

PROGETTAZIONE

STUDIO D' INGEGNERIA ASSOCIATO
ISOLA-BOASSO & ASSOCIATI S.r.l.

Dott. Ing. Riccardo ISOLA
Dott. Ing. Paolo BOASSO
Dott. Ing. Fabrizio RABAGLIO

C.so M. Prestinari n° 86
VERCELLI



ACQUA
NOVARA.VCO
S.p.A.

Via Triggiani, 9 – 28100 NOVARA (NO)
Tel. 0321/413111 – Fax. 0321/413196

PROGETTO DEFINITIVO

oggetto

INTERVENTO DI RIPARAZIONE
COLLETTORE FOGNARIO
IN COMUNE DI OLEGGIO (NO)
PIAZZALE GUANDRA

Data: GENNAIO 2021

Rif. archivio: SRL 030.20

Scala

TAV. n° ST.01.001

Rev.	AGGIORNAMENTI	DATA

Contenuto degli Elaborati

RELAZIONE SULLE STRUTTURE

Il Responsabile
Dott. Ing. Riccardo ISOLA

Visto

Vs. Rif. arch.:

Riproduzione o consegna a terzi
solo dietro specifica autorizzazione

Ente destinatario:

* Riservato all'Amministrazione

Sommario

1	Oggetto della relazione e criteri di progettazione.....	2
1.1	Opere strutturali	2
1.2	Inquadramento normativo	2
1.3	Inquadramento delle condizioni ambientali	3
2	Inquadramento geologico e geotecnico	3
2.1	Aspetti morfologici.....	4
2.2	Soggiacenza della falda	4
2.3	Indagini geognostiche e caratterizzazione geotecnica.....	5
2.4	Categoria di sottosuolo	8
2.5	Condizioni topografiche	8
3	Classificazione sismica	8
4	Azioni sulle strutture.....	8
4.1	g1/g2: Pesi propri strutturali e carichi permanenti	9
4.2	qk1: Carichi variabili	10
4.3	qk2: Azioni della neve.....	11
4.4	qk3: Azioni del vento	11
4.5	E: Azioni sismiche	11
4.6	Spinte delle terre	12
5	Calcolo e verifica delle strutture	17
5.1	Camera di spinta per microtunneling.....	18
5.1.1	Sollecitazioni modello FASE 1	19
5.1.2	Sollecitazioni modello FASE 2	21
5.1.3	Sollecitazioni modello FASE 3	23
5.1.4	Armature degli elementi	25
5.2	Camera di ricezione per microtunneling.....	27
5.2.1	Sollecitazioni modello FASE 1	28
5.2.2	Armature degli elementi	30

1 Oggetto della relazione e criteri di progettazione

1.1 Opere strutturali

Il presente elaborato costituisce la relazione sulle strutture del Progetto Definitivo relativo ai lavori di “Riparazione collettore fognario in Comune di Oleggio (NO) – Piazzale Guandra”, situato nel parcheggio del Piazzale Guandra, tra la S.P. 17 e la via Don Minzoni, svolto da codesto studio di ingegneria nell’ambito dell’ordine di lavoro ricevuto da Acqua Novara VCO S.p.A.

L’intervento prevede la realizzazione di un tratto di condotta fognaria in sostituzione di uno esistente lungo il quale la tubazione presenta perdite e deformazioni legate all’usura del materiale che la compone e dai movimenti di assestamento dovuti in parte alla saturazione del terreno intorno ad essa ed in parte al cedimento del terreno rappresentato da materiali di riporto aventi scadenti qualità geotecniche. In particolare, il nuovo tratto non si svilupperà seguendo il percorso di quello esistente ma capterà lo stesso in due punti e formerà una diagonale rispetto all’esistente.

Essendo la condotta esistente posizionata alla profondità di circa 9,5 metri, il progetto prevede la realizzazione del nuovo tratto attraverso l’utilizzo della tecnica del microtunneling.

Verranno quindi costruiti due manufatti in corrispondenza dei due punti del collettore esistente ai quali il nuovo tratto sarà allacciato

Per i dettagli si rimanda alla relazione generale, e nel presente paragrafo vengono descritte le opere strutturali necessarie all’attuazione dell’intervento:

- Camera di spinta in calcestruzzo armato gettato in opera, avente dimensioni interne di 6,50 m x 7,00 m x H=8,00 m, realizzata con la tecnica dell’autoaffondamento. Il manufatto è costituito da pareti di spessore 60 e 70 cm, platea di fondo di spessore 60 cm, e soletta di copertura spessore 50 cm;
- Camera di ricezione in calcestruzzo armato gettato in opera, avente dimensioni interne di 3,00 m x 4,00 m x H=8,00 m, realizzata con la tecnica dell’autoaffondamento. Il manufatto è costituito da pareti e platea di fondo di spessore 50 cm, e soletta di copertura spessore 40 cm;

All’interno della camera di spinta verrà installata la macchina che realizzerà la condotta in calcestruzzo DE1740 mm - DI1400 mm con la tecnica del microtunneling, usando la parete posteriore della camera come contrasto per la spinta necessaria all’avanzamento della tubazione.

All’interno della camera di ricezione invece avverrà il recupero della testa fresante ad operazione conclusa. Sono previsti poi manufatti di secondaria importanza, quali pozzetti d’ispezione prefabbricati in calcestruzzo armato.

1.2 Inquadramento normativo

Il calcolo delle strutture è stato eseguito con riferimento al metodo degli stati limite, nel rispetto delle norme vigenti, in particolare il D.Min. Infrastrutture del 17/1/2018 “Aggiornamento delle norme Tecniche per le Costruzioni”.

Come tipo di intervento si tratterà di “Nuove costruzioni”, rientranti nelle tipologie del cap. 4 “Costruzioni civili ed industriali”, cap. 4.1 “Costruzioni in calcestruzzo”.

Le opere citate sono tutte comprese nel Tipo di costruzione 2 “Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari”, con Vita Nominale $V_n \geq 50$ anni; la Classe d’Uso è cautelativamente assunta pari a III, comprendente “Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi.... Industrie con attività pericolose per l’ambiente. ...”, considerato che i collettori trasportano acque fognarie.

Viene quindi adottato, secondo la tabella 2.4.II della norma, un coefficiente d’uso C_u pari a 1.5, che porta ad una vita di riferimento $VR = V_n * C_u = 75$ anni.

Le altre normative di riferimento a cui ci si attiene nella realizzazione delle opere sono le seguenti:

- Legge 1086 del 05 novembre 1971;
- Circolare C.S.LL.PP. n°7 del 21 gennaio 2019 - Istruzioni per l’applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al DM 17/01/2018;
- UNI EN 1992-1-1:2015, UNI EN 1998-1:2013

1.3 Inquadramento delle condizioni ambientali

La scelta dei materiali risulta funzione delle necessità strutturali e delle condizioni ambientali, particolarmente importanti nel caso di impianti idrici; le condizioni sono diversificate a seconda del tipo di struttura.

Nel caso di strutture a contatto con i liquami, con riferimento alla classificazione delle condizioni ambientali contenuta nella tabella 4.1.III delle citate NTC 2018, le condizioni ambientali riferite alle opere a contatto con tali fluidi sono definite come “**Aggressive**”; per le altre strutture o parti di strutture le condizioni ambientali sono definite come “**Ordinarie**”.

In dettaglio, per i manufatti in progetto le classi di esposizione sono:

- riguardo alla categoria 2, “*Corrosione indotta da carbonatazione*”, la classe di esposizione è la **XC4**, relativa ad ambiente “*Ciclicamente asciutto e bagnato*” definito per calcestruzzo armato ordinario o precompresso in esterni con superfici soggette ad alternanza di asciutto ed umido (nell’area possono crearsi falde sospese temporanee, quindi i manufatti possono essere ciclicamente asciutti o umidi).
- riguardo alla categoria 6, “*Attacco chimico*”, la classe di esposizione è la **XA2**, relativa ad “*Ambiente chimicamente mediamente aggressivo*” definito per contenitori di fanghi ed acque reflue.

La classe minima di resistenza che soddisfa tutte le condizioni **XC4 + XA2** risulta pari a **C 32/40**; le condizioni sono definite come “**Aggressive**”; il copriferro richiesto è di 40 mm.

Per assicurare funzionalità e durata alle strutture occorre considerare nel calcolo un valore di apertura delle fessure adeguato alle condizioni ambientali, o classi di esposizione, oltre che alle sollecitazioni agenti ed alla sensibilità delle armature alla corrosione.

La tab. 4.1.IV della normativa definisce i valori limite di calcolo, per combinazioni di azioni “*frequente*” e “*quasi permanente*”: nel caso invece di classi d’esposizione XC4 e XA2, condizione definita “*aggressiva*”, i valori di calcolo di apertura delle fessure sono rispettivamente 0,3 mm e 0,2 mm.

2 Inquadramento geologico e geotecnico

L'inquadramento geologico e geotecnico riportato al presente paragrafo è tratto dalla relazione geologica con caratterizzazione geotecnica, redatta dai Dott. Paolo Millemaci e Dott. Claudio Viviani, contenente anche i risultati dei sondaggi, delle prove geognostiche e della caratterizzazione sismica. Per i dettagli si rimanda a tale documento e nel presente paragrafo vengono riassunti i parametri, le stratigrafie e gli altri dati assunti per il dimensionamento strutturale.

2.1 Aspetti morfologici

Il piazzale Guandra risulta avere una storia evolutiva particolarmente complessa. L'originale avvallamento percorso da quello che fu il fosso colatore Guandra (corso d'acqua a regime temporaneo in quanto non ha sorgenti), fungeva quasi certamente (data la sua profondità) da limite naturale occidentale e meridionale (proprio nell'area di intervento) dell'antico insediamento abitativo nonché del probabile accampamento Romano (Castrum). Rimane tale anche nel Medioevo dove però assume quasi probabilmente la funzione di fognatura a cielo aperto.

Di fatto la storia e le testimonianze umane e cartacee più recenti indicano che, nella posizione attuale del piazzale, vi era, fino all'inizio del 900, la presenza di un tratto del Colatore Guandra il cui alveo scorreva a profondità appunto comprese tra 12 e 14 metri almeno, rispetto alla quota del piazzale (attuale). Esisteva di fatto una valle compresa tra l'abitato storico di Oleggio a Nord (Zona Montevitale) e gli edifici esterni al nucleo abitato a Sud (Zona Giaggiolo) (Foto n. 2-3). Questa grande depressione topografica era composta da due scarpate laterali ad elevata inclinazione che si raccordavano alla base con la presenza di un alveo dove, in occasione di eventi meteorici importanti, si accumulava l'acqua proveniente dalle superfici circostanti che si sommava a quella già in alveo e a quella di raccolta lungo il canale più a nord; da qui scorreva in direzione est sud est per essere smaltita inizialmente "a spaglio" nella pianura sottostante (zona ad est) ed in un secondo tempo raccolta e collettata verso l'attuale depuratore di Bellinzago Novarese.

A partire dai primi anni del 900 alcuni tratti del Colatore Guandra, compreso quello presente in corrispondenza del Piazzale, vengono colmati mediante continui apporti di materiale di natura e provenienza diverse

2.2 Soggiacenza della falda

In corrispondenza dei carotaggi S1A ed S5B sono stati inseriti due piezometri che hanno evidenziato nell'arco di circa un mese la presenza costante di acqua a partire da - 9,00 metri di profondità rispetto alla quota topografica di superficie. Altre misurazioni provenienti dai piezometri A e B hanno dato di circa -9,50 metri e -9,90 metri.

Le analisi chimico qualitative condotte su due campioni di acqua raccolta dai piezometri hanno evidenziato caratteristiche assimilabili ad acqua nera/grigia di fognatura. In relazione a ciò, indipendentemente la reale profondità della falda (naturale) semiconfinata, presente a profondità maggiori, si ritiene necessario considerare completamente saturi i terreni oggetto di intervento non escludendo a priori probabili venute d'acqua a portate variabili dovute probabilmente a fuoriuscite dai condotti fognari. Non si hanno informazioni, inoltre, sulla presenza di eventuali "pozzi perdenti" di acque meteoriche e/o dello smaltimento e regimazione delle acque di ruscellamento superficiale provenienti dal piazzale stesso.

2.3 Indagini geognostiche e caratterizzazione geotecnica

La società In-Co s.r.l., incaricata dell'esecuzione delle indagini, ha provveduto ad eseguire, tra le date del 03.12.2020 e 11.12.2020 le seguenti indagini geognostiche:

- 3 carotaggi continui con recupero del terreno indisturbato allo scopo di ricostruirne la stratigrafia, da piano campagna fino a -12 metri di profondità, in particolare si tratta di carotaggi continui da eseguire nei corrispondenti punti A e B del tratto da indagare e al centro della stessa distanza A-B. Nei punti A e B sono stati inseriti due piezometri per verificare la eventuale presenza di falde temporanee localizzate.
- Al centro dei due tratti compresi tra A e B sono stati eseguiti, inoltre, due carotaggi a distruzione di nucleo fino alla profondità di -9 metri e, da qui fino a -12 metri il recupero dei campioni per costruire la stratigrafia. In corrispondenza delle profondità -9 m, -9,50 m, -10 metri e -12 metri, sono state eseguite, per tutti e 5 i carotaggi, delle prove penetrometriche di tipo dinamico SPT utili alla identificazione dei principali parametri geotecnici dei terreni presenti.

Inoltre, è stata eseguita una indagine sismica di tipo MASW (Multichannel Ana-lysis of Surface Waves), importante per correlare i dati raccolti attraverso i carotaggi e le prove in foro e quindi poter costruire il modello geologico e litotecnico relativamente alla successione dei terreni presenti.

Viene di seguito riportata una tabella riassuntiva dei sondaggi effettuati

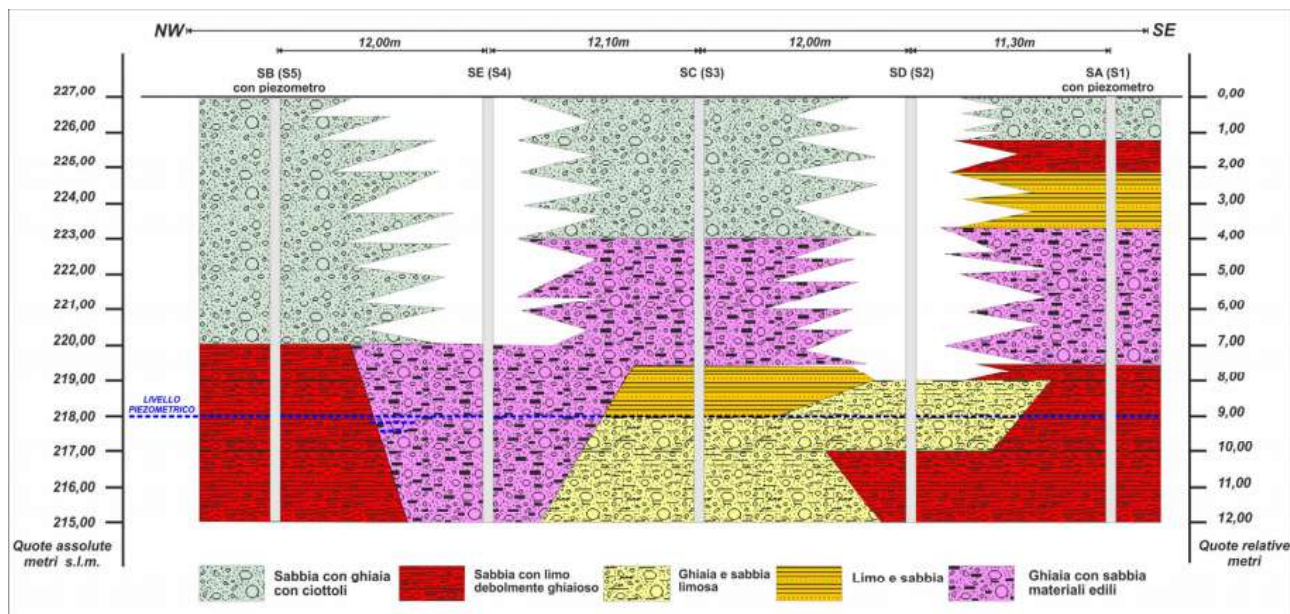
Indagine	Tipologia	Simbologia	Caratteristiche	
			Lunghezza (m)	
1	Sondaggio verticale a carotaggio continuo	S1A	Lunghezza (m)	12.0
			SPT	4
			Campioni ambientali	3
			Piezometro/Falda	12.0/9.0
2	Sondaggio verticale a carotaggio continuo	S5B	Lunghezza (m)	12.0
			SPT	4
			Campioni ambientali	3
			Piezometro/Falda	12.0/9.0
3	Sondaggio verticale a carotaggio continuo	S3C	Lunghezza (m)	12.0
			SPT	4
			Campioni ambientali	2
4	Sondaggio verticale a distruzione di nucleo e a carotaggio continuo	S2D	Lunghezza a distruzione (m)	8.0
			Lunghezza a carotaggio continuo (m)	4.0
			SPT	4
			Campioni ambientali	1
5	Sondaggio verticale a distruzione di nucleo e a carotaggio continuo	S4E	Lunghezza a distruzione (m)	8.0
			Lunghezza a carotaggio continuo (m)	4.0
			SPT	4
			Campioni ambientali	1
6	Sismica MASW			

Tabella con l'elenco dei sondaggi geognostici eseguiti

Estratto di foto aerea con indicazione della posizione delle indagini:



Modello geotecnico desunto dalle indagini:



Sulla base dei risultati delle indagini geognostiche effettuate, nella relazione geologica vengono indicati questi parametri:

Da m	A m	S1A	S2D	S3C	S4E	S5B	MEDIA Nspt c	$\phi' = (15 Nspt c)^{0.5} + 15$	Peso volume saturo ton/m ³
7.00	7.45					21	21	33	2.05
8.50	8.95			33		24	28,5	36	2.08
9.00	9.45		28				28	35	2.08
10.00	10.45	26,5	30,5	33,5	32,5	23,5	29,3	36	2.08
11.00	11.45	27,5	32	29,5	33,5		30,625	36	2.08

Da m	A m	S1A	S2D	S3C	S4E	S5B	MEDIA Nspt c	Modulo Young
7.00	7.45					21	21	324
8.50	8.95			33		24	28,5	414
9.00	9.45		28				28	408
10.00	10.45	26,5	30,5	33,5	32,5	23,5	29,3	423,6
11.00	11.45	27,5	32	29,5	33,5		30,625	439,5

In considerazione, comunque, del fatto che non si conoscono le modalità di conferimento dei materiali di riempimento, il loro consolidamento in atto, la possibilità di una parziale circolazione idrica naturale ed una artificiale presente ma con valori non definibili, i geologi hanno consigliato di far riferimento ai seguenti valori, espressi in termini di "condizioni drenate":

Strato	Litologia presunta	PARAMETRO		VALORE
S0	Sabbia e ghiaia con materiali misto edili di riporto	peso su volume	γ'	17-18 kN/m ³
		angolo di resistenza al taglio	ϕ'	26-27°
		coesione	c'	0 kPa

Per il dimensionamento strutturale dei manufatti, considerata l'eterogeneità dei materiali presenti e le condizioni di addensamento non identificabili punto per punto, sono stati assunti i seguenti parametri caratteristici: $\gamma_k = 1,8 \text{ kg/m}^3$ $\phi'_k = 24^\circ$ $c'_k = 0$

In particolare, assumere un angolo di attrito ulteriormente ridotto ha consentito di incrementare le spinte dei terreni da utilizzare nei calcoli di verifica.

2.4 Categoria di sottosuolo

Per la determinazione della categoria di sottosuolo è stata effettuata una prova MASW.

Il valore ottenuto, $V_{s,eq} = 327 \text{ m/s}$, si traduce in una categoria di sottosuolo C.

2.5 Condizioni topografiche

Le condizioni topografiche sono invece valutabili attraverso l'utilizzo della tabella 3.2.IV, valida per configurazioni superficiali semplici. L'area di intervento può essere interamente inclusa nella categoria topografica T1.

3 Classificazione sismica

Le azioni sismiche di progetto sono definite come pericolosità sismica di base dal paragrafo 3.2 delle NTC 2018, e sono funzione della coordinata geografica del sito e dai parametri relativi a Vita Nominale VN e Classe d'Uso; gli spettri di risposta sono inoltre dipendenti dalle caratteristiche del terreno di fondazione, in questo caso di "Tipo C", e dalle condizioni topografiche, in questo caso relative alla situazione in categoria T1 con coefficiente di amplificazione topografica ST pari a 1.0.

Comune di Gravellona Toce:

Longitudine (WGS84) :	8.63526 ° Est	Classe d'uso :	III ($C_u = 1,5$)
Latitudine (WGS84) :	45.59525 ° Nord	Vita di riferimento :	$V_R \geq 75$ anni
Vita nominale :	$V_N \geq 50$ anni		

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	45	0,017	2,532	0,167
SLD	75	0,02091	2,5707	0,1828
SLV	712	0,04122	2,6238	0,2899
SLC	1462	0,049	2,683	0,311

4 Azioni sulle strutture

Le strutture sono soggette a peso propri, carichi permanenti ed accidentali come da normativa che classifica le azioni secondo le seguenti tipologie:

- Permanenti (G): azioni che agiscono durante tutta la vita nominale dell'opera
- Azioni della precompressione (P)
- Variabili (Q): azioni con valori istantanei che possono sensibilmente variare la loro intensità nel tempo e che possono essere di lunga o breve durata; tra questi troviamo la neve, il vento e la presenza delle persone, impianti
- Eccezionali (A): azioni che si verificano soltanto eccezionalmente nel corso della vita nominale della struttura, quali incendi, esplosioni ed urti
- Sismiche (E): azioni derivanti da eventi sismici

Nel caso in oggetto sono presenti carichi permanenti e variabili descritti negli appositi capitoli:

- 4.1 g_1/g_2 : Pesì propri strutturali e carichi permanenti
- 4.2 q_{k1} : Carichi variabili
- 4.3 q_{k2} : Azioni della neve
- 4.4 q_{k3} : Azioni del vento
- 4.5 E : Azioni sismiche

Per le spinte delle terre sono previste specifiche analisi sia in condizioni statiche che sismiche, come riportato negli appositi capitoli:

- 4.6 Spinte delle terre

Le azioni elencate sono combinate secondo le istruzioni ed i coefficienti di combinazioni indicati in normativa.

Le combinazioni a stato limite ultimo SLU derivano da una combinazione fondamentale, nella quale si considerano predominanti, a turno, ciascuno dei carichi variabili presenti; l'azione accidentale predominante viene assunta interamente mentre le secondarie sono moltiplicate per il coefficiente riduttivo ψ_0 ; tale combinazione presenta la seguente forma:

$$\gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_{Gi}G_i + \gamma_P P + \gamma_{Q1}Q_{k1} + \gamma_{Q2}\psi_{02}Q_{k2} + \gamma_{Qi}\psi_{0i}Q_{ki}$$

I coefficienti di combinazione ψ sono riportati in tabella 2.5.I della norma.

Le combinazioni a stato limite di esercizio SLE definite nelle seguenti forme:

Combinazione caratteristica (rara) : $G_1 + G_2 + G_i + P + Q_{k1} + \psi_{02}Q_{k2} + \sum \psi_{0i}Q_{ki}$

Combinazione frequente : $G_1 + G_2 + G_i + P + \psi_{11}Q_{k1} + \psi_{22}Q_{k2} + \sum \psi_{2i}Q_{ki}$

Combinazione quasi permanente : $G_1 + G_2 + G_i + P + \psi_{21}Q_{k1} + \psi_{22}Q_{k2} + \sum \psi_{2i}Q_{ki}$

Le combinazioni sismiche prevedono la combinazione degli effetti dell'azione sismica con le altre azioni mediante la seguente espressione: $G_1 + G_2 + G_i + E + \sum \psi_{0i}Q_{ki}$

4.1 g_1/g_2 : Pesì propri strutturali e carichi permanenti

I pesì propri strutturali e permanenti applicati alle singole opere strutturali sono i seguenti:

Pesi propri strutturali

Calcestruzzo = 25.00 kN/m³

Carichi permanenti

Peso proprio terreno = 18.00 kN/m³

Peso proprio acqua = 10.00 kN/m³

Peso proprio liquami = 11.00 kN/m³

4.2 qk1: Carichi variabili

Carichi variabili sulle platee

Data la natura delle opere in esame si tratta in tutti i casi di carichi variabili di tipo industriale Categoria E2 (Tabella 3.1.II del DM 17-01-2018). Tale categoria prevede che i carichi siano valutati caso per caso, secondo la specificità dell'opera. Nel dettaglio sono state considerate:

- Azioni variabili distribuite sulle platee per operazioni di manutenzione degli impianti: 2 kN/m², stimato considerando un normale affollamento di personale per la manutenzione nel manufatto.
- Azioni variabili dovute alla presenza della macchina per effettuazione della spinta: 10 kN/m².

Carichi variabili sulle solette

Le solette dei manufatti in progetto sono tutte interrato di 1,50 m. Eventuali carichi accidentali di mezzi pesanti che si trovassero a transitare sopra di esse sarebbero diffusi e verranno quindi considerati come un carico uniformemente distribuito. Viene considerato a favore di sicurezza un carico pari a 20 kN/m².

Questo carico è estremamente cautelativo, anche in considerazione del fatto che il piazzale in oggetto è normalmente interessato solamente dalla presenza di automobili o al più di mezzi leggeri, per i quali assumere un carico distribuito di 5 o 10 kN/m² sarebbe risultato comunque adeguato.

Carichi variabili sulle pareti

Le pareti sono interessate dai seguenti carichi variabili:

- Incremento della spinta statica delle terre dovuta alla presenza di sovraccarichi in superficie; considerata la natura del terreno con i relativi parametri caratteristici, un carico in superficie di 20 kN/m² causa sulle pareti una spinta aggiuntiva pari a 11,87 kN/m²
- Solamente per la parete posteriore della camera di spinta abbiamo una pressione che viene esercitata durante la fase di realizzazione della perforazione con la tecnica del microtunneling. Tale spinta, pari a circa 550 ton, si ripartisce su una superficie di 6 mq.

4.3 qk2: Azioni della neve

Le strutture sono tutte interrato ed il carico neve è inferiore agli accidentali da traffico, quindi non viene contemplato in quanto non dimensionante.

4.4 qk3: Azioni del vento

Le strutture sono tutte interrato quindi il carico del vento non è pertinente

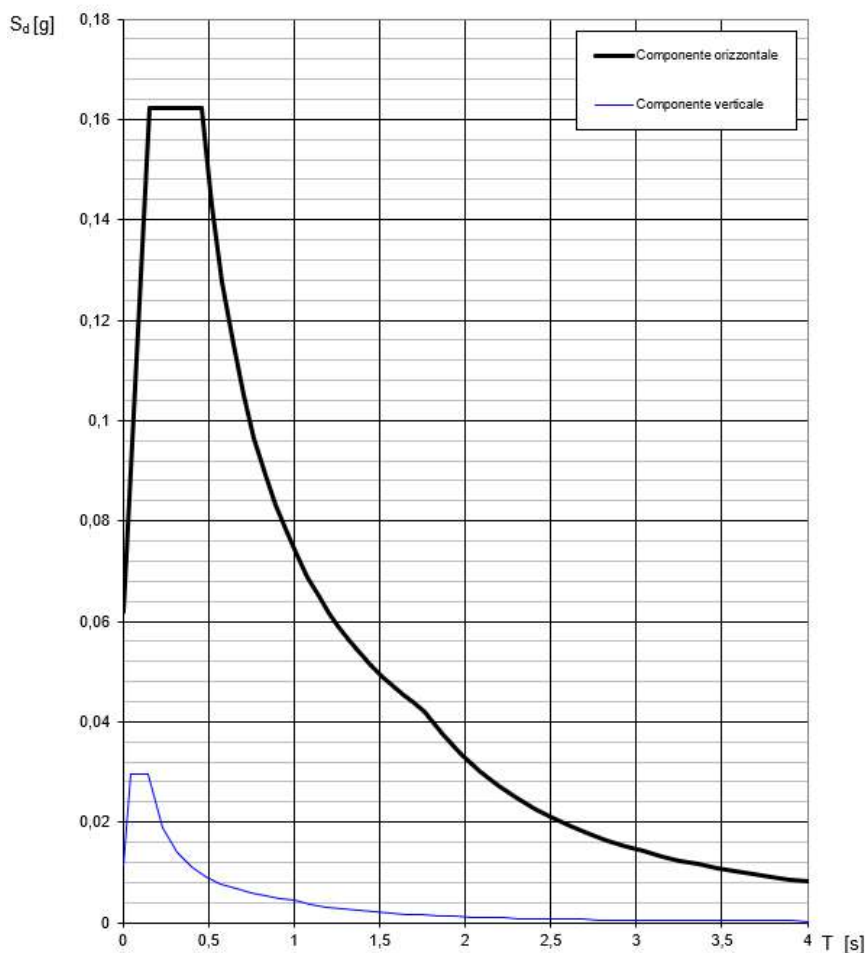
4.5 E: Azioni sismiche

Le azioni sismiche di progetto sono definite come pericolosità sismica di base dal paragrafo 3.2 delle NTC 2018, funzione della coordinata geografica del sito e dai parametri relativi a Vita Nominale V_N e Classe d'Uso, oltre che dalle caratteristiche del terreno di fondazione e dalle condizioni topografiche.

Il calcolo è stato eseguito nelle condizioni più cautelative, assumendo strutture NON dissipative, con riferimento al punto 7.2.2. delle NTC. Il fattore di struttura orizzontale può essere assunto consultando la tabella 7.3.I che prevede, per le verifiche a SLU di strutture non dissipative, l'adozione di un valore $q_h \leq 1.5$. Essendo le opere completamente interrate viene comunque assunto un fattore di struttura unitario e quindi utilizzato uno spettro elastico.

Sono stati determinati i vari spettri di progetto, così come previsti dalla normativa vigente, con i relativi parametri.

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV



Spettri di progetto SLV per $q=1$ (spettro elastico)

4.6 Spinte delle terre

Le spinte dei terreni sono valutate in modo diverso nel caso di spinte su paramenti liberi di traslare e ruotare o non liberi, ma per la definizione dei parametri di calcolo va inquadrata la modalità di calcolo in entrambi i casi.

Nel caso di spinte su paramenti **liberi di traslare e ruotare**, le spinte statiche dei terreni sono calcolate con le comuni relazioni di Coulomb o Rankine; in assenza di falda, posto:

ϕ'_d = valore di progetto dell'angolo di resistenza a taglio del terreno

δ_d = valore di progetto dell'angolo di attrito terreno-paramento

ψ = angolo di inclinazione del paramento rispetto all'orizzontale (muro verticale $\psi = 90^\circ$)

β = angolo di inclinazione della superficie del terreno

risultano le seguenti relazioni:

Coulomb

$$K_{att} = \frac{\sin^2(\phi'_d + \psi)}{\sin^2(\psi) \cdot \sin(\psi - \delta_d) \cdot [1 + v(\sin(\phi'_d + \delta_d) \cdot \sin(\phi'_d - \beta) / \sin(\phi'_d - \delta_d) / \sin(\phi'_d + \beta))]}$$

Rankine

$$K_{att} = \frac{1 - \sin(\phi'_d)}{1 + \sin(\psi)} \cdot (1 + \sin(\beta))$$

In presenza di azioni sismiche, la spinta complessiva viene calcolata mediante la relazione proposta da Mononobe & Okabe e riportata nelle norme UNI EN 1998-5, Eurocodice 8, parte 5, punto 7, app. E.3 - E.4:

$$K_{att} = \frac{\sin^2(\phi'_d + \psi - \theta)}{\cos(\theta) \cdot \sin^2(\psi) \cdot \sin(\psi - \delta_d - \theta) \cdot [1 + v(\sin(\phi'_d + \delta_d) \cdot \sin(\phi'_d - \beta - \theta) / \sin(\phi'_d - \delta_d - \theta) / \sin(\phi'_d + \beta))]}$$

in cui l'angolo θ è definito al punto E.5 del citato Eurocodice mediante la relazione:

$$\tan(\theta) = \frac{k_h}{1 \pm k_v}$$

ed i coefficienti k_h e k_v sono definiti al punto 7.3.2.2. dello stesso Eurocodice:

$$k_h = \alpha \cdot S / r \quad k_v = \pm 0.33 \cdot k_h \text{ per le regioni italiane}$$

in cui α è l'accelerazione di progetto al suolo $a_{g(g)}$, il coefficiente r è definito nello stesso punto al prospetto 7.1, mentre S è il coefficiente di amplificazione definito nelle norme UNI EN 1998-1, Eurocodice 1, punto 3.2.2.2, tabella 3.3 relativa allo spettro Type 2.

Le norme NTC 2018 riportano al punto 7.11.6.2.1 un metodo semplificato per il calcolo dei coefficienti k_h e k_v in funzione di $a_{g(g)}$ e di un coefficiente β funzione della categoria sismica del sottosuolo e di $a_{g(g)}$: la valutazione delle azioni con questo metodo porta peraltro in genere a sollecitazioni meno onerose rispetto al precedente metodo basato sulla relazione di Mononobe & Okabe; cautelativamente viene comunque adottato il metodo più oneroso.

Sempre in via cautelativa e con riferimento alla bibliografia in materia, la spinta complessiva così calcolata viene suddivisa tra una spinta statica con andamento triangolare e risultante posta ad un terzo dell'altezza ed una spinta sismica con andamento uniforme e risultante posta a metà dell'altezza.

Nel caso di spinte su paramenti **NON liberi di traslare e ruotare**, quali pareti di edifici o elementi comunque rigidamente vincolati in testa o al piede, le spinte statiche dei terreni sono calcolate con riferimento alla spinta a riposo dei terreni, mediante la relazione:

$$K_0 = (1 - \sin(\phi'_d)) \cdot (1 + \sin(\beta)) \cdot O_{cr}^{0.5}$$

ove O_{cr} è il grado di eventuale sovraconsolidamento del terreno.

In presenza di azioni sismiche, l'azione dinamica viene calcolata come indicato nelle norme UNI EN 1998-5,

Eurocodice 8, parte 5, punto 7, appendice E.9, ove si definisce il termine aggiuntivo alla spinta statica definito dalla relazione:

$$\Delta P_d = \alpha \cdot S \cdot \gamma \cdot H^2$$

in cui α è l'accelerazione di progetto al suolo $a_{g(g)}$, S è il coefficiente di amplificazione definito nelle norme UNI EN 1998-1, Eurocodice 1, punto 3.2.2.2, tabella 3.3 relativa allo spettro Type 2, γ è il peso del terreno ed H l'altezza del paramento.

Anche in questi casi si assume una spinta statica con andamento triangolare e risultante posta ad un terzo dell'altezza ed una spinta sismica con andamento uniforme e risultante posta a metà dell'altezza.

La relazione proposta dall'Eurocodice è valida per paramento verticale e superficie del terreno orizzontale; negli altri casi si può confrontare i risultati ottenuti per paramenti liberi o non liberi di traslare, ed applicare i risultati più cautelativi.

In presenza d'acqua nel terreno, e specificata la quota di falda rispetto all'altezza del paramento, si modifica la modalità di calcolo delle spinte.

Riguardo alle azioni statiche, per la parte del terrapieno sopra la falda acquifera la spinta si calcola come visto precedentemente, mentre per la parte di terreno interessata dalla falda occorre calcolare la spinta del terreno utilizzando come peso del terreno il valore di peso specifico $\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$, essendo γ_{sat} il peso specifico del terreno sommerso e γ_w il peso specifico dell'acqua; alla spinta del terreno va poi aggiunta l'ordinaria pressione idrostatica dell'acqua $\sigma_w = \gamma_w \cdot z_w$, essendo z_w l'altezza dell'acqua di falda.

In presenza di azioni sismiche, le Norme NTC e gli Eurocodici distinguono i terreni a bassa permeabilità (coesivi, $k < 5 \cdot 10^{-4}$ m/s) in cui l'acqua interstiziale si muove insieme allo scheletro solido e non causa quindi sovrappressioni sismiche ed i terreni ad alta permeabilità (granulari, $k \geq 5 \cdot 10^{-4}$ m/s) in cui l'acqua interstiziale si muove indipendentemente dallo scheletro solido.

In questo secondo caso, con terreni ad alta permeabilità, l'azione sismica dell'acqua di falda viene valutata come indicato nelle norme UNI EN 1998-5, Eurocodice 8, parte 5, punto 7, appendice E.7 - E.8, ove si definisce la pressione idrodinamica sul paramento con la relazione:

$$q(z) = \pm 7/8 \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot V \cdot H \cdot z$$

ove il coefficiente k_h è lo stesso precedentemente indicato, H è l'altezza dell'acqua rispetto alla base del paramento e z la variabile di calcolo compresa tra 0 ed h ; tale relazione integrata sull'altezza H fornisce la risultante della spinta indicata al punto E.7:

$$E_{wd} = 7/12 \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot H^2$$

L'angolo θ precedentemente definito al punto E.5 del citato Eurocodice viene modificato dalla relazione al punto E.7:

$$\tan(\theta) = \frac{\gamma_d}{\gamma_w} * \frac{k_h}{\gamma_w}$$

$$\gamma - \gamma_w \quad 1 \pm k_v$$

essendo γ_d il peso specifico del terreno a secco.

Per rendere applicabile ai modelli di calcolo l'insieme di tutte le azioni di spinta indicate, si adottano degli andamenti delle pressioni comunque cautelativi e riferiti alla bibliografia esistente in materia, ma ricondotti a diagrammi triangolari o trapezi e diagrammi uniformi.

Nel caso di assenza di falda, la spinta dei terreni statica e sismica viene quindi ricondotta ad una spinta statica p_{stat} con andamento triangolare e risultante posta ad un terzo dell'altezza ed una spinta sismica p_{sism} con andamento uniforme e risultante posta a metà dell'altezza.

In presenza di falda posta a quota intermedia rispetto all'altezza del paramento, la spinta statica dei terreni p_{stat} avrà andamento triangolare fino alla quota dell'acqua e trapezio al di sotto di questa; la spinta sismica p_{sism} viene ricondotta ad andamento uniforme sull'altezza e risultante posta a metà dell'altezza; le azioni di spinta dell'acqua p_w sono applicate con andamento triangolare sia per componente statica sia per quella dinamica p_{wd} , in questo secondo caso venendo ad assumere un'azione cautelativamente distribuita più in alto rispetto al teorico. Nel caso in oggetto le pareti contro terra sono tutte collegate tra di loro ed hanno un comportamento scatolare, quindi sono molto rigide e possiamo considerare dei paramenti **NON liberi di traslare e ruotare**;

La falda presenta una profondità di circa 9 m ma si possono creare temporaneamente falde sospese anche a limitata profondità dal piano campagna (anche a soli 4 m come comunicato dai geologi); la spinta delle terre viene quindi calcolata in **presenza di falda**.

Vengono quindi determinate le pressioni sulle pareti con le relazioni illustrate applicate per questo caso, sia statiche che sismiche con riferimento alle quote di progetto.

È inoltre presente la spinta per sovraccarichi sul terrapieno; questa ha valore costante sull'altezza di tutti i paramenti, con valore $p_q = k_0 * q$, essendo q assunto pari a 20,0 kN/mq per contemplare il transito di mezzi d'opera in corrispondenza dei manufatti, durante le fasi del cantiere.

I calcoli relativi alle spinte del terreno sono stati eseguiti adottando i parametri definiti nell' *"Inquadramento geologico e geotecnico"*.

E' stata così determinata la spinta del terreno sulle pareti dei manufatti interrati.

Vengono di seguito riportati per esteso i calcoli delle spinte eseguiti:

- Camera di spinta, profondità massima delle pareti pari a 10,00 m dal piano di campagna;
- Camera di ricezione, profondità massima delle pareti pari a 10,00 m dal piano di campagna;

**Azioni di spinta terreno, statiche e sismiche,
per paramenti rigidi che non sviluppano spinte attive, interamente sotto falda**

Caratteristiche di terreno, pendio e paramento

H =	10,00	altezza paramento
q =	20,00 kN/m ²	sovraccarico sul terreno
γ _w =	10,0 kN/mc	peso acqua di falda
k =	1,0E-03	permeabilità terreno alta
γ =	19,0 kN/mc	peso terreno saturo
γ _m =	1	coeff. parziale di resistenza parametri geotecnici
O _{cr} =	1	Terreni normalconsolidati
φ' =	24,0 °	angolo resistenza a taglio del terreno
φ' _d =	24,0 °	angolo di calcolo resistenza a taglio terreno
β =	0 °	angolo inclinazione terrapieno
K ₀ =	0,593	coeff. spinta a riposo statica, $K_0 = (1 - \sin(\phi')) \cdot (1 + \sin(\beta)) \cdot O_{cr}^{0.5}$

Caratteristiche sismiche del sito

a _{g(g)} =	0,041	accelerazione del sito
F ₀ =	2,620	fattore amplificazione
T _C =	0,290 s	periodo T _C
Tipo =	C	categoria sottosuolo
S _T =	1,00	coeff. amplificazione topografica
S _S =	1,50	coeff. amplificazione stratigrafica

Parametri di calcolo secondo UNI EN 1998-5

Eurocodice 8, parte 5, punto 7, appendice E.9

S =	1,50	S = S _T · S _S coeff. ampl. stratigrafica secondo NTC 2008
S =	1,50	coeff. ampl. strat. EN 1998-1:2004 punto 3.2.2.2, Type 2
S =	1,50	coeff. ampl. stratigrafica assunto nei calcoli
r =	1,00	r = 1 per strutture rigide
k _h =	0,062	coeff. sismico orizzontale

Azioni di calcolo sul paramento

Si assume l'azione complessiva E_d calcolata secondo UNI EN 1998-5, appendice E.9, suddivisa in un'azione statica E_{stat} con andamento triangolare e risultante applicata ad h/3, un'azione idrostatica, un'azione sismica E_{sism} con andamento uniforme applicata ad h/2; per terreni permeabili si aggiunge la spinta idrodinamica E_{wd}, applicata con andamento uniforme.

E _{stat} =	266,97 kN	$E_{stat} = \frac{1}{2} \cdot (\gamma - \gamma_w) \cdot K_0 \cdot H^2$
E _w =	500,00 kN	$E_w = \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot H^2$ spinta idrostatica
E _{sism} =	116,85 kN	$E_{sism} = \Delta P_d = a_{g(g)} \cdot S \cdot \gamma \cdot H^2$
E _{wd} =	35,88 kN	$E_{wd} = 7/12 \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot H^2$
E _d =	919,69 kN	$E_d = E_{stat} + E_w + E_{sism} + E_{wd}$

Pressioni sul paramento

p _{stat} =	53,39 kN/m ²	pressione statica terreno con andamento triangolare, applicazione H/3
p _w =	100,00 kN/m ²	pressione idrostatica con andamento triangolare, applicazione H/3
p _{sism} =	11,69 kN/m ²	pressione sismica terreno con andamento uniforme, applicazione H/2
p _{wd} =	3,59 kN/m ²	pressione idrodinamica con andamento uniforme, applicazione H/2
p _q =	11,87 kN/m ²	pressione per sovraccarico con andamento uniforme, applicazione H/2

Calcolo delle spinte per camera di spinta e di ricezione

5 Calcolo e verifica delle strutture

Nel presente paragrafo vengono esplicitati i calcoli di pre-dimensionamento svolti per le opere strutturali facenti parte del presente progetto definitivo.

I calcoli sono stati eseguiti sia rispetto alle verifiche di sicurezza nei confronti degli SLU che rispetto alle verifiche in condizioni di esercizio a SLE, con particolare riguardo alla fessurazione, parametro molto importante per i manufatti idraulici.

Il dimensionamento strutturale ed il calcolo sono stati eseguiti mediante modelli tridimensionali agli elementi finiti, che schematizzano le opere come elementi strutturali di tipo lineare e bidimensionale, applicando tutti i carichi precedentemente descritti opportunamente combinati, ed in particolare le azioni sismiche. La modellazione è stata eseguita con elaboratore elettronico mediante programma di calcolo agli elementi finiti Midas Gen 2021. Il programma è dotato di procedure di verifica dell'affidabilità del calcolo, così come da dichiarazioni rilasciate dai produttori e relativi manuali di validazione.

Sulla base delle sollecitazioni ottenute dall'analisi strutturale, ottenute dal calcolo agli elementi finiti, sono stati eseguiti i predimensionamenti degli spessori strutturali e delle armature, per tutti gli elementi strutturali.

In tutti i casi le verifiche di sicurezza sono state eseguite con il metodo degli stati limite: sono stati assoggettati a verifica tutti gli elementi strutturali che sono risultati verificati in tutte le condizioni previste da normativa, comprese le azioni sismiche. Per la disposizione delle armature si è considerata in primo luogo l'armatura minima delle sezioni risultanti dall'espressione al punto 4.1.6.1.1. delle NTC, pari a:

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot (f_{ctm}/f_{yk}) \cdot b_t \cdot d$$

essendo (per cls C 32/40):

$$f_{ctm} = 3.10 \text{ MPa}$$

$$f_{yk} = 450 \text{ MPa}$$

$$b_t = 1000 \text{ mm}$$

$$c = 40 \text{ mm (copriferro)}$$

Nel caso di elementi con spessore di 600 mm, risulta:

$$\emptyset = 16 \text{ mm (armatura di riferimento)}$$

$$d = 600 - 40 - 16/2 = 552 \text{ mm}$$

$$A_{s,min} = 988 \text{ mm}^2 \leq \emptyset 16/20 = 1005 \text{ mm}^2$$

Nel caso di elementi con spessore di 500 mm, risulta:

$$\emptyset = 16 \text{ mm (armatura di riferimento)}$$

$$d = 500 - 40 - 16/2 = 452 \text{ mm}$$

$$A_{s,min} = 810 \text{ mm}^2 \leq \emptyset 16/20 = 1000 \text{ mm}^2$$

Nel caso di elementi con spessore di 400 mm, risulta:

$$\emptyset = 14 \text{ mm (armatura di riferimento)}$$

$$d = 400 - 40 - 14/2 = 353 \text{ mm}$$

$$A_{s,min} = 632 \text{ mm}^2 \leq \emptyset 14/20 = 770 \text{ mm}^2$$

5.1 Camera di spinta per microtunneling

Il manufatto risulta completamente interrato ed è soggetto alle spinte del terreno esterno con i relativi sovraccarichi ed acqua di falda.

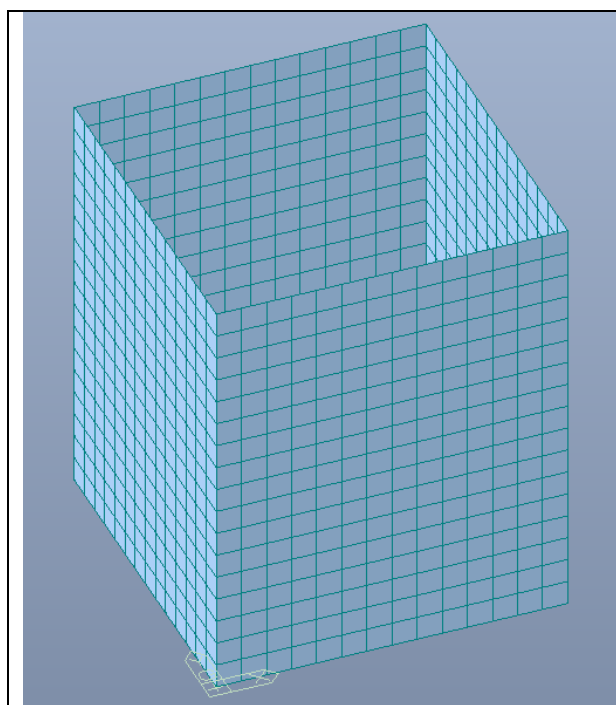
La platea ha spessore pari a 60 cm, le pareti perimetrali 60 cm ad eccezione della parete di contrasto della spinta, che ha uno spessore di 70 cm; la soletta di copertura è invece prevista di spessore pari a 50 cm.

Per il dimensionamento del manufatto, considerata la variabilità dei carichi presenti nelle varie fasi di realizzazione e di esercizio, sono stati approntati tre modelli di calcolo agli elementi finiti con il software Midas Gen 2021, uno per ciascuna fase di vita dell'opera, in modo da valutare quale fosse lo stato di sollecitazione più gravoso per ciascun elemento.

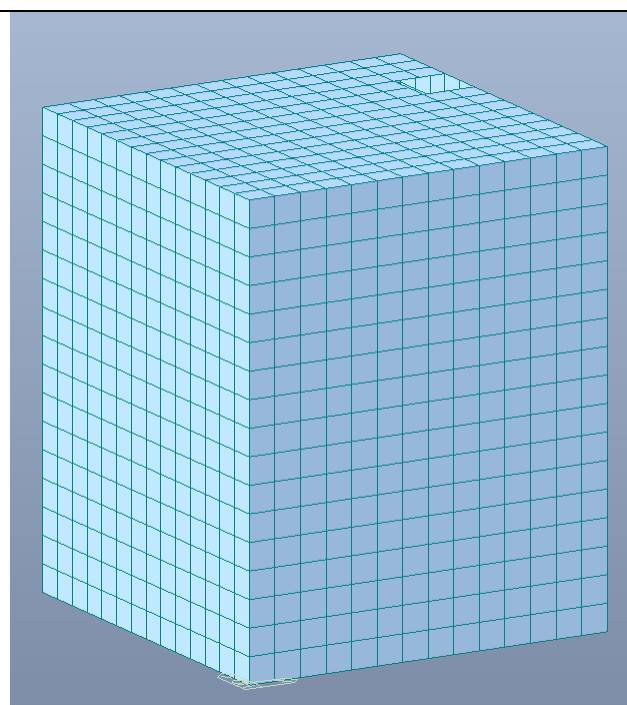
Vengono di seguito chiarite le caratteristiche di ciascun modello di calcolo:

- Modello di FASE 1: rappresenta la fase di realizzazione delle pareti con la tecnica dell'auto affondamento; in questa fase sono presenti le sole pareti, soggette alle spinte statiche del terreno e dell'acqua di falda;
- Modello di FASE 2: rappresenta la configurazione del manufatto nella quale viene realizzata la spinta per l'esecuzione della condotta con la tecnica del microtunneling; in questa fase abbiamo la presenza delle pareti e della platea e le spinte agenti sono quelle del terreno, dell'acqua di falda e della macchina per l'installazione della tubazione in cui sono presenti le
- Modello di FASE 3: rappresenta la configurazione finale del manufatto, in cui sono presenti le pareti, la platea e la soletta, ed i carichi agenti sono quelli dovuti alla spinta delle terre, dell'acqua di falda, dell'azione sismica ed i carichi variabili da traffico.

Nelle immagini seguente vengono rappresentati i modelli di calcolo:



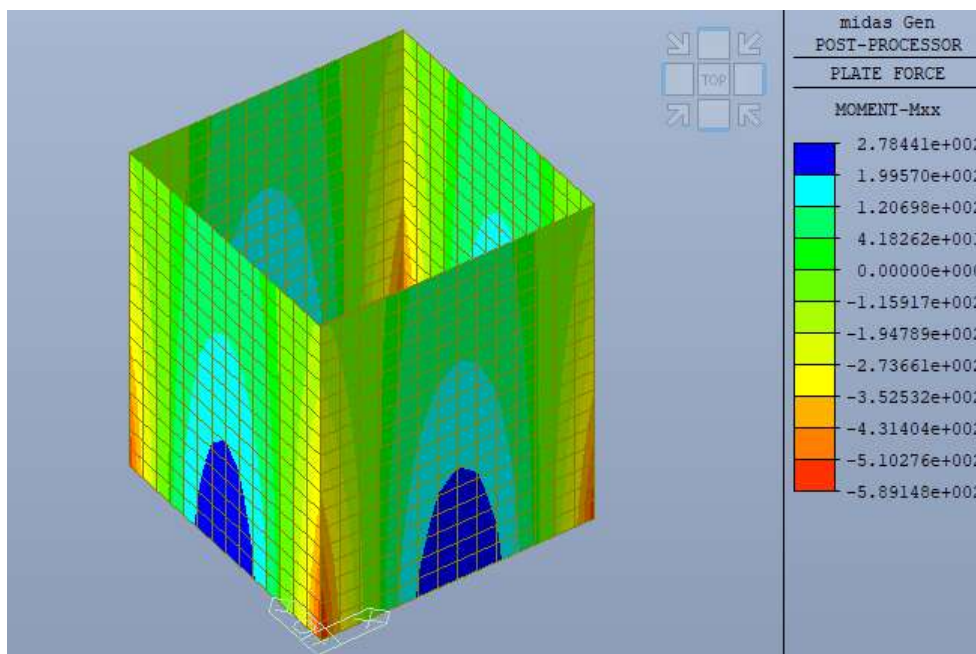
Modello di Fase 1 e 2



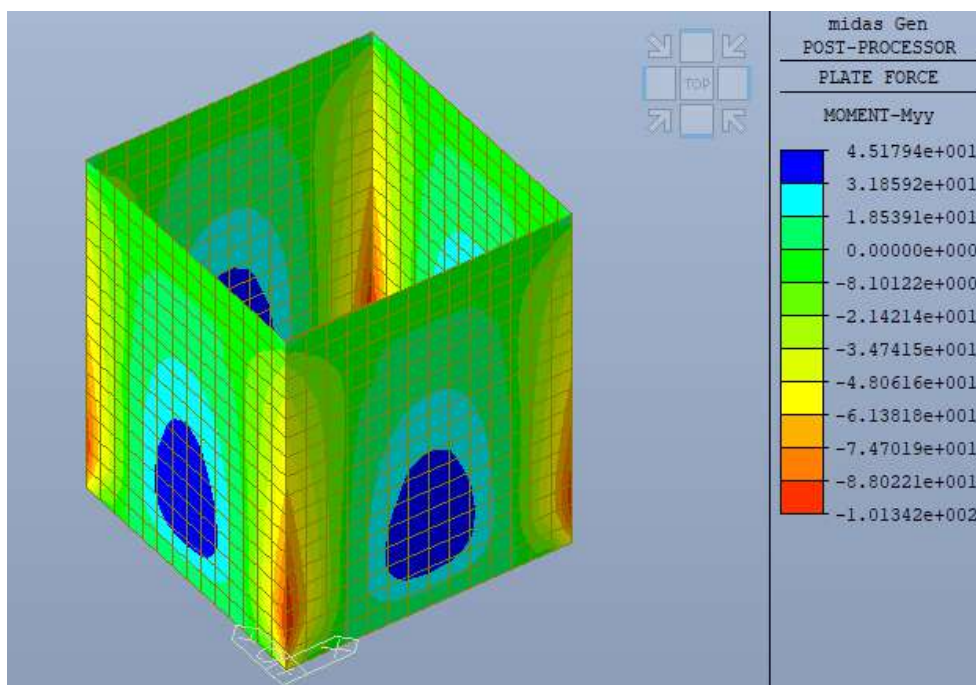
Modello di Fase 1 e 2

5.1.1 Sollecitazioni modello FASE 1

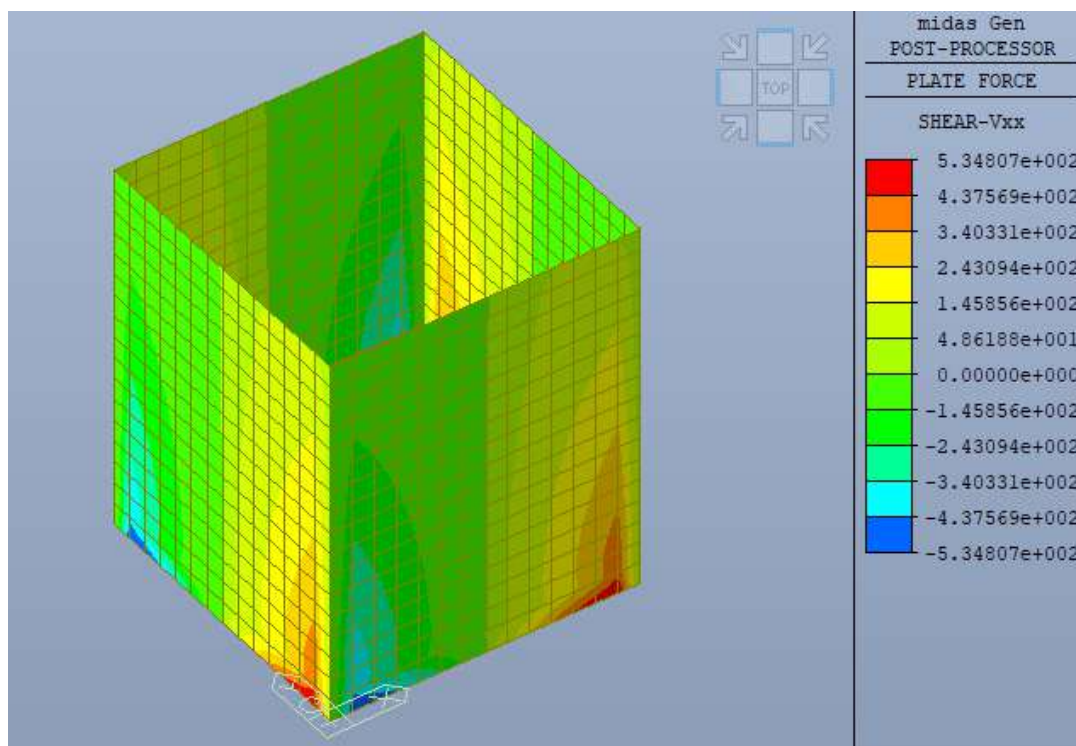
Gli stati di sollecitazione emersi dal modello di FASE 1 (affondamento) sono i seguenti:



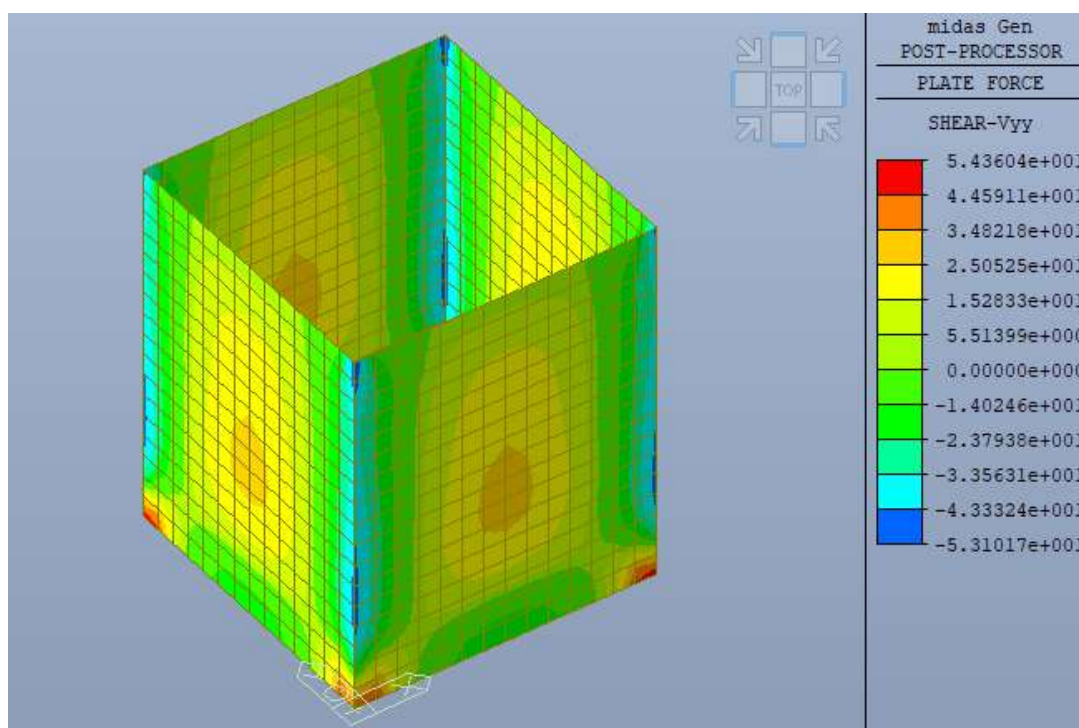
Momento flettente Mxx involucro SLU [kN*m/m]



Momento flettente Myy involucro SLU [kN*m/m]



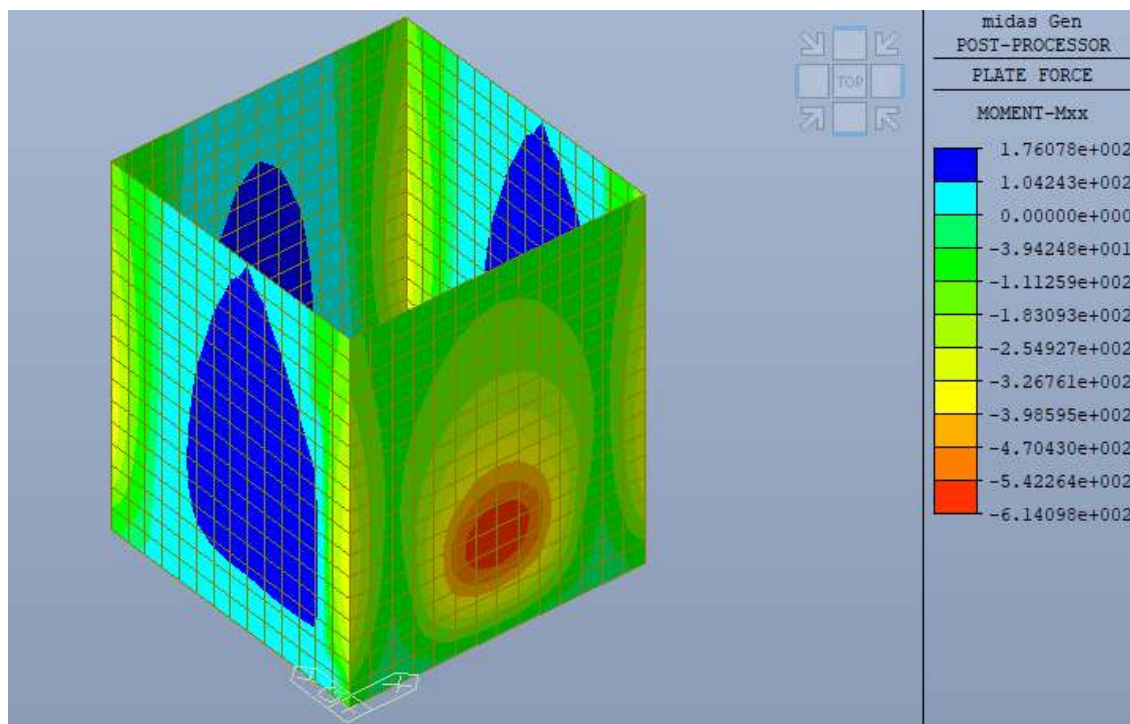
Taglio Vxx involucro SLU [kN/m]



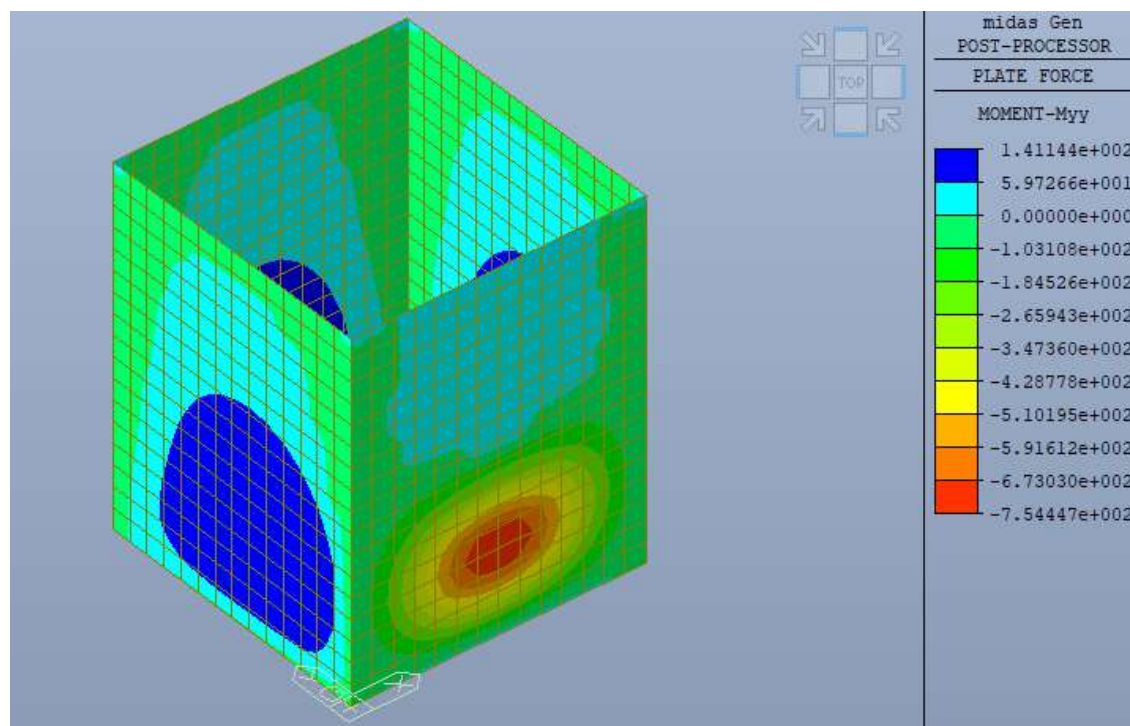
Taglio Vyy involucro SLU [kN/m]

5.1.2 Sollecitazioni modello FASE 2

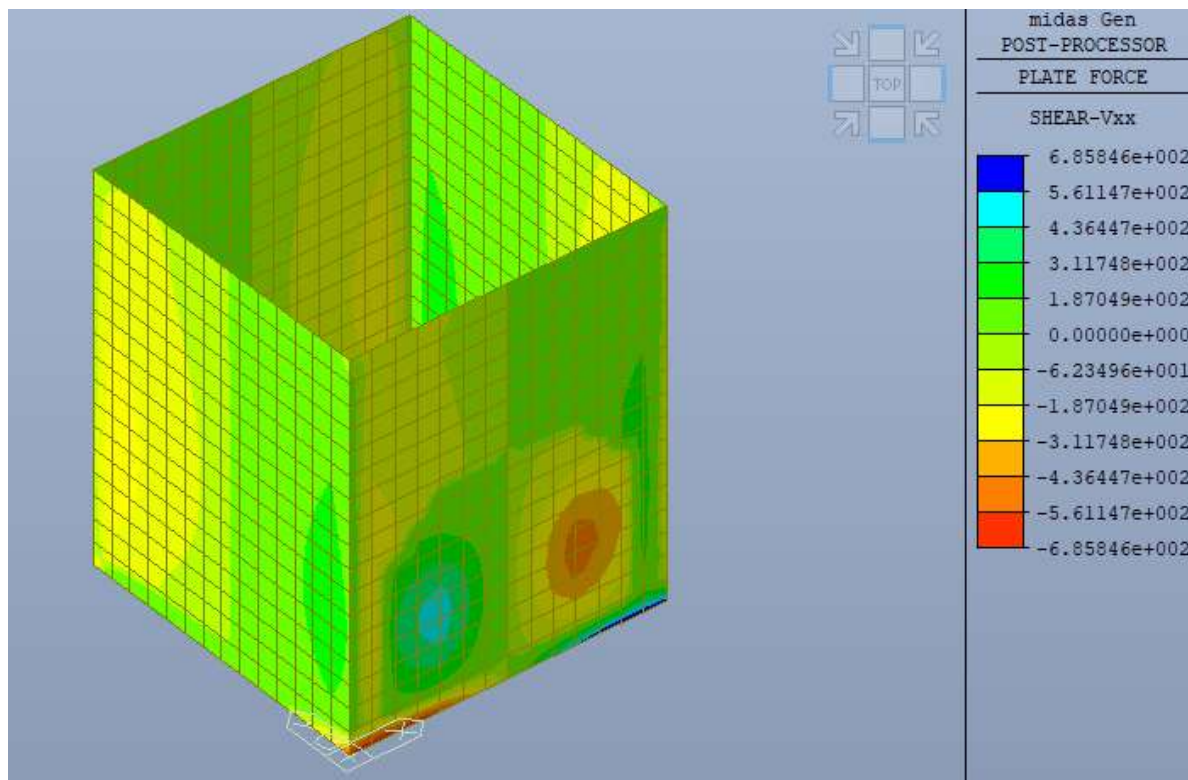
Gli stati di sollecitazione emersi dal modello di FASE 2 (spinta) sono i seguenti:



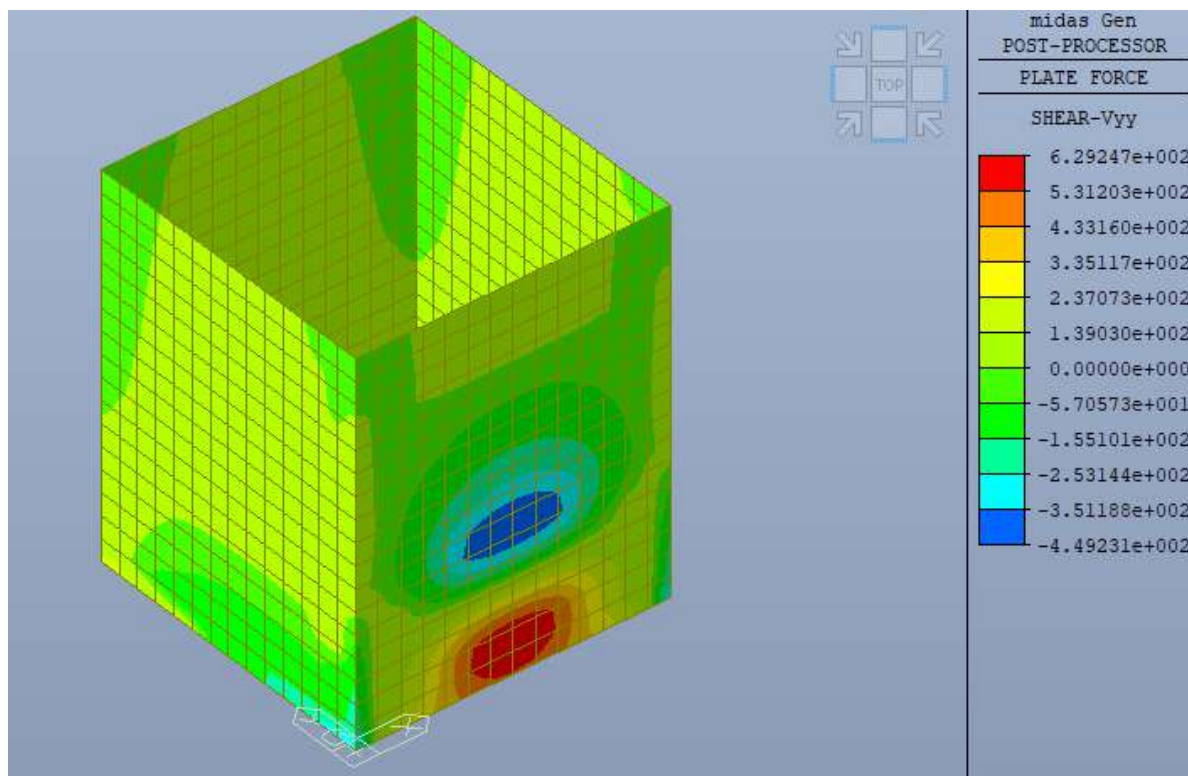
Momento flettente Mxx involucro SLU [kN*m/m]



Momento flettente Myy involucro SLU [kN*m/m]



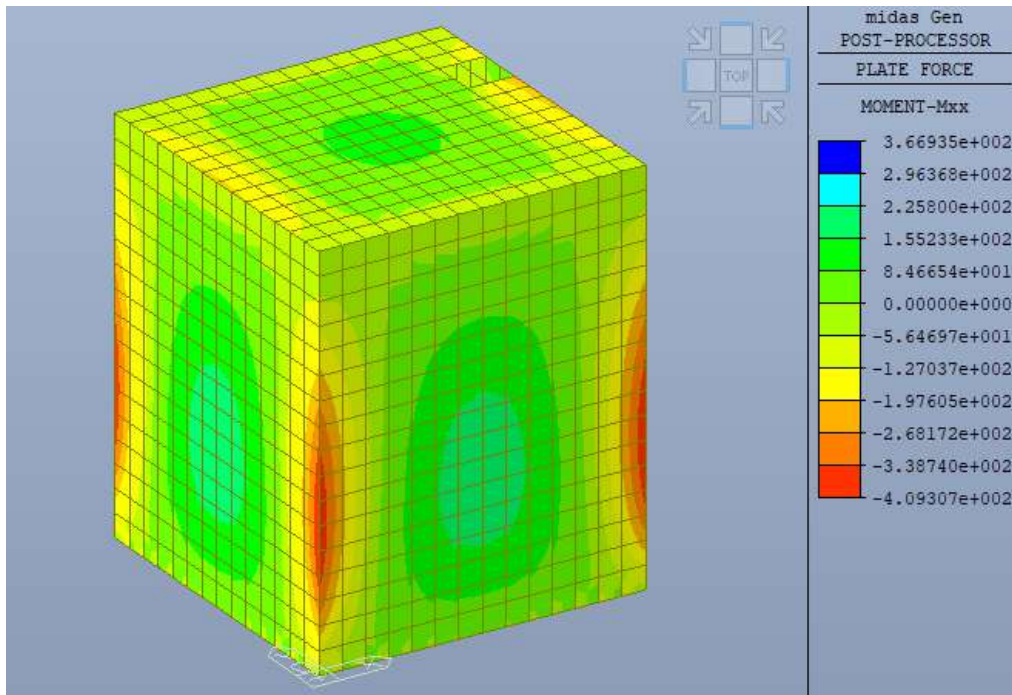
Taglio Vxx involucro SLU [kN/m]



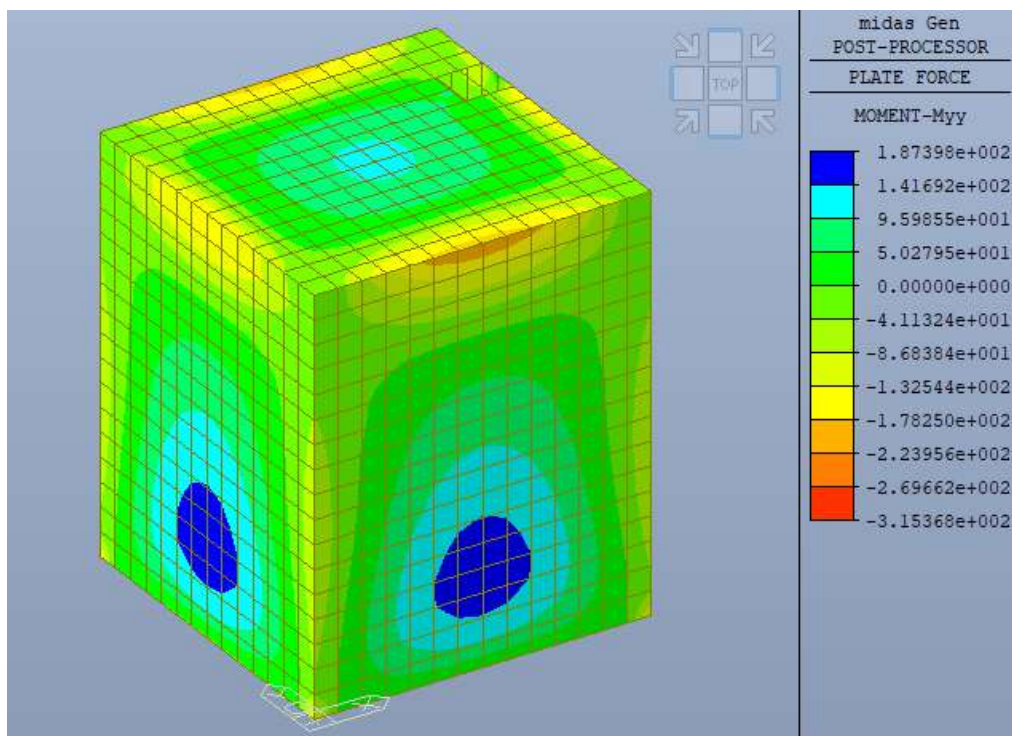
Taglio Vyy involucro SLU [kN/m]

5.1.3 Sollecitazioni modello FASE 3

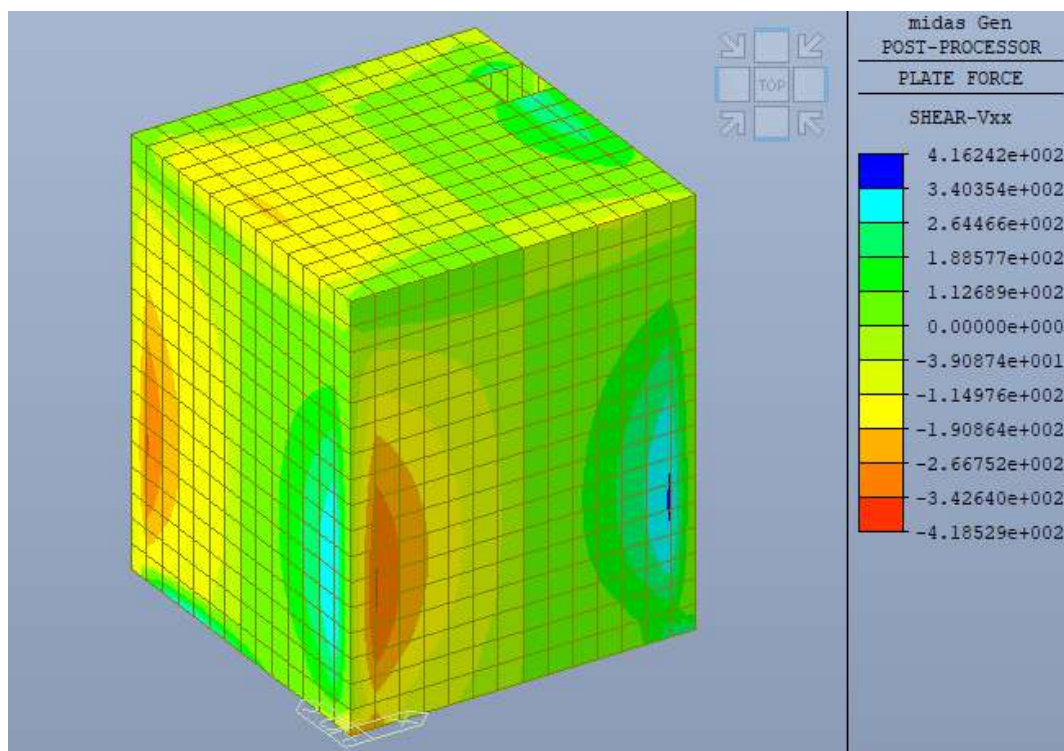
Gli stati di sollecitazione emersi dal modello di FASE 3 (esercizio come camera di ispezione) sono i seguenti:



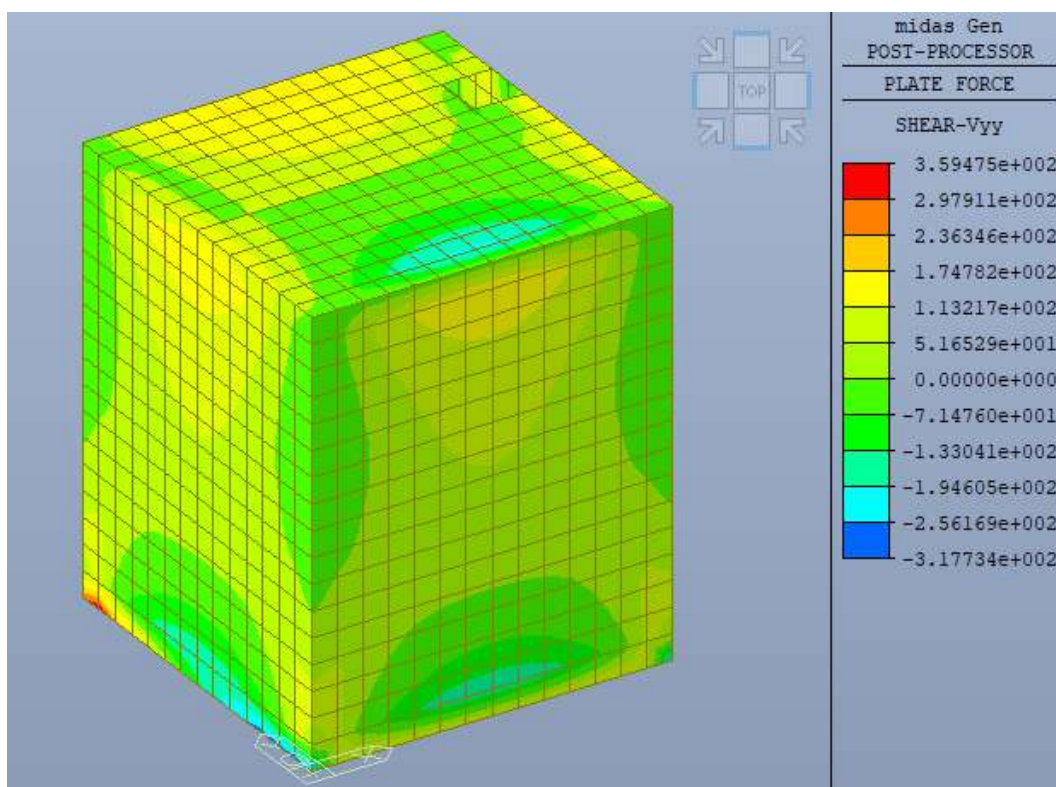
Momento flettente Mxx involucro SLU [kN*m/m]



Momento flettente Myy involucro SLU [kN*m/m]



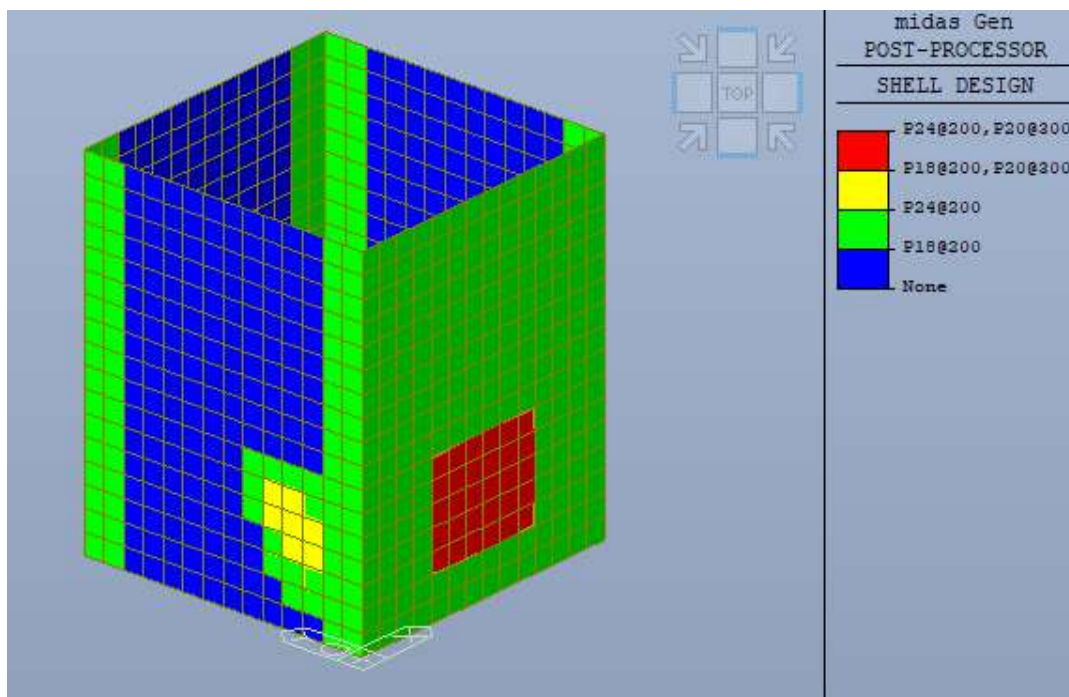
Taglio Vxx involucro SLU [kN/m]



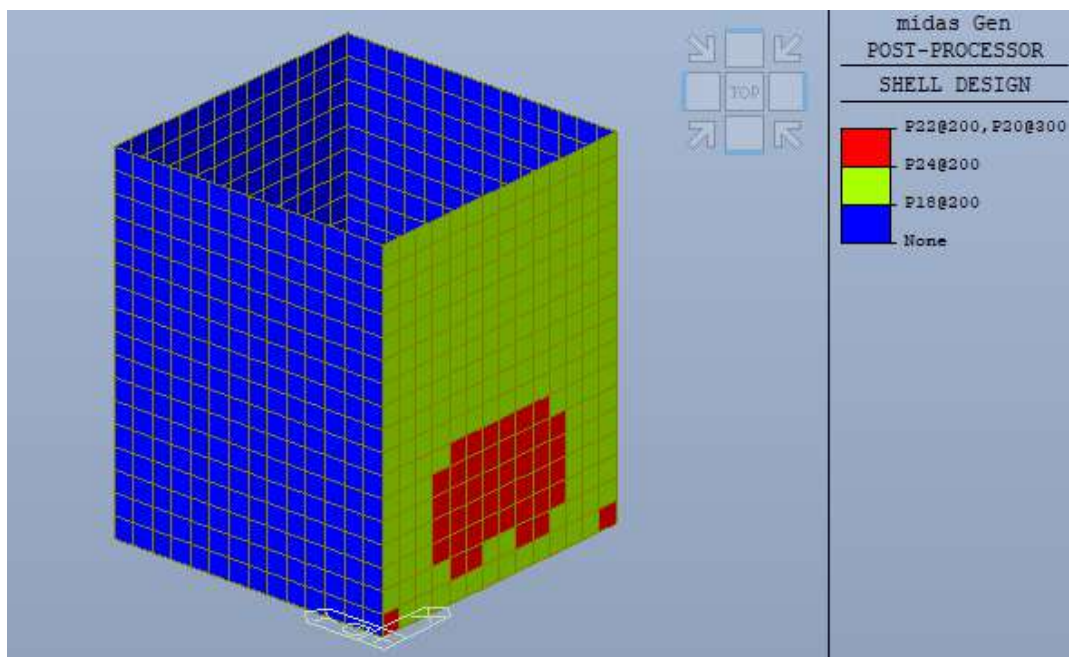
Taglio Vyy involucro SLU [kN/m]

5.1.4 Armature degli elementi

Per il dimensionamento delle armature delle pareti il modello più gravoso è quello della FASE 2 (Spinta microtunneling); le armature previste sono le seguenti:

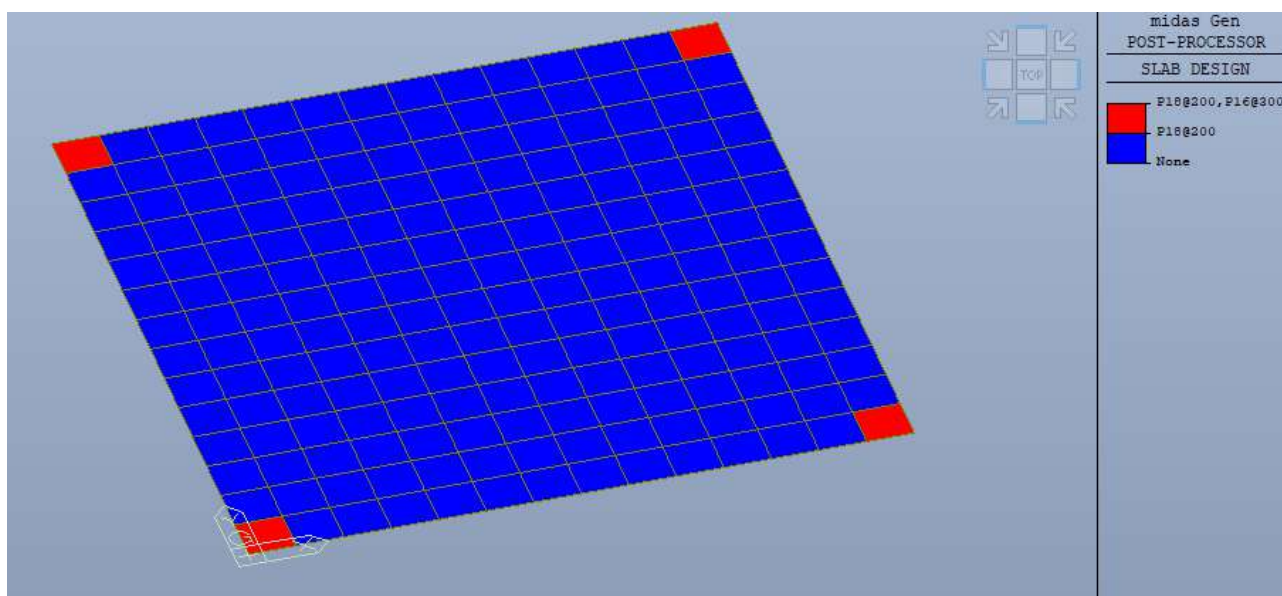


Armature delle pareti in direzione X (orizzontale)

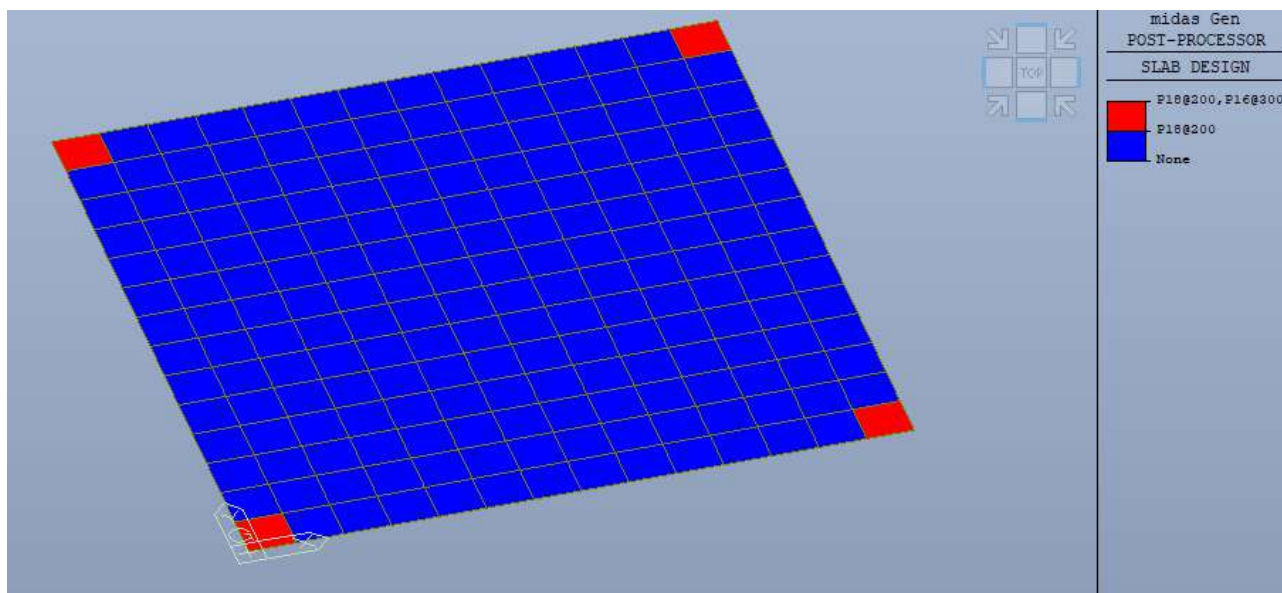


Armature delle pareti in direzione Y (verticale)

Per il dimensionamento della platea il modello più gravoso è quello della FASE 3 (esercizio); le armature previste sono le seguenti:

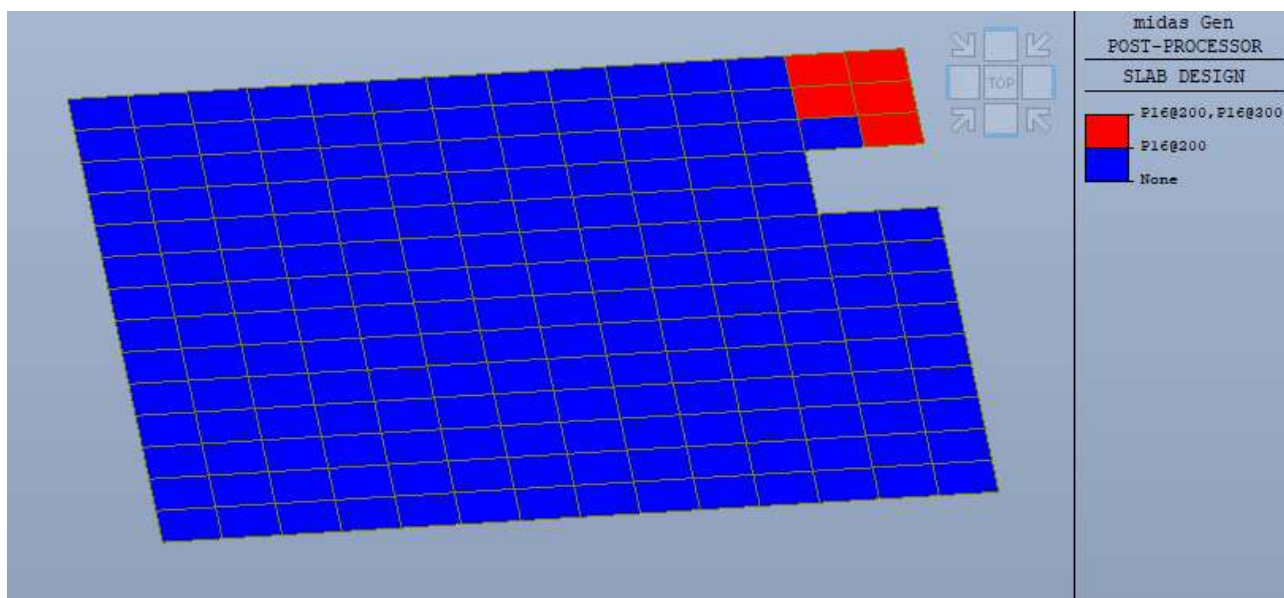


Armature della platea in direzione X

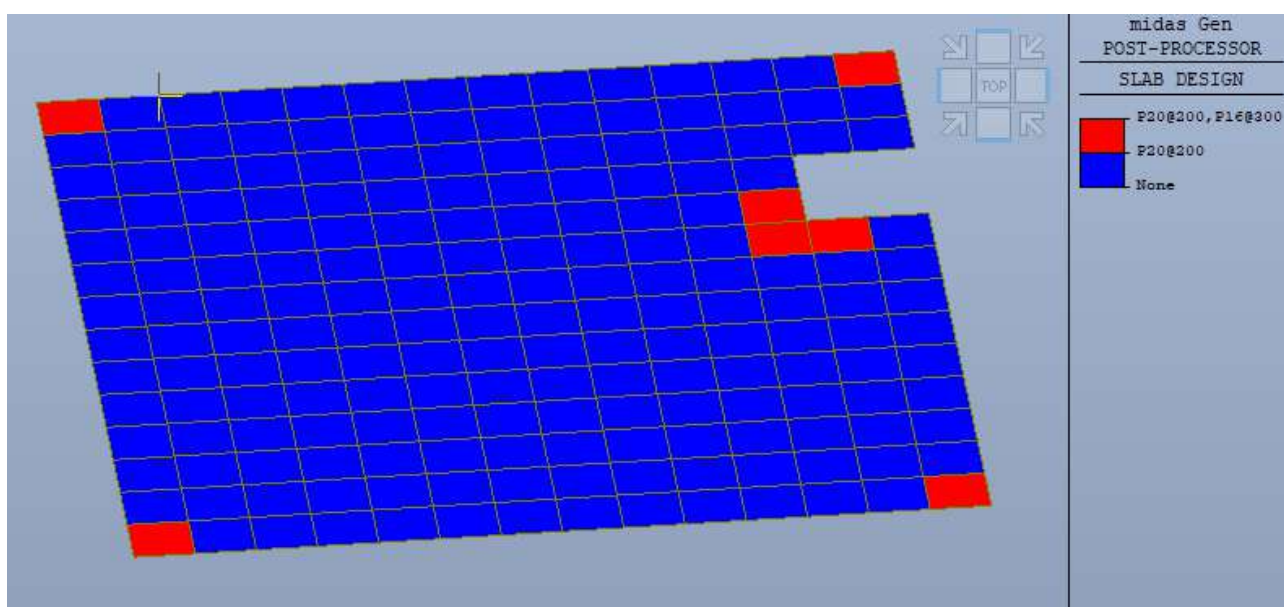


Armature della platea in direzione Y

Per il dimensionamento della soletta di copertura l'unico modello utilizzabile è quello della FASE 3 (esercizio); le armature previste sono le seguenti:



Armature superiori della soletta in direzioni X e Y



Armature della soletta in direzione Y

5.2 Camera di ricezione per microtunneling

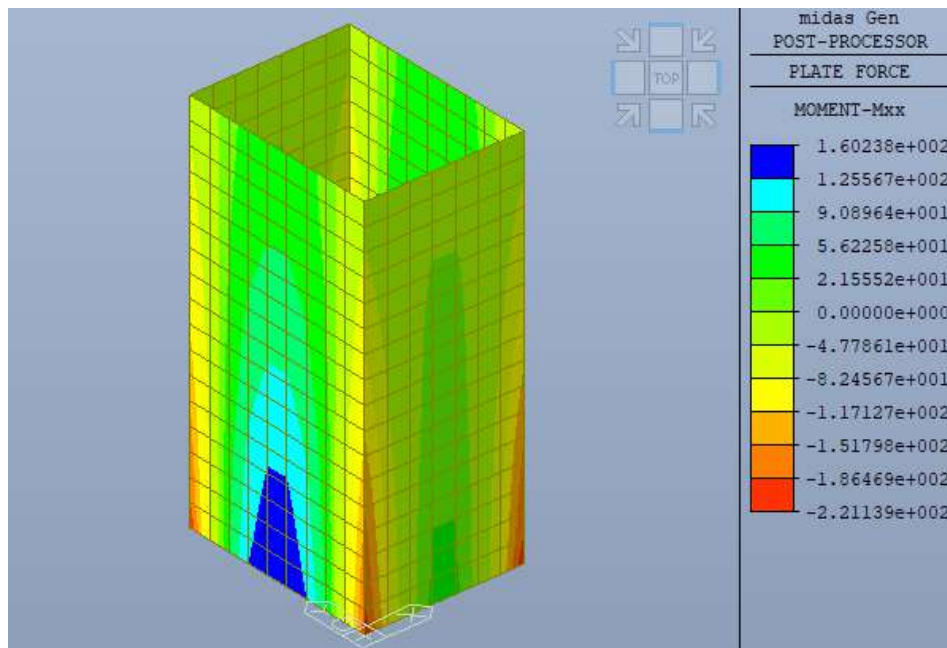
Il manufatto risulta completamente interrato ed è soggetto alle spinte del terreno esterno con i relativi sovraccarichi ed acqua di falda.

La platea ha spessore pari a 50 cm, così come le pareti, mentre la soletta di copertura ha spessore di 50 cm.

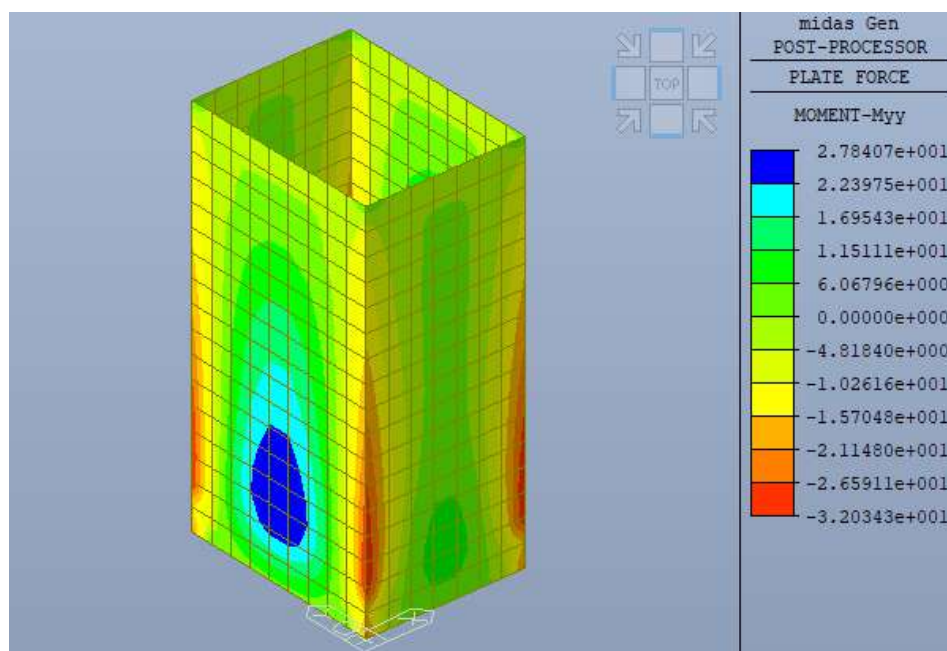
Questo manufatto presenta le maggiori sollecitazioni alla fine della fase di affondamento, per questo motivo il dimensionamento strutturale in questa fase è stato effettuato approntando un solo modello di calcolo, che corrisponde alla FASE 1.

5.2.1 Sollecitazioni modello FASE 1

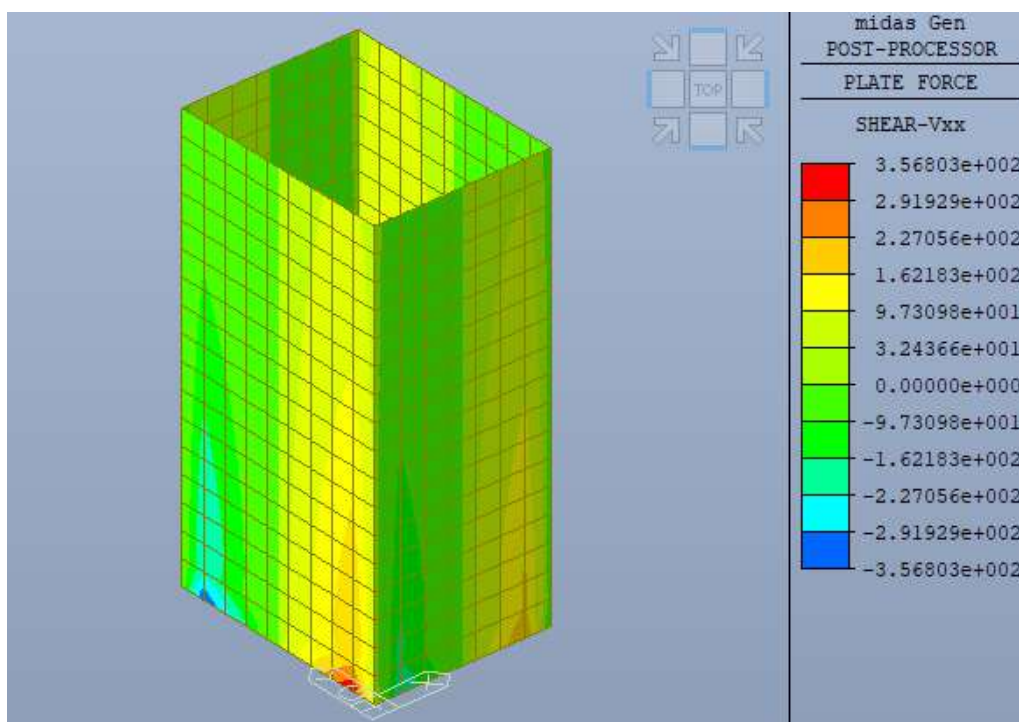
Gli stati di sollecitazione massimi emersi dal modello di FASE 1 (affondamento) sono i seguenti:



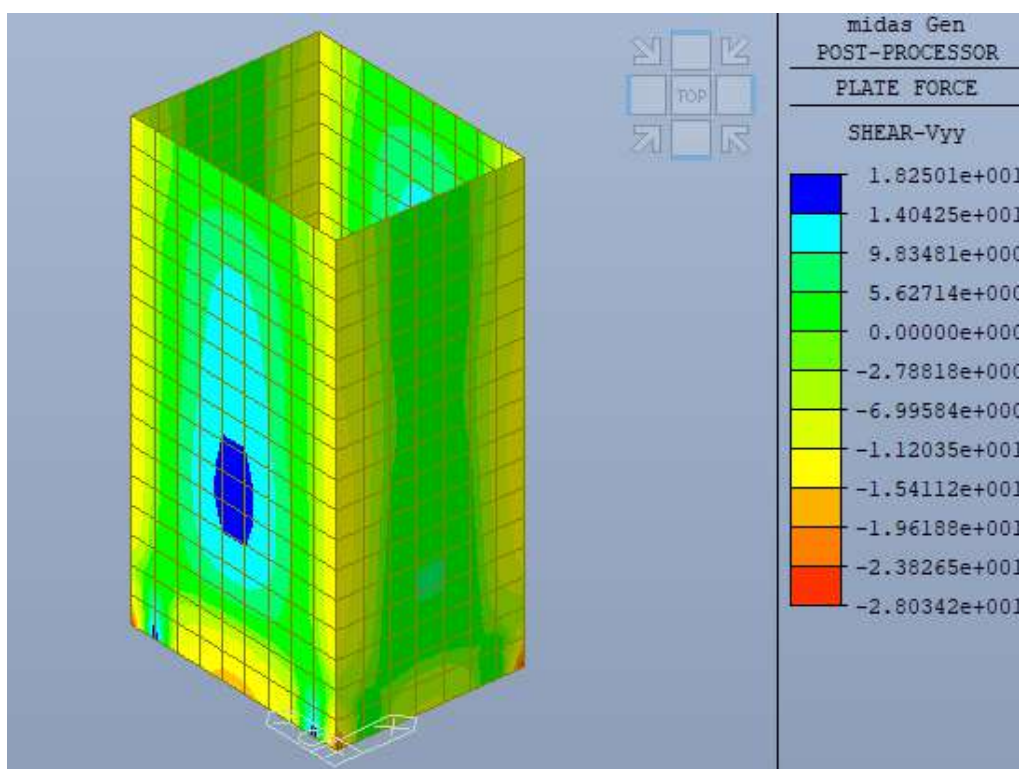
Momento flettente Mxx involucro SLU [kN*m/m]



Momento flettente Myy involucro SLU [kN*m/m]



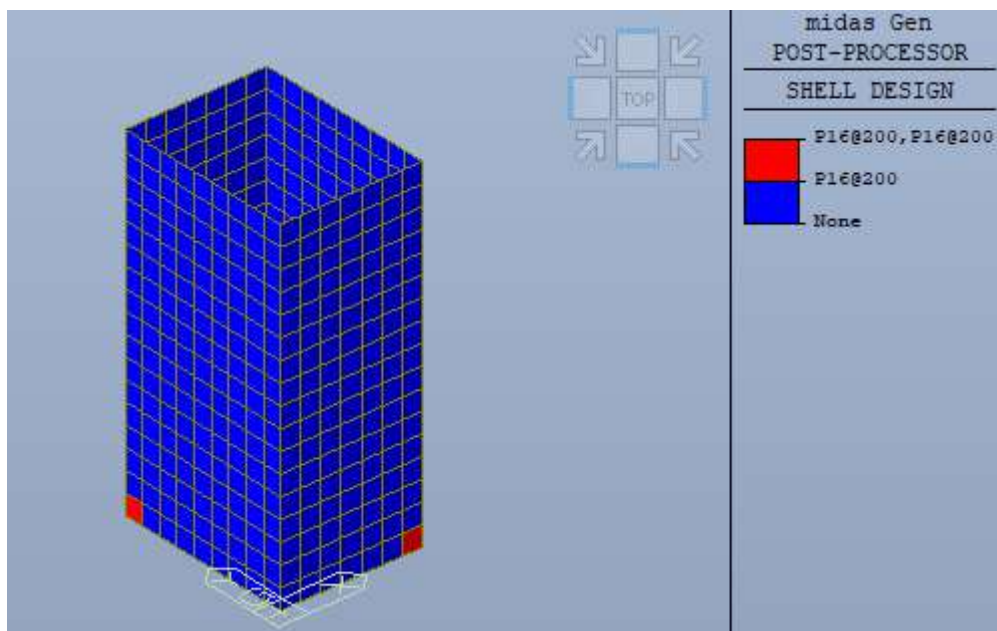
Taglio Vxx involucro SLU [kN/m]



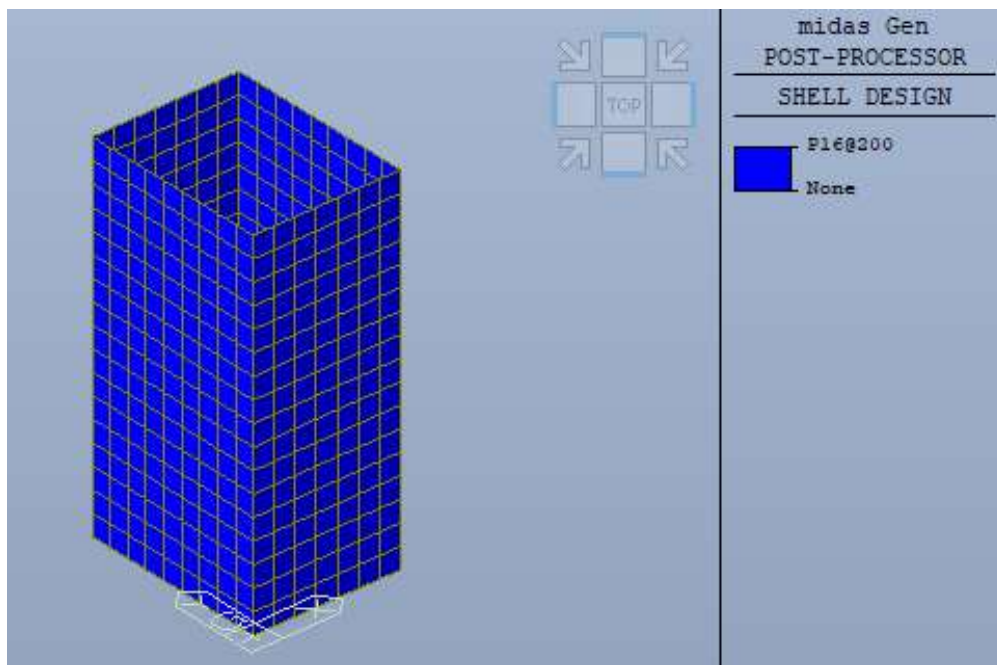
Taglio Vyy involucro SLU [kN/m]

5.2.2 Armature degli elementi

Le armature ottenute dal calcolo strutturale sono le seguenti sono le seguenti:



Armature delle pareti in direzione X (orizzontale)



Armature delle pareti in direzione Y (verticale)