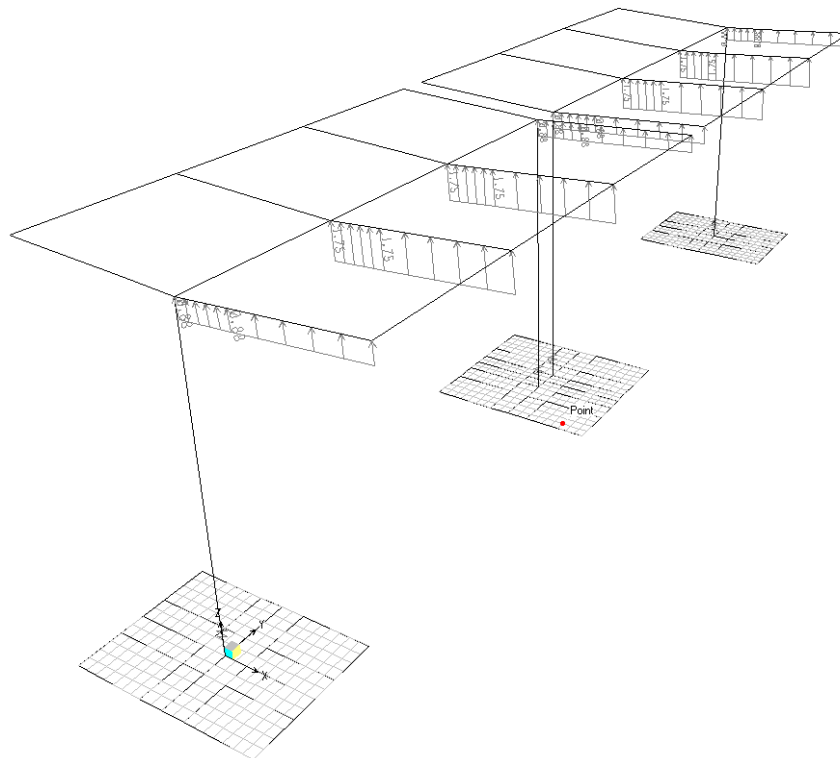
$$q_{wi2k} = 0.40 \times 2.95 = 1.18 \text{ kN/m} \quad (\text{mensole di estremità lato } x < 0)$$

colonne

$$q_{wc2k} = 0.77 \times 0.33 = 0.25 \text{ kN/m}$$

I carichi sopra definiti sono stati inseriti in un'unica condizione di carico elementare: **Qw**

### 8.2.3.3. Pressione aerodinamica



Carichi distribuiti applicati:

Mensole esterne:

$$q_{we1k} = 0.70 \times 2.95 / 2 = 1.03 \text{ kN/m} \quad (\text{mensole di estremità lato } x > 0)$$

Mensole interne:

$$q_{wi1k} = 0.70 \times 2.95 = 2.065 \text{ kN/m} \quad (\text{mensole di estremità lato } x > 0)$$

I carichi sopra definiti sono stati inseriti in un'unica condizione di carico elementare: **Qa**

### 8.3. Combinazioni di carico applicate

Nelle tabelle che seguono si riportano le combinazioni di carico assegnate:

TABLE: Combination Definitions					
ComboName	ComboType	AutoDesign	CaseType	CaseName	ScaleFactor
Text	Text	Yes/No	Text	Text	Unitless
STR1	Linear Add	No	Linear Static	G1	1.35
STR1			Linear Static	G2	1.5
STR1			Linear Static	Qn1	1.5
STR1			Linear Static	Qw	0.9
STR2	Linear Add	No	Linear Static	G1	1.35
STR2			Linear Static	G2	1.5
STR2			Linear Static	Qn1	1.5
STR2			Linear Static	Qw	0.75
STR3	Linear Add	No	Linear Static	G1	1.35
STR3			Linear Static	G2	1.5
STR3			Linear Static	Qn1	1.5
STR3			Linear Static	Qa	0.75
STR4	Linear Add	No	Linear Static	G1	1.35
STR4			Linear Static	G2	1.5
STR4			Linear Static	Qn1	0.75
STR4			Linear Static	Qa	1.5
STR5	Linear Add	No	Linear Static	G1	1.35
STR5			Linear Static	G2	1.5
STR5			Linear Static	Qn2	1.5
STR5			Linear Static	Qw	0.9
STR5			Linear Static	Qa	1.2
STR6	Linear Add	No	Linear Static	G1	1.35
STR6			Linear Static	G2	1.5
STR6			Linear Static	Qn2	1.5
STR6			Linear Static	Qw	0.75
STR6			Linear Static	Qa	1.2
STR7	Linear Add	No	Linear Static	G1	1.35
STR7			Linear Static	G2	1.5
STR7			Linear Static	Qn2	1.5
STR7			Linear Static	Qa	1.2
STR7			Linear Static	Qw	0.9
STR8	Linear Add	No	Linear Static	G1	1.35
STR8			Linear Static	G2	1.5
STR8			Linear Static	Qn2	0.75
STR8			Linear Static	Qa	1.5
STR8			Linear Static	Qw	0.9
STR9	Linear Add	No	Linear Static	G1	1.35
STR9			Linear Static	G2	1.5
STR9			Linear Static	Qa	1.5
STR9			Linear Static	Qw	0.9
STR10	Linear Add	No	Linear Static	G1	1.35
STR10			Linear Static	G2	1.5
STR10			Linear Static	Qw	1.5
STR10			Linear Static	Qa	1.2

TABLE: Combination Definitions					
ComboName	ComboType	AutoDesign	CaseType	CaseName	ScaleFactor
Text	Text	Yes/No	Text	Text	Unitless
SLER1	Linear Add	No	Linear Static	G1	1
SLER1			Linear Static	G2	1
SLER1			Linear Static	Qn1	1
SLER1			Linear Static	Qw	0.6
SLER2	Linear Add	No	Linear Static	G1	1
SLER2			Linear Static	G2	1
SLER2			Linear Static	Qn1	0.5
SLER2			Linear Static	Qw	1
SLER3	Linear Add	No	Linear Static	G1	1
SLER3			Linear Static	G2	1
SLER3			Linear Static	Qn1	1
SLER3			Linear Static	Qa	0.8
SLER4	Linear Add	No	Linear Static	G1	1
SLER4			Linear Static	G2	1
SLER4			Linear Static	Qn1	0.5
SLER4			Linear Static	Qa	1
SLER5	Linear Add	No	Linear Static	G1	1
SLER5			Linear Static	G2	1
SLER5			Linear Static	Qn2	1
SLER5			Linear Static	Qw	0.6
SLER5			Linear Static	Qa	0.8
SLER6	Linear Add	No	Linear Static	G1	1
SLER6			Linear Static	G2	1
SLER6			Linear Static	Qn2	1
SLER6			Linear Static	Qa	0.8
SLER6			Linear Static	Qw	0.6
SLER7	Linear Add	No	Linear Static	G1	1
SLER7			Linear Static	G2	1
SLER7			Linear Static	Qn2	0.5
SLER7			Linear Static	Qa	1
SLER7			Linear Static	Qw	0.6

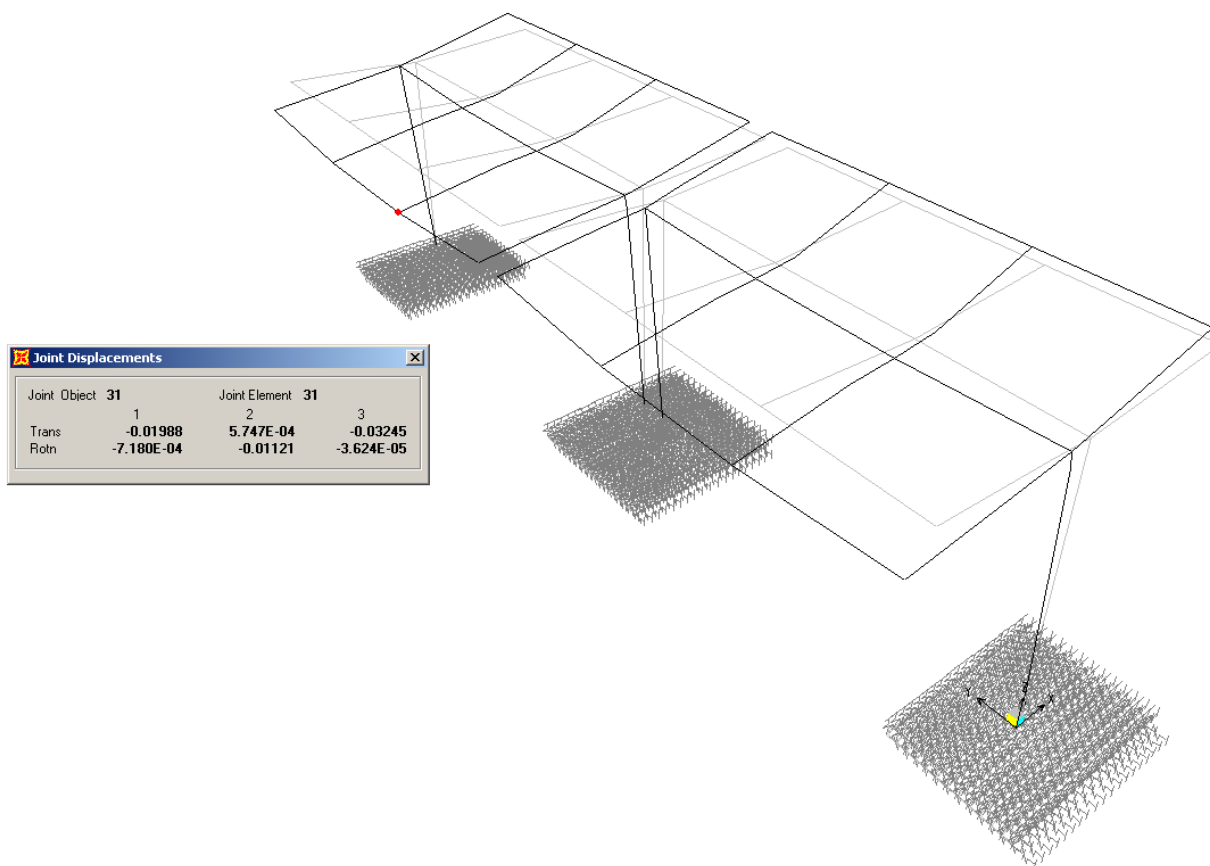
Oltre alle combinazioni sopra riportate, sono state considerati i seguenti involuppi delle stesse.

TABLE: Combination Definitions					
ComboName	ComboType	AutoDesign	CaseType	CaseName	ScaleFactor
Text	Text	Yes/No	Text	Text	Unitless
ENVE STR	Envelope	No	Response Combo	STR1	1
ENVE STR			Response Combo	STR2	1
ENVE STR			Response Combo	STR3	1
ENVE STR			Response Combo	STR4	1
ENVE STR			Response Combo	STR5	1
ENVE STR			Response Combo	STR6	1
ENVE STR			Response Combo	STR7	1
ENVE STR			Response Combo	STR8	1
ENVE STR			Response Combo	STR10	1
ENVE STR			Response Combo	STR9	1

TABLE: Combination Definitions					
ComboName	ComboType	AutoDesign	CaseType	CaseName	ScaleFactor
Text	Text	Yes/No	Text	Text	Unitless
ENVE SLER	Envelope	No	Response Combo	SLER1	1
ENVE SLER			Response Combo	SLER2	1
ENVE SLER			Response Combo	SLER3	1
ENVE SLER			Response Combo	SLER4	1
ENVE SLER			Response Combo	SLER5	1
ENVE SLER			Response Combo	SLER6	1
ENVE SLER			Response Combo	SLER7	1

#### 8.4. Spostamenti e deformate

Nel presente paragrafo si illustrano i risultati in termini di deformata e spostamenti ottenuti dall'analisi svolta. Nella figura seguente si illustra la deformata della struttura per la combinazione di carico più gravosa, mentre, nella tabella seguente sono elencati gli spostamenti dei nodi della linea d'estremità della falda.



**TABLE: Joint Displacements**

Joint	OutputCase	CaseType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	mm	mm	mm	Radians	Radians	Radians
5	SLER1	Combination	-6.44	-0.53	-8.94	0.00	0.00	0.00
5	SLER2	Combination	-10.66	-0.39	-12.96	0.00	0.00	0.00
5	SLER3	Combination	-5.70	-0.47	-8.15	0.00	0.00	0.00
5	SLER4	Combination	-7.09	-0.29	-9.10	0.00	0.00	0.00
5	SLER5	Combination	-19.12	-0.48	-22.93	0.00	-0.01	0.00
5	SLER6	Combination	-19.12	-0.48	-22.93	0.00	-0.01	0.00
5	SLER7	Combination	-16.98	-0.32	-19.94	0.00	-0.01	0.00
10	SLER1	Combination	-6.72	-0.53	-16.80	0.00	0.00	0.00
10	SLER2	Combination	-11.05	-0.39	-19.43	0.00	-0.01	0.00
10	SLER3	Combination	-5.95	-0.47	-15.28	0.00	0.00	0.00
10	SLER4	Combination	-7.35	-0.29	-14.08	0.00	0.00	0.00
10	SLER5	Combination	-19.73	-0.48	-32.38	0.00	-0.01	0.00
10	SLER6	Combination	-19.73	-0.48	-32.38	0.00	-0.01	0.00
10	SLER7	Combination	-17.52	-0.32	-26.77	0.00	-0.01	0.00
16	SLER1	Combination	-6.78	-0.53	-16.87	0.00	0.00	0.00
16	SLER2	Combination	-11.14	-0.39	-19.48	0.00	-0.01	0.00
16	SLER3	Combination	-5.99	-0.47	-15.35	0.00	0.00	0.00
16	SLER4	Combination	-7.40	-0.29	-14.13	0.00	0.00	0.00
16	SLER5	Combination	-19.88	-0.48	-32.45	0.00	-0.01	0.00
16	SLER6	Combination	-19.88	-0.48	-32.45	0.00	-0.01	0.00
16	SLER7	Combination	-17.66	-0.32	-26.82	0.00	-0.01	0.00
22	SLER1	Combination	-6.62	-0.53	-9.12	0.00	0.00	0.00
22	SLER2	Combination	-10.95	-0.39	-13.11	0.00	0.00	0.00
22	SLER3	Combination	-5.84	-0.47	-8.32	0.00	0.00	0.00
22	SLER4	Combination	-7.25	-0.29	-9.22	0.00	0.00	0.00
22	SLER5	Combination	-19.56	-0.48	-23.13	0.00	-0.01	0.00
22	SLER6	Combination	-19.56	-0.48	-23.13	0.00	-0.01	0.00
22	SLER7	Combination	-17.38	-0.32	-20.09	0.00	-0.01	0.00

## 8.5. Caratteristiche della sollecitazione interna

Nelle figure che seguono si mostrano i diagrammi inviluppo delle caratteristiche della sollecitazione interna per le combinazioni STR (stato limite ultimo). Le caratteristiche della sollecitazione interna, per gli elementi più sollecitati sono elencate nelle tabelle riportate nel seguito.

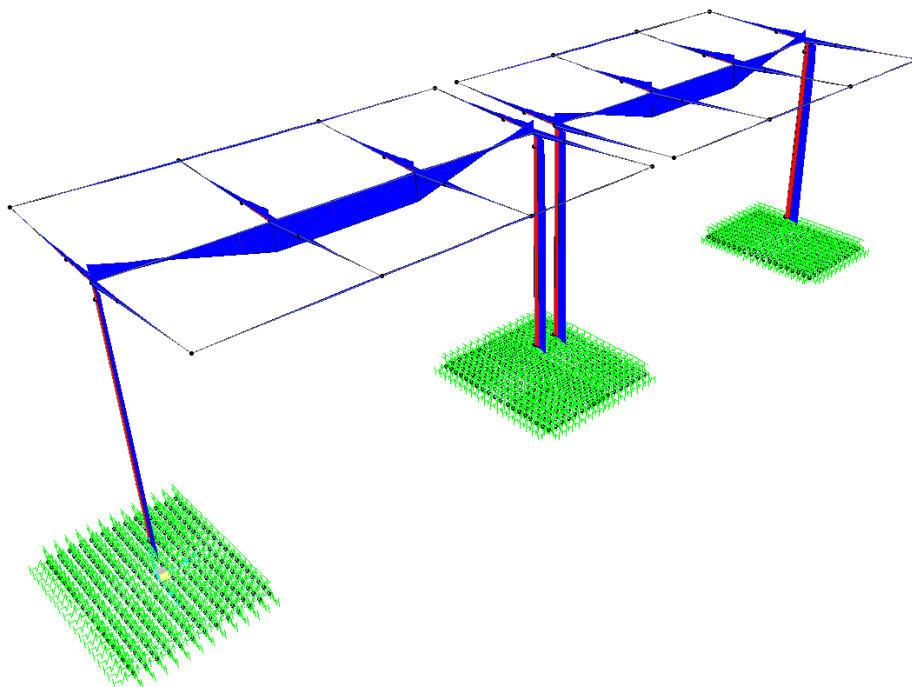


Diagramma inviluppo M33

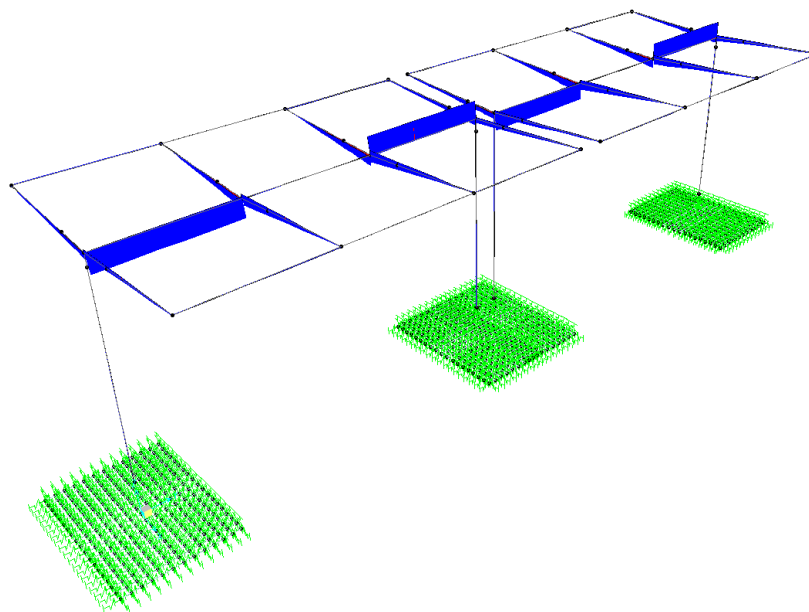


Diagramma inviluppo V2

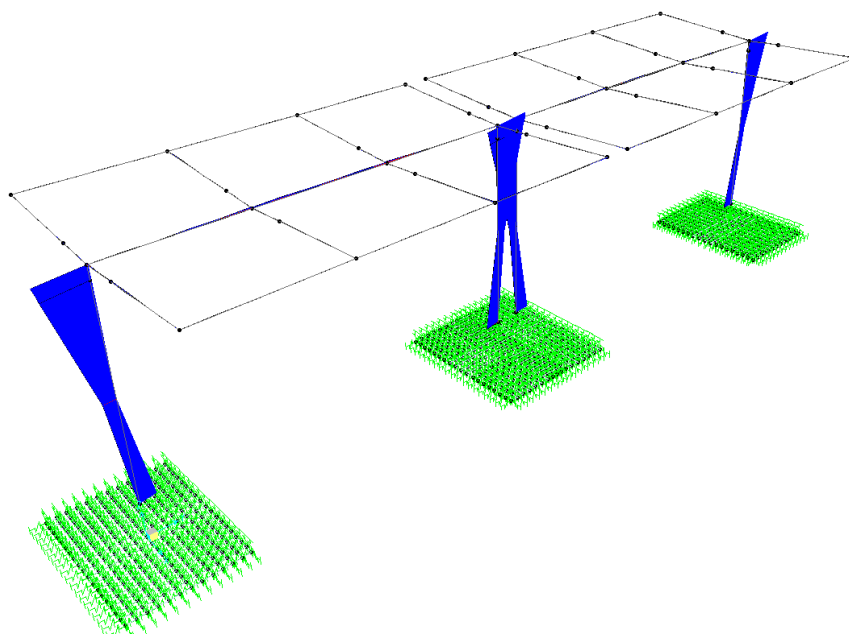


Diagramma inviluppo M2

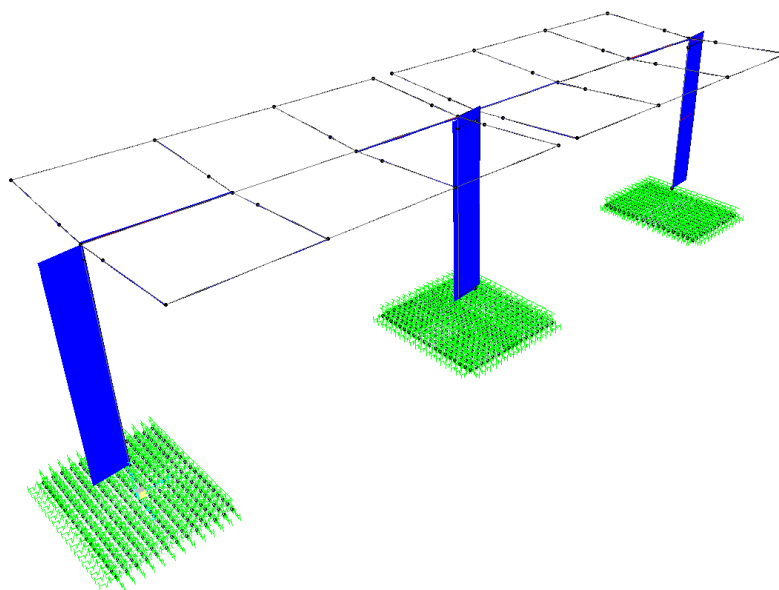


Diagramma inviluppo V3

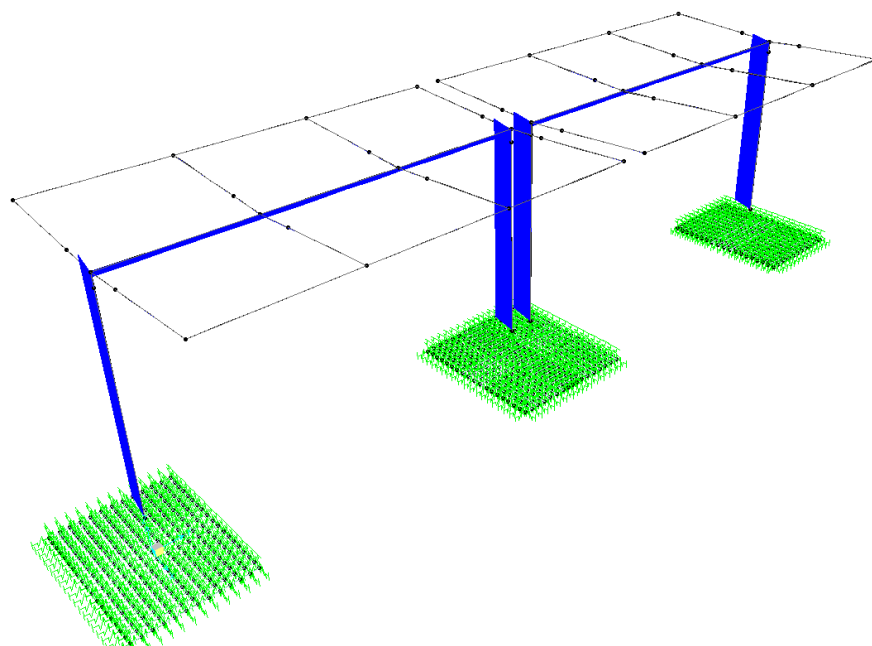


Diagramma involucro azione assiale P

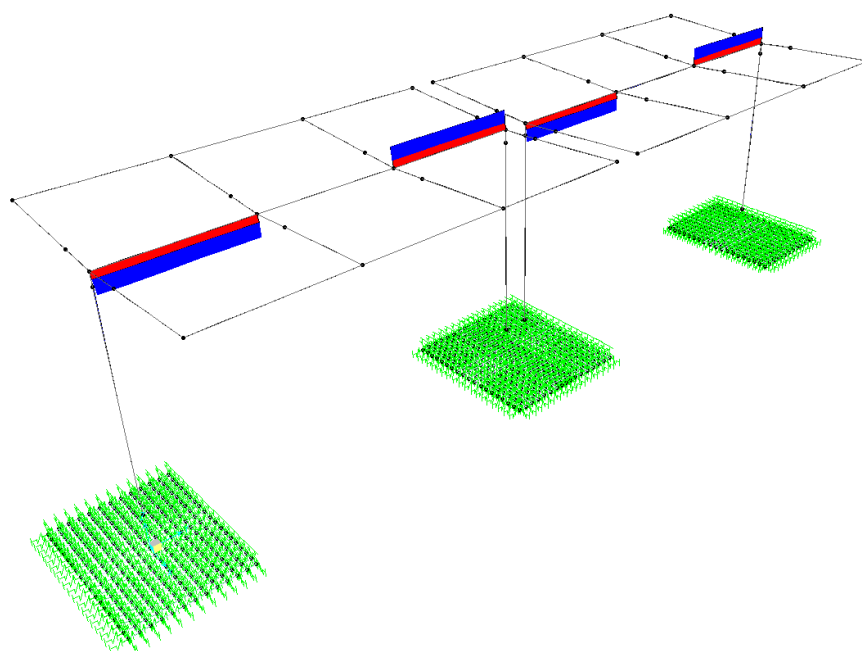


Diagramma involucro azione torcente T

## Caratteristiche della sollecitazione interna per le colonne

TABLE: Element Forces - Frames									
Frame	Station	OutputCase	CaseType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	m	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
267	0	STR1	Combination	-66.52	-1.39	11.58	0.00	14.42	-14.99
267	1.95	STR1	Combination	-65.42	-0.95	11.58	0.00	-8.15	-12.71
267	3.9	STR1	Combination	-64.33	-0.51	11.58	0.00	-30.72	-11.29
267	0	STR2	Combination	-66.78	-1.16	11.62	0.00	14.48	-12.50
267	1.95	STR2	Combination	-65.69	-0.79	11.62	0.00	-8.19	-10.60
267	3.9	STR2	Combination	-64.59	-0.43	11.62	0.00	-30.85	-9.41
267	0	STR3	Combination	-62.99	-0.31	10.94	-0.01	13.62	-7.92
267	1.95	STR3	Combination	-61.89	-0.31	10.94	-0.01	-7.70	-7.32
267	3.9	STR3	Combination	-60.80	-0.31	10.94	-0.01	-29.03	-6.72
267	0	STR4	Combination	-34.49	-0.61	5.78	-0.02	7.20	-15.84
267	1.95	STR4	Combination	-33.40	-0.61	5.78	-0.02	-4.06	-14.64
267	3.9	STR4	Combination	-32.30	-0.61	5.78	-0.02	-15.33	-13.45
267	0	STR5	Combination	-54.82	-1.37	9.46	0.06	11.78	-30.11
267	1.95	STR5	Combination	-53.73	-0.94	9.46	0.06	-6.66	-27.86
267	3.9	STR5	Combination	-52.64	-0.50	9.46	0.06	-25.10	-26.47
267	0	STR6	Combination	-55.08	-1.14	9.51	0.06	11.84	-27.62
267	1.95	STR6	Combination	-53.99	-0.78	9.51	0.06	-6.69	-25.75
267	3.9	STR6	Combination	-52.90	-0.41	9.51	0.06	-25.23	-24.59
267	0	STR7	Combination	-51.29	-0.29	8.82	0.05	10.99	-23.04
267	1.95	STR7	Combination	-50.20	-0.29	8.82	0.05	-6.21	-22.47
267	3.9	STR7	Combination	-49.11	-0.29	8.82	0.05	-23.41	-21.90
267	0	STR8	Combination	-28.64	-0.61	4.72	0.01	5.89	-23.40
267	1.95	STR8	Combination	-27.55	-0.61	4.72	0.01	-3.32	-22.22
267	3.9	STR8	Combination	-26.46	-0.61	4.72	0.01	-12.52	-21.04
267	0	STR9	Combination	-11.10	-0.61	1.55	-0.02	1.94	-15.84
267	1.95	STR9	Combination	-10.01	-0.61	1.55	-0.02	-1.08	-14.64
267	3.9	STR9	Combination	-8.92	-0.61	1.55	-0.02	-4.09	-13.45
267	0	STR10	Combination	-18.69	-2.32	2.92	0.00	3.64	-24.99
267	1.95	STR10	Combination	-17.60	-1.58	2.92	0.00	-2.05	-21.19
267	3.9	STR10	Combination	-16.50	-0.85	2.92	0.00	-7.74	-18.82

## Caratteristiche della sollecitazione interna per la trave di spina

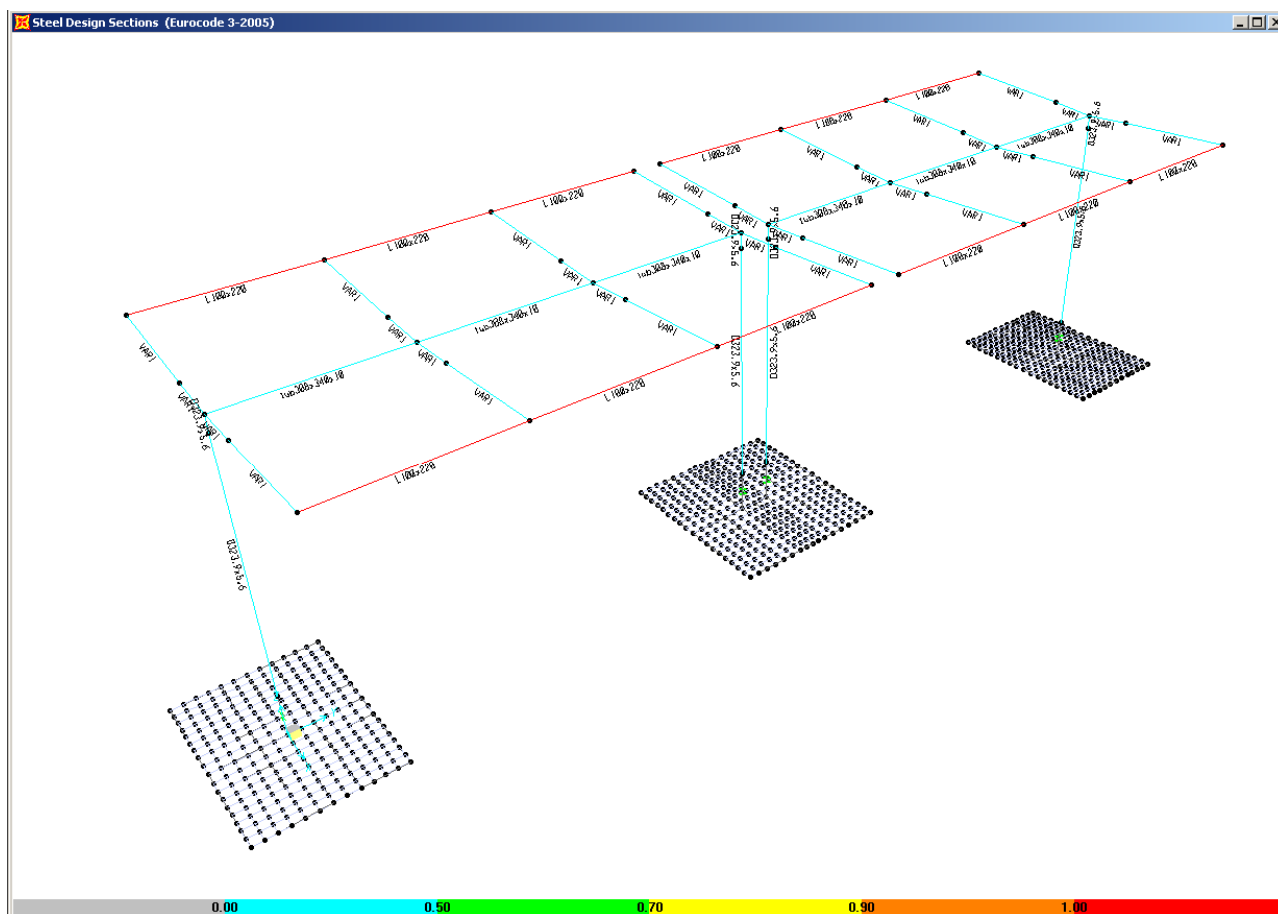
TABLE: Element Forces - Frames									
Frame	Station	OutputCase	CaseType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	m	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
24	0	STR1	Combination	-11.02	-1.71	-0.02	-0.06	0.54	65.60
24	1.5	STR1	Combination	-11.02	0.17	-0.02	-0.06	0.56	66.75
24	2.5	STR1	Combination	-11.02	1.43	-0.02	-0.06	0.58	65.95
24	0	STR2	Combination	-11.07	-1.71	-0.01	-0.05	0.45	65.87
24	1.5	STR2	Combination	-11.07	0.17	-0.01	-0.05	0.47	67.03
24	2.5	STR2	Combination	-11.07	1.43	-0.01	-0.05	0.48	66.23
24	0	STR3	Combination	-10.42	-1.71	-0.01	-0.03	0.32	61.92
24	1.5	STR3	Combination	-10.42	0.18	-0.01	-0.03	0.33	63.07
24	2.5	STR3	Combination	-10.42	1.44	-0.01	-0.03	0.34	62.26
24	0	STR4	Combination	-5.50	-1.64	-0.02	-0.06	0.64	32.26
24	1.5	STR4	Combination	-5.50	0.24	-0.02	-0.06	0.66	33.31
24	2.5	STR4	Combination	-5.50	1.50	-0.02	-0.06	0.68	32.44
24	0	STR5	Combination	-9.01	-1.69	-0.03	-0.11	0.51	53.42
24	1.5	STR5	Combination	-9.01	0.20	-0.03	-0.11	0.56	54.54
24	2.5	STR5	Combination	-9.01	1.45	-0.03	-0.11	0.59	53.71
24	0	STR6	Combination	-9.05	-1.69	-0.03	-0.10	0.42	53.70
24	1.5	STR6	Combination	-9.05	0.20	-0.03	-0.10	0.46	54.81
24	2.5	STR6	Combination	-9.05	1.45	-0.03	-0.10	0.49	53.99
24	0	STR7	Combination	-8.40	-1.68	-0.02	-0.08	0.30	49.75
24	1.5	STR7	Combination	-8.40	0.21	-0.02	-0.08	0.33	50.85
24	2.5	STR7	Combination	-8.40	1.46	-0.02	-0.08	0.35	50.02
24	0	STR8	Combination	-4.50	-1.63	-0.02	-0.09	0.63	26.17
24	1.5	STR8	Combination	-4.50	0.26	-0.02	-0.09	0.66	27.20
24	2.5	STR8	Combination	-4.50	1.51	-0.02	-0.09	0.69	26.32
24	0	STR9	Combination	-1.47	-1.59	-0.02	-0.06	0.64	7.91
24	1.5	STR9	Combination	-1.47	0.29	-0.02	-0.06	0.66	8.88
24	2.5	STR9	Combination	-1.47	1.55	-0.02	-0.06	0.68	7.96
24	0	STR10	Combination	-2.78	-1.61	-0.03	-0.09	0.89	15.80
24	1.5	STR10	Combination	-2.78	0.28	-0.03	-0.09	0.93	16.80
24	2.5	STR10	Combination	-2.78	1.53	-0.03	-0.09	0.96	15.90
25	0	STR1	Combination	-11.26	38.23	0.30	6.10	0.64	65.98
25	1.5	STR1	Combination	-11.26	40.12	0.30	6.10	0.19	7.21
25	2.5	STR1	Combination	-11.26	41.38	0.30	6.10	-0.11	-33.53
25	0	STR2	Combination	-11.31	38.40	0.25	5.08	0.53	66.25
25	1.5	STR2	Combination	-11.31	40.28	0.25	5.08	0.16	7.24
25	2.5	STR2	Combination	-11.31	41.54	0.25	5.08	-0.09	-33.67
25	0	STR3	Combination	-10.64	36.01	0.18	3.63	0.38	62.28
25	1.5	STR3	Combination	-10.64	37.90	0.18	3.63	0.11	6.85
25	2.5	STR3	Combination	-10.64	39.16	0.18	3.63	-0.07	-31.68
25	0	STR4	Combination	-5.62	18.10	0.36	7.27	0.75	32.45
25	1.5	STR4	Combination	-5.62	19.99	0.36	7.27	0.21	3.88
25	2.5	STR4	Combination	-5.62	21.25	0.36	7.27	-0.15	-16.74
25	0	STR5	Combination	-9.20	30.88	0.28	14.40	0.64	53.73
25	1.5	STR5	Combination	-9.20	32.77	0.28	14.40	0.23	6.00
25	2.5	STR5	Combination	-9.20	34.02	0.28	14.40	-0.05	-27.40
25	0	STR6	Combination	-9.25	31.05	0.23	13.39	0.54	54.01
25	1.5	STR6	Combination	-9.25	32.93	0.23	13.39	0.20	6.02
25	2.5	STR6	Combination	-9.25	34.19	0.23	13.39	-0.03	-27.54
25	0	STR7	Combination	-8.58	28.66	0.16	11.94	0.38	50.04
25	1.5	STR7	Combination	-8.58	30.55	0.16	11.94	0.15	5.63
25	2.5	STR7	Combination	-8.58	31.81	0.16	11.94	-0.01	-25.55
25	0	STR8	Combination	-4.59	14.43	0.35	11.42	0.76	26.33
25	1.5	STR8	Combination	-4.59	16.31	0.35	11.42	0.23	3.27
25	2.5	STR8	Combination	-4.59	17.57	0.35	11.42	-0.11	-13.67
25	0	STR9	Combination	-1.50	3.40	0.36	7.27	0.75	7.96
25	1.5	STR9	Combination	-1.50	5.29	0.36	7.27	0.21	1.45
25	2.5	STR9	Combination	-1.50	6.54	0.36	7.27	-0.15	-4.47
25	0	STR10	Combination	-2.84	8.17	0.50	10.17	1.06	15.91
25	1.5	STR10	Combination	-2.84	10.06	0.50	10.17	0.32	2.24
25	2.5	STR10	Combination	-2.84	11.31	0.50	10.17	-0.18	-8.45

## Caratteristiche della sollecitazione interna per le mensole

TABLE: Element Forces - Frames									
Frame	Station	OutputCase	CaseType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	m	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
9	0	STR1	Combination	-1.08	-21.01	-0.10	0.00	-0.17	-26.13
9	0.09393	STR1	Combination	-1.04	-20.21	-0.10	0.00	-0.16	-24.19
9	0.18785	STR1	Combination	-0.99	-19.42	-0.10	0.00	-0.15	-22.33
9	0.28178	STR1	Combination	-0.95	-18.62	-0.10	0.00	-0.14	-20.54
9	0.37571	STR1	Combination	-0.91	-17.83	-0.10	0.00	-0.13	-18.83
9	0.46964	STR1	Combination	-0.86	-17.03	-0.10	0.00	-0.12	-17.19
9	0.56356	STR1	Combination	-0.82	-16.24	-0.10	0.00	-0.11	-15.63
9	0	STR2	Combination	-1.08	-20.65	-0.10	0.00	-0.17	-25.72
9	0.09393	STR2	Combination	-1.04	-19.87	-0.10	0.00	-0.16	-23.81
9	0.18785	STR2	Combination	-0.99	-19.09	-0.10	0.00	-0.15	-21.98
9	0.28178	STR2	Combination	-0.95	-18.31	-0.10	0.00	-0.14	-20.23
9	0.37571	STR2	Combination	-0.91	-17.53	-0.10	0.00	-0.13	-18.54
9	0.46964	STR2	Combination	-0.86	-16.75	-0.10	0.00	-0.13	-16.93
9	0.56356	STR2	Combination	-0.82	-15.97	-0.10	0.00	-0.12	-15.40
9	0	STR3	Combination	-1.09	-18.83	-0.10	0.00	-0.17	-23.51
9	0.09393	STR3	Combination	-1.05	-18.12	-0.10	0.00	-0.16	-21.78
9	0.18785	STR3	Combination	-1.00	-17.41	-0.10	0.00	-0.15	-20.11
9	0.28178	STR3	Combination	-0.96	-16.70	-0.10	0.00	-0.14	-18.51
9	0.37571	STR3	Combination	-0.91	-15.99	-0.10	0.00	-0.13	-16.97
9	0.46964	STR3	Combination	-0.87	-15.28	-0.10	0.00	-0.12	-15.50
9	0	STR5	Combination	-1.09	-20.88	-0.08	0.00	-0.13	-25.79
9	0.09393	STR5	Combination	-1.05	-20.08	-0.08	0.00	-0.12	-23.86
9	0.18785	STR5	Combination	-1.00	-19.29	-0.08	0.00	-0.12	-22.01
9	0.28178	STR5	Combination	-0.96	-18.49	-0.08	0.00	-0.11	-20.24
9	0.37571	STR5	Combination	-0.92	-17.70	-0.08	0.00	-0.10	-18.54
9	0.46964	STR5	Combination	-0.87	-16.90	-0.08	0.00	-0.09	-16.92
9	0.56356	STR5	Combination	-0.83	-16.11	-0.08	0.00	-0.09	-15.36
9	0	STR6	Combination	-1.09	-20.52	-0.08	0.00	-0.14	-25.37
9	0.09393	STR6	Combination	-1.05	-19.74	-0.08	0.00	-0.13	-23.48
9	0.18785	STR6	Combination	-1.00	-18.96	-0.08	0.00	-0.12	-21.67
9	0.28178	STR6	Combination	-0.96	-18.18	-0.08	0.00	-0.11	-19.92
9	0.37571	STR6	Combination	-0.92	-17.40	-0.08	0.00	-0.11	-18.25
9	0.46964	STR6	Combination	-0.87	-16.62	-0.08	0.00	-0.10	-16.65
9	0	STR7	Combination	-1.10	-18.70	-0.08	0.00	-0.13	-23.17
9	0.09393	STR7	Combination	-1.06	-17.99	-0.08	0.00	-0.12	-21.45
9	0.18785	STR7	Combination	-1.01	-17.28	-0.08	0.00	-0.12	-19.79
9	0.28178	STR7	Combination	-0.97	-16.57	-0.08	0.00	-0.11	-18.20
9	0.37571	STR7	Combination	-0.92	-15.86	-0.08	0.00	-0.10	-16.68
9	0.46964	STR7	Combination	-0.88	-15.15	-0.08	0.00	-0.10	-15.22
11	0	STR1	Combination	-1.08	-15.77	0.14	0.00	0.23	-19.97
11	0	STR2	Combination	-1.08	-16.29	0.14	0.00	0.23	-20.59
11	0	STR3	Combination	-1.09	-15.71	0.13	0.00	0.21	-19.85

## 9. VERIFICHE DI RESISTENZA

Nel presente capitolo si riportano le verifiche di resistenza della struttura in elevazione, eseguite in accordo con le prescrizioni dell'eurocodice 3. Nella figura che segue, per una migliore fruizione dei risultati ottenuti, si riporta la mappatura del coefficiente di sfruttamento degli elementi verificati (la longerina avente sezione ad L, inserita nel modello solo per completezza, non rientra tra gli elementi portanti sottoposti a verifica).



Di seguito si riportano le verifiche estese per le sezioni più sollecitate realivamente alle combinazioni di carico dimensionanti.

## Trave di spina

Steel Stress Check Data Eurocode 3-2005

File

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK (Flexural Details for Combo and Station)

Units : Kgf, mm, C

Units Kgf, mm, C

Frame : 24  
Length: 2500.000  
Loc : 1500.000

X Mid: 0.000  
Y Mid: 3750.000  
Z Mid: 4820.000

Combo: STR2  
Shape: tub308x340x10  
Class: Class 3

Design Type: Beam  
Frame Type: DCH-MRF  
Rolled : No

Country=CEN Default  
Interaction=Method 2 (Annex B)

Combination=Eq. 6.10  
MultiResponse=Envelopes

Reliability=Class 2  
P-Delta Done? No

GammaM0=1.05  
An/Ag=1.00

GammaM1=1.05  
RLLF=1.000

GammaM2=1.25  
PLLF=0.750

D/C Lin=0.950

A=12560.000  
It=307985847.1  
Iw=0.000  
E=20389.019

Iyy=222370666.7  
Izz=190836586.7  
Iyz=0.000  
fy=36.200

igy=133.059  
izz=123.264  
h=340.000  
fu=52.006

Wel,yy=1308062.745Av,z=6160.000  
Wel,zz=1239198.615Av,y=7680.000  
Wpl,yy=1528400.000  
Wpl,zz=1427920.000

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location  
1500.000

Ned  
-1222.405

Med,yy  
7258951.224

Med,zz  
52268.093

Ued,z  
16.697

Ued,y  
-1.345

Ted  
-4712.846

PMH DEMAND/CAPACITY RATIO

Governing Equation (6.61)

Total Ratio  
0.166

N Ratio  
0.004

MMajor Ratio  
0.161

MMinor Ratio  
0.001

Ratio Limit  
0.950

Status Check  
OK

BASIC FACTORS

Buckling Mode  
Major (y-y)  
Minor (z-z)

K Factor  
1.000  
1.000

L Factor  
3.000  
1.000

KL/r  
56.366  
20.282

AXIAL FORCE DESIGN

Axial

Ned Force  
-1222.405

Nc,Rd Capacity  
433020.053

Nt,Rd Capacity  
433020.053

Nbyy,Rd Major  
325271.532

Nbzz,Rd Minor  
421885.892

Np1,Rd  
433020.053

Nu,Rd  
470296.371

Ncr,T  
73413418.7

An/Ag  
1.000

Curve  
Major (y-y)  
Minor (z-z)

Alpha  
b  
0.340  
0.340

Ncr  
795519.905  
6144374.839

LambdaBar  
0.756  
0.272

Phi  
0.880  
0.549

Chi  
0.751  
0.974

Nb,Rd  
325271.532  
421885.892

MOMENT DESIGN

Major (y-y)  
Minor (z-z)

Med Moment  
7258951.224  
52268.093

Mc,Rd Capacity  
45096926.7  
42722758.8

Mu,Rd Capacity  
45096926.7  
42722758.8

Mb,Rd Capacity  
45096926.7

Compactness

Section Class 3  
Class 3

Flange Class 3  
Class 3

Web Class 1  
Class 1

Epsilon  
0.814

Alpha  
0.519

Psi  
-0.995

Curve  
LTB

AlphaLT  
d  
0.760

LambdaBarLT  
0.111

PhiLT  
0.472

ChiLT  
1.000

C1  
1.000

Mcr  
3852261177

Factors Cmy  
1.000

Cmz  
0.975

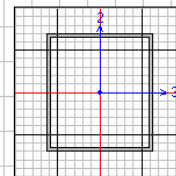
CmLT  
0.999

kyy  
1.002

kzy  
0.975

kzy  
0.801

kzz  
0.975



Mensole ad altezza variabile (primo tratto variabile (dalla colonna al giunto bullonato))

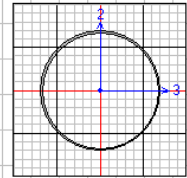
Steel Stress Check Data Eurocode 3-2005									
Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK (Flexural Details for Combo and Station)									
Units : KN, m, C									
Frame : 14	X Mid: -0.375	Combo: STR1	Design Type: Brace						
Length: 0.751	Y Mid: 5.000	Shape: UAR1	Frame Type: DCH-MRF						
Loc : 0.000	Z Mid: 4.843	Class: Class 3	Rolled : No						
Country=CEN Default		Combination=Eq. 6.10		Reliability=Class 2					
Interaction=Method 2 (Annex B)		MultiResponse=Envelopes		P-Delta Done? No					
GammaM0=1.05	GammaM1=1.05	GammaM2=1.25							
An/Ag=1.00	RLLF=1.000	PLLF=0.750	D/C Lin=0.950						
A=0.005	Iyy=9.350E-05	Iyy=0.143	Wel,yy=5.343E-04	Av,z=0.003					
It=0.000	Izz=5.467E-06	Izz=0.035	Wel,zz=6.834E-05	Av,y=0.002					
Iw=0.000	Iyz=0.000	h=0.350	Wpl,yy=6.051E-04						
E=199947978.8	fy=355000.000	fu=510000.000	Wpl,zz=1.054E-04						
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS									
Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ued,z	Ued,y	Ted			
0.000	-1.220	-29.775	0.149	-22.427	0.062	7.254E-04			
PMN DEMAND/CAPACITY RATIO									
Governing	Total	N	MMajor	MMinor	Ratio	Status			
Equation	Ratio	Ratio	Ratio	Ratio	Limit	Check			
(6.62)	0.295	= 0.001	+ 0.288	+ 0.006	0.950	OK			
BASIC FACTORS									
Buckling Mode	K Factor	L Factor	KL/r						
Major (y-y)	1.000	1.000	5.250						
Minor (z-z)	1.000	3.467	75.263						
AXIAL FORCE DESIGN									
	Ned	Nc,Rd	Nt,Rd	Nbyy,Rd	Nbzz,Rd				
	Force	Capacity	Capacity	Major	Minor				
Axial	-1.220	1543.067	1543.067	1543.067	824.731				
	Np1,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	An/Ag					
	1543.067	1675.901	271.903	1.000					
	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd		
Major (y-y)	b	0.340	326788.264	0.070	0.480	1.000	1543.067		
Minor (z-z)	c	0.490	1590.029	1.009	1.208	0.534	824.731		
MOMENT DESIGN									
	Med	Hc,Rd	Hv,Rd	Mb,Rd					
	Moment	Capacity	Capacity	Capacity					
Major (y-y)	-29.775	180.640	180.640	103.544					
Minor (z-z)	0.149	23.106	23.106						
	Section	Flange	Web	Epsilon	Alpha	Psi			
Compactness	Class 3	Class 3	Class 1	0.814	0.501	-0.998			
	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	C1	Mcr		
LTB	d	0.760	0.811	1.061	0.573	1.000	288.620		
	Factors	Cmy	CmLT	kyy	kyz	kzy	kzz		
	0.806	1.000	1.000	0.806	1.001	1.000	1.001		

Mensole ad altezza variabile (secondo tratto - dal giunto bullonato all'estremità')

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK (Flexural Details for Combo and Station)										Units: KN, m, C	
Units : KN, m, C											
Frame : 10		X Mid: -1.675		Combo: STR1		Design Type: Brace					
Length: 1.853		Y Mid: 2.500		Shape: UAR1		Frame Type: DCH-MRF					
Loc : 0.751		Z Mid: 4.923		Class: Class 3		Rolled : No					
Country=CEN Default				Combination=Eq. 6.10				Reliability=Class 2			
Interaction=Method 2 (Annex B)				MultiResponse=Envelopes				P-Delta Done? No			
GammaM0=1.05		GammaM1=1.05		GammaM2=1.25							
An/Ag=1.00		RLLF=1.000		PLLF=0.750		D/C Lin=0.950					
A=0.004		Iyy=6.444E-05		Iyy=0.122		We1,yy=4.359E-04		Av,z=0.003			
It=0.000		Izz=5.328E-06		Izz=0.036		We1,zz=6.660E-05		Av,y=0.002			
Iw=0.000		Iyz=0.000		h=0.295		Wp1,yy=4.938E-04					
E=199947978.8		fy=355000.000		fu=510000.000		Wp1,zz=1.031E-04					
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS											
Location		Ned		Med,yy		Med,zz		Ued,z		Ued,y	
0.751		-0.889		-15.313		-0.082		-16.064		-0.060	
PMH DEMAND/CAPACITY RATIO											
Governing		Total		N		MMajor		MMinor		Ratio	
Equation		Ratio		Ratio		Ratio		Ratio		Limit	
(6.62)		0.162		= 0.001		+ 0.157		+ 0.004		0.950	
Status											
OK											
BASIC FACTORS											
Buckling Mode		K Factor		L Factor		KL/r					
Major (y-y)		1.000		1.000		15.232					
Minor (z-z)		1.000		1.405		72.839					
AXIAL FORCE DESIGN											
		Ned		Nc,Rd		Nt,Rd		Nbyy,Rd		Nbzz,Rd	
		Force		Capacity		Capacity		Major		Minor	
Axial		-0.889		1424.083		1424.083		1421.915		788.127	
		Np1,Rd		Nu,Rd		Ncr,T		An/Ag			
		1424.083		1546.675		345.317		1.000			
		Curve		Alpha		Ncr		LambdaBar		Phi	
Major (y-y)		b		0.340		35825.620		0.204		0.522	
Minor (z-z)		c		0.490		1566.696		0.977		1.168	
										Chi	
										0.998	
										1421.915	
										788.127	
MOMENT DESIGN											
		Med		Mc,Rd		Mv,Rd		Mb,Rd			
		Moment		Capacity		Capacity		Capacity			
Major (y-y)		-15.313		147.390		147.390		97.433			
Minor (z-z)		-0.082		22.516		22.516					
		Section		Flange		Web		Epsilon		Alpha	
Compactness		Class 3		Class 3		Class 1		0.814		0.501	
										Psi	
										-0.999	
		Curve		AlphaLT		LambdaBarLT		PhiLT		ChiLT	
LTB		c		0.490		0.802		0.969		0.661	
										C1	
										1.000	
										240.761	
		Factors		Cmy		CmLT		kyy		kyz	
		0.600		1.000		1.000		0.600		1.001	
										kzy	
										1.000	
										kzz	
										1.001	

## Colonna

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK (Flexural Details for Combo and Station)									
Units : KN, m, C									
Frame : 265	X Mid: 0.000	Combo: STR7	Design Type: Column						
Length: 3.900	Y Mid: 0.000	Shape: D323.9x5.6	Frame Type: DCH-MRF						
Loc : 0.000	Z Mid: 2.630	Class: Class 3	Rolled : No						
Country=CEN Default		Combination=Eq. 6.10		Reliability=Class 2					
Interaction=Method 2 (Annex B)		MultiResponse=Envelopes		P-Delta Done? No					
GammaM0=1.05	GammaM1=1.05	GammaM2=1.25							
An/Ag=1.00	RLLF=1.000	PLLF=0.750	D/C Lin=0.950						
A=0.006	Iyy=7.094E-05	Iyy=0.113	Wel,yy=4.380E-04	Av,z=0.004					
It=1.419E-04	Izz=7.094E-05	izz=0.113	Wel,zz=4.380E-04	Av,y=0.004					
Iw=0.000	Iyz=0.000	h=0.324	Wpl,yy=5.674E-04						
E=199947978.8	fy=355000.000	Fu=510000.000	Wpl,zz=5.674E-04						
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS									
Location	Med	Med,yy	Med,zz	Ued,z	Ued,y	Ted			
0.000	-47.354	-43.484	-9.723	-1.956	-8.485	0.313			
PMH DEMAND/CAPACITY RATIO									
Governing	Total	N	MMajor	MMinor	Ratio	Status			
Equation	Ratio	Ratio	Ratio	Ratio	Limit	Check			
(6.61)	0.337	= 0.031	+ 0.298	+ 0.068	0.950	OK			
BASIC FACTORS									
Buckling Mode	K Factor	L Factor	KL/r						
Major (y-y)	1.000	1.236	42.824						
Minor (z-z)	2.164	1.236	92.672						
AXIAL FORCE DESIGN									
	Med	Nc,Rd	Nt,Rd	Nbgy,Rd	Nbzz,Rd				
Axial	Force	Capacity	Capacity	Major	Minor				
	-47.354	1893.275	1893.275	1515.506	783.416				
	Np1,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	An/Ag					
	1893.275	2056.256	430643.810	1.000					
	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd		
Major (y-y)	c	0.490	6025.803	0.574	0.757	0.800	1515.506		
Minor (z-z)	c	0.490	1286.762	1.243	1.528	0.414	783.416		
MOMENT DESIGN									
	Med	Mc,Rd	Mu,Rd	Mb,Rd					
Major (y-y)	Moment	Capacity	Capacity	Capacity					
Minor (z-z)	-43.484	148.098	148.098	148.098					
	-9.723	148.098	148.098						
	Section	Flange	Web	Epsilon	Alpha	Psi			
Compactness	Class 3	Class 3	Class 3	0.814	0.537	-0.952			
	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	C1	Mcr		
LTB	d	0.760	0.204	0.522	0.997	1.000	3746.986		
	Factors	Cmy	CmLT	kyy	kzy	kzy	kzz		
	1.000	1.000	1.000	1.011	1.036	0.809	1.036		



## 10. COLLEGAMENTI

In questo capitolo si eseguono le verifiche dei giunti bullonati. Nella struttura sono presenti due tipologie di giunzione: giunto flangiato atti a collegare le travi di spina alle colonne e i giunti che collegano fra loro i conci di travi a mensola.

Giunto bullonato trave di spina colonna (2+2M22, classe 8.8, piastre spessore 26mm)

Azioni di progetto:

TABLE: Element Forces - Frames										
Frame	Station	OutputCase	CaseType	P	V2	V3	T	M2	M3	Mtot
Text	m	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	KN-m
257	0.24	STR2	Combination	-64.78	-0.46	-12.27	0.12	36.73	-9.40	37.92
257	0.24	STR3	Combination	-60.96	-0.32	-11.54	0.08	34.56	-6.71	35.20
257	0.24	STR4	Combination	-32.33	-0.65	-6.08	0.15	18.21	-13.42	22.62
257	0.24	STR5	Combination	-52.76	-0.56	-9.98	0.19	29.87	-26.57	39.98
257	0.24	STR6	Combination	-53.02	-0.47	-10.03	0.17	30.02	-24.69	38.87
257	0.24	STR7	Combination	-49.21	-0.34	-9.30	0.13	27.85	-22.00	35.49
257	0.24	STR8	Combination	-26.45	-0.65	-4.96	0.18	14.86	-21.07	25.78
257	0.24	STR9	Combination	-8.83	-0.65	-1.60	0.15	4.80	-13.42	14.25
257	0.24	STR10	Combination	-16.45	-0.91	-3.05	0.24	9.15	-18.80	20.90

Si esegue il calcolo degli sforzi che sollecitano i bulloni mediante una verifica a pressoflessione deviata della sezione, considerando le combinazioni di carico più gravose; il calcolo è stato eseguito con un opportuno programma di verifica di cui si riporta uno stralcio del tabulato di output:

TENS.AMMISS. - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

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

N.Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	5276	2987	2657	0	0
2	6478	3676	940	0	0

### RISULTATI DEL CALCOLO

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 4.9 cm

Interferro netto minimo barre longitudinali: 25.8 cm

### METODO DELLE TENSIONI AMMISSIBILI - MASSIME E MINIME TENSIONI NORMALI

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata

Sc max	Massima tensione [in daN/cm <sup>2</sup> ] nel conglomerato (positiva se di compress.)
Xc max	Ascissa [in cm] corrispond. al punto di massima compressione
Yc max	Ordinata [in cm] corrispond. al punto di massima compressione
Sc min	Minima tensione [in daN/cm <sup>2</sup> ] nel conglomerato (positiva se di compress.)
Xc min	Ascissa [in cm] corrispond. al punto di minima compressione
Yc min	Ordinata [in cm] corrispond. al punto di minima compressione
Sc med	Tensione media [in daN/cm <sup>2</sup> ] nel congl. in presenza di sf. normale
Sf min	Minima tensione [in daN/cm <sup>2</sup> ] nell'acciaio (negativa se di trazione)
Yf min	Ordinata [in cm] corrispond. alla barra di minima tensione

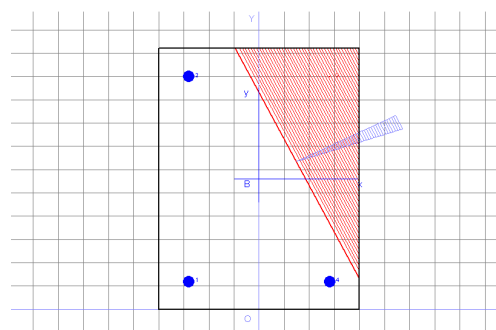
N.Comb.	Ver	Sc max	Xcmax	Ycmax	Sc min	Xcmin	Ycmin	Sc med	Sf min	Xfmin	Yfmin
1	S	64.6	20.0	56.0	0.0	-20.0	0.0	2.2	-1344	-14.0	6.0
2	S	44.6	20.0	56.0	0.0	-20.0	0.0	2.7	-896	-14.0	6.0

#### POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

- a Coeff. a nell'eq. dell'asse neutro  $aX+bY+c=0$  nel rif. X,Y,O gen.
- b Coeff. b nell'eq. dell'asse neutro  $aX+bY+c=0$  nel rif. X,Y,O gen.
- c Coeff. c nell'eq. dell'asse neutro  $aX+bY+c=0$  nel rif. X,Y,O gen.

N.Comb.	a	b	c
1	0.000019018	0.000009521	-0.000443258
2	0.000006026	0.000011096	-0.000416932

Nella figura a lato è rappresentata la sezione reagente e la posizione dell'asse neutro



La trazione nel bullone più sollecitato, come si evince dal tabulato riportato sopra, vale:

$$F_{b, sd} = 1344 \times 3.8 = 5107.20 \text{ daN} = 51.07 \text{ kN}$$

Verifiche di resistenza della bullonatura

#### Caratteristiche dell'unione bullonata

**Classe di resistenza 8.8**

$f_{yb} =$	649 Mpa	
$f_{tb} =$	800 Mpa	Resistenza ultima del bullone
$n =$	4	N.ro bulloni
$d =$	22 mm	Diametro bulloni
$A_{res} (M22) =$	303 mm <sup>2</sup>	Area resistente
$\gamma_{M2} =$	1.25	

$$F_{t,Rd} = 0,9 f_{tb} A_{res} / \gamma_{M2} = 174.53 \text{ kN} \quad \left| \text{Resistenza di progetto a trazione del gambo del singolo bullone} \right.$$

#### Resistenza a taglio

$n_s =$	1 N.ro di facce di taglio
$\alpha_v =$	0.6

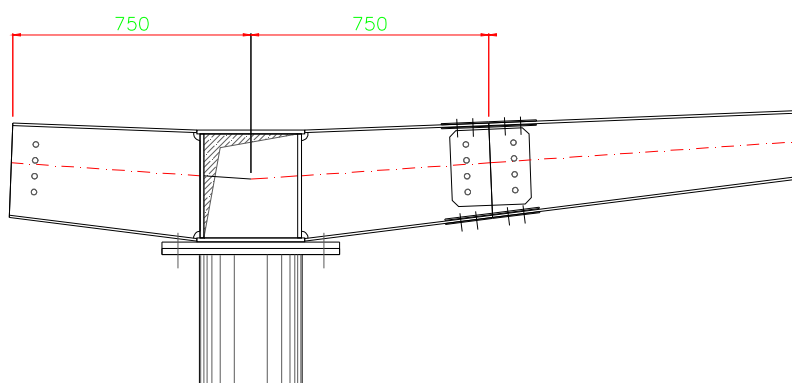
$$F_{V,Rd,a} = \alpha_v f_{tb} A / \gamma_{M2} = 116.352 \text{ kN} \quad \left| \text{Resistenza a taglio del singolo bullone} \right.$$

$$F_{V,Rd,a \text{ tot}} = 465.408 \text{ kN} \quad \left| \text{Resistenza a taglio del giunto} \right.$$

Dal confronto delle azioni sollecitanti con le azioni resistenti, si deduce che le verifiche sono ampiamente soddisfatte.

#### Giunto bullonato di unione conci di mensola

Si riporta di seguito la verifica del giunto bullonato che collega tra loro i due conci di profilo a doppio T che costituiscono le mensole (V. figura sotto)



Azioni di progetto:

TABLE: Element Forces - Frames									
Frame	Station	OutputCase	CaseType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	m	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
▼	▼	▼	▼	▼	▼	▼	▼	▼	▼
14	0.75142	STR2	Combination	-0.87	-15.74	0.07	0.00	0.11	-15.00
14	0.75142	STR3	Combination	-0.87	-14.35	0.07	0.00	0.10	-13.71
14	0.75142	STR4	Combination	-0.54	-8.80	0.02	0.00	0.04	-8.57
14	0.75142	STR5	Combination	-0.88	-16.02	0.04	0.00	0.08	-15.26
14	0.75142	STR6	Combination	-0.88	-15.74	0.04	0.00	0.08	-15.00
14	0.75142	STR7	Combination	-0.88	-14.35	0.04	0.00	0.08	-13.71
14	0.75142	STR8	Combination	-0.54	-8.80	0.01	0.00	0.03	-8.57
14	0.75142	STR9	Combination	-0.21	-3.25	-0.01	0.00	-0.01	-3.42
14	0.75142	STR10	Combination	-0.21	-6.03	-0.01	0.00	0.00	-6.00

La verifica è stata eseguita affidando all'unione delle piattabande l'azione flettente e al giunto d'anima l'azione tagliante.

Unione di piattabanda (4+4) M16

piatti di coprighiunto spessore 10.0 mm

Poiché la sezione è simmetrica l'azione di trazione che sollecita le ali della trave valgono all'incirca:

$$N_s = M_{sd}/(h-e) = 1526/(29.8 - 0.8) = 52.62 \text{ kN}$$

Da cui l'azione di taglio sul singolo bullone vale:

$$V_{bd} = N_{sd}/(n_b n_s) = 52.62/(4 \times 2) = 6.57 \text{ kN}$$

#### Resistenza a taglio

$n_s$  2 N.ro di facce di taglio

$\alpha_v$  0.6

$$F_{V,Rd,a} = \alpha_v f_{tb} A / \gamma_{M2} = 120.576 \text{ kN}$$

$$F_{V,Rd,a \text{ tot}} = 482.304 \text{ kN}$$

Resistenza a taglio del singolo bullone

Resistenza a taglio del giunto

Pertanto le verifiche si ritengono ampiamente soddisfatte.

Unione d'anima (4+4) M16

piatti di coprighiunto spessore 6.0 mm

Vista l'entità dell'azione tagliante che sollecita l'unione d'anima, si ritiene superfluo effettuare ulteriori verifiche.

## 11. PLINTO DI FONDAZIONE

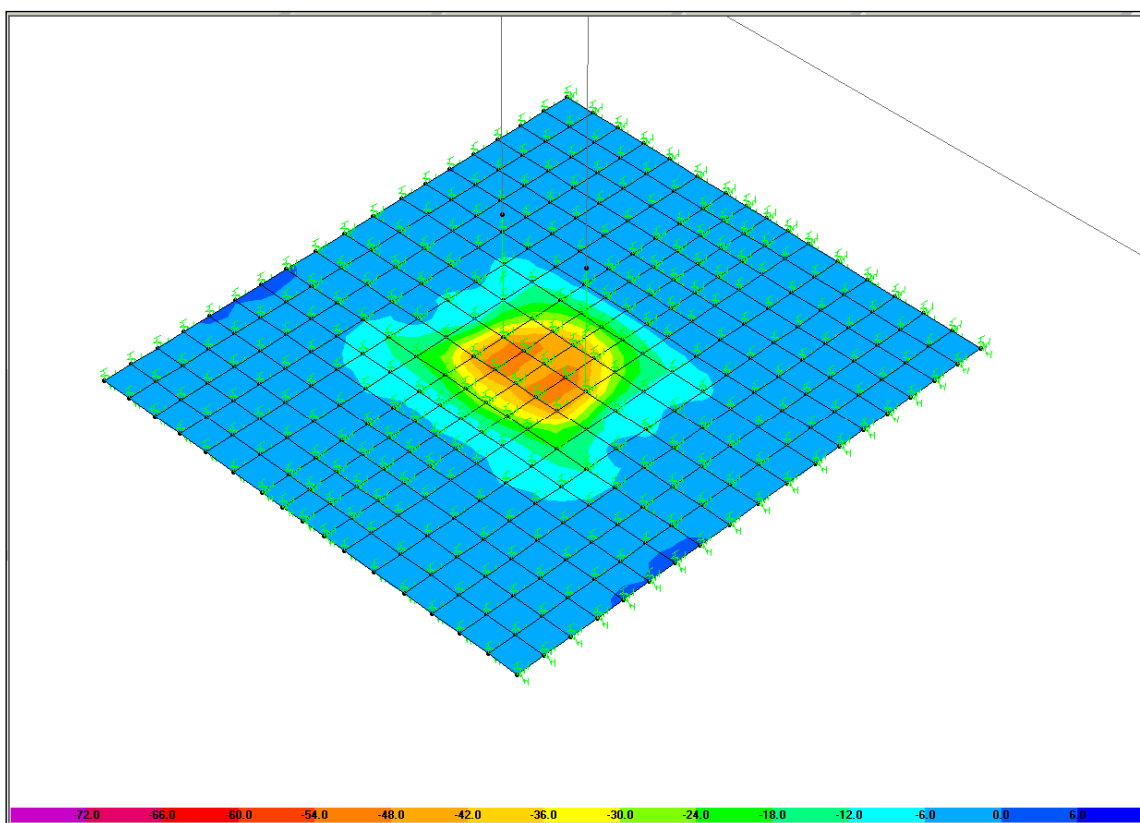
Per il plinto di fondazione, viste l'entità delle azioni sollecitanti, si riporta la sola verifica a flessione e taglio della sezione d'attacco della piastra inferiore (sp. 0.50m) al baggiolo superiore su cui scarica la colonna.

Sezione 110x50cm;  $A_s = A_s' = 5\phi 16$

### 11.1. Caratteristiche della sollecitazione interna

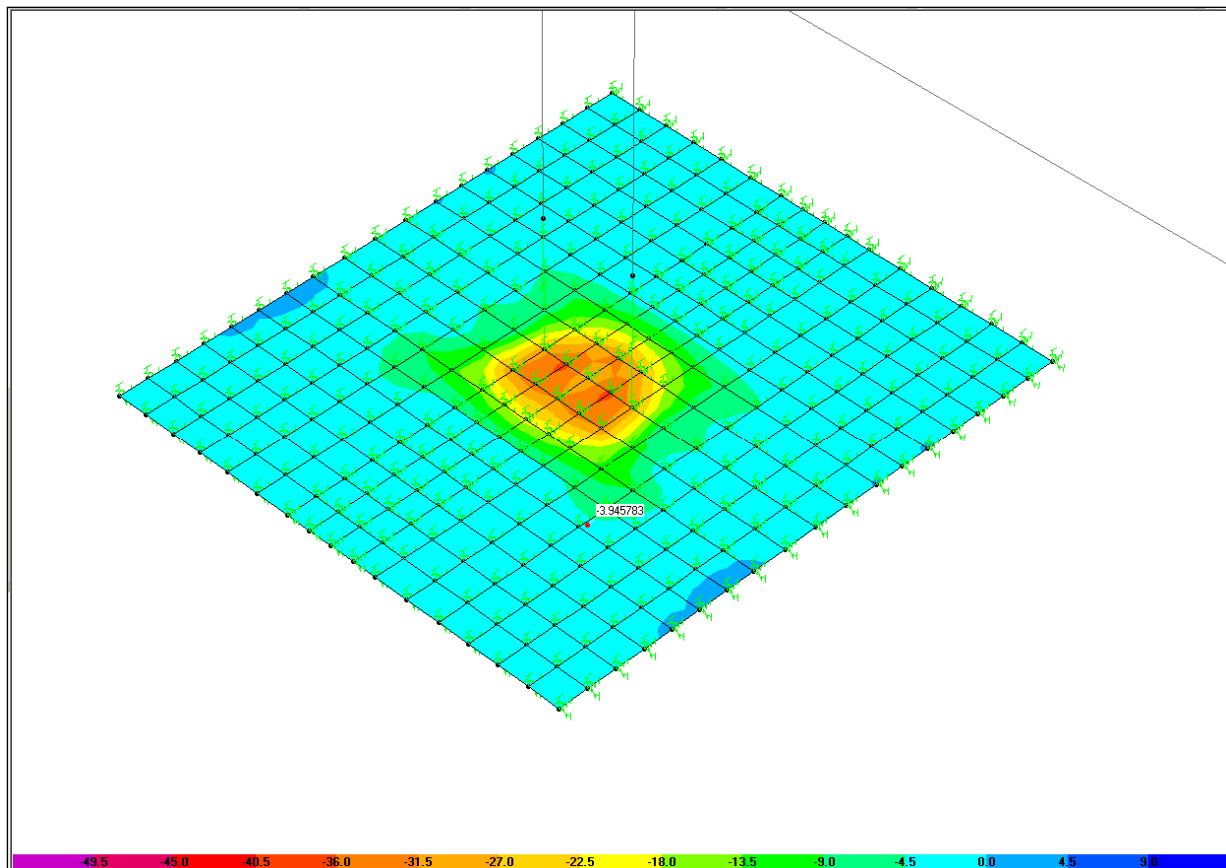
Mappature delle caratteristiche della sollecitazione interna

Momento flettente  $M_{22}$



$M_{22_{\max}} \approx 50 \text{ kNm/m}$

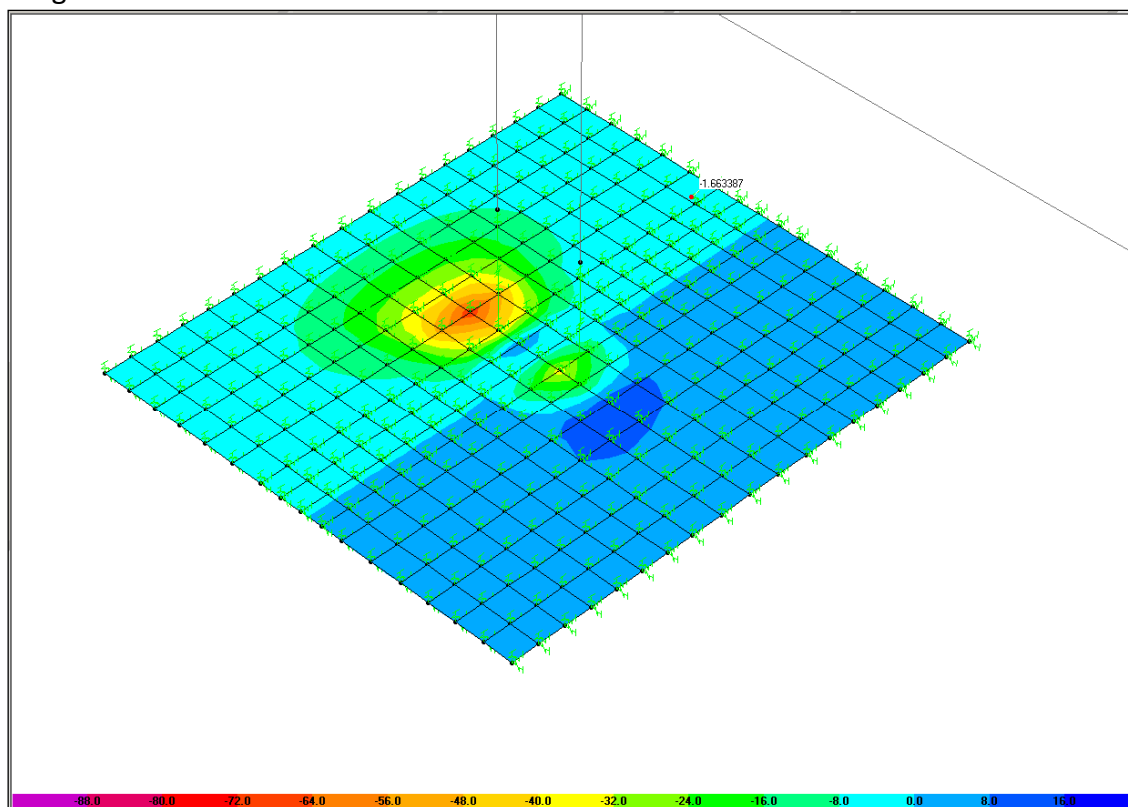
Per la verifica a fessurazione è stato considerato il momento flettente  $M_{22}$  ottenuto per l'involuppo delle combinazioni rare, la cui mappatura è riportata nella figura seguente:



$M_{22_{SLER-max}} \approx 32 \text{ kNm/m}$

Nota. Poiché la sezione soggetta  $M_{22_{SLER-max}} \approx$  risulta non fessurata, si è ritenuto superfluo effettuare ulteriori verifiche riguardanti la durabilità della struttura in cemento armato.

## Azione tagliante V23



$V23_{max} \approx 45 \text{ kNm/m}$

## 11.2. Verifiche di resistenza

Di seguito, in base ai valori delle caratteristiche della sollecitazione interna riportati sopra si eseguono le verifiche di resistenza della sezione.

Le verifiche sono state eseguite in automatico con un opportuno codice di calcolo, di cui seguono i risultati.

### DATI GENERALI SEZIONE IN C.A.

NOME SEZIONE: Sezione 110x50

Descrizione Sezione: sezione 110x50

Metodo di calcolo resistenza: Stati Limite Ultimi

Normativa di riferimento: N.T.C.

Tipologia sezione: Sezione predefinita

Forma della sezione: Rettangolare

Percorso sollecitazione: A Sforzo Norm. costante

Condizioni Ambientali: Moderat. aggressive

Riferimento Sforzi assegnati: Assi x,y principali d'inerzia

### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

**CONGLOMERATO - Classe: C28/35**

Resis. compr. di calcolo  $f_{cd}$  : 164.60 daN/cm<sup>2</sup>  
 Resis. compr. ridotta  $f_{cd}'$  : 82.30 daN/cm<sup>2</sup>  
 Def.unit. max resistenza  $ec_2$  : 0.0020  
 Def.unit. ultima  $ecu$  : 0.0035  
 Diagramma tensione-deformaz. : Parabola-Rettangolo  
 Modulo Elastico Normale  $E_c$  : 325881 daN/cm<sup>2</sup>  
 Coeff. di Poisson : 0.20  
 Resis. media a trazione  $f_{ctm}$  : 28.30 daN/cm<sup>2</sup>  
 Coeff. Omogen. S.L.E. : 15.0

**Combinazioni Rare in Esercizio**

Sc Limite : 174.30 daN/cm<sup>2</sup>  
 Apert.Fess.Limite : Non prevista

**ACCIAIO - Tipo: B450C**

Resist. caratt. snervam.  $f_{yk}$  : 4500.0 daN/cm<sup>2</sup>  
 Resist. caratt. rottura  $f_{tk}$  : 4500.0 daN/cm<sup>2</sup>  
 Resist. snerv. di calcolo  $f_{yd}$  : 3913.0 daN/cm<sup>2</sup>  
 Resist. ultima di calcolo  $f_{td}$  : 3913.0 daN/cm<sup>2</sup>  
 Deform. ultima di calcolo  $E_{pu}$  : 0.068  
 Modulo Elastico  $E_f$  : 2000000 daN/cm<sup>2</sup>  
 Diagramma tensione-deformaz. : Bilineare finito  
 Coeff. Aderenza ist.  $\beta_1 \cdot \beta_2$  : 1.00 daN/cm<sup>2</sup>  
 Coeff. Aderenza diff.  $\beta_1 \cdot \beta_2$  : 0.50 daN/cm<sup>2</sup>  
 Comb.Rare Sf Limite : 3600.0 daN/cm<sup>2</sup>

**CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE**

Base: 110.0 cm  
 Altezza: 50.0 cm  
 Barre inferiori : 5Ø16 (10.1 cm<sup>2</sup>)  
 Barre superiori : 5Ø16 (10.1 cm<sup>2</sup>)  
 Copriferro barre inf.(dal baric. barre) : 7.4 cm  
 Copriferro barre sup.(dal baric. barre) : 7.4 cm

**ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)  
 Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x baric. della sezione  
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione  
 Vy Taglio [daN] in direzione parallela all'asse y baric. della sezione

N.Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	0	5000	10	0

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

- N Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)  
Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x baricentrico della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione  
My Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y baricentrico della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N.Comb.	N	Mx
1	0	3200

## RISULTATI DEL CALCOLO

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 6.6 cm  
Interferro netto minimo barre longitudinali: 19.7 cm  
Copriferro netto minimo staffe: 5.8 cm

## METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

- Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
N Sforzo normale assegnato [in daN] (positivo se di compressione)  
Mx Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse x baricentrico  
N ult Sforzo normale ultimo [in daN] nella sezione (positivo se di compress.)  
Mx ult Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse x baricentrico  
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult,Mx ult) e (N,Mx)  
Verifica positiva se tale rapporto risulta  $\geq 1.000$   
Yneutro Ordinata [in cm] dell'asse neutro a rottura nel sistema di rif. X,Y,O sez.  
x/d Rapp. di duttilità a rottura misurato in presenza di sola flessione (travi)  
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue  
Area efficace barre inf. (per presenza di torsione)= 10.1 cm<sup>2</sup>  
Area efficace barre sup. (per presenza di torsione)= 10.1 cm<sup>2</sup>

N.Comb.	Ver	N	Mx	N ult	Mx ult	Mis.Sic.	Yneutro	x/d	C.Rid.
1	S	0	5000	-12	17469	3.494	44.8	0.12	0.70

## METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

- ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione  
ec 3/7 Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace  
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
ef min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)  
Yf min Ordinata in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
ef max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)

Yf max Ordinata in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N.Comb. ec max ec 3/7 Yc max ef min Yf min ef max Yf max

1 0.00350 -0.01093 50.0 -0.00148 42.6 -0.02519 7.4

#### ARMATURE A TAGLIO E/O TORSIONE DI INVILUPPO PER TUTTE LE COMBINAZIONI ASSEGNATE

Diametro staffe: 8 mm

Passo staffe: 13.3 cm [Passo massimo di normativa = 13.4 cm]

N.Bracci staffe: 4

Area staffe/m : 15.1 cm<sup>2</sup>/m [Area Staffe Minima normativa = 15.0 cm<sup>2</sup>/m]

#### METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - VERIFICHE A TAGLIO

Ver S = comb.verificata a taglio-tors./ N = comb. non verificata  
Vsdu Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)  
Vrd Taglio resistente [daN] in assenza di staffe  
Vcd Taglio compressione resistente [daN] lato conglomerato  
Vwd Taglio trazione resistente [daN] assorbito dalle staffe  
bw Larghezza minima [cm] sezione misurata parallelam. all'asse neutro  
Teta Angolo [gradi sessadec.] di inclinazione dei puntoni di conglomerato  
Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione  
Afst Area staffe/metro strettamente necessaria per taglio e torsione [cm<sup>2</sup>/m]

N.Comb. Ver Vsdu Vrd Vcd Vwd bw Teta Acw Afst

1 S 10 17580 108807 56700 100.0 21.80 1.000 0.0

#### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
Sc max Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([daN/cm<sup>2</sup>])  
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)  
Sc min Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([daN/cm<sup>2</sup>])  
Yc min Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)  
Sf min Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [daN/cm<sup>2</sup>]  
Yf min Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)  
Dw Eff. Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre  
Ac eff. Area di congl. [cm<sup>2</sup>] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)  
Af eff. Area Barre tese di acciaio [cm<sup>2</sup>] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)  
D barre Distanza media in cm tra le barre tese efficaci (verifica fess.)

N.Comb. Ver Sc max Yc max Sc min Yc min Sf min Yf min Dw Eff. Ac eff. Af eff. Dbarre

1 S 7.0 50.0 -7.0 50.0 -74 42.6 0.0 0 0.0 0.0

#### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
 Sclmax Massima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [daN/cm<sup>2</sup>]  
 Scl\_min Minima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [daN/cm<sup>2</sup>]  
 Sc Eff Tensione al limite dello spessore efficace nello STATO I [daN/cm<sup>2</sup>]  
 K3 Coeff. di normativa = 0,25 (Scmin + ScEff)/(2 Scmin)  
 Beta12 Prodotto dei Coeff. di aderenza Beta1\*Beta2  
 Eps Deformazione unitaria media tra le fessure  
 Srm Distanza media in mm tra le fessure  
 Ap.fess. Apertura delle fessure in mm = 1,7\*Eps\*Srm

N.Comb.	Ver	Sclmax	Sclmin	Sc Eff	K3	Beta12	Eps	Srm	Ap.Fess.
---------	-----	--------	--------	--------	----	--------	-----	-----	----------

1	S	0.0	0.0	0.0	0.0	0.000000	0	0.000	
---	---	-----	-----	-----	-----	----------	---	-------	--

### 11.3. Pressione massima sul terreno

Di seguito, si riporta la determinazione della pressione massima sul terreno per il plinto a colonna doppia. Il calcolo è stato eseguito a partire dal modello agli elementi finiti implementato per la verifica della struttura in elevazione. Infatti, nella modellazione sono stati inseriti i plinti schematizzati con elementi shell. Nella figura seguente si riporta la numerazione dei nodi del plinto centrale che è risultato quello che trasmette la massima pressione sul terreno di fondazione.

90	606	604	602	600	598	596	100	997	86	1004	103	498	496	494	492	490	488	89
607	605	603	601	599	597	595	594	996	995	1003	499	497	495	493	491	489	487	886
615	614	613	612	611	610	609	608	999	998	1005	507	506	505	504	503	502	501	880
623	622	621	620	619	618	617	616	1001	1000	1006	515	514	513	512	511	510	509	888
635	629	628	627	626	625	624	634	1002	1031	1007	532	521	520	519	518	517	516	133
667	666	665	664	663	662	661	660	1042	1035	1034	825	824	823	822	821	820	819	818
676	873	872	871	870	869	868	829	1043	7	1036	802	831	830	829	828	827	826	128
1079	1078	1077	1076	1075	1074	1073	1072	1109	1103	1102	1067	1086	1085	1084	1083	1082	1081	1080
88	1070	1069	1068	1067	1066	1065	99	1108	121	1104	124	1093	1092	1091	1090	1089	1088	87
1071	1069	1067	1065	1063	1061	1059	1058	1107	1106	1105	1101	1100	1099	1098	1097	1096	1095	1094
125	858	856	854	852	850	848	130	1041	19	1038	141	844	842	840	838	836	834	127
859	857	855	853	851	849	847	846	1040	1039	1037	845	843	841	839	837	835	833	832
140	570	568	566	564	562	560	139	991	136	983	137	534	532	530	528	526	524	138
571	569	567	565	563	561	559	558	990	984	982	535	533	531	529	527	525	523	522
579	578	577	576	575	574	573	572	992	986	985	543	542	541	540	539	538	537	536
587	586	585	584	583	582	581	580	993	988	987	551	550	549	548	547	546	545	544
92	593	592	591	590	589	588	101	994	96	989	104	557	556	555	554	553	552	91

Figura 11.3.1 - Numerazione nodi del modello relativo al plinto centrale

Il calcolo della pressione massima è stato eseguito sia per le combinazioni SLE sia per le STR; il nodo 857 è quello a cui corrisponde la massima reazione vincolare, per cui le pressioni risultano:

$$p_{t,sle} = F_3/A_i = 1.55/0.0263 = 58.93 \text{ kN/m}^2 = 0.59 \text{ kg/cm}^2$$

$$p_{t,slu} = F_3/A_i = 2.181/0.0263 = 82.93 \text{ kN/m}^2 = 0.83 \text{ kg/cm}^2$$

Le pressioni calcolate possono ritenersi compatibili con le caratteristiche meccaniche del terreno. Nelle tabelle che seguono si riportano uno stralcio delle reazioni esercitate dalle molle applicate ai nodi del modello del plinto, la reazione verticale corrisponde a F3 (l'asse locale 3 è diretto come l'asse Z della terna globale). Nelle tabelle si riportano i valori minimi e massimi, dai quali si evince che la fondazione è tutta reagente.

TABLE: Joint Reactions								
Joint	OutputCase	CaseType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
87	SLER7	Combination	0.004	0.000	0.219	0	0	0
89	SLER2	Combination	0.003	0.000	0.192	0	0	0
89	SLER4	Combination	0.001	0.000	0.209	0	0	0
89	SLER5	Combination	0.002	0.000	0.154	0	0	0
89	SLER6	Combination	0.002	0.000	0.154	0	0	0
89	SLER7	Combination	0.002	0.000	0.142	0	0	0
91	SLER2	Combination	0.003	0.000	0.192	0	0	0
91	SLER4	Combination	0.001	0.000	0.208	0	0	0
91	SLER5	Combination	0.002	0.000	0.154	0	0	0
91	SLER6	Combination	0.002	0.000	0.154	0	0	0
91	SLER7	Combination	0.002	0.000	0.142	0	0	0
568	SLER5	Combination	0.009	0.000	1.447	0	0	0
568	SLER6	Combination	0.009	0.000	1.447	0	0	0
570	SLER5	Combination	0.009	0.000	1.494	0	0	0
570	SLER6	Combination	0.009	0.000	1.494	0	0	0
628	SLER5	Combination	0.009	0.000	1.448	0	0	0
628	SLER6	Combination	0.009	0.000	1.448	0	0	0
629	SLER5	Combination	0.009	0.000	1.495	0	0	0
629	SLER6	Combination	0.009	0.000	1.495	0	0	0
855	SLER5	Combination	0.009	0.000	1.501	0	0	0
855	SLER6	Combination	0.009	0.000	1.501	0	0	0
857	SLER5	Combination	0.009	0.000	1.550	0	0	0
857	SLER6	Combination	0.009	0.000	1.550	0	0	0
865	SLER5	Combination	0.009	0.000	1.502	0	0	0
865	SLER6	Combination	0.009	0.000	1.502	0	0	0
866	SLER5	Combination	0.009	0.000	1.551	0	0	0
866	SLER6	Combination	0.009	0.000	1.551	0	0	0
1080	SLER7	Combination	0.004	0.000	0.219	0	0	0
1094	SLER7	Combination	0.004	0.000	0.219	0	0	0

Tabella 11.3.1 - Reazioni vincolari SLE

TABLE: Joint Reactions								
Joint	OutputCase	CaseType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
▼	▼	▼	▼	▼	▼	▼	▼	▼
89	STR5	Combination	0.003	0.000	0.198	0	0	0
89	STR6	Combination	0.003	0.000	0.208	0	0	0
89	STR7	Combination	0.003	0.000	0.198	0	0	0
89	STR8	Combination	0.003	0.000	0.180	0	0	0
89	STR9	Combination	0.003	0.000	0.178	0	0	0
89	STR10	Combination	0.005	0.000	0.153	0	0	0
91	STR5	Combination	0.003	0.000	0.197	0	0	0
91	STR6	Combination	0.003	0.000	0.207	0	0	0
91	STR7	Combination	0.003	0.000	0.197	0	0	0
91	STR8	Combination	0.003	0.000	0.180	0	0	0
91	STR9	Combination	0.003	0.000	0.178	0	0	0
91	STR10	Combination	0.005	0.000	0.152	0	0	0
570	STR5	Combination	0.014	0.000	2.102	0	0	0
570	STR7	Combination	0.014	0.000	2.102	0	0	0
629	STR5	Combination	0.013	0.000	2.103	0	0	0
629	STR6	Combination	0.012	0.000	2.068	0	0	0
629	STR7	Combination	0.013	0.000	2.103	0	0	0
855	STR5	Combination	0.014	0.000	2.108	0	0	0
855	STR6	Combination	0.012	0.000	2.076	0	0	0
855	STR7	Combination	0.014	0.000	2.108	0	0	0
857	STR5	Combination	0.014	0.000	2.181	0	0	0
857	STR6	Combination	0.012	0.000	2.145	0	0	0
857	STR7	Combination	0.014	0.000	<b>2.181</b>	0	0	0
865	STR5	Combination	0.014	0.000	2.108	0	0	0
865	STR6	Combination	0.012	0.000	2.077	0	0	0
865	STR7	Combination	0.014	0.000	2.108	0	0	0
866	STR5	Combination	0.014	0.000	2.181	0	0	0
866	STR6	Combination	0.012	0.000	2.146	0	0	0
866	STR7	Combination	0.014	0.000	2.181	0	0	0

Tabella 11.3.2 - Reazioni vincolari STR

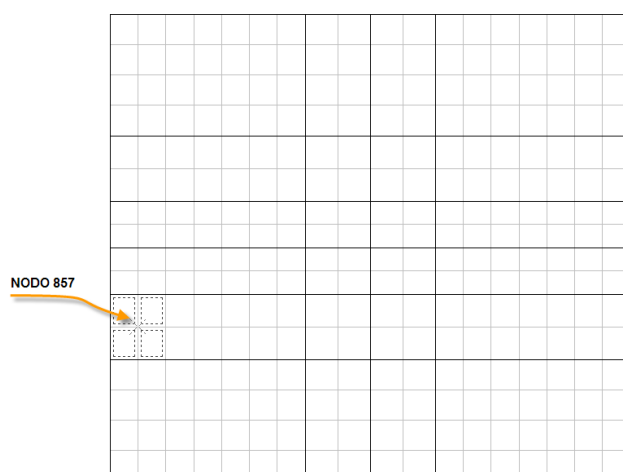


Figura 11.3.2 - Vista in pianta del plinto

## 12. SISTEMA D'ANCORAGGIO

### 12.1. Tirafondi

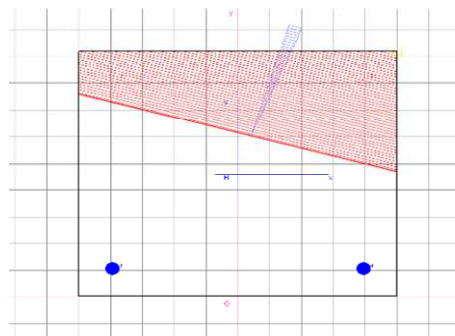
In questo capitolo si riportano le verifiche salienti del sistema di svincolamento delle colonne in acciaio alle fondazioni.

Azioni alla base della colonna

TABLE: Element Forces - Frames										
Frame	Station	OutputCase	CaseType	P	V2	V3	T	M2	M3	
Text	m	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	Mtot
267	0	STR1	Combination	-66.516	-1.389	11.575	-0.0017	14.4185	-14.9947	20.80226
267	1.95	STR1	Combination	-65.423	-0.95	11.575	-0.0017	-8.1527	-12.7141	15.10347
267	3.9	STR1	Combination	-64.331	-0.511	11.575	-0.0017	-30.7239	-11.2891	32.73227
267	0	STR2	Combination	-66.779	-1.157	11.622	-0.0014	14.4777	-12.4956	19.12443
267	1.95	STR2	Combination	-65.686	-0.792	11.622	-0.0014	-8.1862	-10.5951	13.38918
267	3.9	STR2	Combination	-64.593	-0.426	11.622	-0.0014	-30.8501	-9.4076	32.25262
267	0	STR3	Combination	-62.985	-0.307	10.936	-0.0107	13.6231	-7.9203	15.75817
267	1.95	STR3	Combination	-61.893	-0.307	10.936	-0.0107	-7.702	-7.3221	10.62704
267	3.9	STR3	Combination	-60.8	-0.307	10.936	-0.0107	-29.0271	-6.7238	29.79567
267	0	STR4	Combination	-34.489	-0.614	5.779	-0.0215	7.2042	-15.8407	17.40196
267	1.95	STR4	Combination	-33.397	-0.614	5.779	-0.0215	-4.0645	-14.6441	15.19769
267	3.9	STR4	Combination	-32.304	-0.614	5.779	-0.0215	-15.3331	-13.4475	20.39459
267	0	STR5	Combination	-54.822	-1.373	9.458	0.0623	11.7842	-30.1148	32.33834
267	1.95	STR5	Combination	-53.729	-0.935	9.458	0.0623	-6.6599	-27.8646	28.64944
267	3.9	STR5	Combination	-52.636	-0.496	9.458	0.0623	-25.1039	-26.4699	36.48097
267	0	STR6	Combination	-55.084	-1.142	9.506	0.0626	11.8433	-27.6157	30.04814
267	1.95	STR6	Combination	-53.992	-0.776	9.506	0.0626	-6.6934	-25.7456	26.60146
267	3.9	STR6	Combination	-52.899	-0.411	9.506	0.0626	-25.2301	-24.5884	35.22992

La verifica è stata effettuata utilizzando il metodo delle tensioni ammissibili per il calcolo della pressione massima sul calcestruzzo e dell'azione massima nei tirafondi tesi. A tale scopo la piastra di base è stata assimilata ad una sezione in cemento armato dove sono stati considerati solo i tirafondi tesi. Nelle figure che seguono si riportano i risultati per le due combinazioni considerate. La verifica è stata effettuata solo per la combinazione STR5 che è risultata quella dimensionante.

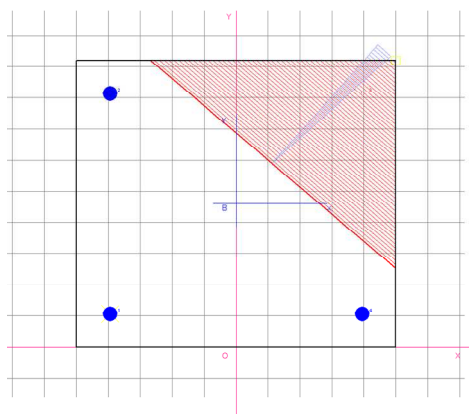
Sforzi Assegnati	Risultati del calcolo	Tensioni
N = 6431 daN	Sc max = 43.4 daN/cm <sup>2</sup>	Sc
Mx = 3072 daNm	Sc min = .0 daN/cm <sup>2</sup>	
My = 1129 daNm	Sc media = 2.7	
	Sf min = -904.3 daN/cm <sup>2</sup>	Sf
	Asse Neutro: aX+bY+c=0	
	coeff. a = 0.000004174	
	coeff. b = 0.000014522	
	coeff. c = -0.000446888	



$$\sigma_{smax} = 904.3 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_{cmin} = -43.40 \text{ daN/cm}^2$$

Sforzi Assegnati	Risultati del calcolo	Tensioni
N = 5264 daN	Sc max = 55.0 daN/cm <sup>2</sup>	Sc
Mx = 2510 daNm	Sc min = .0 daN/cm <sup>2</sup>	
My = 2645 daNm	Sc media = 2.1	
	Sf min = -1143.1 daN/cm <sup>2</sup>	Sf
	Asse Neutro: aX+bY+c=0	
	coeff. a = 0.000010758	
	coeff. b = 0.000012370	
	coeff. c = -0.000425177	



$$\sigma_{smax} = 1143.1 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_{cmin} = -55.0 \text{ daN/cm}^2 \text{ (Compressione)}$$

La trazione nel tirafondo più sollecitato risulta essere pari a:

$$F_{T,sd} = 1143.1 \times 3.80 = 4343.78 \text{ daN} = 43.44 \text{ kN}$$

La verifica di resistenza e della lunghezza d'ancoraggio è stata eseguita con un opportuno foglio di excel di cui seguono i dati d'input e i risultati.

CALCOLO SISTEMA DI ANCORAGGIO				
<b>Calcestruzzo plinto di fondazione</b>				
$f_{bk} =$	28 MPa			
$R_{ck} =$	35 "			
$\alpha_{cc} =$	0.85			
$\gamma_c =$	1.5			
$f_{ck} =$	29.05 MPa			
$f_{cd} =$	16.46 MPa			
$f_{ctm} =$	2.83 MPa			
$f_{ctk0.05} =$	1.98 "			
$\eta =$	1.00	con $\phi_{tiraf.} =$	22 mm	
$f_{bk} = 2.25\eta f_{ctk} =$	4.47 MPa			Resist. tangenziale di aderenza caratteristica
$f_{bd} = f_{ctk} / \gamma_c$	2.98 MPa			Resist. tangenziale di aderenza di calcolo
<b>Caratteristiche piastra di base</b>				
$f_{yk} =$	355 MPa			
$f_{tk} =$	510 "			
$B =$	500 mm			larghezza piastra di base
$H =$	460 mm			altezza piastra di base
$sp =$	20 mm			spessore piastra di base
<b>Caratteristiche tirafondi (cl. 8.8)</b>				
$f_{yb} =$	649 Mpa			
$f_{tb} =$	800 Mpa			
$n =$	4			N.ro tirafondi
$L =$	500 mm			Lunghezza tirafondi
$d =$	22 mm			Diametro tirafondi
$A_{res} (M22)$	303 mm <sup>2</sup>			Area resistente tirafondi
$\gamma_{M2} =$	1.25			
$F_{t,Rd} =$	$0,9 f_{tb} A_{res} / \gamma_{M2} =$	174.53 kN		Resistenza a trazione del singolo tirafondo
$F_{t,sd} =$	43.43 kN			
$L_{anc.} =$	$F_{t,Rd} / (\pi \cdot \phi \cdot f_{bd}) =$	211.20 mm		Lunghezza minima d'ancoraggio (relativa a $F_{t,sd}$ )

## 12.2. Piastra di base

Di seguito si descrive l'analisi strutturale per la verifica di resistenza della piastra di base le cui dimensioni in pianta sono 500x460 mm, di spessore 30 mm.

Per la verifica della piastra in esame è stato considerato solo un settore dei quattro individuati dalla disposizione dei fazzoletti irrigidenti e dai tirafondi. Per l'analisi è stato considerato il settore più sollecitato. Il calcolo è stato condotto attraverso una modellazione agli elementi finiti in cui la piastra è stata schematizzata con una serie di elementi shell a quattro e tre nodi, il contorno della piastra in corrispondenza dell'intersezione con il tubo che costituisce la colonna e con gli irrigidenti verticali è stato vincolato con appoggi semplici (v. figura 12.2.1).

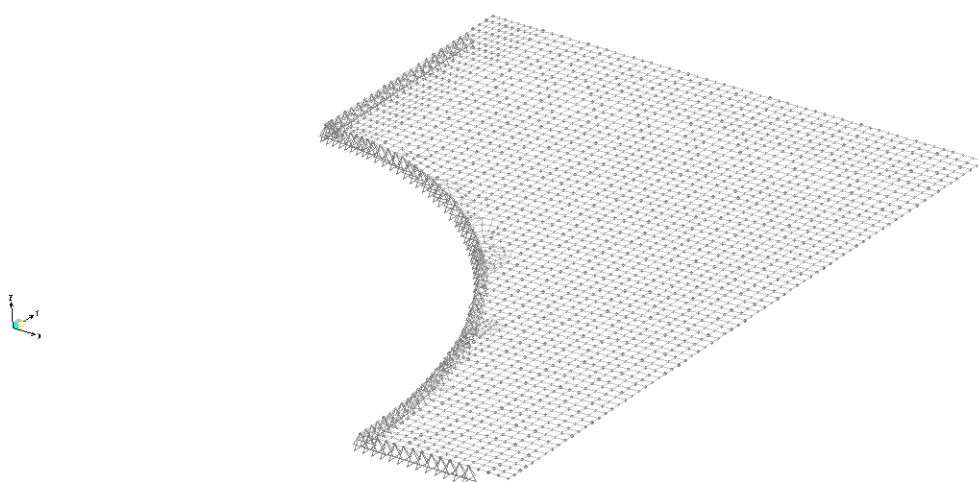


Figura 12.2.1 - Vista 3D del modello FEM di un settore di piastra di base

L'analisi è stata svolta applicando alla piastra un carico concentrato ortogonale al proprio piano che simula l'azione trasmessa dal tirafondo.

La risoluzione del modello è stata eseguita con il programma di calcolo strutturale SAP2000 di cui nella figura 12.2.2 si mostra lo stato tensionale di Von Mises ottenuto.

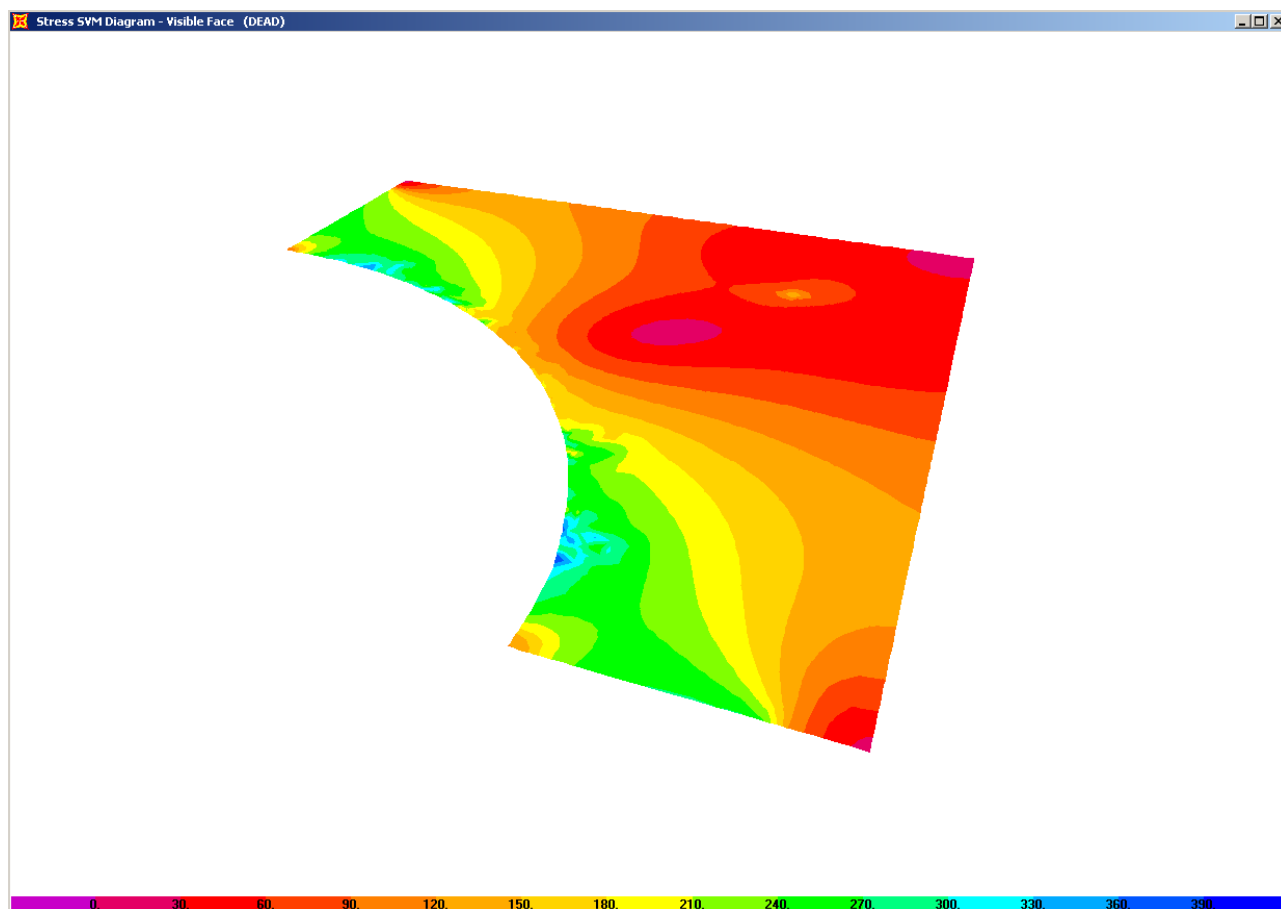


Figura 12.2.2 - Mappatura tensione ideale di Von Mises

Come si evince osservando la mappatura della  $\sigma_{VM}$  lo stato tensionale resta per tutta la piastra, tranne in zone limitate in prossimità degli angoli, dove si attingono picchi tensionali dovuti agli effetti incastro, al disotto della tensione di calcolo  $f_d(S355)$ .