

COMMITTENTE: AMMINISTRAZIONE COMUNALE DI MORSANO AL TAGLIAMENTO

LAVORI DI REALIZZAZIONE DELLA NUOVA SEDE DEL CORPO COMUNALE DI PROTEZIONE CIVILE - 2° STRALCIO

PROGETTO DEFINITIVO - ESECUTIVO

1 DOCUMENTAZIONE TECNICO-ECONOMICA

1.05

RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE

REVISIONI	DATA	OGGETTO	REDATTO DA	VERIFICATO DA
4
3
2
1
0	AGOSTO 2018	EMISSIONE	Geom. I. Sarcinelli	Dott. ing. P. Truant

PROGETTISTA : Dott. Ing. Pierino TRUANT



TRUANT & ASSOCIATI SNC

Dott. Ing. Pierino TRUANT / Per. Ind. Ed. Mauro BERTUZZI / Geom. Walter MARCUZZI

Via Corridoni 9 - 33097 SPILIMBERGO (PN)

tel. 0427/41333 - fax 0427/51166

E-mail: info@truantassociati.it

PREMESSA

RISPOSTE ALLE RICHIESTE DI INTEGRAZIONE AL DEPOSITO

N.735 DEL 05.06.2019

In seguito alle prescrizioni della commissione formulate nella riunione del 12/06/2019,, vengono di seguito riportate le risposte con le indicazioni delle integrazioni e delle verifiche aggiuntive condotte e riportate nella relazione di calcolo.

Prescrizioni:

- 1) mancando la dichiarazione del legale rappresentante dell'Amministrazione aggiudicatrice o del Responsabile del procedimento, redatta sulla base del Mod. 2-TEMP (disponibile sul sito istituzionale della Regione www.regione.fvg.it in area Sismica\MODULISTICA), non è consentita l'applicazione delle *Nuove norme tecniche per le costruzioni* approvate con decreto

del Ministero delle Infrastrutture di data 14/01/2008 (di seguito NTC2008) in alternativa all'*Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"* approvato con decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti di data 17/01/2018 (di seguito NTC2018). Peraltro si segnala che, a pagina 12 della *Relazione di calcolo strutture* (punto 5.3.2), vi è il riferimento alle NTC2008, diversamente da quanto asseverato dal progettista strutturale. Inoltre si osserva che l'intera struttura è stata considerata in c.a. mentre, dagli elaborati progettuali, si rileva che la struttura in elevazione è in acciaio;

E' stata adottata la normativa NTC 2018 e corretto refuso della relazione di calcolo.

- 2) risulta necessario fornire un'analisi dei carichi congruente con il progetto in esame;

I carichi sono in accordo con p.to 3.1.4 dell'eNTC 2018, trattasi di scala di sicurezza interna non soggetta a carico di neve ne di vento.

- 3) ai sensi del punto 4.2.3.1 delle NTC2018 dev'essere esplicitata la classificazione delle sezioni trasversali degli elementi strutturali in acciaio, in funzione della loro capacità di deformarsi in campo plastico;

Aggiunta classe sezioni verificate.

- 4) ai sensi del punto 7.3.1 delle NTC2018 va giustificato il valore del fattore di comportamento $q=1,5$. A tal fine si osserva che, per le strutture in acciaio, più dell'azione sismica risultano dimensionanti le azioni orizzontali dovute al vento, oppure quelle verticali attribuite alla neve;

Aggiunta giustificazione del fattore di struttura i base a p.to 7.3.1 delle NTC2018

- 5) le verifiche delle fondazioni devono rispettare quanto previsto dal paragrafo 6.4.2, e i criteri di verifica quanto al punto 7.11.5.3.1 delle NTC2018;

Esplicitata verifica fondazioni.

- 6) necessitano le verifiche di parapetto e corrimano;

Trattasi di scala interna tra due pareti in c.a. pertanto non è previsto parapetto.

7) infine si precisa che la *relazione di calcolo* dev'essere redatta conformemente al punto 10.2.1. delle NTC2018.

Aggiunta descrizione più dettagliata dei dati di input del modello di calcolo.

RELAZIONE GEOTECNICA E SULLE FONDAZIONI

L'area oggetto di intervento è ubicata nel Comune di Morsano al Tagliamento. Le opere saranno realizzate in una zona ove le conoscenze storiche e gli studi geotecnici eseguiti consentono di considerarla come geologicamente nota. Si può dedurre dalla relazione geologica che, per il caso in esame, non esistono controindicazioni all'esecuzione delle opere poiché il terreno possiede condizioni geologiche, geoidrologiche e geostatiche favorevoli alla realizzazione del progetto.

Per quanto riguarda la falda idrica sotterranea, essa si mantiene a livelli bassi e non si ritiene che possa avere influenza sui terreni di fondazione in termini di pressioni interstiziali.

Per la valutazione delle azioni sismiche si assume una categoria di suolo **tipo C** secondo le indicazioni delle "NTC 2018".

Per il calcolo della capacità portante della fondazione si adottano i seguenti parametri geotecnici dedotti, in modo cautelativo, dalla relazione geologica allegata:

Caratteristiche geotecniche dei terreni su cui verrà realizzato piano di posa fondazioni:

peso per unità di volume:	18 kN/mc
angolo attrito:	25°
coesione:	0 kPa
falda -1.00 m	

Si ricava la capacità limite del terreno secondo l'Approccio 2 di verifica, assumendo cioè le condizioni A1 – M 1 – R3 , dove $\gamma_{R3} = 2.3$.

La capacità portante limite si valuta con la formula di Meyerhof (1951,1963) :

$$q_{lim} = c^*N_c^* s_c^* d_c^* i_c^* b_c^* g_c + q^* N_q^* s_q^* d_q^* i_q^* b_q^* g_q + 0,5^* \gamma^* B^* N_{\gamma}^* s_{\gamma}^* d_{\gamma}^* i_{\gamma}^* b_{\gamma}^* g_{\gamma}$$

D = Profondità del piano di appoggio

e_B = Eccentricità in direzione B ($e_B = Mb/N$)

e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = Ml/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2^*e_B$)

L^* = Lunghezza fittizia della fondazione ($L^* = L - 2^*e_L$)

Per una impronta di fondazione, ottenuta a partire dalla piastra di base con diffusione dello sforzo a 45° nello spessore della platea, di forma quadrata di larghezza 53x54 cm e profondità di scavo 20 cm si ha

$$e_B = 0.000 \quad (\text{m}) \qquad B^* = 0.73 \quad (\text{m})$$

$$e_L = 0.000 \quad (\text{m}) \qquad L^* = 0.74 \quad (\text{m})$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 4.00 \quad (\text{kN/mq})$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 18.00 \quad (\text{kN/mc})$$

N_c, N_q, N_γ : coefficienti di capacità portante

$$N_q = \tan^2(45 + \varphi/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan \varphi)}$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan \varphi'$$

$$N_q = 18.40 \qquad N_c = 30.1$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi'$$

$$N_\gamma = 22.40$$

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

$s_c = 1 + B^* N_q / (L^* N_c)$	$s_q = 1 + B^* \tan \varphi' / L^*$	$s_\gamma = 1 - 0,4 B^* / L^*$
$s_c = 1.60$	$s_q = 1.57$	$s_\gamma = 0.61$

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.50 \qquad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 90.00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.50 \qquad m = 1.50 \quad (-)$$

($m=2$ nel caso di fondazione nastriforme e $m=(m_b \sin^2 \theta + m_l \cos^2 \theta)$ in tutti gli altri casi)

$$i_q = (1 - H / (N + B^* L^* c' \cotg \varphi'))^m$$

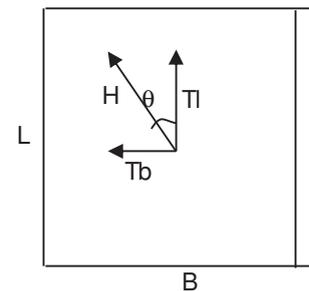
$$i_q = 1.00$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$$

$$i_c = 1.00$$

$$i_\gamma = (1 - H / (N + B^* L^* c' \cotg \varphi'))^{(m+1)}$$

$$i_\gamma = 1.00$$



d_c, d_q, d_γ : fattori di profondità del piano di appoggio

per $D/B^* \leq 1$; $d_q = 1 + 2 D \tan\phi' (1 - \sin\phi')^2 / B^*$

per $D/B^* > 1$; $d_q = 1 + (2 \tan\phi' (1 - \sin\phi')^2) * \arctan (D / B^*)$

$$d_q = 1.08$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan\phi') \quad d_\gamma = 1$$

$$d_c = 1.08 \quad d_\gamma = 1.00$$

b_c, b_q, b_γ : fattori di inclinazione base della fondazione

$$b_q = (1 - \beta_f \tan\phi')^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1.00$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan\phi') \quad b_\gamma = b_q$$

$$b_c = 1.00 \quad b_\gamma = 1.00$$

g_c, g_q, g_γ : fattori di inclinazione piano di campagna

$$g_q = (1 - \tan\beta_p)^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = 1.00$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan\phi') \quad g_\gamma = g_q$$

$$g_c = 1.00 \quad g_\gamma = 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 213.75 \quad (\text{kN/m}^2)$$

da cui :

$$q_{ult} = 2.13/2.3 = 0.926 \text{ kg/cm}^2$$

Sarà comunque cura della Direzione Lavori verificare in sede di esecuzione dei lavori la continuità delle stratigrafie individuate ed effettuare opportune prove qualora si dovessero incontrare variazioni litostratigrafiche in contrasto con quelle evidenziate.

Il progettista delle strutture

INDICE

1	MATERIALI	9
1.1	Cemento armato	9
1.1.1	Calcestruzzo per opere di fondazione	9
1.2	Acciaio in barre nervate	9
1.3	Carpenteria metallica	10
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	11
3	PROGRAMMI UTILIZZATI	11
4	RELAZIONE DI CALCOLO	12
5	ANALISI DEI CARICHI	13
5.1	Carichi verticali	13
5.1	Carichi verticali	13
5.1.1	Carichi solaio copertura	13
5.1.2	Carico neve	13
5.1.3	Carico vento	13
5.2	Carichi sismici	13
5.2.1	Categoria suolo	13
5.2.2	Sistema costruttivo e fattore di struttura	14
5.2.3	Spettri di risposta di progetto	14
5.2.4	Tipo di analisi adottato	18
5.3	Combinazioni dei carichi	19
5.3.1	Combinazioni azioni allo SLU	19
5.3.2	Combinazioni azioni allo SLE	19
6	ANALISI SISMICA	20
6.1	Modello strutturale	20
6.1.1	Elementi strutturali	20

6.1.2	Modi considerati	23
6.1.3	Momento torcente di piano per eccentricità accidentale.....	23
6.1.4	Combinazioni azioni allo SLU e SLE.....	24
6.2	Risultati analisi sismica.....	26
7	VERIFICHE STRUTTURALI SLU.....	27
7.1	Verifica strutture orizzontali: travi	27
7.1.1	Sollecitazioni risultanti di involuppo sulle travi	27
7.1.2	Verifica delle travi	27
7.2	Verifica controventi di parete	30
7.3	Verifica strutture verticali: pilastri	31
7.3.1	Numerazione elementi	31
7.3.2	Sollecitazioni massime.....	31
7.3.3	Verifica sezioni	33
7.4	Verifica piastra di fondazione	34
7.5	Verifica tasselli di ancoraggio	34
7.6	Verifica fondazioni	36
8	VALIDAZIONE DEL PROGRAMMA DI CALCOLO	39

1 MATERIALI

1.1 CEMENTO ARMATO

1.1.1 Calcestruzzo per opere di fondazione

Classe di resistenza	C25/30	
Resistenza cubica caratteristica: (valutata su provini cubici 15x15 cm)	$R_{ck} = 30$	Mpa
Resistenza cilindrica caratteristica:	$f_{ck} = 24.9$	Mpa
Fattore di sicurezza parziale per le proprietà del materiale:	$\gamma_c = 1.5$	$\alpha = 0,85$
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha f_{ck} / g_c$	= 14.11 Mpa
Modulo tangenziale	$E_{cm} = 22000(f_{cm}/10)^{0.3}$	= 31447 MPa
Resistenza media a trazione:	$f_{ctm} = 0,3 f_{ck}^{2/3}$	= 2.56 MPa
Resistenza caratteristica a trazione:	$f_{ctk} = 0,7 f_{ctm}$	= 1.79 MPa
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$	= 1.19 Mpa
Resistenza tangenziale di aderenza	$f_{bd} = 2.25 f_{ctk} / \gamma_c$	= 2.69 Mpa
Coeff. di dilatazione termica	$10 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$	
Confezionato secondo le caratteristiche della classe di esposizione		XC2
come definite dalla Norma UNI EN 206-1, con classe di consistenza		S4

1.2 ACCIAIO IN BARRE NERVATE

Classe acciaio: B450C

Tensione caratteristica di snervamento:	$f_{yk} = 450$	Mpa
Modulo di elasticità:	$E_s = 206000$	Mpa
Fattore di sicurezza parziale per le proprietà del materiale:	$\gamma_s = 1,15$	
Resistenza di calcolo allo Stato Limite Ultimo:	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$	391 Mpa
che soddisfi i seguenti rapporti minimi:	$A_{gt} > 7,5 \%$	
	$1,15 < f_t / f_y < 1,35$	
	$(f_{y,eff} / f_{y,nom}) < 1,25$	

1.3 CARPENTERIA METALLICA

ACCIAIO PER CARPENTERIA TIPO S275 JR ($t < 40\text{mm}$)

Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} = 275 \text{ MPa}$
Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} = 430 \text{ MPa}$
Modulo elastico	$E = 210\,000 \text{ MPa}$
Densità	$\rho = 7850 \text{ kg / m}^3$

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Il presente progetto strutturale è stato redatto nell'osservanza delle seguenti leggi, decreti e norme:

- D.M. 17 gennaio 2018 “Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni”
- Circolare n.617 del 02-02-2009
- CNR-DT 206/2007: Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione ed il Controllo di Strutture in legno
- CNR-UNI 10011 01/06/1988: costruzioni in acciaio.
- Eurocodice 3 “Progettazione delle strutture in acciaio”
- Eurocodice 5 “Progettazione delle strutture in legno”
- Eurocodice 7 “Progettazione geotecnica”
- Eurocodice 8 “Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle Strutture - Parte 5:
- UNI ENV 206-1: 2006
- UNI 11104: 2004

3 PROGRAMMI UTILIZZATI

- MidasGen

4 RELAZIONE DI CALCOLO

I calcoli statici contenuti nella presente relazione sono relativi alle strutture di realizzazione di una scala in acciaio all'interno di un fabbricato a uso della protezione civile nel Comune di Morsano al Tagliamento.

Nella relazione seguente vengono riportate le verifiche della scala.

La scala viene realizzata con cosciali in UPN 200 e pilastri HEA 140. Sono presenti controventi di parete realizzati con tondi $\phi 20$ a croce.

L'edificio sorge in zona sismica, l'azione sismica viene computata con un'analisi lineare dinamica eseguita con una modellazione con programma di calcolo agli elementi finiti della struttura.

Le azioni sismiche vengono interamente affidate ai pilastri nelle due direzioni principali.

LA verifica sismica della scala viene realizzata con programma di calcolo agli elementi finiti MIDAS/GEN.

Le verifiche vengono condotte col metodo degli stati limite secondo le indicazioni delle norme tecniche contenute nel D.M.17 Gennaio 2018: "Norme Tecniche per le Costruzioni".

IL PROGETTISTA DELLE STRUTTURE

5 ANALISI DEI CARICHI

5.1 CARICHI VERTICALI

5.1 CARICHI VERTICALI

5.1.1 Carichi solaio copertura

Peso proprio	= 0.40 kN/m ²
Permanenti portati cautelativo	= 2.00 “
<hr/>	
Totali permanenti	= 2.40 kN/m ²
accidentali	= <u>4.00 kN/m²</u>
Totali	= 6.40 kN/m ²

5.1.2 Carico neve

non viene considerato in quanto trattasi di una scala all'interno di un edificio.

5.1.3 Carico vento

non viene considerato in quanto trattasi di una scala all'interno di un edificio.

5.2 CARICHI SISMICI

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto si assumono le seguenti caratteristiche per l'edificio:

- posizione sito: Comune di Morsano al Tagliamento
- vita nominale dell'opera cautelativa $V_n = 100$ anni
- classe d'uso dell'opera IV $C_u = 2$
- Vita di riferimento dell'opera: $V_R = C_u \cdot V_N = 200$ anni

- categoria sottosuolo C
- categoria topografica T1
- classe di duttilità della struttura: non duttile $q = 1.5$

5.2.1 Categoria suolo

In base al profilo stratigrafico del terreno si assume per questo sito un terreno di **categoria C**.

5.2.2 Sistema costruttivo e fattore di struttura

Si è considerata una struttura in c.a. non dissipativa adottando un fattore di struttura per strutture non costruite con particolari costruttivi antisismici, ovvero solo seguendo le indicazioni del capitolo 4 delle NTC 2018, pertanto il fattore di struttura è preso pari a:

fattore di struttura strutture in acciaio intelaiata con controventi

$q_0 = 4$ da cui $q_{cdb} = K_R q_0 = 1 \cdot 4 = 4$

il fattore di struttura per struttura non dissipativa (q_{ND}) da cap 7.3.1 delle NTC2018 è dato da (q_{ND})

$$1 \leq q_{ND} = \frac{2}{3} q_{CD" B"} \leq 1,5$$

$$q_{ND} = 2/3 \cdot 4 = 2.67$$

si assume quindi $q_{nd} = 1.5$

5.2.3 Spettri di risposta di progetto

Lo spettro di progetto per le componenti orizzontali agli SLU è definito dalle seguenti espressioni analitiche

COMPONENTE ORIZZONTALE

$$\begin{array}{l|l} 0 \leq T < T_B & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\ T_B \leq T < T_C & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \\ T_C \leq T < T_D & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\ T_D \leq T & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right) \end{array}$$

Dove

$S_d(t) = a/g(T)$; $\eta = 1/q$;

Per lo spettro di progetto SLV si assume un tempo di ritorno di 475 anni, si assumono i seguenti parametri sismici per la valutazione delle azioni sismiche :

Valori dei parametri a_g , F_o , T_C^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascuno SL

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	120	0.070	2.513	0.312
SLD	201	0.086	2.532	0.336
SLV	1898	0.186	2.650	0.397
SLC	2475	0.202	2.681	0.402

La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

Tabelle riassuntive :

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.186 g
F_o	2.650
T_C	0.397 s
S_S	1.404
C_C	1.424
S_T	1.000
q	1.500

Parametri dipendenti

S	1.404
η	0.667
T_B	0.189 s
T_C	0.566 s
T_D	2.346 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_S \cdot S_T \quad (\text{NTC-18 Eq. 3.2.3})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-18 Eq. 3.2.4; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C/3 \quad (\text{NTC-18 Eq. 3.2.6})$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad (\text{NTC-18 Eq. 3.2.5})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-18 Eq. 3.2.7})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-18 Eq. 3.2.8)

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-18 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.262
T_B ←	0.189	0.462
T_C ←	0.566	0.462
	0.650	0.402
	0.735	0.356
	0.820	0.319
	0.905	0.289
	0.989	0.264
	1.074	0.243
	1.159	0.226
	1.244	0.210
	1.328	0.197
	1.413	0.185
	1.498	0.175
	1.583	0.165
	1.667	0.157
	1.752	0.149
	1.837	0.142
	1.922	0.136
	2.006	0.130
	2.091	0.125
	2.176	0.120
	2.261	0.116
T_D ←	2.346	0.111
	2.424	0.104
	2.503	0.098
	2.582	0.092
	2.661	0.087
	2.739	0.082
	2.818	0.077
	2.897	0.073
	2.976	0.069
	3.055	0.066
	3.133	0.062
	3.212	0.059
	3.291	0.057
	3.370	0.054
	3.449	0.052
	3.527	0.049
	3.606	0.047
	3.685	0.045
	3.764	0.043
	3.842	0.042
	3.921	0.040
	4.000	0.038

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLD

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLD
a_g	0.086 g
F_o	2.532
T_C	0.336 s
S_S	1.500
C_C	1.504
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.500
η	1.000
T_B	0.169 s
T_C	0.506 s
T_D	1.945 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_S \cdot S_T \quad (\text{NTC-18 Eq. 3.2.3})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-18 Eq. 3.2.4; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-18 Eq. 3.2.6})$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad (\text{NTC-18 Eq. 3.2.5})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-18 Eq. 3.2.7})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-18 Eq. 3.2.8)

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-18 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.129
$T_B \leftarrow$	0.169	0.327
$T_C \leftarrow$	0.506	0.327
	0.575	0.288
	0.643	0.258
	0.712	0.233
	0.780	0.212
	0.849	0.195
	0.917	0.181
	0.986	0.168
	1.054	0.157
	1.123	0.148
	1.191	0.139
	1.260	0.132
	1.328	0.125
	1.397	0.119
	1.465	0.113
	1.534	0.108
	1.602	0.103
	1.671	0.099
	1.739	0.095
	1.808	0.092
	1.876	0.088
$T_D \leftarrow$	1.945	0.085
	2.043	0.077
	2.141	0.070
	2.238	0.064
	2.336	0.059
	2.434	0.054
	2.532	0.050
	2.630	0.047
	2.728	0.043
	2.826	0.040
	2.924	0.038
	3.021	0.035
	3.119	0.033
	3.217	0.031
	3.315	0.029
	3.413	0.028
	3.511	0.026
	3.609	0.025
	3.706	0.023
	3.804	0.022
	3.902	0.021
	4.000	0.020

5.2.4 Tipo di analisi adottato

Si esegue un' **analisi dinamica modale** per lo studio della risposta sismica dell'edificio. Si considererà un numero di modi tale per cui la massa modale partecipante risulti superiore all'85% della massa totale della struttura.

La combinazione dei modi al fine di calcolare le sollecitazioni e gli spostamenti complessivi sarà effettuata secondo l'espressione:

Combinazione dei modi

$$E = (\sum_j \sum_i \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j)^{1/2}$$

con:

E_j valore dell'effetto relativo al modo j ;

ρ_{ij} coefficiente di correlazione tra il modo i e il modo j , calcolato con formule di comprovata validità quale:

$$\rho_{ij} = \frac{8\xi^2 \beta_{ij}^{3/2}}{(1 + \beta_{ij}) [(1 - \beta_{ij})^2 + 4\xi^2 \beta_{ij}]}$$

ξ smorzamento viscoso dei modi i e j ;

L'azione sismica verrà calcolata per una massa sismica associata ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_K + \sum \Psi_{2j} Q_{kj}$$

Ψ_{2j} = coefficiente di combinazione dell'azione variabile, tiene conto della probabilità che tutti i carichi Q_{ki} siano presenti sulla intera struttura in occasione del sisma, e si ottiene dalla tabella riportata in normativa:

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{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
Neve (a quota ≤ 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

Si è assunto $\Psi_{2j} = 0.6$

5.3 COMBINAZIONI DEI CARICHI

5.3.1 Combinazioni azioni allo SLU

Sono state definite le seguenti combinazioni per le verifiche allo stato limite ultimo:

$$SLU = 1.3 G_{k1} + 1.5 G_{k2} + 1.5 Q_k$$

$$SisX = SX + 0.3 SY + 0.3 SZ + G_k + \Psi_{2j} Q_k$$

$$SisY = SY + 0.3 SX + 0.3 SZ + G_k + \Psi_{2j} Q_k$$

ENVE = involucro (Comb1;Sisx;SisY)

Dove sono indicati i seguenti casi di carico:

G_{k1} = azioni verticali dei pesi propri strutturali

G_{k2} = azioni verticali pesi permanenti portati

Q_k = azioni accidentali

SY = azione sismica direzione $\pm Y$ valutata con lo spettro per SLV

SX = azione sismica direzione $\pm X$ valutata con lo spettro per SLV

$$\Psi_{2j} = 0.6$$

5.3.2 Combinazioni azioni allo SLE

Sono state definite le seguenti combinazioni per le verifiche allo stato limite di esercizio in combinazione caratteristica (rara):

$$SLE = G_{k1} + G_{k2} + Q_k$$

$$SisXD = SXD + 0.3 SYD + G_k + \Psi_{2j} Q_k$$

$$SisYD = SYD + 0.3 SXD + G_k + \Psi_{2j} Q_k$$

Dove sono indicati i seguenti casi di carico:

G_{k1} = azioni verticali dei pesi propri strutturali

G_{k2} = azioni verticali pesi permanenti portati

Q_k = azioni accidentali

$$\Psi_{2j} = 0.6$$

SYD = azione sismica direzione $\pm Y$ valutata con lo spettro per SLD

SXD = azione sismica direzione $\pm X$ valutata con lo spettro per SLD

6 ANALISI SISMICA

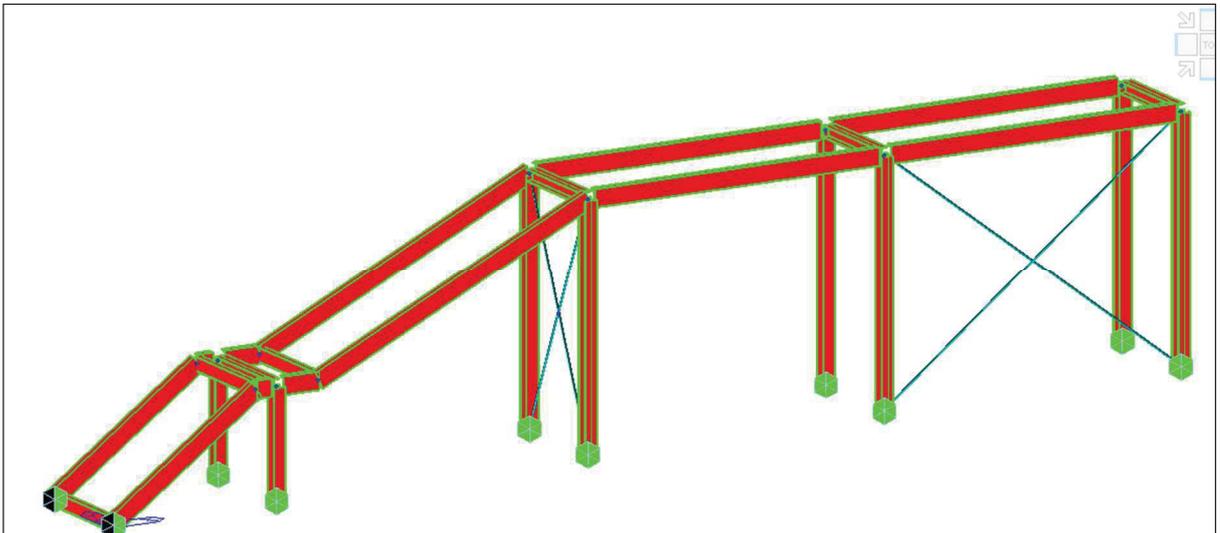
6.1 MODELLO STRUTTURALE

L'analisi sismica dinamica della struttura viene eseguita mediante un programma di calcolo agli elementi finiti, "Midas/Gen" distribuito dalla CSPFea di Padova.

6.1.1 Elementi strutturali

Gli elementi strutturali che costituiscono l'edificio sono:

- Travi e pilastri: elementi lineari
- Solai di piano: elementi piani di carico e vincolo di piano rigido

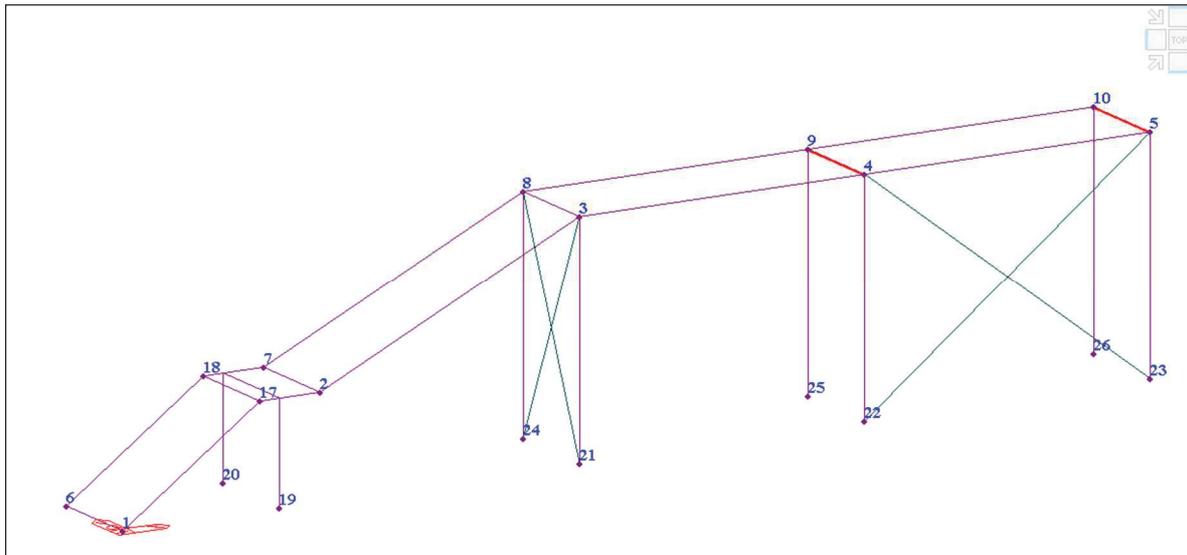


Si fanno le seguenti ipotesi strutturali:

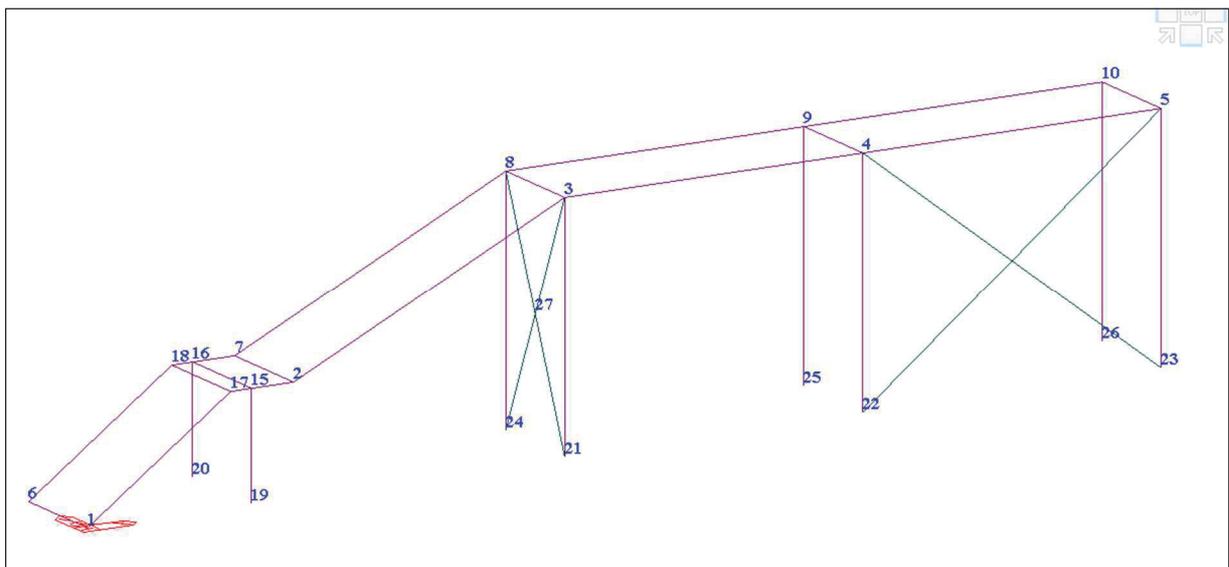
- 1) Gli elementi presentano un legame costitutivo elastico lineare (il comportamento non lineare è già tenuto in conto nella definizione della forza sismica).
- 2) L'edificio per la valutazione delle sollecitazioni sulle fondazioni è considerato incastrato alla base pilastri

Geometria della struttura:

numerazione nodi



Numerazione elementi

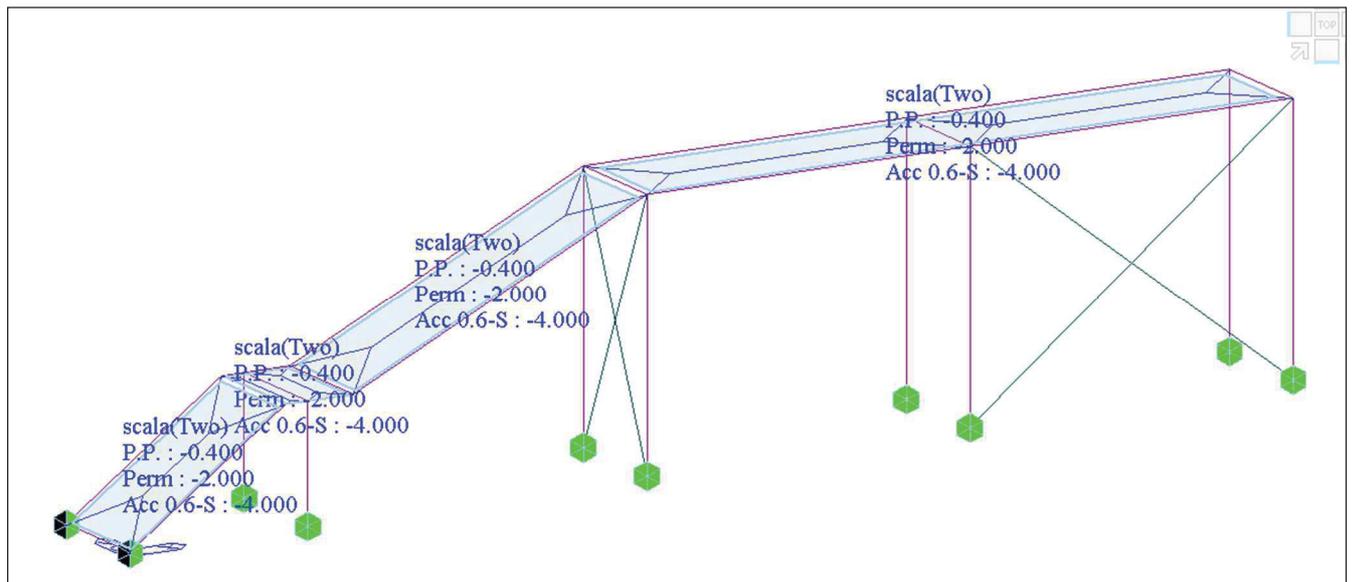


Coordinate nodi

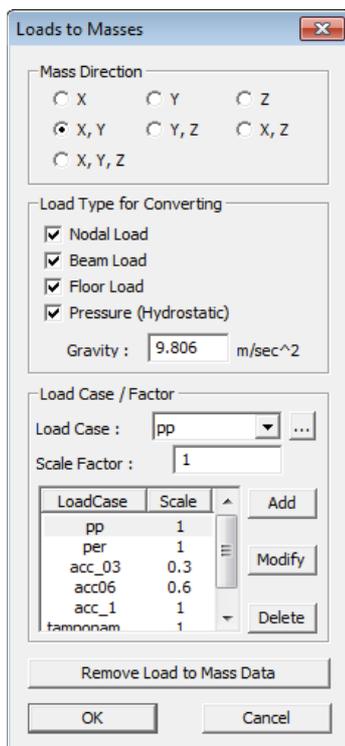
Node	X(m)	Y(m)	Z(m)
1	0.000000	0.000000	0.000000
2	2.458425	0.000000	1.235000
3	5.695000	0.000000	2.790000
4	9.255000	0.000000	2.790000
5	12.815000	0.000000	2.790000
6	0.000000	1.217000	0.000000
7	2.458425	1.217000	1.235000
8	5.695000	1.217000	2.790000
9	9.255000	1.217000	2.790000
10	12.815000	1.217000	2.790000
15	1.958425	0.000000	1.235000
16	1.958425	1.217000	1.235000
17	1.708425	0.000000	1.235000
18	1.708425	1.217000	1.235000
19	1.958425	0.000000	0.000000
20	1.958425	1.217000	0.000000
21	5.695000	0.000000	0.000000
22	9.255000	0.000000	0.000000
23	12.815000	0.000000	0.000000
24	5.695000	1.217000	0.000000
25	9.255000	1.217000	0.000000
26	12.815000	1.217000	0.000000
27	5.695000	0.608500	1.395000

La massa sismica e le azioni verticali sui solai vengono applicati a elementi piani che simulano il comportamento dei solai e che scaricano le azioni verticali e le masse sulle travi di piano

Di seguito vengono riportate le mappe dei carichi applicati ai solai e ai muri:



Le masse di piano sono convertite automaticamente dal programma di calcolo sulla base dei carichi applicati sulla base della combinazione sismica:



Il programma esegue verifica automatica che tutte le aree di carico scarichino effettivamente il peso sulle travi di piano corrispondenti.

L'inerzia sismica degli elementi in c.a. è calcolata in modo automatico dal programma di calcolo.

Per l'azione sismica allo SLU viene inserito lo spettro di risposta SLV. Tale spettro viene applicato separatamente nelle due direzioni x (involuppo di +x e -x) e y (involuppo di +y e -y) definendo così le condizioni di carico SX e SY.

6.1.2 Modi considerati

Nell'analisi dinamica sono stati considerati un numero di modi di vibrare della struttura tali da garantire una massa partecipante > 85% sul totale della massa sismica dell'edificio.

6.1.3 Momento torcente di piano per eccentricità accidentale

Viene inoltre applicato un momento torcente di piano ottenuto assumendo un'eccentricità dell'azione sismica rispetto al baricentro delle masse pari a 5% della dimensione ortogonale al piano. Tale forza viene valutata in automatico dal programma di calcolo.

6.1.4 Combinazioni azioni allo SLU e SLE

Sono state definite le seguenti combinazioni per le verifiche allo stato limite ultimo:

6.1.4.1 Combinazioni azioni allo SLU

Sono state definite le seguenti combinazioni per le verifiche allo stato limite ultimo:

$$SLU = 1.3 G_{k1} + 1.5 G_{k2} + 1.5 Q_k$$

$$SisX = SX + 0.3 SY + G_k + \Psi_{2J} Q_k$$

$$SisY = SY + 0.3 SX + G_k + \Psi_{2J} Q_k$$

ENVE = involucro (Comb1;SisX;SisY)

Dove sono indicati i seguenti casi di carico:

G_{k1} = azioni verticali dei pesi propri strutturali

G_{k2} = azioni verticali pesi permanenti portati

Q_k = azioni accidentali

SY = azione sismica direzione $\pm Y$ valutata con lo spettro per SLV

SX = azione sismica direzione $\pm X$ valutata con lo spettro per SLV

$$\Psi_{2j} = 0.0 \text{ neve}$$

$$\Psi_{2j} = 0.6$$

6.1.4.2 Combinazioni azioni allo SLE

Sono state definite le seguenti combinazioni per le verifiche allo stato limite di esercizio in combinazione caratteristica (rara):

$$SLE = G_{k1} + G_{k2} + Q_k$$

$$SisXD = SXD + 0.3 SYD + G_k + G_k \Psi_{2J} Q_k$$

$$SisYD = SYD + 0.3 SXD + G_k + \Psi_{2J} Q_k$$

ENVE = involucro (Comb1;SisXD;SisYD)

Dove sono indicati i seguenti casi di carico:

G_{k1} = azioni verticali dei pesi propri strutturali

G_{k2} = azioni verticali pesi permanenti portati

Q_k = azioni accidentali

$$\Psi_{2j} = 0.0 \text{ neve}$$

$$\Psi_{2j} = 0.6$$

SYD = azione sismica direzione $\pm Y$ valutata con lo spettro per SLD

SXD = azione sismica direzione $\pm X$ valutata con lo spettro per SLD

Si riportano qui di seguito tutte le combinazioni considerate allo SLU

statiche

No	Name	Active	Type	P.P.(ST)	Perm(S)	tamponamenti(S)	Acc 0.3-U(S)	Acc 0.6-S(S)	Neve(S)	vx(ST)	vy(ST)
1	SLU0	Str	Add	1.3000	1.5000	1.5000	1.5000	1.5000	1.5000	0.90	
2	SLU1	Str	Add	1.3000	1.5000	1.5000	1.5000	1.5000	1.5000		0.90
3	SLU2	Str	Add	1.3000	1.5000	1.5000	1.5000	1.5000	1.5000		
4	SLU3	Str	Add	1.3000	1.5000	1.5000	1.5000	1.5000	0.7500	1.50	
5	SLU4	Str	Add	1.3000	1.5000	1.5000	1.5000	1.5000	0.7500		1.50
6	SLU5	Str	Add	1.3000	1.5000	1.5000	1.5000	1.5000			
7	SLU6	Str	Add	1.0000	1.0000	1.0000				1.50	
8	SLU7	Str	Add	1.0000	1.0000	1.0000					1.50
9	SLU8	Str	Add	1.3000	1.5000	1.5000	1.5000	1.5000		1.50	
10	SLU9	Str	Add	1.3000	1.3000	1.5000	1.5000	1.5000		1.50	1.50
11	sle	Ser	Add	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000		

Sismiche

No	Name	Active	Type	P.P.(ST)	Perm(S)	tamponamenti(S)	Acc 0.3-U(S)	Acc 0.6-S(S)	Neve	vx(ST)	vy(ST)	Ex(SLV)	Ey(SLV)
12	Ex+0.3Ey SLV	Stre	Add	1.0000	1.0000	1.0000	0.3000	0.6000				1.0000	0.3000
13	Ex-0.3Ey SLV	Stre	Add	1.0000	1.0000	1.0000	0.3000	0.6000				1.0000	-0.3000
14	Ey+0.3Ex SLV	Stre	Add	1.0000	1.0000	1.0000	0.3000	0.6000				0.3000	1.0000
15	Ey-0.3Ex SLV	Stre	Add	1.0000	1.0000	1.0000	0.3000	0.6000				-0.3000	1.0000
16	-Ex+0.3Ey SLV	Stre	Add	1.0000	1.0000	1.0000	0.3000	0.6000				-1.0000	0.3000
17	-Ex-0.3Ey SLV	Stre	Add	1.0000	1.0000	1.0000	0.3000	0.6000				-1.0000	-0.3000
18	-Ey+0.3Ex SLV	Stre	Add	1.0000	1.0000	1.0000	0.3000	0.6000				0.3000	-1.0000
19	-Ey-0.3Ex SLV	Stre	Add	1.0000	1.0000	1.0000	0.3000	0.6000				-0.3000	-1.0000

Acc0.3(ST) = carichi applicati che verranno moltiplicati per $\Psi_{02} = 0.3$ qualora presenti

Acc0.6(ST) = carichi applicati che verranno moltiplicati per $\Psi_{02} = 0.6$ qualora presenti

Vx(ST) = azione del vento in direzione x

Vy (ST) = azione del vento in direzione y

Le combinazioni sono generali, nel nostro modello di calcolo i carichi tamponamenti, vx, vy e Acc 0.3 non sono presenti

Sismiche

6.2 RISULTATI ANALISI SISMICA

EIGENVALUE ANALYSIS

Node	Mode	UX	UY	UZ	RX				
EIGENVALUE ANALYSIS									
	Mode No	Frequency		Period	Tolerance				
		(rad/sec)	(cycle/sec)	(sec)					
	1	29.8707	4.7541	0.2103	2.3490e-110				
	2	40.2566	6.4070	0.1561	1.9959e-103				
	3	59.3144	9.4402	0.1059	5.2073e-094				
	4	77.3034	12.3032	0.0813	1.9660e-089				
	5	104.9904	16.7097	0.0598	4.2870e-083				
	6	130.5749	20.7816	0.0481	8.1239e-080				
	7	198.9955	31.6711	0.0316	5.3965e-073				
	8	403.7284	64.2554	0.0156	6.8898e-060				
	9	415.1716	66.0766	0.0151	6.1847e-059				
	10	545.6653	86.8453	0.0115	5.7501e-054				
	11	551.4824	87.7711	0.0114	9.6573e-054				
	12	757.6541	120.5844	0.0083	8.4651e-049				
	13	761.4303	121.1854	0.0083	3.7380e-048				
	14	950.1603	151.2227	0.0066	2.7604e-045				
	15	951.6649	151.4622	0.0066	2.0445e-045				
	16	1111.0355	176.8268	0.0057	4.4838e-044				
	17	1118.5975	178.0303	0.0056	5.7624e-044				
	18	1318.3866	209.8278	0.0048	3.5497e-043				
	19	1501.6220	238.9906	0.0042	2.9384e-043				
	20	1905.3423	303.2446	0.0033	7.0870e-041				
MODAL PARTICIPATION MASSES PRINTOUT									
	Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X	
		MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
	1	0.0007	0.0007	30.9165	30.9165	0.0000	0.0000	36.1649	36.1649
	2	0.0062	0.0069	17.2947	48.2112	0.0000	0.0000	21.5126	57.6775
	3	0.0054	0.0123	24.3681	72.5793	0.0000	0.0000	30.7796	88.4571
	4	0.0160	0.0283	26.5583	99.1376	0.0000	0.0000	11.3228	99.7799

Si riporta inoltre la risultante nelle due direzioni principali delle forze sismiche ottenute come sommatoria delle reazioni vincolari sui nodi di fondazione:

SUMMATION OF REACTION FORCES PRINTOUT				
Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	
Ex(SLV)	-26.300215	-0.860411	0.000000	
Ey(SLV)	-0.860411	-20.423519	0.000000	

I valori sono in accordo con quelli approssimati trovati dall'analisi statica equivalente.

Infatti si ha la forza sismica statica di piano calcolata con analisi statica equivalente data da:

	zi	Ai	pp+per	acc	Tamp	ψ_{2j}	wi	Mp0	Mp	Wi x zi	γ^i	Fs
	m	m ²	kN/m ²	kN/m ²	KN		kN/m ²	kN	kN	kNm		kN
P1	3	12	2.4	4	9	0.6	4.8	57.6	66.6	199.8	1.00	28
									66.6	199.8		28

7 VERIFICHE STRUTTURALI SLU

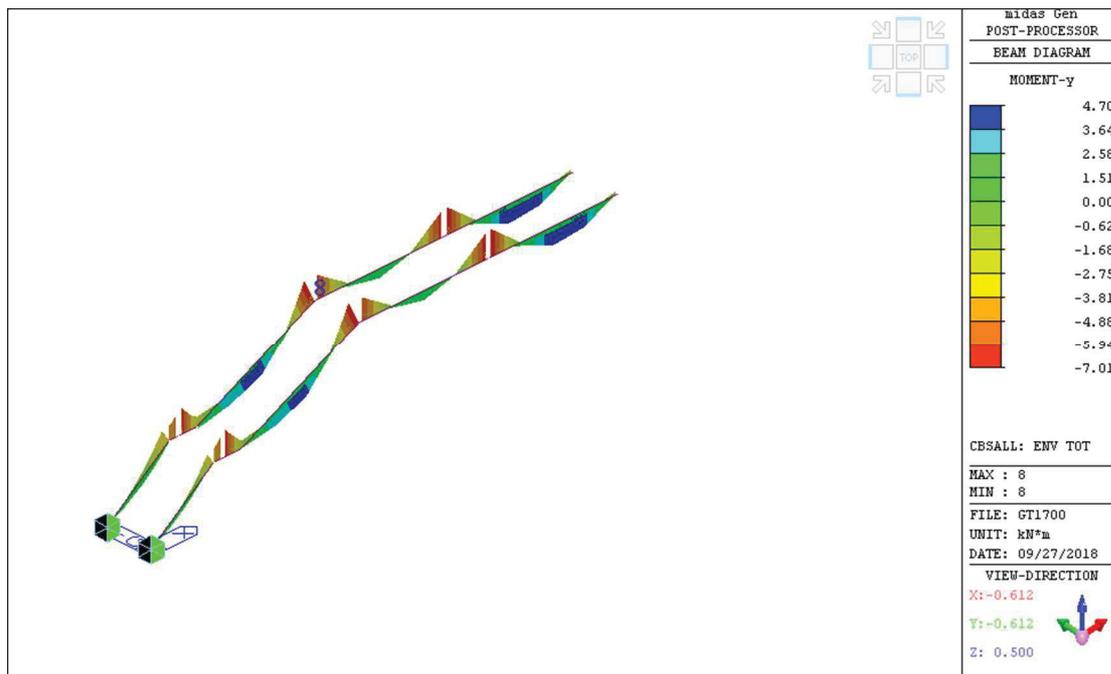
7.1 VERIFICA STRUTTURE ORIZZONTALI: TRAVI

Si riportano le sollecitazioni di involucro sulle travi da modello di calcolo

7.1.1 Sollecitazioni risultanti di involucro sulle travi

Confronto con analisi statica semplificata

$$M = ql^2/8 = (0.6*(0.2*1.3+2*1.5+4*1.5))*3.6^2/10 = 7.2 \text{ kNm}$$

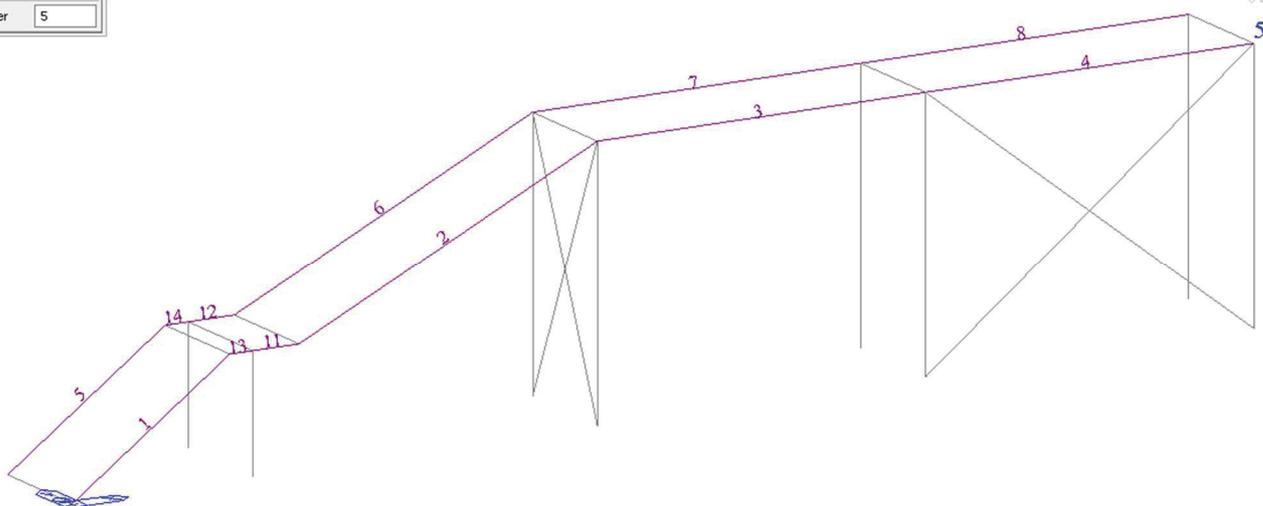


7.1.2 Verifica delle travi

Si riportano tutte le verifiche di tutte le travi:

numerazione travi

number 5



Si riportano di seguito le verifiche delle travi nelle sezioni più sollecitate:

Code : Eurocode3:05 Unit : kN , m Primary Sorting Option

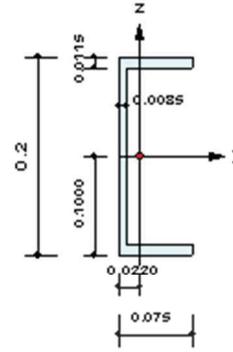
Sorted by Member Property SECT MEMB

CH K	MEMB COM	SECT SHR	SE L	Section		LCB	Len Lb	Ly Lz	Ky Kz	Bmy Bmz	N,Ed N,Rd	My,Ed Mb,Rd	Mx,Ed Mx,Rd	Mz,Ed Mz,Rd	Vy,Ed Vy,Rd	Vz,Ed Vz,Rd	T,Ed T,Rd	Def
				Material	Fy													
OK	1	3	<input type="checkbox"/>	UPN200		3	2.10807	2.10807	1.000	1.000	6.74434	-3.3216	-3.3216	0.06114	-0.0454	5.37088	-	-
				S275	275000		2.10807	2.10807	1.000	1.000	885.500	0.00000	62.7000	15.9622	272.372	273.881	-	-
OK	2	3	<input type="checkbox"/>	UPN200		3	3.59074	3.59074	1.000	1.000	5.56173	-6.9336	-6.9336	0.03970	-0.0236	9.68804	-	-
				S275	275000		3.59074	3.59074	1.000	1.000	885.500	0.00000	62.7000	15.9622	272.372	273.881	-	-
OK	3	3	<input type="checkbox"/>	UPN200		3	3.56000	3.56000	1.000	1.000	0.95843	-6.6234	-6.6234	0.01036	-0.0049	9.23418	-	-
				S275	275000		3.56000	3.56000	1.000	1.000	885.500	0.00000	62.7000	15.9622	272.372	273.881	-	-
OK	4	3	<input type="checkbox"/>	UPN200		3	3.56000	3.56000	1.000	1.000	0.41885	-6.9969	-6.9969	-0.0137	-0.0083	-10.831	-	-
				S275	275000		3.56000	3.56000	1.000	1.000	885.500	0.00000	62.7000	15.9622	272.372	273.881	-	-
OK	5	3	<input type="checkbox"/>	UPN200		16	2.10807	2.10807	1.000	1.000	-14.856	-3.8544	-3.8544	-0.0178	0.02046	3.81539	-	-
				S275	275000		2.10807	2.10807	1.000	1.000	885.500	0.00000	62.7000	15.9622	272.372	273.881	-	-
OK	6	3	<input type="checkbox"/>	UPN200		17	3.59074	3.59074	1.000	1.000	-13.841	-4.2226	-4.2226	0.25919	-0.1405	5.68133	-	-
				S275	275000		3.59074	3.59074	1.000	1.000	184.188	0.00000	62.7000	15.9622	272.372	273.881	-	-
OK	7	3	<input type="checkbox"/>	UPN200		15	3.56000	3.56000	1.000	1.000	-4.5609	-3.4333	-3.4333	0.76684	-0.4522	4.77426	-	-
				S275	275000		3.56000	3.56000	1.000	1.000	885.500	0.00000	62.7000	15.9622	272.372	273.881	-	-
OK	8	3	<input type="checkbox"/>	UPN200		3	3.56000	3.56000	1.000	1.000	-0.7532	-7.0057	-7.0057	-0.0129	-0.0080	-10.841	-	-
				S275	275000		3.56000	3.56000	1.000	1.000	885.500	0.00000	62.7000	15.9622	272.372	273.881	-	-
OK	11	3	<input type="checkbox"/>	UPN200		15	0.50000	0.50000	1.000	1.000	-1.3433	-3.7399	-3.7399	0.86999	3.08683	-6.3468	-	-
				S275	275000		0.50000	0.50000	1.000	1.000	885.500	0.00000	62.7000	15.9622	272.372	273.881	-	-
OK	12	3	<input type="checkbox"/>	UPN200		19	0.50000	0.50000	1.000	1.000	-3.2209	-3.9473	-3.9473	-0.9042	-3.2443	-7.2426	-	-
				S275	275000		0.50000	0.50000	1.000	1.000	885.500	0.00000	62.7000	15.9622	272.372	273.881	-	-
OK	4	3	<input type="checkbox"/>	UPN200		3	3.56000	3.56000	1.000	1.000	0.41885	-6.9969	-6.9969	-0.0137	-0.0083	-10.831	-	-
				S275	275000		3.56000	3.56000	1.000	1.000	885.500	0.00000	62.7000	15.9622	272.372	273.881	-	-
OK	5	3	<input type="checkbox"/>	UPN200		16	2.10807	2.10807	1.000	1.000	-14.856	-3.8544	-3.8544	-0.0178	0.02046	3.81539	-	-
				S275	275000		2.10807	2.10807	1.000	1.000	885.500	0.00000	62.7000	15.9622	272.372	273.881	-	-
OK	6	3	<input type="checkbox"/>	UPN200		17	3.59074	3.59074	1.000	1.000	-13.841	-4.2226	-4.2226	0.25919	-0.1405	5.68133	-	-
				S275	275000		3.59074	3.59074	1.000	1.000	184.188	0.00000	62.7000	15.9622	272.372	273.881	-	-
OK	7	3	<input type="checkbox"/>	UPN200		15	3.56000	3.56000	1.000	1.000	-4.5609	-3.4333	-3.4333	0.76684	-0.4522	4.77426	-	-
				S275	275000		3.56000	3.56000	1.000	1.000	885.500	0.00000	62.7000	15.9622	272.372	273.881	-	-
OK	8	3	<input type="checkbox"/>	UPN200		3	3.56000	3.56000	1.000	1.000	-0.7532	-7.0057	-7.0057	-0.0129	-0.0080	-10.841	-	-
				S275	275000		3.56000	3.56000	1.000	1.000	885.500	0.00000	62.7000	15.9622	272.372	273.881	-	-
OK	11	3	<input type="checkbox"/>	UPN200		15	0.50000	0.50000	1.000	1.000	-1.3433	-3.7399	-3.7399	0.86999	3.08683	-6.3468	-	-
				S275	275000		0.50000	0.50000	1.000	1.000	885.500	0.00000	62.7000	15.9622	272.372	273.881	-	-
OK	12	3	<input type="checkbox"/>	UPN200		19	0.50000	0.50000	1.000	1.000	-3.2209	-3.9473	-3.9473	-0.9042	-3.2443	-7.2426	-	-
				S275	275000		0.50000	0.50000	1.000	1.000	885.500	0.00000	62.7000	15.9622	272.372	273.881	-	-
OK	13	3	<input type="checkbox"/>	UPN200		3	0.25000	0.25000	1.000	1.000	2.32088	-5.2909	-5.2909	0.01426	0.16994	11.0472	-	-
				S275	275000		0.25000	0.25000	1.000	1.000	885.500	0.00000	62.7000	15.9622	272.372	273.881	-	-
OK	14	3	<input type="checkbox"/>	UPN200		3	0.25000	0.25000	1.000	1.000	1.24282	-5.3338	-5.3338	-0.0123	-0.1730	10.3642	-	-
				S275	275000		0.25000	0.25000	1.000	1.000	885.500	0.00000	62.7000	15.9622	272.372	273.881	-	-

Classe sezione UPN 200: 1

1. Design Information

Design Code : Eurocode3:05
 Unit System : kN, m
 Member No : 6
 Material : S275 (No:2)
 (Fy = 275000, Es = 210000000)
 Section Name : UPN200 (No:3)
 (Rolled : UPN200).
 Member Length : 3.59074



2. Member Forces

Axial Force $F_{xx} = -13.841$ (LCB: 17, POS:J)
 Bending Moments $M_y = -4.2226$, $M_z = 0.25919$
 End Moments $M_{yi} = 0.54034$, $M_{yj} = -4.2226$ (for Lb)
 $M_{zi} = -0.2460$, $M_{zj} = 0.25919$ (for Lz)
 Shear Forces $F_{yy} = 0.35073$ (LCB: 14, POS:1/2)
 $F_{zz} = 9.73932$ (LCB: 3, POS:J)

Depth	0.20000	Web Thick	0.00850
Top F Width	0.07500	Top F Thick	0.01150
Bot.F Width	0.07500	Bot.F Thick	0.01150
Area	0.00322	Asz	0.00170
Qyb	0.01348	Qzb	0.00140
Iyy	0.00002	Izz	0.00000
Ybar	0.02201	Zbar	0.10000
Wely	0.00019	Welz	0.00003
ry	0.07700	rz	0.02140

3. Design Parameters

Unbraced Lengths $L_y = 3.59074$, $L_z = 3.59074$, $L_b = 3.59074$
 Effective Length Factors $K_y = 1.00$, $K_z = 1.00$
 Equivalent Uniform Moment Factors $C_{my} = 1.00$, $C_{mz} = 1.00$, $C_{mLT} = 1.00$

4. Checking Results

Slenderness Ratio

$KL/r = 167.8 < 200.0$ (Memb:6, LCB: 17)..... O.K

Axial Resistance

$N_{Ed}/\text{MIN}[N_{c,Rd}, N_{b,Rd}] = 13.841/184.188 = 0.075 < 1.000$ O.K

Bending Resistance

$M_{Edy}/M_{Rdy} = 4.2226/62.7000 = 0.067 < 1.000$ O.K

$M_{Edz}/M_{Rdz} = 0.2592/15.9522 = 0.016 < 1.000$ O.K

Combined Resistance

$R_{NRd} = \text{MAX}[M_{Edy}/M_{Ny_Rd}, M_{Edz}/M_{Nz_Rd}]$

$R_{max1} = (M_{Edy}/M_{Ny_Rd})^{\text{Alpha}} + (M_{Edz}/M_{Nz_Rd})^{\text{Beta}}$

$R_{com} = N_{Ed}/(A \cdot f_y / \text{Gamma}_{M0})$, $R_{bend} = M_{Edy}/M_{y_Rd} + M_{Edz}/M_{z_Rd}$

$R_{c_LT1} = N_{Ed}/(X_{iy} \cdot A \cdot f_y / \text{Gamma}_{M1})$

$R_{b_LT1} = (k_{yy} \cdot M_{Edy}) / (X_{i_LT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \text{Gamma}_{M1}) + (k_{yz} \cdot M_{Edz}) / (W_{plz} \cdot f_y / \text{Gamma}_{M1})$

$R_{c_LT2} = N_{Ed}/(X_{iz} \cdot A \cdot f_y / \text{Gamma}_{M1})$

$R_{b_LT2} = (K_{zy} \cdot M_{Edy}) / (X_{i_LT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \text{Gamma}_{M1}) + (K_{zz} \cdot M_{Edz}) / (W_{plz} \cdot f_y / \text{Gamma}_{M1})$

$R_{max} = \text{MAX}[R_{NRd}, R_{max1}, (R_{com} + R_{bend}), \text{MAX}(R_{c_LT1} + R_{b_LT1}, R_{c_LT2} + R_{b_LT2})] = 0.129 < 1.000$.. O.K

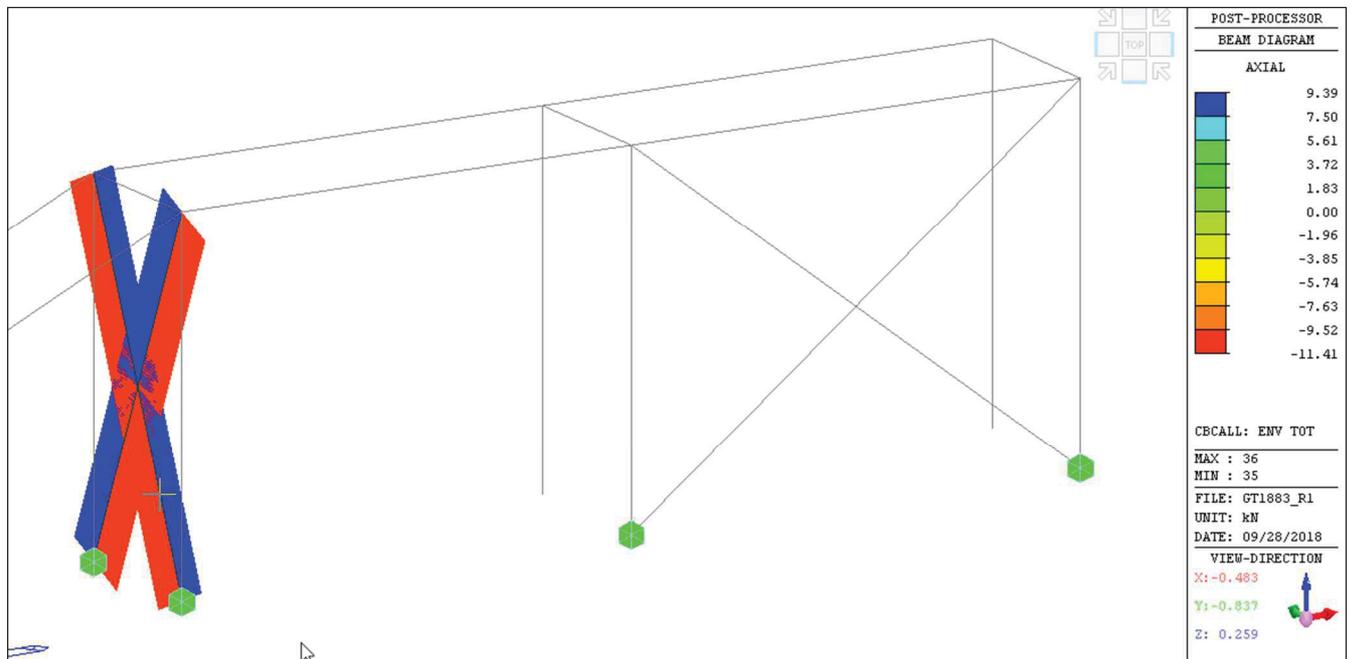
Shear Resistance

$V_{Edy}/V_{y_Rd} = 0.001 < 1.000$ O.K

$V_{Edz}/V_{z_Rd} = 0.036 < 1.000$ O.K

7.2 VERIFICA CONTROVENTI DI PARETE

Azioni assiali massime di involucro sui controventi:



Si assume che i controventi in compressione non siano efficaci a causa della loro elevata snellezza, pertanto si raddoppia lo sforzo assiale sui controventi in trazione:

$$T = 2 * 11.5 = 23 \text{ kN}$$

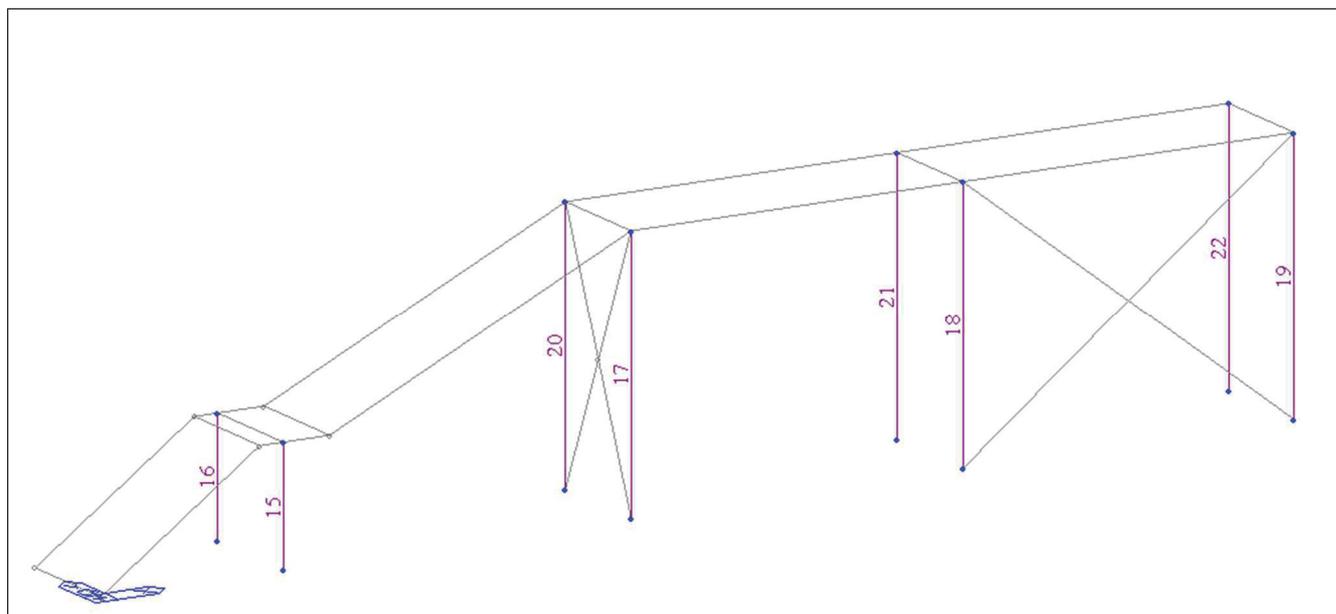
Tensione massima sul tirante M20:

$$\sigma = 23000/314 = 73.25 \text{ MPa} < f_{yd}$$

7.3 VERIFICA STRUTTURE VERTICALI: PILASTRI

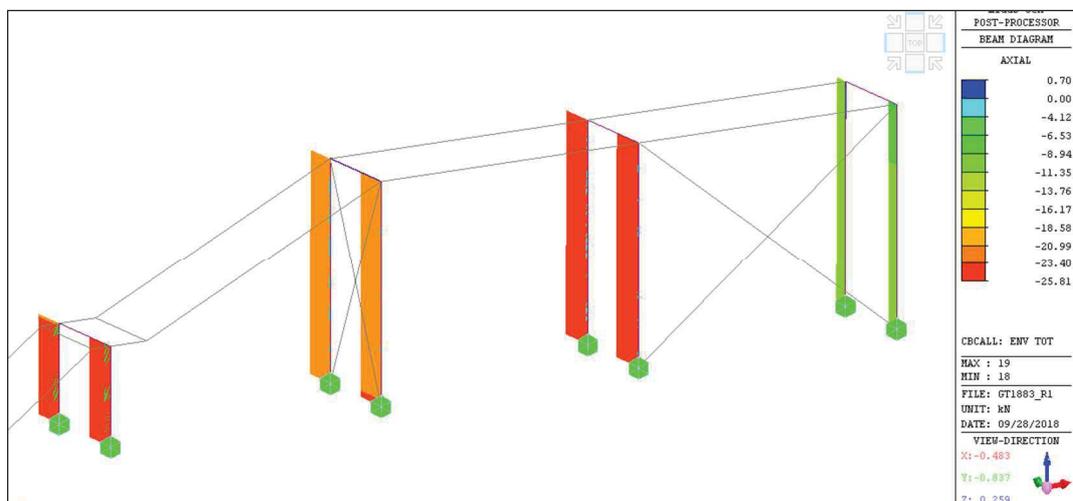
Si riporta di seguito la numerazione usata per il calcolo della resistenza dei setti dell'edificio:
Dall'analisi agli elementi finiti della struttura si ottengono le sollecitazioni massime sui pilastri.

7.3.1 Numerazione elementi

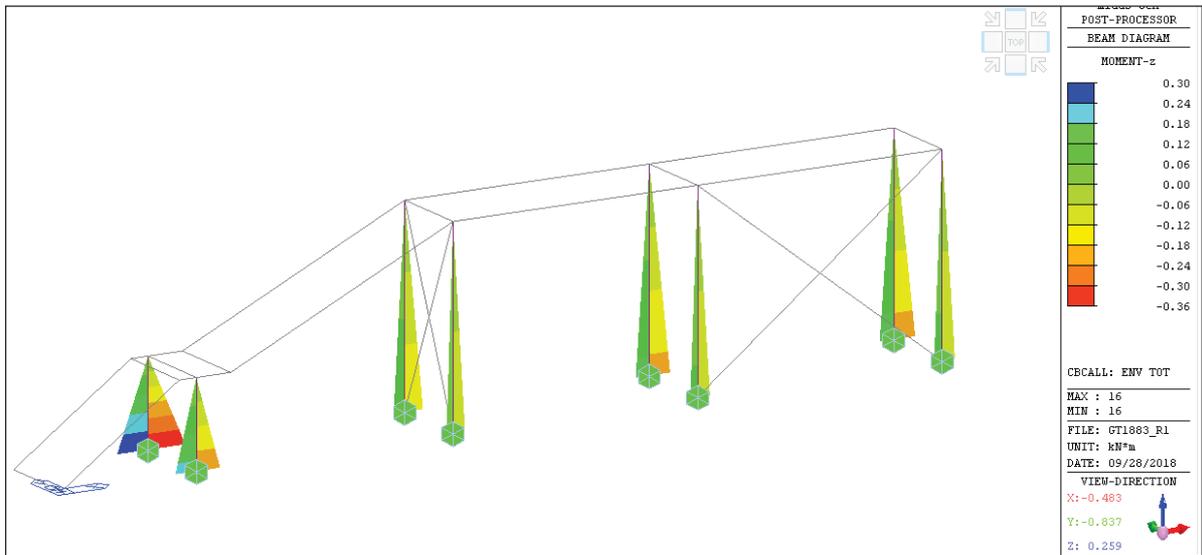
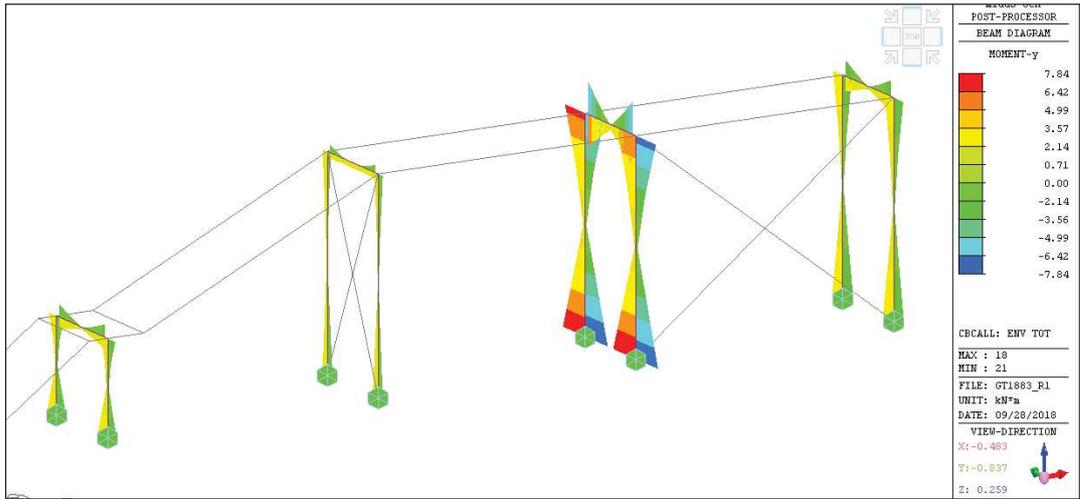


7.3.2 Sollecitazioni massime

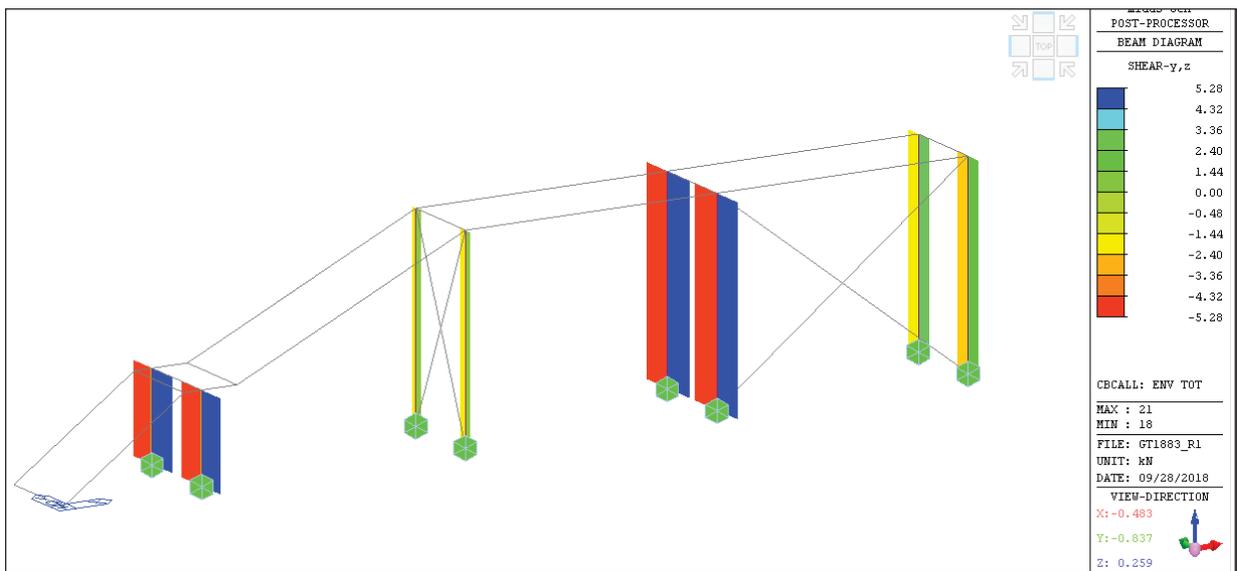
Sforzi normali massimi di involuppo:



Momenti massimi di involuppo:

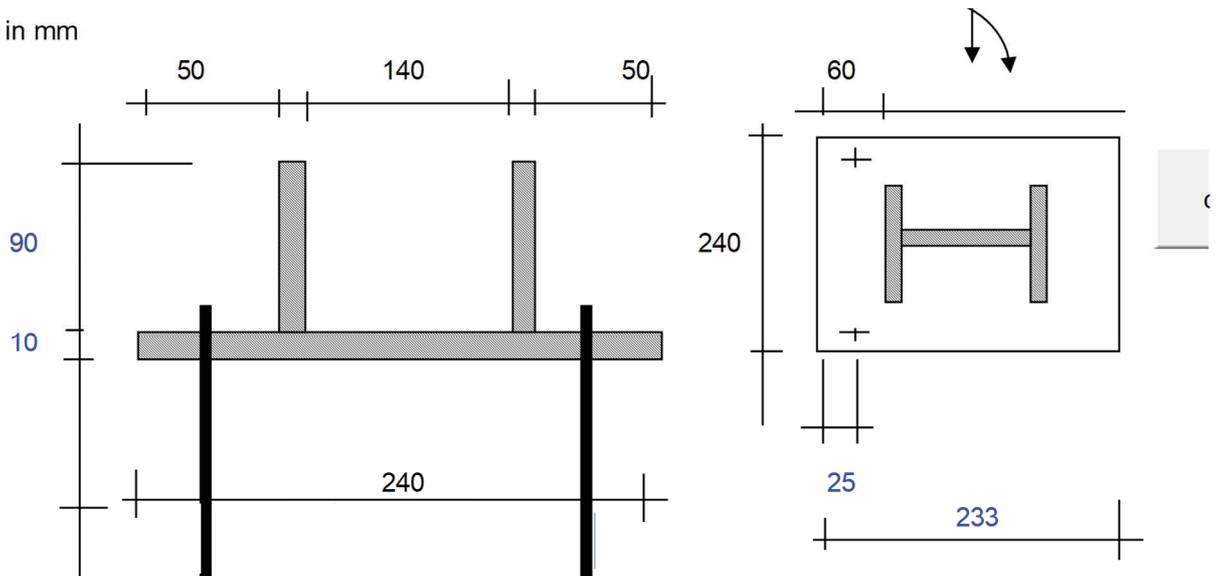


Taglio



7.4 VERIFICA PIASTRA DI FONDAZIONE

Misure in mm



momento	M	=	8 kNm	
Sforzo normale	N	=	1.0 kN	
numero tirafondi in linea		=	2	
			diámetro classe	
Tipo tirafondi		=	M16	
Area tirafondo		=	157 mm ²	
Compressione Cls	s	=	4.09 Mpa	< 18.81 Mpa
Tiro sui bulloni	T	=	21.31 kN	

Profilo	HEA 140	
Altezza		
h ₁ =	133	mm
Base		
b=	140	mm

Verifica schiacciamento

Momento incastro senza lato irrigidito

Momento incastro	M	=	1.49 kNm/m
momento resistente	W	=	6.00 cm ³ /m
Tensione piastra	σ_s	=	248.63 Mpa < 260 Mpa

7.5 VERIFICA TASSELLI DI ANCORAGGIO

Massimo taglio sul tassello dato dalle nuove strutture in acciaio

$$V = 5/4 = 1.25 \text{ kN}$$

Tipo ancorante	HIT-RE 500/his M16		
Res di progetto	res. Bullone	Nrds	78.2 kN
		Vrds	60.3 kN
	res. Calcestruzzo	Nrd0	85.1 kN
		Vrd0	12.8 kN
profondità minima		hmin	175 mm
distanza minima dal bordo		cmin	87.5 mm
fattore di condienza	FC=	1.35	
Tipo calcestruzzo	Rck=	25 Mpa	
profondità ancoraggio	h=	170 mm	
		fila 1-2	
Interasse in direzione parallela a V	sz(mm) =	183	
		col. 1-2	
Interasse in direzione ortogonale a V	sx(mm)=	190	
distanza dal bordo	c=	400 mm	

Verifica a trazione

Resistenza a trazione di progetto:	$N_{rdc} = f_T f_{Bn} f_{ANz} f_{ANx} f_{RN} N_{rd0} =$	58.05	kN
	Nrds=	78.2	kN
	Nrd=min(Nrds;Nrdc)=	58.05	kN

Trazione di calcolo:	Nsd=	20	kN
Fattore di sicurezza	FS=	2.9	

Verifica a taglio

Resistenza a taglio di progetto:	$V_{rdc} = V_{rd0} f_{BV} f_{ARV} f_{pV} =$	22.0	kN
	Vrds=	60.3	kN
	Vrd=min(Vrds;Vrdc)=	22.0	kN

Taglio di calcolo:	Vsd=	1.3	kN
Inclinazione del taglio rispetto bordo	$\alpha =$	0.0	
Fattore di sicurezza	FS=	17.60	

Verifica soddisfatta.

7.6 VERIFICA FONDAZIONI

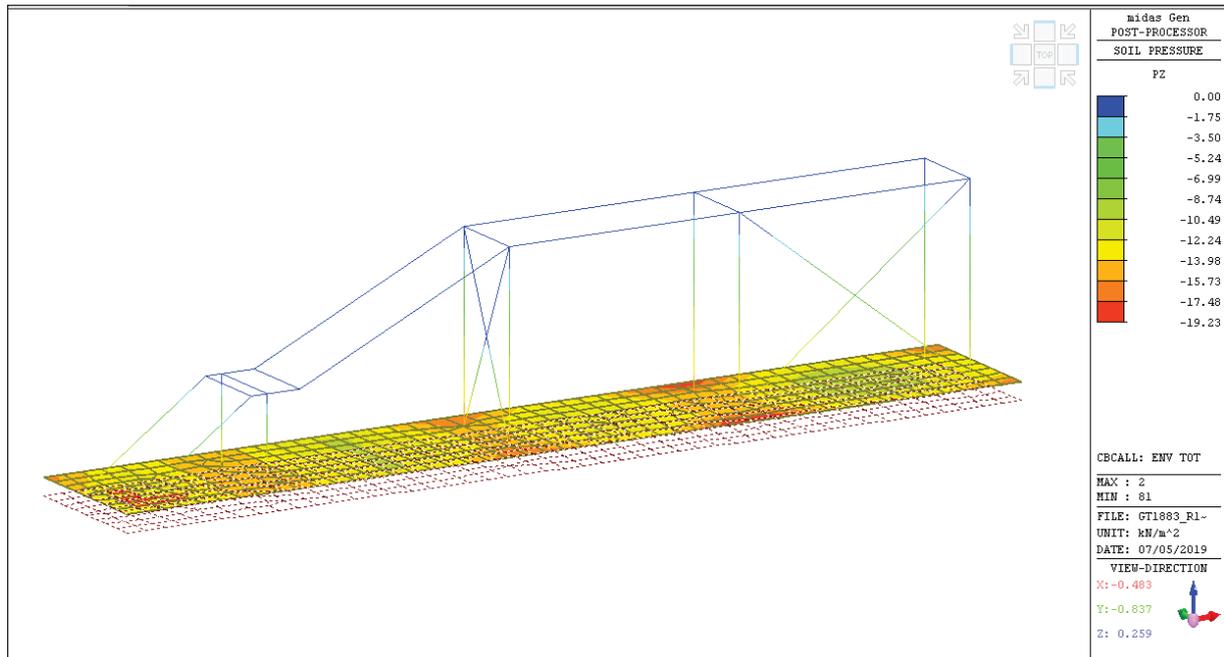
Sforzo normale massimo da pilastro:

$$N = 26 \text{ kN}$$

Si assume un'impronta pari alla proiezione base pavimentazione in c.a. della piastra di fondazione:

$$\sigma = 26000 / (240 + 2 \cdot 150) / (233 + 2 \cdot 150) = 0.09 = 0.9 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{\text{adm}}$$

Verifica come trave su suolo elastico alla Winkler:

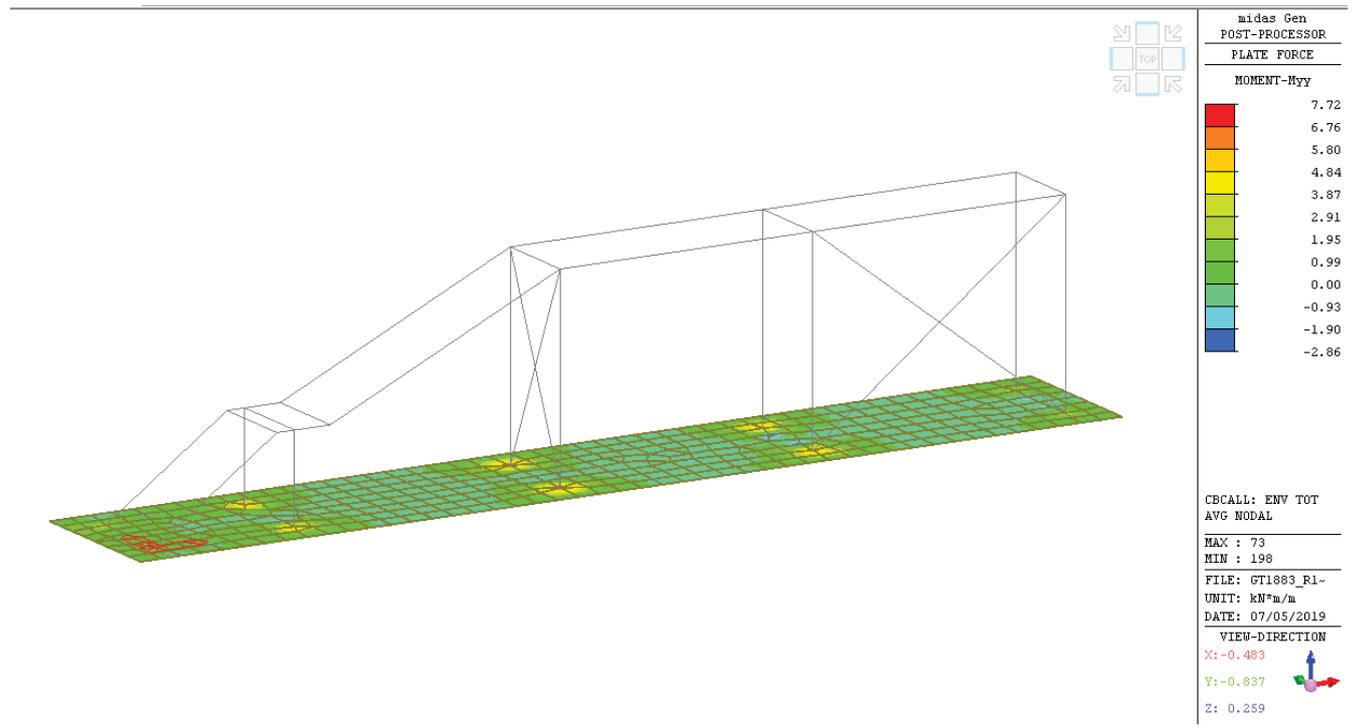
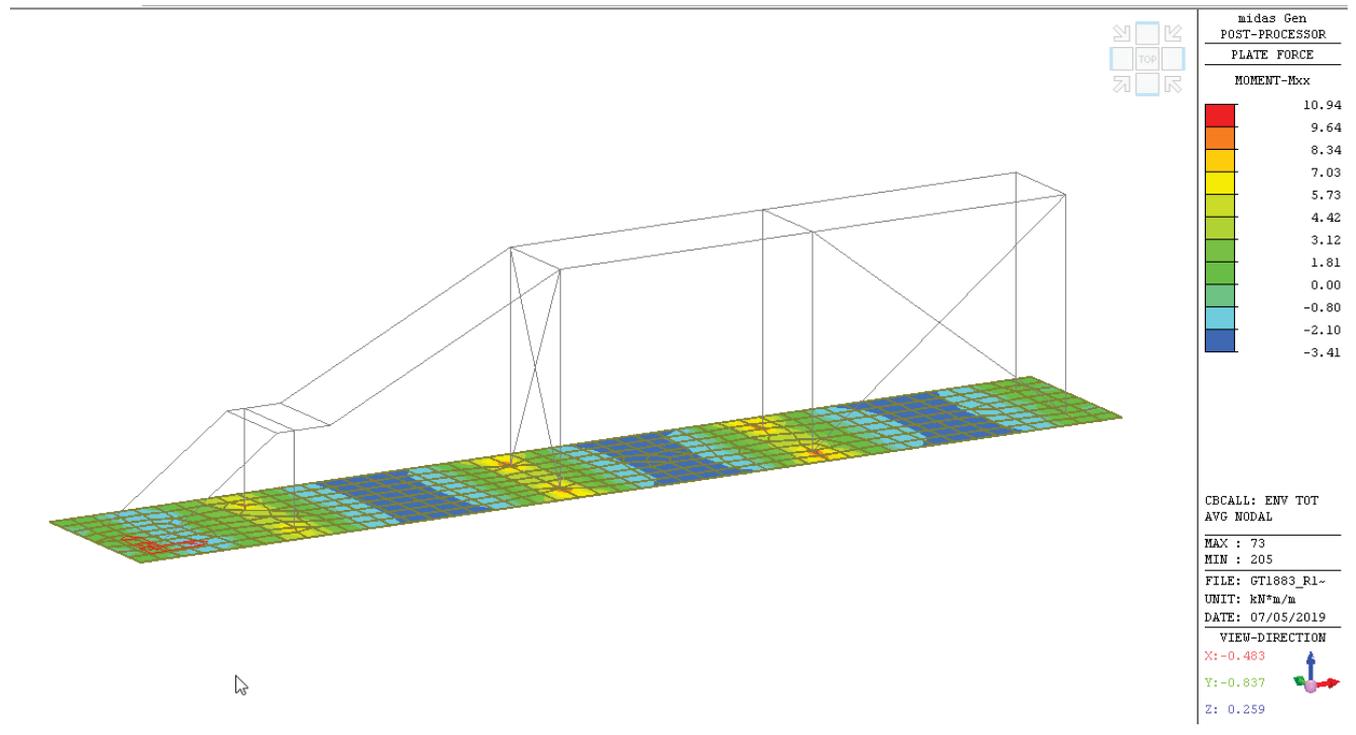


$$\sigma = 0.2 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{\text{adm}}$$

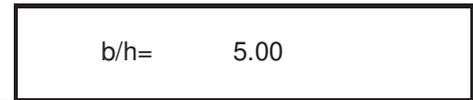
La verifica è soddisfatta

Verifica sezione c.a.

Sollecitazioni



Assiale agente $M_{sd} = 11.00$ kNm
 Sezione: $N_{sd} = 0.00$ kN
 $B = 100$ cm
 $H = 20$ cm



copriferri sup. e inf. $d = 5.00$ cm
 $d' = 5.00$ cm
 acciaio teso $A_s = 2.51$ cm²
 acciaio compresso $A_{s'} = 2.51$ cm²

n1	Φ_1	n2	Φ_2	n3	Φ_3
5.00	8				
5.00	8				

asse neutro $x = 2.24$ cm

$\delta = 0.70$ $x/d = 0.15$

Momento resistente $M_{rd} = 18.0$ kNm
 Fattore sicurezza $FS = M_{rd}/M_{sd} = 1.64$ **>1** **Verifica ok!**

8 VALIDAZIONE DEL PROGRAMMA DI CALCOLO

La validazione dei risultati viene condotta nel capitolo per il controllo dell'attendibilità dell'analisi eseguita (confronto sul momento massimo della trave), validando quindi indirettamente i carichi applicati al modello e la geometria della struttura.