



1			24/11/14		
Rev	Nome file	Descrizione	Data	Redatto	Appr.

REGIONE VENETO

PROVINCIA DI VENEZIA

COMUNE DI PORTOGRUARO

INTERVENTI URGENTI DI CONSOLIDAMENTO DELLE FONDAZIONI DELLA TORRE CIVICA DI PORTOGRUARO

PROGETTO ESECUTIVO



RELAZIONE DI CALCOLO OPERE DI FONDAZIONE

N. ELABORATO

R03

DATA NOVEMBRE 2014

SCALA

PROGETTISTIProgettazione generale, geotecnica e
delle opere di fondazione

Prof. Ing. Francesco Colleselli

colleselli & p.
INGEGNERIA GEOTECNICA

 Via Vigonovese, 115 - 35127 Padova
 Tel. 049 8705204-953 - Fax 049 7628139
 e-mail: info@colleselligeotecnica.it
 www.colleselligeotecnica.it
Collaborazione progettazione geotecnica e
delle opere di fondazione
 Ing. Giuseppe Colleselli
 Via Vigonovese, 115 - 35127 Padova
Documentazione contabile e coord.
sicurezza in fase di progettazione

Ing. Arturo Busetto


 Ing. Busetto Arturo
 STUDIO TECNICO

 Vicolo Forri Vecchi, n° 1/A Pordenone
 Tel. 0434.208166 Fax 0434.27005
 e-mail: info@busettoarturo.it
Progettazione delle strutture
in elevazione

Ing. Fabio Urban

Via Ippolito Nievo 12 - 33033 Codroipo - UD

CONSULENTI
 UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI TRENTO
 DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA
 MECCANICA E STRUTTURALE

 Gruppo di lavoro:
 Dr. Daniele Zonta
 Ing. Emiliano Debiasi
 Ing. Marco Molinari
 Ing. Davide Trapani

SOMMARIO

1	PREMESSE	3
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	4
3	CONSIDERAZIONI SULLE CAUSE DEI CEDIMENTI	5
4	CONSOLIDAMENTO DELLA TORRE	6
4.1	VERIFICHE DI SICUREZZA	10
5	OPERE DI SOSTEGNO PROVVISORIALI	19
5.1	MODELLO DI CALCOLO	20
5.2	MICROPALI DI FONDAZIONE DELLA STRUTTURA DI SOSTEGNO PROVVISORIALE	35

1 PREMESSE

Nella presente relazione vengono condotte le verifiche geotecniche delle opere di fondazione previste nell'ambito dell'intervento di consolidamento.

Il progetto è stato redatto in ottemperanza a quanto previsto dalle vigenti *Norme Tecniche per le Costruzioni* di cui al D.M. 14 Gennaio 2008, aggiornate con la Circolare del 2 Febbraio 2009 n. 617 C.S.LL.PP. *“Istruzioni per l'applicazione nuove Norme Tecniche per le Costruzioni”*, con riferimento quindi al metodo semiprobabilistico agli Stati Limite.

Gli interventi che riguardano le costruzioni esistenti sono trattati al capitolo 8 delle NTC 08: il presente progetto interessa solo le fondazioni della struttura del campanile e va inteso come *“intervento locale”*, con riferimento a quanto riportato nel paragrafo 8.4.3: *“gli interventi di questo tipo riguarderanno singole parti e/o elementi della struttura e interesseranno porzioni limitate della costruzione. Il progetto e la valutazione della sicurezza potranno essere riferiti alle sole parti e/o elementi interessati e documentare che, rispetto alla configurazione precedente al danno, al degrado o alla variante, non siano prodotte sostanziali modifiche al comportamento delle altre parti e della struttura nel suo insieme e che gli interventi comportino un miglioramento delle condizioni di sicurezza preesistenti.”*.

Inoltre la norma, sempre al paragrafo 8.4, specifica che per i beni di interesse culturale in zone dichiarate a rischio sismico, come quella in oggetto, *“ai sensi del comma 4 dell'art. 29 del D. lgs. 22 gennaio 2004, n. 42 “Codice dei beni culturali e del paesaggio”, è in ogni caso possibile limitarsi ad interventi di miglioramento effettuando la relativa valutazione della sicurezza.”*

L'intervento di consolidamento delle fondazioni della torre descritto nella presente relazione non riguarda né l'individuazione né la sistemazione di eventuali carenze strutturali della torre per la sua parte fuori terra.

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- “Norme tecniche per le costruzioni” Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008.
- CIRCOLARE 2 febbraio 2009 , n. 617 C.S.LL.PP. Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008.
- UNI EN 1997-1:2005 Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica - Parte 1: Regole generali.
- UNI EN 1997-2:2007 Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica - Parte 2: Indagini e prove nel sottosuolo.
- Raccomandazioni sui pali di fondazione 1984 AGI – Associazione Geotecnica Italiana.
- Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche. 1977 AGI – Associazione Geotecnica Italiana

3 CONSIDERAZIONI SULLE CAUSE DEI CEDIMENTI

I risultati delle indagini geognostiche condotte (si veda la relazione geologica e geotecnica) evidenziano un profilo stratigrafico abbastanza uniforme, con spessori degli strati pressoché costanti al di sotto delle due verticali indagate, con qualche diversità solo oltre i 15m di profondità.

Lo strato coesivo argilloso e torboso che si individua fino a -11m, responsabile della maggior parte dei cedimenti, è uniforme, anche se appare meno consistente in corrispondenza del sondaggio S-2.

E' evidente che i pali di legno di fondazione interessano solo parzialmente tale strato, come già detto molto compressibile, e quindi soggetto a cedimenti anche per modesti incrementi di carico.

I cedimenti differenziali della fondazione della Torre non sembrano, quindi, legati a condizioni stratigrafiche disuniformi ma piuttosto ad un'inclinazione che si è manifestata sin dalla dall'epoca della sua costruzione, oppure agli effetti della realizzazione, nelle immediate vicinanze del campanile, del nuovo Duomo sul sedime dell'antica chiesa, verso cui la torre pende.

Le cause del cedimento differenziale della Torre Civica debbono anche ricercarsi nel progressivo degrado dei pali di fondazione causato da modifiche al regime della falda occorse negli anni e legate agli interventi edilizi sugli edifici e sulle strutture limitrofe.

4 CONSOLIDAMENTO DELLA TORRE

Al fine di arrestare il fenomeno di incremento della rotazione della Torre, si è optato per il getto di un cordolo in calcestruzzo armato in modo da ampliare in modo significativo l'impronta della fondazione esistente dalla torre, riducendo così le pressioni trasmesse al terreno di fondazione e garantendo la capacità portante. Inoltre al fine di poter controllare i cedimenti futuri ed in particolare quelli differenziali è prevista la messa in opera di pali ad infissione senza asporto di terreno tipo "Soles" vincolati al nuovo cordolo di fondazione (si vedano elaborati grafici allegati) con funzione quindi solo di limitatore dei cedimenti (come indicato al paragrafo 6.4.3.3 delle NTC 08) .

Il cordolo ha una sezione rettangolare utile di larghezza minima pari a 1.5 m ed altezza di circa 2.5 m e deve essere gettato a conci, in n° di 3 per lato, in modo da limitare le dimensioni degli scavi necessari per la sua posa in opera, al fine di arrecare il minor disturbo possibile alla struttura esistente. I conci in c.a., oltre ad essere opportunamente armati e dotati di barre di acciaio di ripresa che consentano la reciproca ed ottimale interconnessione fra i getti successivi, dovranno essere provvisti di predisposizioni sia per la successiva realizzazione di pali di fondazione verticali tipo Soles, sia per l'inserimento di trefoli in acciaio orizzontali passanti da lato a lato del cordolo perimetrale (con perforazione della fondazione in pietrame e del suo nucleo interno), con cui precomprimere e legare complessivamente la piattaforma di fondazione. Al fine di garantire efficace collegamento fra il cordolo in c.a. ed il dado di fondazione esistente in muratura, si prevede di disporre n°3 barre di inghisaggio in acciaio con diametro ϕ 30 ad interasse di 30 cm. Le barre, inserite nella muratura di fondazione per almeno 50 cm previa foratura, devono essere solidarizzate con essa tramite "inghisaggio chimico" e devono sporgere per almeno 50 cm al fine di consentire adeguato immersione nel cordolo in c.a. gettato successivamente.

La sequenza operativa per la realizzazione dei conci ed i dettagli tecnici sono descritti negli elaborati grafici allegati.

Prima del getto del cordolo perimetrale della fondazione della Torre, si prevede: di verificare la consistenza del nucleo interno della fondazione, di sostituirlo eventualmente con calcestruzzo in modo da creare un nucleo rigido in grado di sopportare la successiva precompressione e di perforare il nucleo in corrispondenza dei trefoli in acciaio previsti al fine di consentirne l'installazione.

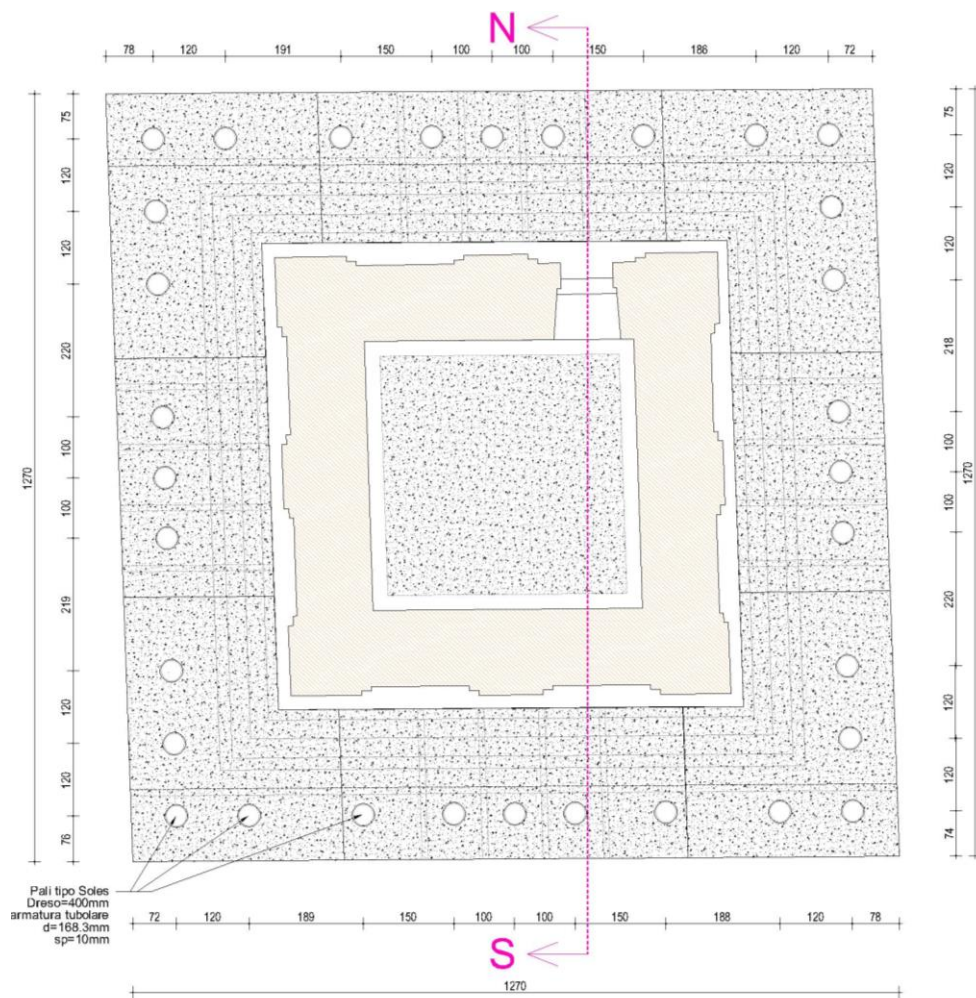


Figura 4.1: pianta del cordolo di consolidamento in c.a.

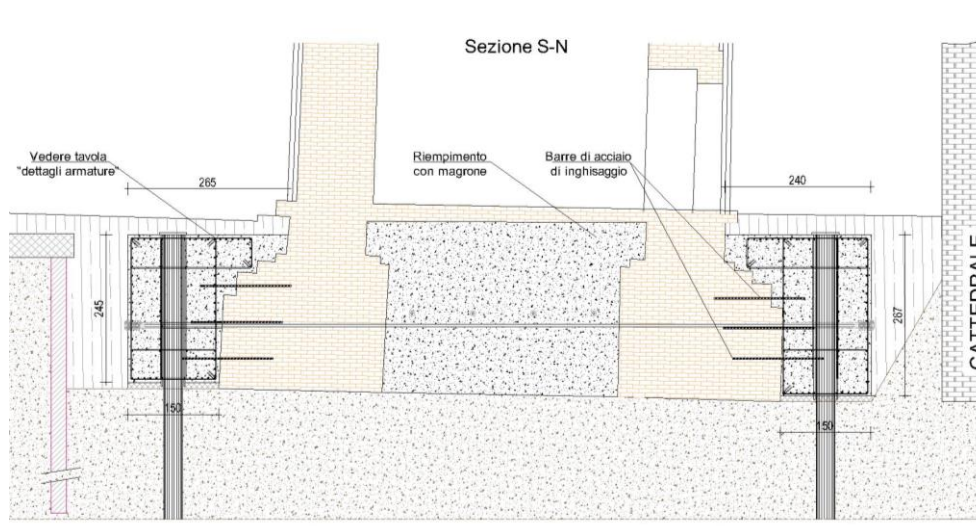


Figura 4.2: sezione del cordolo di consolidamento in c.a.

Si procederà quindi con l'installazione dei trefoli in acciaio passanti completamente da lato a lato (n°6 Sud→Nord e n°4 Ovest→Est) dell'intero blocco di fondazione: all'interno quindi sia dei fori predisposti nei cordoli in c.a., sia della fondazione esistente in pietrame e del nucleo in calcestruzzo. Come detto tali barre dovranno poi essere opportunamente pretensionate (operando dai lati Sud ed Ovest) in modo da precomprimere e legare l'intera piattaforma di fondazione.

Sarà poi possibile realizzare, in corrispondenza del cordolo perimetrale in c.a., i pali di tipo Soles, in tutto n°32 pali, utilizzando le predisposizioni poste in opera in fase di getto (si vedano elaborati grafici allegati).

Le predisposizioni sono costituite da un tubolare in acciaio (tubo guida) passante il getto in calcestruzzo e solidale ad esso, di diametro maggiore rispetto al tubolare di armatura del palo da realizzare: quest'ultimo verrà inserito all'interno del tubo guida solo al momento opportuno e sarà libero di scorrere attraverso il cordolo di fondazione grazie al tubo guida stesso.

Alla base del tubo guida, in corrispondenza quindi dell'intradosso del getto in c.a. del cordolo di fondazione, viene disposta a contatto con il terreno anche una piastra in acciaio di forma circolare con diametro pari al diametro reso previsto per il palo (maggiore del diametro del tubolare di armatura). La piastra, che costituirà la punta del palo, è dotata di un bicchiere in acciaio coassiale al tubolare di armatura: il diametro del bicchiere deve essere tale da permettere l'incastro con il tubolare di armatura inserito successivamente.

Terminati il getto del cordolo di fondazione in c.a., il consolidamento del nucleo del campanile e la precompressione della piastra di fondazione, sarà possibile come detto installare i pali sfruttando le predisposizioni (tubo guida, piastra di base e bicchiere) sopra descritte: per ciascun palo è necessario inserire all'interno del tubo guida il tubolare di armatura in acciaio, che va ad incastrarsi alla piastra di base tramite il bicchiere.

Viene quindi installato il dispositivo di spinta dotato di martinetti idraulici che, ancorato al cordolo di fondazione che funge da contrasto, spinge il tubolare di armatura e la piastra di base infiggendoli a pressione nel terreno.

Poiché il diametro della piastra di base è maggiore di quello dell'armatura tubolare che la segue, durante l'infissione viene a formarsi un'intercapedine fra armatura e terreno che viene immediatamente riempita di calcestruzzo tramite un tubo-getto (anch'esso inizialmente predisposto ed annegato nel getto del cordolo di fondazione).

Quando la punta del palo raggiunge la profondità prestabilita, il dispositivo di spinta viene rimosso e l'intercapedine fra tubo guida e tubo di armatura viene riempita di calcestruzzo in modo da rendere solidale al cordolo di fondazione il palo appena realizzato.

Al di sopra del tubo guida viene infine posta una piastra in acciaio saldata ad esso.

I pali tipo Soles non prevedono dunque estrazione di terreno e produzione di materiali di risulta: durante la loro infissione il terreno nell'intorno del palo subisce un sensibile fenomeno di costipamento, a vantaggio della loro capacità portante.

La scelta di questa tipologia di pali offre i seguenti vantaggi operativi:

- assenza di vibrazioni poiché l'infissione avviene a mezzo di martinetti oleodinamici, con conseguente assenza di disturbo nei confronti della struttura su cui si interviene e sui manufatti adiacenti;
- ridotte dimensioni di tutte le attrezzature necessarie, con la possibilità quindi di operare in spazi ristretti sia in larghezza che in altezza o in adiacenza a strutture ed edifici esistenti.
- possibilità di monitorare tutti i parametri di infissione di ciascun palo ed eventualmente, se necessario, di incrementarne la spinta prima della solidarizzazione fra armatura e tubo guida.

Sono previsti in tutto n°32 pali (*Figura4.1*) di diametro $D = 400$ mm e lunghezza utile $L = 9$ m, da -3 a -12 m da piano campagna, armati con tubolare in acciaio S355 con diametro esterno $d = 168.3$ mm e spessore $s = 10$ mm.

La punta dei pali sarà quindi intestata nell'orizzonte di ghiaia e sabbia individuata dalle indagini a partire da circa 11 m di profondità da piano campagna.

Durante l'infissione dei pali è previsto il monitoraggio in continuo della torre per verificare eventuali spostamenti.

Le fasi e la sequenza di infissione dei pali dovranno essere concordate con la direzione lavori anche a seguito dei risultati del monitoraggio durante l'infissione dei pali; sempre a seguito dei risultati del monitoraggio sarà possibile limitare il numero dei pali da infiggere rispetto a quelli previsti.

Poiché la finalità dei pali è quella di limitare i cedimenti in particolare quelli differenziali della torre, si prevede di operare in più fasi con il sistema oleodinamico di spinta dei martinetti sui pali al fine di recuperare anche almeno limitatamente l'inclinazione.

4.1 VERIFICHE DI SICUREZZA

Di seguito si riportano le verifiche di capacità portante della fondazione della torre tenendo conto del nuovo cordolo in c.a.: i pali tipo Soles, con sola funzione di controllo dei cedimenti, non vengono considerati ai fini della capacità portante.

La verifica di sicurezza della fondazione diretta è stata svolta con riferimento all'Approccio2 (A1+M1+R3: *Tabella4.1* e *Tabella4.2*) in condizioni drenate, considerando l'angolo di resistenza al taglio $\phi'_k = 24^\circ$: nei calcoli è stata cautelativamente trascurata la presenza dei pali di legno (di cui non è noto lo stato di conservazione), su cui poggia lo zoccolo di fondazione della torre.

Coefficienti parziali "A" per le azioni o per l'effetto delle azioni

CARICHI	EFFETTO	COEFFICIENTE PARZIALE γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevoli	γ_{G1}	0.9	1.0	1.0
	Sfavorevoli		1.1	1.3	1.0
Permanenti non strutturali	Favorevoli	γ_{G2}	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevoli		1.5	1.5	1.3
Variabili	Favorevoli	γ_{Qi}	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevoli		1.5	1.5	1.3

Coefficienti parziali "M" per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan\phi'_k$	γ_ϕ	1.00	1.25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1.00	1.25
Resistenza non drenata	Cu_k	γ_{Cu}	1.00	1.40
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1.00	1.00

Tabella4.1: coefficienti parziali sulle azioni e sui materiali

Coefficienti parziali "R" sulle resistenze

Resistenza	Simbolo	Coefficiente parziale (R1)	Coefficiente parziale (R2)	Coefficiente parziale (R3)
Capacità portante	γ_R	1.00	1.80	2.30
Scorrimento	γ_R	1.00	1.10	1.10

Tabella4.2: coefficienti parziali sulle resistenze per fondazioni superficiali

Il peso totale della torre è di circa 21200 kN.

Nella seguente tabella si riportano i valori caratteristici dei carichi agenti forniti e riferiti al baricentro della torre alla quota del piano campagna.

Combinazione di carico	Carico verticale N (kN)	Taglio lungo x Tx (kN)	Momento lungo x Mx (kNm)	Taglio lungo y Ty (kN)	Momento lungo y My (kNm)
Peso proprio della torre + effetto eccentricità	21201		7036		8091
Peso proprio della torre + eccentricità +vento	21201	612	16215	612	17271

Tabella4.3: valori caratteristici delle sollecitazioni agenti forniti e riferiti al baricentro della torre alla quota del piano campagna

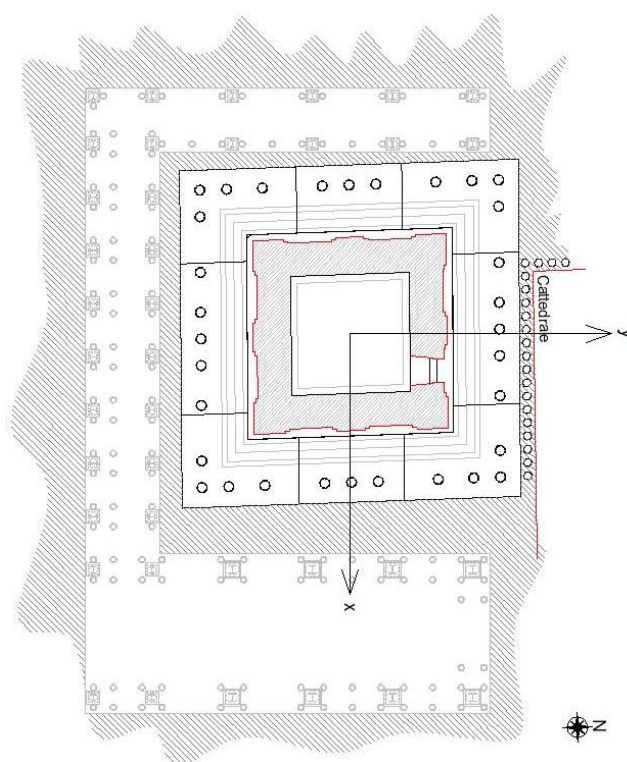


Figura 4.3: pianta intervento con orientazione

Nella seguente tabella si riportano i valori dei carichi agenti, riferiti al piano di posa della fondazione della torre a circa 3 m di profondità dal piano campagna, determinati tenendo conto del peso complessivo della fondazione (pari a 4200 kN circa) e dell'incremento dei momenti agenti dovuti al trasporto delle sollecitazioni di taglio.

Combinazione di carico	Carico verticale N (kN)	Taglio lungo x Tx (kN)	Momento lungo x Mx (kNm)	Taglio lungo y Ty (kN)	Momento lungo y My (kNm)
Peso proprio della torre + effetto eccentricità	30026		8396		9668
Peso proprio della torre + eccentricità +vento	30026	612	19412	612	20684

Tabella 4.4: valori caratteristici delle sollecitazioni agenti riferiti al baricentro della torre alla quota di imposta della fondazione (-3 m da p.c.)

Infine nella seguente tabella si riportano le azioni di progetto definite per le verifiche agli Stati Limite Ultimi, ottenute considerando anche il peso del cordolo di fondazione in c.a. in progetto ed amplificando i carichi per i coefficienti parziali A1.

Combinazione di carico	Carico verticale Nd (kN)	Taglio lungo x Tx (kN)	Momento lungo x Mx (kNm)	Taglio lungo y Ty (kN)	Momento lungo y My (kNm)
Peso proprio della torre + effetto eccentricità	39046		10915		12568
Peso proprio della torre + eccentricità +vento	39046	918	27404	918	29092

Tabella4.5: valori caratteristici delle sollecitazioni agenti riferiti al baricentro della torre alla quota di imposta della fondazione (-3 m da p.c.)

Il calcolo della resistenza di progetto del terreno di fondazione R_d è stato condotto utilizzando la seguente relazione generale proposta da Brinch-Hansen, che tiene conto della forma delle fondazioni, della loro profondità di imposta, e della presenza di azioni orizzontali (con taglio e momento agenti sul plinto stesso):

$$\frac{R}{\gamma_r} = \frac{B' \cdot L' \cdot \left(N_c \times s_c \times i_c \times d_c \times c + N_q \times s_q \times i_q \times d_q \times q + \frac{\gamma \times B'}{2} \times N_\gamma \times s_\gamma \times i_\gamma \times d_\gamma \right)}{\gamma_r}$$

dove:

- B ed L sono le dimensioni minore e maggiore della fondazione;
- B' ed L' sono le stesse dimensioni ridotte per tenere conto delle eccentricità (e_B ed e_L) del carico ($B' = B - 2 \times e_B$, $L' = L - 2 \times e_L$, Meyerhof);
- q la pressione efficace agente sul piano di fondazione ($q = \gamma \times D$, con D profondità del piano di posa e γ peso di volume del terreno) che dipende dallo spessore di terreno che insiste sul piano di posa ai lati del plinto;
- c la coesione del terreno;

- N_q , N_c e N_γ sono i fattori di capacità portante, funzione dell'angolo di resistenza al taglio del terreno ϕ' , calcolati secondo le espressioni di Vesic:

$$N_q = \text{tg}^2(45^\circ + \phi'/2) \times e^{\pi \times \text{tg} \phi'};$$

$$N_c = (N_q - 1) \times \text{ctg} \phi';$$

$$N_\gamma = 2 \times (N_q + 1) \times \text{tg} \phi' \text{ (per } \phi' > 0) \text{ e } N_\gamma = -2 \times \text{sen} \beta \text{ (per } \phi' = 0);$$

- s_q , s_c e s_γ sono i coefficienti che tengono conto della forma della fondazione (Vesic -1975):

$$s_q = 1 + B/L \times \text{tg} \phi';$$

$$s_c = 1 + B/L \times N_q/N_c;$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \times B/L;$$

- d_q , d_c e d_γ sono i coefficienti che tengono conto della profondità del piano di posa della fondazione D (Vesic -1975):

$$k = D/B, \text{ se } D/B \leq 1 \text{ e } k = \text{atg}(D/B), \text{ se } D/B > 1$$

$$d_q = 1 + 2 \times \text{tg} \phi' \times (1 - \text{sen} \phi')^2 \times k;$$

$$d_c = 1 + 0.4 \times D/B \text{ (per } \phi' = 0) \text{ e } d_c = d_q - \frac{1-d_q}{N_c \times \text{tg} \phi'} \text{ (per } \phi' > 0);$$

$$d_\gamma = 1;$$

- i_q , i_c ed i_γ sono i coefficienti che tengono conto dell'inclinazione del carico (Vesic - 1975):

$$i_q = \left[1 - \frac{H}{V + BLc \cot \phi'} \right]^m ;$$

$$i_c = i_q - \frac{1-i_q}{N_c \text{tg} \phi'} ;$$

$$i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{V + BLc \cot \phi'} \right]^{m+1} ;$$

$$\text{con: } m = m_L \cos^2 \theta + m_B \text{sen}^2 \theta$$

dove: $m_L = \frac{2+B/L}{1+B/L}$ e $m_B = \frac{2+L/B}{1+L/B}$ in cui θ è l'angolo fra la direzione del carico, proiettata sul piano di fondazione, e la lunghezza L.

La verifica di sicurezza della fondazione superficiale, trascurando la presenza dei pali tipo Soles, è stata quindi svolta tenendo conto delle sue nuove dimensioni ed incrementando lo sforzo normale N per effetto del peso del cordolo stesso, secondo i carichi riportati in *Tabella4.5*.

Dal calcolo (*Tabella4.6*) risulta che il getto del cordolo in c.a. in adiacenza all'esistente zoccolo di fondazione e legato ad esso, è in grado di aumentare la superficie di appoggio della torre così da soddisfare la disuguaglianza $R_d > E_d$ anche trascurando la presenza dei pali tipo Soles, che hanno la sola funzione di evitare il movimento rotazionale della torre trasferendo allo strato profondo di ghiaia i carichi che attualmente vengono sopportati dagli strati compressibili più superficiali.

Verifica	Combinazione di carico	Carico verticale										Carico orizzontale direzione X		Carico orizzontale direzione Y		Carico orizzontale risultante	Momento sollecitante parallelo a B		Momento sollecitante parallelo a L		Inclinazione		Angolo di resistenza al taglio		Coesione efficace		Peso di volume del terreno sotto il piano di fondazione		Peso di volume del terreno sopra il piano di fondazione		Palo minore (direzione y)		Palo maggiore (direzione x)		larghezza corretta senza eB		lunghezza corretta senza eL		profondità piano di imposta da p.c.		Coefficienti di capacità portante		Coefficienti correttivi per la forma della fondazione		angolo fra direzione del carico orizzontale H e dimensione L		Coefficienti correttivi per l'inclinazione del carico		Coefficienti correttivi per la profondità della quota d'imposta	
		R/y _r	E _d [kN]	H _x [kN]	H _y [kN]	H [kN]	M _B [kNm]	M _L [kNm]	α	θ _B	θ _L	ϕ' _d [°]	c' _d [kPa]	γ _{soil}	γ _{soil}	B	L	B'	L'	D	N _q	N _c	N _γ	s _q	s _c	s _γ	θ _n [°]	i _q	i _c	i _γ	d _q	d _c	d _γ																	
59449	OK	Stato di progetto SLU	39046	918	918	1298	27404	29092	90.334	70.764	74.507	24	0.00	9.00	19.00	12.70	12.70	11.30	11.21	3.00	9.60	19.32	9.44	1.449	0.597	0.597	45	0.951	0.945	0.919	1.083	1.106	1.0																	

Tabella4.6: verifica di sicurezza della fondazione della torre (stato di progetto)

Come già detto la funzione dei pali tipo Soles è quella di limitatori dei cedimenti e come previsto dalla normativa non è necessaria la verifica della capacità portante agli SLU.

Nonostante non sia richiesto dalla normativa di seguito viene confrontata l'azione massima di progetto agli SLU verticale E_d trasmessa al terreno di fondazione (*Tabella4.5*) con la resistenza di progetto dei pali R_d nei confronti delle azioni verticali.

La resistenza di progetto R_D a compressione del palo è stata determinata secondo quanto previsto dalle Norme Tecniche per le Costruzioni, sulla base anche delle Raccomandazioni A.G.I. sui pali di fondazione (Dicembre 1984).

Il confronto è stato condotto seguendo l'Approccio2 (A1+M1+R3), tenendo conto della stratigrafia di calcolo e dei parametri geotecnici caratteristici riportati in *Tabella5.1* e con riferimento ai coefficienti parziali riportati in *Tabella4.1* e in *Tabella4.7*.

Coefficienti parziali "R" sulle resistenze

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
		(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	γ_b	1.00	1.45	1.15	1.00	1.70	1.35	1.00	1.60	1.30
Laterale in compressione	γ_s	1.00	1.45	1.15	1.00	1.45	1.15	1.00	1.45	1.15
Totale (*)	γ_t	1.00	1.45	1.15	1.00	1.60	1.30	1.00	1.55	1.25
Laterale in trazione	γ_{st}	1.00	1.60	1.25	1.00	1.60	1.25	1.00	1.60	1.25

(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto

Tabella4.7: coefficienti parziali sulle resistenze per fondazioni profonde

Il valore di progetto R_D della resistenza è stato ottenuto a partire dai valori caratteristici $R_{S,K}$ (resistenza laterale caratteristica) ed $R_{B,K}$ (resistenza alla punta caratteristica) applicando i coefficienti globali γ_R del set R_3 , che per pali infissi valgono 1.15 sia per la resistenza laterale a compressione che per quella di punta alla punta.

$$R_D = R_{S,D} + R_{B,D}$$

$$R_{S,D} = \frac{R_{S,K}}{\gamma_S}$$

$$R_{B,D} = \frac{R_{B,K}}{\gamma_B}$$

Le resistenze caratteristiche per attrito laterale $R_{S,K}$ o di punta $R_{B,K}$ sono state a loro volta ricavate dai valori medi delle rispettive resistenze di calcolo $R_{S,C}$ ed $R_{B,C}$ applicando il coefficiente ξ_3 funzione del numero di verticali di indagine: nel presente caso, con n^2 verticali di indagine si ha $\xi_4 = 1.55$ (*Tabella4.8*).

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Tabella4.8 fattori di correlazione per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate

$$R_K = \text{Min} \left\{ \frac{(R_C)_{med}}{\xi_3}, \frac{(R_C)_{min}}{\xi_4} \right\}$$

Le resistenze di calcolo per attrito laterale $R_{S,C}$ e di punta $R_{B,C}$ sono state determinate con il metodo analitico in seguito esposto a partire dai valori di calcolo dei parametri geotecnici.

$$R_{S,C} = \left(\sum A_i \times p'_{vi} \times k_i \times \tan \delta_i \right)$$

$$R_{B,C} = \left(p'_{v(base)} \cdot N_q \cdot A_{base} \right)$$

dove:

- A_i è la superficie laterale del palo o del diaframma in corrispondenza di ogni strato;
- p'_{vi} il valore della tensione verticale efficace a metà dello strato considerato;
- k_i il coefficiente di spinta orizzontale, assunto pari a 1.5;
- δ_i l'angolo di attrito palo-terreno, assunto $\delta_i = \phi_i$;
- $p'_{v(base)}$ il valore della tensione verticale efficace alla base dei pali;
- A_{base} l'area di base del palo;
- N_q il fattore di capacità portante assunto pari a 70 trattandosi di pali che in fase di infissione mobilitano completamente la resistenza a rottura alla punta.

Dal calcolo, la resistenza di progetto a compressione risulta $R_d = 1200$ kN (si veda *Tabella4.9*), tenendo conto che sono previsti 32 pali, la resistenza di progetto totale equivale all'azione verticale di progetto E_d pari a 39000 kN (*Tabella4.5*).

I pali sono quindi in grado di sopportare da soli l'intero peso della torre e delle sue fondazioni.

Palo tipo Soles $D_{reso}=400\text{mm}$ a COMPRESSIONE															
Strato	da	a	γ' [kNm ³]	σ' iniziale [kPa]	σ' finale [kPa]	σ' media [kPa]	D_{palo} [m]	k	δ [°]	c [kPa]	α	Q_{lat} [kN]			
01	0,0	-3,0	20,0	0,0	60,0	30,0	0,00	0,00	30,00	0,0	0,00	0,0			
02	-3,0	-6,0	9,0	60,0	87,0	73,5	0,40	1,50	27,00	0,0	0,00	211,8			
03	-6,0	-11,0	10,0	87,0	137,0	112,0	0,40	1,50	24,00	0,0	0,00	470,0			
04	-11,0	-12,0	10,0	137,0	147,0	142,0	0,40	1,50	35,00	0,0	0,00	187,4			
147,0															
RESISTENZA LATERALE DI CALCOLO											$R_{s,c}$ [kN]		869,2		
Coefficiente ξ 1,55											$R_{s,K}$ [kN]		560,8		
Coefficiente parziale γ_s 1,15											$R_{s,D}$ [kN]		487,6		
Diametro punta palo [m]				0,40		Superficie punta palo [m ²]								0,13	
RESISTENZA DI PUNTA DI CALCOLO											$R_{B,c}$ [kN]		1293,1		
Coefficiente ξ 1,55											$R_{B,K}$ [kN]		834,2		
Coefficiente parziale γ_p 1,15											$R_{B,D}$ [kN]		725,4		
Coeff. di capacità portante (Berezantzev) N_q				70		si è tenuto solo conto del contributo ($\sigma'_{v0} \cdot N_q$)									
RESISTENZA DI PROGETTO DEL PALO											R_d [kN]		1213		

Tabella4.9: calcolo della resistenza di progetto per pali tipo Soles

5.1 MODELLO DI CALCOLO

Per valutare i carichi massimi che potranno sollecitare la struttura provvisoria di sostegno nelle varie fasi dell'intervento di consolidamento, è stato utilizzato un modello numerico agli elementi finiti della torre realizzato con il codice MIDAS_{GTS} (2010 v.1.2).

MIDAS_{GTS} è un software tridimensionale ad elementi finiti sviluppato per l'analisi della meccanica dei terreni, che integra tutte le funzionalità necessarie all'analisi strutturale per i più svariati problemi tipici dell'ingegneria geotecnica: scavi, stabilità dei pendii, paratie, fondazioni superficiali o profonde, gallerie, interazione terreno struttura, moti di filtrazione in regime stazionario o transitorio, consolidazione, analisi dinamiche e sismiche etc..

MIDAS_{GTS} è stato sviluppato in joint venture con TNO-DIANA (Delft University of Technology), collaborazione fondamentale per la validazione di modelli e solutori: il codice oltre a consentire la generazione di geometrie di qualsivoglia complessità e rappresentative della realtà, permette di seguire fedelmente le fasi costruttive attivando, disattivando gli elementi finiti o modificandone le proprietà.

Il software dispone di svariati modelli costitutivi per i terreni di fondazione, tra i quali: modello Linear Elastic, Mohr-Coulomb, Mohr-Coulomb Modificato, Hoek-Brown, Duncan-Chang etc.

La geometria complessiva del modello predisposto è raffigurata in *Figura5.2* e *Figura5.3*: la cattedrale adiacente alla torre è stata modellata con un carico distribuito di 400kPa applicato in corrispondenza della base della sua muratura perimetrale.

La stratigrafia di calcolo, i modelli costitutivi ed i relativi parametri utilizzati per modellare i terreni dell'area e la struttura della torre sono riportati in *Tabella5.1*.

Le sollecitazioni agenti, derivanti da analisi statiche della torre (*Tabella5.2*), sono state applicate in fondazione (*Figura5.4*): il carico verticale dovuto al peso proprio è stato modellato tramite un carico distribuito agente all'estradosso della fondazione esistente, mentre i momenti ribaltanti dovuti all'inclinazione della torre sono stati modellati tramite coppie di forze agenti sempre all'estradosso della fondazione.

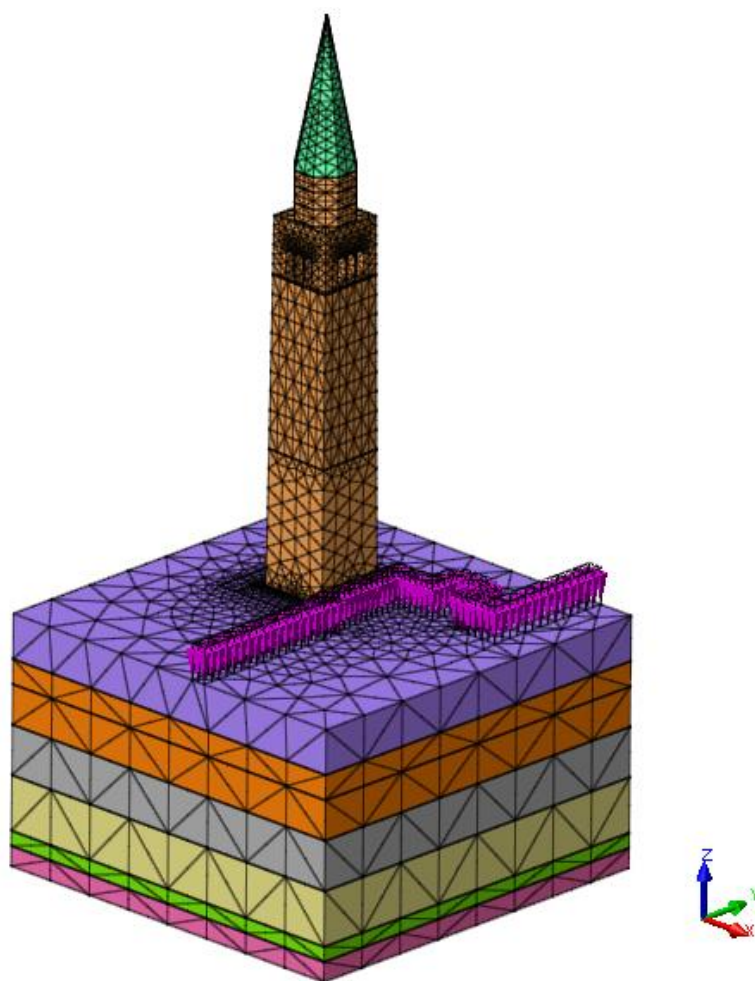


Figura5.2: geometria del modello predisposto (prospettiva)

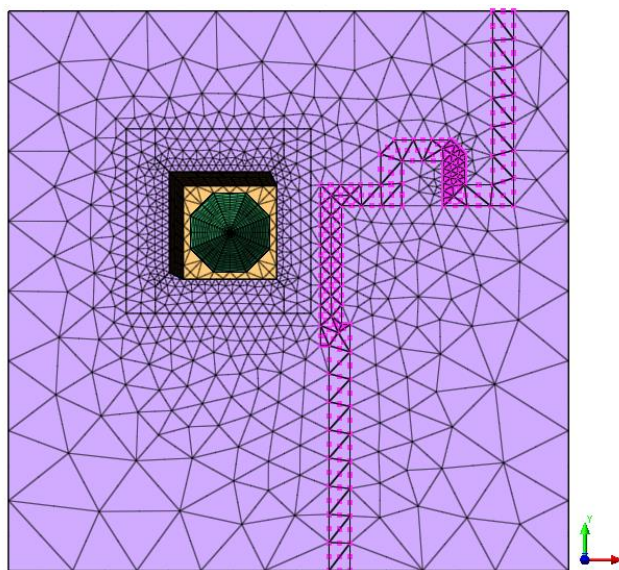


Figura5.3: geometria del modello predisposto (vista dall'alto)

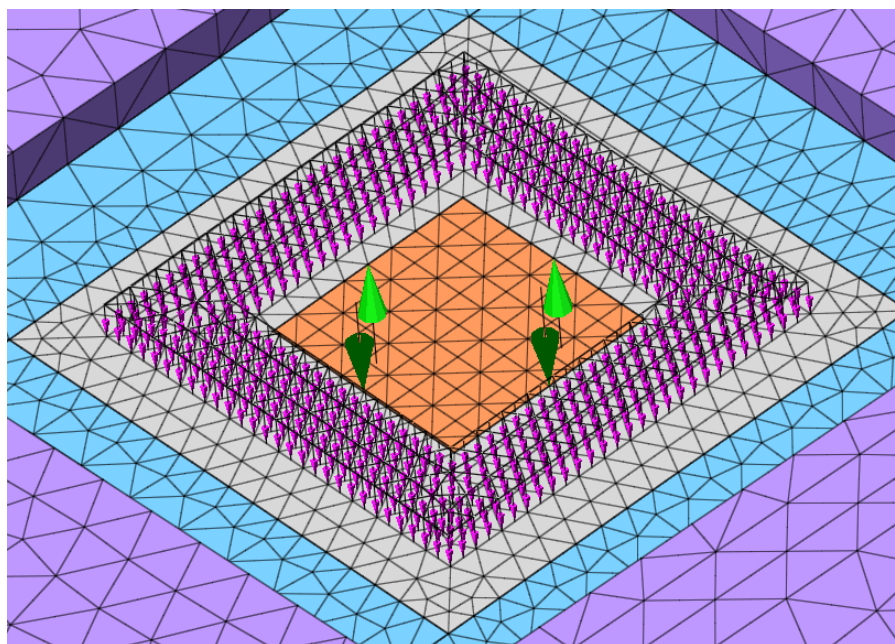


Figura5.4: carichi agenti all'estradosso della fondazione

Profilo stratigrafico e parametri geotecnici per modello numerico MIDAS _{GTS}												
Tipo	Modello	Spess.	Da	A	γ_{unsat}	γ_{sat}	γ'	ϕ'	c'	δ	E	ν
[-]	[-]	[m]	[m]	[m]	[kN/m ³]	[kN/m ³]	[kN/m ³]	[°]	[kPa]	[°]	[MPa]	[-]
Strato 01	Linear elastic	4,5	0,0	-4,5	17,0	19,0	9,0	30	50	0	15	0,30
Strato 02	Linear elastic	2,5	-4,5	-7,0	17,0	19,0	9,0	27	5	0	8	0,30
Strato 03	Linear elastic	4,0	-7,0	-11,0	16,0	18,0	8,0	24	3	0	5	0,35
Strato 04	Linear elastic	5,0	-11,0	-16,0	18,0	20,0	10,0	35	1	0	35	0,20
Strato 05	Linear elastic	5,5	-16,0	-21,5	17,0	19,0	9,0	27	5	0	10	0,30
Strato 06	Linear elastic	1,5	-21,5	-23,0	17,0	19,0	9,0	30	1	0	18	0,30
Strato 07	Linear elastic	2,0	-23,0	-25,0	17,0	19,0	9,0	27	5	0	10	0,30

Materiali strutturali per modello numerico MIDAS _{GTS}										
Tipo			γ_{unsat}	γ_{sat}	γ'	ϕ'	c'	δ	E	ν
[-]			[kN/m ³]	[kN/m ³]	[kN/m ³]	[°]	[kPa]	[°]	[GPa]	[-]
Muratura	Linear elastic		0,0	0,0	0,0	-	-	-	3	0,15
Fondazione	Linear elastic		25,0	25,0	15,0	-	-	-	6	0,15
Calcestruzzo	Linear elastic		25,0	25,0	15,0	-	-	-	30	0,15

Tabella5.1: stratigrafia di calcolo, modelli costitutivi e parametri utilizzati

CARICHI			
Carico verticale campanile	21201,07	kN	
Componente momento M1	7036,13	kNm	Verso Est
Componente momento M2	8091,86	kNm	Verso Nord
Cattedrale	400	kPa	

Tabella5.2: sollecitazioni agenti in fondazione

Come detto, durante tutte le fasi di scavo, di realizzazione del cordolo perimetrale di fondazione in c.a., di precompressione della piastra di fondazione e di installazione dei pali, si prevede cautelativamente di mettere in sicurezza la torre tramite un sistema provvisorio di contrasto costituito da cavi in acciaio disposti orizzontalmente in corrispondenza del suo baricentro, a circa 15 m di altezza da piano campagna: nel modello di calcolo, sviluppato proprio per valutare l'azione massima agente sul sistema di contrasto, il sistema di contrasto è stato schematizzato tramite n°2 vincoli alla traslazione orizzontale in direzione X agenti sul lato Nord della torre e n°2 vincoli alla traslazione orizzontale in direzione Y agenti sul lato Est. Poiché tali vincoli, a differenza dei cavi di acciaio, possono reagire sia a "compressione" che a "trazione", sono stati attivati solo nelle fasi di calcolo opportune.

Si descrivono di seguito le fasi di calcolo considerate nella modellazione numerica:

- 1) Fase geostatica per la generazione dello stato tensionale iniziale nel terreno: in tale fase sono stati attivati sia i carichi agenti all'estradosso della fondazione del campanile, sia il carico che simula la presenza della Cattedrale.
- 2) Scavo lungo il lato Ovest della torre fino al piano di posa della fondazione esistente.
- 3) Attivazione dei vincoli lungo il lato Est che simulano la presenza dell'opera provvisoria di sostegno.
- 4) Scavo lungo il lato Est della torre fino al piano di posa della fondazione esistente.
- 5) Getto del cordolo di fondazione in c.a. lungo i lati Est ed Ovest.
- 6) Scavo lungo il lato Sud della torre fino al piano di posa della fondazione esistente.

- 7) Attivazione dei vincoli lungo il lato Nord che simulano la presenza dell'opera provvisoria di sostegno.
- 8) Scavo lungo il lato Nord della torre fino al piano di posa della fondazione esistente.
- 9) Getto del cordolo di fondazione in c.a. lungo i lato Est ed Ovest.
- 10) Rimozione dei vincoli che simulano la presenza dell'opera provvisoria di sostegno dopo la messa in opera dei pali di fondazione.

Le fasi di calcolo modellate differiscono dalle fasi operative descritte negli elaborati grafici allegati e sono state strutturate in modo da semplificare il calcolo e massimizzare, cautelativamente, gli effetti sulla struttura provvisoria di sostegno.

Nelle seguenti figure si riportano i risultati, in termini di spostamenti orizzontali della torre, per le fasi di calcolo salienti: fase 2), fase 4), fase 6), fase 8) e fase 10).

Gli spostamenti prevedibili della torre, che dovranno essere monitorati in tempo reale durante tutte le fasi operative, potranno raggiungere entità dell'ordine dei millimetri a livello del sistema di ancoraggio che, essendo di tipo "attivo", sarà in grado di controllarli e recuperarli nelle varie fasi di costruzione.

Nelle seguenti figure si riportano i risultati, in termini di spostamenti orizzontali della torre, per le fasi di calcolo salienti: fase 2), fase 4), fase 6), fase 8) e fase 10).

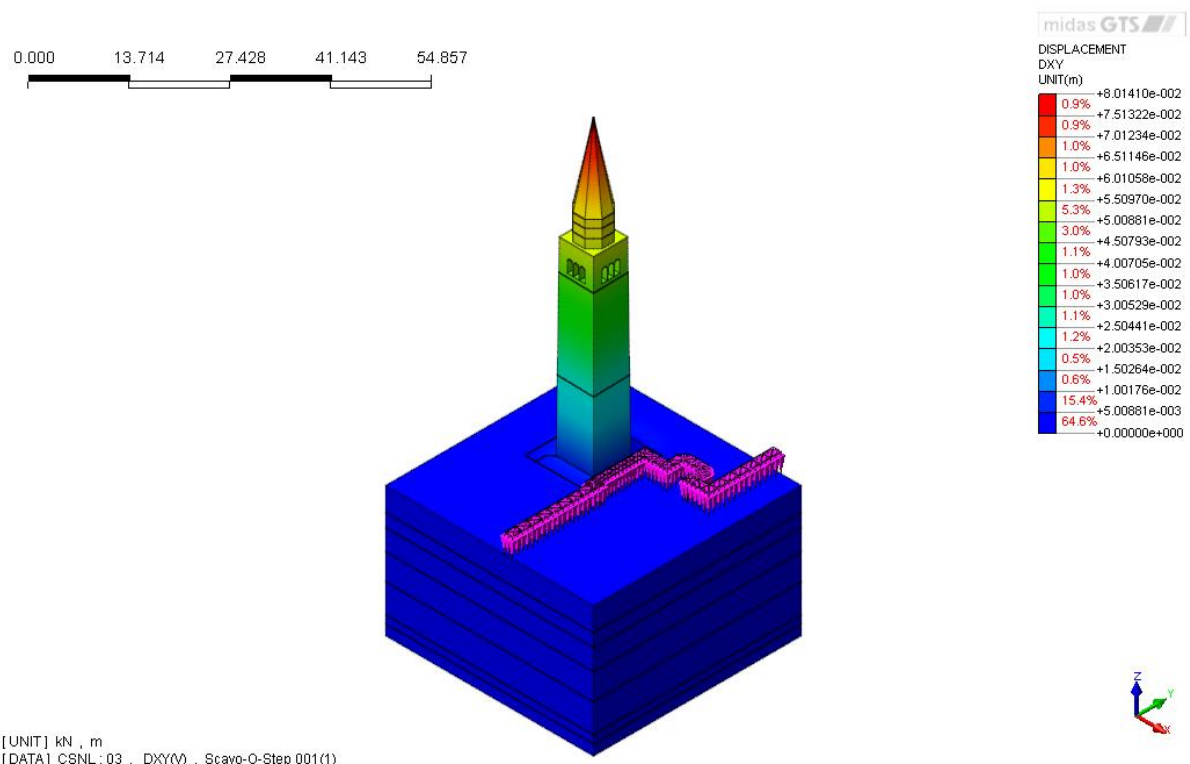
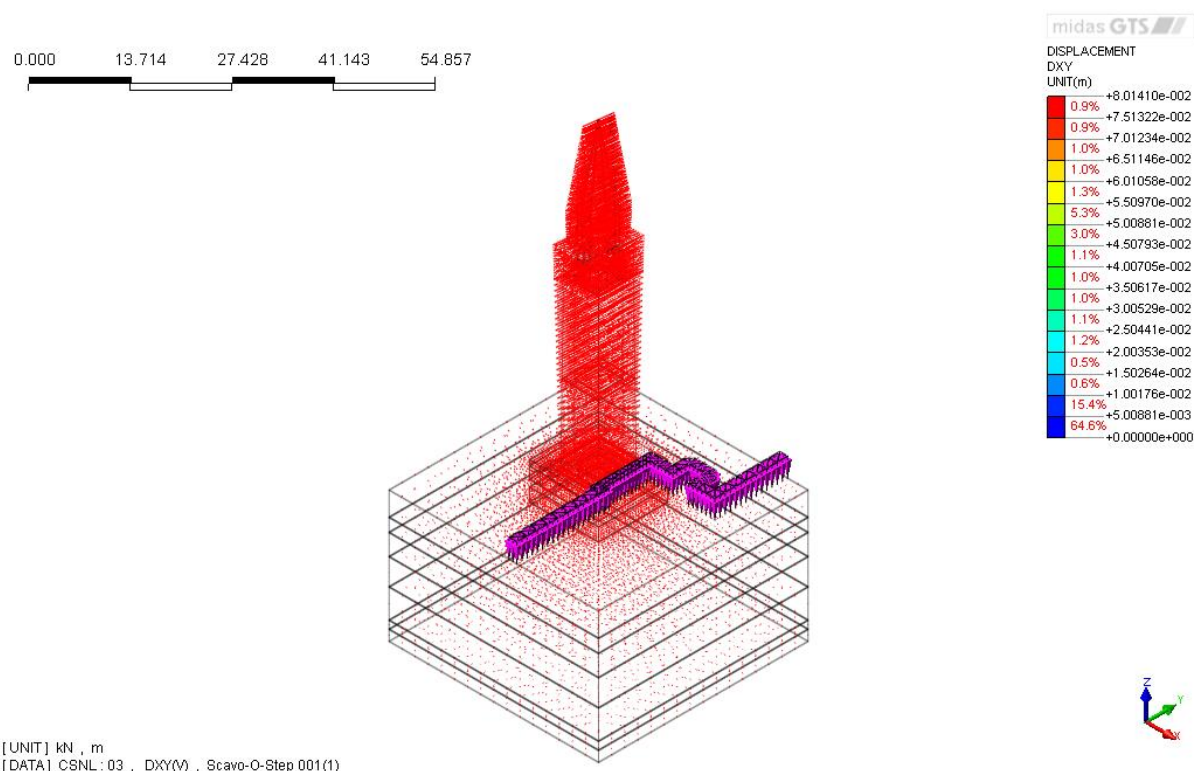


Figura5.5: spostamenti orizzontali della torre in fase 2)

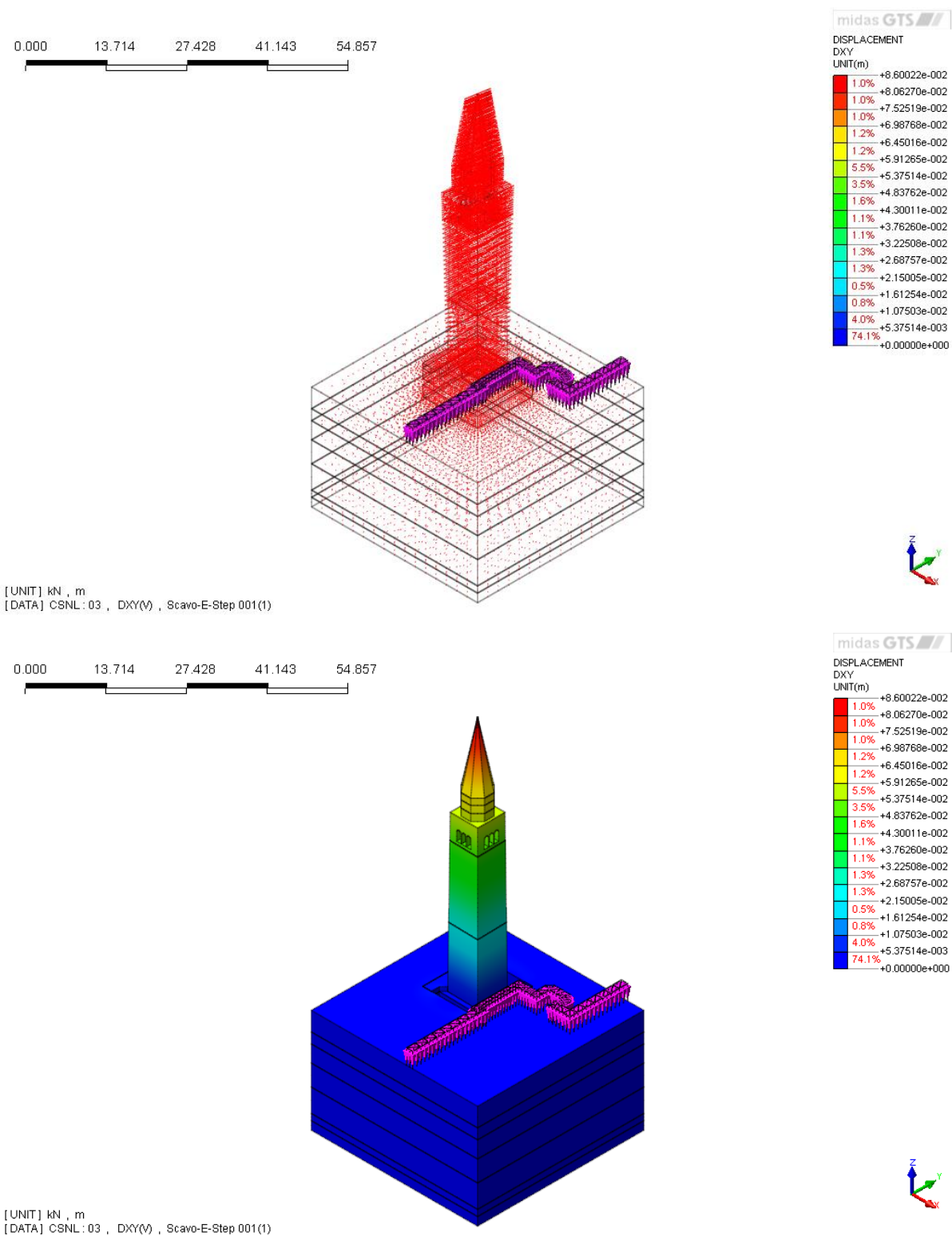


Figura5.6: spostamenti orizzontali della torre in fase 4)

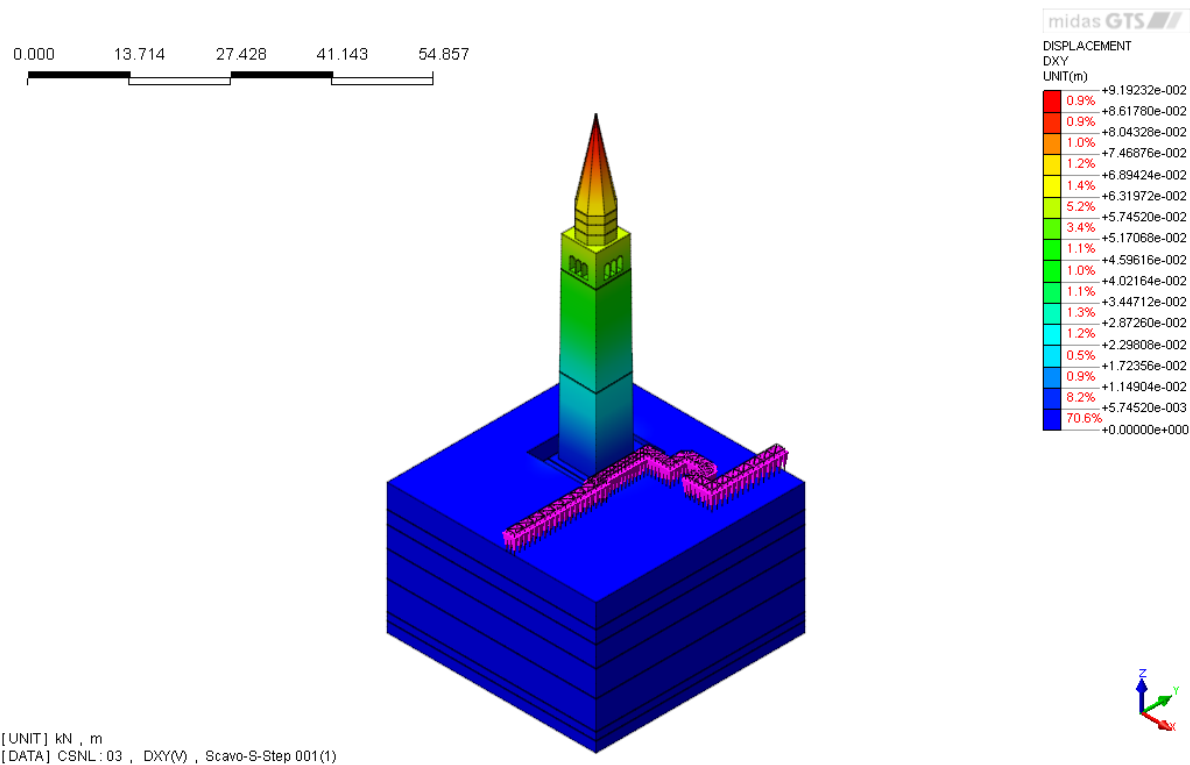
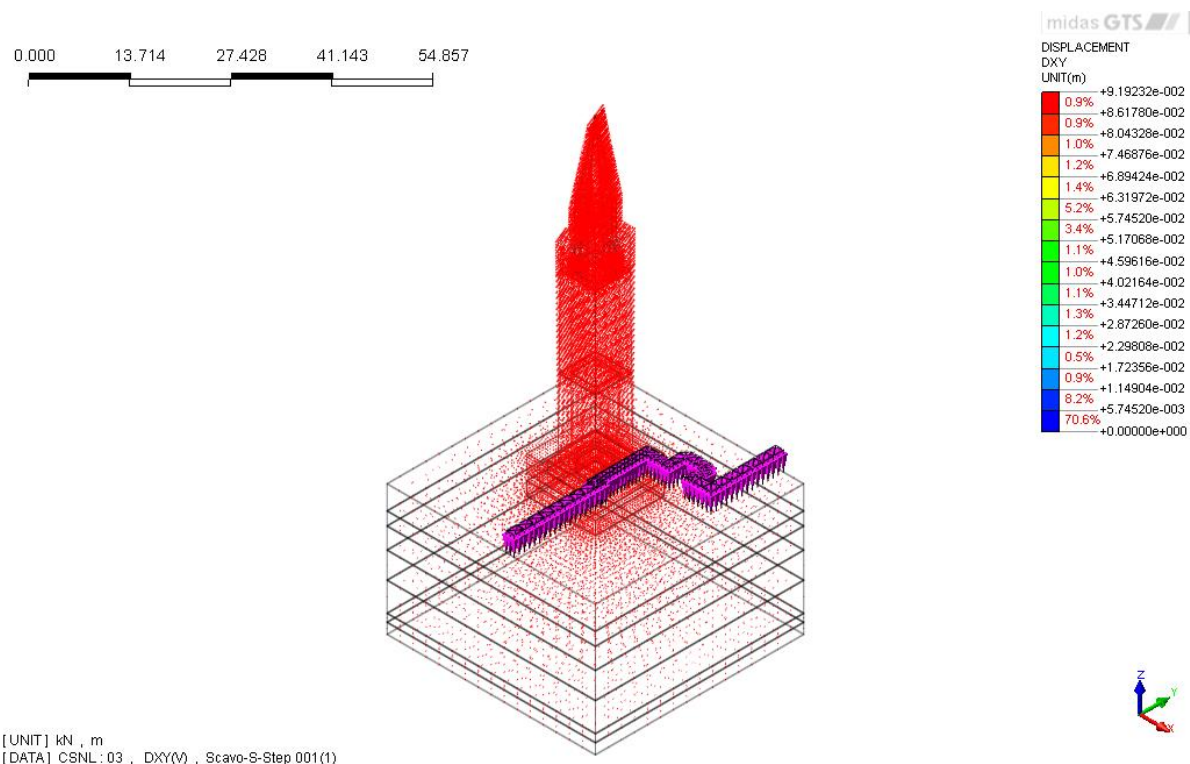


Figura5.7: spostamenti orizzontali della torre in fase 6)

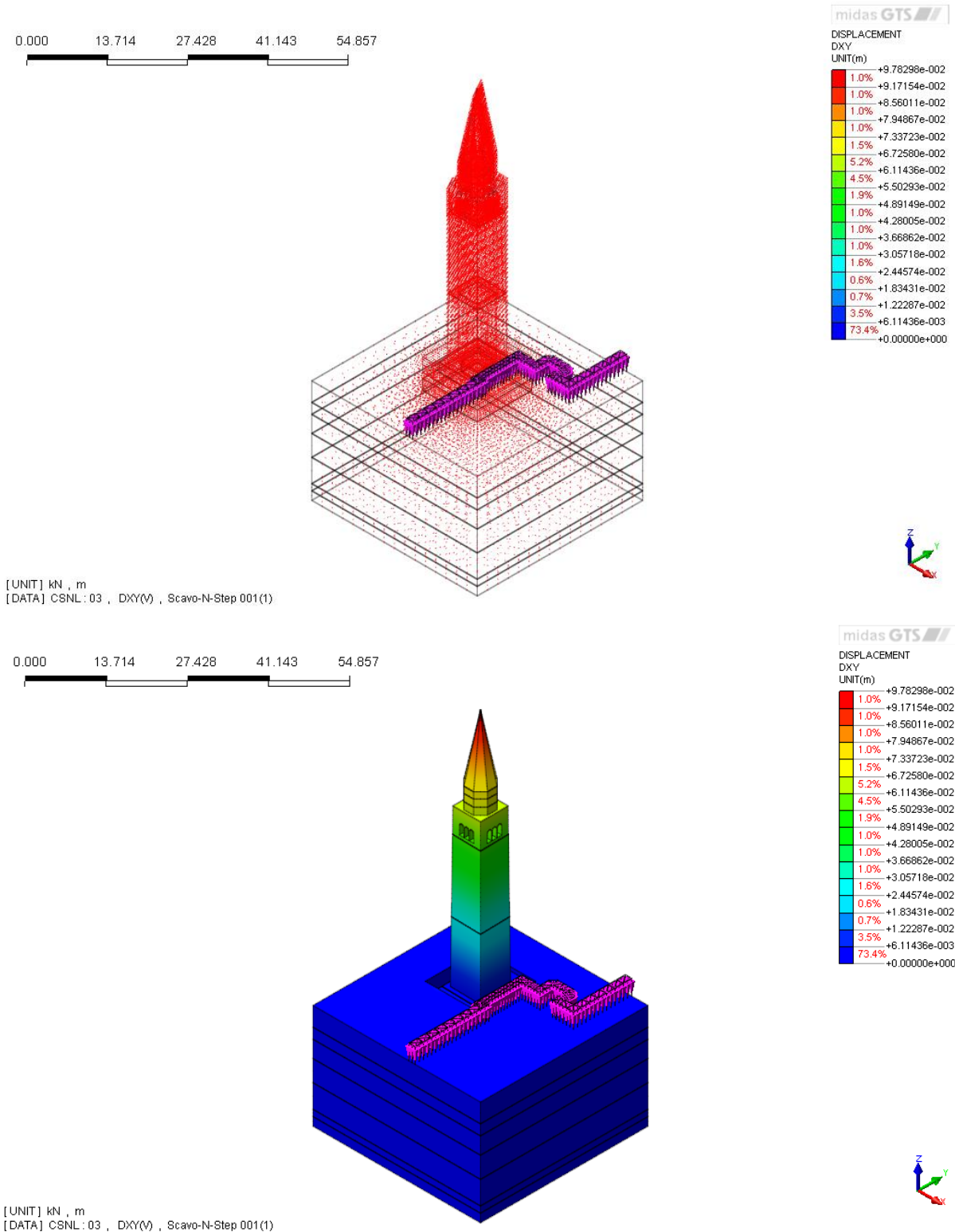


Figura5.8: spostamenti orizzontali della torre in fase 8)

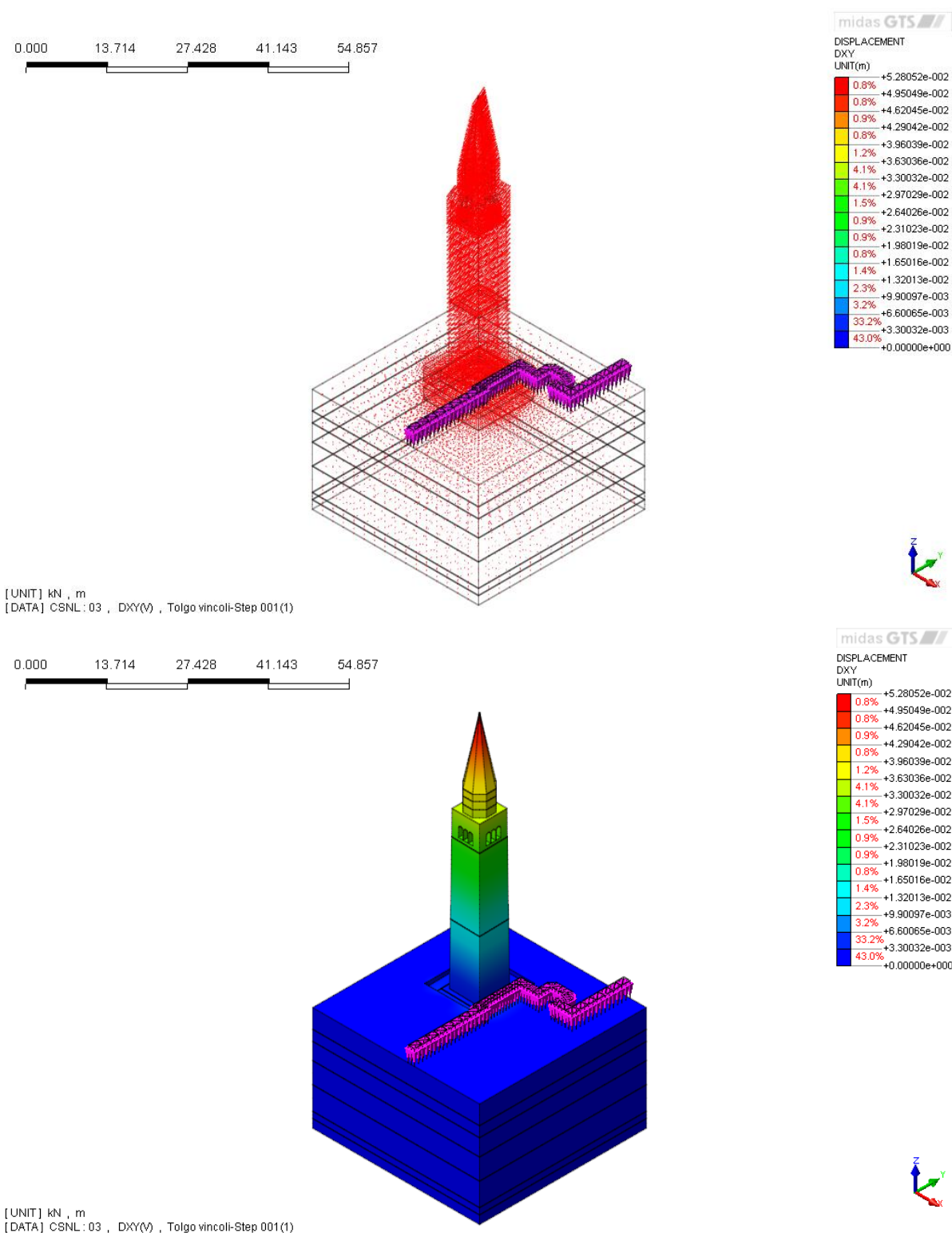


Figura5.9: spostamenti orizzontali della torre in fase 10)

Nella seguenti figure si riporta l'andamento delle reazioni dei vincoli per le fasi di calcolo dalla 3) alla 9).

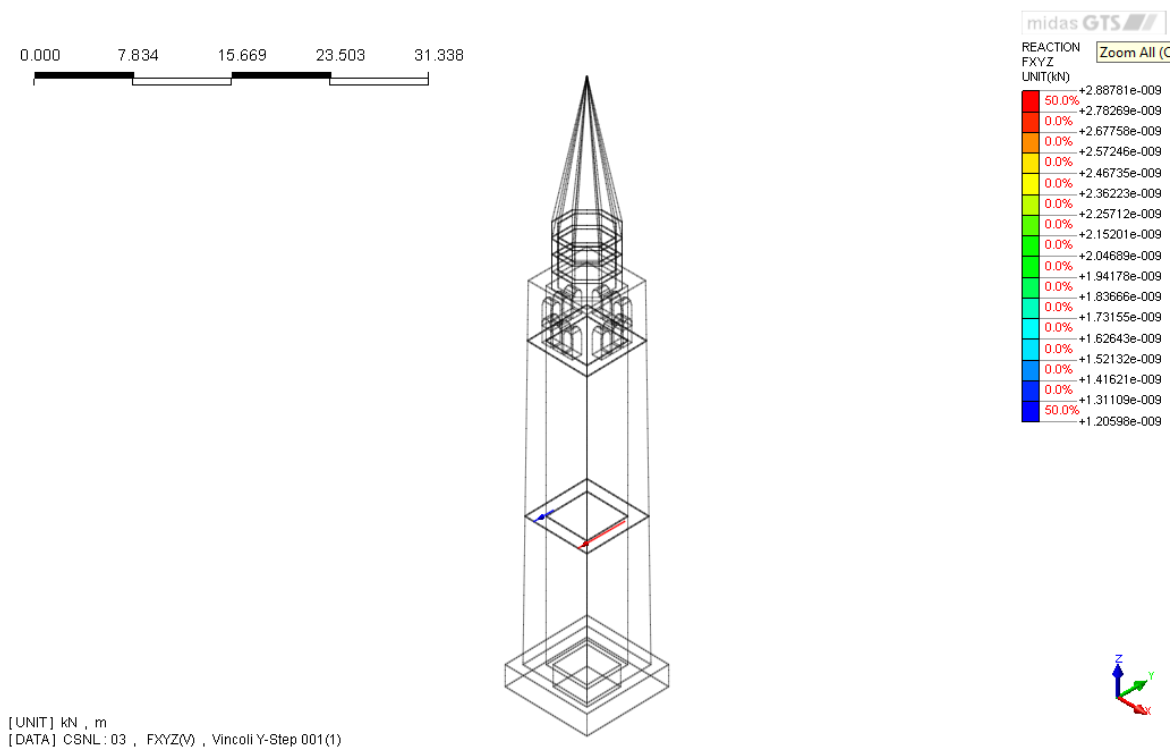


Figura5.10: reazioni vincoli struttura provvisoriale in fase3)

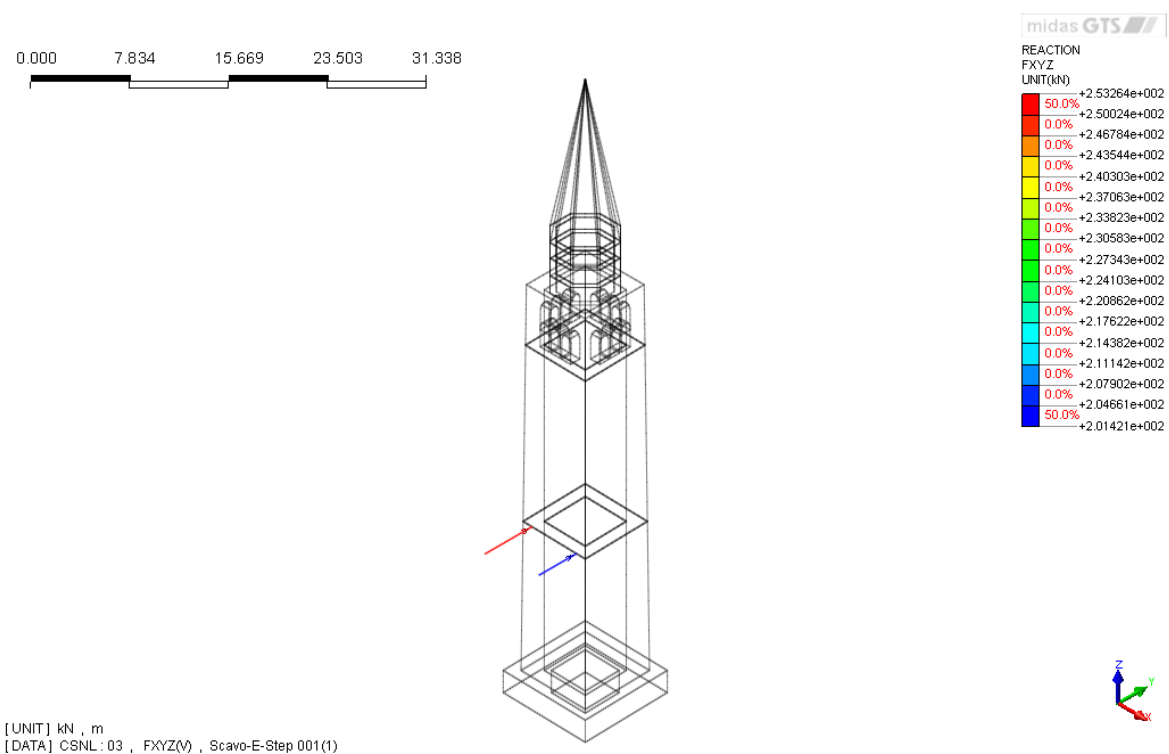


Figura5.11: reazioni vincoli struttura provvisoriale in fase4)

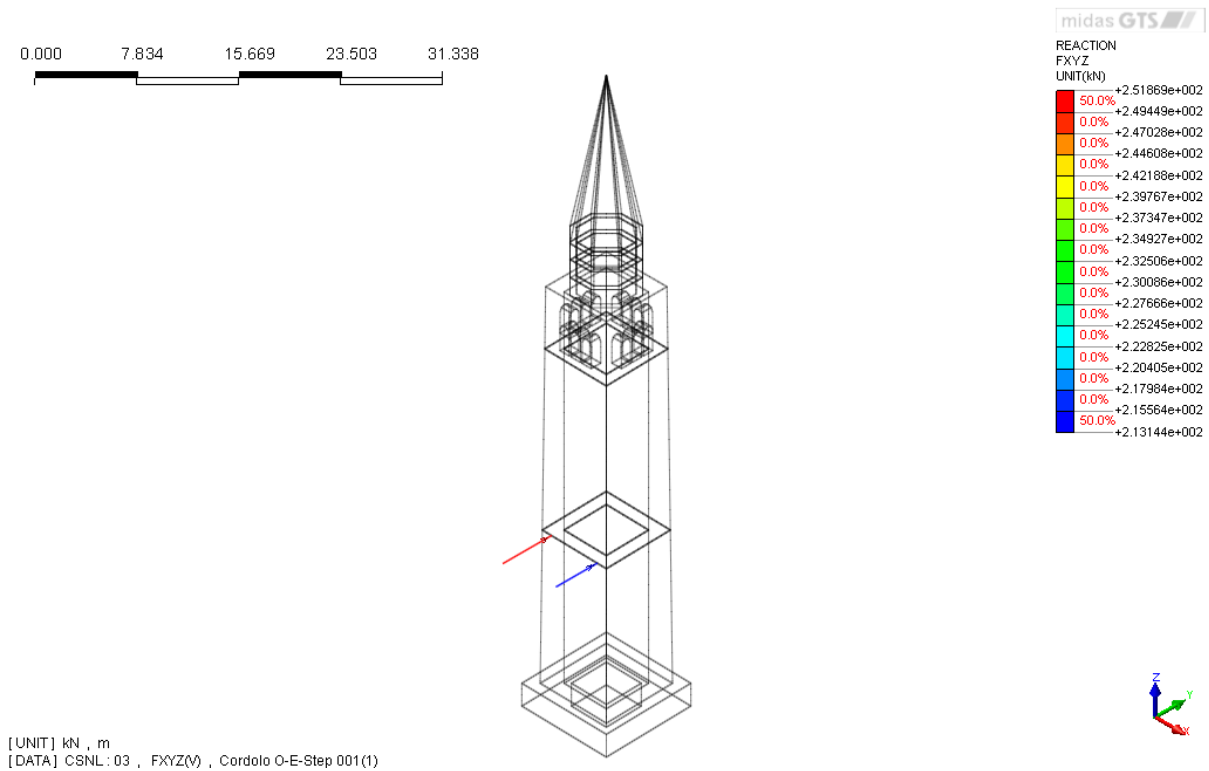


Figura5.12: reazioni vincoli struttura provvisoria in fase5)

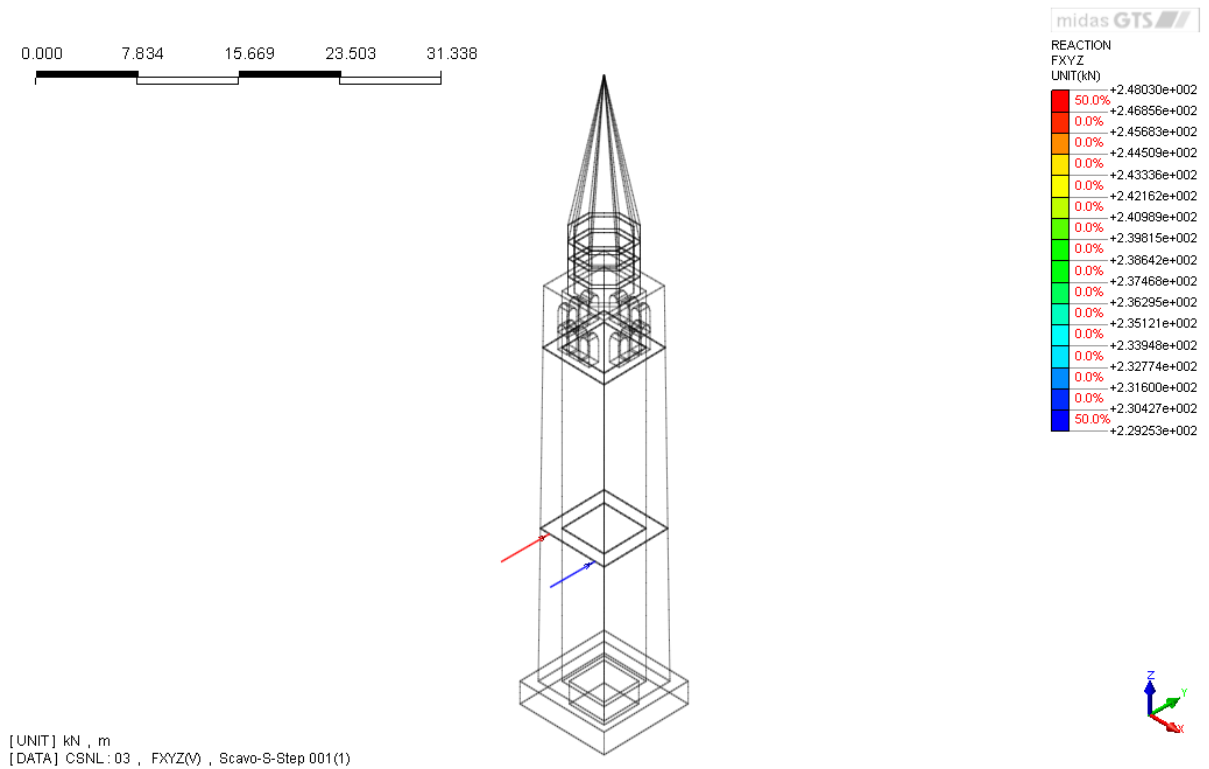


Figura5.13: reazioni vincoli struttura provvisoria in fase6)

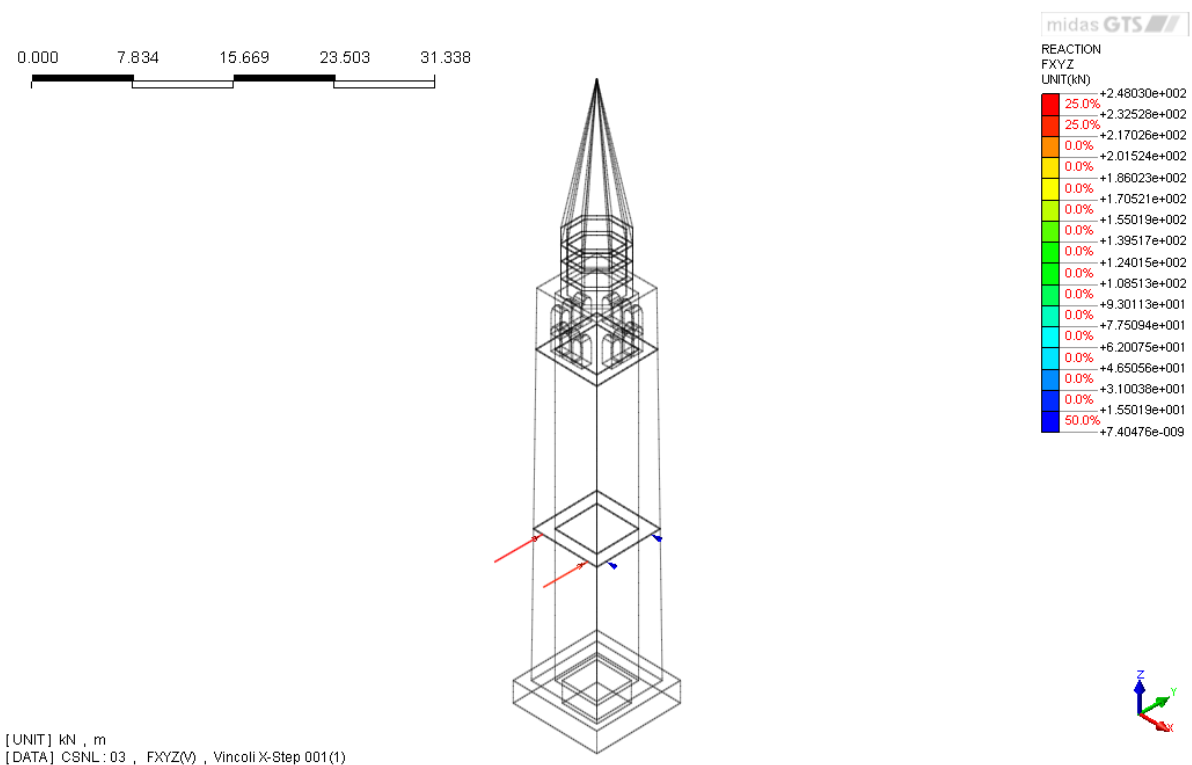


Figura5.14: reazioni vincoli struttura provvisoriale in fase7)

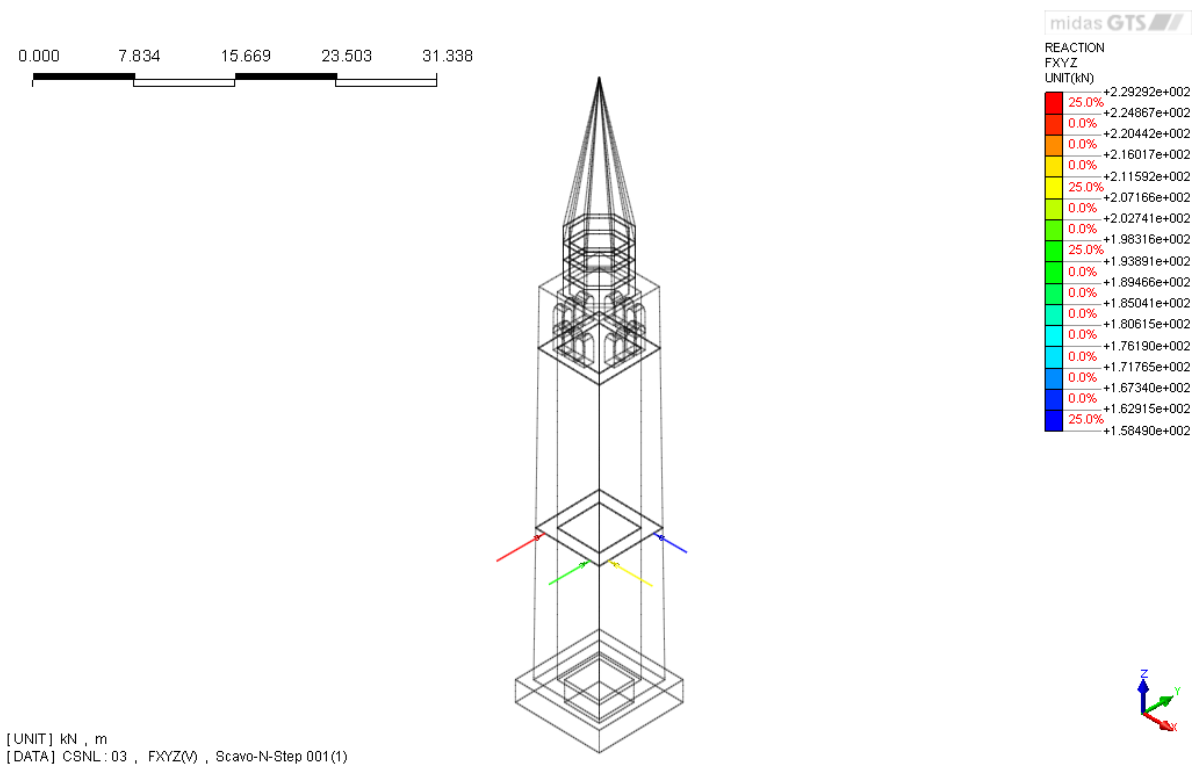
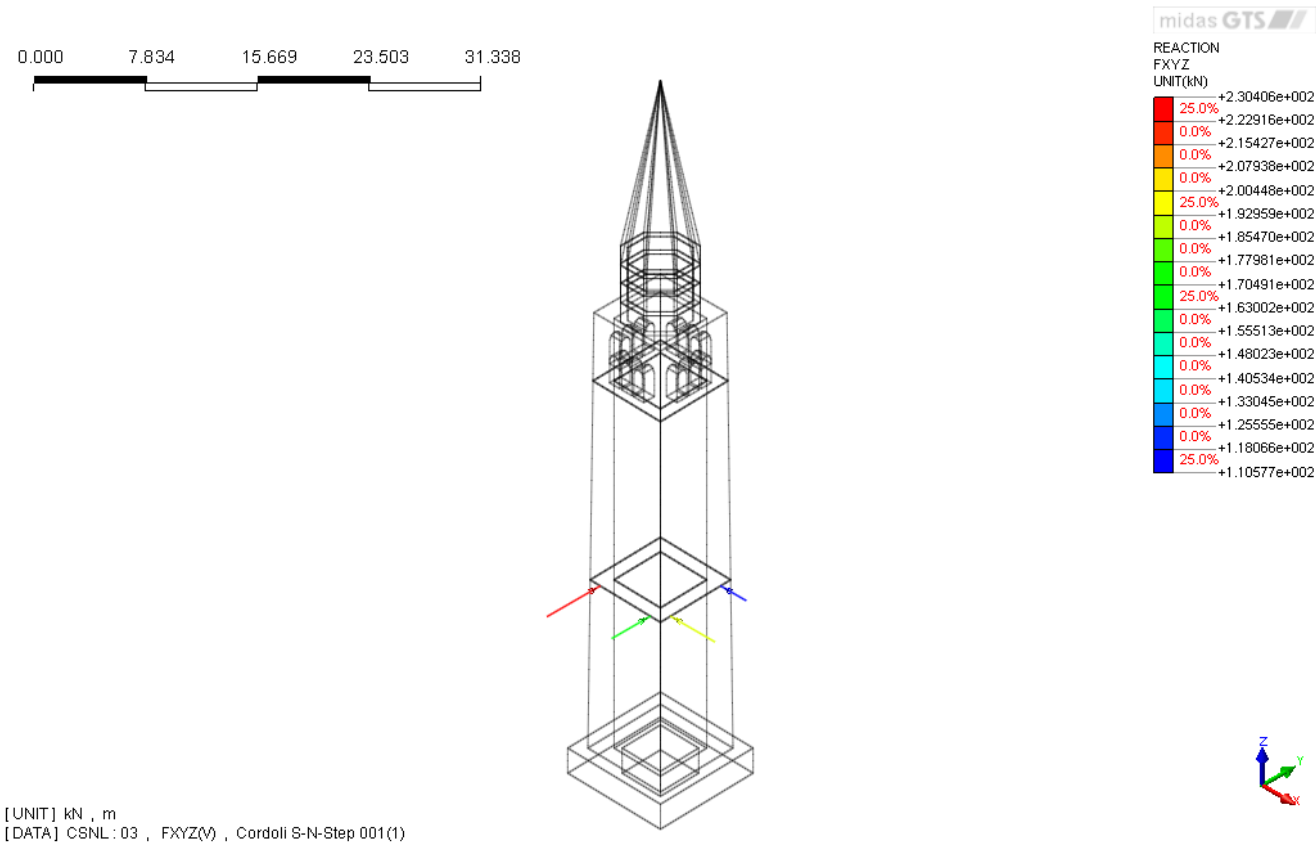


Figura5.15: reazioni vincoli struttura provvisoriale in fase8)



Le azioni sul sistema di contrasto per tutte le fasi di calcolo sono riassunte nella seguente *Tabella5.3*.

Il valore massimo dell'azione in direzione Est in esercizio risulta pari a 481 kN, mentre il valore massimo dell'azione in direzione Ovest, sempre in esercizio, risulta pari a 375 kN; l'azione massima SLE risultante è pari a 569 kN (in direzione Nord-Est). Tali valori non tengono conto dell'effetto del vento.

Azioni sul sistema di contrasto							
Fase	Vincoli Y (E-O)			Vincoli X (N-S)			Risultante Direzione
	[kN]	[kN]		[kN]	[kN]		[kN] [Est=0° Nord=90°]
1) Geostatica	-	-		-	-		- -
2) Scavo O	-	-		-	-		- -
3) Vincoli Y	0	0	0	-	-		0 0
4) Scavo E	253	205	458	-	-		458 0
5) Cordoli O-E	248	230	478	-	-		478 0
6) Scavo S	248	233	481	-	-		481 0
7) Vincoli X	248	233	481	0	0		481 0
8) Scavo N	230	198	428	212	163	375	569 41
9) Cordoli N-S	230	170	400	200	118	318	511 38

Tabella5.3: azioni sulla struttura provvisoria di sostegno in SLE

5.2 MICROPALI DI FONDAZIONE DELLA STRUTTURA DI SOSTEGNO PROVVISIONALE

La struttura provvisoria di sostegno è prevista fondata su una platea in c.a di spessore 60 cm, ancorata a micropali di fondazione di lunghezza 14 m (da circa -1 m a -15 m da piano campagna), con punta intestata nell'orizzonte di ghiaia e sabbia individuato dalle indagini a partire da circa 11 m di profondità. I micropali sono previsti iniettati a bassa pressione, con diametro reso $D=250\text{mm}$ ed armatura tubolare in acciaio S355 di diametro $D=177.8\text{mm}$ e spessore 10mm.

Le sollecitazioni massime, in condizioni di Stato Limite Ultimo, trasmesse ai micropali di fondazione dalla sovrastruttura, sono state calcolate grazie ad un modello di calcolo strutturale in cui i micropali stessi sono stati schematizzati tramite molle di opportuna rigidità disposte al di sotto della piastra di fondazione in c.a..

Le rigidità k_x , k_y , (orizzontali) e k_z (verticale) delle molle che simulano i pali di fondazione sono state stimate predisponendo un modello di calcolo sempre tramite il codice MIDAS_{GTS}, utilizzando la stessa stratigrafia e gli stessi parametri geotecnici già dichiarati in paragrafo 5.1.

Il singolo micropalo, modellato tramite un elemento beam con caratteristiche di lunghezza e rigidità analoghe a quanto progettato, è stato dapprima sottoposto ad un carico verticale fittizio di 100 kN e poi ad un carico orizzontale della stessa entità, valutandone la risposta (*Figura 5.19*).

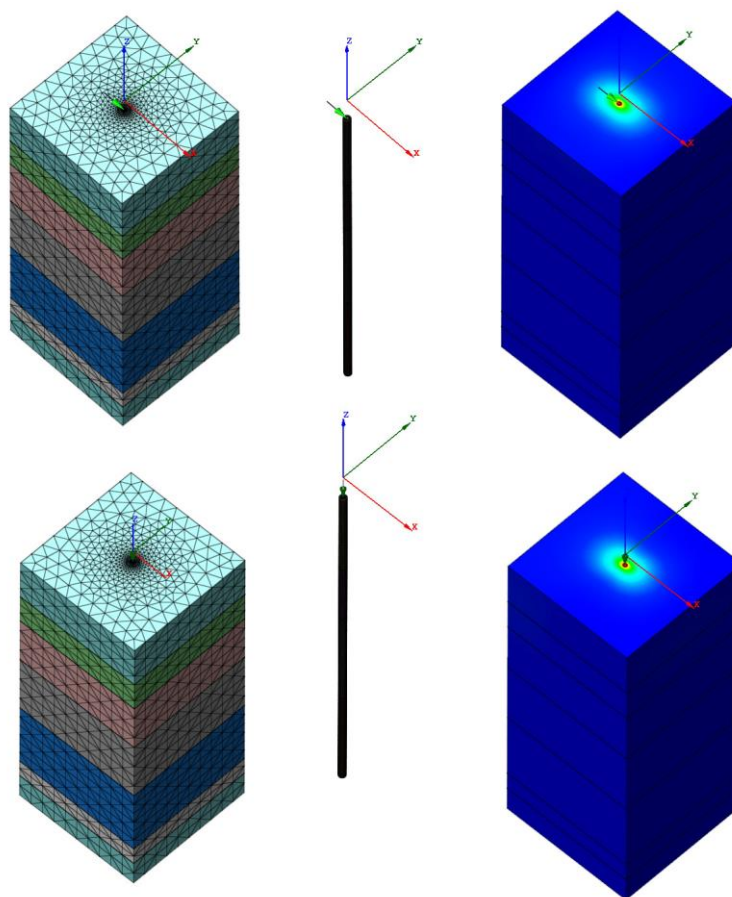


Figura 5.19: modello di calcolo predisposto per valutare la rigidità verticale ed orizzontale del singolo palo

Dal modello di calcolo risulta quanto segue:

- la forza verticale fittizia $F_z = 100 \text{ kN}$ implica uno spostamento verticale $\delta_z \approx 1.6 \text{ mm}$: la rigidità verticale k_z delle molle che simulano i pali di fondazione nel modello di calcolo strutturale risulta dunque $k_z = 60 \text{ kN/mm}$.
- la forza orizzontale fittizia $F_{x,y} = 100 \text{ kN}$ implica uno spostamento orizzontale $\delta_{x,y} \approx 10 \text{ mm}$: la rigidità orizzontale $k_{x,y}$ di tali molle risulta dunque $k_{x,y} = 10 \text{ kN/mm}$.

Il modello di calcolo strutturale ha consentito di valutare dunque le massime azioni, verticale $N_{z,Ed}$ (compressione e trazione) e di taglio $T_{XY,Ed}$, agenti in testa ai pali, che, con riferimento alla disposizione riportata in *Figura 5.20* risultano:

$$N_{z,Ed} = 313 \text{ kN (compressione);}$$

$$N_{z,Ed} = -269 \text{ kN (trazione);}$$

$$T_{XY,Ed} = 36.6 \text{ kN (taglio).}$$

I dettagli relativi a tale modellazione sono riportati nel capitolo 2.2 della relazione di calcolo strutturale (elab. R04).

La resistenza di progetto N_{Rd} a compressione ed a trazione del complesso micropalo-terreno è stata determinata secondo quanto previsto dalle Norme Tecniche per le Costruzioni, sulla base anche delle Raccomandazioni A.G.I. sui pali di fondazione (Dicembre 1984), come già indicato nel paragrafo 4, solo tenendo conto dei coefficienti parziali relativi ai pali trivellati.

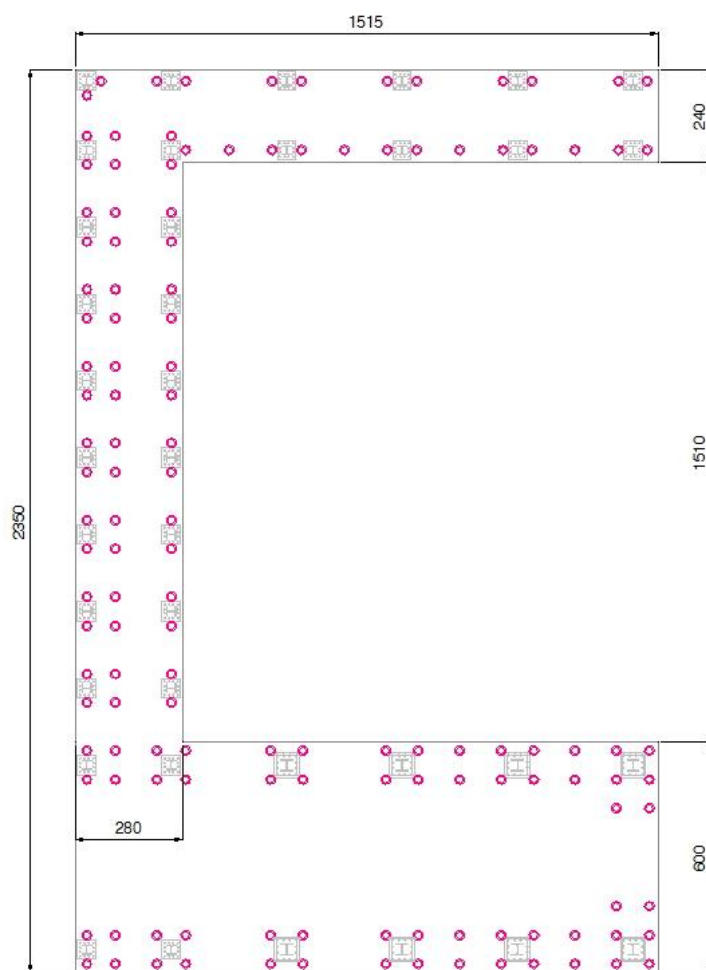
Dal calcolo, la resistenza di progetto a compressione risulta $N_{Rd} = 590 \text{ kN}$ (si veda *Tabella 5.4*), mentre quella a trazione risulta $N_{Rd} = -430 \text{ kN}$ (si veda *Tabella 5.5*): in entrambi i casi $N_{Rd} > N_{Ed}$ e quindi le verifiche risultano soddisfatte.

Micropalo $D_{reso}=250mm$ a COMPRESSIONE														
Strato	da	a	γ' [kN/m ³]	$\sigma'_{iniziale}$ [kPa]	σ'_{finale} [kPa]	σ'_{media} [kPa]	D_{palo} [m]	k	δ [°]	c [kPa]	α	Q_{lat} [kN]		
01	0,0	-1,0	20,0	0,0	20,0	10,0	0,00	0,00	30,00	0,0	0,00	0,0		
02	-1,0	-3,0	20,0	20,0	60,0	40,0	0,25	1,25	30,00	0,0	0,00	45,3		
03	-3,0	-6,0	9,0	60,0	87,0	73,5	0,25	1,25	27,00	0,0	0,00	110,3		
04	-6,0	-11,0	10,0	87,0	137,0	112,0	0,25	1,25	24,00	0,0	0,00	244,8		
05	-11,0	-15,0	10,0	137,0	177,0	157,0	0,25	1,25	35,00	0,0	0,00	431,7		
177,0														
RESISTENZA LATERALE DI CALCOLO										$R_{s,c}$ [kN]		832,1		
Coefficiente ξ 1,55										$R_{s,K}$ [kN]		536,9		
Coefficiente parziale γ_s 1,15										$R_{s,D}$ [kN]		466,8		
Diametro punta palo [m]				0,25		Superficie punta palo [m ²]							0,05	
RESISTENZA DI PUNTA DI CALCOLO										$R_{B,c}$ [kN]		260,7		
Coefficiente ξ 1,55										$R_{B,K}$ [kN]		168,2		
Coefficiente parziale γ_p 1,35										$R_{B,D}$ [kN]		124,6		
Coeff. di capacità portante (Berezantzev) N_q				30		si è tenuto solo conto del contributo ($\sigma'_{v0} \cdot N_q$)								
RESISTENZA DI PROGETTO DEL PALO										R_d [kN]		591		

Tabella5.4: verifica di sicurezza a compressione
dei micropali di fondazione della struttura di sostegno

Micropalo $D_{reso}=250\text{mm}$ a TRAZIONE															
Strato	da	a	γ' [kN/m ³]	$\sigma'_{iniziale}$ [kPa]	σ'_{finale} [kPa]	σ'_{media} [kPa]	D_{palo} [m]	k	δ [°]	c [kPa]	α	Q_{lat} [kN]			
01	0,0	-1,0	20,0	0,0	20,0	10,0	0,00	0,00	30,00	0,0	0,00	0,0			
02	-1,0	-3,0	20,0	20,0	60,0	40,0	0,25	1,25	30,00	0,0	0,00	45,3			
03	-3,0	-6,0	9,0	60,0	87,0	73,5	0,25	1,25	27,00	0,0	0,00	110,3			
04	-6,0	-11,0	10,0	87,0	137,0	112,0	0,25	1,25	24,00	0,0	0,00	244,8			
05	-11,0	-15,0	10,0	137,0	177,0	157,0	0,25	1,25	35,00	0,0	0,00	431,7			
177,0															
RESISTENZA LATERALE DI CALCOLO										$R_{s,c}$ [kN]		832,1			
Coefficiente ξ 1,55										$R_{s,K}$ [kN]		536,9			
Coefficiente parziale γ_s 1,25										$R_{s,D}$ [kN]		429,5			
Diametro punta palo [m]				0,00				Superficie punta palo [m ²]						0,00	
RESISTENZA DI PUNTA DI CALCOLO										$R_{B,c}$ [kN]		0,0			
Coefficiente ξ 1,00										$R_{B,K}$ [kN]		0,0			
Coefficiente parziale γ_p 1,00										$R_{B,D}$ [kN]		0,0			
Coeff. di capacità portante (Berezantzev) N_q				0				si è tenuto solo conto del contributo ($\sigma'_{v0} \cdot N_q$)							
RESISTENZA DI PROGETTO DEL PALO										R_d [kN]		429			

Tabella5.5: verifica di sicurezza a trazione
dei micropali di fondazione della struttura di sostegno



*Figura5.20: disposizione dei micropali di fondazione
della struttura provvisoria in acciaio di sostegno della torre e
geometria della trave di collegamento in c.a. dei micropali di fondazione*

La verifica del palo nei confronti delle azioni orizzontali è stata condotta secondo la teoria di Broms (1965).

La verifica, svolta in condizioni drenate e quindi con riferimento ad un terreno di tipo incoerente, è stata condotta nel caso di “palo libero di ruotare in testa”.

Secondo quanto previsto dalle vigenti Norme Tecniche, per la determinazione del valore di progetto $R_{tr,d}$ della resistenza di pali soggetti a carichi trasversali valgono le stesse indicazioni relative ai carichi verticali riportati nel § 6.4.3.1.1 della stessa norma: le verifiche delle fondazioni su pali possono quindi essere effettuate secondo l'Approccio2

(A1+M1+R3) tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati in *Tabella4.1*, applicando però i coefficienti parziali γ_T della seguente *Tabella5.6*.

Coefficiente parziale R1	Coefficiente parziale R2	Coefficiente parziale R3
$\gamma_T=1,0$	$\gamma_T=1,6$	$\gamma_T=1,3$

Tabella5.6: coefficienti parziali γ_T per le verifiche agli Stati Limite Ultimi di pali soggetti a carichi trasversali

Come detto, i micropali sono previsti con diametro reso $D=250\text{mm}$ ed armatura tubolare in acciaio S355 di diametro $D=177.8\text{mm}$ e spessore 10mm , con momento di plasticizzazione $M_y=95\text{kNm}$.

Dall'applicazione della teoria di Broms, i pali risultano di tipologia "lunga", e di conseguenza il valore caratteristico $R_{tr,k}$ della resistenza del sistema palo terreno nei confronti delle azioni orizzontali dipende, oltre che dai parametri di resistenza del terreno, anche dalle caratteristiche di resistenza del palo stesso, ovvero dal suo momento di plasticizzazione: si fa quindi riferimento al diagramma riportato in *Figura 5.20*.

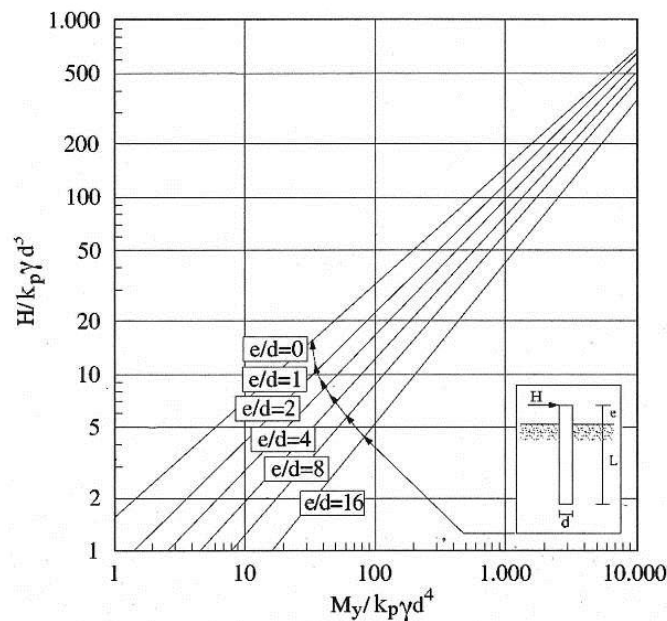


Figura 5.20: abaco per la determinazione della resistenza alle azioni orizzontali

Con un momento di plasticizzazione pari a 95 kNm e un valore medio dell'angolo di resistenza al taglio del terreno di 24° , il valore caratteristico $R_{tr,k}$ risulta pari a 85 kN circa, da cui risulta il valore di calcolo della resistenza $R_{tr,d} = 40.4$ kN, maggiore della massima sollecitazione di calcolo $T_{xy,Ed} = 36.6$ kN.

prof. ing. Francesco Colleselli

