

COMUNE DI ARONA (NO)



**ACQUA
NOVARA.VCO
S.p.A.**

Via Triggiani, 9 - 28100 NOVARA (NO)
Tel. 0321 413111 - Fax. 0321 458729
@mail: info@acquanovaravco.eu
@pec: segreteria@pec.acquanovaravco.eu

TITOLO COMMESSA:

Interventi preliminari finalizzati alla riduzione delle perdite idriche nei Comuni di Arona, Castelletto Sopra Ticino, Grignasco, Novara e Pieve Vergonte

OGGETTO:

Relazione di calcolo

SCALA:

-

**AVANZAMENTO PROGETTO:
DEFINITIVO**

Data Rev. N° - :
AGOSTO 2022

Rev. N°	Modifiche	Data
1	AGGIORNAMENTO PER VALIDAZIONE	APRILE 2023
2	AGGIORNAMENTO PER VALIDAZIONE	GIUGNO 2024
3	-	-/-
4	-	-/-

Rif. N° Commessa:

Y00M - 10037679

CUP:

D19E17000010009

RUP:

Ing. Giuseppe Caranti

Il Progettista



Elaborato N°:

AR.S.01

PROPRIETA' RISERVATA

QUESTO DISEGNO NON PUO' ESSERE RIPRODOTTO NE' COMUNICATO A TERZI SENZA AUTORIZZAZIONE DI ACQUA NOVARA.VCO s.p.a.



INDICE

1. PREMESSA
2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO
3. DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI IN PROGETTO
4. VITA NOMINALE, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO (2.4)
5. AZIONI AGENTI SULLE STRUTTURE (2.5)
 - 5.1. GENERALITÀ
 - 5.2. CARICHI PERMANENTI
 - 5.3. SOVRACCARICHI (3.1.4)
 - 5.4. CARATTERIZZAZIONE DELLE AZIONI ELEMENTARI
 - 5.5. COMBINAZIONE DELLE AZIONI
 - 5.6. AZIONE SISMICA (3.2)
 - 5.7. ASPETTI GEOLOGICI E GEOTECNICI
 - 5.8. RELAZIONE GEOTECNICA E SULLE FONDAZIONI
6. MATERIALI E CLASSI DI ESPOSIZIONE
7. MODALITA' DI CALCOLO E AZIONI INTERNE
8. VERIFICHE
9. VERIFICHE DI COMPATIBILITÀ CON LE STRUTTURE PREFABBRICATE
10. VALIDAZIONE DEI RISULTATI
11. DICHIARAZIONE

RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE GETTATE IN OPERA

1. PREMESSA

Il presente elaborato costituisce la relazione di calcolo delle strutture gettate in opera del progetto *“Interventi preliminari finalizzati alla riduzione delle perdite idriche nei Comuni di Arona, Castelletto Sopra Ticino, Grignasco, Novara e Pieve Vergonte”* – CUP: D19E17000010009 che nel dettaglio riguardano l'intervento di nuova realizzazione di n°1 stazioni di rilancio in Arona (NO) località Montrigiasco.

Nel presente progetto definitivo è prevista la realizzazione di una platea di fondazione in c.a. gettato in opera sulle quale verrà posizionato un serbatoio di accumulo composto da più vasche prefabbricate e da un locale tecnico.

2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Di seguito si riporta la normativa di riferimento:

- Legge 5 novembre 1971, n. 1086: Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica;
- DM. LL.PP. 14/2/1992 n. 55: Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche;
- DM. LL.PP. 16/1/1996 n. 19: Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche;
- CIRCOLARE MINISTERO DEI LAVORI PUBBLICI 4 LUGLIO 1996, N. 156AA.GG./STC: Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi" di cui al decreto ministeriale 16 gennaio 1996;
- DM. LL.PP. 16/1/1996 n. 19: Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi;
- Legge 01/02/1974 n. 64: Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche;
- DM LL.PP. 16/1/1996 n. 19: Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche;
- CNR-UNI 10024/86 del 23/7/1986: Analisi di strutture mediante elaboratore: impostazione e redazione delle relazioni di calcolo;
- EC 0 UNI-EN 1990 Eurocodice 0 –Criteri generali di progettazione strutturale;
- EC 1 UNI-EN 1991 Eurocodice 1 – Basi di calcolo ed azioni sulle strutture;
- EC 2 UNI-EN 1992 Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo;
- EC 3 UNI-EN 1993 Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture in acciaio;
- EC 4 UNI-EN 1994 Eurocodice 4 – Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo;
- EC 6 UNI-EN 1996 Eurocodice 6 – Progettazione delle strutture in muratura;
- EC 7 UNI-EN 1997 Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica;
- EC 8 UNI-EN 1998 Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica;
- Norme Tecniche per le Costruzioni – DM 17-1-2018 a seguito denominato NTC18;
- C. S. LL. PP. Circolare n° 7 del 21 gennaio 2019 Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al D.M. 17-1-2018.

Al fine di illustrare compiutamente le analisi condotte, si riportano i riferimenti alla normativa utilizzata (Norme Tecniche per le Costruzioni) indicati tra parentesi: es. (3.1.1) intendendo in questo modo riferirsi

al Capitolo 3.1.1 del DM 17-1-2018.

3. DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI IN PROGETTO

Gli interventi in progetto sono localizzati in Comune di Arona (NO), in località Montrigiasco, in posizione sud-est rispetto al paese, in un settore boscato sub-pianeggiante. Il serbatoio sarà posizionato a 400m s.l.m..

Le opere in progetto oggetto della presente possono essere così brevemente riassunte:

- scavo di sbancamento;
- bonifica del piano di appoggio della nuova costruzione mediante riporto di materiale idoneo **con spessore di circa 1,5m come meglio riportato e specificato nella relazione geologica redatta da altro professionista;**
- realizzazione di nuova platea di fondazione in c.a. gettato in opera posta a sostegno dei manufatti prefabbricati fuoriterra.

Le caratteristiche geometriche del manufatto, come meglio descritte nelle tavole di progetto alle quali si rimanda, prevedono dimensioni pari a:

- dim. 25,24 x 7,90m – altezza 40cm.

4. VITA NOMINALE, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO (2.4)

La vita nominale adottata per la progettazione dell'opera è stata assunta pari a:

TIPO DI COSTRUZIONE		VITA NOMINALE V_N [anni]
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	50

Si precisa che V_N è da intendersi come numero di anni nei quali la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata (cap. 2.4.1 “Vita nominale” – (2)).

Dato che la destinazione d'uso prevista dal progetto è di tipo “impiantistico”, la classe d'uso di riferimento da considerare per l'opera è (cap. 2.4.2 “Classi d'uso” – (2)):

TIPO DI COSTRUZIONE	CLASSE D'USO
Opere infrastrutturali connesse con l'accumulo e l'approvvigionamento di acquedotti aventi rilievo sovra comunale	III

In funzione di quest'ultima scelta si ottiene il seguente coefficiente d'uso C_U (tab. 2.4.II “Valori del coefficiente d'uso C_U ” – (2)):

CLASSE D'USO	COEFFICIENTE D'USO C_u
III	1,5

Pertanto il periodo di riferimento V_R assunto per la progettazione è il seguente:

$$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \times 1,5 = 75 \text{ [anni]}$$

5. AZIONI AGENTI SULLE STRUTTURE (2.5)

5.1 GENERALITÀ

Secondo quanto stabilito dalla normativa le azioni applicabili a una struttura possono essere classificate secondo la variazione della loro intensità nel tempo.

Nel dimensionamento delle opere di progetto dovranno considerarsi le azioni come di seguito descritte.

5.2 CARICHI PERMANENTI

I carichi permanenti sono le azioni che agiscono durante tutta la vita nominale di progetto della costruzione, la cui variazione d'intensità nel tempo è molto lenta e di modesta entità. Nel caso in esame sono considerati:

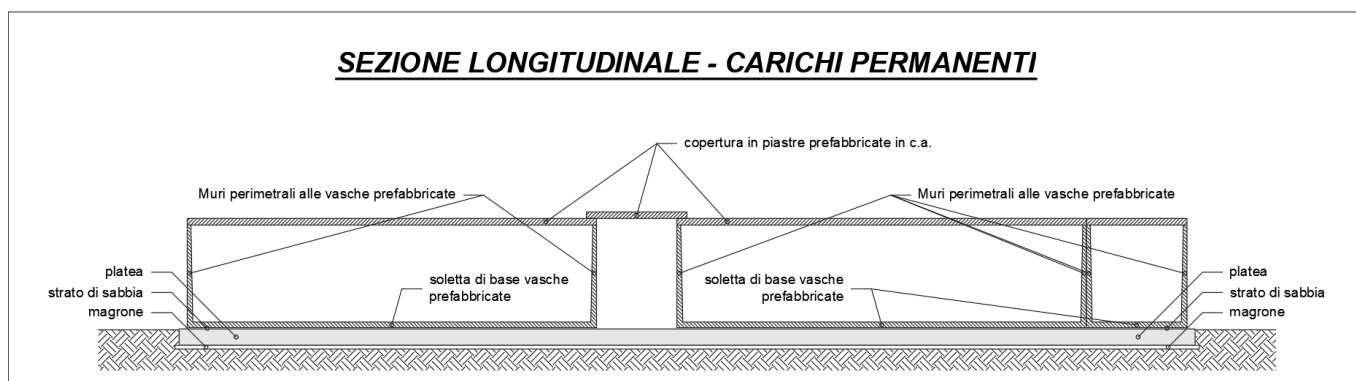
- peso proprio dei materiali strutturali (3.1.2) a cui appartengono i carichi dovuti al peso proprio delle strutture che così come definito alla tabella 3.1.I delle NTC18 vengono considerati un peso per unità di volume di 25 kN/m^3 per gli elementi in calcestruzzo armato, e per quelli in carpenteria metallica $78,5 \text{ kN/m}^3$. Saranno considerate anche le azioni trasmesse dal terreno con le caratteristiche individuate nella specifica relazione geologica ed in quella geotecnica;
- carichi permanenti non strutturali (3.1.3) tengono in considerazione tutti quegli elementi che non hanno rilevanza ai fini delle strutture, in particolare saranno considerati tutti i materiali a contatto con le strutture, le apparecchiature elettro-meccaniche, ed ogni altro elemento cui peso agisce sulle opere in esame. Per la sabbia, così come definito nella tabella 3.1.I delle NTC2018, è stato considerato un peso specifico di 17 kN/m^3 , mentre per il calcestruzzo con cui è realizzato il magrone è stato considerato un peso specifico di 24 kN/m^3 .

Nella seguente tabella vengono sintetizzati i carichi associati ai principali elementi costituenti l'edificio.

ELEMENTO	PESI PROPRI STRUTTURALI	PERMANENTI NON STRUTTURALI
Copertura in piastre prefabbricate in c.a. spessore 16cm	4000 N/m^2	-
Muri in c.a. perimetrali alle	11900 N/m	-

vasche prefabbricate spessore medio 20cm altezza 2,38m		
Soletta di base in c.a. delle vasche prefabbricate spessore 14cm	3500 N/m ²	-
Strato di sabbia per la posa del manufatto spessore 5cm	-	850 N/m ²
Platea gettata in opera spessore 40cm	10000 N/m ²	
Magrone di cemento		2400 N/m ²

Di seguito schema illustrativo della disposizione dei carichi permanenti.



5.3 SOVRACCARICHI (3.1.4)

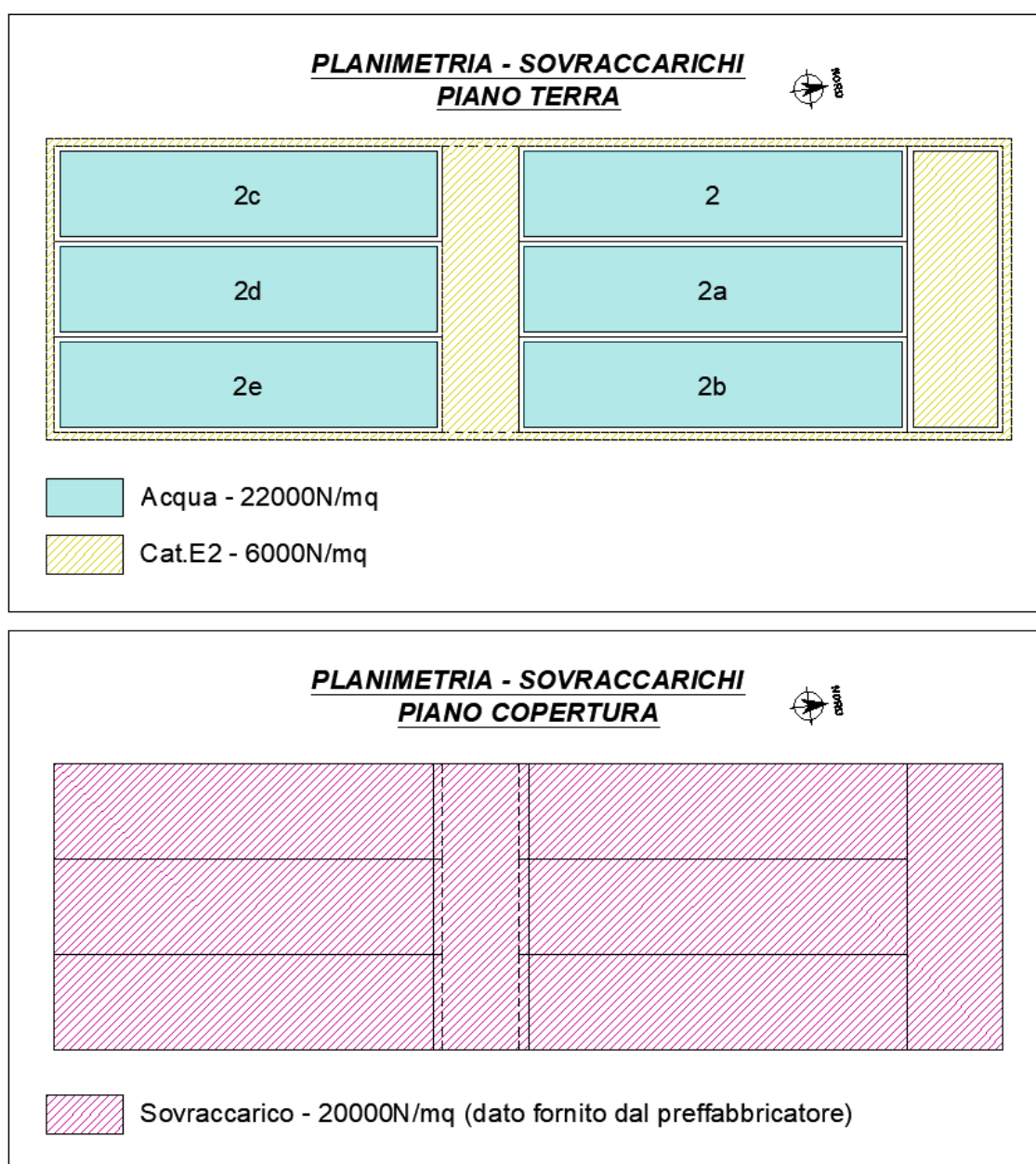
I sovraccarichi sono le azioni che agiscono con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel corso della vita nominale della struttura. Saranno considerati carichi variabili quelli rappresentativi dalla neve e quelli associati all'utilizzo dei locali tecnici equiparati ad ambienti industriali Cat. E2. Saranno altresì considerate le azioni idrostatiche e sismiche dei liquidi.

Nella seguente tabella vengono sintetizzati i carichi associati ai principali elementi costituenti l'edificio.

ELEMENTO	SOVRACCARICHI
Copertura (secondo capacità)	20000 N/m ²

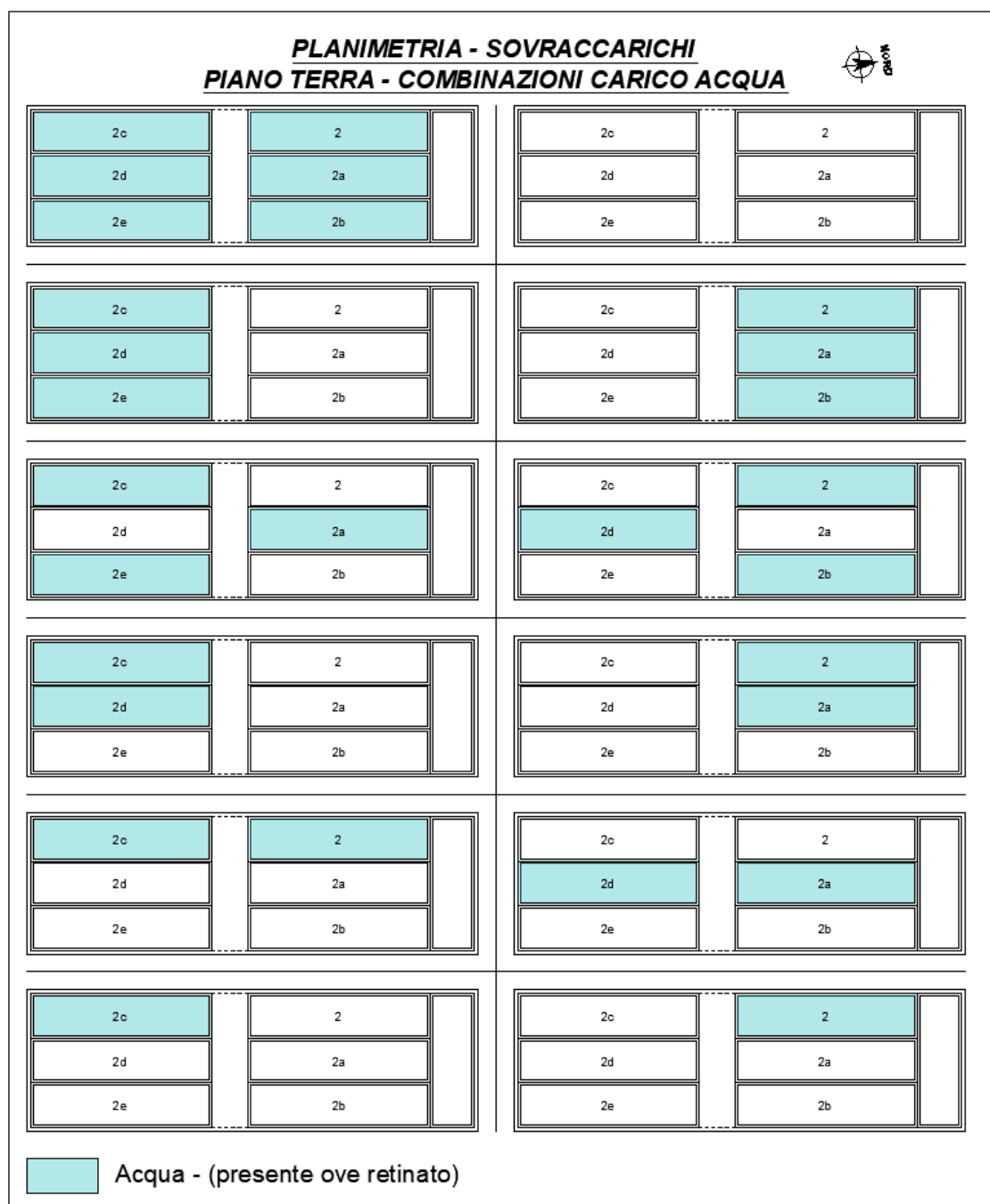
delle piastre prefabbricate di copertura in c.a.)	
Locali tecnici Cat.E2	6000 N/m ²
Vasche accumulo acqua	22000 N/m ²

Di seguito schema illustrativo della disposizione dei sovraccarichi.



Si specifica che per ciascuna delle n°6 vasche è stata presa in considerazione la possibilità che sia vuota

o piena. Conseguentemente si è proceduto mediante il programma di calcolo utilizzato alla simulazione delle più significative configurazioni dei carichi come rappresentate nel seguente schema.



5.4 CARATTERIZZAZIONE DELLE AZIONI ELEMENTARI

Ai fini delle verifiche degli stati limite si rende necessaria la combinazione dei carichi secondo le metodologie identificate al capitolo 2.5.2 delle NTC2018.

I coefficienti parziali di combinazione sono i seguenti:

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

Con riferimento alla durata relativa ai livelli di intensità di un'azione variabile, si definiscono:

- valore quasi permanente $\psi_{2j} \cdot Q_{kj}$: il valore istantaneo superato oltre il 50% del tempo nel periodo di riferimento. Indicativamente, esso può assumersi uguale alla media della distribuzione temporale dell'intensità;
- valore frequente $\psi_{1j} \cdot Q_{kj}$: il valore superato per un periodo totale di tempo che rappresenti una piccola frazione del periodo di riferimento. Indicativamente, esso può assumersi uguale al frattile 95% della distribuzione temporale dell'intensità;
- valore di combinazione $\psi_{0j} \cdot Q_{kj}$: il valore tale che la probabilità di superamento degli effetti causati dalla concomitanza con altre azioni sia circa la stessa di quella associata al valore caratteristico di una singola azione.

Nel caso in cui la caratterizzazione probabilistica dell'azione considerata non sia disponibile, ad essa può essere attribuito il valore nominale.

5.5 COMBINAZIONE DELLE AZIONI

Le azioni vengono classificate secondo normativa in relazione alla variazione della loro intensità nel tempo come segue:

- Permanenti (G) con le sotto categorie (G_1) per i permanenti strutturali e (G_2) per i permanenti non strutturali;

b) Variabili (Q)

c) Sismiche (E)

Ai fini delle verifiche degli stati limite, si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

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

- Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

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

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

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

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$$

Nelle combinazioni si intende che vengano omissi i carichi Q_{kj} che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G_2 .

Altre combinazioni sono da considerare in funzione di specifici aspetti (p. es. fatica, ecc.).

Nelle formule sopra riportate il simbolo “+” vuol dire “combinato con”.

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_{Gi} e γ_{Qi} sono dati nella seguente tabella.

		Coefficiente γ_F	EQU	A1	A2
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali G_2	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0

	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
(1) Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.					

5.6 AZIONE SISMICA (3.2)

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito e sono funzione delle caratteristiche morfologiche e stratigrafiche che determinano la risposta sismica locale.

L'area oggetto di intervento è ubicata in Zona Sismica 4.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale, nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR, come definite alla Tab. 3.2.I della norma, e al periodo di riferimento VR.

Nei confronti delle azioni sismiche, sia gli Stati limite di esercizio (SLE) che gli Stati limite ultimi (SLU) sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

Gli Stati limite di esercizio (SLE) comprendono:

- Stato Limite di Operatività (SLO): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e le apparecchiature rilevanti in relazione alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;
- Stato Limite di Danno (SLD): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Gli Stati limite ultimi (SLU) comprendono:

- Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV): a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva

invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;

- Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC): a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR}, cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono:

Stati limite	P _{VR} : probabilità di superamento nel periodo di riferimento V _R	
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento P_{VR} nel periodo di riferimento V_R, dai valori dei seguenti parametri:

- a_g accelerazione orizzontale massima al sito;
- F₀ valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T*_C valore di riferimento per la determinazione del periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

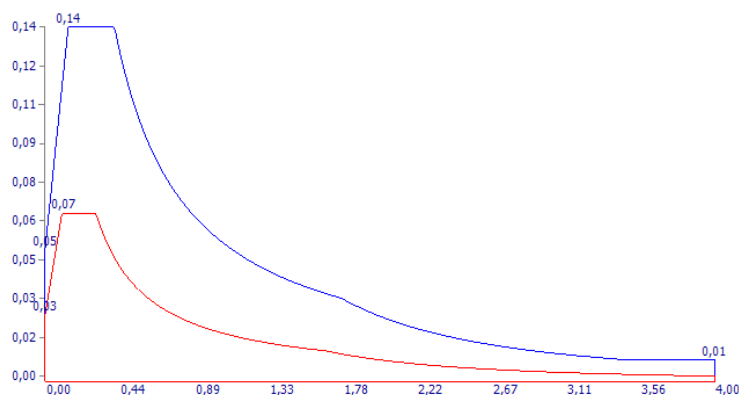
Il sito in oggetto è caratterizzato dalle seguenti coordinate di riferimento:

lat. 45°,7502 – long. 8°,5569

I corrispondenti parametri di riferimento sono:

Stato limite	T _R [anni]	a _g [g]	F ₀ [-]	T _C *
SLO	45	0,018	2,557	0,166
SLD	75	0,022	2,533	0,199
SLV	712	0,043	2,700	0,294
SLC	1462	0,051	2,788	0,320

Per il manufatto in progetto lo studio geologico-tecnico ha definito una tipologia di terreno B e una categoria topografica T1. Le caratteristiche delle strutture in progetto e le modalità di installazione dei soprastanti vani prefabbricati (semplice appoggio su letto di sabbia) hanno cautelativamente determinato l'adozione di un fattore di struttura q = 1,0 associando al basamento un comportamento non dissipativo. Di seguito si riporta lo spettro di progetto per lo stato limite di salvaguardia della vita.



L'analisi sismica condotta è del tipo “lineare dinamica”, nel seguito descritta, e consiste:

- nella determinazione dei modi di vibrare;
- nel calcolo degli effetti della azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati;
- nella combinazione di questi effetti.

Devono essere considerati tutti i modi con massa partecipante significativa. È opportuno a tal riguardo considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore allo 85%. Per la combinazione degli effetti relativi ai singoli modi deve essere utilizzata una combinazione quadratica completa degli effetti relativi a ciascun modo:

$$E = \sqrt{\sum_j \sum_i \rho_{ij} E_i E_j}$$

Con:

E_j valore dell'effetto relativo al modo j;

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

$$\rho_{ij} = \frac{8\sqrt{\xi_i \xi_j} (\beta_{ij} \xi_i + \xi_j) \beta_{ij}^{3/2}}{(1 - \beta_{ij}^2) + 4\xi_i \xi_j \beta_{ij} (1 + \beta_{ij}^2) + 4(\xi_i^2 + \xi_j^2) \beta_{ij}^2}$$

$\xi_{i,j}$ smorzamento dei modi i e j;

β_{ij} rapporto tra l'inverso dei periodi di ciascuna coppia i-j di modi ($\beta_{ij} = T_j/T_i$)

A commento delle modalità di determinazione delle azioni sismiche va detto che la rigidità del manufatto oggetto di analisi determinerà azioni sismiche equivalenti definite secondo l'approccio sopra descritto che avranno una ordinata dello spettro di risposta prossima a quella della PGA a causa delle frequenze di vibrazione molto elevate.

5.7 ASPETTI GEOLOGICI E GEOTECNICI

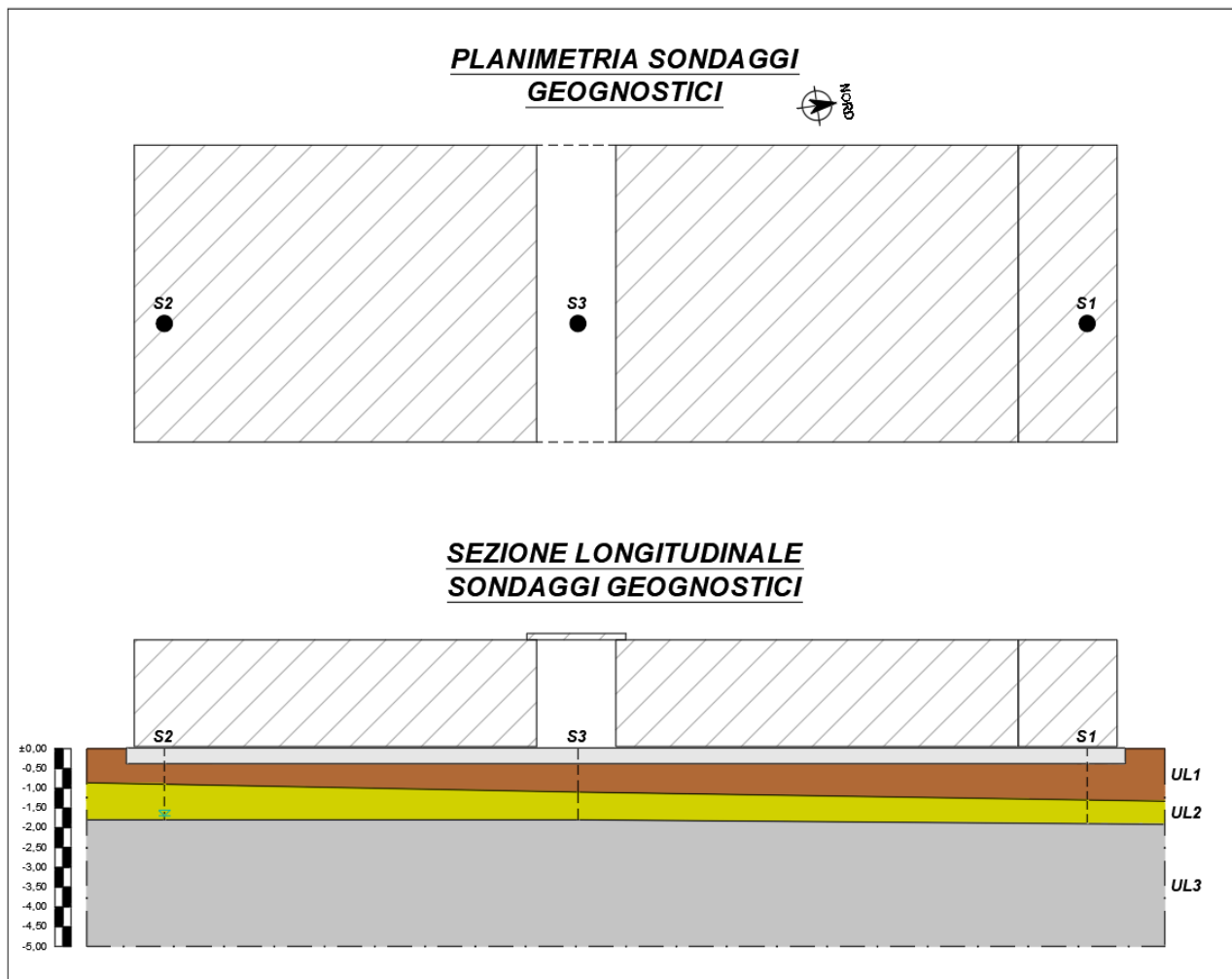
Per quanto riguarda gli aspetti geologici, si rimanda ai risultati delle indagini e agli studi condotti da Dott. Geol. Ferrarotti Andrea dello Studio Ferrarotti - Geologia Ambiente Territorio di via Santa Giulia n°33, 10124 Torino (TO) - p.iva 01345910093.

Le caratteristiche geologico-tecniche incidenti sulla progettazione dei manufatti in c.a. gettati in opera oggetto della presente sono sintetizzabili come segue.

L'opera sarà posizionata circa a 400 m s.l.m. e sorgerà su una dorsale rocciosa, ricoperta da un sottile strato di depositi glaciali e loess.

Le indagini in sito hanno rilevato la presenza di uno strato interessante uno spessore massimo di 1,50m costituito da limo sabbioso, localmente argilloso, ricco di materia organica, da sciolto a privo di consistenza.

Di seguito viene riportata la sezione stratigrafica con successione dei litotipi e del livello di falda. Rilevata venuta d'acqua solo nello scavo S2, si rende quindi necessario prevedere impianto di aggettamento delle acque durante le fasi di scavo.



Questo strato, secondo le indicazioni della relazione geologico-geotecnica, dovrà essere integralmente asportato in quanto fortemente cedevole e poco o per nulla addensato **seguendo le specifiche riportate nella relazione geologica.**

La natura del materiale di riporto sarà misto stabilizzato (ghiaioso, sabbioso, ciottoloso) avente buone – ottime caratteristiche geotecniche (gruppo A1 – A1-b delle norme CNR-UNI 10006).

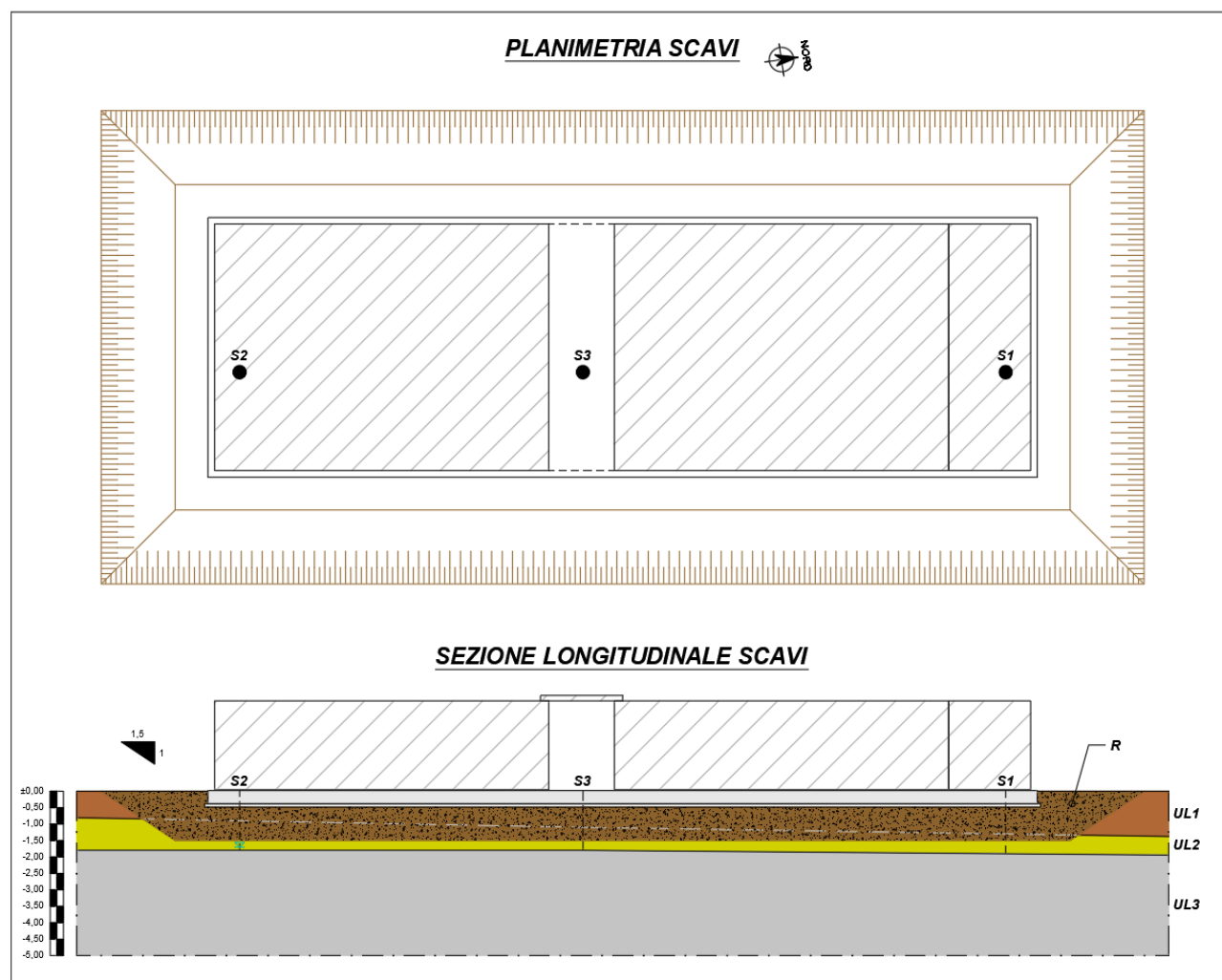
Lo spessore del materiale di riporto sarà pari a **1,50m** circa per la zona sottostante la platea in progetto.

Il materiale di riporto dovrà essere spianato e costipato con mezzi di adeguato peso mediante bagnatura e ricarichi procedendo per stati non superiori a 50cm. Lo strato dovrà conseguire i seguenti parametri geotecnici. **Le modalità di costipamento del terreno dovranno seguire le indicazioni riportate nella relazione geologica.**

R - CARATTERISTICHE	Materiale di riporto misto stabilizzato (ghiaioso, sabbioso, ciottoloso)
----------------------------	---

Peso di volume (kN/m ³)	19
Angolo di attrito interno	30°
Coesione (kg/cm ²)	0
Modulo elastico (kg/cm ²)	900

Di seguito planimetria e sezione della geometria dello scavo.



Il raggiungimento di un adeguato livello di costipamento potrà essere valutato mediante l'esecuzione di prove su piastra secondo CNR BU n. 146/92 verificando $M_d/M'_d \geq 0,95$.

Al di sotto di tale spessore sarà presente la seconda unità litologica per uno spessore pari a 0,50m classificabile come coltre detritica di alterazione del substrato costituita da blocchi e porzioni di substrato in matrice limoso-sabbiosa da moderatamente addensata ad addensata. Le caratteristiche geotecniche sono le seguenti.

Il franco tra impronta in pianta della platea e il ciglio inferiore dello scavo dovrà essere pari a 1,00m.

Comune di Arona (NO)

NUOVO SERBATOIO – LOC. MONTRIGIASCO

UL2 - CARATTERISTICHE	Coltre detritica di alterazione del substrato costituita da blocchi e porzioni di substrato in matrice limoso-sabbiosa
Peso di volume (kN/m ³)	18
Peso di volume saturo (kN/m ³)	19
Angolo di attrito interno	28°
Coesione (kg/cm ²)	0
Modulo elastico (kg/cm ²)	500

Infine, lo strato sottostante, per uno spessore superiore ai 10m, è classificabile come substrato roccioso costituito da porfiroidi, superficialmente alterato e fratturato, maggiormente integro in profondità. Le caratteristiche geotecniche sono le seguenti.

UL3 - CARATTERISTICHE	Substrato roccioso costituito da porfiroidi, superficialmente alterato e fratturato, maggiormente integro in profondità
Peso di volume (kN/m ³)	25
Peso di volume saturo (kN/m ³)	25
Angolo di attrito interno	35°
Coesione (kg/cm ²)	5
Modulo elastico (kg/cm ²)	56000

La classificazione sismica del sito prevede un tipo di terreno B e una categoria topografica T1.

5.8 RELAZIONE GEOTECNICA E SULLE FONDAZIONI

Per quanto riguarda gli aspetti geotecnici, rimandando alle risultanze degli studi geologici prima descritti, vengono ora definiti i carichi verticali di portata e i cedimenti attesi.

In via cautelativa il calcolo della capacità portante della platea viene determinato considerando un unico strato litologico dotato di caratteristiche pari a quello UL2 prima descritto (il più scadente dopo l'esecuzione della bonifica). Di seguito vengono riportati i principali calcoli atti a determinare la pressione limite all'interfaccia terreno-fondazione. La teoria utilizzata nelle elaborazioni è quella di Hansen introducendo i coefficienti parziali dettati dalle NTC2018.

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONI - GEO

Valutazione della capacità portante di opere di fondazione secondo formula di Hansen e NTC2018 con "Approccio 2 (A1+M1+R3)"

φ_k	=	28,0000	[°]	→	0,4887	[rad]
$\gamma_{\tan\varphi}$	=	1,00	[-]	↓		
φ_d	=	28,0000	[°]	←	0,4887	[rad]
π	=	180,0000	[°]	←	3,1416	[rad]
$\pi/4$	=	45,0000	[°]	←	0,7854	[rad]
γ_k	=	18,00	[kN/m ³]			
γ_w	=	10,00	[kN/m ³]			
γ'_k	=	8,00	[kN/m ³]			
γ_γ	=	1,00	[-]			
γ'_d	=	8,00	[kN/m ³]			
N_q	=	14,7199	[-]	Meyerhof		
N_γ	=	10,9425	[-]	Hansen		
c	=	0	(calcoli validi per coesione nulla)			
D	=	0,00	[m]	(profondità di posa piano fondazione)		
q	=	0	[kN/m ²]	(sovraccarico laterale)		
B	=	7,90	[m]	(larghezza fondazione)		
L	=	25,24	[m]	(lunghezza fondazione)		
s_q	=	1,17	[-]			
k	=	0,00	[-]			
d_q	=	1,00	[-]			
s_γ	=	0,87	[-]			
d_γ	=	1	[-]			
q_{ult}	=	0,00	+	680,61	=	680,61 [kN/m ²]
γ_R	=	2,30				
q_{Rd}	=	295,92	[kN/m ²]	=	29,59	[N/cm ²]
Q_{Rd}	=	59004,33	[kN]	(capacità portante di progetto)		

Sebbene cautelative, le verifiche eseguite, anticipando i risultati che verranno ampiamente descritti nel seguito, portano alla determinazione di un coefficiente di sicurezza superiore a 2.

In merito alla stima dei cedimenti attesi si riportano di seguito le principali elaborazioni riguardanti il calcolo secondo la teoria del semispazio elastico. Le caratteristiche dello strato di riempimento vengono assunte cautelativamente pari a quelle di un terreno scarsamente addensato.

CALCOLO DEI CEDIMENTI DELLE FONDAZIONI - GEO

Valutazione dei cedimenti nel centro di una fondazione rettangolare posta sulla superficie di uno semispazio elastico in base alla teoria della elasticità

B	=	7900	[mm]	(larghezza fondazione)
L	=	25240	[mm]	(lunghezza fondazione)
B'	=	3950	[mm]	(=B/2 per cedimenti nel centro della fondazione)
L'	=	12620	[mm]	(=L/2 per cedimenti nel centro della fondazione)
q₀	=	0,10	[N/mm ²]	(pressione sollecitante di esercizio)
N_{spt}	=	4	[-]	(n° standard penetration test)
E_s	=	6	[N/mm ²]	(modulo sforzi deformazioni per N<15)
μ	=	0,3	[-]	(modulo poisson)
H	=	1500	[mm]	(spessore dello strato)
H/B'	=	0,38	[-]	
L/B	=	3,19	[-]	
	↓			
I₁	=	0,025	[-]	(coeff. Steinbrenner p.270 tabella 5.2)
I₂	=	0,075	[-]	(coeff. Steinbrenner p.270 tabella 5.2)
	↓			
I_s	=	0,0679	[-]	
D	=	400	[mm]	(profondità del piano di posa)
D/B	=	0,05	[-]	
L/B	=	3,19	[-]	
μ	=	0,3	[-]	(modulo poisson)
	↓			
I_F	=	0,87	[-]	(coeff. influenza p.269 figura 5.9)
ΔH	=	3,53	[mm]	

I cedimenti stimati sono ampiamente inferiori a quelli limite pari a 2”.

6. MATERIALI E CLASSI DI ESPOSIZIONE

Calcestruzzo

I materiali previsti per la realizzazione dell'opera e le relative classi di aggressività ambientale adottate sono riportati nella seguente tabella:

ELEMENTO COSTRUTTIVO	CLASSI DI ESPOSIZIONE	SPECIFICA DEL CLS	COPRIFERRI MINIMI
Opere di fondazione	XC2 (I)	classe di resistenza C25/30 classe di consistenza S4 massimo rapporto a/c 0,60 contenuto minimo di cemento 300 kg/m³ diametro massimo aggregato 32 mm eventuali additivi -	35+10 mm

In aggiunta alle precedenti indicazioni, inerenti alla “specificazione del calcestruzzo a prestazione garantita”, bisognerà comunque procedere al soddisfacimento delle indicazioni aggiuntive fornite dalle normative vigenti NTC 2018.

Allo scopo di eseguire un corretto controllo di accettazione si dovrà procedere al prelievo e confezionamento del numero di cubetti in calcestruzzo prescritti dalla normativa vigente (2).

La fornitura di calcestruzzo preconfezionato dovrà essere accompagnata da certificazione FPC.

Si potrà fare utile riferimento alle norme “Linee guida per la messa in opera del calcestruzzo strutturale e per la valutazione delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo indurito mediante prove non distruttive” pubblicato dal C.S.LL.PP. con decreto n.361 del 26-09-2017 al fine di garantire la corretta preparazione, forma, dimensioni e stagionatura dei provini. Si ricorda che le prove dovranno essere effettuate al 28° giorno di maturazione. Nel caso in cui non possa essere garantita tale scadenza si dovrà comunque procedere alla esecuzione delle stesse entro qualche settimana dal prelievo.

Acciaio in barre

L'acciaio per cemento armato laminato a caldo in barre o rotoli di cui è previsto l'impiego nella sopracitata opera è definito dalla sigla B450C e caratterizzato dalle seguenti tensioni nominali di snervamento e rottura:

$f_{y\ nom}$	450 N/mm ²
$f_{t\ nom}$	540 N/mm ²

Tali materiali dovranno soddisfare i requisiti identificati dalla normativa vigente NTC 2018.

Ciascuna fornitura in cantiere, proveniente da centri di trasformazione, di elementi presaldati, presagomati o preassemblati deve essere accompagnata:

- da dichiarazione, su documento di trasporto, degli estremi dell'attestato di avvenuta dichiarazione di attività, rilasciato dal Servizio Tecnico Centrale, recante il logo o il marchio del centro di trasformazione;
- dall'attestazione inerente all'esecuzione delle prove di controllo interno fatte eseguire dal Direttore Tecnico del centro di trasformazione, con l'indicazione dei giorni nei quali la fornitura è stata lavorata.

I controlli di accettazione in cantiere sono obbligatori, devono essere effettuati entro 30 giorni dalla data di consegna del materiale e devono essere campionati, nell'ambito di ciascun lotto di spedizione (massimo 30 t), in ragione di 3 spezzoni, marchiati, di uno stesso diametro, sempre che il marchio e la documentazione di accompagnamento dimostrino la provenienza del materiale da uno stesso stabilimento. In caso contrario i controlli devono essere estesi ai lotti provenienti da altri stabilimenti.

7. MODALITA' DI CALCOLO E AZIONI INTERNE

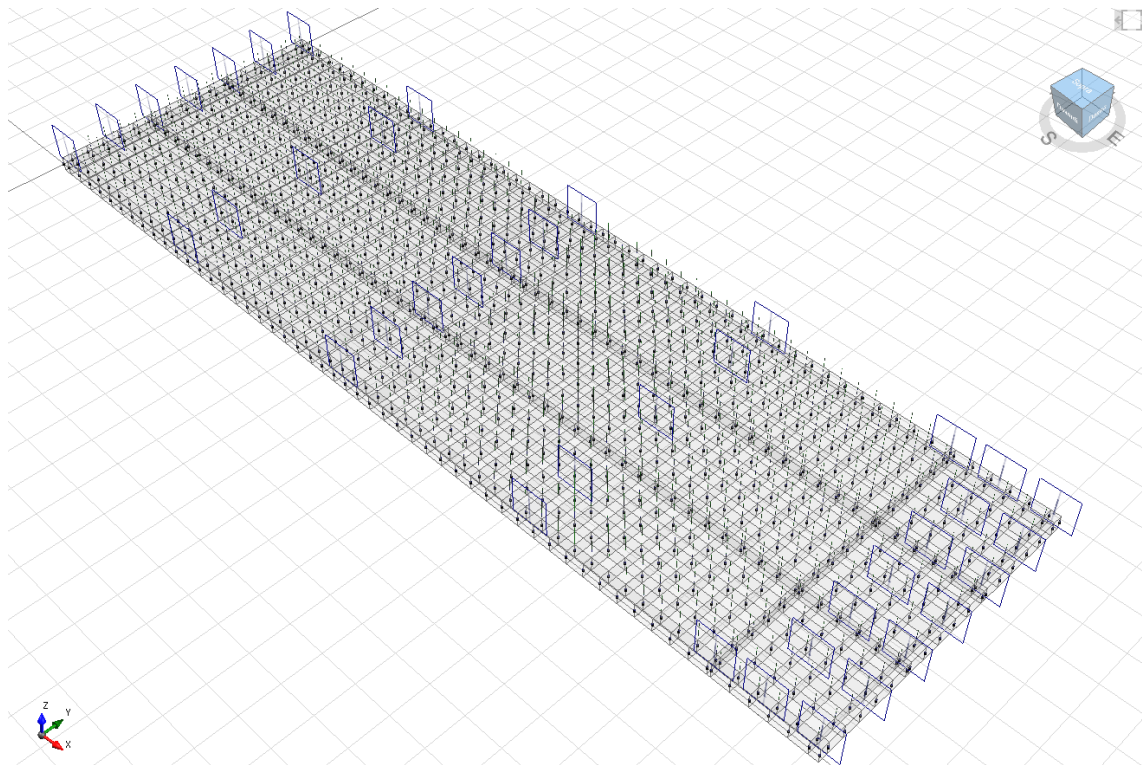
La platea di fondazione in c.a. gettato in opera è stata analizzata mediante codice di calcolo ad elementi finiti. Il programma utilizzato è “Travilog Titanium versione 2019.19” prodotto da Logical Soft Srl con sede in piazza Garibaldi 253 – 20832 Desio (MB). Si rimanda al sito del produttore www.logical.it per il relativo manuale di validazione dei calcoli.

La fondazione a platea è stata modellata con elementi bi-dimensionali di tipo lastra-piastra su suolo elastico del tipo alla Winkler. La costante di Winkler è stata ricavata da letteratura tecnica consolidata (rif. Bowles Joseph E. – Fondazioni) e modellata con valori compresi tra a 14,71 e 49,05 N/cm³ **e comunque con valori compatibili con quanto riportato nella relazione geologica**. A verifica dei valori proposti si verifica la prossimità al valore determinato in via approssimata mediante la formula proposta da Vesic così determinato:

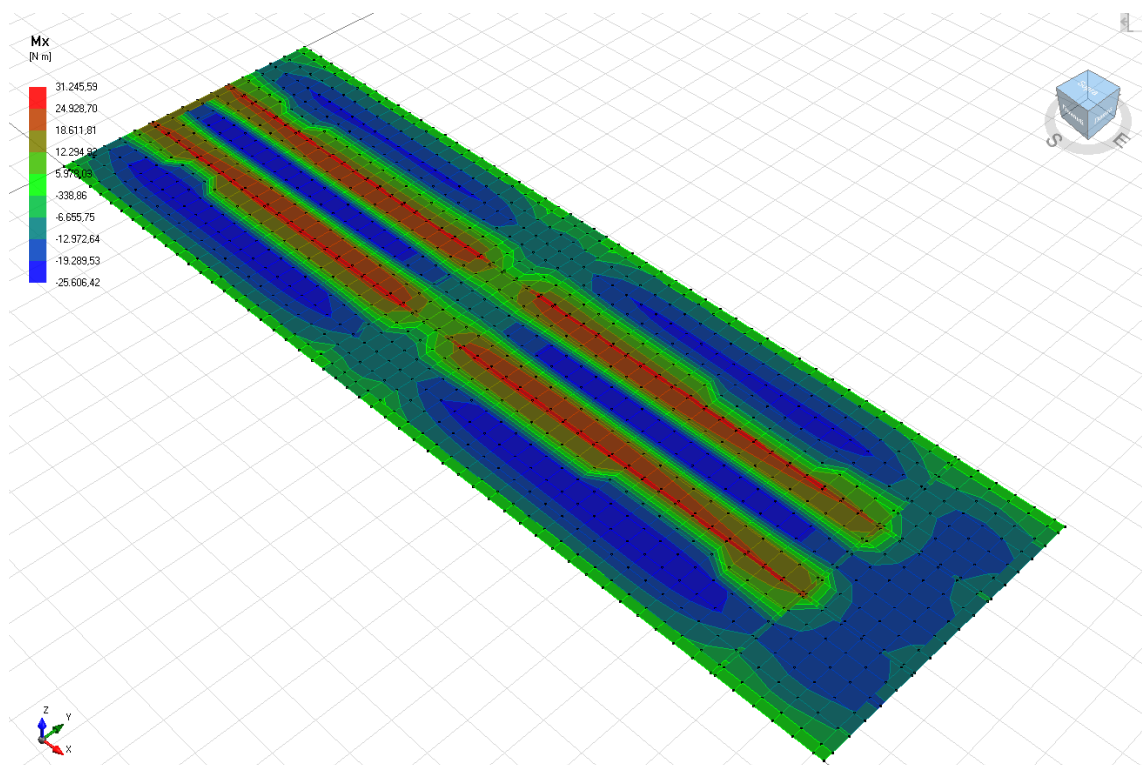
$$k = \frac{E_s}{B(1-\mu^2)} = 12,28 \text{ [N/cm}^3\text{]}$$

Il valore di k viene posto costante lungo l'asse della platea stante la sostanziale costanza della stratigrafia al di sotto del piano di appoggio. La modellazione ha previsto l'inserimento nella mesh di calcolo una traccia lungo la mezzeria, in proiezione verticale, delle murare dei vani poggiati al di sopra della platea. In tal modo è stato possibile introdurre un carico lineare localizzato lungo il perimetro delle vasche rappresentativo delle sovrastrutture. Sono inoltre stati introdotti i carichi di superficie uniformemente distribuiti descritti nel precedente capitolo. La presenza di acqua all'interno dei serbatoi è stata considerata secondo le possibili configurazioni associate alle situazioni singolo serbatoio pieno-vuoto descritte nei precedenti capitoli.

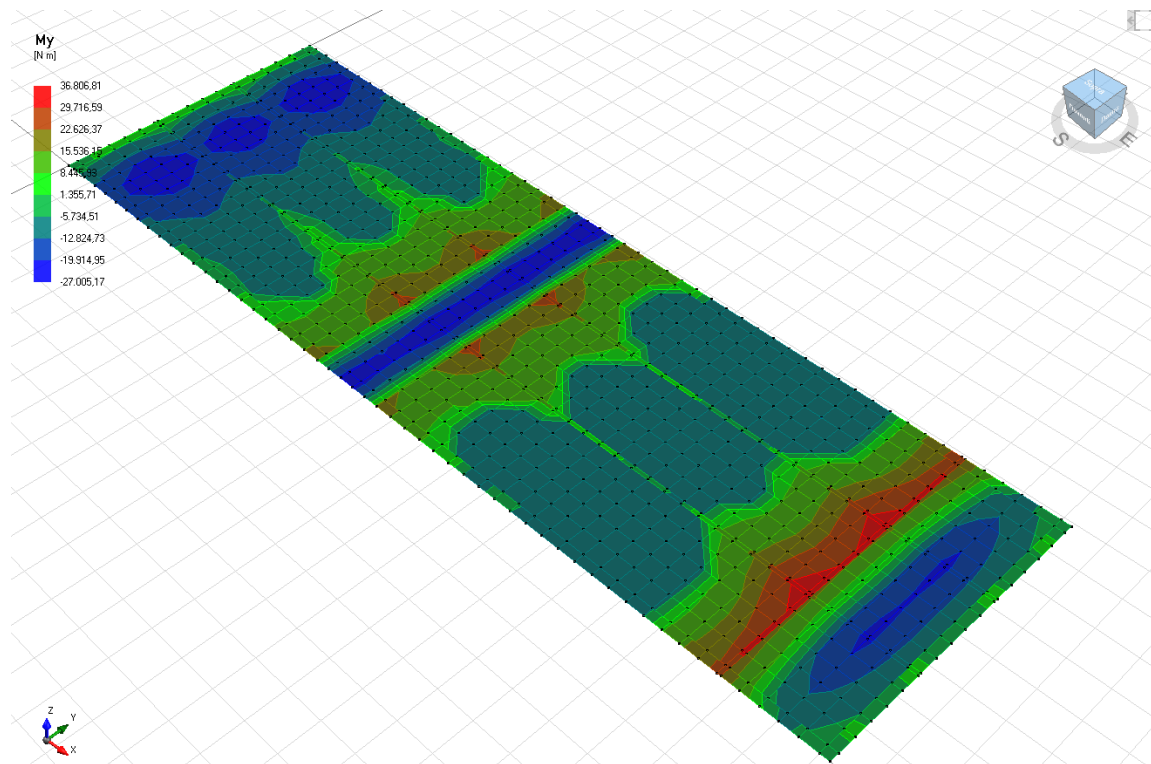
Di seguito vengono riportate le principali viste riguardanti la modellazione e i relativi risultati di calcolo.



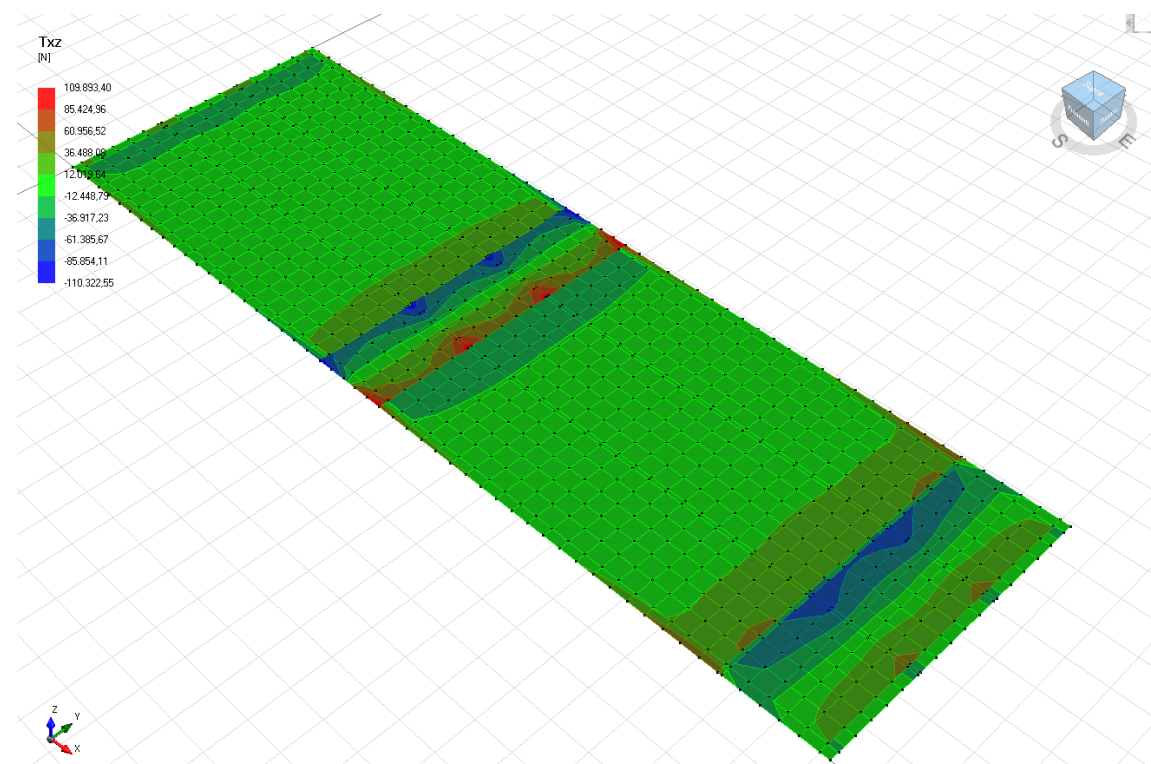
MODELLO DI CALCOLO



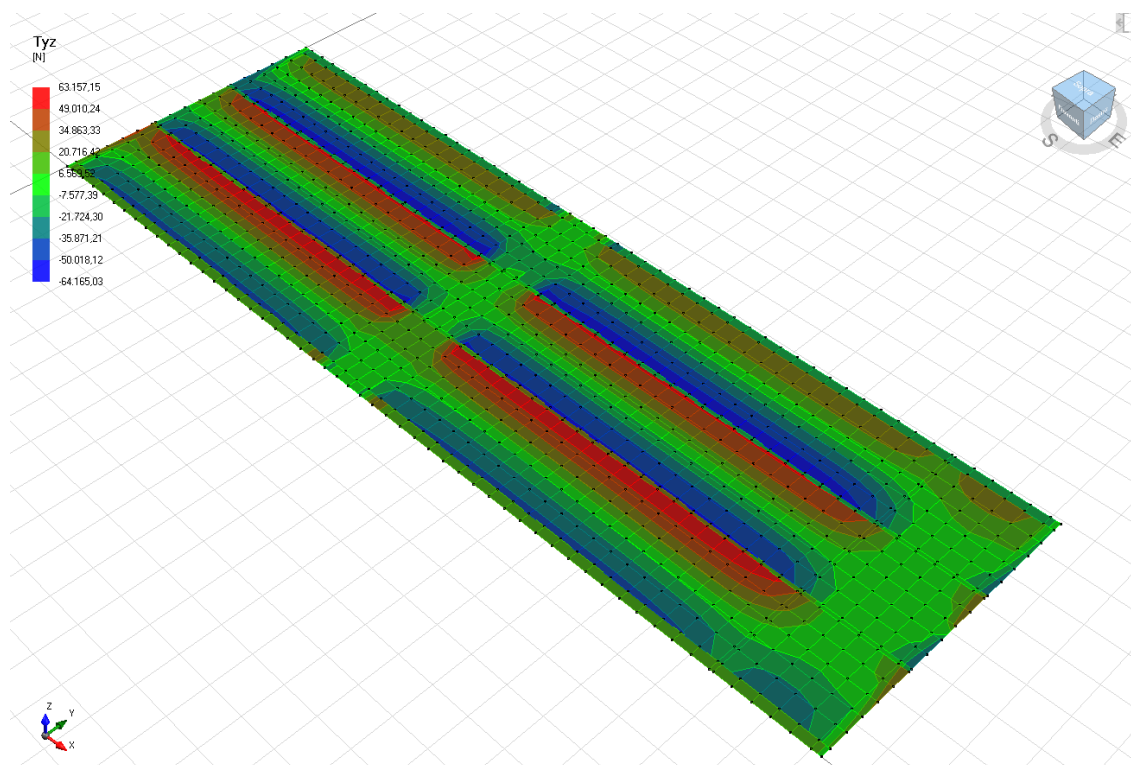
$$M_x - \text{SLU} - M_{x, \max} = 31245 \text{ [Nm/m]}$$



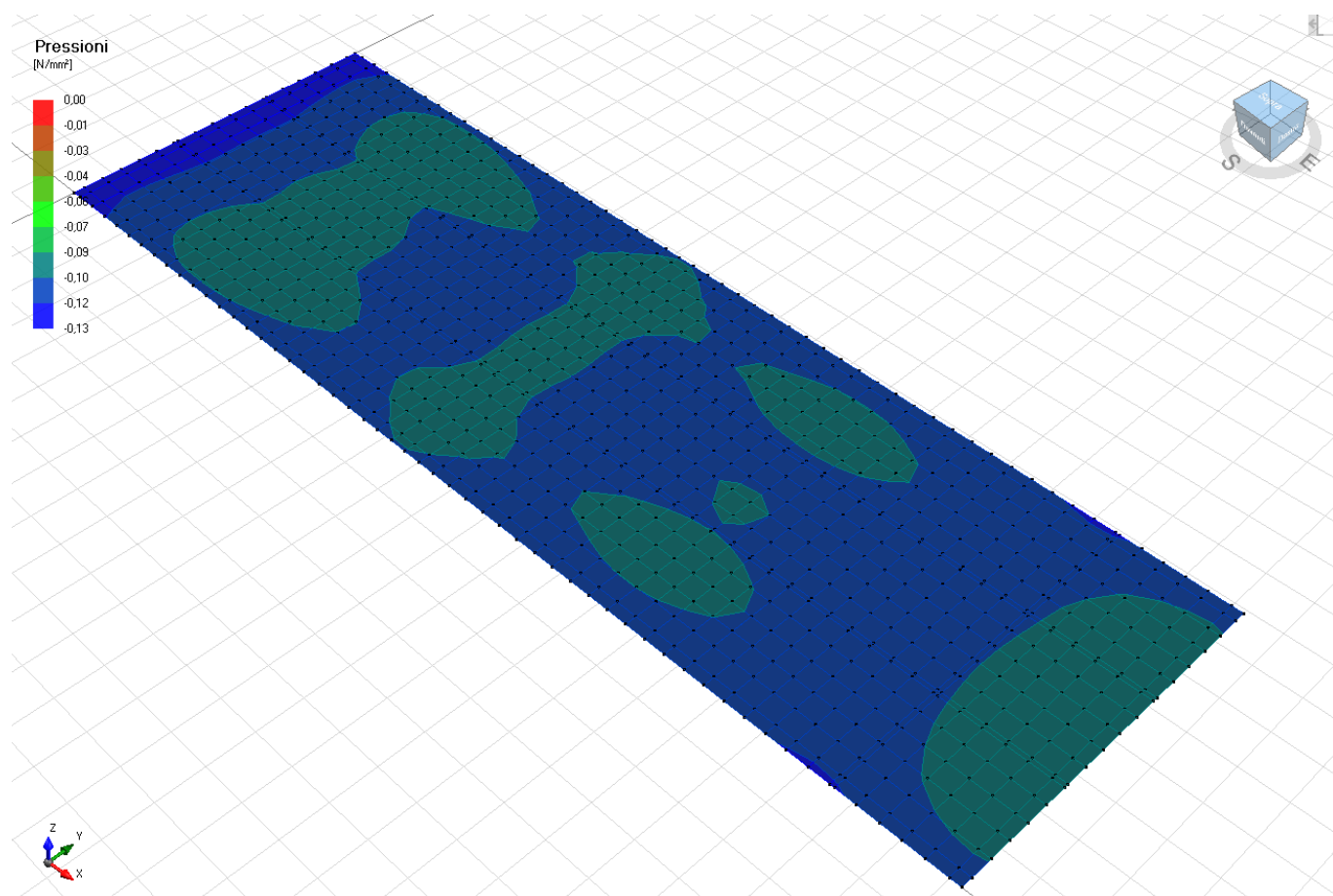
$$M_y - \text{SLU} - M_{y, \max} = 36807 \text{ [Nm/m]}$$



$$T_{xz} - \text{SLU} - T_{xz, \max} = 110323 \text{ [N/m]}$$



$$T_{xy} - \text{SLU} - T_{xy,\max} = 64165 \text{ [N/m]}$$



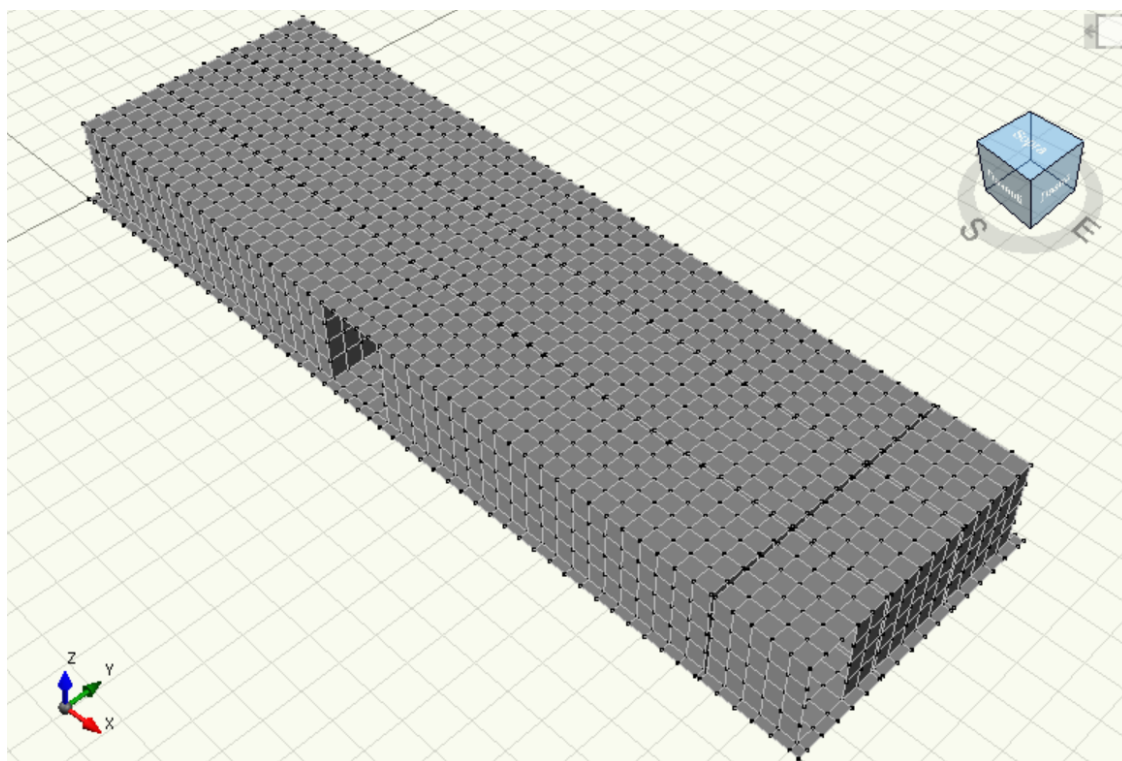
PRESSIONE – SLU – $p_{sd} = 0,13 \text{ [N/mm}^2\text{]}$

Per meglio indagare gli effetti del sisma sulla platea di fondazione vengono di seguito descritti i principali risultati ottenuti mediante una simulazione dinamica lineare, eseguita secondo le modalità descritte nei precedenti capitoli, inclusiva dei manufatti prefabbricati presenti fuoriterra. Va osservato che i manufatti prefabbricati fuoriterra hanno uno schema statico approssimabile a scatolare – rigido (si rimanda alla relativa relazione di calcolo del prefabbricatore per indicazioni di maggior dettaglio), quindi caratterizzati da periodo di vibrazione molto basso e grande dispersione delle masse partecipanti in numerosi modi di vibrare. Ciò che di interesse nella progettazione della platea di supporto, oggetto della presente, sono gli effetti legata alla eventuale localizzazione dei carichi conseguenti ad esempio a comportamenti flessionali del sistema supportato. Si stima che gli stessi possano determinare effetti prodotti conseguenti alla combinazione dei carichi (E), descritta nel relativo capitolo, inferiori a quelli valutati nella combinazione dei carichi statica agli stati limite ultimi (SLU).

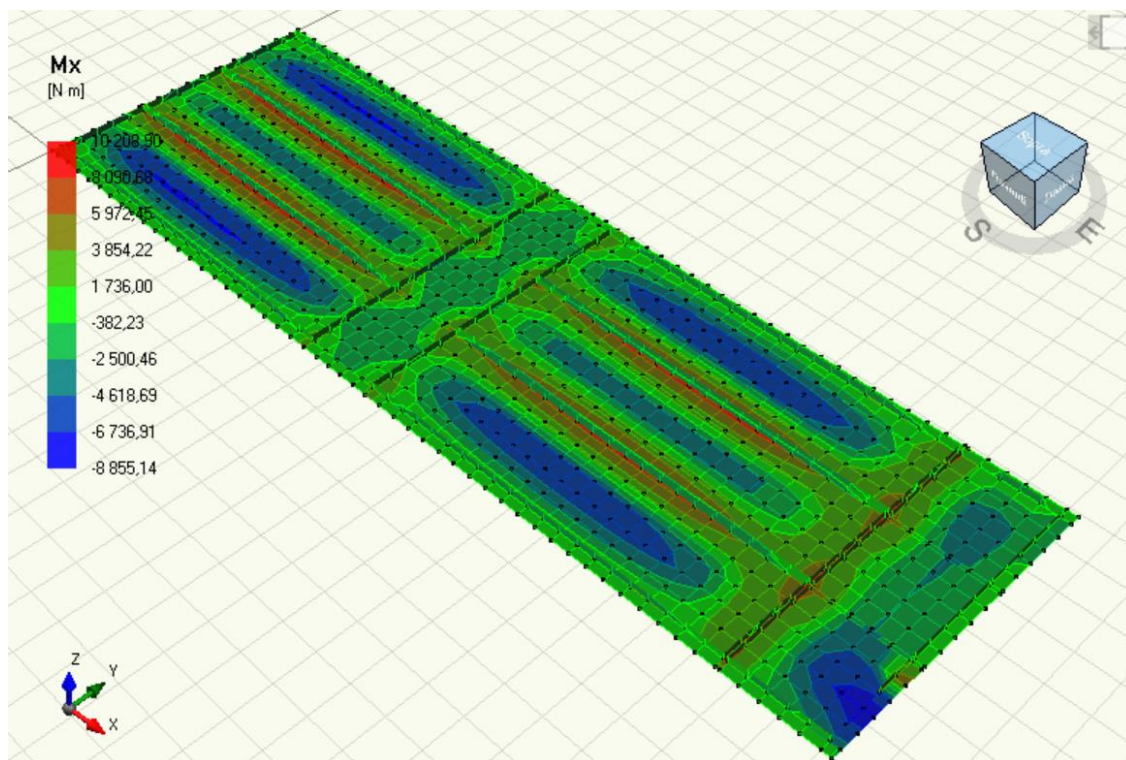
I modi di vibrare considerati per rappresentare il modello sono stati n°500. I primi modi di vibrare sono indicati nella seguente tabella contenente frequenza e periodo proprio di vibrazione nelle direzioni principali e relativa massa partecipante. Infondo vengono indicate le sommatorie delle masse partecipanti ($\geq 85\%$) mentre la massa complessiva del modello ha raggiunto 1232454kg. Non sono stati inseriti piani rigidi, quindi, non sono vengono indicati baricentro delle masse e delle rigidezze oltretutto di scarsa rilevanza vista la tipologia scatolare costituente la costruzione. Ribadendo che l'oggetto della presente è la platea di supporto, in merito allo stato limite di contenimento del danno, osservando che le evidenze numeriche descritte nel seguito portano ad azioni del sisma nella combinazione SLD meno impegnative rispetto a quelle in condizione statiche SLE, non si rendono necessarie ulteriori verifiche.

	f [Hz]	T [s]	X [%]	Y [%]	Z [%]
1	11,57	0,086	0	16,57	0
2	12,83	0,078	0,01	0	10,91
3	13,01	0,077	2,95	0	36,46
4	14,75	0,068	2,83	0	51,88
5	16,96	0,059	0,01	0,3	0,01
6	18,19	0,055	4,4	0	0,32
7	19,54	0,051	0,87	0	0,03
8	19,77	0,051	4,41	0	0,06
9	22,26	0,045	0	1,43	0
10	24,85	0,04	0,03	0	0
11	25,8	0,039	0	3,14	0
12	26,6	0,038	0	2,12	0
13	26,81	0,037	0	5,04	0
14	28,49	0,035	0	6,76	0
15	29,37	0,034	0,08	0	0

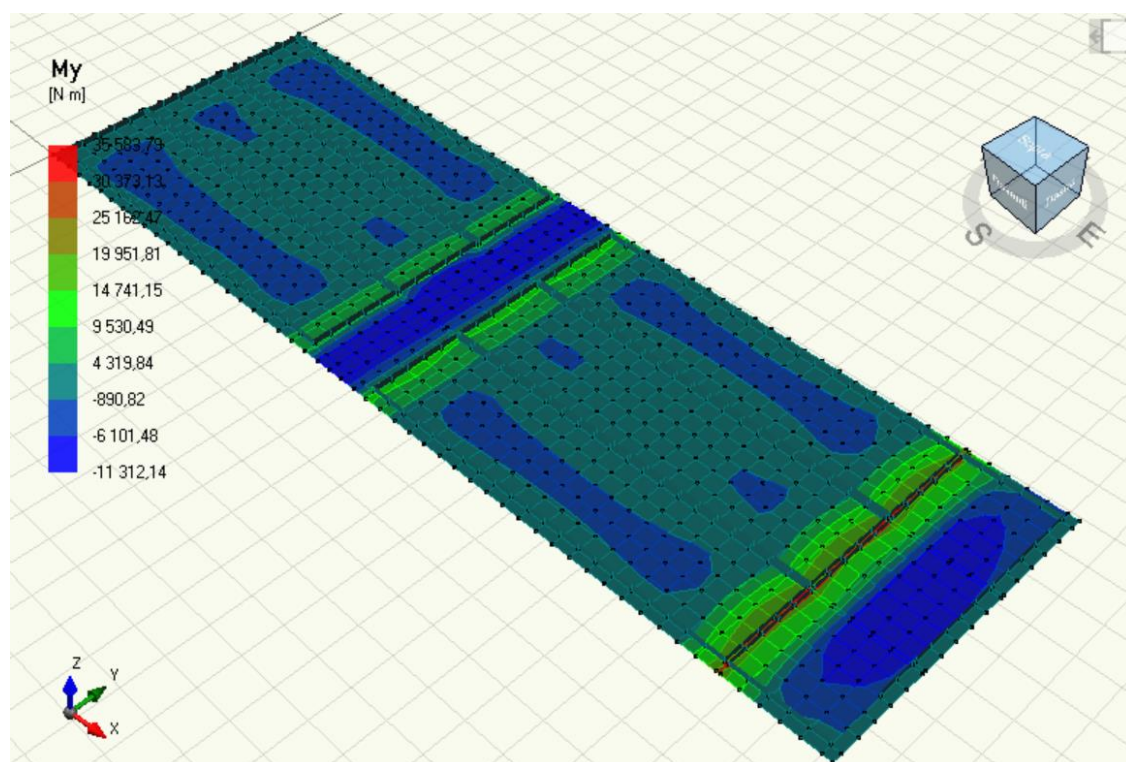
16	30,36	0,033	0,06	0,12	0
17	30,92	0,032	10,12	0,05	0,01
18	32,54	0,031	56,19	0	0
19	33,31	0,03	0,08	0	0
	Totale		96,98	90,67	100



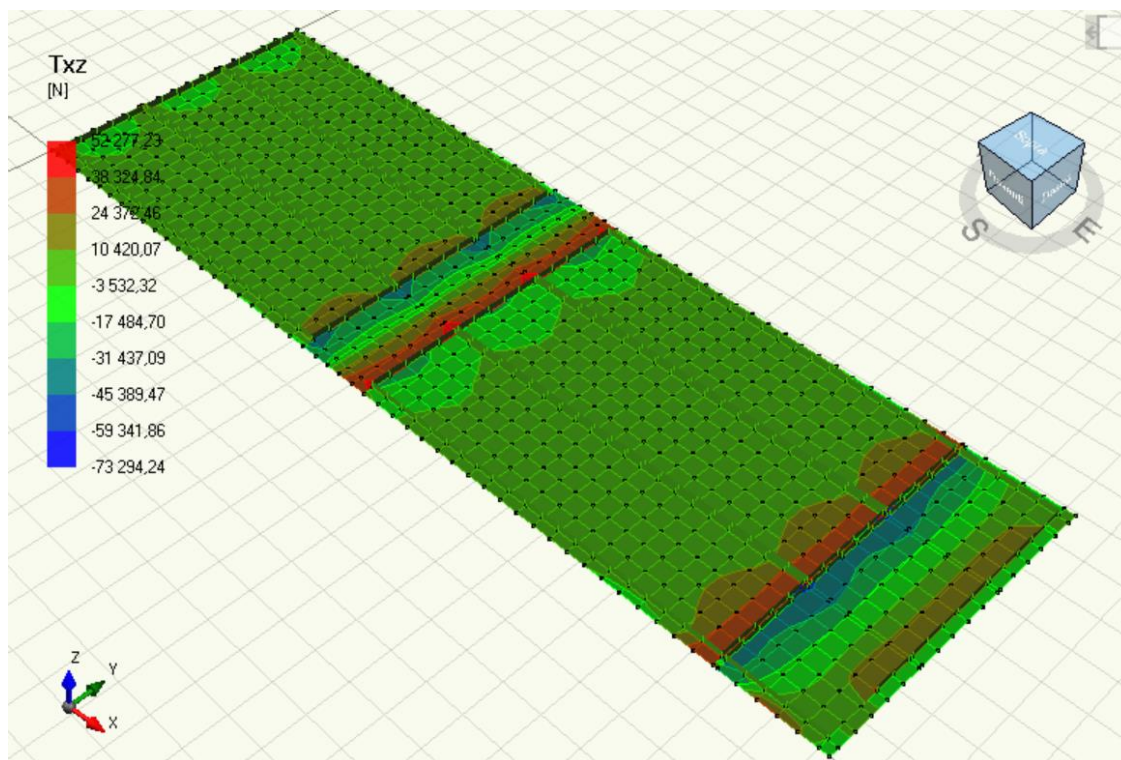
MODELLO DI CALCOLO



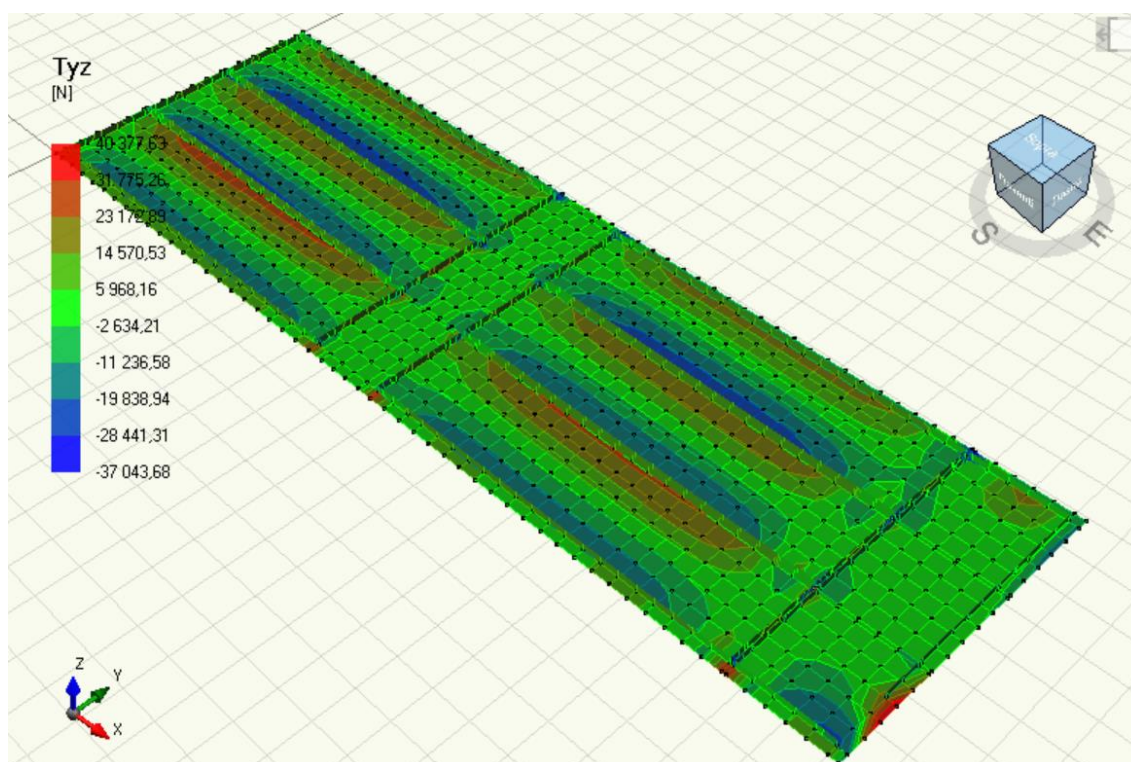
$$M_x - \text{SLV} - M_{x, \max} = 10208,90 \text{ [Nm/m]}$$



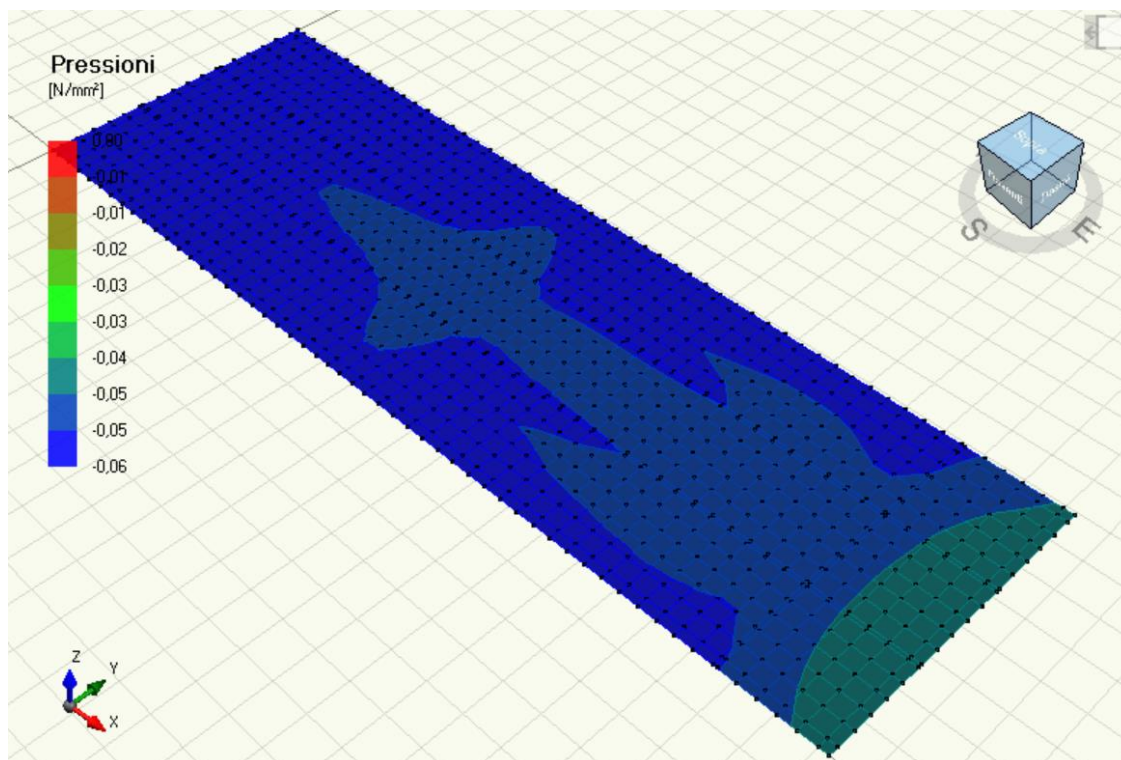
$$M_y - \text{SLV} - M_{y, \max} = 35583,79 \text{ [Nm/m]}$$



$$T_{xz} - \text{SLV} - T_{xz, \max} = 73294,24 \text{ [Nm/m]}$$



$$T_{yz} - \text{SLV} - T_{yz, \max} = 40377,63 \text{ [Nm/m]}$$



PRESSIONE – SLV – $p_{sd} = 0,06 \text{ [N/mm}^2\text{]}$

8. VERIFICHE

La platea prima analizzata dovrà essere quantomeno dotata della armatura minima da normativa che al cap.7.2.5 prescrive di inserire su ciascun lato almeno il 0,1% della sezione trasversale della platea. Per il caso in esame si sceglie di inserire almeno 1Φ14/25cm su ciascuna faccia in entrambe le direzioni.

Le conseguenti verifiche a flessione risultano verificate in quanto:

Titolo : _____

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	40	1	6,16	6,3
			2	6,16	33,7

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{Ed} 0 kNm
M_{yEd} 0

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
 B450C C25/30
 ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 14,17 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ε_{syd} 1,957 ‰ σ_{c,adm} 9,75 N/mm²
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,6
 τ_{c1} 1,829

M_{xRd} 87,68 kNm
 σ_c -14,17 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ε_c 3,5 ‰
 ε_s 25,23 ‰
 d 33,7 cm
 x 4,105 x/d 0,1218
 δ 0,7

Tipo Sezione
☒ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Metodo di calcolo
☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☐ Metodo n

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello

☐ Precompresso

$$M_{rd,max} = 87680 \text{ [Nm/m]} > M_{sd,max} = 36807 \text{ [Nm/m]} \rightarrow \text{Verificato}$$

Le verifiche a taglio, non prevedendo specifiche armature, risultano essere le seguenti:

TAGLIO SENZA ARMATURE TRASVERSALI secondo D.M. 17-01-2018

E' consentito l'impiego di solai, piastre e membrature a comportamento analogo sproviste di armature trasversali resistenti a taglio.

Larghezza minima della sezione:

$$b_w = 1000 \text{ [mm]}$$

Altezza della sezione:

$$h = 400 \text{ [mm]}$$

Altezza utile della sezione:

$$d = 0,825 \times h = 330 \text{ [mm]}$$

Resistenza cilindrica caratteristica a compressione del calcestruzzo:

$$f_{ck} = 25 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

Coefficiente:

$$k = 1 + (200 / d)^{1/2} = 1,7785 \leq 2$$

Resistenza unitaria minima al taglio:

$$v_{min} = 0,035 \times k^{3/2} \times f_{ck}^{1/2} = 0,415067 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

Area delle barre d'armatura longitudinali tese:

$$A_{sl} = 616 \text{ [mm}^2\text{]}$$

Rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa:

$$\rho_l = A_{sl} / (b_w \times d) = 0,0019 \text{ [adim]} \leq 0,02$$

Coefficiente di sicurezza relativo al calcestruzzo (funzione dello stato limite considerato):

$$\gamma_c = 1,5$$

Resistenza al taglio:

$$V_{rd} = (0,18 \times k (100 \times \rho_l \times f_{ck})^{1/3} / \gamma_c) \times b_w \times d \geq v_{min} \times b_w \times d$$

$$V_{rd} = 117,69 \text{ [kN]} \geq 136,97 \text{ [kN]}$$

$$V_{rd} = 136,97 \text{ [kN]}$$

$$V_{rd,max} = 136970 \text{ [N/m]} > V_{sd,max} = 110323 \text{ [N/m]} \rightarrow \text{Verificato}$$

Le verifiche in esercizio, oltre alla limitazione delle tensioni, prevedono la limitazione della apertura nelle combinazioni di carico frequente e quasi permanente. Sulla base delle azioni interne sollecitanti, di seguito riportiamo le rispettive verifiche.

S.L.FESSURAZIONE secondo NTC2018 + CIRC. ESPLICATIVA

Caratterizzazione geometrica della sezione:

$h =$	400	[mm]	altezza della sezione rettangolare
$b =$	1000	[mm]	base della sezione rettangolare
$c =$	45	[mm]	copriferro
$\Phi_{st} =$	12	[mm]	diametro della staffatura
$n'_{barre} =$	4	[adim]	n° barre disposte al lembo superiore
$\Phi' =$	14	[mm]	diametro delle barre longitudinali disposte al lembo superiore
$A_{s'} =$	615	[mm ²]	area complessiva delle armature disposte al lembo superiore
$d' =$	64	[mm]	altezza utile barre d'armatura superiori
$\beta =$	1,00	[adim]	rapporto tra $A_{s'}$ e A_s
$n_{barre} =$	4	[adim]	n° barre disposte al lembo inferiore
$\Phi =$	14	[mm]	diametro delle barre longitudinali disposte al lembo inferiore
$A_s =$	615	[mm ²]	area complessiva delle armature disposte al lembo inferiore
$d =$	336	[mm]	altezza utile barre d'armatura inferiori
$\rho_s =$	0,0015	[adim]	rapporto geometrico di armatura appartenente al lembo inferiore

Caratterizzazione meccanica sezione:

$\alpha_e =$	15	[adim]	coefficiente di omogeneizzazione
$f_{ck} =$	25	[N/mm ²]	resistenza caratteristica a compressione cilindrica
$f_{ctm} =$	2,56	[N/mm ²]	resistenza media a trazione semplice per classi \leq C50/60
$E_s =$	210000	[N/mm ²]	modulo elastico delle barre d'armatura

Posizione dell'asse neutro - flessione semplice - sezione parzializzata:

$$y_n = 69 \quad [\text{mm}]$$

Momento d'inerzia della sezione parzializzata omogeneizzata calcolato rispetto all'asse neutro:

$$I_{y_n}^* = 7,68E+08 \quad [\text{mm}^4]$$

Momento sollecitante:

$$M_{f_{req}} = 24,381 \quad [\text{kN/m}] \qquad M_{q_{perm}} = 22,841 \quad [\text{kN/m}]$$

Tensione nelle barre d'armatura inferiori:

$$\sigma_{s,freq} = 127 \quad [\text{N/mm}^2] \qquad \sigma_{s,qperm} = 119 \quad [\text{N/mm}^2]$$

Fattore dipendente dalla durata dei carichi

$$k_t = 0,4 \quad [\text{adim}] \quad (0,6 \text{ per carichi di breve durata; } 0,4 \text{ per carichi di lunga durata})$$

Area efficace di calcestruzzo teso attorno all'armatura ordinaria:

$$\begin{aligned} 2,5 (h - d) &= 160 & [\text{mm}] \\ (h - y_n) / 3 &= 110 & [\text{mm}] \\ h / 2 &= 200 & [\text{mm}] \end{aligned}$$

$$h_{c,eff} = 110 \quad \text{altezza efficace dell'area di calcestruzzo attorno alle barre}$$

$$A_{c,eff} = 110188 \quad [\text{mm}^2]$$

Rapporto geometrico d'armatura efficace tesa:

$$\rho_{eff} = 0,0056 \quad [\text{adim}]$$

Tensione nell'armatura all'atto della fessurazione:

$$\sigma_{s,cr} = 199,08 \quad [\text{N/mm}^2]$$

Valutazione della differenza tra lo stato deformativo medio delle barre d'armatura sotto la combinazione di carico pertinente e la deformazione media del calcestruzzo tra le fessure:

$$\text{Combinazione frequente:} \quad \epsilon_{sm} = -0,000343 \geq 0,000363$$

$$\text{Combinazione quasi permanente:} \quad \epsilon_{sm} = -0,000382 \geq 0,00034$$

$$\text{Distanza reciproca tra i baricentri delle barre di armatura tese:} \quad 295,3333 \quad [\text{mm}]$$

Distanza limite tra le barre d'armatura tese affinché le si possa considerare "con baricentri ragionevolmente vicini":

$$5 (c + \Phi/2) = 260 \quad [\text{mm}]$$

Distanza massima tra le fessure

$$\begin{aligned} k_3 &= 3,4 & [\text{adim}] \\ k_1 &= 0,8 & [\text{adim}] \quad \text{per barre ad aderenza migliorata} \\ k_2 &= 0,5 & [\text{adim}] \quad (0,5 \text{ per flessione; } 1,0 \text{ per trazione pura)} \\ k_4 &= 0,425 & [\text{adim}] \end{aligned}$$

$$\text{per barre vicine:} \quad \Delta_{sm} = 579 \quad [\text{mm}]$$

$$\text{per barre spaziate:} \quad \Delta_{sm} = 430 \quad [\text{mm}]$$

Ampiezza delle fessure:

$$\begin{aligned} \Delta_{sm} &= 430 & [\text{mm}] \\ \epsilon_{sm} &= 0,000363 & [\text{adim}] \\ W_{k,req} &= 0,265 & [\text{mm}] \\ W_3 &= 0,40 & [\text{mm}] \quad \text{ok} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Delta_{sm} &= 430 & [\text{mm}] \\ \epsilon_{sm} &= 0,000340 & [\text{adim}] \\ W_{k,qperm} &= 0,248 & [\text{mm}] \\ W_2 &= 0,30 & [\text{mm}] \quad \text{ok} \end{aligned}$$

In merito al cordolo di contenimento della sabbia disposto perimetralmente ai serbatoi, in via del tutto cautelativa, viene scelto di assoggettare la superficie verticale dello stesso, di altezza pari a 5cm, alla spinta del materiale di allettamento valutandolo come un materiale ideale con angolo di attrito nullo e peso specifico pari a quello della sabbia.

La pressione di calcolo all'interfaccia base della vasca – strato di allettamento risulta essere pari a:

$$q_{sd} = (9,81(29000 \cdot 1,30 + 9800 \cdot 1,30 + 51450 \cdot 1,50 + 2000 \cdot 10,17 \cdot 2,50 \cdot 1,50)/(10,17 \cdot 2,50) = 2000160,9/25,425 = 78669,06 \text{ [N/m}^2\text{]}$$

La pressione esercitata dal peso proprio della sabbia al piede del cordolo risulta essere pari a:

$$q_{sd} = 17000 \cdot 0,05 \cdot 1,30 = 1105 \text{ [N/m}^2\text{]}$$

Quindi nel complesso l'azione tagliante esercitata dai carichi alla base del cordolo risulta essere pari a:

$$V_{sd} = 78669,06 \cdot 0,05 + \frac{1105 \cdot 0,05}{2} = 3961,08 \text{ [N/m]}$$

In via cautelativa si sceglie di affidare unicamente alle barre di armatura del cordolo la resistenza al taglio. Pertanto, il taglio resistente offerto dalle n°2 barre Ø8 passo 25cm può essere stimato come segue:

$$V_{rd} = \min \left\{ \frac{1,3 \cdot 2 \cdot 4 \cdot 50 \cdot \sqrt{14,11 \cdot 391}}{2 \cdot 4 \cdot 50 \cdot 0,25 \cdot 391} = 38623 \text{ [N/m]} \right.$$

La verifica è ampiamente soddisfatta.

9. VERIFICHE DI COMPATIBILITÀ CON LE STRUTTURE PREFABBRICATE

Le elaborazioni prima descritte vengono ora verificate in relazione ai carichi di progetto delle strutture prefabbricate fuori terra. La relazione di calcolo del prefabbricatore presa a riferimento è quella prodotta dalla ditta “Gazebo S.p.a.” di via Molino Vecchio n°9 – Gatteo (FC) a firma del ing. Lucchi Stefano datata 25.10.2022.

Analizzate le relazioni tecniche e i tabulati di calcolo si evince che i carichi presi in considerazione nel progetto, relativi alle strutture fuori terra, sono i seguenti:

- peso delle n°6 vasche: 38800 kg/cad
- peso della cabina: 29200 kg
- parti elettromeccaniche 7500 kg
- acqua: 51450 kg/cad

Le capacità portanti delle solette di copertura sono:

COPERTURE “CARRABILI” (1017x250cm)

- permanenti: 450 kg/m²
- accidentali: 2000 kg/m²

COPERTURE “CARRABILI” (750x250cm)

- permanenti: 400 kg/m²
- accidentali: 2000 kg/m²

COPERTURE “PEDONABILI” (375x190cm)

- permanente: 400 kg/m²
- accidentale: 200 kg/m²

I carichi variabili presi in considerazione nella progettazione della platea hanno previsto l'introduzione di un sovraccarico in copertura pari a 2000 kg/m², quindi uguale o superiore a quello considerato dal prefabbricatore.

Le stime riguardanti i pesi propri strutturali e non strutturali descritte nei capitoli 5.2 e 5.3 determinano una incidenza media per unità di superficie della vasca pari a $(48750+55000)/(10,17 \times 2,50) = 4080 \text{ kg/m}^2$. Secondo i carichi dichiarati dal progettista delle strutture prefabbricate abbiamo $(38800+51457)/(10,17 \times 2,50) = 3550 \text{ kg/m}^2$. La differenza è pari a 530 kg/m², quindi capace di recepire i carichi permanenti non strutturali (pari a 450 e 400 kg/m² per le zone “carrabili” e “pedonabili” rispettivamente) inizialmente non considerati al capitolo 5.2 della presente.

Per quanto sopra descritto è possibile affermare che i sovraccarichi previsti al capitolo 5.2, i pesi propri strutturali e quelli permanenti non strutturali identificati ai capitoli 5.2 e 5.3 risultano essere cautelativi rispetto a quelli specificati dal prefabbricatore.

10. VALIDAZIONE DEI RISULTATI

Il programma di calcolo utilizzato è corredato da un proprio manuale di validazione reperibile online sul sito della software house Logical Soft Srl - piazza Garibaldi 253 – 20832 Desio (MB).

Le elaborazioni prima descritte sono state verificate manualmente parzializzando la struttura e compiendo semplificazioni comunque capaci di rappresentare la costruzione in condizioni limite. Volendo fornire riscontro in merito a tale affermazione di seguito viene valutata la pressione limite lalo SLU tra terreno e platea di fondazioni. Secondo la descrizione dei carichi data in precedenza, viene stimato il massimo carico trasmesso dal sistema strutturale al terreno.

ELEMENTO/CARICO	[N]
vasche e solette	3412702,8
platea	2592148
sovraccarichi solette	5083296,75
acqua	4542520,5
sovraccarichi pavim.	270000
SOMMA	15900668,1

La corrispondente pressione di contatto di progetto valutata in via approssimata come uniformemente distribuita risulta essere:

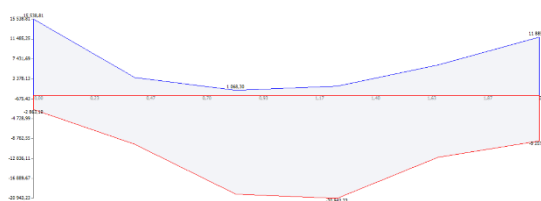
$$p_{sd} = \frac{15900668,1}{25240 \cdot 7900} = 0,0797 \quad [\text{N/mm}^2]$$

Tale valore risulta paragonabile a quello medio ottenuto mediante la simulazione numerica.

Volendo ora valutare la bontà della soluzione ad elementi finiti in termini di momenti flettenti, viene ora stimato il momento in corrispondenza del locale tecnico interposto tra le due batterie di vasche caratterizzato da una larghezza di 1,50m. La platea viene schematizzata come una striscia di larghezza finita disposta ortogonalmente alla dimensione maggiore del locale tecnico. Schematizzando l'asta come incastro-incastro stimiamo in via approssimata il seguente momento massimo:

$$M_{sd} = 0,0797 \cdot 10^6 \cdot \frac{1,50^2}{12} = 14943,75 \quad [\text{Nm/m}]$$

Di seguito estratto del diagramma M_y del modello di calcolo lungo una sezione ortogonale al locale.



Il risultato ottenuto è compatibile con quello della simulazione numerica nella quale vengono ottenuti valori compresi tra i 15kNm/m e 20kNm/m.

11. DICHIARAZIONE

Si attesta che le presenti strutture sono state calcolate e verificate a norma delle vigenti disposizioni di legge D.M. 17.01.2018 – “Norme tecniche per le costruzioni” e che gli elaborati grafici allegati alla presente sono completi e permetteranno la realizzazione delle strutture in progetto in tutte le loro parti.

Milano, giugno 2024

IL PROGETTISTA

Dott. Ing. Giovanni Battista Peduzzi

Ha collaborato:

Dott. Ing. Chiara Moscardini