

CITTÀ DI SESTO SAN GIOVANNI
MEDAGLIA D'ORO AL VALOR MILITARE

Progetto di realizzazione nuova fontana scenografica al centro di una rotonda stradale

SITO: Via ei Partigiani - Via Giuseppe Di Vittorio -
20099 Sesto San Giovanni-Mi

COMMITTENTE

Amministrazione comunale - Città di Sesto San Giovanni - Mi
Piazza della Resistenza, 20 - 20099 Sesto San Giovanni (Mi)

COMMITTENTE

RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO
Fabrizio Salpietro
T +39 02 2496445 - **E** f.salpietro@sestosg.net

PROGETTAZIONE

PROGETTAZIONE ARCHITETTONICA:
RAPANA' ARCHITETTI

ARCHITETTI
Arch. Massimo Rapanà - Capogruppo | massimo.rapana@6ab.it
Arch. Ivanoe Mauro Rapanà

PROGETTAZIONE STRUTTURE:
Ing. Massimo Oldrati - OLDRAENG

PROGETTAZIONE IMPIANTI IDRICI - ELETTRICI:
Architetto Elena Magi

PIANO DI SICUREZZA E COORDINAMENTO
Architetto Paolo Renzetti

PROGETTO ARCHITETTONICO

RAPANA' ARCHITETTI
Via Vittore Ghislandi, 7 - 24125 Bergamo
T +39 035.296.226
E info@rapanaarchitetti.it

PROGETTO STRUTTURE

OLDRAENG
Ing. Massimo Oldrati
Via Delle Rose, 10 - 24060 Cenate Sopra - Bg
T +39 035.9491438
E oldraeng@oldraeng.it

PROGETTO IMPIANTI

Architetto Elena Magi
Corso San Gottardo, 3 - 20136 Milano
T +39 335.525.6921
E architetto@elenamagi.it

PIANO SICUREZZA E COORDINAMENTO

Architetto Paolo Renzetti
Via Massimo d'Azeglio, 11 - 20900 Monza - MB
T +39 335.800.4038
E renzettipaolo@fastwebnet.it

REV.:	DATA:	DESCRIZIONE:	MOD:	CON:	APP:
00	12-06-2026	PE	OL	OL	OL

OGGETTO:

PROGETTO ESECUTIVO

TITOLO:

- RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE
- FASCICOLO DEI CALCOLI DELLE STRUTTURE
- RELAZIONE SULLE OPERE DI FONDAZIONE

CODICE ELABORATO:

20260126-PE-S-DC.001-00

NOME FILE:

20260126-PE-S-DC.001-00.DOCX

CODICE PROGETTO: 20260126	DATA: 12-06-2026	DISCIPLINA:
FORMATO FOGLIO: A4	SCALA: XX	REVISIONE: 00
REDATTO DA: GB	CONTROLLATO DA: MO	APPROVATO DA: MO

TUTTI I DIRITTI SONO RISERVATI A NORMA DI LEGGE. Sono vietati la riproduzione e l'estrapolazione di parti senza autorizzazione scritta.

COMUNE SESTO SAN GIOVANNI (MI)

COMMITTENTE:

AMMINISTRAZIONE SESTO SAN GIOVANNI (MI)

REALIZZAZIONE NUOVA FONTANA SCENOGRAFICA AL CENTRO DI UNA ROTONDA STRADALE

OGGETTO:

RIFERIMENTO ALLEGATO E D.G.R. 30 marzo 2016 – n.X/5001: CONTENUTI MINIMI DELL'ISANZA DI CUI ALL'ART.6, COMMA1, LETTERA C) DELLA L.R. 33/2015 (in attuazione all'art.13, comma1 lettera e) della L.R. 33/2015)

6.3 - RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE

6.4 – FASCICOLO DEI CALCOLI DELLE STRUTTURE

6.7 – RELAZIONE SULLE OPERE DI FONDAZIONE



I progettisti delle strutture:
dott. Ing. Massimo Oldrati
n°2824 Ordine Ingg. Prov. di Bergamo

INDICE

1 OGGETTO E SCOPI 3
2 NORMATIVE DI RIFERIMENTO 5
3 DEFINIZIONE DEI PARAMETRI DI PROGETTO 5
3.1 VITA NOMINALE E CLASSE D'USO 5
3.2 DESCRIZIONE DEL SITO 6
3.3 METODO DI ANALISI E DI VERIFICA 7
3.4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI 7
3.5 CARATTERISTICHE DEL TERRENO 8
4 ANALISI DEI CARICHI 10
4.1 CARICHI STATICI 10
4.1.1 CARICO DA VENTO AGENTE SUGLI STELI 10
4.2.1 DETERMINAZIONE DELLE MASSE SISMICHE 16
6 MODELLAZIONE AD ELEMENTI FINITI 24
6.1 MODELLO GLOBALE 24
6.2 MODELLI DI DETTAGLIO STELI 28
7 RISULTATI E VERIFICHE 30
7.1 SOLLECITAZIONI PRINCIPALI 30
7.2 PRESSIONI SUL TERRENO 36
7.3 VERIFICA PLATEA 39
7.3.1 ZONA SPESSORE 40CM 41
7.3.2 ZONA SPESSORE 20CM 43
7.4 VERIFICA PARETE PERIMETRALE 45
7.5 VERIFICA STELI 46
7.5.1 STELI CON LAMIERE SP. 5MM - HMAX = 7M 47
7.5.2 STELI CON LAMIERE SP. 3MM - HMAX = 4,6M 52
7.6 VERIFICA DEI NODI DI BASE DEGLI STELI 57
7.7 NOTA SULLE SALDATURE DEGLI ELEMENTI 57
8 ALLEGATO A 58

1 OGGETTO E SCOPI

La presente relazione ha per oggetto la determinazione delle azioni di progetto e la verifica degli elementi strutturali della fontana scenografica da realizzarsi al centro della rotonda posizionata all'incrocio tra Via Dei Partigiani e Via Giuseppe Di Vittorio, nel Comune di Sesto San Giovanni (MI).

L'intervento prevede la realizzazione della fontana su un'area di intervento rappresentata da una superficie circolare al centro della rotonda esistente tra Via ei Partigiani - Via Giuseppe Di Vittorio. Il diametro massimo esterno dell'intervento, comprensivo dei marciapiedi, sarà di 27,0m mentre la fontana sarà caratterizzata da un diametro esterno di 16,5m (15,4m per la vasca di contenimento dell'acqua). Al fine di posizionare l'opera ad una quota adeguata rispetto all'attuale andamento naturale del terreno è prevista la realizzazione di un rilevato in MPS vibrocompattato a strati (angolo di attrito minimo 30°), sopra il quale verrà realizzato il sottofondo in calcestruzzo magro di sp. 10cm (C20/25) e successivamente le opere in c.a. per la realizzazione della vasca. La platea prevede una zona centrale avente diametro 10,8m con spessore 40cm, mentre la restante fondazione verrà realizzata con uno spessore di 20cm. Il muretto di contenimento perimetrale avrà uno spessore di 30 cm e permetterà un tirante massimo d'acqua pari a 50cm.

Le opere in C.A. verranno realizzate con calcestruzzo C32/40 mentre l'acciaio d'armatura previsto sarà B450C.

All'interno dell'area della platea avente spessore 40cm, verranno posizionati 18 steli realizzati con lamiere di sp. 3mm e 5mm in acciaio AISI 316L, di forma prismatica con base a triangolo isoscele, aventi lato pari a 35cm ed altezza variabile da 1,5m a 7m. L'ancoraggio alla fondazione verrà garantito mediante piastre di base di sp. 15mm/25mm, saldate alla base degli steli, e tirafondi M20 in A4-80.

Di seguito si riportano le immagini della pianta e della sezione tipica della fontana.

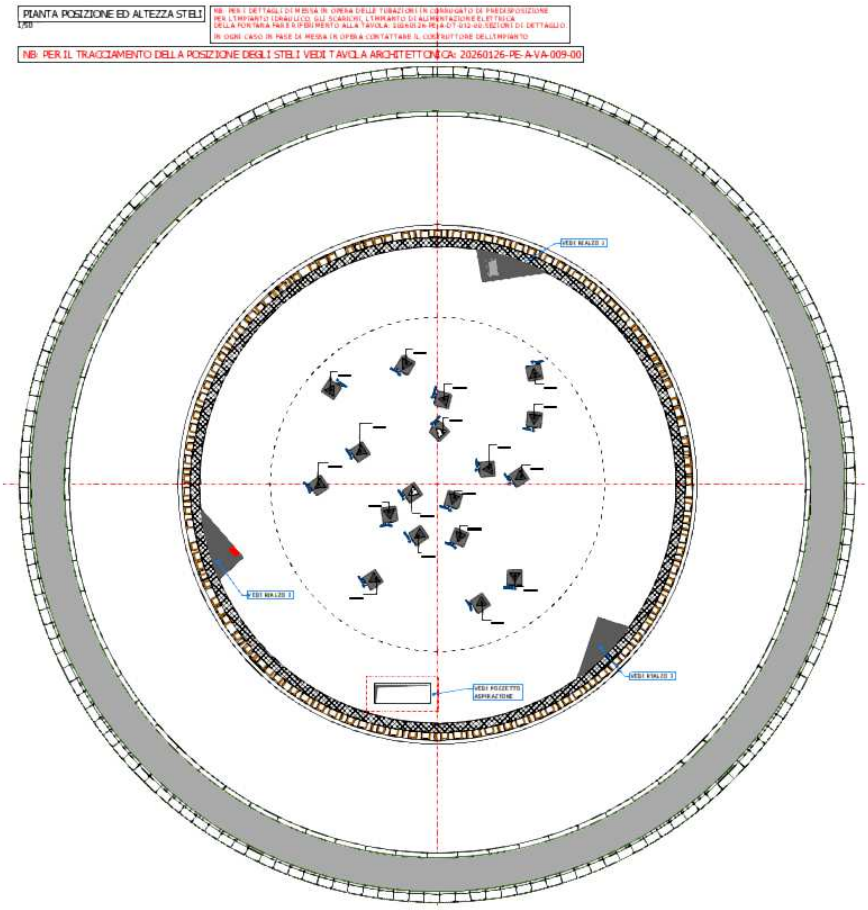


Fig 1.- *Pianta generale*

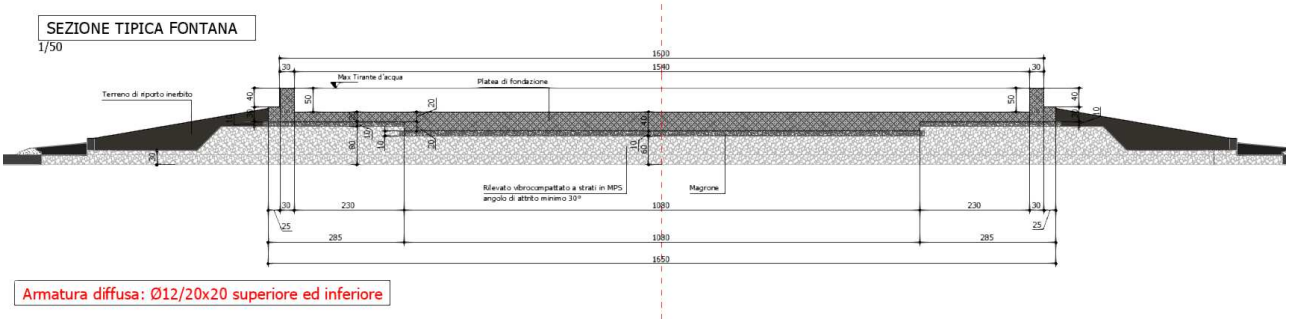


Fig 2.- *Sezione tipica fontana*

Il dimensionamento delle fondazioni è stato condotto massimizzando le condizioni di sollecitazione della sovrastruttura. I valori di progetto delle sollecitazioni sono stati determinati attraverso l'analisi strutturale condotta mediante modellazione 3D delle

strutture adottando il codice di calcolo Midas/Gen 2025 v 1.3 della software house Midas Information Technology Co..
Le verifiche strutturali sono condotte secondo il metodo degli Stati limite applicando il DM 17/1/2018: Norme tecniche per le costruzioni.

2 NORMATIVE DI RIFERIMENTO

La progettazione è stata sviluppata in accordo con le seguenti normative:

- Legge 5.11.1971 n.1086 - Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato normale, precompresso ed a struttura metallica;
- D.M. 17.01.2018 - Norme tecniche per le costruzioni.
- Circolare esplicativa 21.01.2019: Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle Norme Tecniche per le costruzioni di cui al DM 17.01.2018.
- EC1: UNI EN 1991-1-4: Azioni sulle strutture – Azioni del Vento;
- EC2: UNI EN 1992 integrazione a quanto non specificato nelle NTC2018.
- EC3: UNI EN 1993 integrazione a quanto non specificato nelle NTC2018;

3 DEFINIZIONE DEI PARAMETRI DI PROGETTO

3.1 VITA NOMINALE E CLASSE D'USO

Ai fini della definizione dei livelli di sicurezza e delle prestazioni attese, alla costruzione, sono stati attribuiti i seguenti parametri:

- Vita Nominale dell'opera → V_n 50anni;
- Classe d'uso: II → Cu=1,0;

Da cui Periodo di riferimento SLV → V_R=475anni;

3.2 DESCRIZIONE DEL SITO

Di seguito si riporta l'immagine dell'ubicazione della struttura ripresa dal satellite con indicate le coordinate:

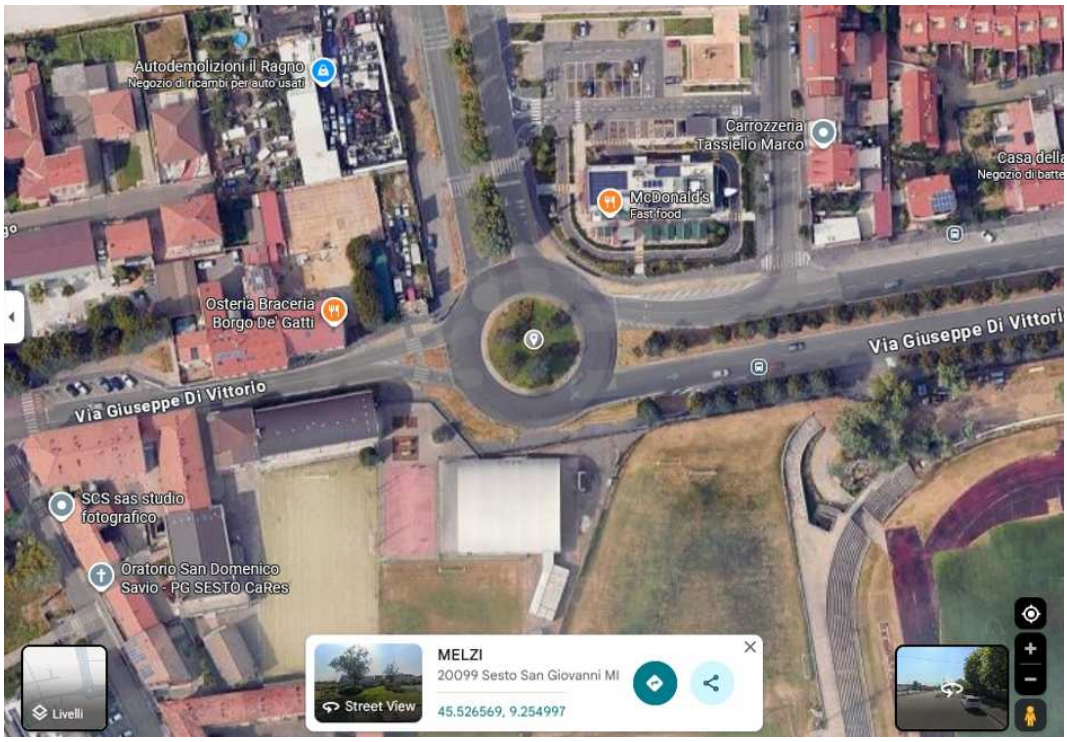


Fig 3.- *Posizione del sito con coordinate*

I parametri per la determinazione delle azioni sismiche di riferimento sono:

Comune:	Sesto San Giovanni (Mi)
Regione:	Lombardia
Latitudine:	45,526569°
Longitudine:	9,254997°
Categoria del Sottosuolo:	C
Categoria Topografica:	T1

3.3 METODO DI ANALISI E DI VERIFICA

Per la determinazione delle azioni sismiche agenti sulla struttura è stato adottato, a favore di sicurezza, un fattore di struttura q=1, coerentemente con quanto riportato nelle NTC18 al §7.3.1 per le strutture a comportamento strutturale non dissipativo.

3.4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

I materiali impiegati sono i seguenti:

- Calcestruzzo avente resistenza caratteristica C32/40 per la fontana;
- Acciaio da cemento armato tipo B450C controllato in stabilimento per le armature;
- Acciaio da carpenteria per gli steli: INOX AISI 316L;
- Barre filettate: INOX A4-80;

I parametri meccanici e le resistenze assunte alla base del progetto e delle verifiche strutturali sono i seguenti:

- Calcestruzzo C32/40: : f_{ck}= 32 MPa
  : γ_c=1,5
  : f_{cd}= 18,13 MPa
  : E= 3,33 10^4 MPa
- Acciaio da cemento armato B450C contr.stab.: f_{yk}= 450 MPa
  : γ_s=1,15
  : f_{yd}= 391,3 MPa
  : E= 2,1 10^5 MPa
- AISI 316L : f_{syk}= 200 MPa
  : γ_{M0}=1,05 γ_{M1}=1,05 γ_{M2}=1,25
  : f_{sd}= 190,5MPa

: E = 200000 MPa

: γ= 7850 kg/m^3

- Bulloni A4-80 : f_{yb}= 600 MPa

: f_{ub}= 800 MPa

3.5 CARATTERISTICHE DEL TERRENO

In seguito all'indagine effettuata dallo Studio del Dott. Geol. Paolo Natale Mantica, Via Isonzo – Bovisio Masciago (MB), è stato possibile caratterizzare il suolo del sito di realizzazione dell'opera. L'indagine geologica-geotecnica consiste in:

- esecuzione di n. 2 prove penetrometriche dinamiche continue nell'area in esame;
- registrazione di un'indagine sismica tipo tromino all'interno dell'area;
- esecuzione di due scavi di assaggio

Sintetizzando la stratigrafia sono stati riscontrati i seguenti livelli principali:

Orizzonte	Nspt	Profondità (m da p.c. attuale)	Classificazione A.G.I.
A	5-7	Da 0 a 6	Terreni sciolti
B	15	Da 6 a 6.6	Terreni moderatamente addensati ad addensati
R	100	>6.6	Terreni molto addensati e/o ciottolosi (Rifiuto)

Fig 4.- *Stratigrafia del terreno*

Di seguito si riporta il modello geotecnico, ottenuto alle varie profondità, con indicati i valori caratteristici dei parametri geotecnici ottenuti attraverso le interpretazioni dei dati acquisiti dall'indagine geotecnica:

Orizzonte	Nspt	φ (°)	E (kg/cm²)	Yt (t/m³)
A	5-7	26-27	40-80	1,7 -1.75
B	15	29-30	150-200	1,8
R	>100	>40	>400	>1.9

Fig 5.- *Modello geotecnico*

La categoria topografica è **T1**, mentre la categoria del sottosuolo è **C**.

Il valore limite per la tensione del terreno considerata è pari a quella minima determinata nella relazione geotecnica, ovvero σ = 3,67daN/cm², come indicato nella tabella di seguito riportata, estratta dalla relazione geologica-geotecnica:

Carico limite verticale				
Nome combinazione	Autore	Carico limite [Qult] (kg/cm²)	Resistenza di progetto [Rd] (kg/cm²)	Costante di sottofondo (kg/cm³)
A1+M1+R3				
	HANSEN (1970)	8.43	4.69	3.37
	TERZAGHI (1955)	10.97	6.09	4.39
	MEYERHOF (1963)	17.04	9.47	6.82
Sisma				
	HANSEN (1970)	8.43	3.67	3.37
	TERZAGHI (1955)	10.97	4.77	4.39
	MEYERHOF (1963)	17.04	7.41	6.82

Fig 6.- *Capacità portante platea circolare con raggio R=8,5m, su MPS*

Si rimanda alla relazione geologica-geotecnica per una analisi di dettaglio.

4 ANALISI DEI CARICHI

4.1 CARICHI STATICI

Si riporta di seguito l'analisi dei carichi effettuata per la determinazione delle sollecitazioni di progetto.

- *P.p platea e muro perimetrale:* *come da sezioni strutturali;*
- *Peso steli:* *come da sezioni strutturali;*
- *Peso tirante d'acqua sp. max 50cm:* *500daN/m²;*

4.1.1 CARICO DA VENTO AGENTE SUGLI STELI

La determinazione della pressione del vento agente sugli steli è stata effettuata ai sensi della UNI EN 1991-1-4 in quanto nella normativa Nazionale non vi sono valutazioni di dettaglio per questa tipologia di struttura.

- ***ZONA VENTO:***

SI riporta l'immagine relativa della tabella 3.3.I contenuta nel § 3.3.1 delle NTC2018 con indicata in rosso la zona vento di appartenenza:

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

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

Fig 7.- *Tabella 3.31 delle NTC2018 per i parametri del vento zona 1*

Dalla tabella sopra riportata si ottiene quindi:

$v_{b,0}$ = 25 m/s;

Si riporta ora il prospetto 4.1 dell' EC1-1-4 per la determinazione della categoria del terreno (in rosso sono evidenziati i dati per la struttura in oggetto):

prospetto 4.1 **Categorie e parametri del terreno**

Categoria del terreno		z_0 m	z_{min} m
0	Mare o area costiera esposta al mare aperto	0,003	1
I	Laghi o aree pianeggianti con vegetazione trascurabile e senza ostacoli	0,01	1
II	Aree con vegetazione bassa come prati e ostacoli isolati (alberi, edifici) separati da una distanza almeno pari a 20 volte a quella degli stessi ostacoli	0,05	2
III	Aree ricoperte uniformemente da vegetazione o edifici o da ostacoli isolati separati da una distanza massima pari a 20 volte quella degli ostacoli stessi (come edifici, periferie o foreste permanenti)	0,3	5
IV	Aree nelle quali almeno il 15% della superficie è ricoperta da edifici la cui altezza media eccede i 15 m	1,0	10
Nota	Le categorie del terreno sono illustrate nell'appendice A.1.		

Fig 8.- *Prospetto 4.1 per la categoria del terreno*

Dalle tabelle sopra riportate si ottengono i seguenti parametri:

z_0 = 0,05m;

z_{min} = 2 m;

- ***Coefficiente di forza:***

Per la valutazione del coefficiente di forza, vista la mancanza di valutazioni nella normativa EC1-1-4 per strutture a forma prismatica con base triangolare, sono state adottate le indicazioni contenute nel § 7.11 della UNI EN 1991-1-4, relativamente alle strutture reticolari ed impalcature assumendo un valore unitario del fattore di solidità φ.

Il coefficiente di forza per strutture reticolari è di seguito determinato:

$$c_f = c_{f,0} \cdot \psi_\lambda$$

dove:

$c_{f,0}$ è il coefficiente di forza in assenza di effetti di estremità;

Ψ_λ è il coefficiente che tiene conto degli effetti di estremità;

Di seguito si riporta la figura 7.34 che definisce i coefficienti di forza cf,0 per struttura reticolare spaziale, in funzione del rapporto di solidità:

figura 7.34 **Coefficiente di forza $c_{f,0}$ per struttura reticolare spaziale realizzata mediante angolari in funzione del rapporto di solidità φ**

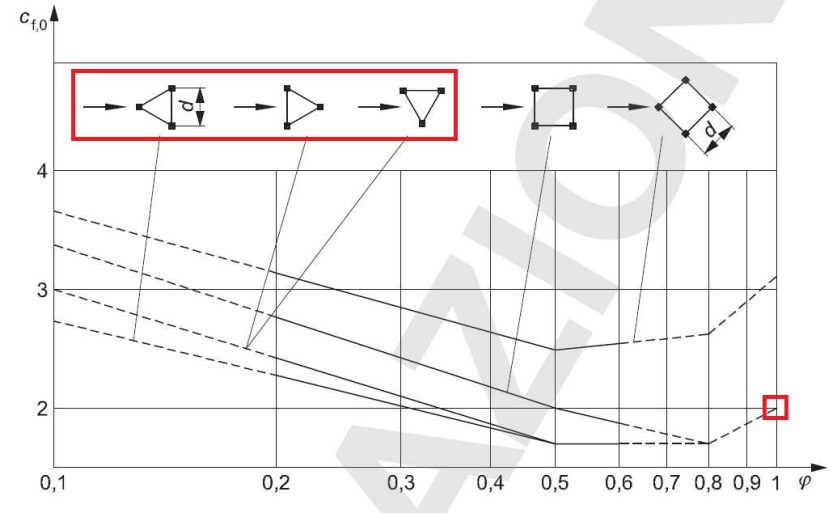


Fig 9.- *Fig. 7.34 Coefficienti di forza*

Come si nota dalla figura, a prescindere dall'orientamento del profilo rispetto alla direzione del vento, quando il rapporto di solidità φ è unitario, il coefficiente di forza privo degli effetti di estremità assume il seguente valore:

$c_{f,0} = 2$

Adottando, a favore di sicurezza, un valore del coefficiente per gli effetti d'estremità Ψ_λ=1, si ottiene il seguente coefficiente di forza:

$c_f = c_{f,0} \cdot \psi_\lambda = 2 \cdot 1 = 2$

A titolo d'esempio, di seguito si riporta il calcolo dell'azione del vento per lo stelo più alto (H=7m):

DETERMINAZIONE DELLA PRESSIONE DEL VENTO SECONDO EC1		
	STELO H=7m	
PARAMETRI		
Hmax,struttura - Z	7	m
Vb,0	25	m/s
Cat. Terreno	II	
densità aria ρ	1.25	kg/mc
Larghezza	0.35	m
1	VELOCITA' DI BASE DEL VENTO	
Cdir	1	
Cseason	1	
$v_b = C_{dir} \cdot C_{season} \cdot v_{b,0}$	25	m/s

2 COEFFICIENTE DI RUGOSITA' - Cr(z) (§4.3.2)

Zmin	2	m
z0	0.05	m
z0,II	0.05	m

$$k_r = 0.19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0II}}\right)^{0.07}$$ 0.190

$$C_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)$$ se zmin<z<200

$$C_r(z) = C_r(z_{min})$$ se z<zmin

Z	cr(z)
0.00	0.701
0.47	0.701
0.93	0.701
1.40	0.701
1.87	0.701
2.33	0.730
2.80	0.765
3.27	0.794
3.73	0.819
4.20	0.842
4.67	0.862
5.13	0.880
5.60	0.897
6.07	0.912
6.53	0.926
7.00	0.939

3 COEFFICIENTE OROGRAFICO - C0 (§4.3.1)

C0	1

4 VELOCITA' MEDIA DEL VENTO - Vm (§4.3.1)

$$v_m = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b$$

Z	vm
0.00	17.522
0.47	17.522
0.93	17.522
1.40	17.522
1.87	17.522
2.33	18.254
2.80	19.120
3.27	19.853
3.73	20.487
4.20	21.046
4.67	21.547
5.13	22.000
5.60	22.413
6.07	22.793
6.53	23.145
7.00	23.473

5 INTENSITA' DI TURBOLENZA (§4.4 O APENDICE NAZIONALE)

$$I_T = \frac{k_l}{c_0(z)\cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)}$$

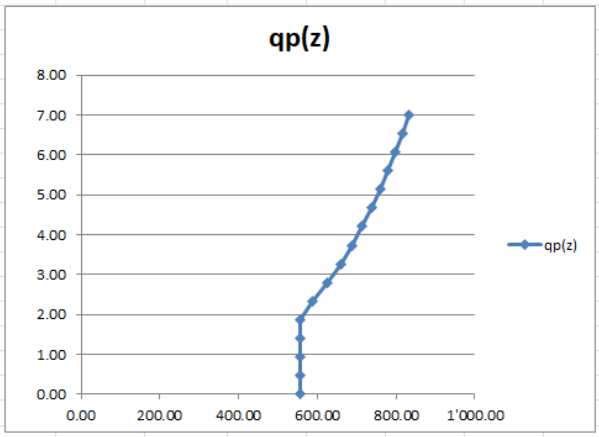
$k_l = 1 \rightarrow (daEC1§4.4)$

0.202 per z= z_impianto

6 PRESSIONE DOVUTA ALLA VELOCITA' DI PICCO

$$q_p(z) = (1 + 7\cdot I_v(z))\cdot \frac{1}{2}\cdot \rho \cdot v_m(z)^2$$

z	qp(z)
0.00	556.0
0.47	556.0
0.93	556.0
1.40	556.0
1.87	556.0
2.33	587.6
2.80	625.8
3.27	658.9
3.73	688.1
4.20	714.2
4.67	737.9
5.13	759.7
5.60	779.7
6.07	798.4
6.53	815.8
7.00	832.2
media	673.6



8 COEFFICIENTE DI FORZA - EC1 §7 cf

cf = cf0 x ψr x ψλ

cf0 = 2 Dalla fig. 7.34

9 CALCOLO DEGLI EFFETTI DI ESTREMITA' - SNELLEZZA

(§7.13 - Prospetto 7.16)

L/B= 20.00

λϕ 70.00

rapporto di solidità

φ= 1

dalla figura 7.36

ψλ= 1

da cui

cf = 2

10 coefficiente CdCs

Per camini in acciaio rivestiti fig D.5 annex D EC1

Altezza Y 7 m

Larghezza X 0.35 m

$c_d c_z =$ 1.10

11 qp(ze)

richiamando il valore calcolato in sommità del COLD-BOX

$$q_p(z) = (1 + 7\cdot I_v(z))\cdot \frac{1}{2}\cdot \rho \cdot v_m(z)^2$$

832.2 N/mq

Si riporta l'andamento dell'azione del vento in N/m² (valori in rosso), comprensiva dei coefficienti CdCs e cf, al variare dell'altezza:

ANDAMENTO PRESSIONE DOVUTA ALLA VELOCITA' DI PICCO

Z	qp(z)	fw [N/m²]
0.00	556.0	1223.25
0.47	556.0	1223.25
0.93	556.0	1223.25
1.40	556.0	1223.25
1.87	556.0	1223.25
2.33	587.6	1292.75
2.80	625.8	1376.85
3.27	658.9	1449.56
3.73	688.1	1513.74
4.20	714.2	1571.27
4.67	737.9	1623.46
5.13	759.7	1671.27
5.60	779.7	1715.40
6.07	798.4	1756.42
6.53	815.8	1794.74
7.00	832.2	1830.73
media	673.6	

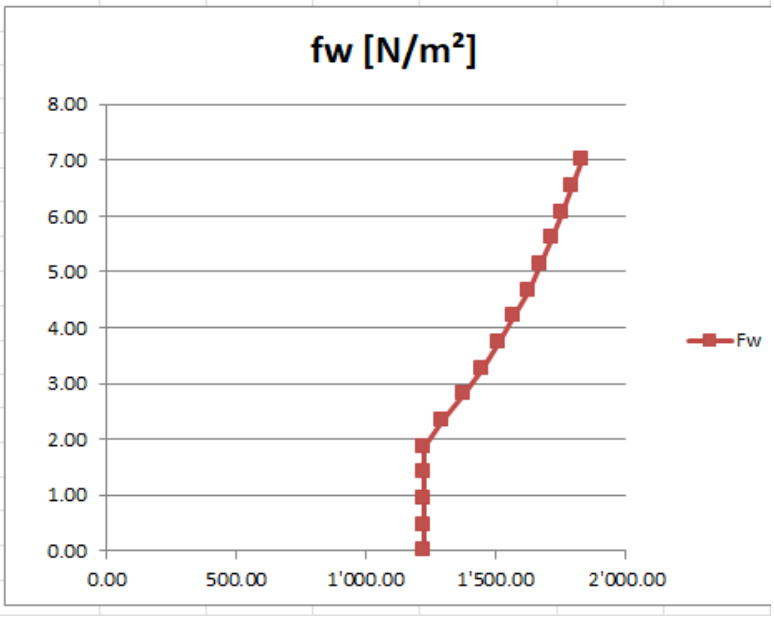


Fig 10.- *Andamento dell'azione del vento di progetto secondo UNI EN 1991-1-4*

La pressione del vento risulta variabile in funzione dell'altezza; a favore di sicurezza il carico ottenuto in sommità di ciascun stelo è stato applicato costante lungo l'altezza.

4.2 CARICO DA SISMA

4.2.1 DETERMINAZIONE DELLE MASSE SISMICHE

Gli effetti dell'azione sismica sono stati valutati tenendo conto delle masse associate al carico gravitazionale così come indicato in §3.2.4 del DM 2018.
In particolare, la massa è stata determinata secondo la seguente combinazione:

$$G_1 + G_2 + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

Dove con G_1 e G_2 sono indicati rispettivamente i pesi propri strutturali e quelli degli elementi non strutturali, mentre i valori dei coefficienti ψ_{2i} sono riassunti di seguito:

Tipo di Carico	ψ_{2i}
Vento	0.00

Ai valori sopra riportati vanno aggiunti sovraccarichi permanenti ed i pesi propri strutturali nel loro valore caratteristico.

4.2.2 SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO

Secondo il DM 17/01/2018 le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione. Essa costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.
La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale, nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR}, nel periodo di riferimento V_R.
Tale periodo V_R si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N, che in questo caso è stata assunta pari a 50anni, per il coefficiente d'uso C_U.
Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito al variare della classe d'uso; in questo caso, con classe d'uso II, **C_U = 1**.

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

- a_g : accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_o : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T^*_C periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati è data poi dalla seguente tabella:

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

Per gli SLU si considera ai fini dimensionali lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) con P_{VR} = 10%.

Per gli SLE si considera ai fini dimensionali lo stato limite di Danno (SLD) con P_{VR} = 63%.

Le forme spettrali previste dalle NTC sono caratterizzate da prescelte probabilità di superamento e vita di riferimento. A tal fine occorre fissare:

- la vita di riferimento V_R della costruzione,
- le probabilità di superamento nella vita di riferimento P_{VR} associate a ciascuno degli stati limite considerati

per individuare infine, a partire dai dati di pericolosità sismica disponibili, le corrispondenti azioni sismiche.

E' conveniente utilizzare, come parametro caratterizzante la pericolosità sismica, il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R, espresso in anni. Fissata la vita di riferimento V_R i due parametri T_R e P_{VR} sono immediatamente esprimibili, l'uno in funzione dell'altro, mediante l'espressione:

$T_R = - V_R / (\ln(1-P_{VR}))$.

Parametri del sito in esame per la determinazione dei carichi sismici:

- Latitudine: 45.526569°, Longitudine: 9.254997°;
- Dalla tabella 1 dell'allegato B delle NTC, si ricavano:
  - a_g = 0,053g (per gli SLV e per periodo di ritorno T_R = 475anni);
  - F_0 = 2,635;
  - T^*_C = 0,280;
- categoria del suolo C;
- categoria topografica T1;
- Fattore di struttura q=1;

Quale che sia la probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} considerata, lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale è definito dalle espressioni seguenti:

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

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \quad \text{se} \quad T_B \le T < T_C$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \quad \text{se} \quad T_C \le T < T_D$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right) \quad \text{se} \quad T_D \le T$$

nelle quali T ed S_e sono, rispettivamente, periodo di vibrazione ed accelerazione spettrale orizzontale. Inoltre nelle relazioni precedenti si ha che:

- S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente:

  S = S_S x S_T, essendo S_S il coefficiente di amplificazione stratigrafica e S_T il coefficiente di amplificazione topografica;

- η è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali ξ diversi dal 5%, mediante la relazione $\eta = \sqrt{(10/(5+\xi)} \ge 0.55$, dove ξ (espresso in percentuale) è valutato sulla base di materiali, tipologia strutturale e terreno di fondazione;

- F_o è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2,2;
- T_C è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato da:

  $T_C = C_C \times T^*_C$, dove C_C è un coefficiente funzione della categoria di sottosuolo;
- T_B è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante:

  $T_B = T_C / 3$;
- T_D è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione:

  $T_D = 4{,}0\ a_g / g + 1{,}6$;

Per sottosuolo di categoria A i coefficienti S_S e C_C valgono 1. Per le categorie di sottosuolo B, C, D ed E i coefficienti S_S e C_C possono essere calcolati, in funzione dei valori di T^*_C e F_0 relativi al sottosuolo di categoria A, mediante le espressioni fornite nella Tab. seguente, nelle quali g è l'accelerazione di gravità ed il tempo è espresso in secondi:

Categoria sottosuolo	S_S	C_C
A	1,00	1,00
B	$1{,}00 \le 1{,}40 - 0{,}40 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \le 1{,}20$	$1{,}10 \cdot (T^*_C)^{-0{,}20}$
C	$1{,}00 \le 1{,}70 - 0{,}60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \le 1{,}50$	$1{,}05 \cdot (T^*_C)^{-0{,}33}$
D	$0{,}90 \le 2{,}40 - 1{,}50 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \le 1{,}80 \cdot$	$1{,}25 \cdot (T^*_C)^{-0{,}50}$
E	$1{,}00 \le 2{,}00 - 1{,}10 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \le 1{,}60$	$1{,}15 \cdot (T^*_C)^{-0{,}40}$

In questo caso si ha che S = 1,5, T_B = 0,149sec, T_C = 0,448sec e T_D = 1,813sec, mentre $\eta = \sqrt{\frac{10}{5+\xi}} \ge 0{,}55$ (fattore che tiene conto dello smorzamento viscoso che caratterizza la struttura) è stato assunto pari a 1 ipotizzando $\xi = 5\%$ agli SLD. Per lo spettro di progetto η è sostituito da 1/q;

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale è definito dalle espressioni seguenti:

$$S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_v} \cdot \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right) \quad \text{se} \quad 0 \le T < T_B$$

$$S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \quad \text{se} \quad T_B \le T < T_C$$

$$S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \quad \text{se} \quad T_C \le T < T_D$$

$$S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right) \quad \text{se} \quad T_D \le T$$

nelle quali T e S_{ve} sono, rispettivamente, periodo di vibrazione ed accelerazione spettrale verticale e F_v è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, in termini di accelerazione orizzontale massima del terreno a_g su sito di riferimento rigido orizzontale, mediante la relazione:

$F_v = 1{,}35\, F_0\, (a_g/g)^{0.5}$;

i valori di S_S, T_B, T_C e T_D, salvo più accurate determinazioni, sono quelli riportati nella Tab. seguente:

Tab. 3.2.VI - *Valori dei parametri dello spettro di risposta elastico della componente verticale*

Categoria di sottosuolo	S_S	T_B	T_C	T_D
A, B, C, D, E	1,0	0,05 s	0,15 s	1,0 s

Di seguito si riporta la rappresentazione grafica dei diversi spettri la cui formulazione analitica è stata introdotta nei paragrafi precedenti. Essendo il fattore struttura unitario lo spettro di progetto SLV coincide con quello elastico.

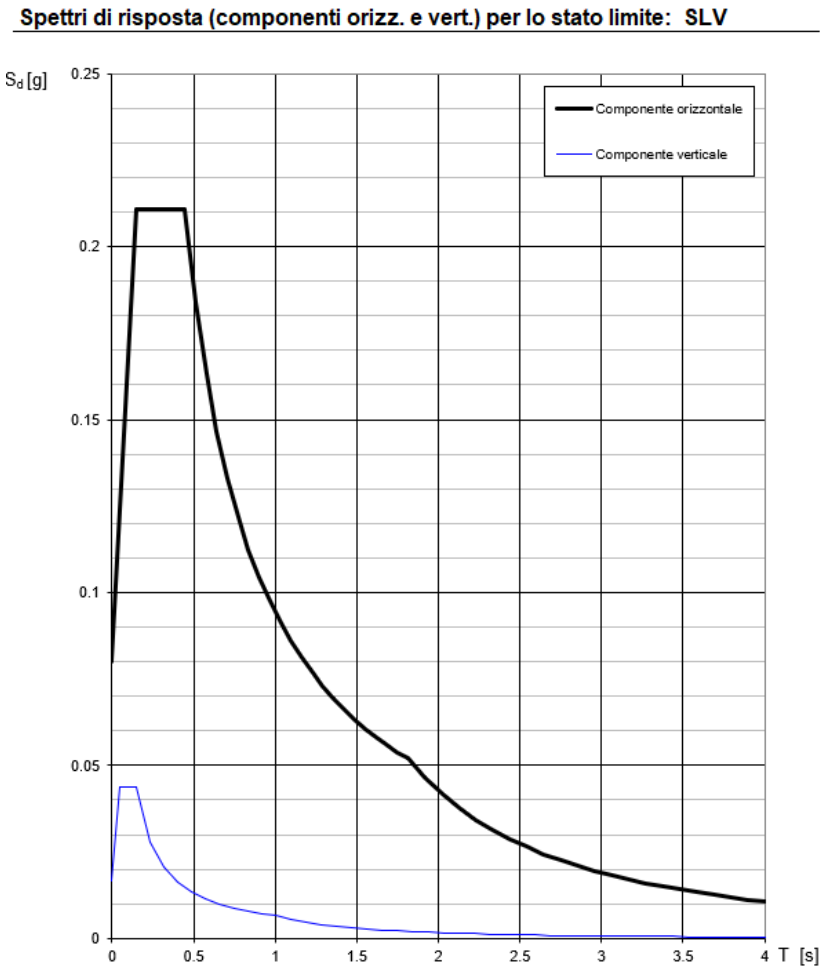


Fig 11.- *Spettri di risposta di progetto – SLV*

5 COMBINAZIONI DI CARICO

Nella definizione delle combinazioni delle azioni che possono agire contemporaneamente, i termini Qkj rappresentano le azioni variabili della combinazione, con Q_{k1} azione variabile dominante e Q_{k2}, Q_{k3}, … azioni variabili che possono agire contemporaneamente a quella dominante. Le azioni variabili Q_{kj} vengono combinate con i coefficienti di combinazione ψ_{0j}, ψ_{1j} e ψ_{2j} (i cui valori sono forniti nel § 2.5.3, Tab. 2.5.I delle NTC 2018 per edifici civili e industriali correnti). Con riferimento alla durata percentuale relativa ai livelli di intensità dell'azione variabile, si definiscono:

- valore quasi permanente $\psi_{2j}\ Q_{kj}$: la media della distribuzione temporale dell'intensità;
- valore frequente $\psi_{1j}\ Q_{kj}$: il valore corrispondente al frattile 95 % della distribuzione temporale dell'intensità e cioè che è superato per una limitata frazione del periodo di riferimento;
- valore raro (o di combinazione) $\psi_{0j}\ Q_{kj}$: il valore di durata breve ma ancora significativa nei riguardi della possibile concomitanza con altre azioni variabili;

I valori dei coefficienti di ψ sono definiti nelle NTC in Tab.2.5.I per le diverse destinazioni d'uso;
Di seguito si riportano le combinazioni di carico considerate.
SLU STATICO STRUTTURALE:

- $\gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_P P + \gamma_{Q1}Q_{k1} + \sum_i \gamma_{Qi}\psi_{0i}Q_{ki}$;

SLE STATICO

- RARA: $G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i}Q_{ki}$;
- FREQUENTE: $G_1 + G_2 + P + \psi_{11}Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i}Q_{ki}$;
- QUASI PERMANENTE: $G_1 + G_2 + P + \psi_{21}Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i}Q_{ki}$;

SLV SISMICO – Le condizioni di carico considerate sono quelle definite dalle NTC 2018.
I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_{Gi} e γ_{Qj} sono dati in § 2.6.1, Tab. 2.6.I sempre delle NTC 2018.
Le combinazioni sismiche sono inoltre coerenti con le indicazioni presenti nel §7.3.5 delle NTC2018, nel quale si specifica che gli effetti delle azioni dovuti alla combinazione delle componenti dell'azione sismica (direzione X e Y) possono essere valutati mediante le seguenti combinazioni:

a) $\pm 1{,}0E_{Edx} \pm 0{,}3E_{Edy}$

b) $\pm 0{,}3E_{Edx} \pm 1{,}0E_{Edy}$

con la rotazione dei segni, e conseguente individuazione degli effetti più gravosi, dove:

E_{Edx} rappresenta gli effetti dell'azione dovuti all'applicazione dell'azione sismica lungo l'asse orizzontale X scelto della struttura;

E_{Edy} rappresenta gli effetti dell'azione dovuti all'applicazione dell'azione sismica lungo l'asse orizzontale Y scelto della struttura;

Di seguito si esplicitano le combinazioni di carico fondamentali utilizzate, con indicati i valori dei coefficienti moltiplicativi dei carichi:

- **SLU**

SLU1: 0,9 x Peso proprio strutturale + 1,5 x Vento X
SLU2: 0,9 x Peso proprio strutturale + 1,5 x Vento -X
SLU3: 0,9 x Peso proprio strutturale + 1,5 x Vento Y
SLU4: 0,9 x Peso proprio strutturale + 1,5 x Vento -Y
SLU5: 1,3 x Peso proprio strutturale + 1,5 Tirante d'acqua + 1,5 x Vento X
SLU6: 1,3 x Peso proprio strutturale + 1,5 Tirante d'acqua + 1,5 x Vento -X
SLU7: 1,3 x Peso proprio strutturale + 1,5 Tirante d'acqua + 1,5 x Vento Y
SLU8: 1,3 x Peso proprio strutturale + 1,5 Tirante d'acqua + 1,5 x Vento -Y

- **SLE RARA**

SLE1: 1 x Peso proprio strutturale + 1 x Vento X
SLE2: 1 x Peso proprio strutturale + 1 x Vento -X
SLE3: 1 x Peso proprio strutturale + 1 x Vento Y
SLE4: 1 x Peso proprio strutturale + 1 x Vento -Y
SLE5: 1 x Peso proprio strutturale + 1 x Tirante d'acqua + 1 x Vento X
SLE6: 1 x Peso proprio strutturale + 1 x Tirante d'acqua + 1 x Vento -X
SLE7: 1 x Peso proprio strutturale + 1 x Tirante d'acqua + 1 x Vento Y
SLE8: 1 x Peso proprio strutturale + 1 x Tirante d'acqua + 1 x Vento -Y

- **SLV**

SLVX1: 1 x Peso proprio strutturale + 1 x Tirante d'acqua + 1 x Sisma X + 0,3 x Sisma Y
SLVX2: 1 x Peso proprio strutturale + 1 x Tirante d'acqua + 1 x Sisma X - 0,3 x Sisma Y
SLVX3: 1 x Peso proprio strutturale + 1 x Tirante d'acqua - 1 x Sisma X + 0,3 x Sisma Y
SLVX4: 1 x Peso proprio strutturale + 1 x Tirante d'acqua - 1 x Sisma X - 0,3 x Sisma Y
SLVY1: 1 x Peso proprio strutturale + 1 x Tirante d'acqua + 0,3 x Sisma X + 1 x Sisma Y
SLVY2: 1 x Peso proprio strutturale + 1 x Tirante d'acqua + 0,3 x Sisma X - 1 x Sisma Y

SLVY3: 1 x Peso proprio strutturale + 1 x Tirante d'acqua - 0,3 x Sisma X + 1 x Sisma Y
SLVY4: 1 x Peso proprio strutturale + 1 x Tirante d'acqua - 0,3 x Sisma X - 1 x Sisma Y

6 MODELLAZIONE AD ELEMENTI FINITI

6.1 MODELLO GLOBALE

Al fine di effettuare un'analisi più accurata della struttura indicata, per meglio coglierne il comportamento e la determinazione delle sollecitazioni dimensionanti, è stato predisposto un modello ad elementi finiti con il codice di calcolo Midas/Gen 2025 v 1.3 della software house Midas Information Technology Co..
Di seguito si riporta l'immagine del modello ottenuto:

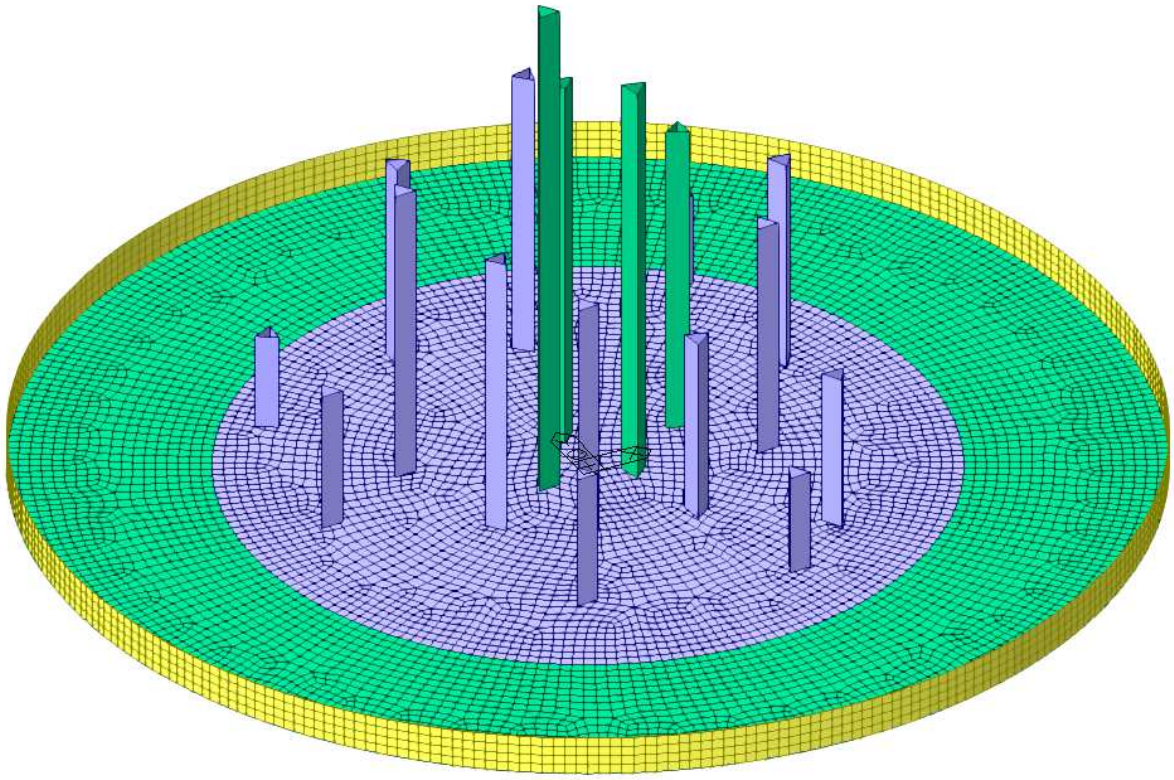


Fig 12.- *Modello fontana: vista 3D*

In generale il modello prevede la discretizzazione della platea di fondazione e della parete perimetrale con elementi tipo *plate shell* di spessore coerente con la geometria degli elementi strutturali considerati. Questi ultimi sono in grado di restituire i valori di azione assiale, momento e taglio procedendo all'integrazione dei valori di sforzo lungo la sezione considerata. Gli steli sono stati modellati con elementi tipo *Beam*.

Il peso proprio degli elementi strutturali è stato considerato mediante l'introduzione delle densità, proprie dei materiali costituenti i singoli elementi strutturali.

I carichi del vento sono stati applicati sugli elementi beam che discretizzano gli steli, come carichi uniformemente distribuiti. Il peso dell'acqua è stato introdotto mediante *pressure loads* direttamente agli elementi plate della platea.

Di seguito si riportano le immagini del modello ottenuto con i carchi applicati:

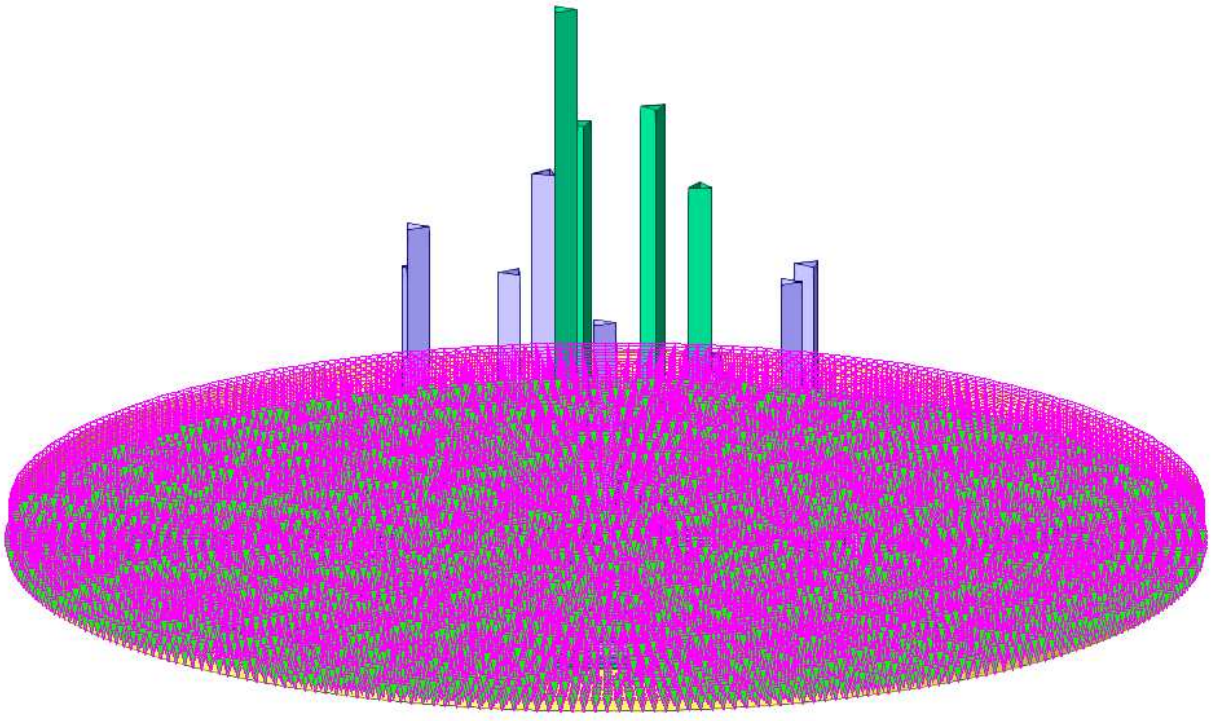


Fig 13.- *Peso proprio tirante d'acqua*

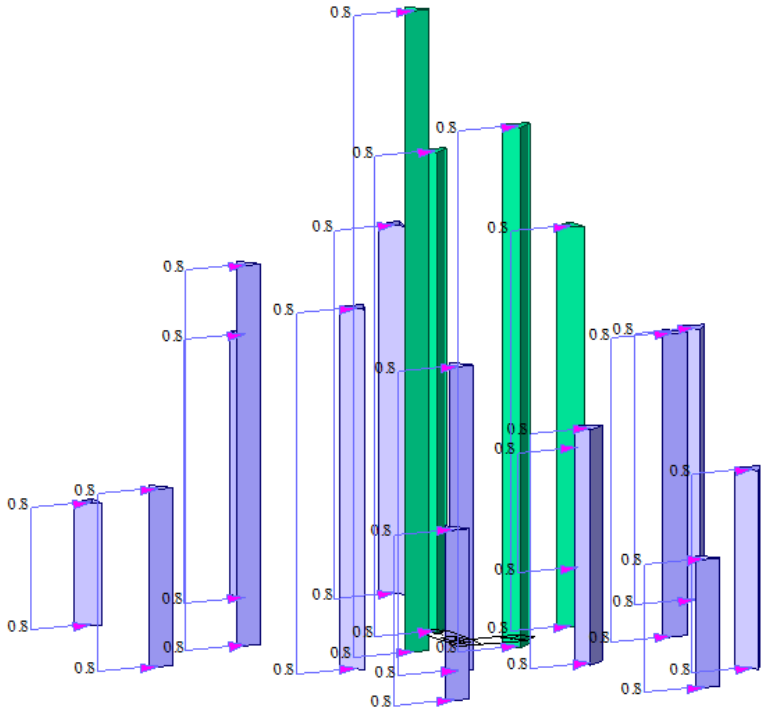


Fig 14.- *Carico da vento sugli steli*

Al fine di cogliere correttamente la distribuzione delle pressioni di contatto tra platee di fondazione e terreno, la discretizzazione dell'interfaccia terreno/fondazione è stata effettuata con l'ausilio di elementi a comportamento lineare su suolo alla Winkler.

Per la verifica della parete perimetrale è stato creato un ulteriore modello introducendo la parete come elementi beam al fine di poter leggere correttamente le sollecitazioni. Di seguito l'immagine ottenuta:

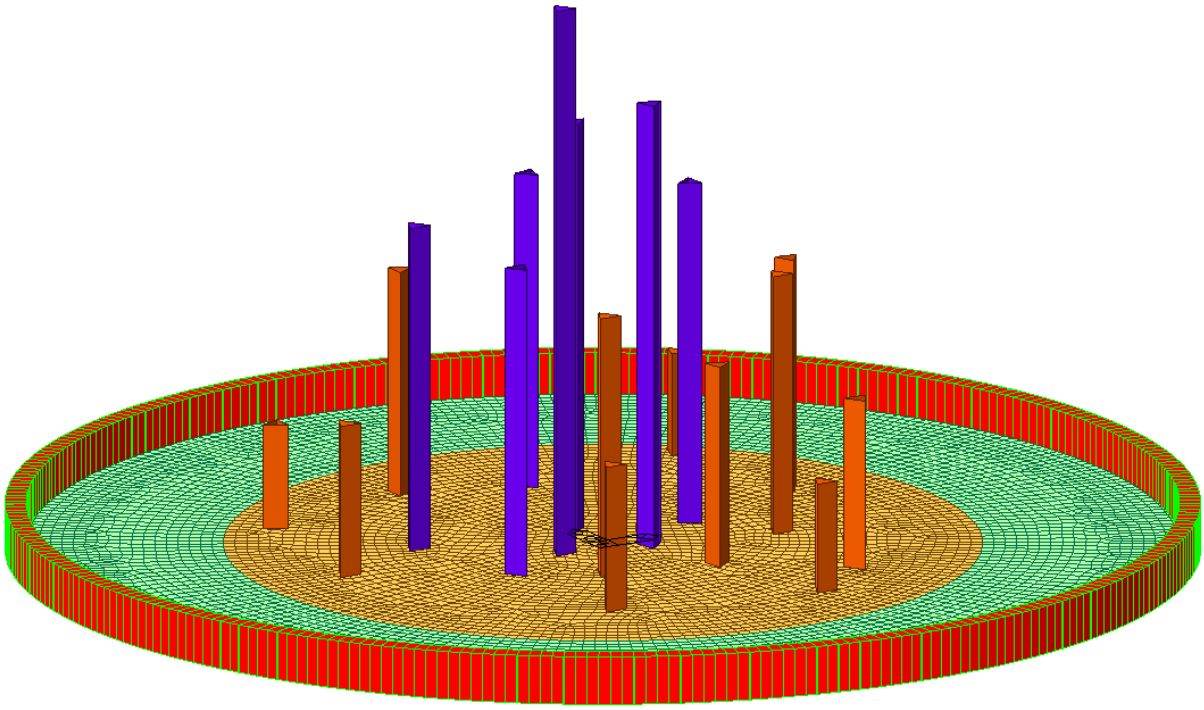


Fig 15.- *Modello globale con parete perimetrale modellata come beam*

Per la tipologia della struttura in esame è stata adottata un'analisi modale dinamica lineare con spettro di risposta.

6.2 MODELLI DI DETTAGLIO STELI

Per la verifica tensionale e di instabilità degli steli, sono stati predisposti dei modelli 3D di dettaglio relativi agli steli con lamiere di sp. 5mm (H_{max} =7m) e sp. 3mm (H_{max} = 4,6m). I modelli prevedono la discretizzazione delle lamiere mediante elementi tipo *plate shell* di spessore coerente con la geometria degli elementi strutturali considerati.

Il carico da vento è stato applicato mediante *pressure loads* direttamente agli elementi plate che discretizzano le superfici investite dal vento. Il peso proprio degli elementi strutturali è stato considerato mediante l'introduzione delle densità, proprie dei materiali costituenti i singoli elementi strutturali. Il carico da sisma non è stato introdotto nei modelli di dettaglio in quanto non dimensionanti rispetto al carico da vento.

A titolo d'esempio, si riportano le immagini dello stelo più alto (H=7m).

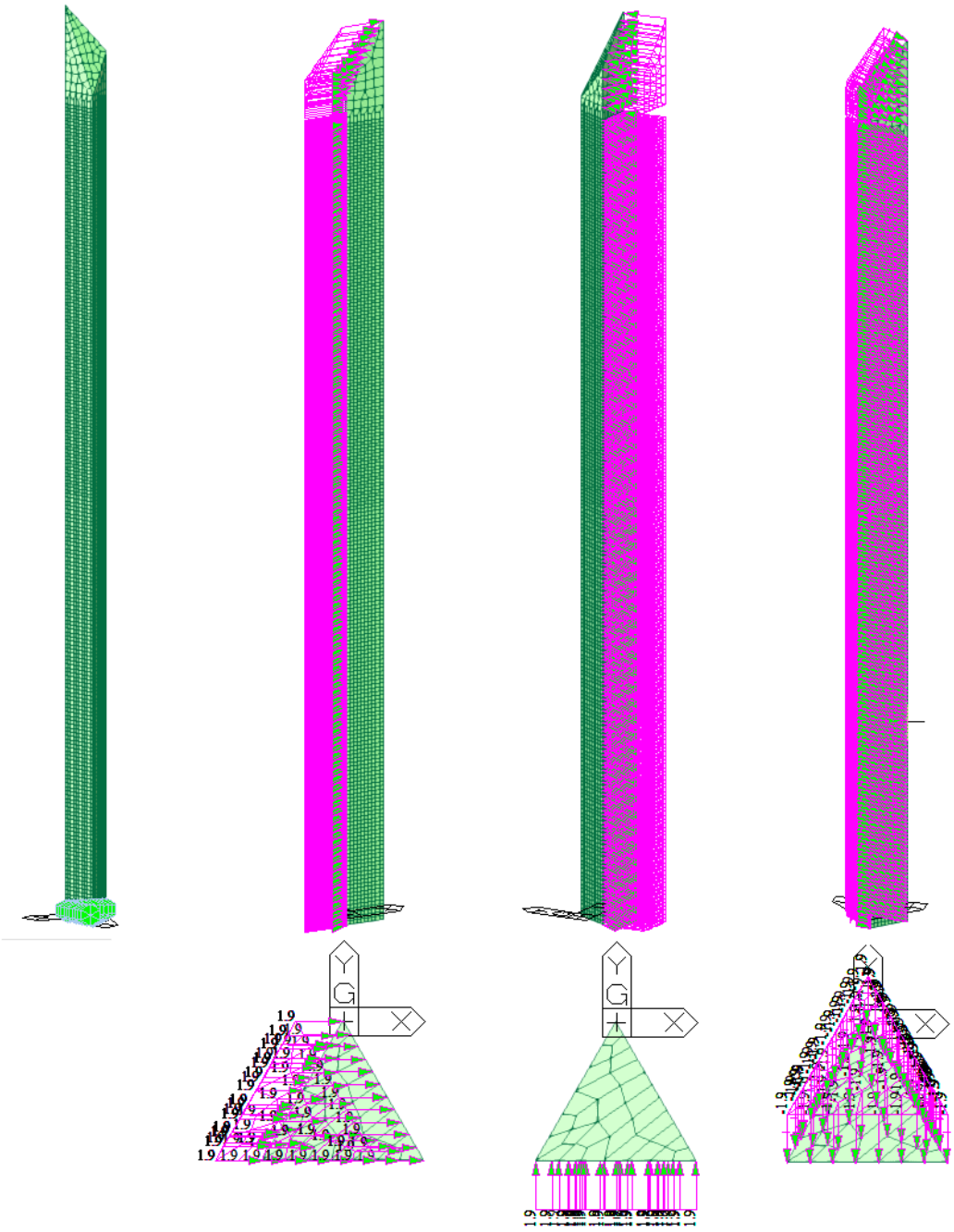


Fig 16.- *Vista 3D con vincoli alla base, carico da vento [kN/m²] in direzione +X,+Y e -Y*

Per la tipologia della struttura in esame è stata adottata un'analisi statica lineare. In conformità con le ipotesi di calcolo, per la tipologia dei vincoli utilizzati, la soluzione è in campo elastico lineare.

7 RISULTATI E VERIFICHE

7.1 SOLLECITAZIONI PRINCIPALI

Di seguito si riportano le sollecitazioni d'inviluppo globale SLU/SLV sugli elementi *beam*. Le sollecitazioni sono espresse in [kN,m].

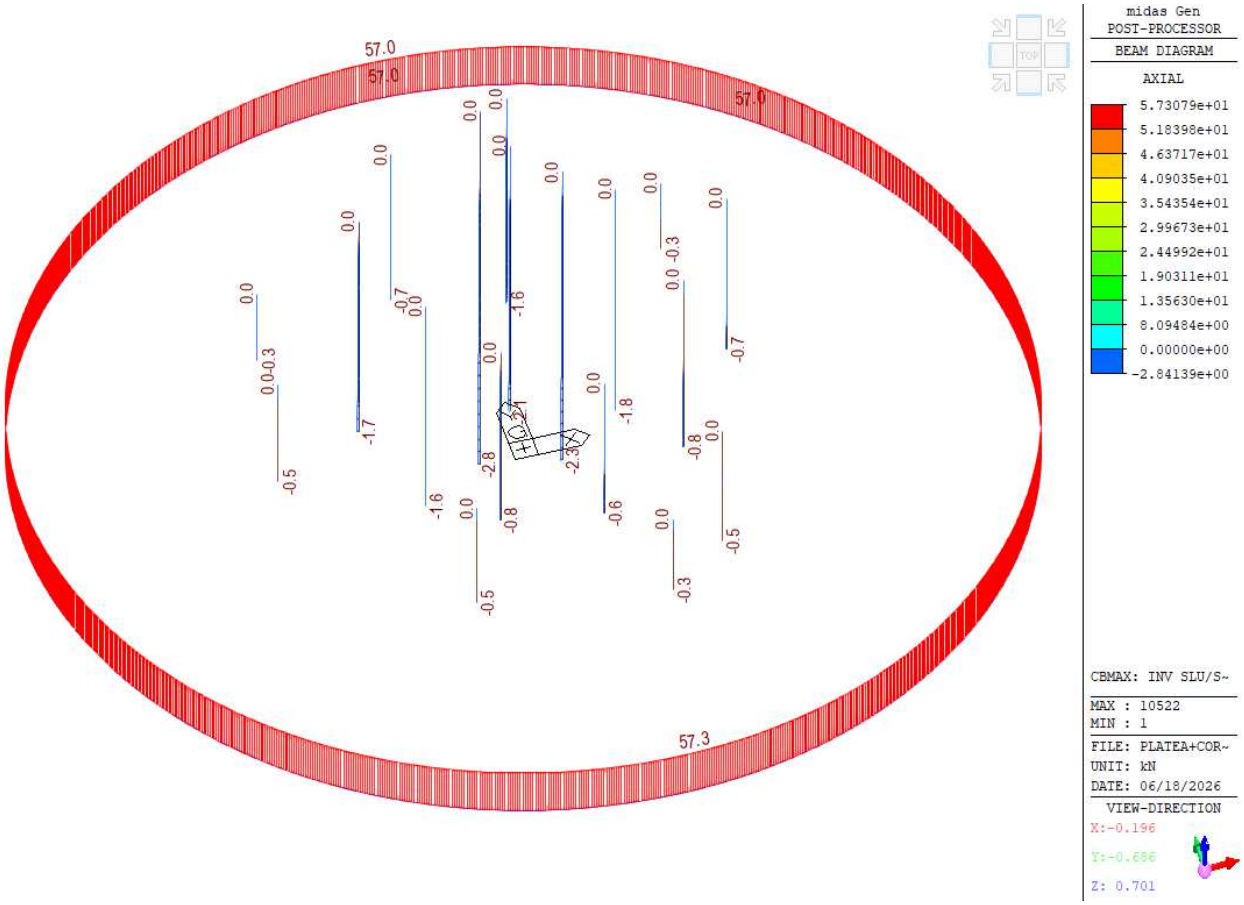


Fig 17.- *Inviluppo SLU/SLV: Azione assiale NSdmax [kN] – (Positive le trazioni)*

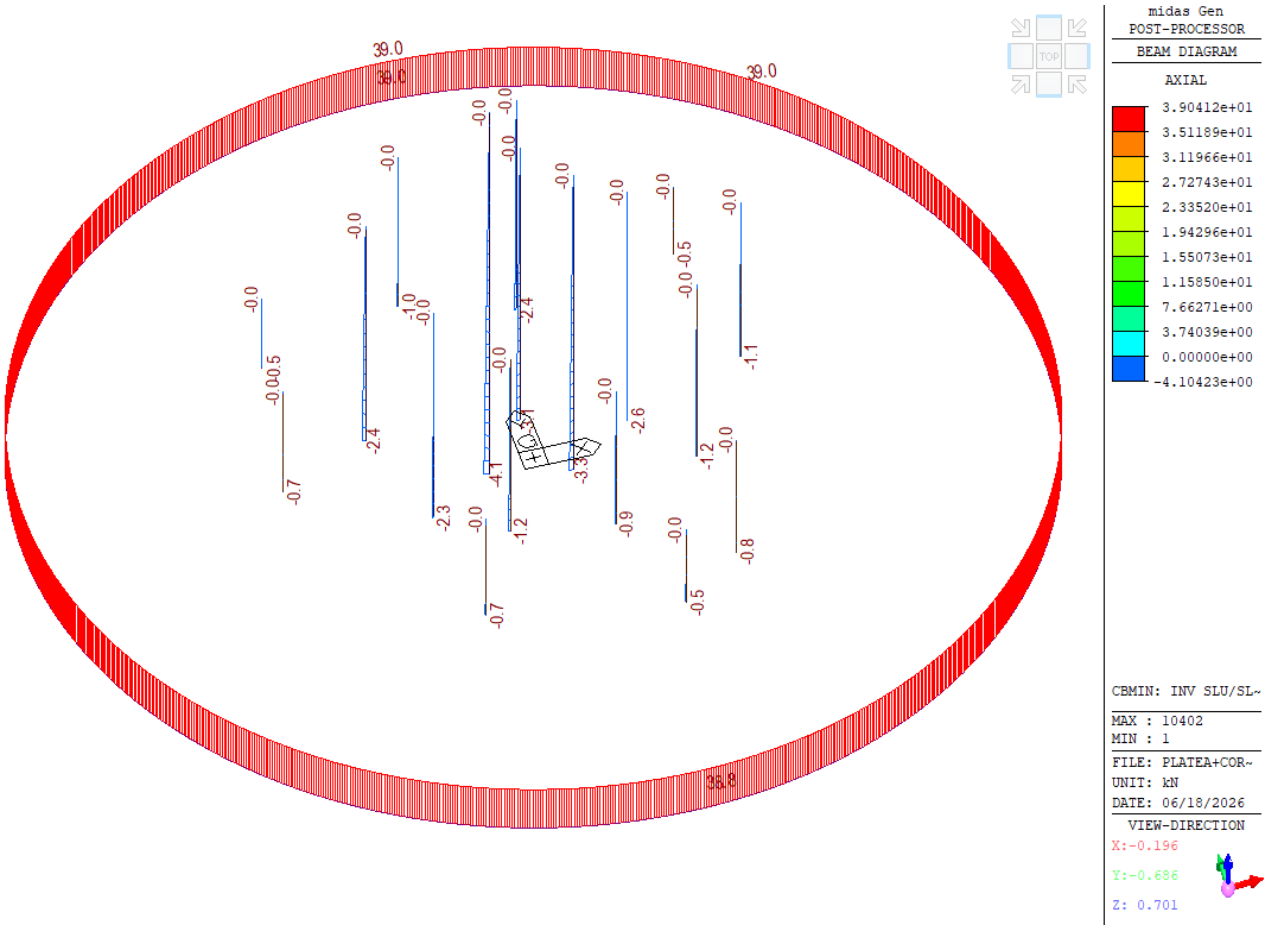


Fig 18.- *Inviluppo SLU/SLV: Azione assiale NSdmin [kN] – (Positive le trazioni)*

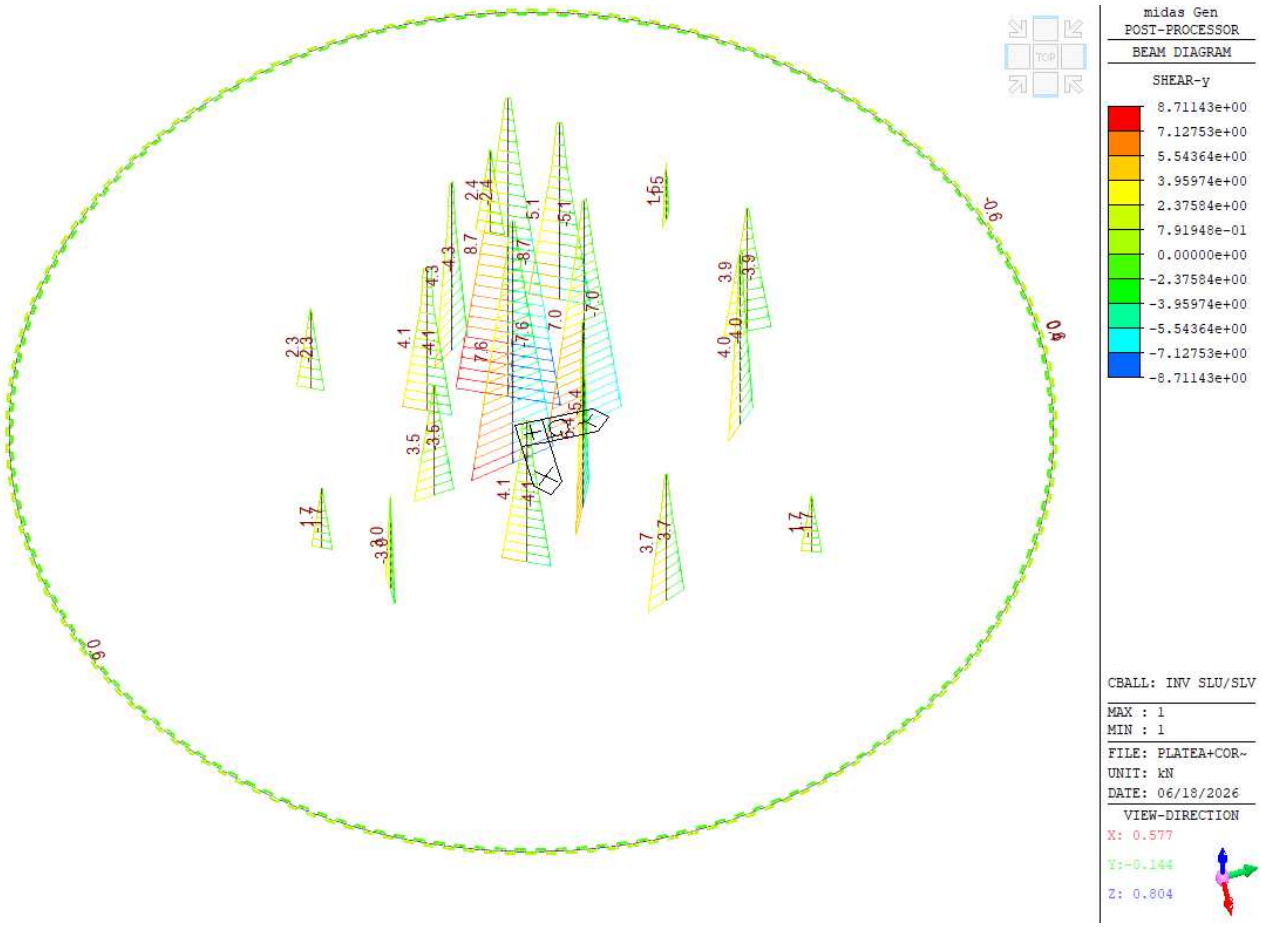


Fig 19.- *Inviluppo SLU/SLV: Taglio VSdy [kN]*

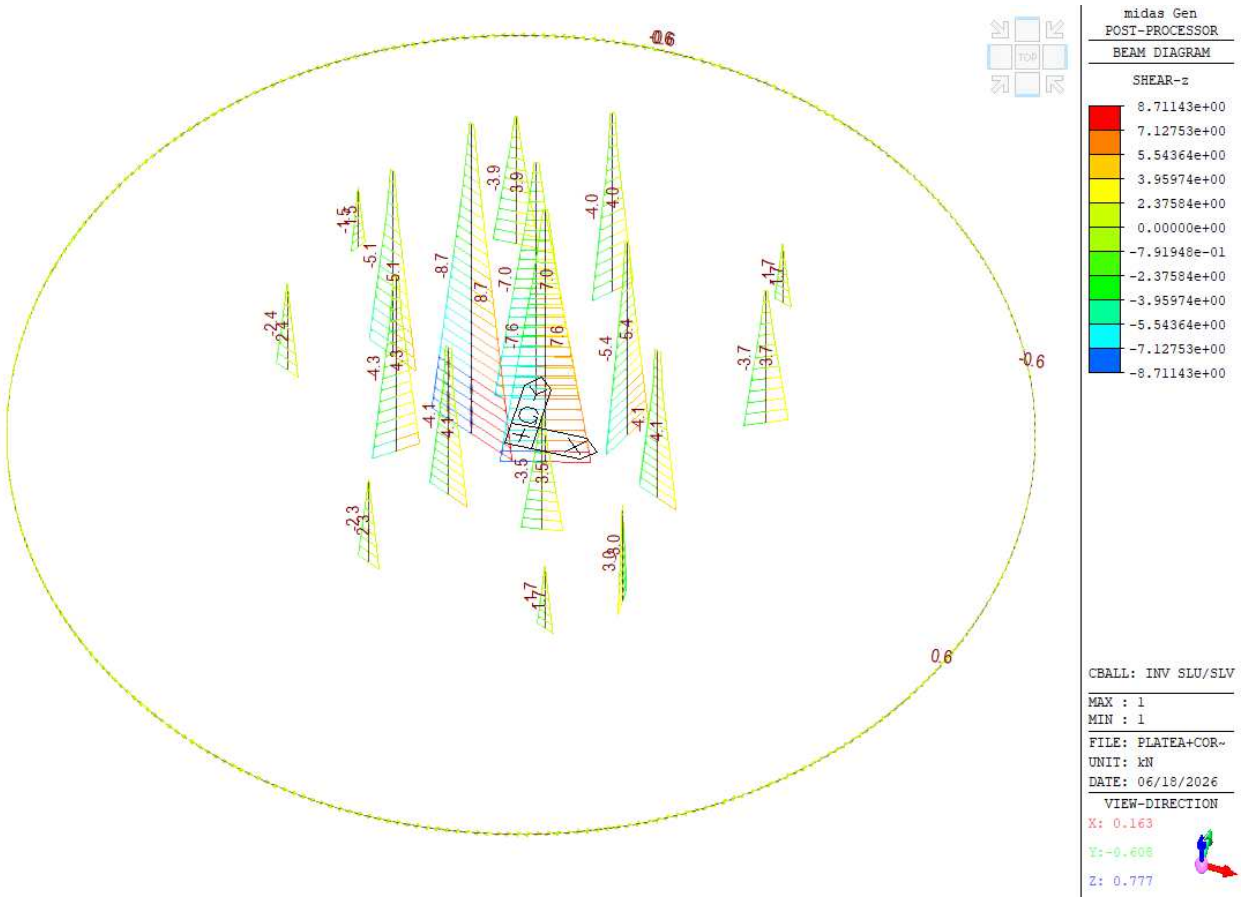


Fig 20.- *Inviluppo SLU/SLV: Taglio VSdz [kN]*

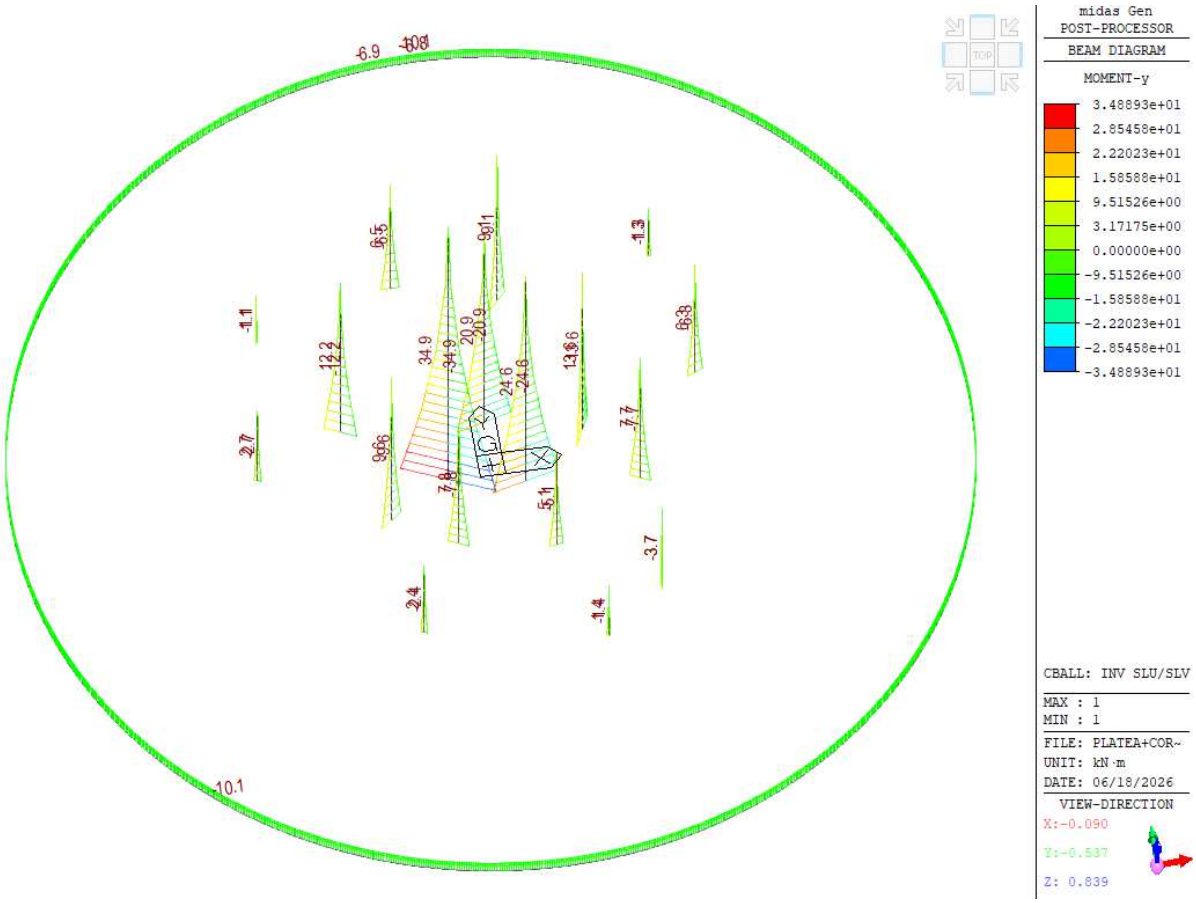


Fig 21.- *Inviluppo SLU/SLV: Momento MSdy [kNm]*

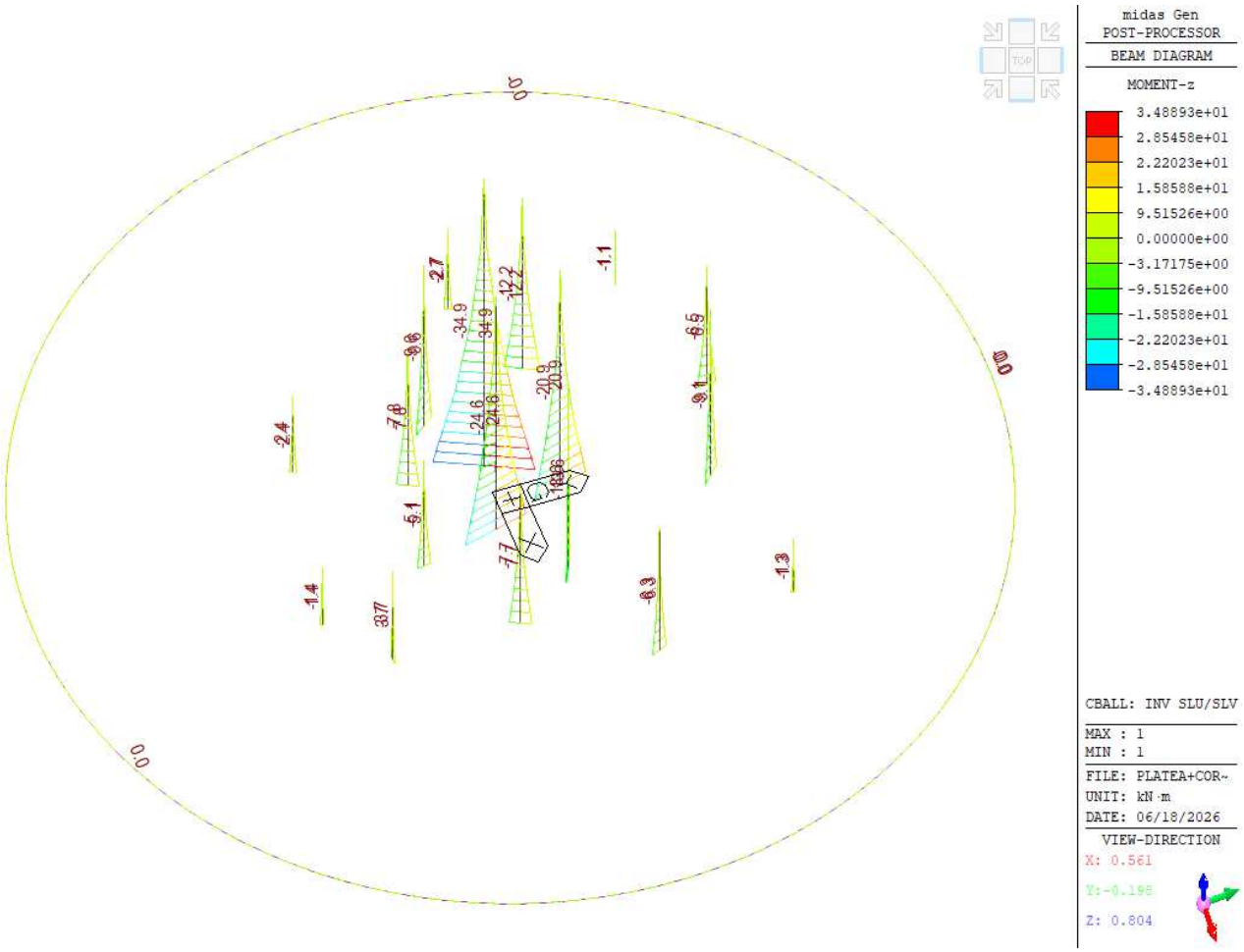


Fig 22.- *Inviluppo SLU/SLV: Momento MSdz [kNm]*

7.2 PRESSIONI SUL TERRENO

Si riportano ora le tensioni sul terreno massime nell' inviluppo SLU/SLV/SLE derivate dal modello e dall'analisi effettuata mediante il software MIDAS/Gen, descritto nel capitolo 6.1 della presente.

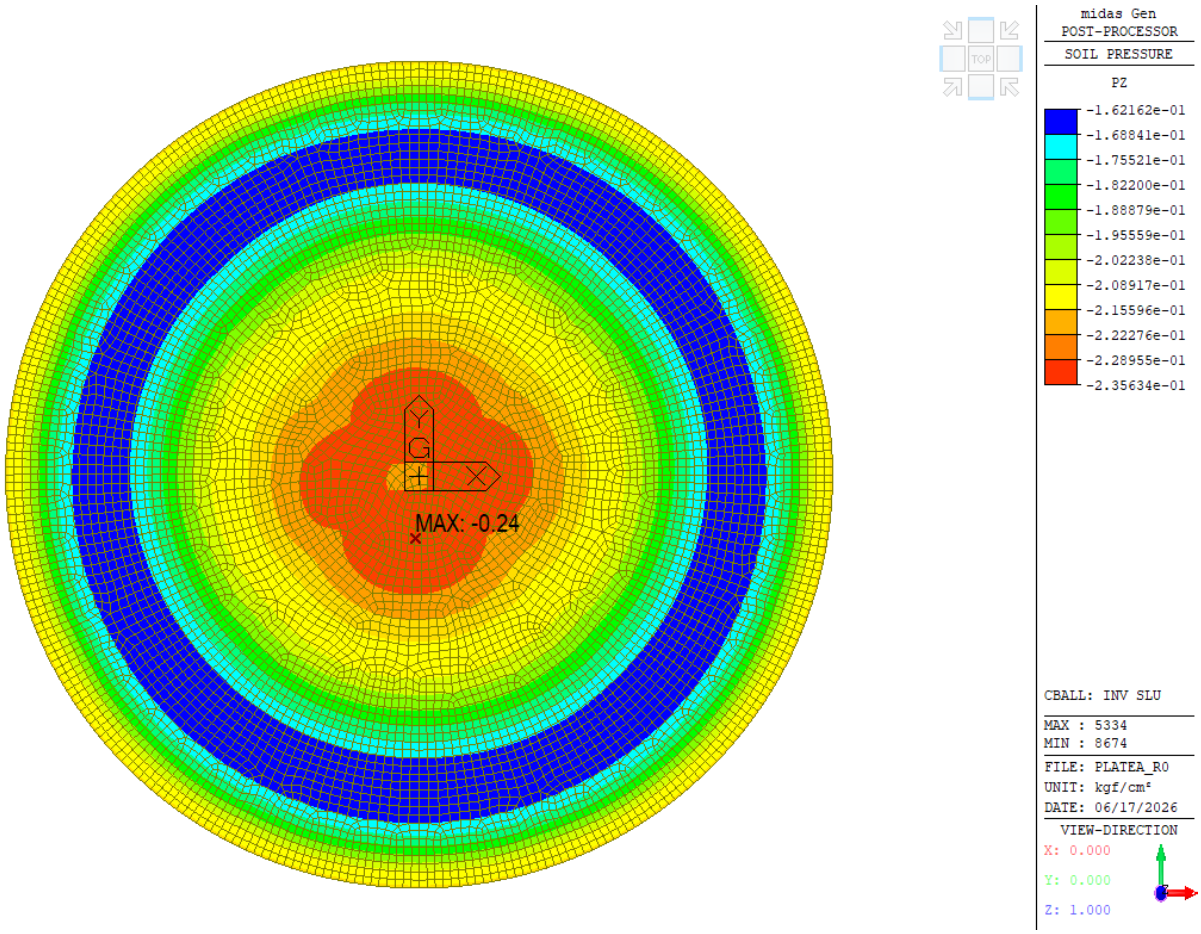


Fig 23.- *Tensioni massime d'inviluppo del terreno delle combinazioni SLU: σ_{max} = 0,24 kg/cm²;*

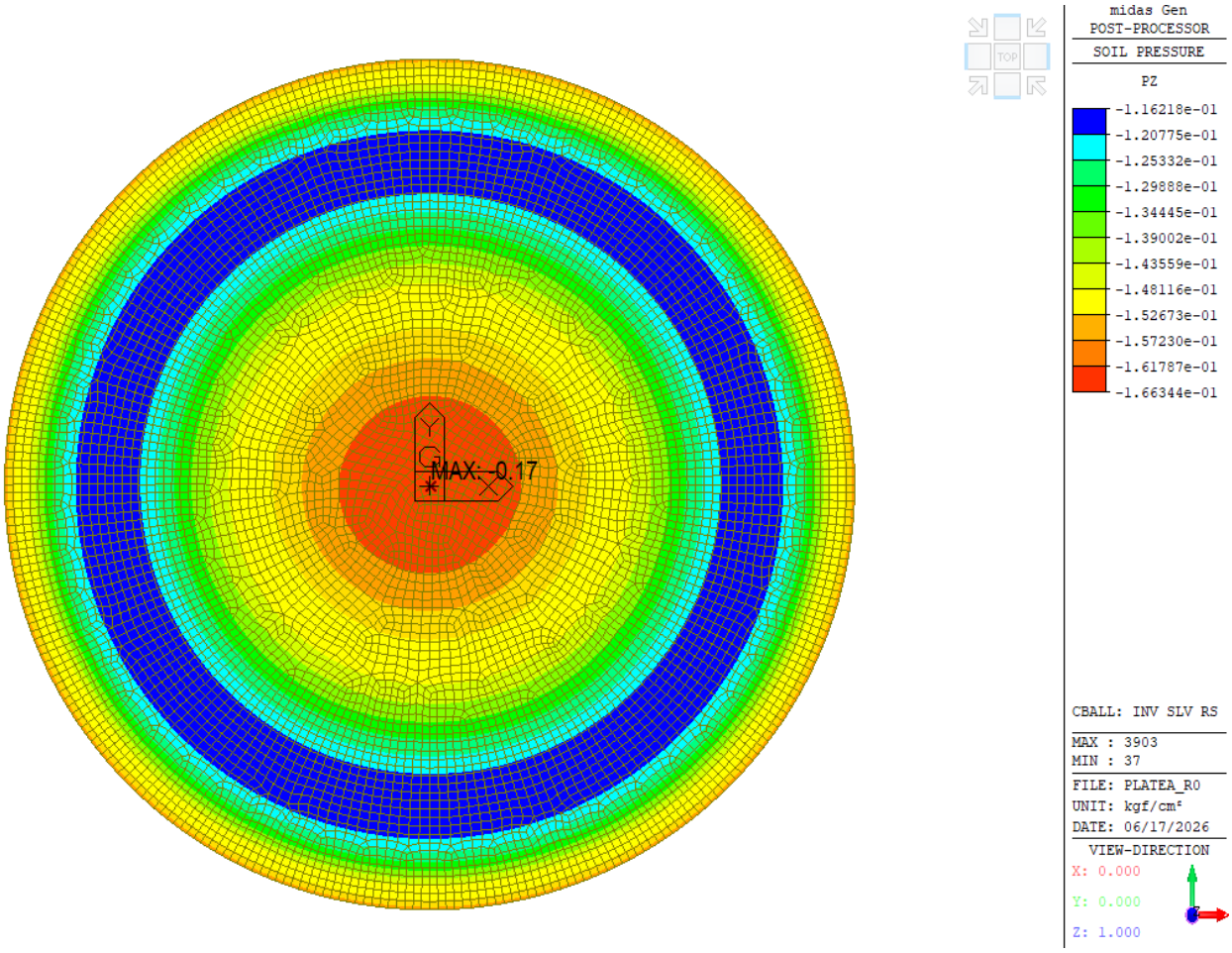


Fig 24.- *Tensioni massime d'inviluppo del terreno delle combinazioni SLV: σ_{max}= 0,17 kg/cm²;*

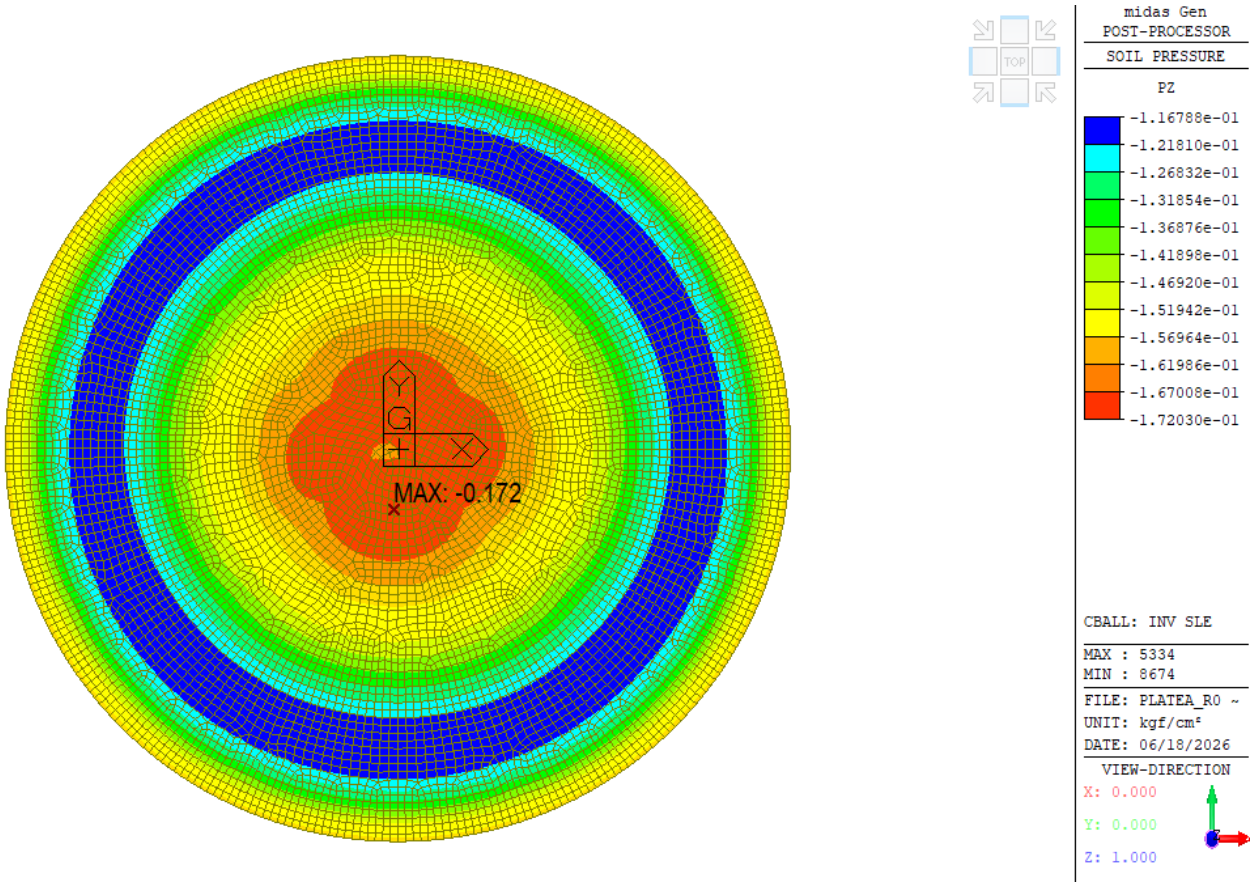


Fig 25.- *Tensioni massime d'inviluppo del terreno delle combinazioni SLE: σ_{max}= 0,172 kg/cm²;*

Come si nota la tensione massima del terreno risulta essere quella in condizione SLU ed è pari a σ_{max} = 0,24 kg/cm².

Tutte le tensioni massime ottenute sono inferiori alla capacità portante del terreno indicata nel §3.5 della presente, ovvero $\sigma_{max} < \sigma_{Rd}$= 3,67 kg/cm².

La prestazione richiesta del rilevato ai sensi della CNR B.U. n° 146 dev'essere:

- $\Delta p = \Delta p' \geq 0{,}15$MPa;
- $0{,}9 \leq M_D / M'_D \leq 1{,}0$;

7.3 VERIFICA PLATEA

La platea sarà realizzata con uno spessore pari a 40cm nella zona centrale dove verranno installati gli steli, mentre sulla restante area lo spessore previsto è di 20cm. Le armature in B450C consistono in una maglia Φ12/20x20 superiore ed inferiore. Il calcestruzzo utilizzato è di classe C32/40.

L'armatura diffusa in fondazione permette di avere i seguenti momenti resistenti su una larghezza di 100cm (Software VCASlu ver. 7.7 del Prof. Piero Gelfi):

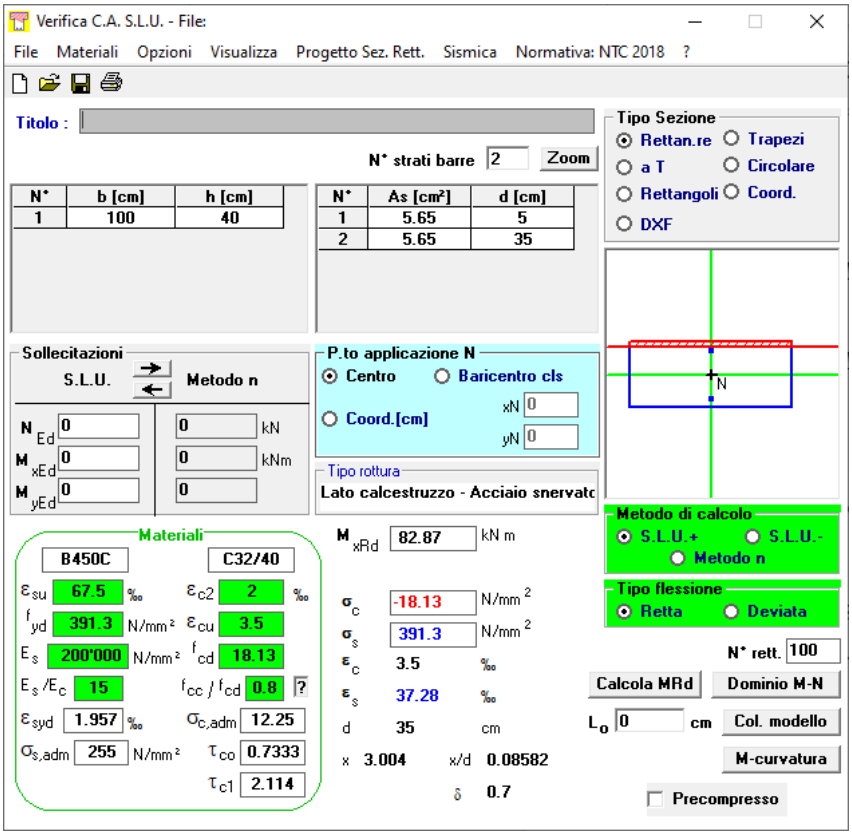


Fig 26.- *PLATEA Sp. 40cm: Momento resistente sezione con armatura diffusa 12/20 sup. e inf.*

Il momento resistente per la sezione 100x40H risulta essere: MRd = 82,87kNm/m.

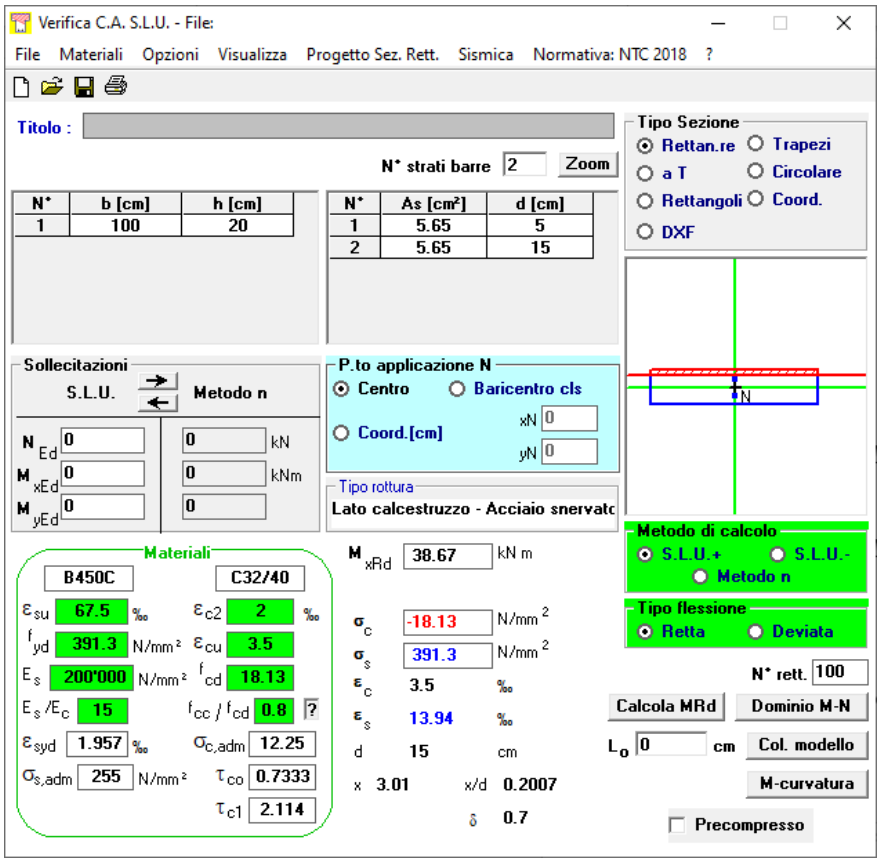


Fig 27.- *PLATEA Sp. 20cm: Momento resistente sezione con armatura diffusa 12/20 sup. e inf.*

Il momento resistente per la sezione 100x20H risulta essere: MRd = 38,67kNm/m.

7.3.1 ZONA SPESSORE 40cm

Di seguito verranno proposte le immagini di output del modello MIDAS/Gen relative agli inviluppi delle sollecitazioni SLU/SLV massime flessionali della fondazione [kN,m], attorno all'asse globale X e Y (assi indicati in figura).

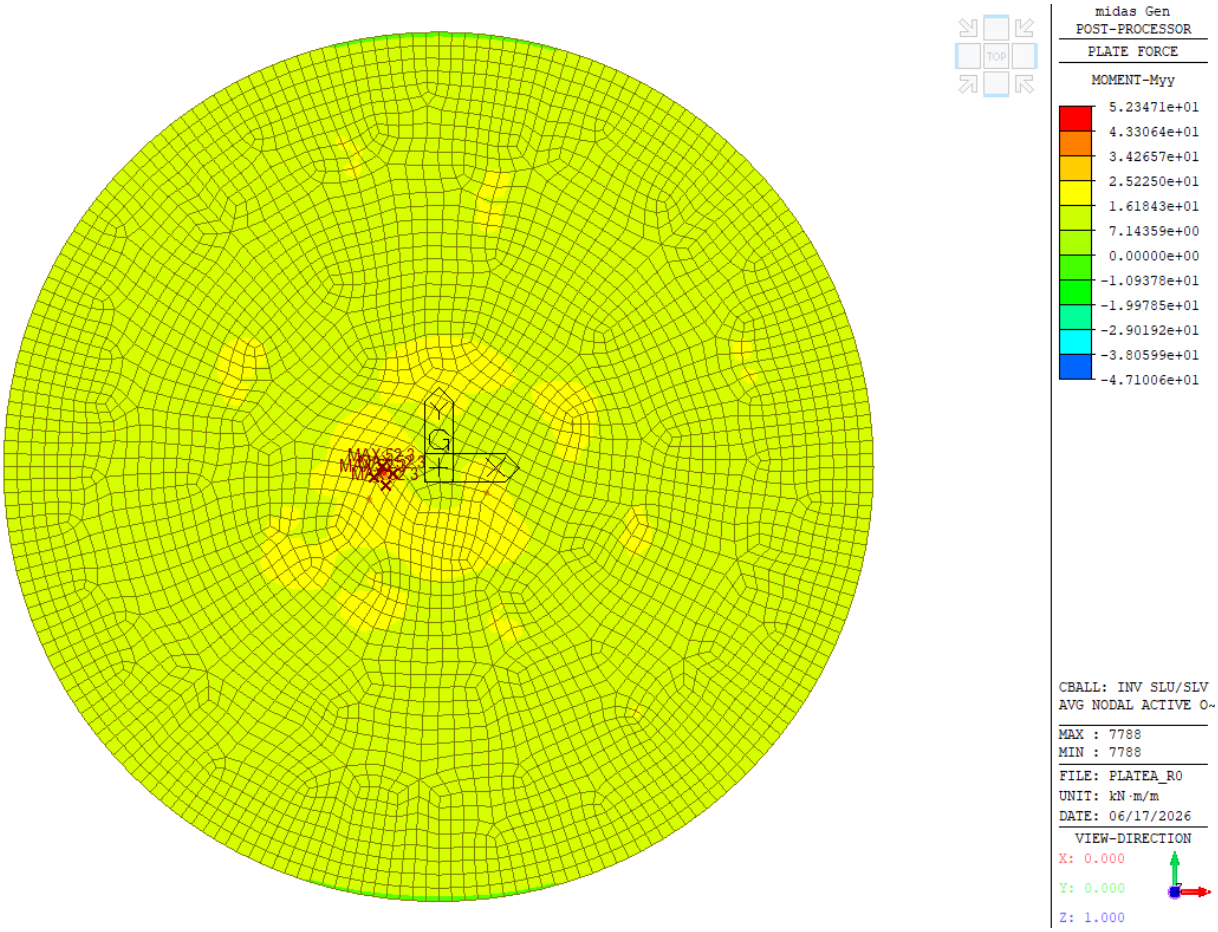


Fig 28.- *Inviluppo SLV/SLU momento sollecitante attorno a X Globale: MSd_{max} = 53kNm/m*

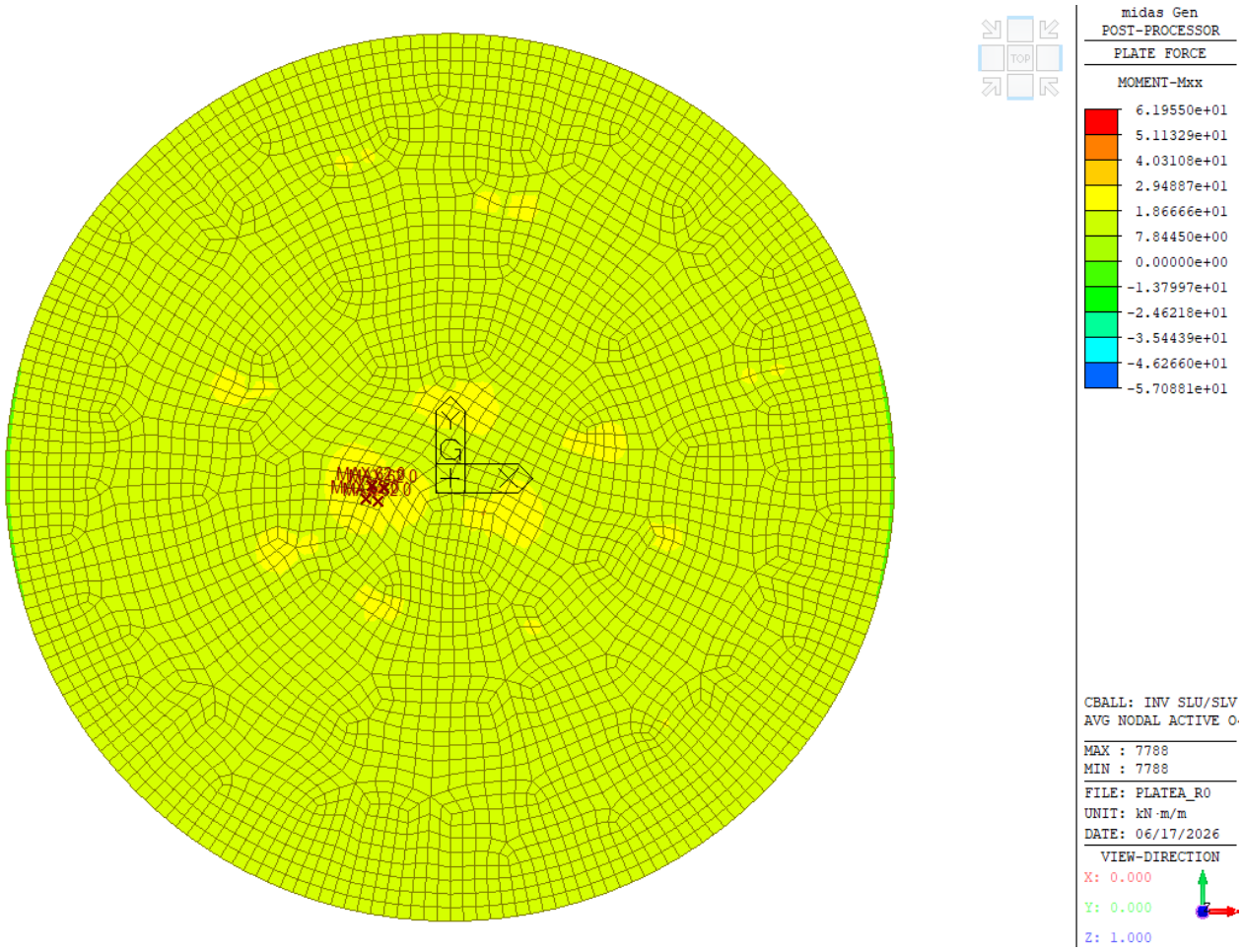


Fig 29.- *Inviluppo SLV/SLU momento sollecitante attorno a Y Globale: MSd_{max} = 62kNm/m*

Come si nota dalle immagini la verifica flessionale della platea con spessore 40cm si ritiene soddisfatta in quanto MRd > MSd in ambo le direzioni.

7.3.2 ZONA SPESSORE 20cm

Di seguito verranno proposte le immagini di output del modello MIDAS/Gen relative agli inviluppi delle sollecitazioni SLU/SLV massime flessionali della fondazione [kN,m], attorno all'asse globale X e Y (assi indicati in figura).

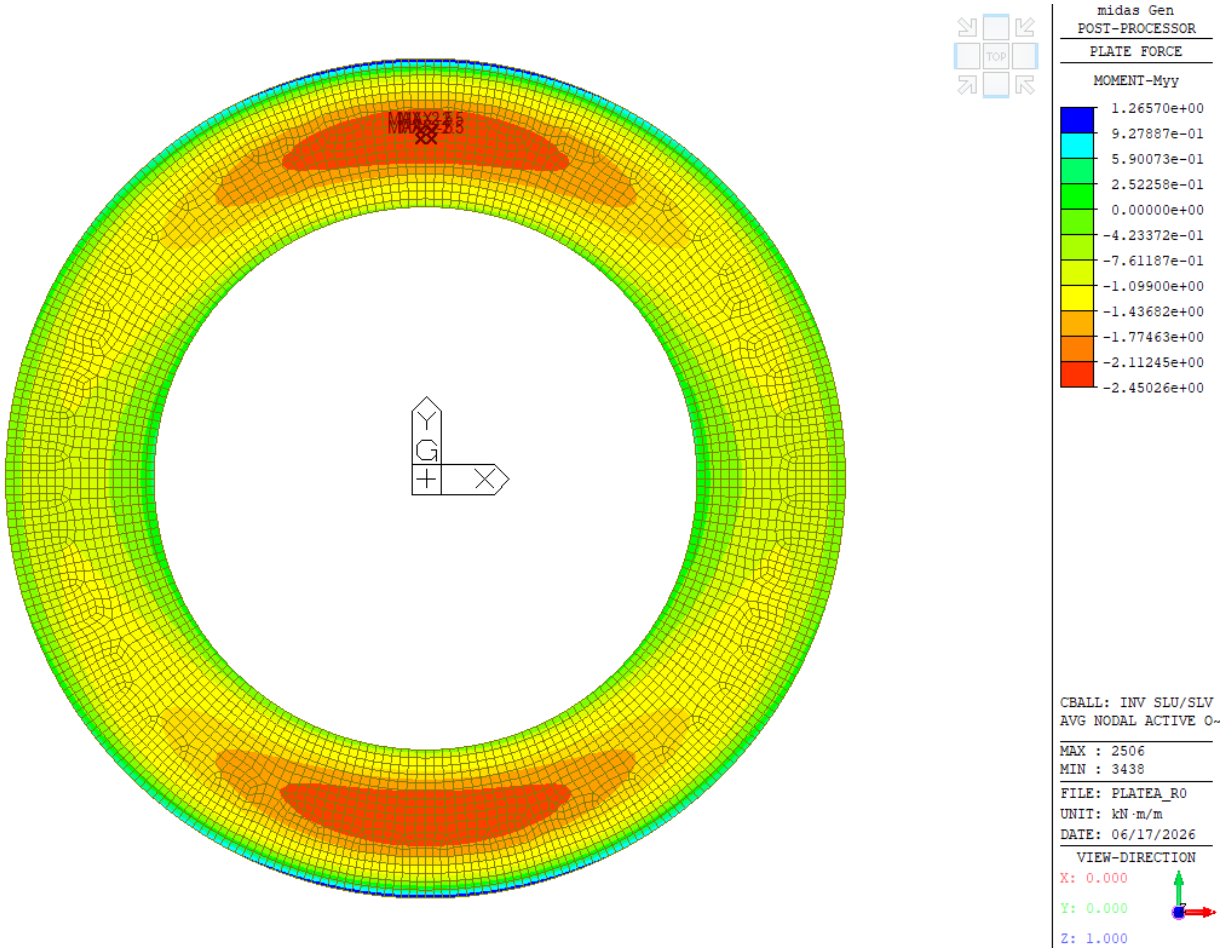


Fig 30.- *Inviluppo SLV/SLU momento sollecitante attorno a X Globale: MSd_{max} = 2,5kNm/m*

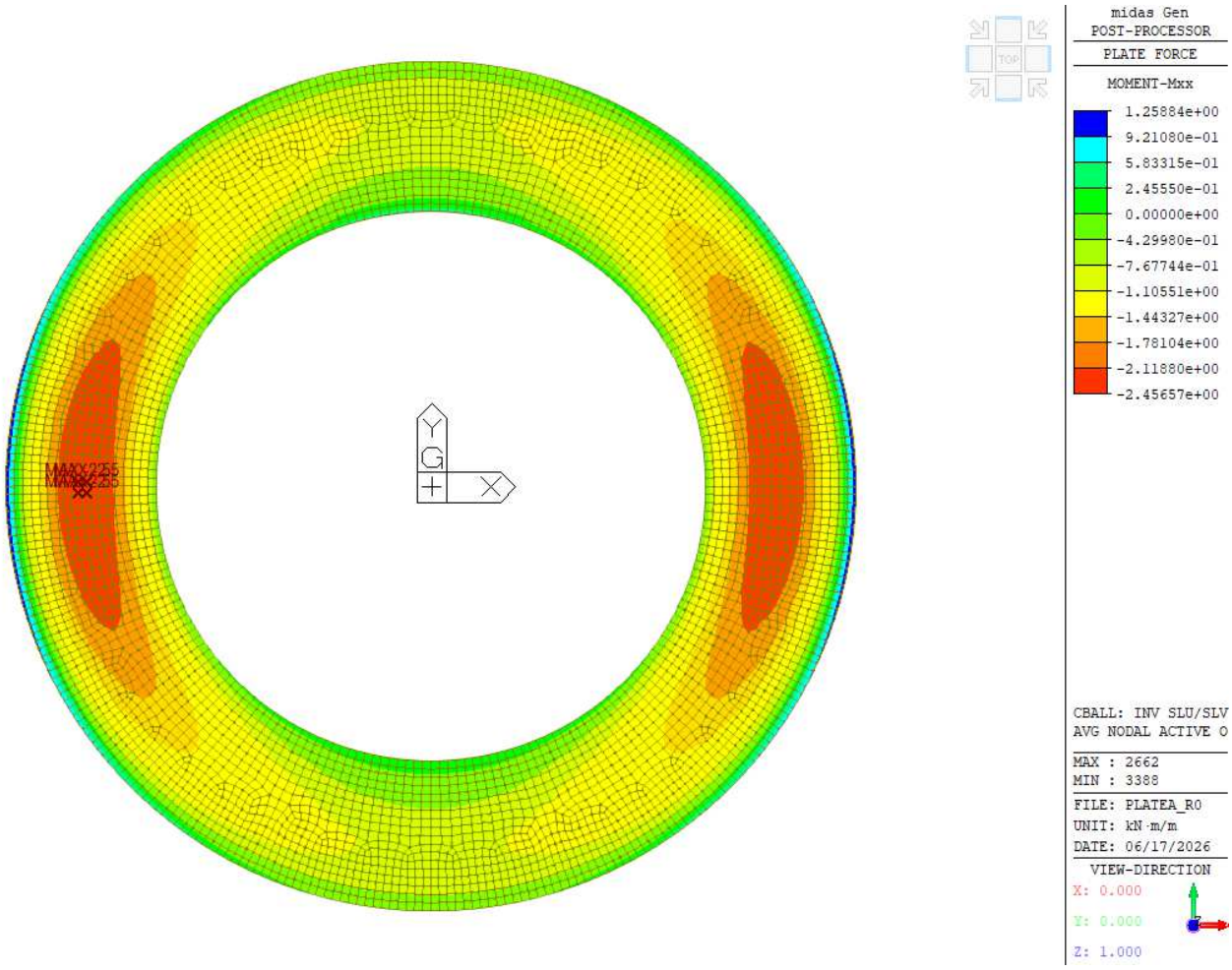


Fig 31.- *Inviluppo SLV/SLU momento sollecitante attorno a Y Globale: MSd_{max} = 2,5kNm/m*

Come si nota dalle immagini la verifica flessionale della platea con spessore 20cm si ritiene soddisfatta in quanto MRd > MSd in ambo le direzioni.

7.4 VERIFICA PARETE PERIMETRALE

La parete perimetrale prevede una sezione 30x70Hcm (comprensiva della porzione di platea con sp. 20cm) e verrà armata con Ø12/20 disposti sulle due facce.

Di seguito si riporta le verifica a tenso-flessione della parete. Per le sollecitazioni si veda il §7.1 della presente.

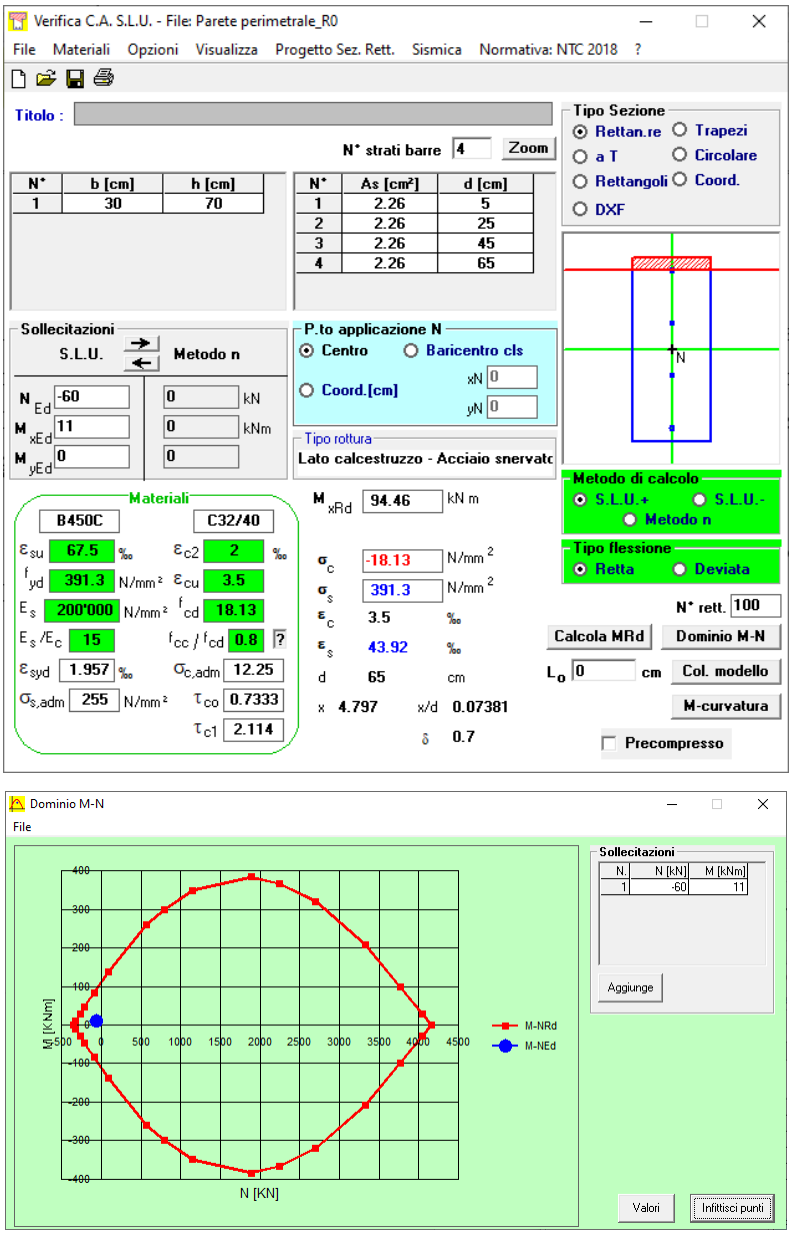


Fig 32.- *Verifica a tenso-flessione cordolo e dominio M-N*

Come si nota la verifica è soddisfatta.

7.5 VERIFICA STELI

Seguono ora le verifiche di deformazione in combinazione SLE RARA, le verifiche tensionali sugli steli più alti per ogni tipologia e la verifica ad instabilità (buckling).
Per la verifica tensionale, secondo quanto riportato nelle NTC2018 al § 4.2.4.1.1 e §4.2.4.1.2, la resistenza di progetto R_d si pone nella forma:

$R_d = \frac{R_k}{\gamma_M}$ dove:

R_k è il valore caratteristico della resistenza (trazione, compressione, flessione, taglio e torsione), determinata dai valori caratteristici delle resistenze dei materiali f_{yk} e dalle caratteristiche geometriche degli elementi strutturali, dipendenti dalla classe della sezione.

γ_M è il fattore parziale di sicurezza relativo al modello di resistenza adottato.

La verifica tensionale in campo elastico verrà eseguita con riferimento al seguente criterio:

$$\sigma_{x,Ed}^2 + \sigma_{z,Ed}^2 - \sigma_{z,Ed}\sigma_{x,Ed} + 3\tau_{Ed}^2 \leq (\frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}})^2$$

La tensione di progetto limite adottata nella verifica tensionale secondo Von Mises sopra riportata, per la tipologia di acciaio utilizzato, sarà quindi la seguente:

Acciaio INOX AISI 316L: $f_{sd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{200MPa}{1{,}05}$ = **190,4** MPa per $s \leq 40mm$;

Tale valore verrà utilizzato come limite per le tensioni agenti sugli steli.
La verifica di instabilità verrà eseguita in combinazione SLU considerando il peso proprio costante (fattore di amplificazione 1,3), ed il carico da vento variabile (fattore di amplificazione 1,5). Le condizioni di carico assunte sono di vento in direzione +X, +Y e -Y, come di seguito riportati:

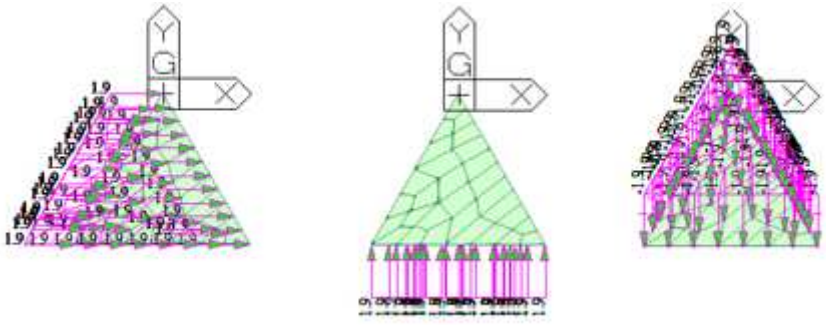


Fig 33.- *Condizioni di carico da vento considerate*

Per l'instabilità locale, alla luce di quanto riportato in letteratura, si raccomanda che il moltiplicatore di carico critico sia superiore a 3. Tale limite è stato adottato per la verifica di instabilità degli steli.

7.5.1 STELI CON LAMIERE sp. 5mm - Hmax = 7m

Di seguito si riportano le deformate massime in [mm] per le combinazioni SLE RARA. In grigio è riportata l'indeformata:

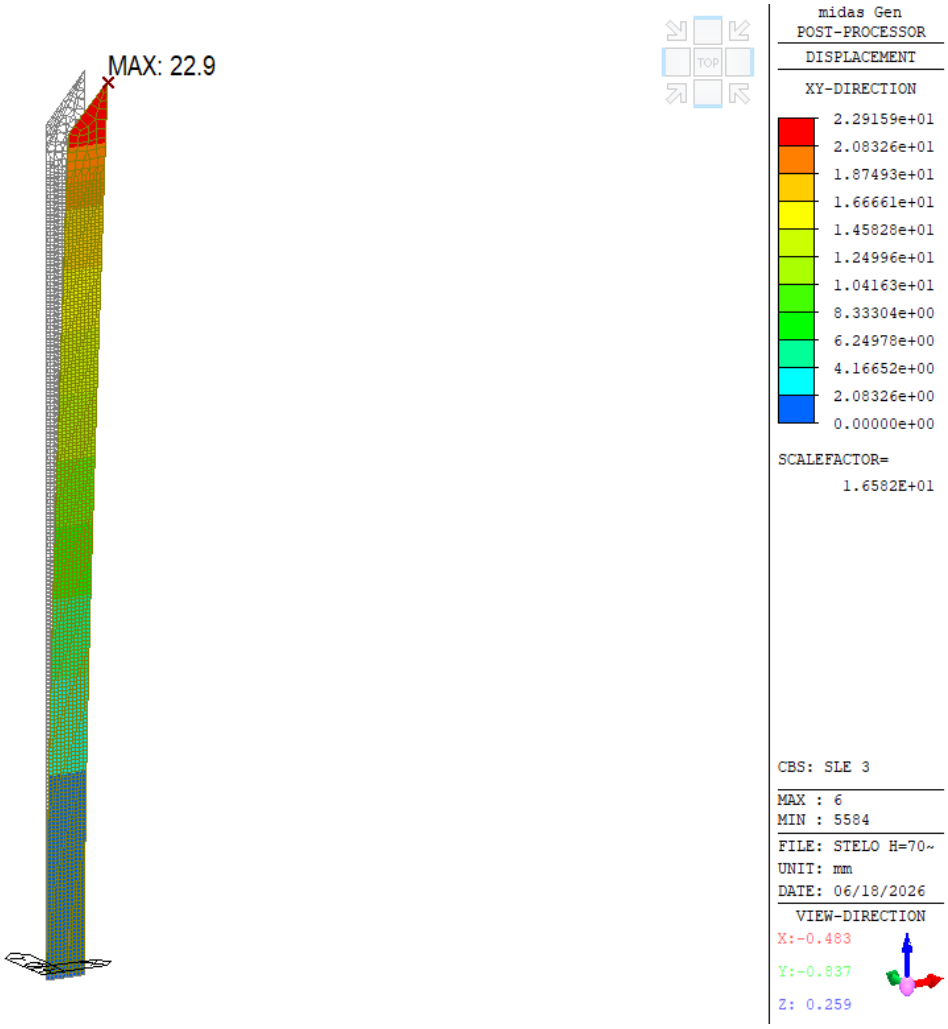


Fig 34.- Deformazione XY: Inviluppo SLE RARA

Come si nota, la deformazione massima SLE rara è pari a: f_{rara}= 22,92mm. Considerando uno schema a mensola, di altezza H=7m, incastrata alla base si avrà f_{rara} = 2H / 610.

Di seguito si riportano gli stati tensionali massimi d'inviluppo SLU/SLV, secondo Von Mises, agenti sulle lamiere degli steli, sia nella vista globale della struttura che di dettaglio:

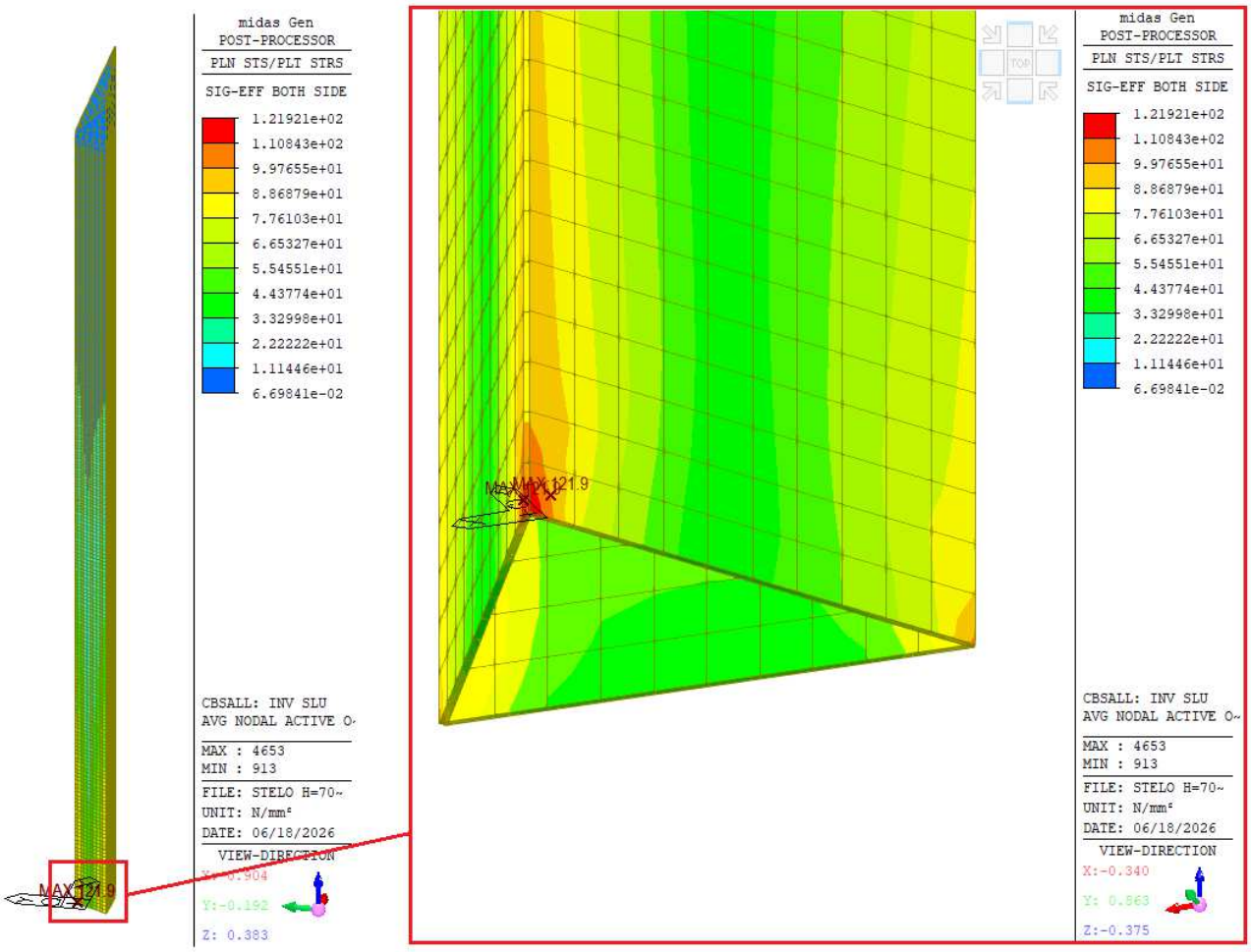


Fig 35.- *Inviluppo tensioni massime SLU/SLV, Von Mises - σ_{max} =122MPa*

Come si può notare la tensione massima è localizzata alla base dello stelo e risulta essere inferiore alla tensione limite f_{sd} = 190,4 MPa. La verifica tensionale si ritiene pertanto soddisfatta.

Seguono le verifiche per instabilità (buckling) eseguite dal software Midas/GEN.

7.5.1.1 DIREZIONE X

Di seguito si riporta la tabella dei primi 5 modi ottenuti dall'analisi di buckling e la deformata relativa al primo modo:

BUCKLING ANALYSIS							
	Mode	Eigenvalue	Tolerance				
	1	5.583605	3.3449e-35				
	2	5.723109	1.8090e-33				
	3	6.519924	1.5224e-24				
	4	6.675907	3.5974e-23				
	5	7.399091	9.9828e-17				

Fig 36.- *Primi 5 modi d'instabilità*

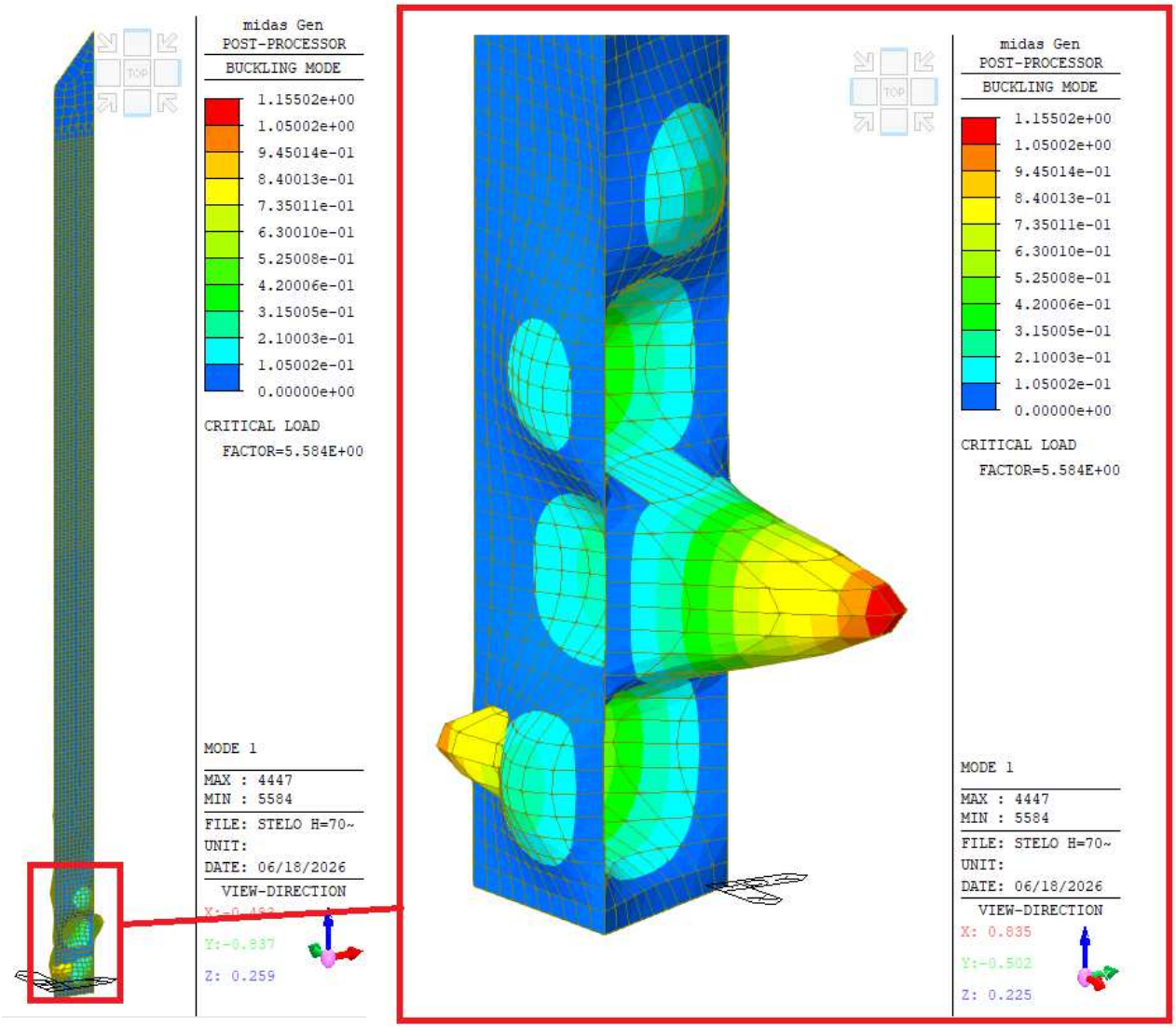


Fig 37.- *Deformata del primo modo d'instabilità*

Come si nota l'instabilità si manifesta alla base dello stelo. Il moltiplicatore critico minimo risulta essere pari a 5,58 > 3. La verifica si ritiene soddisfatta.

7.5.1.2 DIREZIONE Y

Di seguito si riporta la tabella dei primi 5 modi ottenuti dall'analisi di buckling e la deformata relativa al primo modo:

BUCKLING ANALYSIS							
	Mode	Eigenvalue	Tolerance				
	1	6.597297	9.4071e-29				
	2	6.735639	2.3674e-28				
	3	7.650944	2.6772e-20				
	4	7.804585	6.1375e-19				
	5	8.628367	2.0825e-11				
BUCKLING VECTOR							

Fig 38.- *Primi 5 modi d'instabilità*

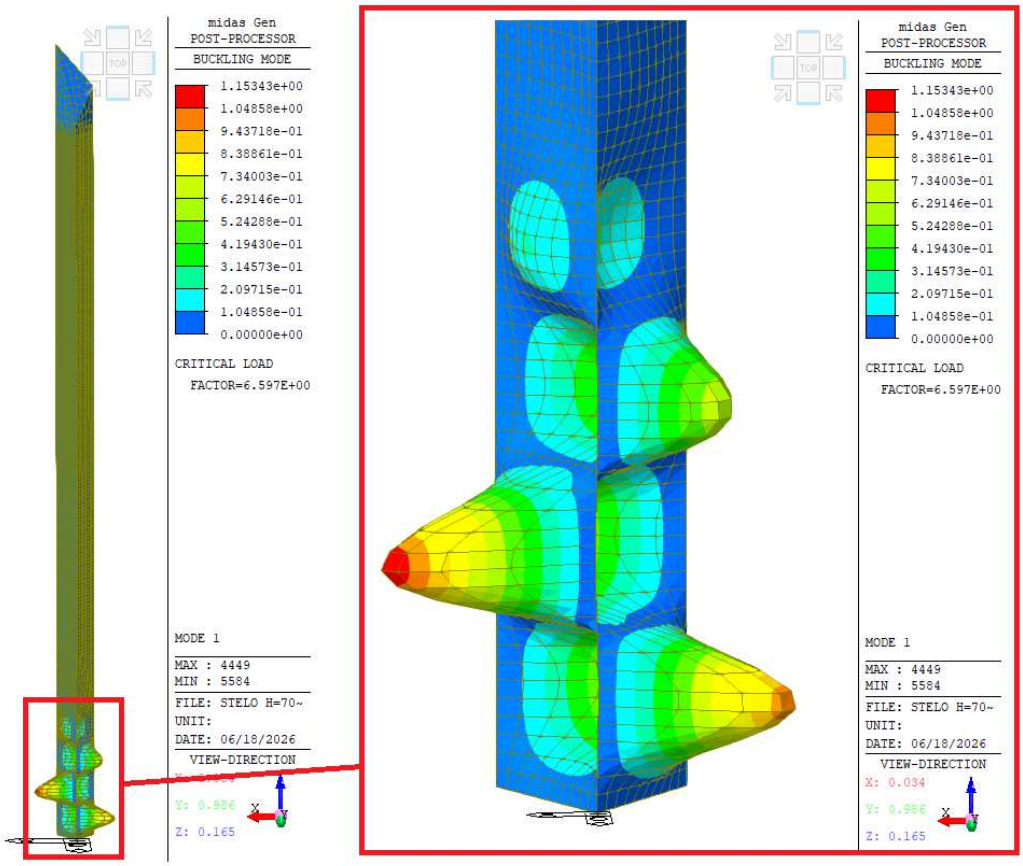


Fig 39.- *Deformata del primo modo d'instabilità*

Come si nota l'instabilità si manifesta alla base dello stelo. Il moltiplicatore critico minimo risulta essere pari a 6,6 > 3. La verifica si ritiene soddisfatta.

7.5.1.3 DIREZIONE -Y

Di seguito si riporta la tabella dei primi 5 modi ottenuti dall'analisi di buckling e la deformata relativa al primo modo:

BUCKLING ANALYSIS						
Mode	Eigenvalue	Tolerance				
1	4.956115	1.4910e-38				
2	5.090563	1.0193e-36				
3	5.804909	1.1463e-26				
4	5.956072	7.7661e-26				
5	6.608067	8.9151e-19				
BUCKLING VECTOR						

Fig 40.- *Primi 5 modi d'instabilità*

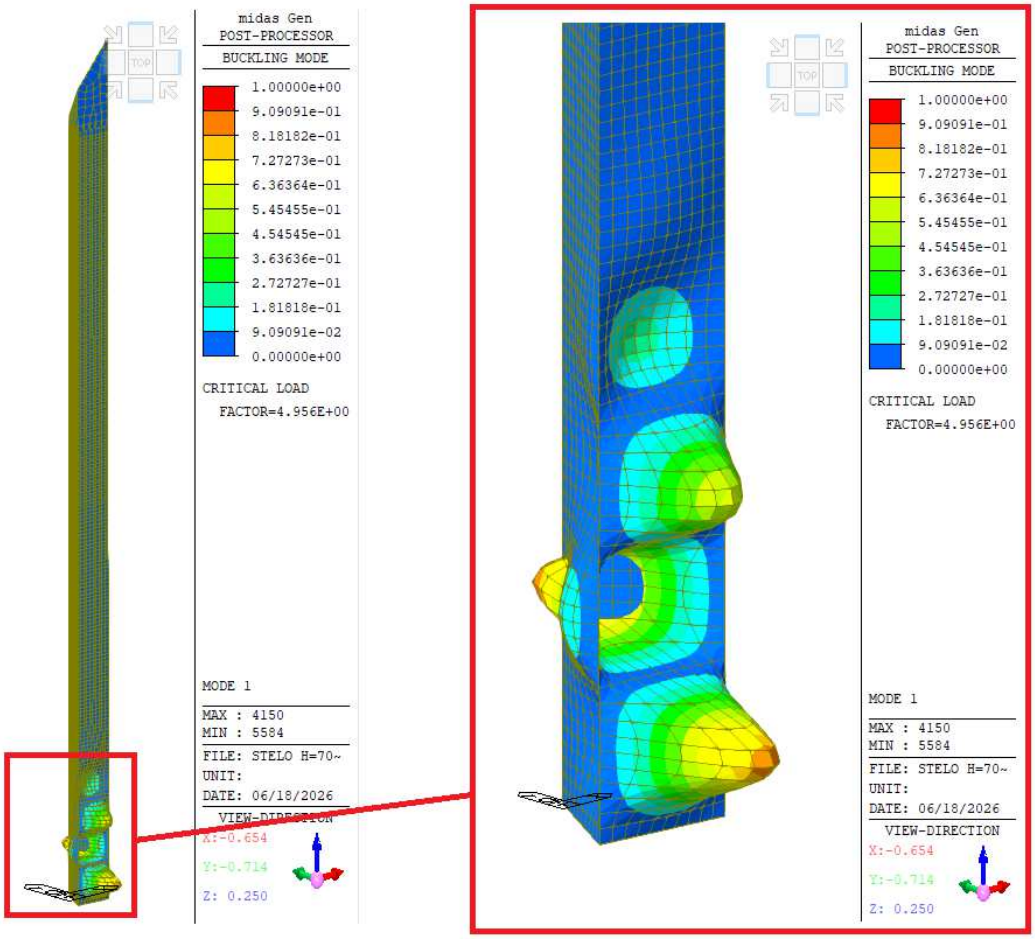


Fig 41.- *Deformata del primo modo d'instabilità*

Come si nota l'instabilità si manifesta alla base dello stelo. Il moltiplicatore critico minimo risulta essere pari a 4,95 > 3. La verifica si ritiene soddisfatta.

7.5.2 STELI CON LAMIERE sp. 3mm - Hmax = 4,6m

Di seguito si riportano le deformate massime in [mm] per le combinazioni SLE RARA. In grigio è riportata l'indeformata:

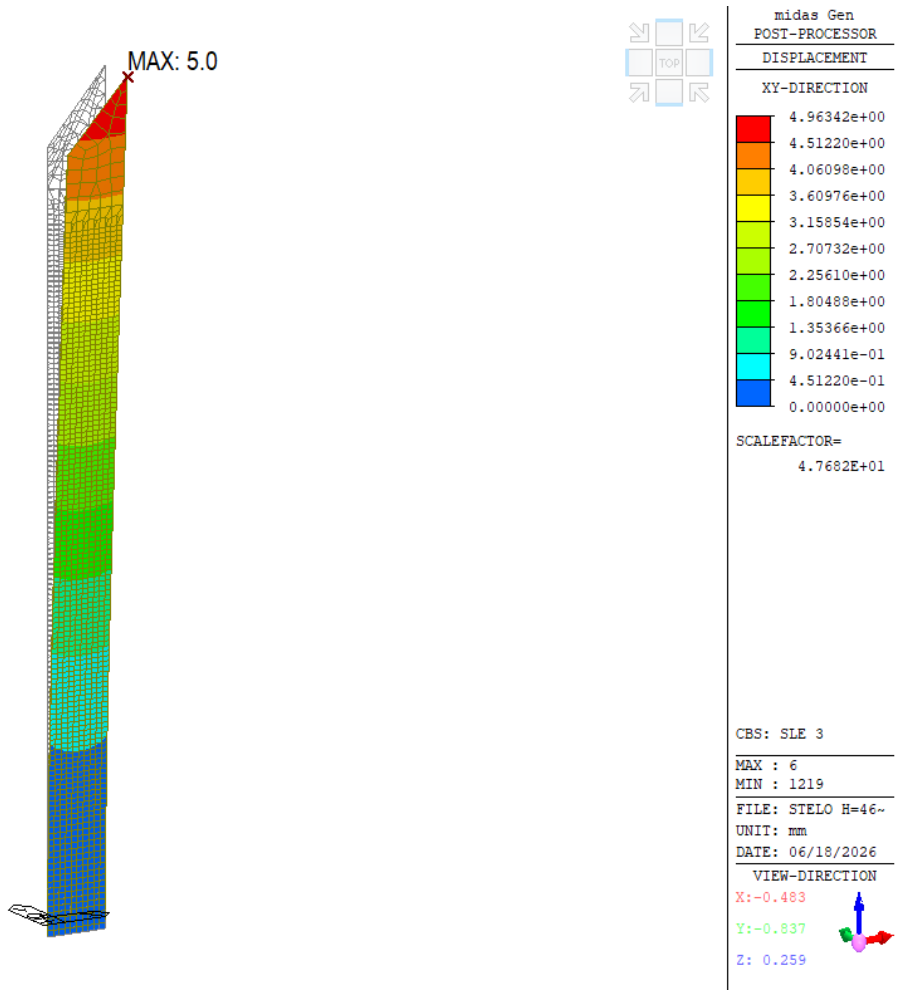


Fig 42.- Deformazione XY: Inviluppo SLE RARA

Come si nota, la deformazione massima SLE rara è pari a: f_{rara}= 5,0mm. Considerando uno schema a mensola, di altezza H=4,6m, incastrata alla base si avrà f_{rara} = 2H / 1840.

Di seguito si riportano gli stati tensionali massimi d'inviluppo SLU/SLV, secondo Von Mises, agenti sulle lamiere degli steli, sia nella vista globale della struttura che di dettaglio:

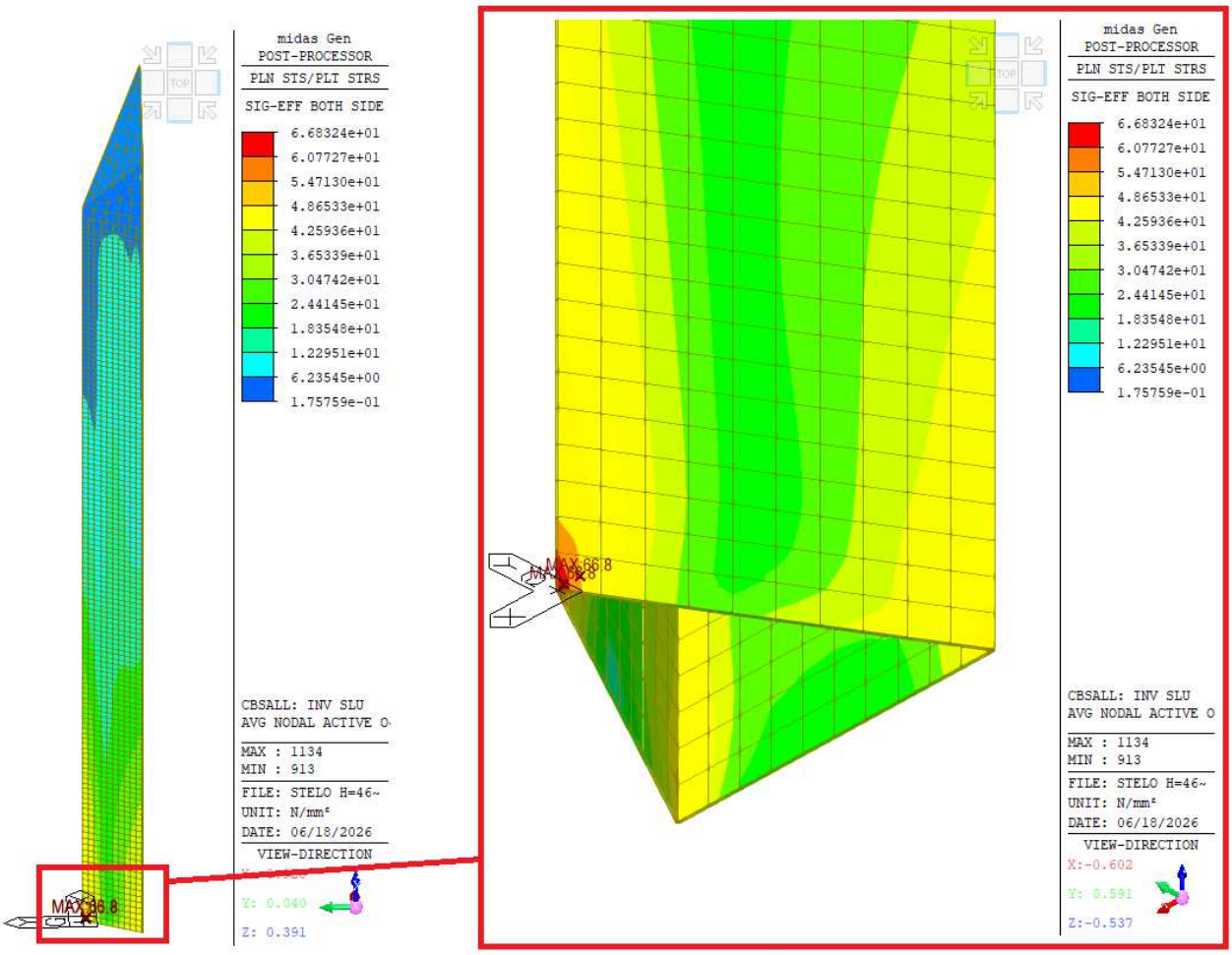


Fig 43.- *Inviluppo tensioni massime SLU/SLV, Von Mises - σ_{max} =67MPa*

Come si può notare la tensione massima è localizzata alla base dello stelo e risulta essere inferiore alla tensione limite f_{sd} = 190,4 MPa. La verifica tensionale si ritiene pertanto soddisfatta.

Seguono le verifiche per instabilità (buckling) eseguite dal software Midas/GEN.

7.5.2.1 DIREZIONE X

Di seguito si riporta la tabella dei primi 5 modi ottenuti dall'analisi di buckling e la deformata relativa al primo modo:

BUCKLING ANALYSIS						
	Mode	Eigenvalue	Tolerance			
	1	3.915952	1.6655e-46			
	2	4.069345	2.7725e-44			
	3	4.859294	1.1512e-33			
	4	5.041975	3.9550e-31			
	5	5.789654	1.2551e-22			
BUCKLING VECTOR						

Fig 44.- *Primi 5 modi d'instabilità*

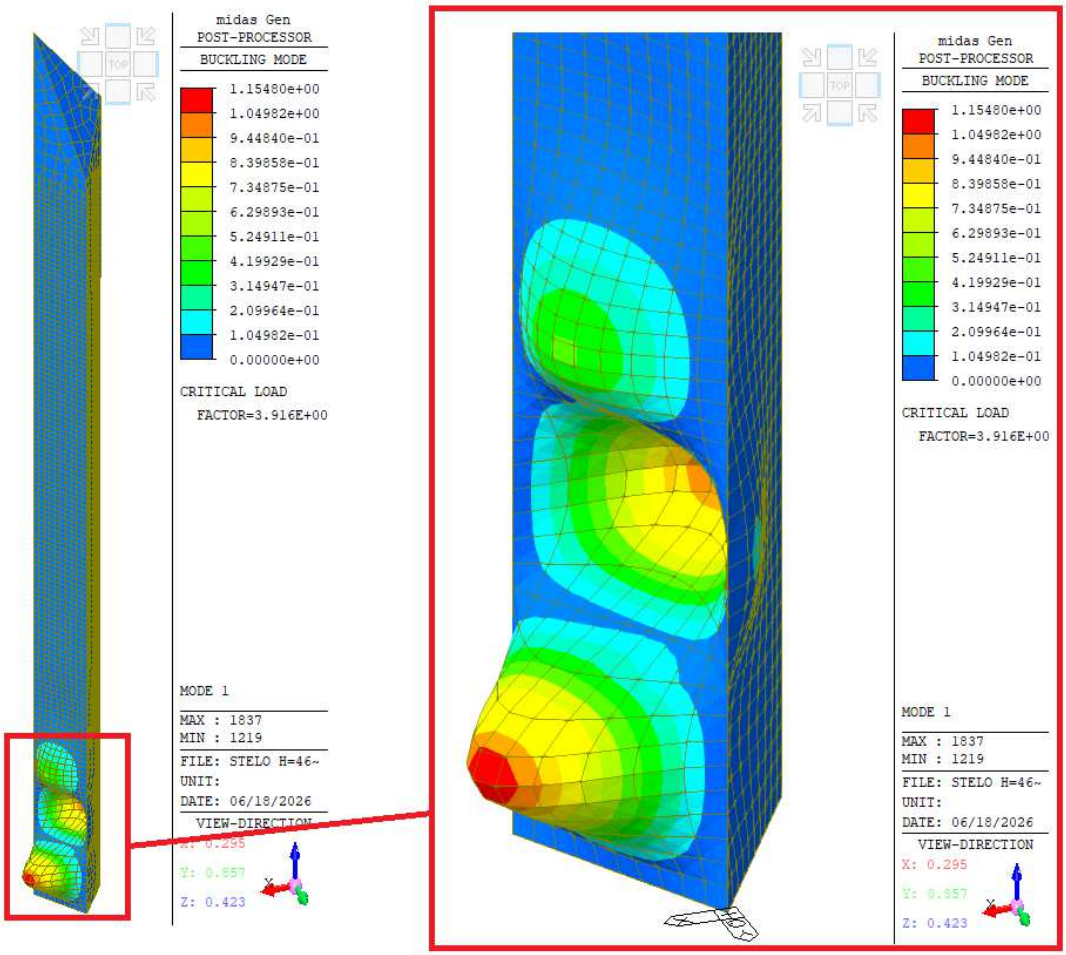


Fig 45.- *Deformata del primo modo d'instabilità*

Come si nota l'instabilità si manifesta alla base dello stelo. Il moltiplicatore critico minimo risulta essere pari a 3,92 > 3. La verifica si ritiene soddisfatta.

7.5.2.2 DIREZIONE Y

Di seguito si riporta la tabella dei primi 5 modi ottenuti dall'analisi di buckling e la deformata relativa al primo modo:

BUCKLING ANALYSIS							
	Mode	Eigenvalue	Tolerance				
	1	4.608689	4.1672e-37				
	2	4.754913	1.0206e-34				
	3	5.656758	2.6235e-22				
	4	5.828365	6.1631e-20				
	5	6.670656	3.4661e-12				
BUCKLING VECTOR							

Fig 46.- *Primi 5 modi d'instabilità*

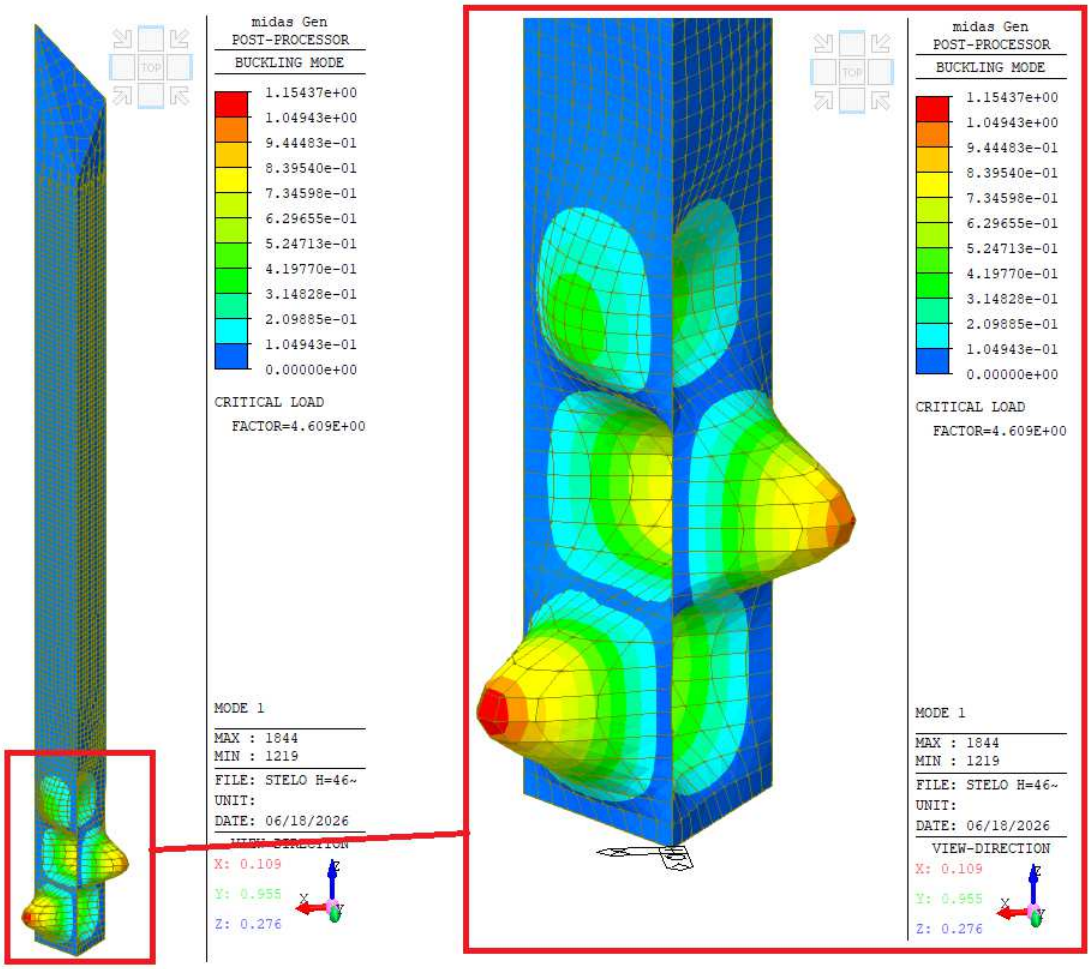


Fig 47.- *Deformata del primo modo d'instabilità*

Come si nota l'instabilità si manifesta alla base dello stelo. Il moltiplicatore critico minimo risulta essere pari a 4,6 > 3. La verifica si ritiene soddisfatta.

7.5.2.3 DIREZIONE -Y

Di seguito si riporta la tabella dei primi 5 modi ottenuti dall'analisi di buckling e la deformata relativa al primo modo:

BUCKLING ANALYSIS						
	Mode	Eigenvalue	Tolerance			
	1	3.419975	3.2606e-33			
	2	3.567249	2.5884e-31			
	3	4.261764	8.6951e-23			
	4	4.439607	1.5443e-21			
	5	5.102936	8.9750e-16			
BUCKLING VECTOR						

Fig 48.- *Primi 5 modi d'instabilità*

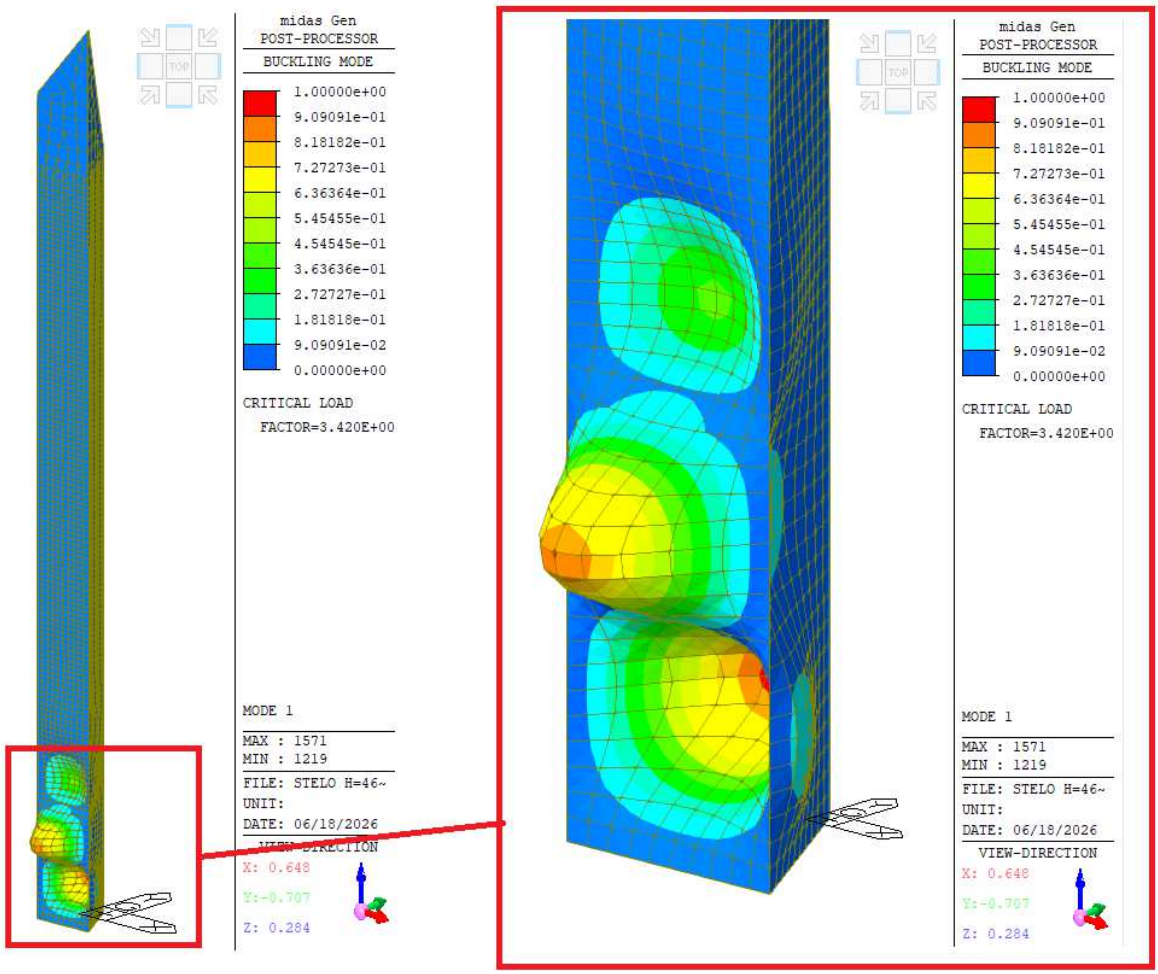


Fig 49.- *Deformata del primo modo d'instabilità*

Come si nota l'instabilità si manifesta alla base dello stelo. Il moltiplicatore critico minimo risulta essere pari a 3,4 > 3. La verifica si ritiene soddisfatta.

7.6 VERIFICA DEI NODI DI BASE DEGLI STELI

Per il dimensionamento del nodo di base sono state utilizzate le sollecitazioni d'inviluppo SLU/SLV massime agenti sugli steli.

La verifica dei nodi verrà eseguita attraverso il software IDEA StatiCa Connection ver. 26. Il programma esegue la verifica secondo Eurocodice 3 suddividendo la connessione in vari componenti in cui tutte le piastre in acciaio sono modellate con il metodo degli elementi finiti assumendo un materiale elastico-plastico ideale, mentre i bulloni e le saldature sono modellati come molle non lineari. Per analizzare le forze interne in ciascuno dei componenti viene utilizzato il modello ad elementi finiti, mentre le piastre sono controllate per il limite di deformazione plastica (5% secondo l'EC3).

Ogni componente è controllato secondo specifiche formule definite dalla normativa nazionale, analogamente a quando si utilizza il metodo delle componenti.

In allegato A si riportano le relazioni di calcolo dei nodi emesse dal software.

7.7 NOTA SULLE SALDATURE DEGLI ELEMENTI

Al fine di garantire il comportamento ipotizzato per la struttura in esame, le saldature di collegamento tra le lamiere degli steli e tra la piastra di base e gli steli dovranno essere a completa penetrazione e continue su tutto il perimetro di contatto.

8 ALLEGATO A

8.1 VERIFICA NODO DI BASE STELO CON PIASTRA SP. 15MM

Di seguito si riporta la geometria del nodo:

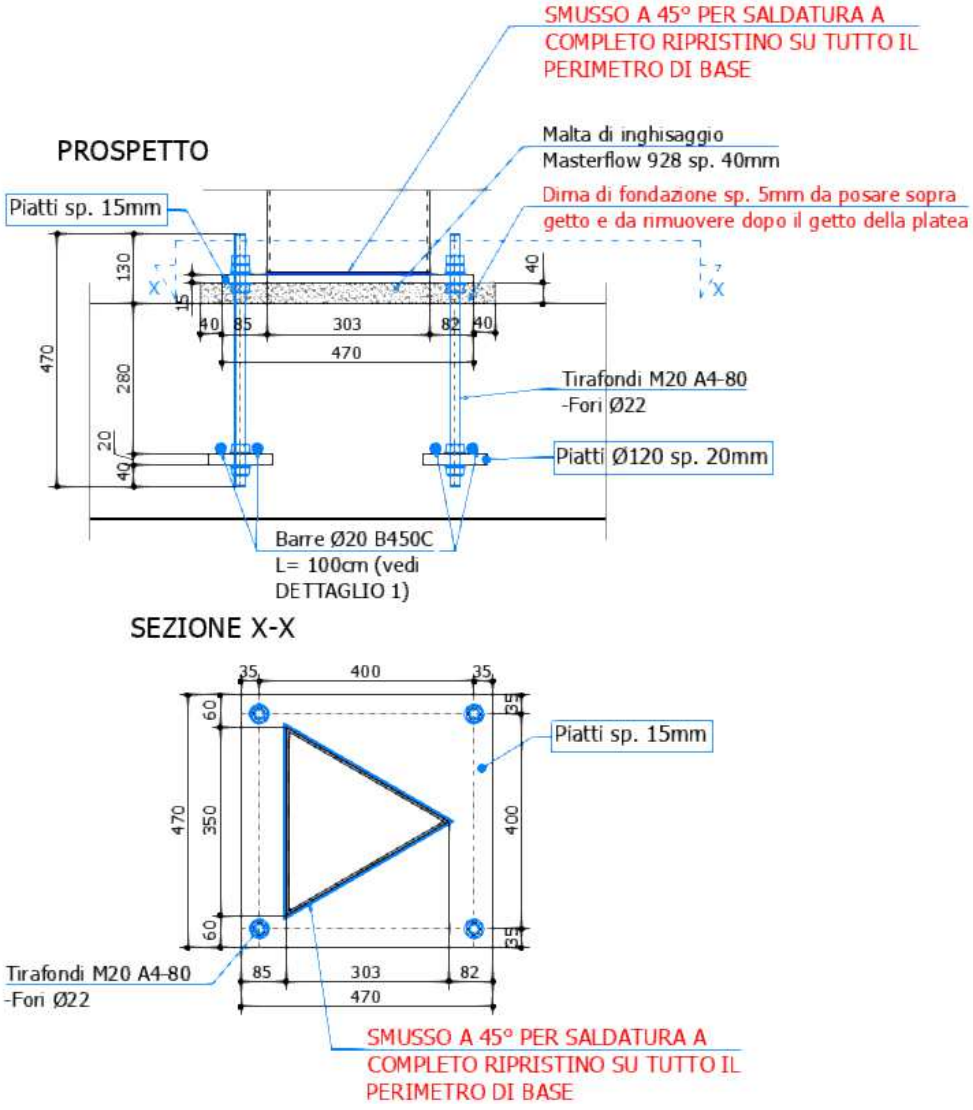


Fig 50.- *Geometria nodo di base steli*

Progetto:
Progetto n:
Autore:

Dati progetto

Nome progetto	FONTANA Sesto SG
Numero progetto	451
Autore	
Descrizione	Ancoraggio Stelo 3mm
Data	19/06/2026
Codice	EN

Materiale

Acciaio	AISI 316L
Calcestruzzo	C32/40

Elemento di progetto CON1

Nome	CON1
Descrizione	
Analisi	Sforzo, deformazione/ carichi in equilibrio

Progetto

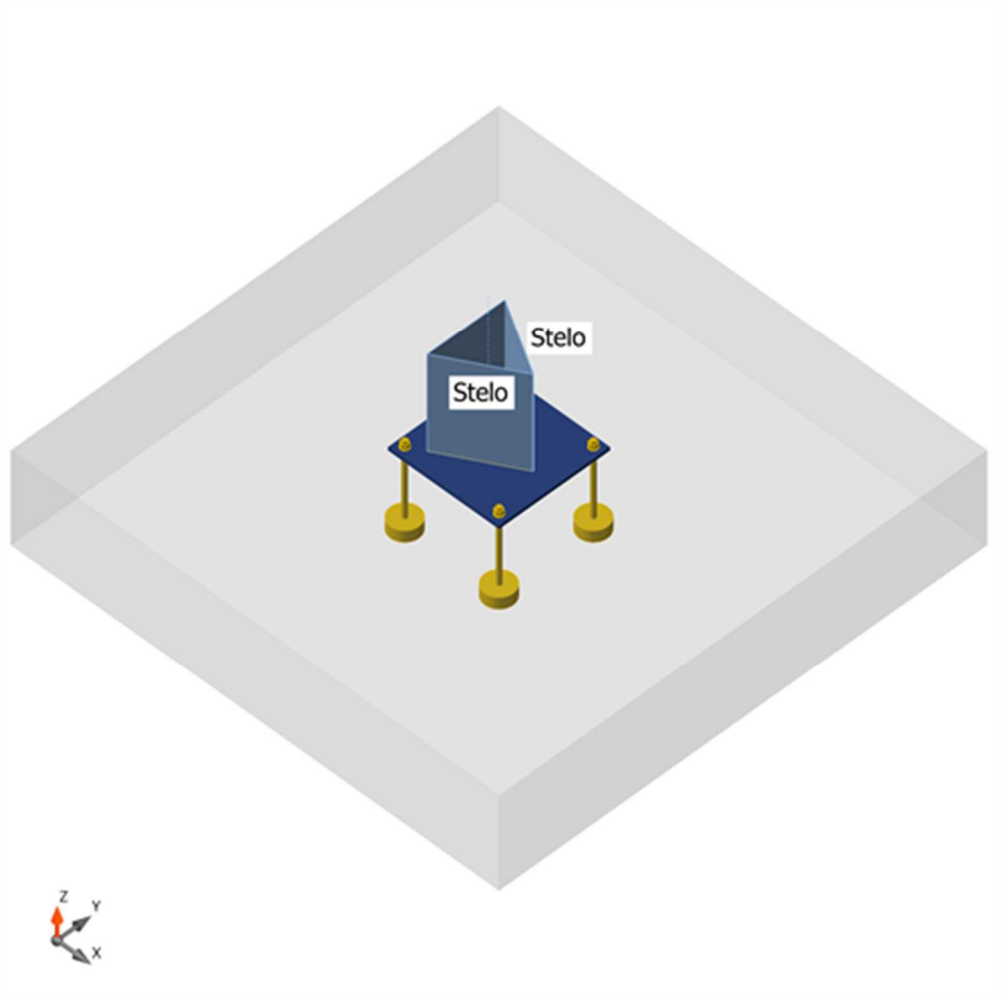
Membrature

Geometria

Nome	Sezione	β – Direzione [°]	γ - Pendenza [°]	α - Rotazione [°]	Offset ex [mm]	Offset ey [mm]	Offset ez [mm]
Stelo	6 - Stelo sp. 3mm(CFGeneral)	0.0	90.0	0.0	0	0	0

Vincoli e forze

Nome	Appoggio	Forze in	X [mm]
Stelo / fine		Nodo	0

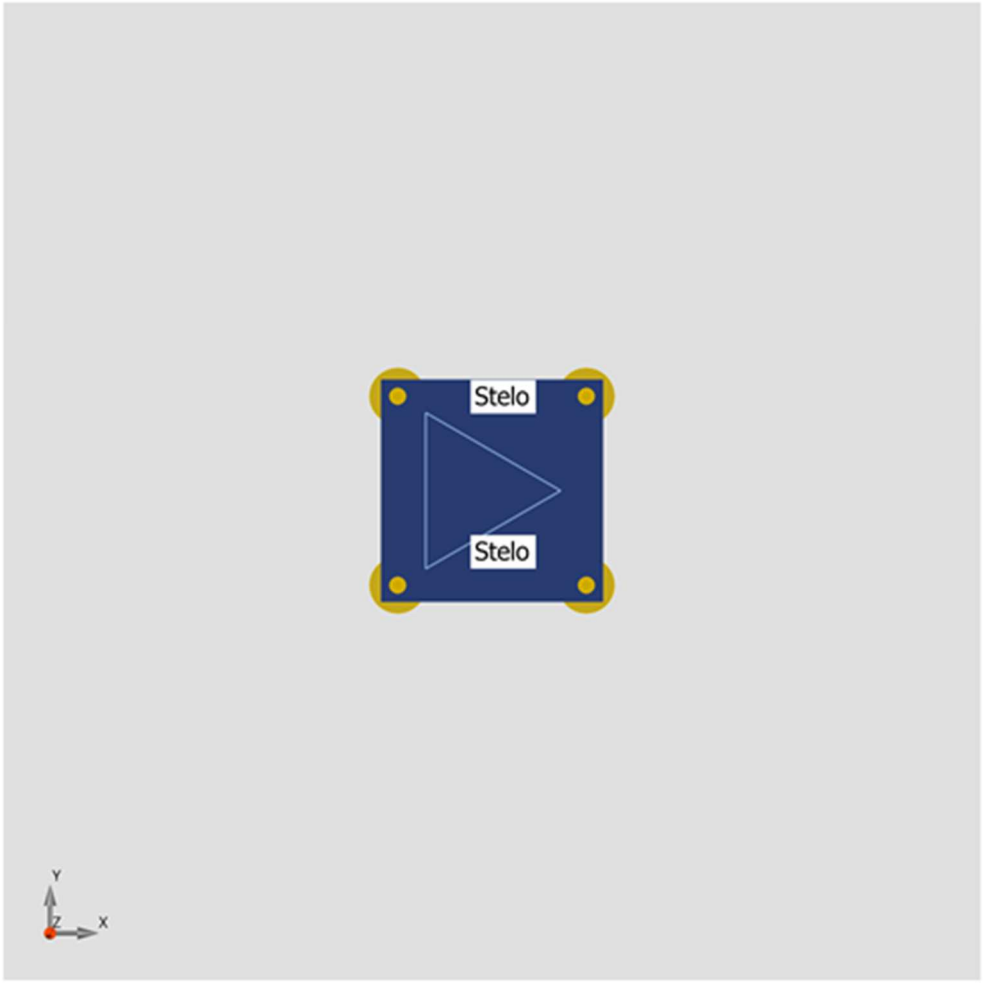


CON1, Vista assonometrica

Progetto:

Progetto n:

Autore:



CON1, Vista in direzione Z

Sezioni

Nome	Materiale
6 - Stelo sp. 3mm(CFGeneral)	AISI 316L

Ancoraggi

Nome	Diametro [mm]	f_y [MPa]	f_u [MPa]	Superficie lorda [mm^2]
M20 8.8	20	640.0	800.0	314

Effetti del carico (forze in equilibrio)

Nome	Elemento	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
SLU +X	Stelo / Fine	0.0	0.0	-10.0	0.0	15.0	0.0
SLU -X	Stelo / Fine	0.0	0.0	10.0	0.0	-15.0	0.0
SLU +Y	Stelo / Fine	0.0	10.0	0.0	0.0	0.0	15.0
SLU -Y	Stelo / Fine	0.0	-10.0	0.0	0.0	0.0	-15.0
SLU +x	Stelo / Fine	0.0	5.0	-9.0	0.0	13.0	8.0
SLU -x	Stelo / Fine	0.0	-5.0	9.0	0.0	-13.0	-8.0

SLU +y	Stelo / Fine	0.0	9.0	5.0	0.0	-8.0	13.0
SLU -y	Stelo / Fine	0.0	-9.0	-5.0	0.0	8.0	-13.0

Blocco di fondazione

Elemento	Valore	Unità
CB 1		
Altezza	400	mm
Ancoraggio	M20 8.8	
Lunghezza di ancoraggio	280	mm
Trasferimento dello sforzo di taglio	Ancoraggi	

Verifica

Riassunto

Nome	Valore	Verifica Stato
Analisi	100.0%	OK
Piastre	0.8 < 5.0%	OK
Ancoraggi	45.5 < 100%	OK
Saldature	0.0 < 100%	OK
Blocco di calcestruzzo	74.1 < 100%	OK

Piastre

Nome	t_p [mm]	Carichi	σ_{Ed} [MPa]	ε_{Pl} [%]	$\sigma_{c,Ed}$ [MPa]	Stato
Stelo	3.0	SLU -y	182.6	0.8	0.0	OK
PB1	15.0	SLU -X	181.3	0.2	0.0	OK

Dati Progetto

Materiale	f_y [MPa]	ε_{lim} [%]
AISI 316L	190.0	5.0

Spiegazione dei simboli

t_p	Spessore piastra
σ_{Ed}	Sforzo equivalente
ε_{Pl}	Deformazione Plastica
$\sigma_{c,Ed}$	Tensione di contatto
f_y	Tensione di snervamento
ε_{lim}	Limite di deformazione plastica

Risultati dettagliati per Stelo

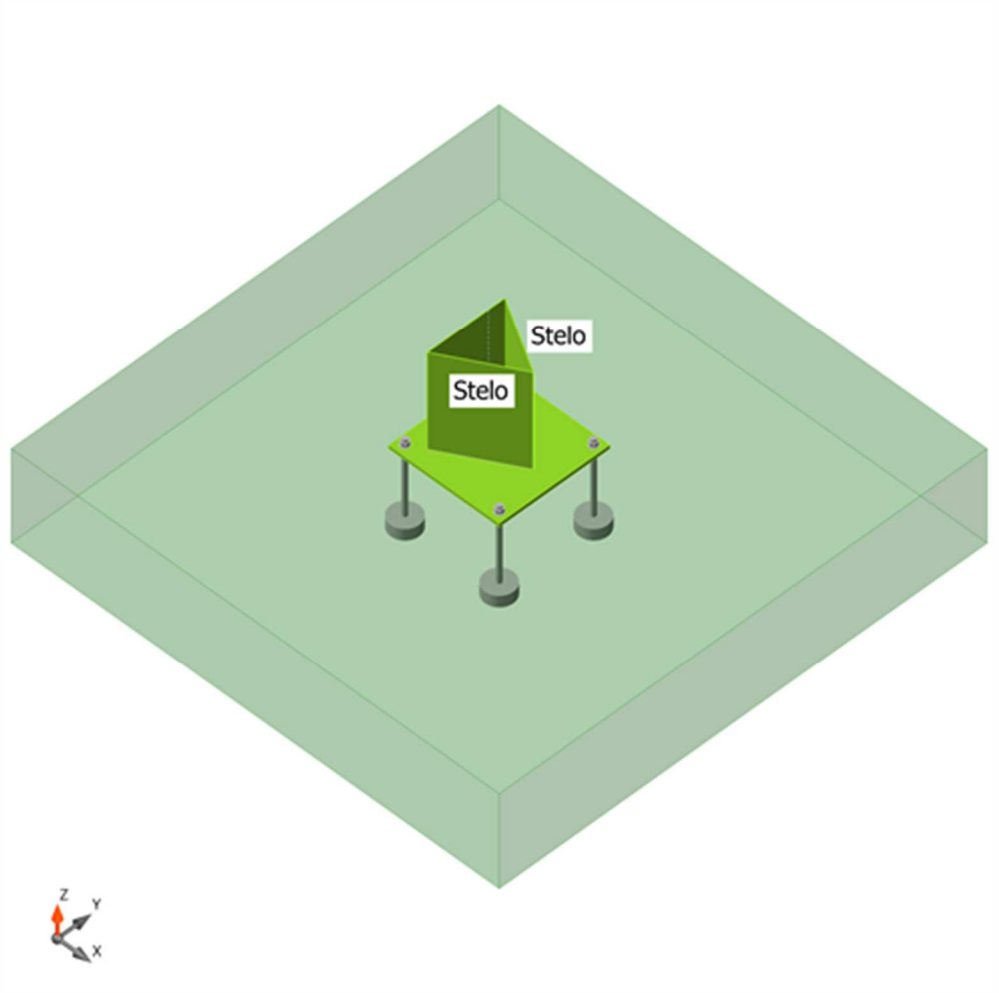
Valori di progetto utilizzati nell'analisi

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \quad 181.0 \quad \text{MPa}$$

Dove:

$f_{yk} = 190.0$ MPa – tensione di snervamento caratteristica

$\gamma_{M0} = 1.05$ – coefficiente di sicurezza per il materiale in acciaio EN 1993-1-1 – 6.1

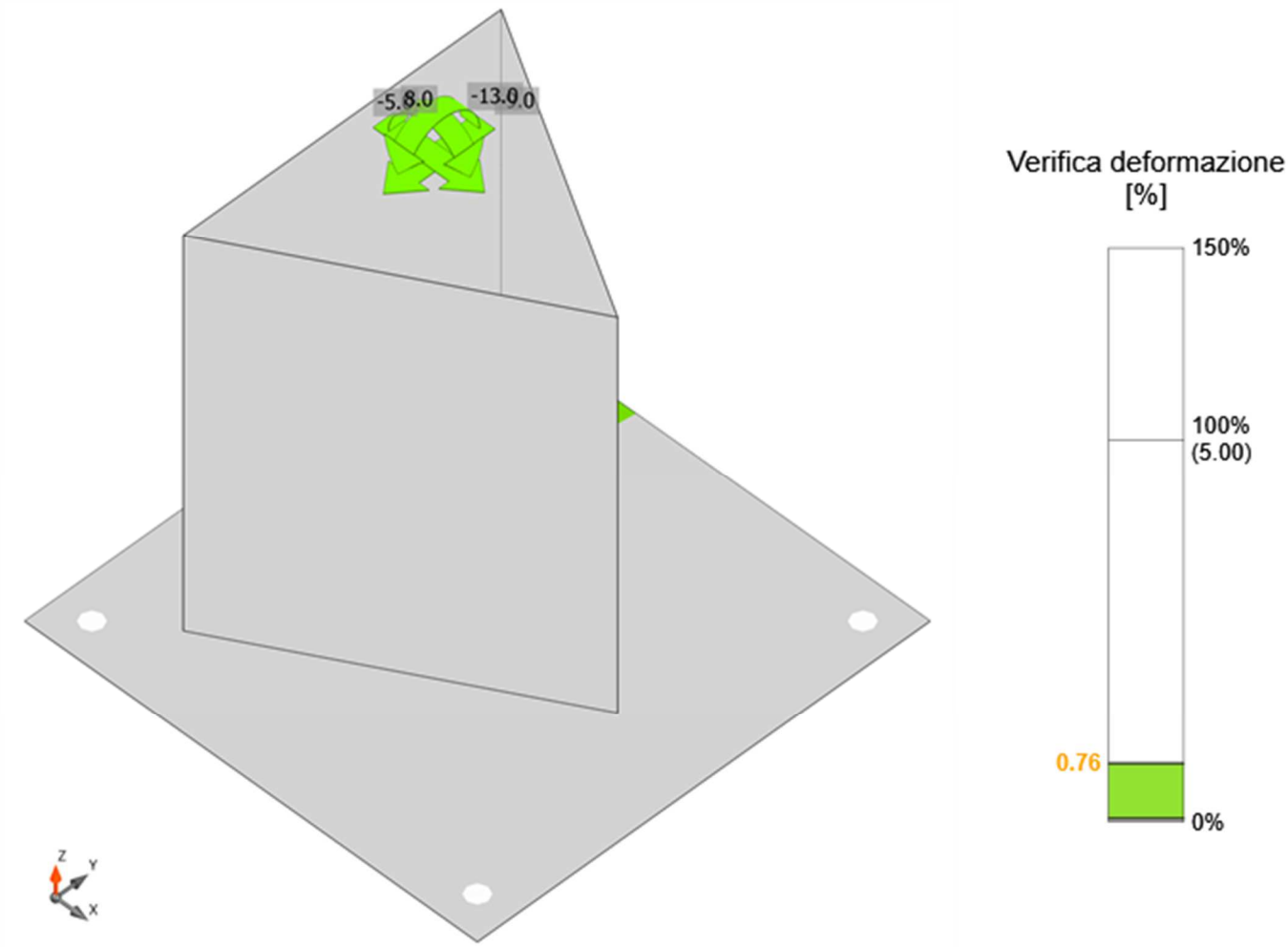


Verifica globale

Progetto:

Progetto n:

Autore:

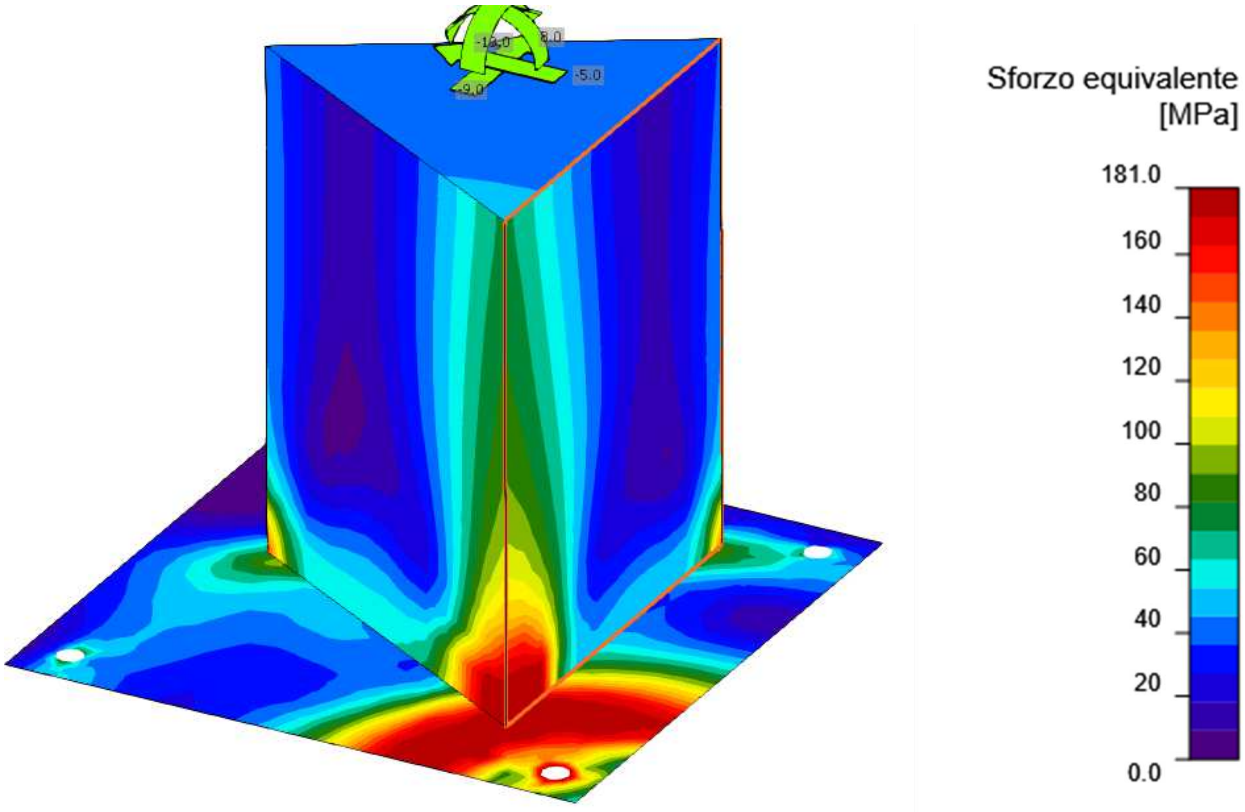


Verifica deformazione, SLU -y

Progetto:

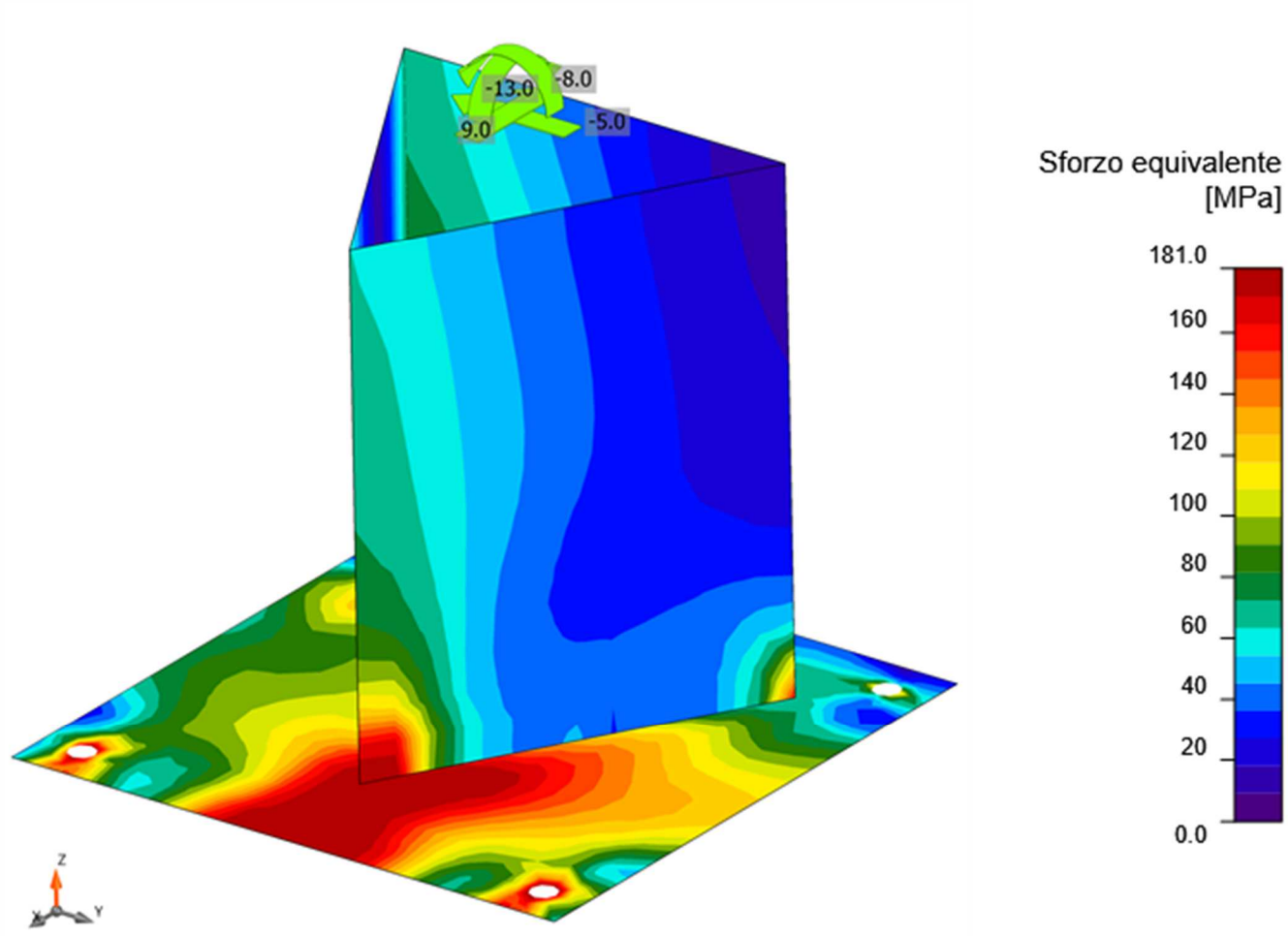
Progetto n:

Autore:



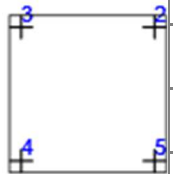
Sforzo equivalente, SLU -y

Progetto:
Progetto n:
Autore:



Sforzo equivalente, SLU -x

Ancoraggi

Forma	Elemento	Carichi	N_{Ed} [kN]	V_{Ed} [kN]	$N_{Rd,c}$ [kN]	$N_{Rd,p}$ [kN]	$N_{Rd,cb}$ [kN]	$V_{Rd,c}$ [kN]	$V_{Rd,cp}$ [kN]	Ut_t [%]	Ut_s [%]	Ut_{ts} [%]	Dettagli costruttivi	Stato
	A2	SLU - X	41.8	2.5	327.4	1466.1	0.0	0.0	685.4	34.8	6.5	13.1	OK	OK
	A3	SLU - y	54.6	3.1	258.3	1466.1	0.0	0.0	685.4	45.5	7.9	14.4	OK	OK
	A4	SLU +x	49.0	2.9	272.2	1466.1	0.0	0.0	685.4	40.8	7.4	13.3	OK	OK
	A5	SLU - X	41.8	2.5	327.4	1466.1	0.0	0.0	685.4	34.8	6.5	13.1	OK	OK

Dati Progetto

Classe	$F_{t,Rd}$ [kN]	$F_{vb,Rd}$ [kN]
M20 8.8 - 1	120.0	38.9

Spiegazione dei simboli

N_{Ed}	Forza di trazione
V_{Ed}	Risultante delle forze di taglio del bullone Vy e Vz nei piani di taglio
$N_{Rd,c}$	Resistenza di progetto in caso di rottura del cono di calcestruzzo sotto carico di trazione - EN 1992-4 – 7.2.1.4
$N_{Rd,p}$	Resistenza di progetto in caso di rottura per pull-out - EN 1992-4 – 7.2.1.5
$N_{Rd,cb}$	Resistenza di progetto in caso di collasso del calcestruzzo per spinta a vuoto - EN 1992-4 – 7.2.1.8
$V_{Rd,c}$	Resistenza di progetto in caso di rottura del cono di calcestruzzo sotto carico di taglio - EN 1992-4 – 7.2.2.5
$V_{Rd,cp}$	Resistenza di progetto in caso di rottura del calcestruzzo per pryout - EN 1992-4 – 7.2.2.4
Ut_t	Utilizzo in trazione
Ut_s	Utilizzo a taglio
Ut_{ts}	Utilizzo in trazione e taglio
$F_{t,Rd}$	Resistenza di progetto alla trazione di un elemento di fissaggio in caso di rottura dell'acciaio - EN 1993-1-8 – Tabella 3.4
$F_{vb,Rd}$	Resistenza di progetto a taglio di un elemento di fissaggio in caso di rottura dell'acciaio - EN 1993-1-8 – 6.2.2

Risultati dettagliati per A3

Si presuppone l'ancoraggio gettato in opera. Le verifiche sull'acciaio vengono eseguite secondo EN 1993-1-8.

Resistenza a trazione dell'ancoraggio (EN 1993-1-8 – Tabella 3.4)

$F_{t,Rd} = \frac{c \cdot k_2 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} =$ 120.0 kN ≥ $N_{Ed} =$ 54.6 kN

Dove:

$c = 0.85$	– fattore di riduzione per taglio filettatura
$k_2 = 0.90$	– fattore per ancoraggi con testa non svasata
$f_{ub} = 800.0$ MPa	– resistenza alla trazione minima del bullone
$A_s = 245$ mm^2	– area soggetta alla trazione
$\gamma_{M2} = 1.25$	– coefficiente di sicurezza

Resistenza a rottura conica del calcestruzzo dell'ancoraggio a trazione (EN 1992-4 – 7.2.1.4)
La verifica viene eseguita per un gruppo di ancoraggi che formano i coni di rottura a trazione comuni: A2, A3, A4, A5

$N_{Rd,c} = \frac{N_{Rk,c}}{} =$ 258.3 kN ≥ $N_{Ed,g} =$ 70.5 kN

$N_{Rk,c} = N^0_{Rk,c} \cdot \frac{A_{c,N}}{A^0_{c,N}} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ec,N} \cdot \psi_{M,N} =$ 464.9 kN

Dove:

$N_{Ed,g} = 70.5$ kN	– somma delle forze di trazione degli ancoraggi con area del cono di rottura del calcestruzzo comune
$N^0_{Rk,c} = 235.9$ kN	– resistenza caratteristica di un fissaggio a distanza dagli effetti dei fissaggi e bordi adiacenti dell'elemento in calcestruzzo

$N^0_{Rk,c} = k_1 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot h_{ef}^{1.5}$

, dove:

$k_1 =$

8.90 – parametro che tiene conto del tipo di ancoraggio e della condizione del calcestruzzo

$f'_c =$

32.0 MPa – resistenza a compressione del calcestruzzo
$h_{ef} = \min(h_{emb}, \max(\frac{c_{a,max}}{1.5}, \frac{s_{max}}{3})) =$
280 mm – profondità dell'ancoraggio, dove:
$h_{emb} =$
280 mm – profondità di ancoraggio
$c_{a,max} =$
835 mm – distanza massima dall'ancoraggio a uno dei tre bordi più vicini
$s_{max} =$
400 mm – spaziatura massima tra ancoraggi

$A_{c,N} = 1537600\ mm^2$ – area del cono di rottura del calcestruzzo per gruppo di ancoraggi

$A^0_{c,N} = 705600\ mm^2$ – area del cono di rottura di calcestruzzo per ancoraggio singolo non influenzato dai bordi

$A^0_{c,N} = (3 \cdot h_{ef})^2$
, dove:
$h_{ef} =$
280 mm – profondità dell'ancoraggio

$\psi_{s,N} = 1.00$ – parametro relativo alla distribuzione delle tensioni nel calcestruzzo a causa della vicinanza del fissaggio a un bordo dell'elemento in calcestruzzo:

$\psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 \cdot \frac{c}{1.5 \cdot h_{ef}} \leq 1$
, dove:
$c =$
835 mm – distanza minima dall'ancoraggio al bordo
$h_{ef} =$
280 mm – profondità dell'ancoraggio

$\psi_{re,N} = 1.00$ – parametro che tiene conto del fenomeno dello spalling del guscio:

$\psi_{re,N} = 0.5 + \frac{h_{ef}}{200} \leq 1$
, dove:
$h_{ef} =$
280 mm – profondità dell'ancoraggio

$\psi_{ec,N} = 0.54$ – fattore di modifica per gruppi di ancoraggi caricati eccentricamente a trazione:

$\psi_{ec,N} = \psi_{ecx,N} \cdot \psi_{ecy,N}$
, dove:
$\psi_{ecx,N} = \frac{1}{1+\frac{2 \cdot e_{x,N}}{3 \cdot h_{ef}}} =$
0.76 – fattore di modifica che dipende dall'eccentricità nella direzione x
$e_{x,N} =$
132 mm – eccentricità del carico a trazione nella direzione x
$\psi_{ecy,N} = \frac{1}{1+\frac{2 \cdot e_{y,N}}{3 \cdot h_{ef}}} =$
0.71 – fattore di modifica che dipende dall'eccentricità nella direzione y
$e_{y,N} =$
175 mm – eccentricità del carico a trazione nella direzione y
$h_{ef} =$
280 mm – profondità dell'ancoraggio

$\psi_{M,N} = 1.68$ – parametro che tiene conto dell'effetto di una forza di compressione tra il dispositivo di fissaggio e il calcestruzzo; questo parametro è uguale a 1 se c < 1.5h_{ef} o il rapporto tra la forza di compressione (inclusa la compressione dovuta alla flessione) e la somma delle forze di trazione negli ancoraggi è inferiore a 0.8

$\psi_{M,N} = 2 - \frac{y \cdot z}{3 \cdot h_{ef}} \geq 1$
, dove:
$z =$
133 mm – braccio della leva interno
$h_{ef} =$

280 mm – profondità dell'ancoraggio

$\gamma_{Mc} = 1.80$ – coefficiente di sicurezza per calcestruzzo

Resistenza a pullout del calcestruzzo (EN 1992-4 – 7.2.1.5)

$N_{Rd,p} =$ 1466.1 kN ≥ $N_{Ed} =$ 54.6 kN

$\frac{N_{Rk,p}}{} =$

$N_{Rk,p} = k_2 \cdot A_h \cdot f_{ck} =$ 2638.9 kN

Dove:

$k_2 = 7.50$ – coefficiente per calcestruzzo fessurato / non fessurato

$A_h = 10996$ mm^2 – area della testa portante del fissaggio

$A_h = \frac{\pi}{4} \cdot (d_h^2 - d^2)$

, dove:

$d_h =$

120.0 mm

$\leq 6 \cdot t_h + d$

– dimensione utile della piastra a rondella, dove:

$t_h \geq \frac{d_h - d}{6} =$

16.7 mm – spessore della testa del fissaggio con testa

$d =$

20.0 mm – diametro del gambo del fissaggio

$f_{ck} = 32.0$ MPa – resistenza a compressione del calcestruzzo

$\gamma_{Mc} = 1.80$ – coefficiente di sicurezza per calcestruzzo

Resistenza a blowout del calcestruzzo (EN 1992-4 – 7.2.1.8)

La verifica della rottura a blow-out del calcestruzzo non è richiesta se la distanza del bordo $c_1 > 0.5\ h_{ef}$.

Resistenza a taglio (EN 1993-1-8 – 6.2.2)

$F_{vb,Rd} =$ 38.9 kN ≥ $V_{Ed} =$ 3.1 kN

$\min(F_{1vb,Rd}; F_{2vb,Rd}) =$

$F_{1vb,Rd} = \frac{\alpha_v \cdot f_{ub} \cdot A}{\gamma_{M2}} =$ 94.1 kN

Dove:

$\alpha_v = 0.60$ – forza di taglio fattorizzata

$f_{ub} = 800.0$ MPa – resistenza alla trazione minima del bullone

$A = 245$ mm^2 – area soggetta alla trazione

$\gamma_{M2} = 1.25$ – coefficiente di sicurezza

$F_{2vb,Rd} =$ 38.9 kN

$\alpha_v \cdot f_{ub} \cdot A$

Dove:

$\alpha_b = 0.44 - 0.0003 f_{yb} = 0.25$ – forza di taglio fattorizzata

$f_{yb} = 640.0$ MPa – resistenza di snervamento del bullone di ancoraggio

$235.0 \leq f_{yb} \leq 640.0$

$f_{ub} = 800.0$ MPa – resistenza alla trazione minima del bullone

$A_s = 245$ mm^2 – area soggetta alla trazione

$\gamma_{M2} = 1.25$ – coefficiente di sicurezza

Resistenza a pryout del calcestruzzo (EN 1992-4 – 7.2.2.4)
La verifica viene eseguita per un gruppo di ancoraggi sulla piastra di base comune

$V_{Rd,cp} = \frac{V_{Rk,cp}}{\gamma_{Mc}} =$ 685.4 kN ≥ $V_{Ed,g} =$ 10.3 kN

$V_{Rk,cp} = k_8 \cdot$ 1028.1 kN

Dove:

$k_8 = 2.00$ – fattore che tiene conto della profondità di infissione del fissaggio

$N_{Rk,c} = 514.0$ kN – rottura conica caratteristica del calcestruzzo di un fissaggio o di un gruppo di fissaggi; si presume che tutti gli ancoraggi siano in trazione

$\gamma_{Mc} = 1.50$ – coefficiente di sicurezza per calcestruzzo

Interazione delle forze di trazione e taglio nell'acciaio
L'interazione delle modalità di rottura dell'acciaio a trazione e taglio non è necessaria perché è implicitamente inclusa la verifica a taglio dell'ancoraggio.
Interazione delle forze di trazione e taglio nel calcestruzzo (EN 1992-4 – Tabella 7.3)

$(\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,i}})^{1.5} +$ 0.14 ≤ 1.0

Dove:

$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,i}}$ – il valore di utilizzo più grande per le modalità di rottura per trazione

$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,i}}$ – il valore di utilizzo più grande per le modalità di rottura per taglio

$\frac{N_{Ed,g}}{N_{Rd,c}} = 27.3\ \%$ – rottura del cono di calcestruzzo dell'ancoraggio a trazione

$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,p}} = 3.7\ \%$ – rottura a pullout del calcestruzzo

$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,cb}} = 0.0\ \%$ – rottura a blowout del calcestruzzo

$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,c}} = 0.0\ \%$ – rottura del bordo del calcestruzzo

$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,cp}} = 1.5\ \%$ – rottura a pryout del calcestruzzo

Saldature

Elemento	Bordo	T_w [mm]	L [mm]	Carichi	$\sigma_{w,Ed}$ [MPa]	ε_{Pl} [%]	$\sigma_{\perp}$ [MPa]	$\tau_{\perp}$ [MPa]	$\tau_{\parallel}$ [MPa]	Ut [%]	Ut_c [%]	Dettagli costruttivi	Stato
PB1	Stelo-w 1	-	990	-	-	-	-	-	-	-	-	OK	OK

Spiegazione dei simboli

T_w	Spessore della gola a
L	Lunghezza
$\sigma_{w,Ed}$	Sforzo equivalente
ε_{Pl}	Deformazione
$\sigma_{\perp}$	Tensione perpendicolare
$\tau_{\perp}$	Sforzo di taglio perpendicolare all'asse della saldatura
$\tau_{\parallel}$	Sforzo di taglio parallelo all'asse della saldatura
Ut	Utilizzo
Ut_c	Stima della capacità della saldatura

Risultati dettagliati per PB1 / Stelo-w 1

Le saldature CJP non vengono verificate. Si presume che la loro resistenza sia uguale a quella della piastra connessa.

Blocco di calcestruzzo

Elemento	Carichi	c [mm]	A_{eff} [mm^2]	σ [MPa]	k_j [-]	f_{jd} [MPa]	Ut [%]	Stato
CB 1	SLU +Y	18	2306	31.8	3.00	42.9	74.1	OK

Spiegazione dei simboli

c	Larghezza del supporto
A_{eff}	Area effettiva
σ	Tensione media nel calcestruzzo
k_j	Fattore di Concentrazione
f_{jd}	La portata ultima del basamento in calcestruzzo
Ut	Utilizzo

Risultati dettagliati per CB 1

Verifica resistenza a compressione del blocco di calcestruzzo (EN 1993-1-8 – 6.2.5)

$f_{jd} =$ 42.9 MPa ≥ $\sigma =$ 31.8 MPa

Dove:

f_{jd} – resistenza di progetto del blocco di calcestruzzo:

$f_{jd} = \alpha_{cc} \beta_j k_j \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$

, dove:

$\alpha_{cc} =$

1.00 – effetti a lungo termine sul fattore di resistenza a compressione

$\beta_j =$

0.67 – coefficiente di qualità della malta

$k_j =$

3.00 – fattore di concentrazione

$f_{ck} =$

32.0 MPa – resistenza caratteristica a compressione del calcestruzzo

$\gamma_c =$

1.50 – fattore di sicurezza per calcestruzzo

σ – sollecitazione di compressione media nel calcestruzzo sotto la piastra di base

$\sigma = \frac{N}{A_{eff}}$

, dove:

$N =$

73.3 kN – forza normale di compressione che agisce sul blocco di calcestruzzo

$A_{eff} =$

2306 mm^2 – area effettiva su cui viene distribuita la forza normale

Progetto:

Progetto n:

Autore:

Impostazioni codice

Elemento	Valore	Unità	Riferimento
Coefficiente di sicurezza γ_{M0}	1.05	-	EN 1993-1-1 – 6.1
Coefficiente di sicurezza γ_{M1}	1.05	-	EN 1993-1-1 – 6.1
Coefficiente di sicurezza γ_{M2}	1.25	-	EN 1993-1-1 – 6.1, EN 1993-1-8 – Tabella 2.1
Coefficiente di sicurezza γ_{M3}	1.25	-	EN 1993-1-8 – Tabella 2.1
Coefficiente di sicurezza γ_{C}	1.50	-	EN 1992-1-1 – 2.4.2.4
Coefficiente di sicurezza γ_{Inst}	1.20	-	EN 1992-4 – Tabella 4.1
Coefficiente unione βj	0.67	-	EN 1993-1-8 – 6.2.5(7)
Area effettiva - influenza della dimensione della mesh	0.10	-	
Coefficiente di attrito - calcestruzzo	0.25	-	EN 1993-1-8
Coefficiente di attrito in resistenza all'attrito	0.30	-	EN 1993-1-8 – Tabella 3.7
Deformazione plastica limite	0.05	-	EN 1993-1-5
Dettagli costruttivi	Si		
Distanza tra i bulloni [d0]	2.20	-	EN 1993-1-8 – Tabella 3.3
Distanza tra i bulloni e il bordo [d0]	1.20	-	EN 1993-1-8 – Tabella 3.3
Resistenza a rottura conica del calcestruzzo	Entrambi		
Calcestruzzo fessurato	Si		EN 1992-4
Verifica di deformazione locale	Si		
Limite di deformazione locale	0.03	-	CIDECT DG 1, 3 – 1.1
Non linearità geometrica (GMNA)	Si		Grandi deformazioni per sezioni cave
Sistema controventato	No		EN 1993-1-8 – 5.2.2.5

Informazioni sul Software

Applicazione	IDEA StatiCa Connection
Versione	26.0.0.3314
Sviluppato da	IDEA StatiCa

8.2 VERIFICA NODO DI BASE STELO CON PIASTRA SP. 25MM

Di seguito si riporta la geometria del nodo:

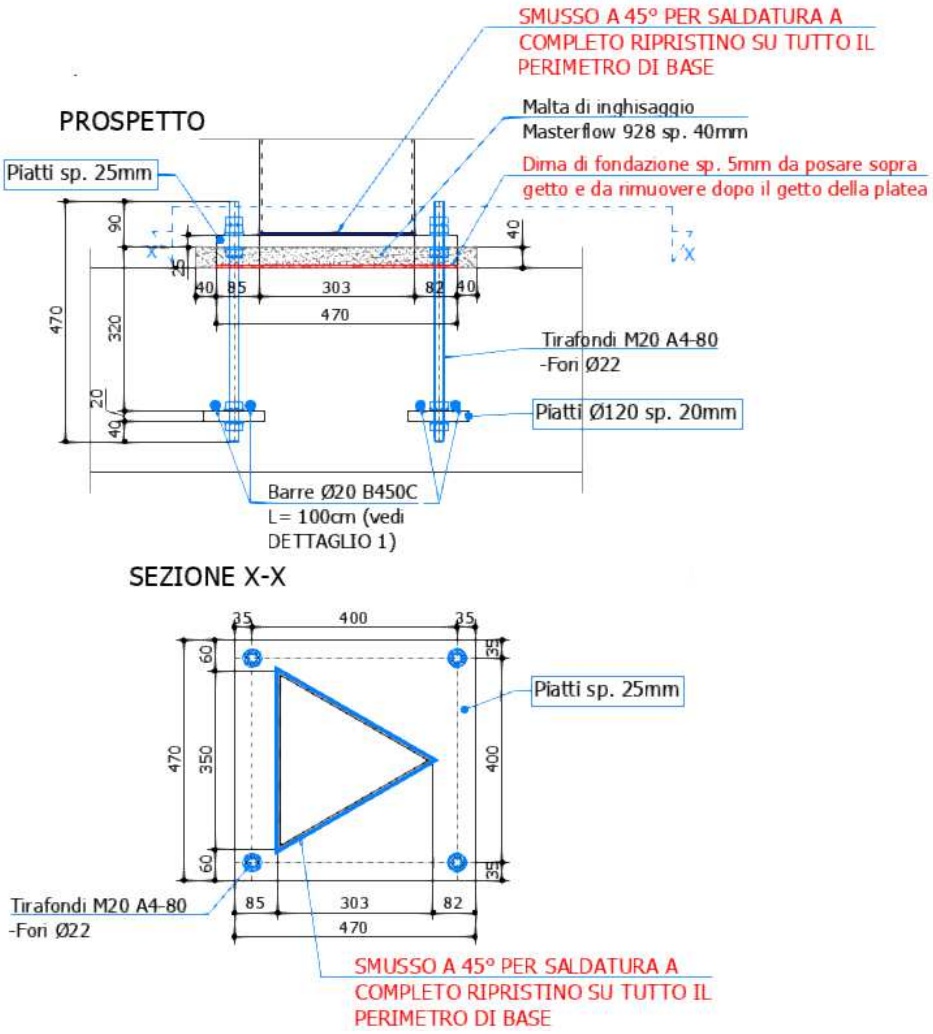


Fig 51.- *Geometria nodo di base steli*

Progetto:
Progetto n:
Autore:

Dati progetto

Nome progetto	FONTANA Sesto SG
Numero progetto	451
Autore	
Descrizione	Ancoraggio stelo sp. 5mm
Data	18/06/2026
Codice	EN

Materiale

Acciaio	AISI 316L
Calcestruzzo	C32/40

Elemento di progetto CON1

Nome	CON1
Descrizione	
Analisi	Sforzo, deformazione/ carico semplificato

Progetto

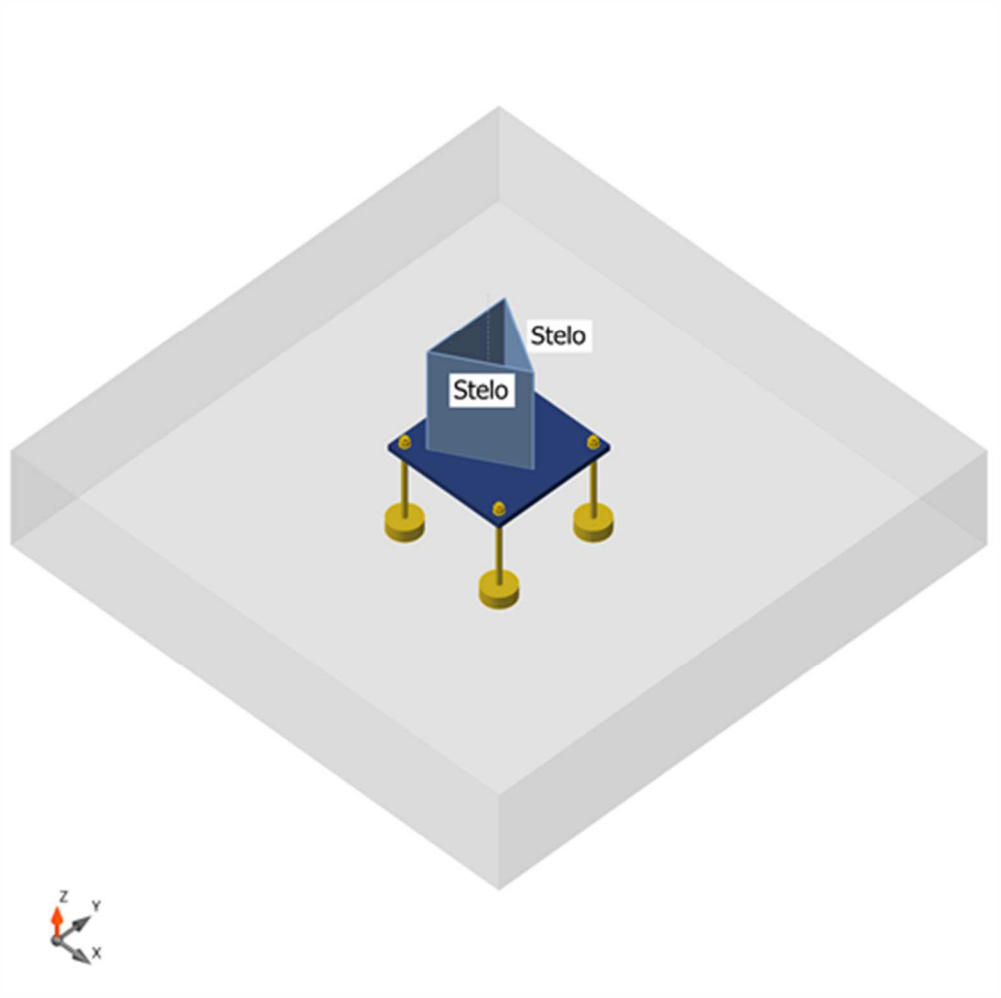
Membrature

Geometria

Nome	Sezione	β – Direzione [°]	γ - Pendenza [°]	α - Rotazione [°]	Offset ex [mm]	Offset ey [mm]	Offset ez [mm]
Stelo	6 - Stelo sp. 5mm(CFGeneral)	0.0	90.0	0.0	0	0	0

Vincoli e forze

Nome	Appoggio	Forze in	X [mm]
Stelo / fine		Nodo	0

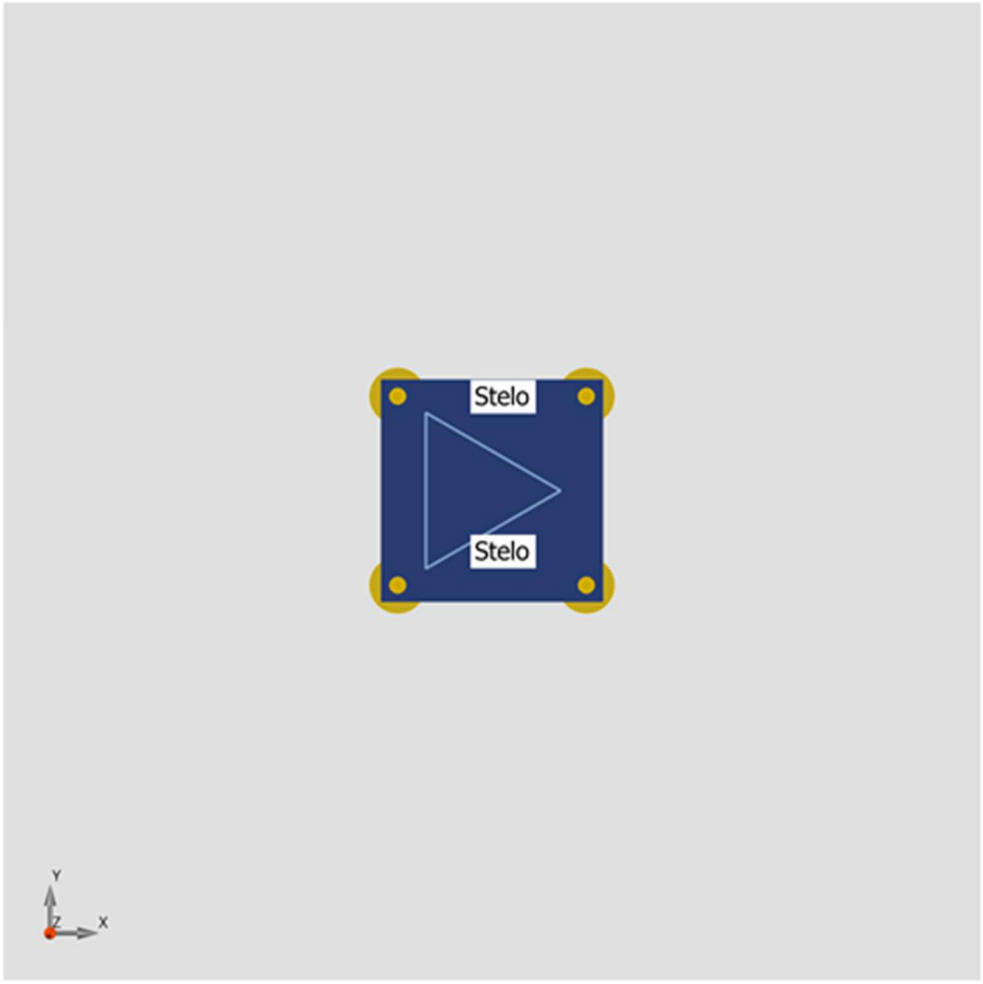


CON1, Vista assonometrica

Progetto:

Progetto n:

Autore:



CON1, Vista in direzione Z

Sezioni

Nome	Materiale
6 - Stelo sp. 5mm(CFGeneral)	AISI 316L

Ancoraggi

Nome	Diametro [mm]	f_y [MPa]	f_u [MPa]	Superficie lorda [mm^2]
M20 8.8	20	640.0	800.0	314

Effetti del carico (Equilibrio non richiesto)

Nome	Elemento	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
SLU +X	Stelo / Fine	0.0	0.0	-10.0	0.0	40.0	0.0
SLU -X	Stelo / Fine	0.0	0.0	10.0	0.0	-40.0	0.0
SLU +Y	Stelo / Fine	0.0	10.0	0.0	0.0	0.0	40.0
SLU -Y	Stelo / Fine	0.0	-10.0	0.0	0.0	0.0	-40.0
SLU +x	Stelo / Fine	0.0	6.0	-10.0	0.0	34.7	20.0
SLU -x	Stelo / Fine	0.0	-6.0	10.0	0.0	-34.7	-20.0

SLU +y	Stelo / Fine	0.0	10.0	6.0	0.0	-20.0	34.7
SLU -y	Stelo / Fine	0.0	-10.0	-6.0	0.0	20.0	-34.7

Blocco di fondazione

Elemento	Valore	Unità
CB 1		
Altezza	400	mm
Ancoraggio	M20 8.8	
Lunghezza di ancoraggio	280	mm
Trasferimento dello sforzo di taglio	Ancoraggi	

Verifica

Riassunto

Nome	Valore	Verifica Stato
Analisi	100.0%	OK
Piastre	1.1 < 5.0%	OK
Ancoraggi	77.9 < 100%	OK
Saldature	0.0 < 100%	OK
Blocco di calcestruzzo	54.8 < 100%	OK

Piastre

Nome	t_p [mm]	Carichi	σ_{Ed} [MPa]	ε_{Pl} [%]	$\sigma_{c,Ed}$ [MPa]	Stato
Stelo	5.0	SLU -y	183.2	1.1	0.0	OK
PB1	25.0	SLU -X	181.5	0.2	0.0	OK

Dati Progetto

Materiale	f_y [MPa]	ε_{lim} [%]
AISI 316L	190.0	5.0

Spiegazione dei simboli

t_p	Spessore piastra
σ_{Ed}	Sforzo equivalente
ε_{Pl}	Deformazione Plastica
$\sigma_{c,Ed}$	Tensione di contatto
f_y	Tensione di snervamento
ε_{lim}	Limite di deformazione plastica

Risultati dettagliati per Stelo

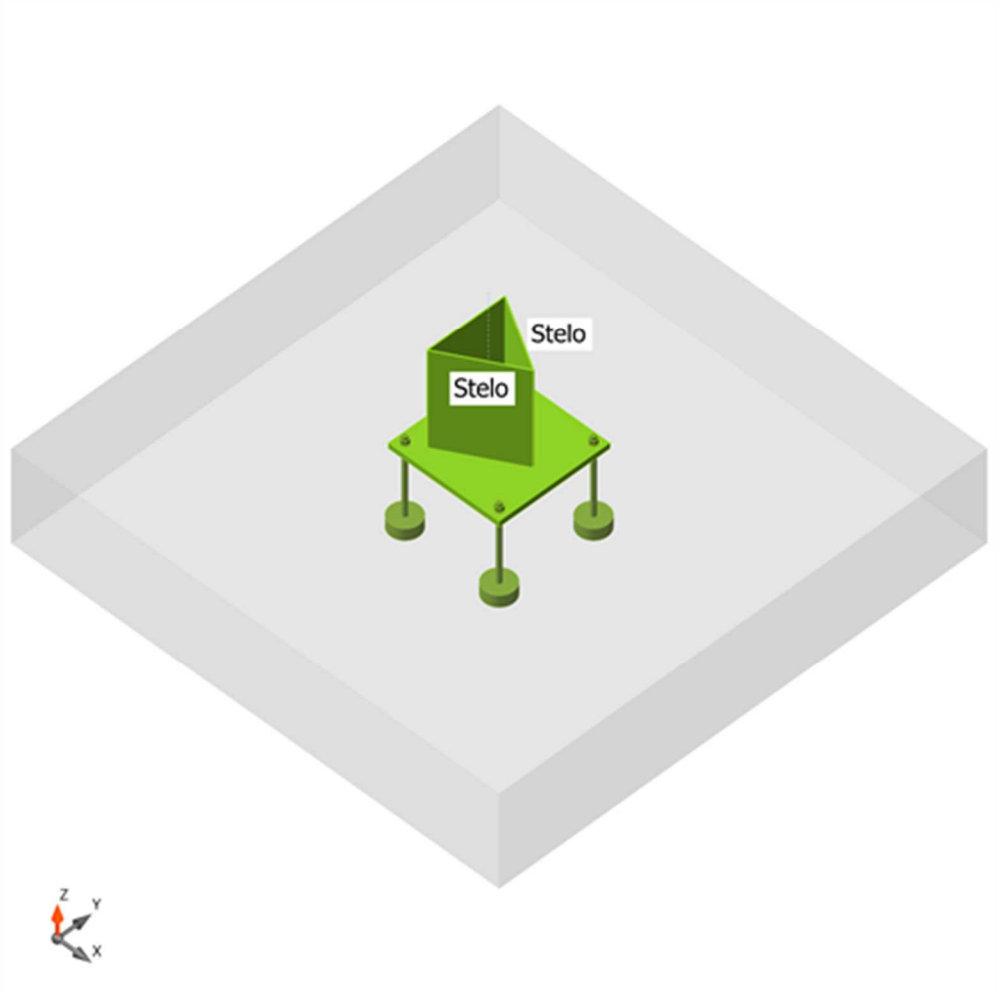
Valori di progetto utilizzati nell'analisi

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \quad 181.0 \quad \text{MPa}$$

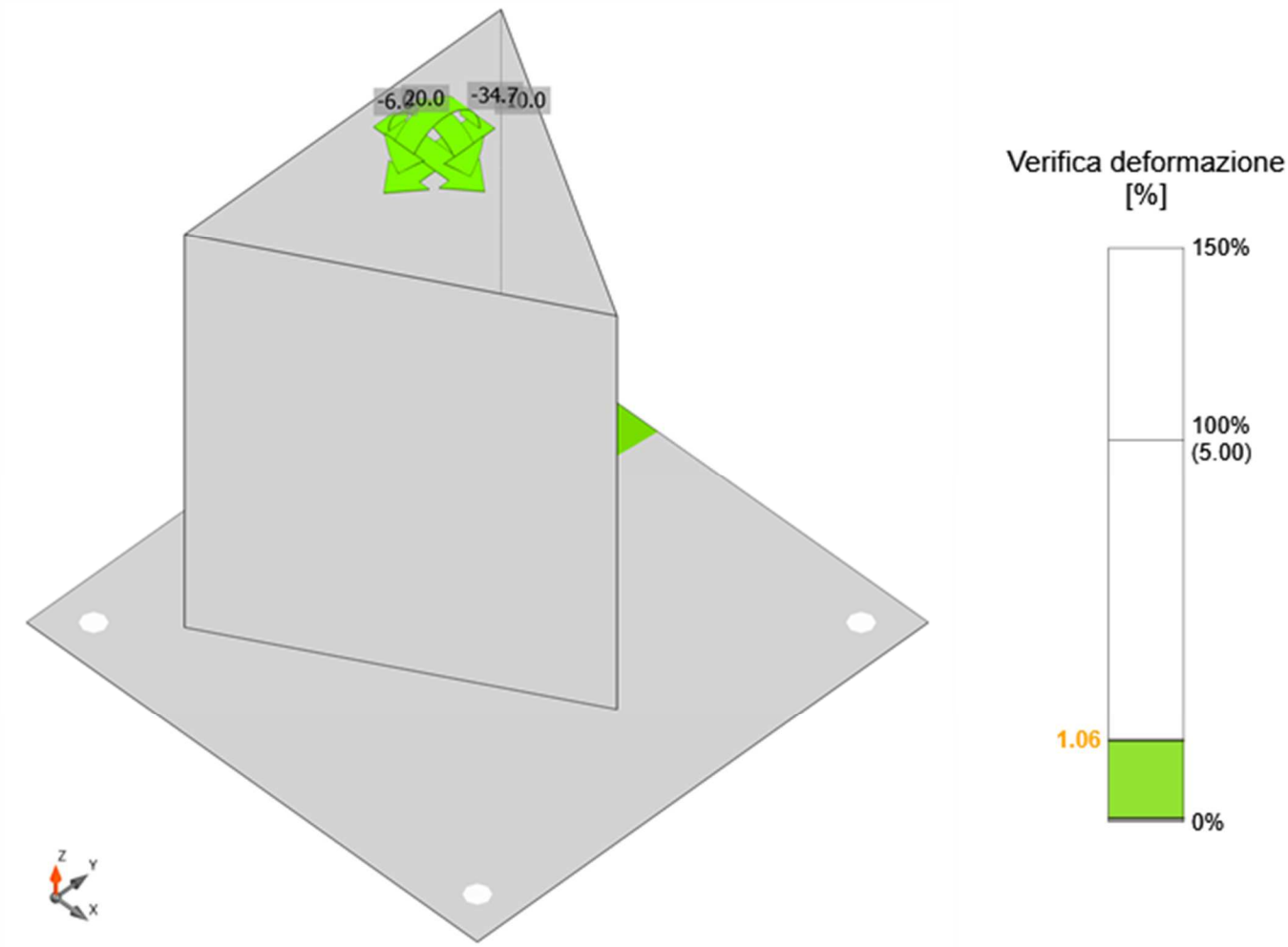
Dove:

$f_{yk} = 190.0$ MPa – tensione di snervamento caratteristica

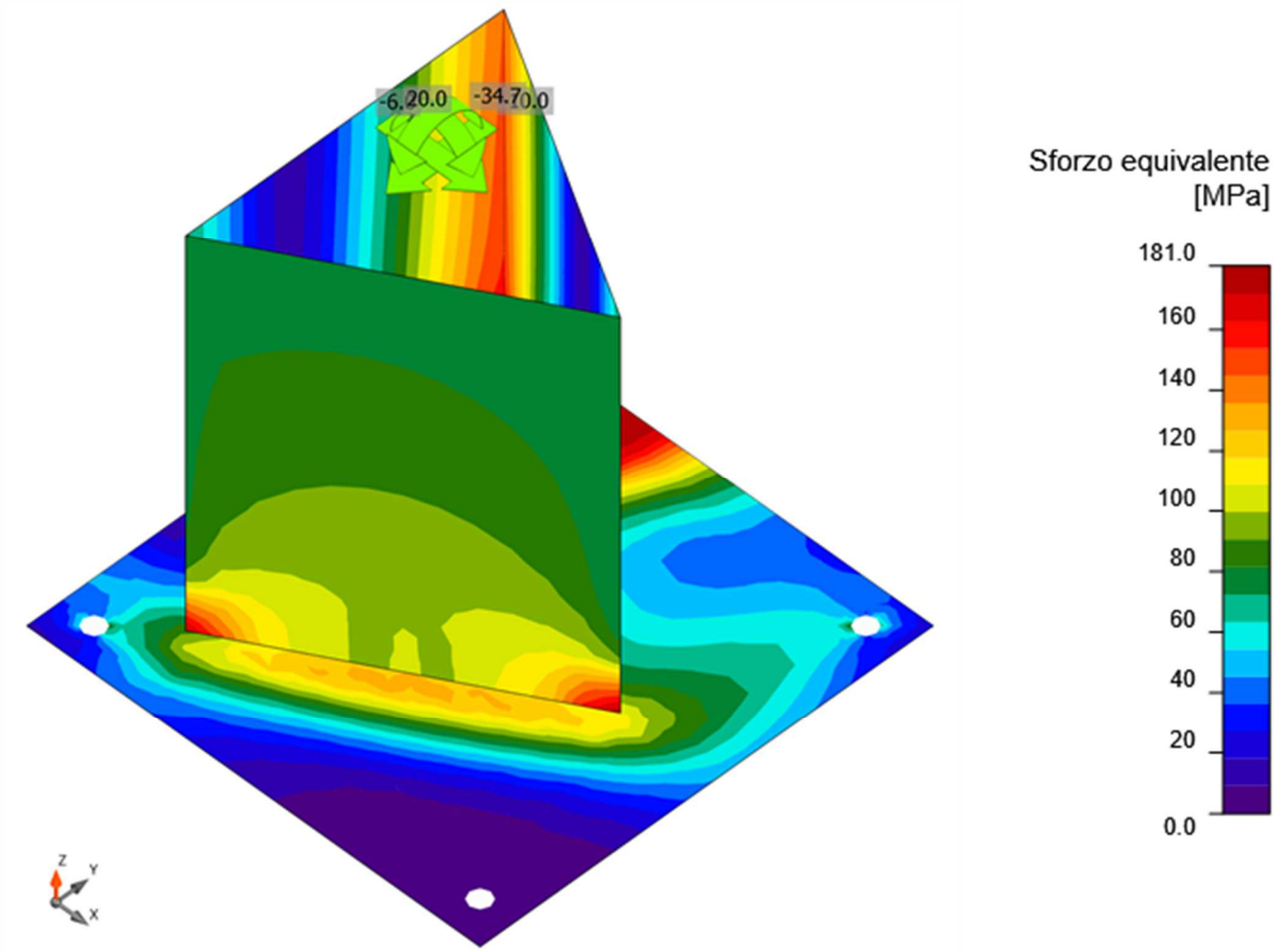
$\gamma_{M0} = 1.05$ – coefficiente di sicurezza per il materiale in acciaio EN 1993-1-1 – 6.1



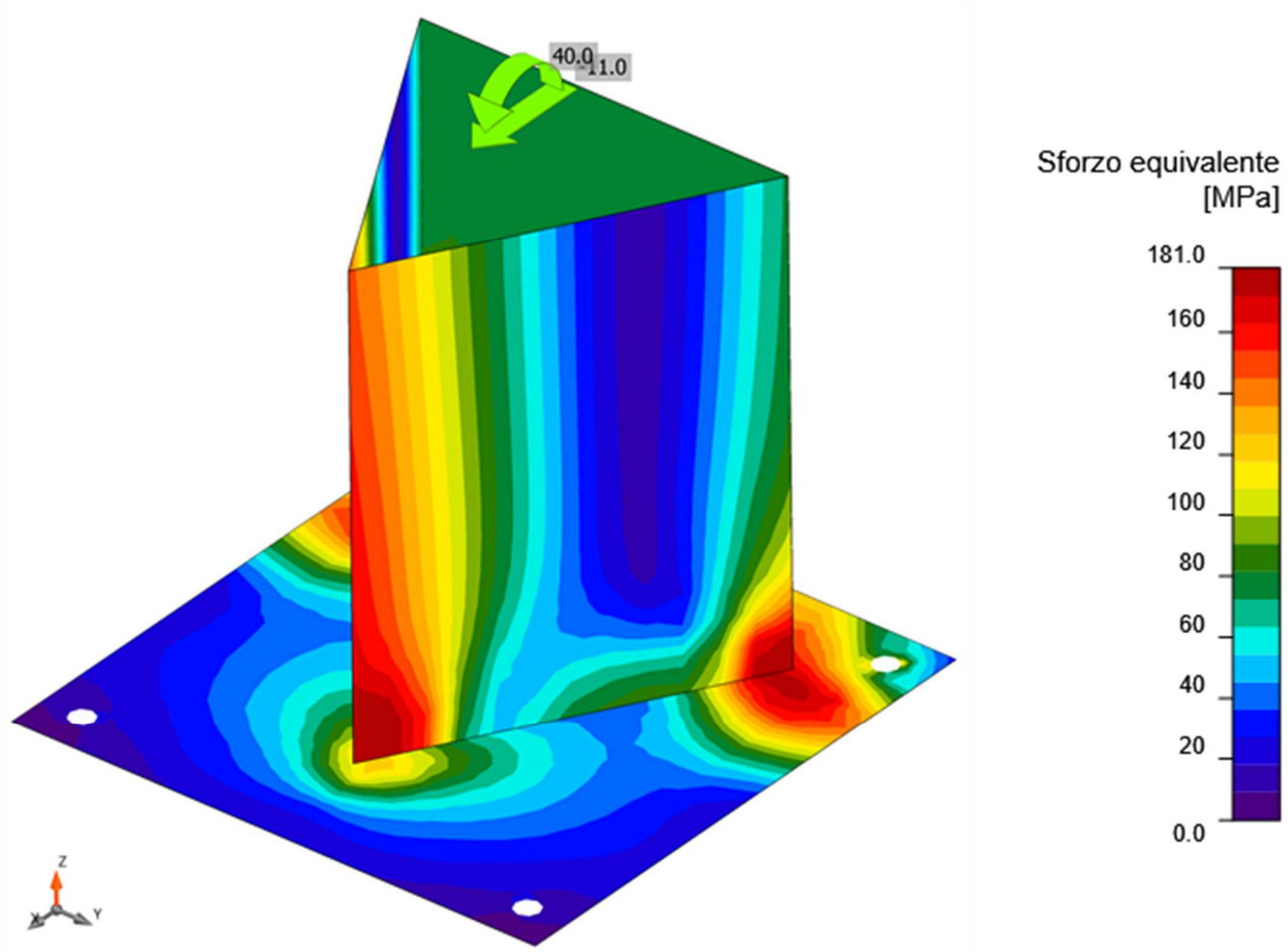
Verifica globale



Verifica deformazione, SLU -y

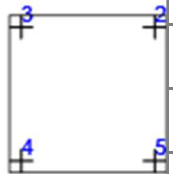


Sforzo equivalente, SLU -y



Sforzo equivalente, SLU +X

Ancoraggi

Forma	Elemento	Carichi	N_{Ed} [kN]	V_{Ed} [kN]	$N_{Rd,c}$ [kN]	$N_{Rd,p}$ [kN]	$N_{Rd,cb}$ [kN]	$V_{Rd,c}$ [kN]	$V_{Rd,cp}$ [kN]	Ut_t [%]	Ut_s [%]	Ut_{ts} [%]	Dettagli costruttivi	Stato
	A2	SLU +Y	2.6	2.3	181.8	1466.1	0.0	113.6	685.4	63.1	9.7	53.2	OK	OK
	A3	SLU -y	93.5	3.5	200.1	1466.1	0.0	0.0	685.4	77.9	8.9	45.9	OK	OK
	A4	SLU +x	85.4	3.3	218.6	1466.1	0.0	0.0	685.4	71.2	8.4	43.1	OK	OK
	A5	SLU +Y	29.8	2.4	181.8	1466.1	0.0	0.0	685.4	63.1	6.3	50.4	OK	OK

Dati Progetto

Classe	$F_{t,Rd}$ [kN]	$F_{vb,Rd}$ [kN]
M20 8.8 - 1	120.0	38.9

Spiegazione dei simboli

N_{Ed}	Forza di trazione
V_{Ed}	Risultante delle forze di taglio del bullone Vy e Vz nei piani di taglio
$N_{Rd,c}$	Resistenza di progetto in caso di rottura del cono di calcestruzzo sotto carico di trazione - EN 1992-4 – 7.2.1.4
$N_{Rd,p}$	Resistenza di progetto in caso di rottura per pull-out - EN 1992-4 – 7.2.1.5
$N_{Rd,cb}$	Resistenza di progetto in caso di collasso del calcestruzzo per spinta a vuoto - EN 1992-4 – 7.2.1.8
$V_{Rd,c}$	Resistenza di progetto in caso di rottura del cono di calcestruzzo sotto carico di taglio - EN 1992-4 – 7.2.2.5
$V_{Rd,cp}$	Resistenza di progetto in caso di rottura del calcestruzzo per pryout - EN 1992-4 – 7.2.2.4
Ut_t	Utilizzo in trazione
Ut_s	Utilizzo a taglio
Ut_{ts}	Utilizzo in trazione e taglio
$F_{t,Rd}$	Resistenza di progetto alla trazione di un elemento di fissaggio in caso di rottura dell'acciaio - EN 1993-1-8 – Tabella 3.4
$F_{vb,Rd}$	Resistenza di progetto a taglio di un elemento di fissaggio in caso di rottura dell'acciaio - EN 1993-1-8 – 6.2.2

Risultati dettagliati per A3

Si presuppone l'ancoraggio gettato in opera. Le verifiche sull'acciaio vengono eseguite secondo EN 1993-1-8.

Resistenza a trazione dell'ancoraggio (EN 1993-1-8 – Tabella 3.4)

$F_{t,Rd} = \frac{c \cdot k_2 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} =$ 120.0 kN ≥ $N_{Ed} =$ 93.5 kN

Dove:

$c = 0.85$ – fattore di riduzione per taglio filettatura

$k_2 = 0.90$ – fattore per ancoraggi con testa non svasata

$f_{ub} = 800.0$ MPa – resistenza alla trazione minima del bullone

$A_s = 245$ mm^2 – area soggetta alla trazione

$\gamma_{M2} = 1.25$ – coefficiente di sicurezza

Resistenza a rottura conica del calcestruzzo dell'ancoraggio a trazione (EN 1992-4 – 7.2.1.4)
La verifica viene eseguita per un gruppo di ancoraggi che formano i coni di rottura a trazione comuni: A2, A3, A4, A5

$N_{Rd,c} = \frac{N_{Rk,c}}{} =$ 200.1 kN ≥ $N_{Ed,g} =$ 118.8 kN

$N_{Rk,c} = N^0_{Rk,c} \cdot \frac{A_{c,N}}{A^0_{c,N}} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ec,N} \cdot \psi_{M,N} =$ 360.2 kN

Dove:

$N_{Ed,g} = 118.8$ kN – somma delle forze di trazione degli ancoraggi con area del cono di rottura del calcestruzzo comune

$N^0_{Rk,c} = 235.9$ kN – resistenza caratteristica di un fissaggio a distanza dagli effetti dei fissaggi e bordi adiacenti dell'elemento in calcestruzzo

$N^0_{Rk,c} = k_1 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot h_{ef}^{1.5}$

, dove:

$k_1 =$ 8.90 – parametro che tiene conto del tipo di ancoraggio e della condizione del calcestruzzo

$f'_c =$

32.0 MPa – resistenza a compressione del calcestruzzo
$h_{ef} = \min(h_{emb}, \max(\frac{c_{a,max}}{1.5}, \frac{s_{max}}{3})) =$
280 mm – profondità dell'ancoraggio, dove:
$h_{emb} =$
280 mm – profondità di ancoraggio
$c_{a,max} =$
835 mm – distanza massima dall'ancoraggio a uno dei tre bordi più vicini
$s_{max} =$
400 mm – spaziatura massima tra ancoraggi

$A_{c,N} = 1537600\ \text{mm}^2$ – area del cono di rottura del calcestruzzo per gruppo di ancoraggi

$A^0_{c,N} = 705600\ \text{mm}^2$ – area del cono di rottura di calcestruzzo per ancoraggio singolo non influenzato dai bordi

$A^0_{c,N} = (3 \cdot h_{ef})^2$
, dove:
$h_{ef} =$
280 mm – profondità dell'ancoraggio

$\psi_{s,N} = 1.00$ – parametro relativo alla distribuzione delle tensioni nel calcestruzzo a causa della vicinanza del fissaggio a un bordo dell'elemento in calcestruzzo:

$\psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 \cdot \frac{c}{1.5 \cdot h_{ef}} \leq 1$
, dove:
$c =$
835 mm – distanza minima dall'ancoraggio al bordo
$h_{ef} =$
280 mm – profondità dell'ancoraggio

$\psi_{re,N} = 1.00$ – parametro che tiene conto del fenomeno dello spalling del guscio:

$\psi_{re,N} = 0.5 + \frac{h_{ef}}{200} \leq 1$
, dove:
$h_{ef} =$
280 mm – profondità dell'ancoraggio

$\psi_{ec,N} = 0.53$ – fattore di modifica per gruppi di ancoraggi caricati eccentricamente a trazione:

$\psi_{ec,N} = \psi_{ecx,N} \cdot \psi_{ecy,N}$
, dove:
$\psi_{ecx,N} = \frac{1}{1+\frac{2 \cdot e_{x,N}}{3 \cdot h_{ef}}} =$
0.77 – fattore di modifica che dipende dall'eccentricità nella direzione x
$e_{x,N} =$
127 mm – eccentricità del carico a trazione nella direzione x
$\psi_{ecy,N} = \frac{1}{1+\frac{2 \cdot e_{y,N}}{3 \cdot h_{ef}}} =$
0.69 – fattore di modifica che dipende dall'eccentricità nella direzione y
$e_{y,N} =$
185 mm – eccentricità del carico a trazione nella direzione y
$h_{ef} =$
280 mm – profondità dell'ancoraggio

$\psi_{M,N} = 1.31$ – parametro che tiene conto dell'effetto di una forza di compressione tra il dispositivo di fissaggio e il calcestruzzo; questo parametro è uguale a 1 se c < 1.5h_{ef} o il rapporto tra la forza di compressione (inclusa la compressione dovuta alla flessione) e la somma delle forze di trazione negli ancoraggi è inferiore a 0.8

$\psi_{M,N} = 2 - \frac{y \cdot z}{3 \cdot h_{ef}} \geq 1$
, dove:
$z =$
288 mm – braccio della leva interno
$h_{ef} =$

280 mm – profondità dell'ancoraggio

$\gamma_{Mc} = 1.80$ – coefficiente di sicurezza per calcestruzzo

Resistenza a pullout del calcestruzzo (EN 1992-4 – 7.2.1.5)

$N_{Rd,p} =$ 1466.1 kN ≥ $N_{Ed} =$ 93.5 kN

$\frac{N_{Rk,p}}{} =$

$N_{Rk,p} = k_2 \cdot A_h \cdot f_{ck} =$ 2638.9 kN

Dove:

$k_2 = 7.50$ – coefficiente per calcestruzzo fessurato / non fessurato

$A_h = 10996$ mm^2 – area della testa portante del fissaggio

$A_h = \frac{\pi}{4} \cdot (d_h^2 - d^2)$

, dove:

$d_h =$

120.0 mm

$\leq 6 \cdot t_h + d$

– dimensione utile della piastra a rondella, dove:

$t_h \geq \frac{d_h - d}{6} =$

16.7 mm – spessore della testa del fissaggio con testa

$d =$

20.0 mm – diametro del gambo del fissaggio

$f_{ck} = 32.0$ MPa – resistenza a compressione del calcestruzzo

$\gamma_{Mc} = 1.80$ – coefficiente di sicurezza per calcestruzzo

Resistenza a blowout del calcestruzzo (EN 1992-4 – 7.2.1.8)

La verifica della rottura a blow-out del calcestruzzo non è richiesta se la distanza del bordo $c_1 > 0.5\ h_{ef}$.

Resistenza a taglio (EN 1993-1-8 – 6.2.2)

$F_{vb,Rd} =$ 38.9 kN ≥ $V_{Ed} =$ 3.5 kN

$\min(F_{1vb,Rd}; F_{2vb,Rd}) =$

$F_{1vb,Rd} = \frac{\alpha_v \cdot f_{ub} \cdot A}{\gamma_{M2}} =$ 94.1 kN

Dove:

$\alpha_v = 0.60$ – forza di taglio fattorizzata

$f_{ub} = 800.0$ MPa – resistenza alla trazione minima del bullone

$A = 245$ mm^2 – area soggetta alla trazione

$\gamma_{M2} = 1.25$ – coefficiente di sicurezza

$F_{2vb,Rd} =$ 38.9 kN

$\alpha_v \cdot f_{ub} \cdot A$

Dove:

$\alpha_b = 0.44 - 0.0003 f_{yb} = 0.25$ – forza di taglio fattorizzata

$f_{yb} = 640.0$ MPa – resistenza di snervamento del bullone di ancoraggio

$235.0 \leq f_{yb} \leq 640.0$

$f_{ub} = 800.0$ MPa – resistenza alla trazione minima del bullone

$A_s = 245$ mm^2 – area soggetta alla trazione

$\gamma_{M2} = 1.25$ – coefficiente di sicurezza

Resistenza a pryout del calcestruzzo (EN 1992-4 – 7.2.2.4)
La verifica viene eseguita per un gruppo di ancoraggi sulla piastra di base comune

$V_{Rd,cp} = \frac{V_{Rk,cp}}{\gamma_{Mc}} =$ 685.4 kN ≥ $V_{Ed,g} =$ 11.7 kN

$V_{Rk,cp} = k_8 \cdot$ 1028.1 kN

Dove:

$k_8 = 2.00$ – fattore che tiene conto della profondità di infissione del fissaggio

$N_{Rk,c} = 514.0$ kN – rottura conica caratteristica del calcestruzzo di un fissaggio o di un gruppo di fissaggi; si presume che tutti gli ancoraggi siano in trazione

$\gamma_{Mc} = 1.50$ – coefficiente di sicurezza per calcestruzzo

Interazione delle forze di trazione e taglio nell'acciaio
L'interazione delle modalità di rottura dell'acciaio a trazione e taglio non è necessaria perché è implicitamente inclusa la verifica a taglio dell'ancoraggio.
Interazione delle forze di trazione e taglio nel calcestruzzo (EN 1992-4 – Tabella 7.3)

$(\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,i}})^{1.5} +$ 0.46 ≤ 1.0

Dove:

$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,i}}$ – il valore di utilizzo più grande per le modalità di rottura per trazione

$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,i}}$ – il valore di utilizzo più grande per le modalità di rottura per taglio

$\frac{N_{Ed,g}}{N_{Rd,c}} = 59.3\ \%$ – rottura del cono di calcestruzzo dell'ancoraggio a trazione

$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,p}} = 6.4\ \%$ – rottura a pullout del calcestruzzo

$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,cb}} = 0.0\ \%$ – rottura a blowout del calcestruzzo

$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,c}} = 0.0\ \%$ – rottura del bordo del calcestruzzo

$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,cp}} = 1.7\ \%$ – rottura a pryout del calcestruzzo

Saldature

Elemento	Bordo	T_w [mm]	L [mm]	Carichi	$\sigma_{w,Ed}$ [MPa]	ε_{Pl} [%]	$\sigma_{\perp}$ [MPa]	$\tau_{\perp}$ [MPa]	$\tau_{\parallel}$ [MPa]	Ut [%]	Ut_c [%]	Dettagli costruttivi	Stato
PB1	Stelo-w 1	-	990	-	-	-	-	-	-	-	-	OK	OK

Spiegazione dei simboli

T_w	Spessore della gola a
L	Lunghezza
$\sigma_{w,Ed}$	Sforzo equivalente
ε_{Pl}	Deformazione
$\sigma_{\perp}$	Tensione perpendicolare
$\tau_{\perp}$	Sforzo di taglio perpendicolare all'asse della saldatura
$\tau_{\parallel}$	Sforzo di taglio parallelo all'asse della saldatura
Ut	Utilizzo
Ut_c	Stima della capacità della saldatura

Progetto:

Progetto n:

Autore:

Risultati dettagliati per PB1 / Stelo-w 1

Le saldature CJP non vengono verificate. Si presume che la loro resistenza sia uguale a quella della piastra connessa.

Blocco di calcestruzzo

Elemento	Carichi	c [mm]	A_{eff} [mm^2]	σ [MPa]	k_j [-]	f_{jd} [MPa]	Ut [%]	Stato
CB 1	SLU +y	30	6297	23.5	3.00	42.9	54.8	OK

Spiegazione dei simboli

c	Larghezza del supporto
A_{eff}	Area effettiva
σ	Tensione media nel calcestruzzo
k_j	Fattore di Concentrazione
f_{jd}	La portata ultima del basamento in calcestruzzo
Ut	Utilizzo

Risultati dettagliati per CB 1

Verifica resistenza a compressione del blocco di calcestruzzo (EN 1993-1-8 – 6.2.5)

$f_{jd} =$ 42.9 MPa ≥ $\sigma =$ 23.5 MPa

Dove:

f_{jd} – resistenza di progetto del blocco di calcestruzzo:

$f_{jd} = \alpha_{cc} \beta_j k_j \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$

, dove:

$\alpha_{cc} =$

1.00 – effetti a lungo termine sul fattore di resistenza a compressione

$\beta_j =$

0.67 – coefficiente di qualità della malta

$k_j =$

3.00 – fattore di concentrazione

$f_{ck} =$

32.0 MPa – resistenza caratteristica a compressione del calcestruzzo

$\gamma_c =$

1.50 – fattore di sicurezza per calcestruzzo

σ – sollecitazione di compressione media nel calcestruzzo sotto la piastra di base

$\sigma = \frac{N}{A_{eff}}$

, dove:

$N =$

147.8 kN – forza normale di compressione che agisce sul blocco di calcestruzzo

$A_{eff} =$

6297 mm^2 – area effettiva su cui viene distribuita la forza normale

Progetto:

Progetto n:

Autore:

Impostazioni codice

Elemento	Valore	Unità	Riferimento
Coefficiente di sicurezza γ_{M0}	1.05	-	EN 1993-1-1 – 6.1
Coefficiente di sicurezza γ_{M1}	1.05	-	EN 1993-1-1 – 6.1
Coefficiente di sicurezza γ_{M2}	1.25	-	EN 1993-1-1 – 6.1, EN 1993-1-8 – Tabella 2.1
Coefficiente di sicurezza γ_{M3}	1.25	-	EN 1993-1-8 – Tabella 2.1
Coefficiente di sicurezza γ_{C}	1.50	-	EN 1992-1-1 – 2.4.2.4
Coefficiente di sicurezza γ_{Inst}	1.20	-	EN 1992-4 – Tabella 4.1
Coefficiente unione βj	0.67	-	EN 1993-1-8 – 6.2.5(7)
Area effettiva - influenza della dimensione della mesh	0.10	-	
Coefficiente di attrito - calcestruzzo	0.25	-	EN 1993-1-8
Coefficiente di attrito in resistenza all'attrito	0.30	-	EN 1993-1-8 – Tabella 3.7
Deformazione plastica limite	0.05	-	EN 1993-1-5
Dettagli costruttivi	Si		
Distanza tra i bulloni [d0]	2.20	-	EN 1993-1-8 – Tabella 3.3
Distanza tra i bulloni e il bordo [d0]	1.20	-	EN 1993-1-8 – Tabella 3.3
Resistenza a rottura conica del calcestruzzo	Entrambi		
Calcestruzzo fessurato	Si		EN 1992-4
Verifica di deformazione locale	Si		
Limite di deformazione locale	0.03	-	CIDECT DG 1, 3 – 1.1
Non linearità geometrica (GMNA)	Si		Grandi deformazioni per sezioni cave
Sistema controventato	No		EN 1993-1-8 – 5.2.2.5

Informazioni sul Software

Applicazione	IDEA StatiCa Connection
Versione	26.0.0.3314
Sviluppato da	IDEA StatiCa