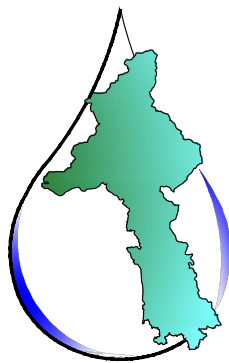


# CITTA' DI VERBANIA



**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:**

***Approvvigionamento idrico Comune di Verbania  
realizzazione nuova presa a lago "Villa Taranto" in Comune di Verbania***

**OGGETTO:**

**Relazione Preliminare di Calcolo Strutturale**

**SCALA:**

**AVANZAMENTO PROGETTO:**

**PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA**

**Data Rev. N° 0:**

**GIUGNO 2024**

Rev. N°	Modifiche	Data
1	Integrazioni post verifica	FEBBRAIO 2025
2	—	-/-/-
3	—	-/-/-
4	—	-/-/-

**Rif. N° Commessa:**

**X07N-10042772**

**CUP:**

**D52E23000180005**

**RUP:**

**GIUSEPPE CARANTI**

**Il Progettista**



**ISOLA BOASSO**  
STUDIO DI INGEGNERIA

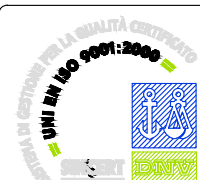
Dott. Ing. Riccardo ISOLA  
Dott. Ing. Paolo BOASSO  
Dott. Ing. Fabrizio RABAGLIO

STUDIO IDROGEO  
Dott. Geol. Marco Carmine

STUDIO DI ARCHITETTURA  
FERRARI&FERRARIS  
Arch. Lucia Ferraris

**Elaborato N°:**

**ST.01.001**



**PROPRIETA' RISERVATA**

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

## Sommario

1	Oggetto della relazione e criteri di progettazione .....	2
1.1	Opere strutturali .....	3
1.2	Inquadramento normativo .....	4
1.3	Inquadramento delle condizioni ambientali .....	5
2	Inquadramento geologico e geotecnico .....	6
2.1	Inquadramento geologico e geomorfologico .....	6
2.2	Inquadramento idrogeologico e idrografico .....	12
2.3	Inquadramento sismico locale .....	14
2.4	Indagini sviluppate in sito .....	17
2.5	Risultati delle indagini .....	18
2.5.1	Tracciato della tubazione .....	18
2.5.2	Impianto di potabilizzazione .....	20
2.5.3	Impianto di presa a lago .....	25
2.6	Modello geotecnico del terreno .....	28
2.6.1	Impianto di potabilizzazione .....	28
2.6.2	Impianto di presa a lago .....	30
3	Classificazione sismica .....	33
4	Azioni sulle strutture .....	34
4.1	g1/g2: Pesì propri strutturali e carichi permanenti .....	35
4.2	qk1: Carichi variabili .....	35
4.3	qk2: Azioni della neve .....	35
4.4	qk3: Azioni del vento .....	36
4.5	E: Azioni sismiche .....	36
4.6	Spinte delle terre .....	42
4.7	Spinte dei liquidi contenuti .....	48
5	Calcolo e verifica delle strutture .....	51
5.1	Stazione di sollevamento .....	52
5.2	Potabilizzatore .....	55
5.2.1	Copertura locali tecnici .....	55
5.2.2	Copertura carrabile potabilizzatore .....	56
5.2.3	Platea di fondazione .....	60
5.2.4	Muri perimetrali .....	63
5.2.5	Muri interni .....	66

## 1 Oggetto della relazione e criteri di progettazione

Il presente rapporto costituisce la relazione preliminare di calcolo strutturale del Progetto di Fattibilità Tecnica ed Economica dell'intervento denominato **"Approvvigionamento idrico del Comune di Verbania per la realizzazione nuova presa lago "villa Taranto" in Comune di Verbania"**.

Mediante ordine N. 1361 del 29/06/2023 Acqua Novara VCO S.p.A. conferì allo scrivente *"Studio di ingegneria Isola Boasso & Associati s.r.l."* con sede in C.so Prestinari 86, 13100 Vercelli l'incarico professionale per progettazione definitiva relativo alle opere denominate **"Approvvigionamento idrico del Comune di Verbania per la realizzazione nuova presa lago "villa Taranto" in Comune di Verbania"** – CUP: D52E23000180005.

Tale incarico è stato affidato nell'ambito dell'Accordo Quadro CIG padre: 932449832C, CIG figlio: Z9E3BBDAF4.

Il progetto è stato sviluppato in conformità delle indicazioni ricevute dal Committente. In particolare ANVCO ha redatto con dei consulenti esterni uno studio di fattibilità, i cui contenuti sono ripresi nella presente relazione. Si specifica che nel presente PFTE si è sviluppato lo studio di fattibilità apportando varianti sostanziali allo schema funzionale. Dello studio di fattibilità si sono sostanzialmente recepite le scelte di collocazione delle opere di derivazione da lago ed i criteri di dimensionamento. Nella presente relazione, si riportano le valutazioni presenti nello studio di fattibilità finalizzate all'individuazione dell'ubicazione delle opere di captazione.



Figura 1 inquadramento planimetrico degli interventi

Il presente progetto va inquadrato nell'ambito degli interventi di riassetto della rete di approvvigionamento idrico del Comune di Verbania che Acqua Novara VCO intende effettuare nell'ambito della propria attività di gestione della rete acquedottistica, con l'obiettivo potenziarne l'approvvigionamento idrico. Il presente progetto è la naturale conseguenza e attuazione di un'ampia pianificazione di ammodernamento ed adeguamento della rete acquedottistica del Comune di Verbania messo in atto dalla società di gestione della

rete che prevede oltre alla definizione di nuove fonti di approvvigionamento anche la revisione delle reti di distribuzione e di stoccaggio. La presente relazione analizza, ovviamente, le sole attività relative alla definizione di nuova sorgente di approvvigionamento da acque superficiali.

In estrema sintesi le opere in progetto sono costituite dalle seguenti unità:

- 1) Presa a lago su struttura metallica;
- 2) Condotta sub lacuale, nel tratto iniziale eseguito con la tecnica del microtunnelling e nel tratto finale ancorato sul fondale roccioso mediante supporti metallici;
- 3) Impianto di sollevamento totalmente interrato, ubicato nel parcheggio di Villa Taranto. Tale opera è realizzata mediante diaframmi perimetrali e tappo di fondo in jet grouting;
- 4) Edificio fuori terra, in prossimità del parcheggio di Villa Taranto, per l'installazione Impianto di pre disinfezione con ipoclorito, installazione dei quadri elettrici ed accesso alle scale che conducono al sollevamento interrato;
- 5) Condotta di adduzione per il collegamento dell'impianto di sollevamento all'impianto di potabilizzazione. Si tratta di una condotta in polietilene DN 365 e PN 6 di lunghezza pari a circa 1 km.;
- 6) Impianto di potabilizzazione costituito da filtri con zeolite, impianto di disinfezione ad UV ed impianto di disinfezione con ipoclorito;
- 7) Canale di contatto, in cemento armato, totalmente interrato realizzato mediante diaframmi
- 8) Serbatoio da 520 m<sup>3</sup>, costituito da due vasche di compenso da 260 m<sup>3</sup> ciascuna in calcestruzzo armato, completamente interrate e realizzato mediante l'ausilio di diaframmi;
- 9) Vasca per stoccaggio acque dei contro lavaggio dei filtri da 220 m<sup>3</sup>, in calcestruzzo armato, totalmente interrata, realizzata mediante l'ausilio di diaframmi;
- 10) Edificio di manovra, semi interrato, all'interno del quale sono posizionati tre gruppi di pompaggio, le valvole di regolazione ed accessi a tutte le vasche;
- 11) Edificio elettrico fuori terra entro cui sono posizionati quadri elettrici, trasformatori e gruppo elettrogeno;
- 12) Cabina di consegna ENEL;
- 13) Piazzali per futuri ampliamenti dell'impianto

## 1.1 Opere strutturali

Nel dettaglio le opere strutturali previste nel progetto progetto sono le seguenti:

- Impianto di sollevamento totalmente interrato, ubicato nel parcheggio di Villa Taranto. Tale opera è realizzata mediante una prima fase di opere di sostegno costituite da diaframmi perimetrali di spessore 80 cm e lunghezza 16 m, con tappo di fondo in jet grouting di spessore 4m. Il manufatto ha un ingombro complessivo in pianta pari a 8.10 m x 10.60 m e profondità 10.25 m. I diaframmi prevedono un cordolo sommitale di dimensioni B=110 x H=140 che svolge funzione di vincolo. La platea del sollevamento avrà spessore 50 cm e le pareti interne contro ai diaframmi saranno di spessore 30 cm. Il solaio sarà previsto in elementi alveolari prefabbricati tipo RAP con getto di completamento (H=36+4 cm). Il manufatto di pompaggio dovrà essere collegato ai diaframmi mediante diffuse spinottature a taglio, al fine di resistere alla sottospinta di galleggiamento a lungo termine, anche nelle condizioni di lago ai livelli massimi storici.

- Edificio fuori terra, in prossimità del parcheggio di Villa Taranto, per l'installazione Impianto di pre disinfezione con ipoclorito, installazione dei quadri elettrici ed accesso alle scale che conducono al sollevamento interrato. L'edificio è interamente previsto in c.a., con pareti di spessore 30 cm e platea di spessore 40 cm, e presenta un ingombro complessivo in pianta pari a 3.10 m x 10.55 m, con altezza fuori terra pari a 3.85 m;
- Impianto di potabilizzazione, con serbatoio di accumulo di 520 mc, ubicato a Pallanza in viale Giuseppe Azari. Il manufatto, interamente in c.a. gettato in opera di forma in pianta trapezoidale, presenta un ingombro massimo pari a circa 33x25 m con altezza massima 10,90 m, di cui 5,10 m interrati. Il manufatto comprende le seguenti parti:
  - Diaframmi provvisori perimetrali, in c.a. di spessore 60 cm e lunghezza 12 m
  - Serbatoio di accumulo, completamente interrato in c.a. gettato in opera, avente platea di spessore 50 cm, pareti esterne di spessore 40 cm ed interne di spessore 30 cm. La soletta è prevista in lastre predalles con blocchi di alleggerimento.
  - Camera valvole, in parte interrata ed in parte fuori terra, in c.a. gettato in opera, avente platea di spessore 50 cm, pareti esterne di spessore 40 cm e soletta alleggerita in predalles.
  - Locale quadri elettrici e locale ipoclorito, completamente fuori terra in c.a. gettato in opera, di dimensioni 7.60x8.60 m e altezza 4,80 m. La platea ha spessore 40 cm e le pareti 30 cm;
  - Platea gruppo elettrogeno, dimensioni 4.40x4.70 m e spessore 30 cm;
  - Cabina trasformatori in c.a. prefabbricata, dimensioni 2.5x5.2 m e altezza 3 m
  - Cabina consegna ENEL MT in c.a. prefabbricata, dimensioni 2.5x6.7 m e altezza 3m.

## 1.2 Inquadramento normativo

Il calcolo delle strutture viene 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" e 4.2 "Costruzioni in acciaio".

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 la IV, comprendente "Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti ...".

Viene quindi adottato, secondo la tabella 2.4. della norma, un coefficiente d'uso  $C_u$  pari a 2, che porta ad una vita di riferimento  $V_R = V_n * C_u = 100$  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 opere idrauliche.

Nel caso in oggetto i fluidi presenti non sono di tipo non aggressivo, quindi con riferimento alla classificazione delle condizioni ambientali contenuta nella tabella 4.1.III delle citate NTC 2018, le condizioni ambientali riferite alle opere interne sono definite come "**Ordinarie**".

Riguardo al potabilizzatore:

- la platea e le pareti interne sono previste in categoria 2, "*Corrosione indotta da carbonatazione*"; la classe di esposizione è la **XC2** per la platea, relativa a "*Strutture di contenimento liquidi*".
- Le pareti esterne del manufatto sono in parte interrato ed in parte fuori terra, e soggette quindi all'alternanza asciutto-umido, pertanto può anche essere attribuita la classe di esposizione **XC4**, relativa a "*Strutture, soggette ad alternanze asciutto - umido*". Quindi le pareti sono in classe **XF1 + XC4**.
- La classe di esposizione per le coperture del serbatoio è la **XF3**, relativa ad ambienti con "*Elevata saturazione d'acqua in assenza di agente disgelante*", adatta a superfici orizzontali.

Seguendo la medesima logica, per la camera valvole tra i due serbatoi:

- la platea risulta in classe di esposizione **XC4**
- le pareti esterne in classe **XF1 + XC4**.

Per quanto riguarda la presa lago:

- Per la platea e per le pareti siamo in classe di esposizione **XF1 + XC4** quindi si prevede l'adozione di calcestruzzo in classe **C32/40**. Si assume anche cautelativamente la classe **XA1**, essendo possibili presenza di sostanze aggressive, anche in piccole quantità.
- Per la soletta di copertura la classe di esposizione per le coperture del serbatoio è la **XF3**, relativa ad ambienti con "*Elevata saturazione d'acqua in assenza di agente disgelante*".

Per uniformità verrà pertanto adottata la classe **C32/40** per tutte le strutture, con le relative classi di esposizione.

Per assicurare funzionalità e durabilità 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*".

Per le classi d'esposizione **XC2** e **XF1**, condizioni definite "*ordinarie*" dalla tab.4.1.III, i valori di calcolo di apertura delle fessure sono rispettivamente  $w_3 = 0,4$  mm e  $w_2 = 0,3$  mm.

Nel caso invece di classe d'esposizione **XC4** e **XF3**, condizioni definite "*aggressive*" dalla tab. 4.1.III, i valori di calcolo di apertura delle fessure sono rispettivamente  $w_2 = 0,3$  mm e  $w_1 = 0,2$  mm.

La classe minima di resistenza che soddisfa le condizioni sopra esposte risulta pari a **C25/30** per le strutture **XC2** e **XF3** e **C32/40** per tutte le altre opere strutturali, in classe **XC4** e **XF1**.

Per uniformità tutte le strutture dei serbatoi e della camera valvole saranno eseguite in classe **C32/40** e le condizioni sono definite come "**Aggressive**".



## 2 Inquadramento geologico e geotecnico

L'inquadramento geologico e geotecnico fa parte della relazione geologica redatta dal dott. Marco Carmine, contenente anche i risultati delle prove geognostiche eseguite 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 Inquadramento geologico e geomorfologico

L'area in esame è ubicata nel territorio comunale di Verbania (VB), ad una quota compresa tra 193 e 214 m s.l.m., ed è rappresentata nel Foglio 31 della Carta Geologica d'Italia (VARESE), allegata di seguito in stralcio non in scala.

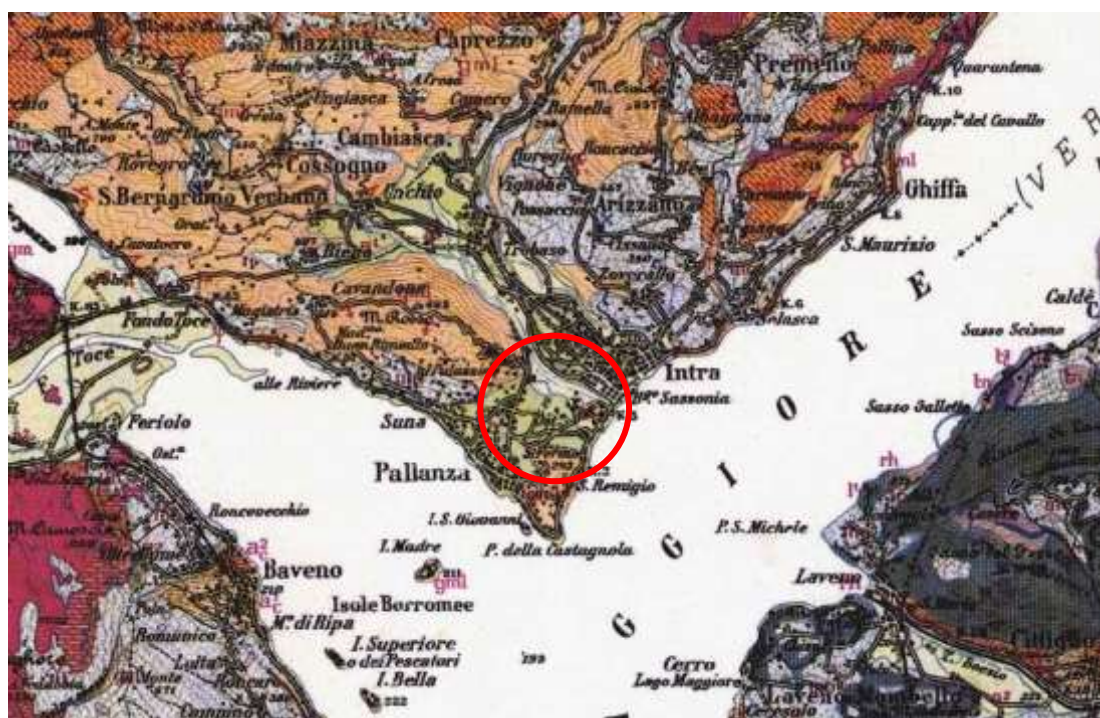
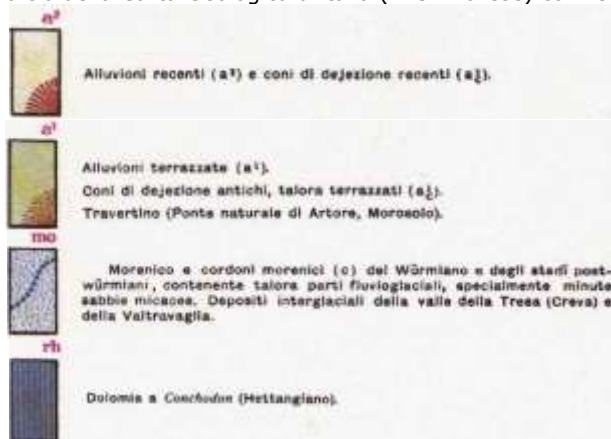
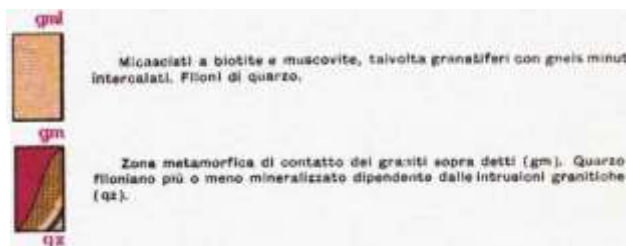


Figura 5: Stralcio della Carta Geologica d'Italia (F. 31 Varese) con relativa legenda





L'assetto attuale della porzione di territorio analizzata, è dovuto in gran parte all'azione dei ghiacciai quaternari; in particolare si assiste alla messa in posto del Ghiacciaio del Verbano e del Ghiacciaio dell'Ossola, che confluivano proprio in questo punto.

Il modellamento del territorio avviene in gran parte nel Pleistocene, mediante l'azione combinata di due fenomeni entrambi collegati alle meccaniche deposizionali di natura glaciale: da un lato l'azione d'accumulo esercitata dal ghiacciaio stesso che, mettendo in gioco enormi quantità di materiale proveniente dal proprio bacino d'alimentazione, dà luogo alla formazione di creste moreniche assai ben evidenti; dall'altro l'azione erosiva dei torrenti proglaciali, che rimodellano la superficie topografica durante la fase di ritiro dei ghiacciai, formando morfologie depresse dalla tipica forma di valloni a fondo debolmente concavo. Connessa a queste dinamiche erosive è la genesi dei numerosi terrazzi che, insieme con le morene e le aree a morfologia depressa, caratterizzano il paesaggio di origine glaciale.

Il paesaggio periglaciale viene sovente spazzato da forti correnti eoliche, che determinano l'accumulo di coltri di sedimenti fini e ben classati nelle zone riparate dal vento. Tali depositi detti loess, sono caratterizzati dalla quasi totale presenza nella composizione tessiturale di limi, dal tipico colore giallastro ed assumono talora spessori intorno al metro. Il diverso grado di alterazione dei loess è spesso un buon indice dell'età dei depositi glaciali s. l. cui sono correlati, favorendo così la ricostruzione della cronologia degli eventi susseguiti nell'area.

L'intervento in progetto si colloca, così come buona parte della Città di Verbania, sugli antichi conoidi alluvionali dei Torrenti San Bernardino e San Giovanni. I terreni caratterizzanti l'area in esame sono costituiti superficialmente da depositi alluvionali ghiaioso sabbiosi e ciottolosi, passanti in profondità a terreni progressivamente più fini, con lenti di sabbie e limi. Al di sotto dei terreni alluvionali si trovano depositi fini sabbioso limosi o anche torbosi, deposti in ambiente lacustre.

Per quanto riguarda il substrato roccioso, la zona in esame appartiene all'unità strutturale nota come "Serie dei Laghi". La "Serie dei Laghi" è suddivisa a sua volta in due subunità, gli "Scisti dei Laghi" e la "Zona Strona-Ceneri", separate dalla Zona Marginale della Strona Ceneri costituita da anfiboliti e paragneiss anfibolici; tutta l'unità è poi attraversata da corpi di ortogneiss di forma, estensione e composizione variabile. Nell'area in esame sono presenti solo gli "Scisti dei Laghi", che affiorano a monte della Città di Verbania ed in corrispondenza dell'altura su cui sorge Villa Taranto. Si tratta di alternanze di paragneiss e micascisti, con sporadiche intercalazioni di filoni aplitici (talvolta anche metrici) e più raramente pegmatitici. Per la caratterizzazione geologica di dettaglio dell'area in questione si allega di seguito uno stralcio della Carta Geologica allegata alla Proposta Tecnica del Progetto Preliminare di Variante Generale del PRGC di Verbania.

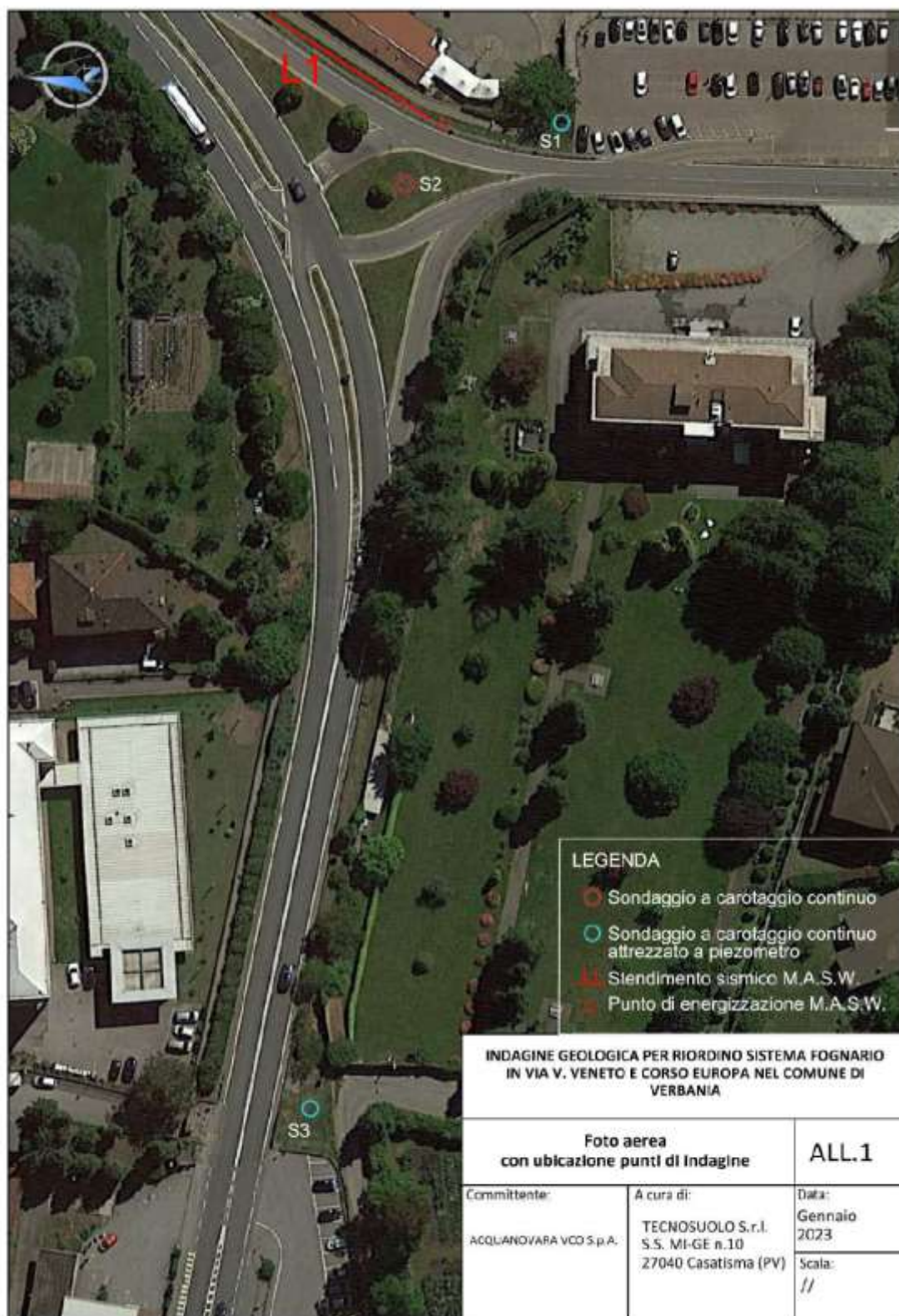




Figura 6: Stralcio della Carta Geologica allegata alla proposta Tecnica di Variante di PRGC di Verbania

Dalle tavole geologiche di PRGC del Comune di Verbania, non sono segnalati dissesti per l'area di progetto, ad eccezione delle escursioni lacustri sulla sponda.

Per la caratterizzazione dei terreni presenti in sito si fa riferimento, in termini generali, anche ai sondaggi geognostici effettuati nel gennaio 2023 da Tecnosuolo nei pressi del parcheggio di Villa Taranto, per il progetto di riordino del sistema fognario di Via V. Veneto e Corso Europa:



<b>Tecnosuolo s.r.l.</b> 27040 Casatisma (Pv) S.S. MI-Ge n° 10 Tel. (0383) 891852				COMMITTENTE: ACQUA NOVARA VCO LOCALITA': VERBANIA			SONDACCIO N° S1	
INDAGINI GEOGNOSTICHE E GEOTECNICHE				QUOTA INIZIO: p.c.			DATA 11.01.2023	
profondità m	stratigrafia	CAMPIONI	DESCRIZIONE LITOLOGICA	K cm/s	P.P. Kg/cm²	schema piezometro	S.P.T.	NOTE
0.00								
0.70			Sabbia media e fine limosa con rara ghiaia, colore marrone					
1.40			Ciottoli, blocchi					
			Sabbia limosa con ghiaia eterometrica, locali ciottoli colore grigiastro e con rari frammenti di laterizi e plastica				m 2.00-2.45 9 12 15	
4.00							m 4.00-4.45 8 9 10	
			Sabbia da debolmente a limosa con ghiaia eterometrica e ciottoli, colore nocciola-grigiastro				m 6.00-6.45 17 22 27	
							m 8.00-8.45 8 9 9	
10.00							m 10.00-10.45 6 8 7	cieco da 0 a -3m e microforato da -3m a -10m



<b>Tecnosuolo s.r.l.</b> 27040 Cesatima (Pv) S.S. Mi-Ge n° 10 Tel. (0383) 891852				COMMITTENTE: ACQUA NOVARA VCO			SONDAGGIO N° S2		
INDAGINI GEOGNOSTICHE E GEOTECNICHE				LOCALITÀ: VERBANIA			DATA 12.01.2023		
				QUOTA INIZIO: p.c.					
profondità vert. m.	stratigrafia	CAMPIONI	DESCRIZIONE LITOLOGICA	K cm/s	p.p. Kg/cmq	schema piezometro	S.P.T.		
0.00		tip. prof. m.							NOTE
1.90			Sabbia media e fine limosa con ghiaia eterometrica e locali ciottoli						
2.50			Ciottoli e blocchi						m 2.00-2.45 Rif. 11cm
3.00			Sabbia limosa con ghiaia eterometrica e con rari frammenti di laterizi, colore marrone						
									m 4.00-4.45 18 23 29
									m 6.00-6.45 15 28 35
			Sabbia da debolmente a limosa con ghiaia eterometrica, colore nocciola-grigiastro						m 8.00-8.45 7 8 9
10.00									m 10.00-10.45 5 9 7

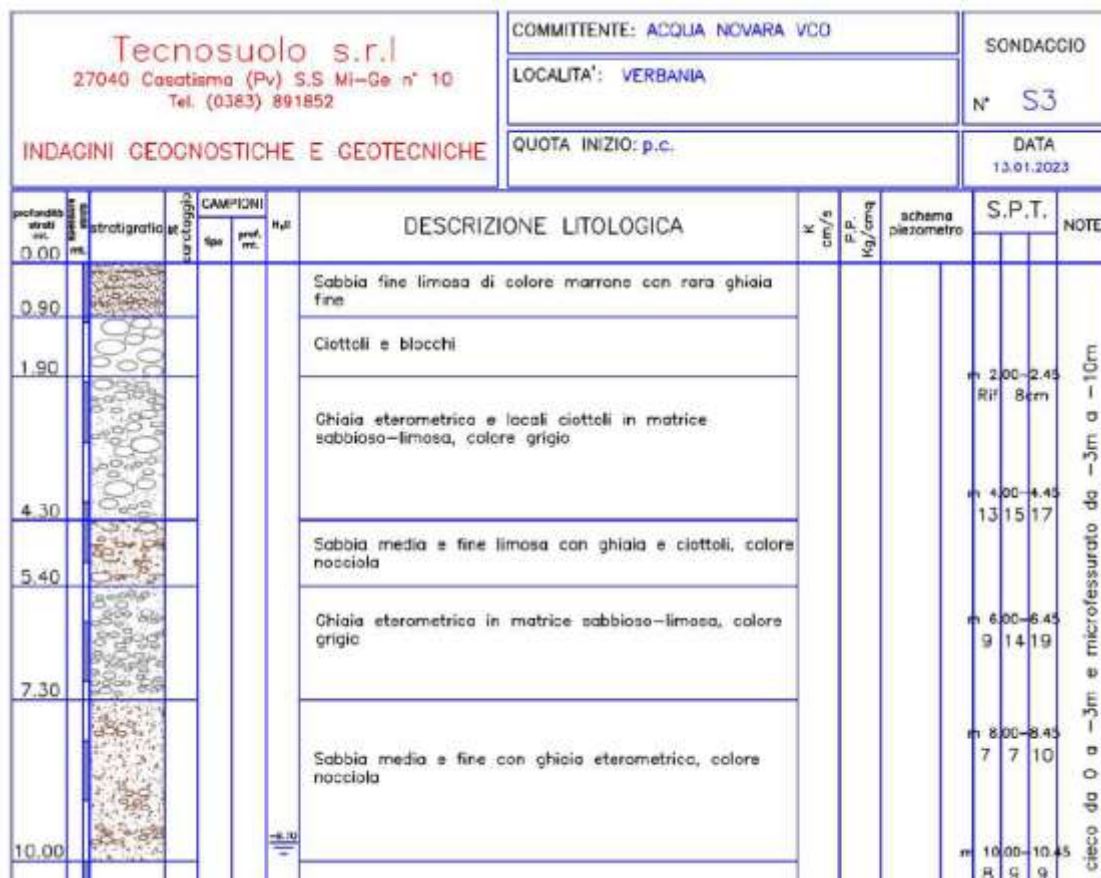


Figura 7 Stratigrafie dei sondaggi effettuati presso via Veneto e Corso Europa a Verbania

## 2.2 Inquadramento idrogeologico e idrografico

Dal punto di vista idrogeologico, l'area in esame è caratterizzata dalla presenza di terreni alluvionali appartenenti ai conoidi dei torrenti San Bernardino e San Giovanni, costituiti da ghiaie e sabbie con livelli sabbiosi – argillosi. La falda freatica è contenuta nei depositi ghiaioso sabbiosi, poggianti su sedimenti fini impermeabili o su roccia, costituenti il letto di tale falda. L'oscillazione della falda è dovuta essenzialmente alla variazione del livello del Lago Maggiore e dal regime di portata dei Torrenti San Bernardino e San Giovanni, che alimentano la falda attraverso perdite di sub-alveo. La direzione di deflusso è prevalentemente NW-SE, con superficie piezometrica sub-parallela alla morfologia del conoide. La quota della falda è di circa 200 m s.l.m. sul lato ovest dell'intervento in progetto, mentre è prossima al livello del lago in corrispondenza del lato est dell'intervento. La permeabilità è assai variabile e fortemente condizionata dalla granulometria dei depositi, ma è comunque generalmente media o elevata.





Figura 9: Stralcio della Carta Geoidrologica allegata alla proposta Tecnica di Variante di PRGC di Verbania

Dal punto di vista idrografico, nell'area interessata dall'intervento, non sono presenti corsi d'acqua naturali o artificiali, fatto salvo il Torrente San Bernardino che scorre circa 700 metri a nord dell'intervento, senza alcun tipo di interferenza con il progetto in esame. Parte dell'opera è invece direttamente interferente col Lago Maggiore, con modalità descritte negli elaborati progettuali.

Il livello lacustre medio si attesta tra circa 193 e 194 m s.l.m., con massimi nei mesi autunnali e primaverili in occasione delle precipitazioni più abbondanti. La quota minima raggiungibile dal Lago è di circa 192.20 metri s.l.m., corrispondenti alla quota della soglia della diga di Miorina, posta presso Castelletto Sopra Ticino. Per quanto riguarda invece i livelli di massima, si cita il massimo livello raggiunto negli ultimi decenni pari a 197.94 m s.l.m. nell'ottobre del 2000.

Dalla Relazione geologica della Proposta Tecnica del Progetto Preliminare del PRG è stata estratta la seguente tabella con relativo commento.

#### Valutazione statistico-probabilistica dei livelli lacustri

La disponibilità dei dati per il periodo dal 1952 al 2000 (comprensivi quindi anche dei valori raggiunti nell'ultimo evento alluvionale) ha permesso di eseguire su di essi delle elaborazioni per definire le possibilità di piene a vari tempi di ritorno; la tabella risultante è la seguente:

ESTRAPOLAZIONE CON CORRELAZIONE DI GUMBELL SU DATI LIVELLI MASSIMI ANNUALI LAGO MAGGIORE									
TEMPO RITORNO (anni)	2.33	10	20	50	100	200	300	400	500
LIVELLI MASSIMI (m s.l.m.)	195.55	196.67	197.15	197.78	198.25	198.71	198.99	199.18	199.30

Secondo tale elaborazione il livello di 197.61 m s.l.m. avutosi nel 1993 deve considerarsi a tempo di ritorno quarantennale, mentre il livello di 197.94 dell'ottobre 2000 risulta riferibile ad un tempo di ritorno di circa 75 anni.

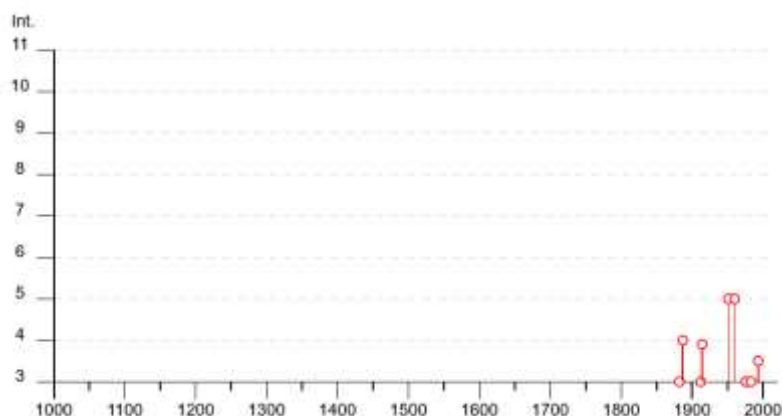
Figura 10: Stralcio della valutazione statistica-probabilistica dei livelli lacustri allegata alla proposta Tecnica di Variante di PRGC di Verbania

## 2.3 Inquadramento sismico locale

La consultazione del catalogo DBMI15, dal sito INGV, Locati M., Camassi R., Rovida A., Ercolani E., Bernardini F., Castelli V., Caracciolo C.H., Tertulliani A., Rossi A., Azzaro R., D'Amico S., Conte S., Rocchetti E., Antonucci A. (2019). Database Macrosismico Italiano (DBMI15), versione 2.0. Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV). <https://doi.org/10.13127/DBMI/DBMI15.2>) ha fornito i seguenti dati per il Comune di Verbania:

#### Verbania (Pallanza)

PlaceID IT\_04782  
Coordinate (lat, lon) 45.924, 8.552  
Comune (ISTAT 2015) Verbania  
Provincia Verbano-Cusio-Ossola  
Regione Piemonte  
Numero di eventi riportati 11



Effetti									
In occasione del terremoto del									
Int.	Anno	Me	Gi	Mo	Mi	Se	Area epicentrale	MMOP	Io Mw
3	1882	02	27	06	30		Valle Seriana	37	6-7 4.31
4	1887	02	23	05	21	5	Liguria occidentale	1511	9 6.27
3	1912	05	31	21	40		Canaveese	51	5-6 4.71
F	1914	10	27	09	22		Lucchesia	660	7 5.63
2	1920	09	07	05	15	4	Garfagnana	750	10 6.53
5	1951	05	15	22	54		Lodigiano	179	6-7 5.17
5	1960	03	23	23	10		Vallese	178	7 5.00
3	1976	05	06	20	00	1	Friuli	770	9-10 6.45
3	1976	05	15	09	21	1	Friuli	54	8-9 5.95
3	1983	11	09	16	29	5	Parmentese	850	6-7 5.04
3-4	1997	06	14	12	28	3	Val d'Aosta	129	5-6 4.34

Figura 11: Grafico e tabella delle intensità massime registrate in occasione degli eventi sismici accaduti nei dintorni di Verbania

Località	EQs	Distanza (km)
Intra	4	2
Baveno	3	4
Ariuzzo	1	4
San Bernardino Verbano (Santino)	1	5
Stresa	4	5
Laveno-Mombello (Laveno)	6	6
Miazzina	1	6
Caprezzo	1	6
Montello	1	6
Premana	2	7
Leggiano	1	8
Gignese	1	8
Sangiano	1	8
Aurano	1	9
Mergozzo	1	9
Caravate	2	9
Brovello	1	9
Gravellona Toce	1	9
Castelveccana (Pessina)	1	10

Figura 12: Tabella degli eventi sismici accaduti nei dintorni di Verbania

Il quadro delle zone sismogenetiche, tratto dal sito del Gruppo Nazionale per la Difesa dei terremoti, è rappresentato nella seguente carta, in riferimento alla quale l'area in esame si colloca nella zona background, con  $M_s < 5.0$ .

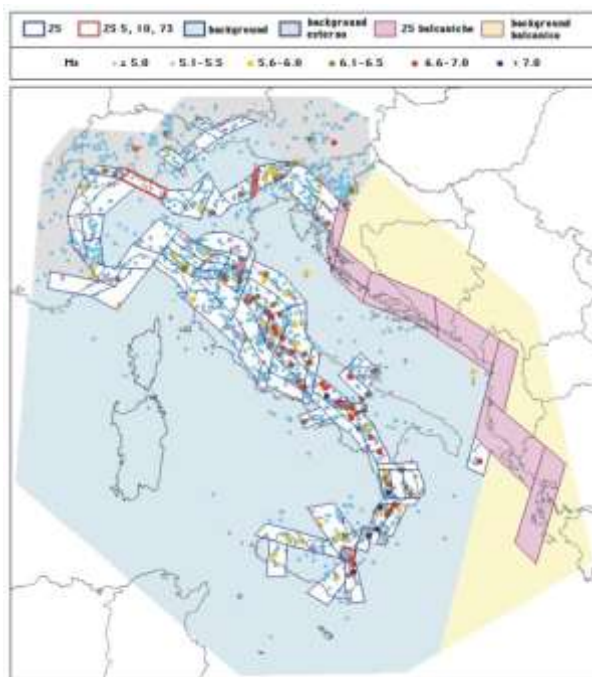


Figura 13: Zone sismogenetiche

Nel catalogo DISS dell'INGV (*Basili R., G. Valensise, P. Vannoli, P. Burrato, U. Fracassi, S. Mariano, M.M. Tiberti, E. Boschi (2008), The Database of Individual Seismogenic Sources (DISS), version 3: summarizing 20 years of research on Italy's earthquake geology, Tectonophysics; doi:10.1016/j.tecto.2007.04.014*) sono riportati i seguenti elementi relativi alle sorgenti potenziali di terremoti con magnitudo maggiore di 5.5.

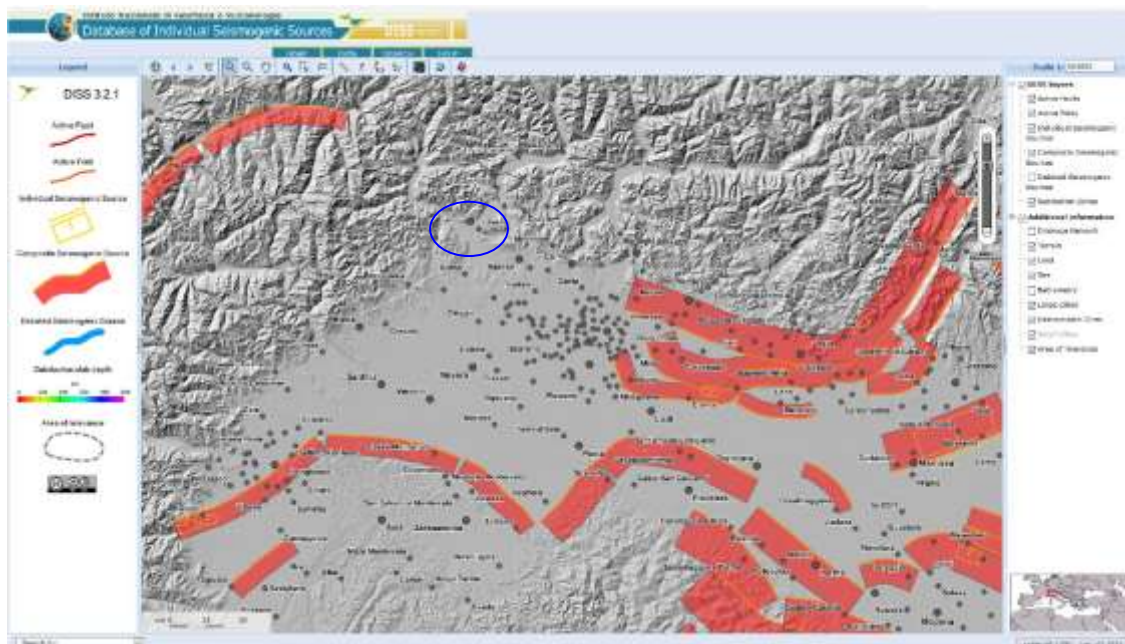


Figura 14: Principali sorgenti potenziali di terremoti



## 2.4 Indagini sviluppate in sito

Le indagini eseguite in sito, effettuate dalla ditta Tecnosuolo sono consistite in 2 sondaggi a carotaggio continuo e 2 stendimenti MASW, oltre che 4 pozzetti stratigrafici lungo il percorso per i campionamenti ambientali.

Durante l'esecuzione dei sondaggi sono state eseguite 12 prove SPT e sono stati prelevati: n.1 campione indisturbato di terreno tramite fustella Shelby in acciaio inox nel sondaggio SA, nell'unico livello di materiali fini riscontrato, e n. 10 campioni rimaneggiati nei terreni granulari, da sottoporre a prove geotecniche di laboratorio (SA: peso di volume, limiti di *Atterberg*, resistenza al taglio "di picco", prova di consolidazione edometrica; SB: granulometria per setacciatura e sedimentazione).

Sono state inoltre effettuate anche 2 prove di permeabilità *Lefranc* nei sondaggi SA e SB.

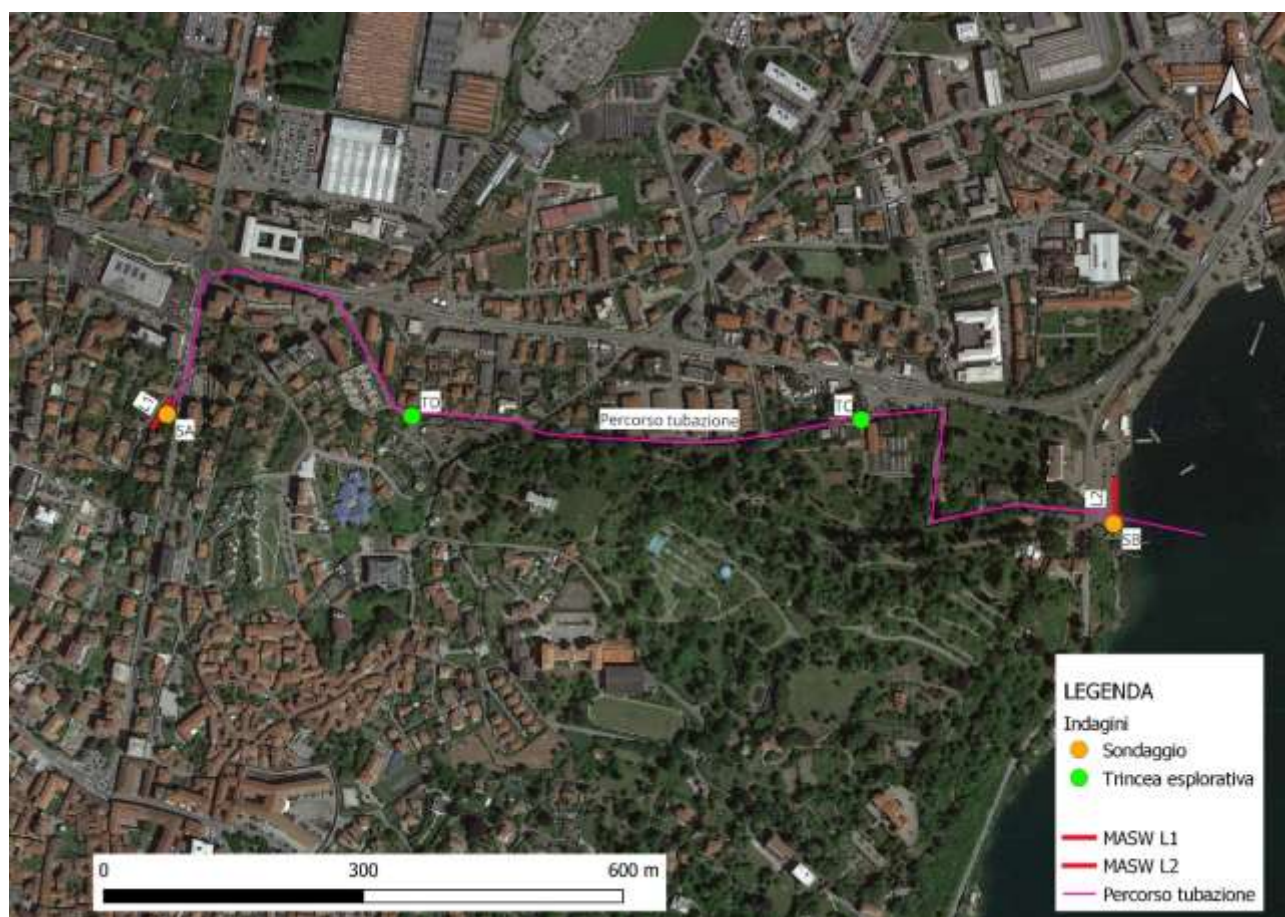


Figura 15: Planimetria delle indagini effettuate



## 2.5 Risultati delle indagini

### 2.5.1 Tracciato della tubazione

Lungo il tracciato della tubazione in progetto sono state scavate 4 trincee esplorative che hanno restituito le seguenti stratigrafie:



Figura 16: Stratigrafia trincea TA



Figura 17: Stratigrafia trincea TB

TRINCEA

N° TC

DATA

19.03.2024

profondità strati mt.	spessore strati mt.	stratigrafia	CAMPIONI carotaggio	H <sub>2</sub> O	DESCRIZIONE LITOLOGICA	K cm/s	P.P. Kg/cm <sup>2</sup>	NOTE
0.00								
0.50					Ghiaia e ciottoli con sabbia da grossolana a fine, colore grigio.			
			0.00 △ 0.70					
			0.70 △ 1.50		Sabbia media e fine limosa con ghiaia eterometrica e locale presenza materiale biancastro.			
2.00			1.50 △ 2.00					

Figura 18: Stratigrafia trincea TC

TRINCEA

N° TD

DATA

19.03.2024

profondità strati mt.	spessore strati mt.	stratigrafia	CAMPIONI carotaggio	H <sub>2</sub> O	DESCRIZIONE LITOLOGICA	K cm/s	P.P. Kg/cm <sup>2</sup>	NOTE
0.00								
0.20					Asfalto.			
			0.00 △ 0.50					
			0.50 △ 1.00		Sabbia media e fine di colore nocciola con ghiaia media e fine.			
1.50			1.00 △ 1.50					

Figura 19: Stratigrafia trincea TD

Le trincee scavate in sito, lungo il percorso della tubazione in progetto, con profondità medie comprese tra i 1,5 e i 2 metri da p.c. hanno permesso di caratterizzare i terreni dal punto di vista litologico. Fatta salva la trincea TA, caratterizzata da depositi di riporto, i terreni presenti sono generalmente costituiti da sabbie e ghiaie di colore nocciola localmente limose.

## 2.5.2 Impianto di potabilizzazione

### STRATIGRAFIA

Nel settore coincidente con il nuovo impianto di potabilizzazione delle acque è stato effettuato il sondaggio SA, che ha restituito la seguente stratigrafia:

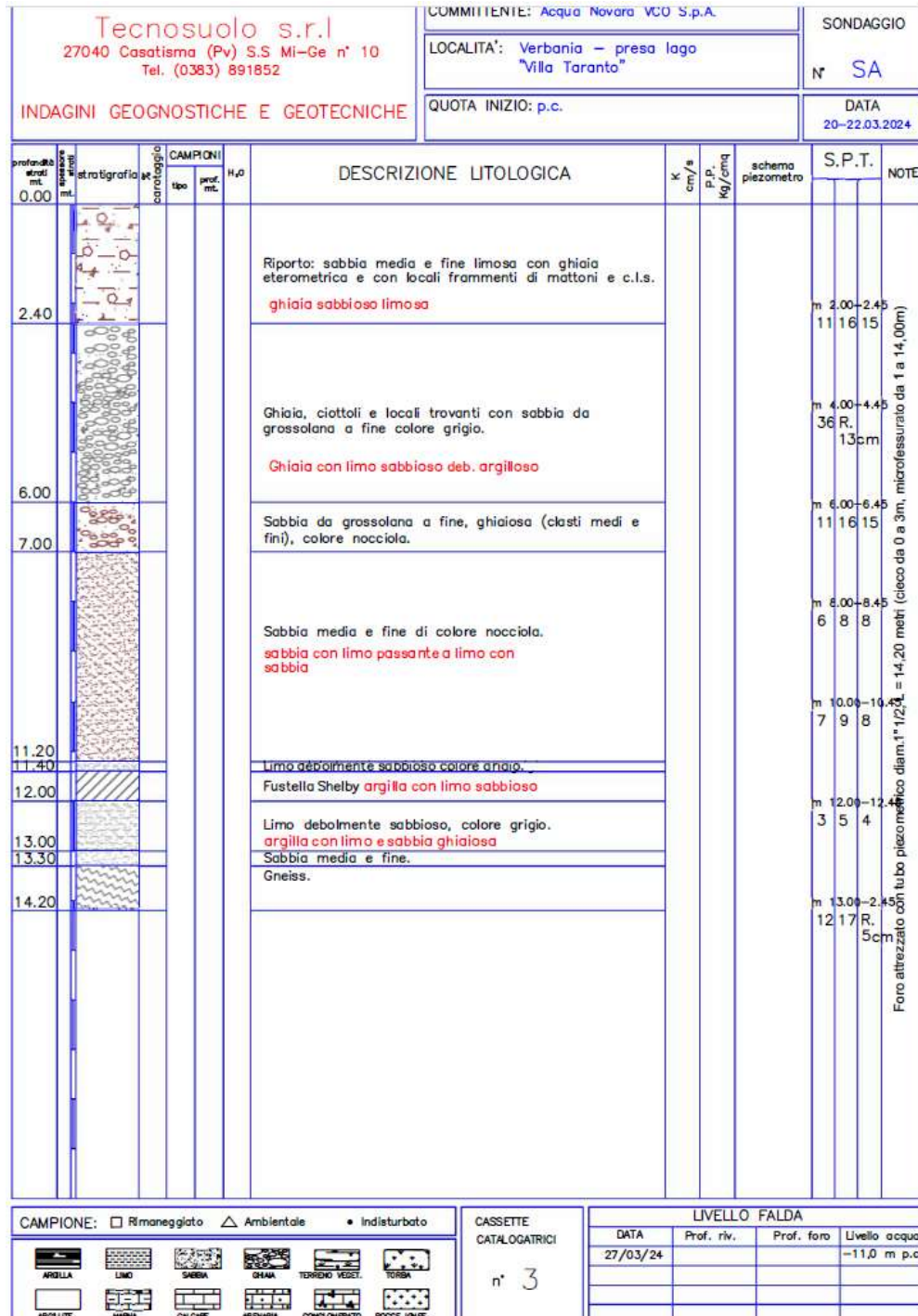


Figura 20: Stratigrafia sondaggio SA – in rosso le descrizioni AGI dalle analisi granulometriche

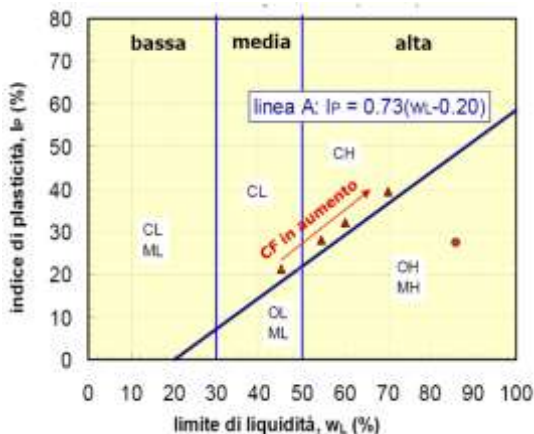
## GRANULOMETRIE

Si riporta una sintesi delle prove granulometriche effettuate in laboratorio

Parametri	Fisici	-- SA da 0 a 2	-- SA da 4 a 5	-- SA da 8 a 9	-- SA da 10 a 11	-- SA da 12 a 13	-- SA da 14 a 15
USCS	Ghiaia (%)	58,35	38,12	0,22	0,00	7,67	0,00
	Sabbia (%)	27,11	18,48	61,56	45,95	28,09	22,77
	Fine (%)	14,54	43,40	38,22	54,05	64,24	77,23
	Nome	N.E	N.E	N.E	N.E	N.E	MH
CNR UNI	Nome	N.E	N.E	N.E	N.E	N.E	A7-5
AG	Qotoli (%)		39,93				
	Ghiaia (%)	63,80	41,75	0,26	0,00	10,25	0,00
	Sabbia (%)	21,74	15,89	63,07	48,15	25,82	22,82
	Limo (%)	13,41	36,45	33,99	50,57	27,43	30,00
	Argilla (%)	1,05	5,91	2,68	1,28	36,50	47,18

Figura 21: Tabella di sintesi delle granulometrie

## LIMITI DI ATTERBERG



M = limi  
C = argille  
O = sostanze organiche  
L = bassa plasticità  
H = alta plasticità

ML	Limi inorganici da bassa a media plasticità
CL	Argille inorganiche da bassa a media plasticità
OL	Limi e argille organiche di bassa plasticità
MH	Limi inorganici di alta plasticità
CH	Argille inorganiche di alta plasticità
OH	Argille organiche da media a alta plasticità

Figura 22: Grafico tra indici di plasticità e liquidità

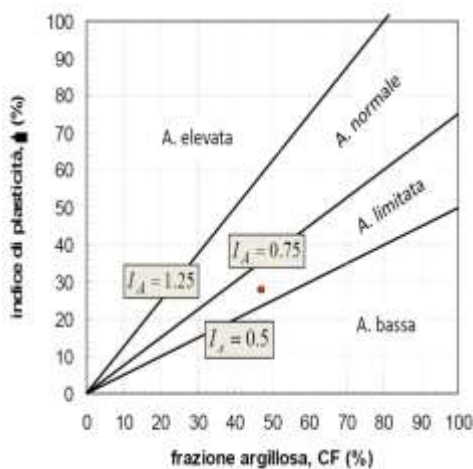


Figura 23: Grafico tra indici di plasticità e frazione argillosa

Dai risultati di laboratorio il terreno si classifica come argilla limosa inorganica ad alta plasticità ed attività limitata.

			0-2 m	4-5 m	8-9 m	10-11 m	12-13 m	11.4 -12 m
			19.04.2024	19.04.2024	19.04.2024	19.04.2024	19.04.2024	19.04.2024
Limite Liquido	(WL)	%	-	-	-	-	-	86
Limite Plastico	(WP)	%	-	-	-	-	-	58
Indice di Plasticità	(IP)	%	-	-	-	-	-	28
Indice di Gruppo	(IG)		-	-	-	-	-	19
AGI			Ghiaia sabbioso limosa	Ghiaia con limo sabbioso debolmente argilloso	Sabbia con limo	Limo con sabbia	Argilla con limo e sabbia ghiaiosa	Argilla con limo sabbioso

Figura 24: Tabella di sintesi delle granulometrie

## PERMEABILITA' DEL TERRENO

Si riportano i risultati della prova *Lefranc* effettuata nel sondaggio SA

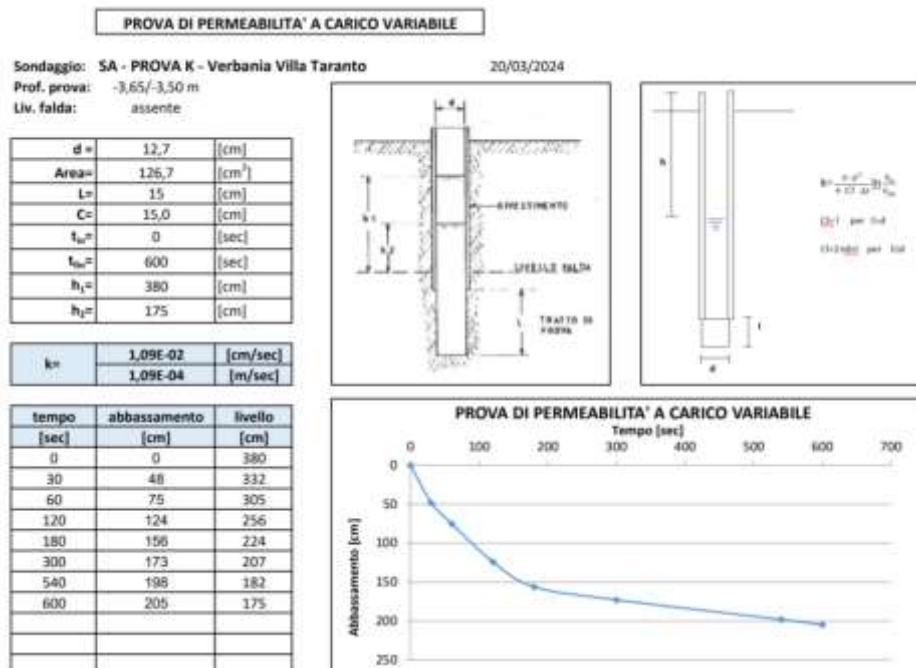


Figura 25: Risultati della Prova Lefranc



Coefficiente di permeabilità K (m/s)		10 <sup>1</sup>	10 <sup>0</sup>	10 <sup>-1</sup>	10 <sup>-2</sup>	10 <sup>-3</sup>	10 <sup>-4</sup>	10 <sup>-5</sup>	10 <sup>-6</sup>	10 <sup>-7</sup>	10 <sup>-8</sup>	10 <sup>-9</sup>	10 <sup>-10</sup>	10 <sup>-11</sup>
Granulometria	Omogenea	Ghiaia			Sabbia		Sabbia fine			Silt		Argilla		
	Varia	Ghiaia grossa e media		Ghiaia e sabbia		Sabbia con argilla e limi								
Gradi di permeabilità		ELEVATA			BUONA			BASSA			NULLA			
Tipi di formazioni		PERMEABILI						SEMI-PERMEABILI				IMPERMEABILI		

(G. Castany, 1963)

Figura 26: Tabella dei coefficienti di permeabilità secondo Castany, 1963

I terreni hanno una permeabilità di  $1.09 \cdot 10^{-4}$  m/s, valutabile come BUONA secondo Castany, 1963.

## ELABORAZIONE PROVE SPT

### SPT SA

Litologia	Prof.	N	CB	CS	CR	N <sub>60</sub>	peso terreno	tensione totale	pressione neutra	tensione efficace	CN	N <sub>160</sub>
	m	N	65-115	Mohan			t/mc	t/mq	t/mq	Kg/cm <sup>2</sup>		
Ghiaia sabbioso limosa	2.00	31	1	0.75	0.75	17	1.86	3.72	0.00	0.37	1.26	22
Ghiaia con limo sabbioso	4.00	R	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Sabbia ghiaiosa	6.00	31	1	0.75	0.95	22	1.90	12.70	0.00	1.27	0.92	20
Sabbia con limo	8.00	16	1	0.75	0.95	12	1.75	16.20	0.00	1.62	0.76	9
Limo con sabbia	10.00	17	1	0.75	1.00	13	1.76	19.71	0.00	1.97	0.67	9
Argilla con limo	12.00	9	1	0.75	1.00	7	1.61	22.94	1.00	2.19	0.63	4
Gneiss	13.00	R	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Figura 27: Tabella risultati prove SPT

n.	Interpretazione Litologica	Prof. m	N <sub>160</sub>	γ KN/m <sup>3</sup>	D <sub>R</sub> %	Φ° De Mello	Φ° Wolff/RBS	E kg/cm <sup>2</sup> Sch. / Mez	E25 kg/cm <sup>2</sup> Stroud	M kg/cm <sup>2</sup> Mezenbach
1	Ghiaia sabbioso limosa	2.00	22	18.6	59	29.1	33.4	209	95	220
2	Ghiaia con limo sabbioso	4.00	R	-	-	-	-	-	-	-
3	Sabbia ghiaiosa	6.00	20	19.0	49	29.1	33.0	265	114	269
4	Sabbia con limo	8.00	9	17.5	35	26.4	26.7	88	71	92
5	Limo con sabbia	10.00	9	17.6	35	26.3	26.3	92	74	95
6	Argilla con limo	12.00	4	16.1	25	23.7	23.0	51	45	68
7	Gneiss	13.00	R	-	-	-	-	-	-	-

Figura 28: Tabella Elaborazioni prove SPT

## PROVE DI LABORATORIO

### PROVA DI TAGLIO

Si riporta di seguito la sintesi dei risultati delle prove di taglio:

Parametri Meccanici		-- SA da 11,4 a 12
TD picco	c (kPa)	24,49
	f (°)	24,60

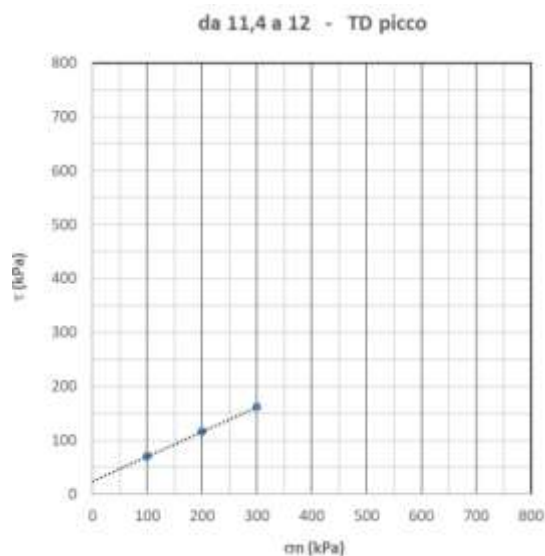


Figura 29: Risultati prova di taglio

#### PROVA EDOMETRICA

Utilizzando il metodo grafico di Casagrande, riportato di seguito, si ottiene il valore della pressione di preconsolidazione, pari a 200 kPa, a fronte di una tensione verticale efficace, alla profondità di 11.5 m pari a 207 kPa.

Il rapporto  $\sigma'_p / \sigma'_{v0}$  risulta pari a 0.97, ad indicare un terreno normalconsolidato.

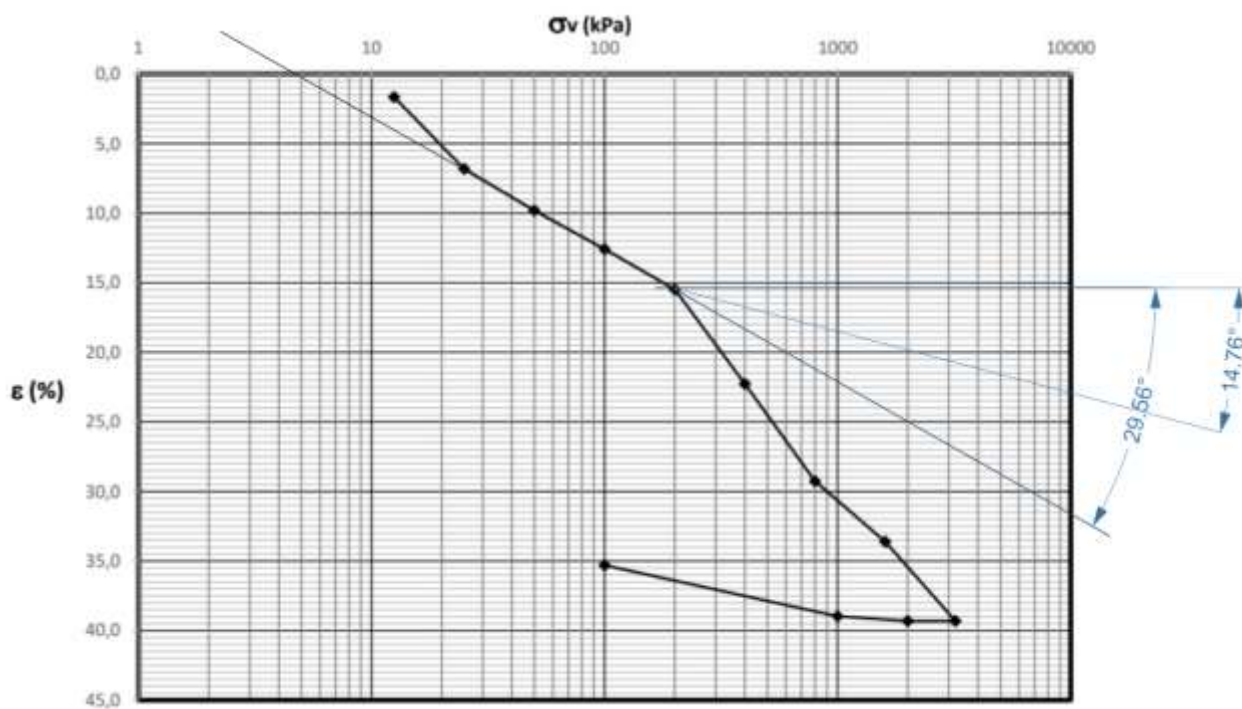


Figura 30: Risultati prova edometrica

## 2.5.3 Impianto di presa a lago

### STRATIGRAFIA

Nel settore presso il parcheggio di Villa Taranto, sul lungolago dove verrà posta l'opera di captazione delle acque, è stato effettuato il sondaggio SB, che ha restituito la seguente stratigrafia:

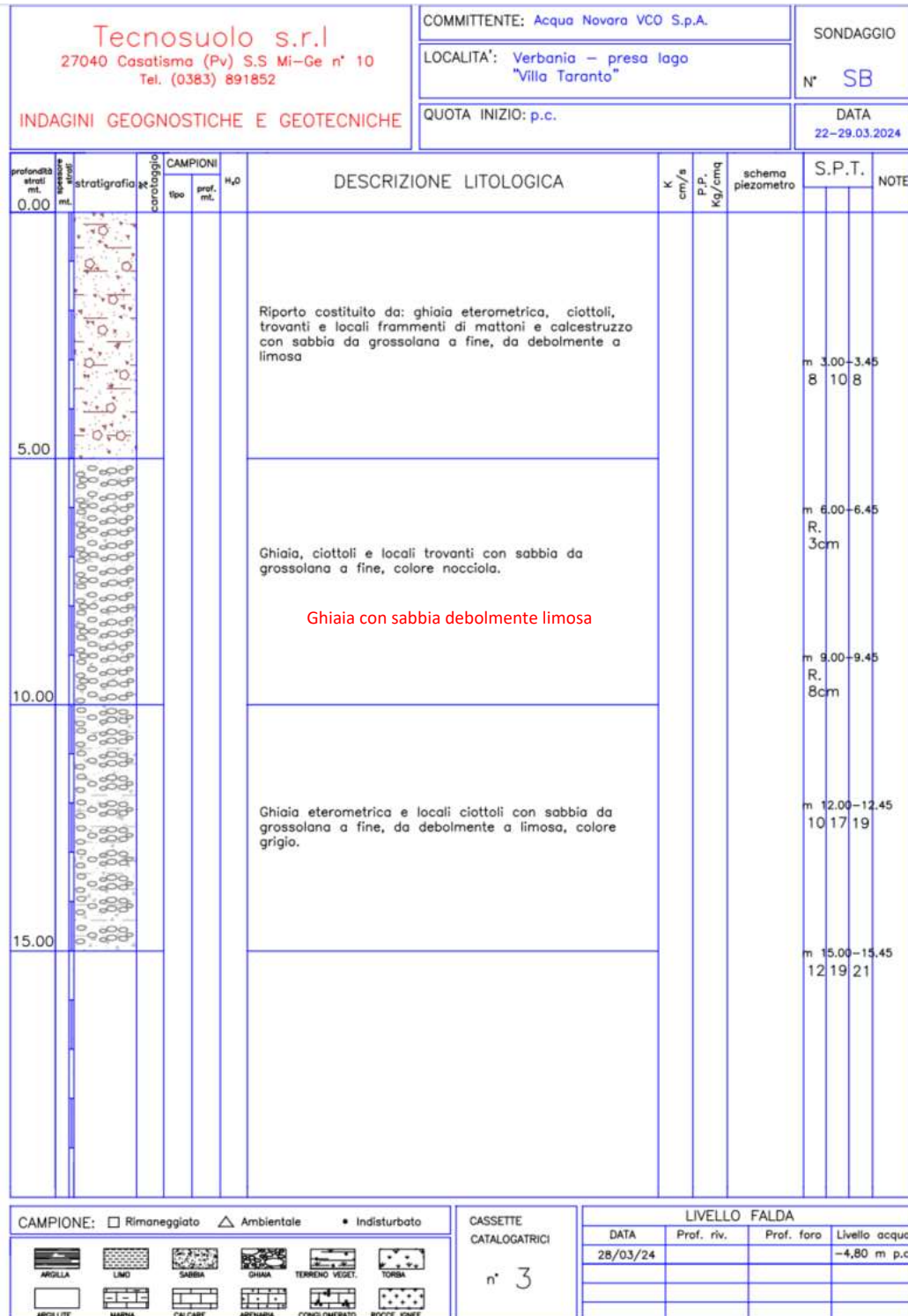


Figura 35: Stratigrafia sondaggio SB

## GRANULOMETRIE

Si riporta una sintesi delle prove granulometriche effettuate in laboratorio

Parametri Fisici		-- SB	-- SB	-- SB	-- SB
		da 0 a 2	da 3 a 5	da 6 a 7	da 12 a 15
USCS	Ghiaia (%)	52,82	48,32	47,90	53,28
	Sabbia (%)	21,13	35,97	46,70	34,61
	Fine (%)	26,05	15,71	5,40	12,11
	Nome	N.E	N.E	N.E	N.E
ONRUNI	Nome	N.E	N.E	N.E	N.E
AGI	Qotoli (%)	29,03			
	Ghiaia (%)	57,18	54,67	52,59	59,20
	Sabbia (%)	16,92	29,74	42,05	28,76
	Limo (%)	23,43	13,30	5,22	10,39
	Argilla (%)	2,47	2,29	0,14	1,65

Figura 36: Tabella di sintesi delle granulometrie

## SINTESI DEI RISULTATI

		0-2 m	3-5 m	6-7 m	12-15 m
		19.04.2024	19.04.2024	19.04.2024	19.04.2024
AGI		<i>Ghiaia limoso sabbiosa con tracce di argilla</i>	<i>Ghiaia con sabbia limosa con tracce di argilla</i>	<i>Ghiaia con sabbia debolmente limosa</i>	<i>Ghiaia con sabbia limosa</i>

Figura 37: Tabella di sintesi delle litologie

## PERMEABILITA' DEL TERRENO

Si riportano i risultati della prova *Lefranc* effettuata nel sondaggio SB.

PROVA DI PERMEABILITA' A CARICO VARIABILE

Sondaggio: SB - PROVA K - Verbania Villa Taranto

22/03/2024

Prof. prova: -3,0/-3,15 m

Liv. falda: assente

d =	12,7	[cm]
Area =	126,7	[cm <sup>2</sup> ]
L =	15	[cm]
C =	15,0	[cm]
t <sub>0</sub> =	0	[sec]
t <sub>60</sub> =	600	[sec]
h <sub>1</sub> =	330	[cm]
h <sub>2</sub> =	223	[cm]

k =	5,52E-03	[cm/sec]
	5,52E-05	[m/sec]

tempo [sec]	abbassamento [cm]	livello [cm]
0	0	330
30	33	297
60	51	279
120	75	255
180	86	244
300	98	232
540	105	225
600	107	223

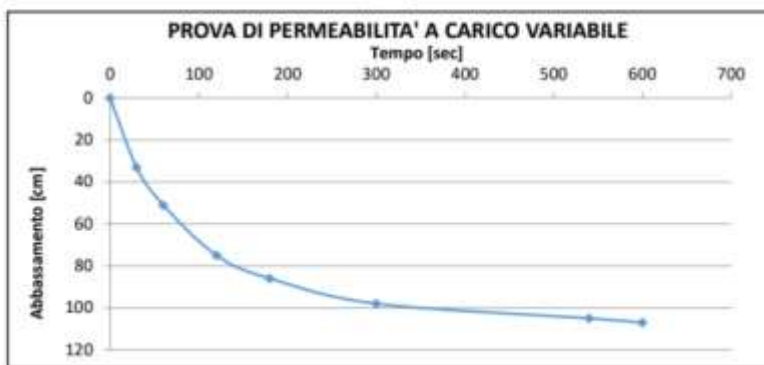
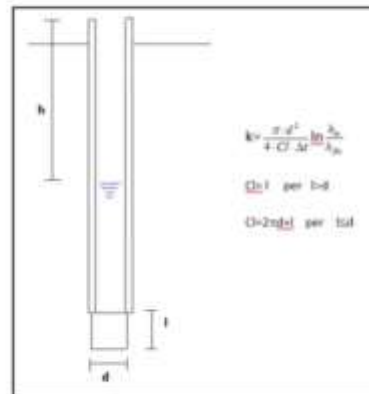
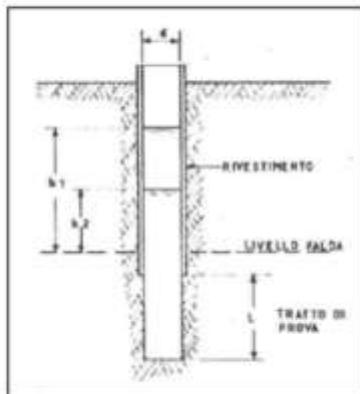


Figura 38: Risultati della Prova Lefranc

Coefficiente di permeabilità K (m/s)		10 <sup>7</sup>	10 <sup>6</sup>	10 <sup>-1</sup>	10 <sup>-2</sup>	10 <sup>-3</sup>	10 <sup>-4</sup>	10 <sup>-5</sup>	10 <sup>-6</sup>	10 <sup>-7</sup>	10 <sup>-8</sup>	10 <sup>-9</sup>	10 <sup>-10</sup>	10 <sup>-11</sup>	
Granulometria	Omogenea	Ghiaia			Sabbia		Sabbia fine			Silt		Argilla			
	Varia	Ghiaia grossa e media		Ghiaia e sabbia			Sabbia con argilla e limi								
Gradi di permeabilità		ELEVATA				BUONA			BASSA			NULLA			
Tipi di formazioni		PERMEABILI						SEMI-PERMEABILI					IMPERMEABILI		

(G. Castany, 1963)

Figura 39: Tabella dei coefficienti di permeabilità secondo Castany, 1963

I terreni hanno una permeabilità di  $5.52 \cdot 10^{-5}$  m/s, tra BUONA e BASSA secondo Castany, 1963

## ELABORAZIONE PROVE SPT

### SPT SB

Litologia	Prof.	N	CB	CS	CR	N <sub>60</sub>	peso terreno	tensione totale	pressione neutra	tensione efficace	CN	N1 <sub>60</sub>
	m	N	65-115	Mohan			t/mc	t/mq	t/mq	Kg/cm <sup>2</sup>		
Riporto	3.00	18	1	0.75	0.75	10	1.72	5.17	0.00	0.52	1.19	12
Ghiaia con sabbia	6.00	R	-	-	-	-	-	-	-	-	-	R
Ghiaia con sabbia	9.00	R	-	-	-	-	-	-	-	-	-	R
Ghiaia con sabbia	12.00	36	1	0.75	1.00	27	1.93	26.43	7.40	1.90	0.77	21
Ghiaia con sabbia	15.00	40	1	0.75	1.00	30	1.95	32.27	10.40	2.19	0.72	22

Figura 40: Tabella risultati prove SPT



n.	Interpretazione Litologica	Prof. m	N <sub>160</sub>	γ KN/m <sup>3</sup>	D <sub>R</sub> %	Φ <sup>°</sup> De Mello	Φ <sup>°</sup> Wolff	E Schmertmann kg/cm <sup>2</sup>	E25 Stroud kg/cm <sup>2</sup>	M Mezenbach kg/cm <sup>2</sup>
1	Riporto	2.00	12	17.2	40	26.9	30.6	-	-	-
2	Ghiaia con sabbia	4.00	R	-	-	-	-	-	-	-
3	Ghiaia con sabbia	6.00	R	-	-	-	-	-	-	-
4	Ghiaia con sabbia	8.00	21	19.3	51	29.2	33.1	324	133	358
5	Ghiaia con sabbia	10.00	22	19.5	52	29.3	33.3	360	145	393

Figura 41: Tabella Elaborazioni prove SPT

## 2.6 Modello geotecnico del terreno

Le Norme Tecniche richiedono, per la scelta dei valori caratteristici, un procedimento in due fasi:

Identificazione dei parametri appropriati al progetto: in caso di modesti volumi coinvolti è preferibile ricorrere al  $\phi_{cv}$  mentre con grandi volumi di terreno coinvolti, può essere utilizzato il valore del  $\phi'$ ;

Valutazione dei valori caratteristici: valori prossimi ai valori medi quando nello stato limite considerato è coinvolto un elevato volume di terreno, con compensazione delle eterogeneità, o quando la struttura a contatto con il terreno è dotata di sufficiente rigidità; valori prossimi ai minimi invece sono giustificati quando sono coinvolti modesti volumi di terreno, con concentrazione delle deformazioni nelle porzioni di terreno meno resistenti del volume significativo o in caso di strutture non sufficientemente rigide.

Il calcolo dei valori caratteristici è stato effettuato con la seguente formula, valida con pochi dati (media ignota e variabilità nota o estrapolabile), per grandi volumi di rottura (5° percentile di distribuzione della media -  $\phi'_k$ ):

$$x_k = \bar{x} - 1.645 \left( \frac{\sigma}{\sqrt{n}} \right)$$

$\bar{x}$  con barra valore medio del parametro geotecnico;

$\sigma$  deviazione standard;

$n$  numero campioni;

il coefficiente di variazione, ottenuto dal rapporto tra deviazione standard e parametro medio, è stato valutato in base alle indicazioni di bibliografia ed al numero di dati disponibili;

$X = -1.645$ : valore fissato dall'EC7, corrispondente a una probabilità di non superamento del 5% in una distribuzione Gaussiana.

Per la stima dei valori caratteristici  $E$  ed  $M$ , è stato utilizzato il parametro medio

Per la stima dei valori caratteristici della coesione, per grandi volumi di rottura e pochi dati, si utilizza la formula di Cox, con un COV pari al 30% e media campione uguale al valore del singolo dato o media popolazione:

$$L_{1-\alpha}(\bar{Y}, S^2) = \bar{Y} + \frac{S^2}{2} \pm z_{1-\alpha/2} * \sqrt{\frac{S^2}{n} + \frac{S^4}{2(n-1)}}$$

### 2.6.1 Impianto di potabilizzazione

Il sottosuolo in esame è caratterizzato dalla presenza di sedimenti medio - grossolani (ghiaie e sabbie) con buone caratteristiche geotecniche, fino ad una profondità di circa 6 – 7 metri, al di sotto di uno strato di terreni di riporto con spessore di circa 2,5 metri. Al di sotto dei sedimenti grossolani troviamo terreni sabbiosi

con discrete caratteristiche geotecniche fino a circa 11 metri, seguiti da argille limose con scarse proprietà geotecniche.

La parametrizzazione geotecnica relativa all'impianto di potabilizzazione risulta la seguente:

n.	Interpretazione Litologica	N <sub>160</sub>	$\gamma_{med}$ KN/m <sup>3</sup>	$\Phi'^{med}$ De Mello	$\Phi'^{med}$ Wolff/RBS	COV	$\Phi'^k$ De Mello	$\Phi'^k$ Wolff/RBS	E <sub>med</sub> kg/cm <sup>2</sup>	E <sub>25 med</sub> kg/cm <sup>2</sup>	M med kg/cm <sup>2</sup>	C <sub>k</sub> (KPa)
1	Ghiaia sabbiosa/ sabbia ghiaiosa	21	18.8	29.1	33.2	6	27	31	237	104	244	-
2	Sabbia con limo/ limo con sabbia	9	17.5	26.3	26.5	7	24	24	90	72	93	-
3	Argilla con limo	4	16.1	24.1	23.8	5	23	23	51	45	68	14

Figura 30: Tabella dei parametri dei terreni

Al fine di ottenere i valori della Vs30 del sito oggetto di intervento è stata effettuata un'indagine sismica MASW, indicata in carta come L1, di cui si riporta i risultati.

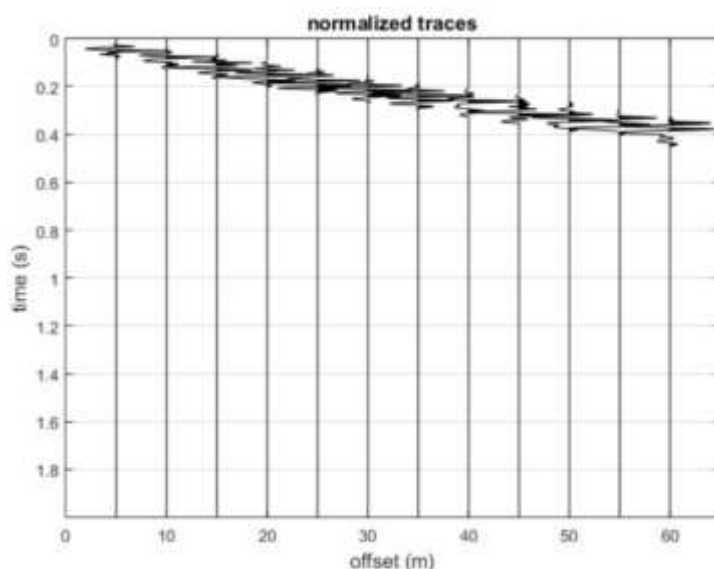


Figura 31: Sismogramma ZVF

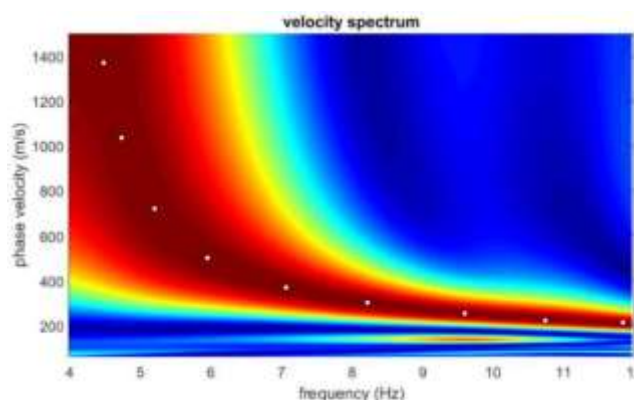


Figura 32: Spettro di velocità

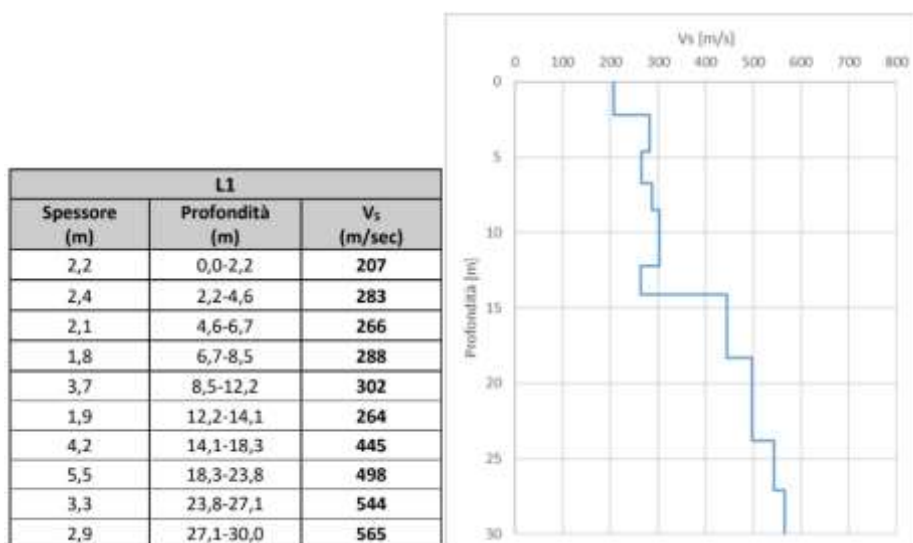


Figura 33: Tabella e diagramma delle velocità

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Figura 34: Categorie di sottosuolo

Il sottosuolo è formato da un terreno di tipo C con categoria topografica T1.

## 2.6.2 Impianto di presa a lago

Il sottosuolo in esame è caratterizzato dalla presenza di sedimenti medio - grossolani (ghiaie e sabbie) con buone caratteristiche geotecniche, al di sotto di uno strato di terreni di riporto con spessore di circa 5 metri. La parametrizzazione geotecnica risulta la seguente:

n.	Interpretazione Litologica	N1 <sub>60</sub>	γ <sub>med</sub> KN/m <sup>3</sup>	Φ° <sub>med</sub> De Mello	Φ° <sub>med</sub> Wolff	COV	Φ° <sub>k</sub> De Mello	Φ° <sub>k</sub> Wolff	E <sub>med</sub> Sch kg/cm <sup>2</sup>	E <sub>25</sub> med Str kg/cm <sup>2</sup>	M med Mez kg/cm <sup>2</sup>
1	Riporto	12	17.2	26.9	30.6	8	23	27	-	-	-
2	Ghiaia con sabbia	21	19.4	29.2	33.2	6	27	31	342	139	375

Figura 42: Tabella dei parametri dei terreni

Al fine di ottenere i valori della Vs30 del sito oggetto di intervento è stata effettuata un'indagine sismica MASW, indicata in carta come L2, di cui si riporta i risultati.

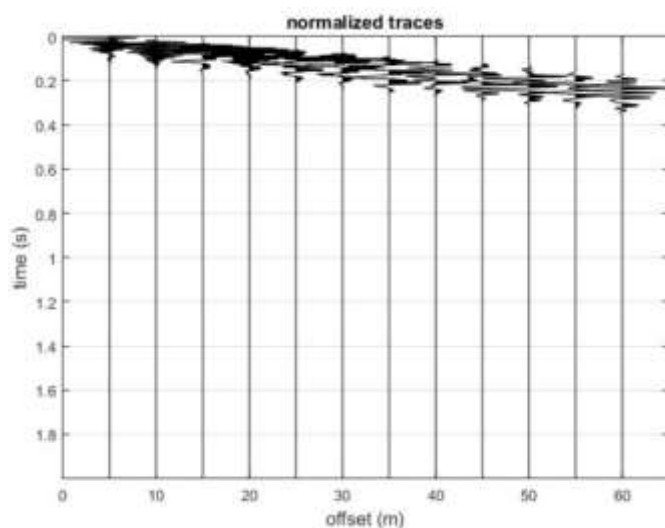


Figura 43: Sismogramma ZVF

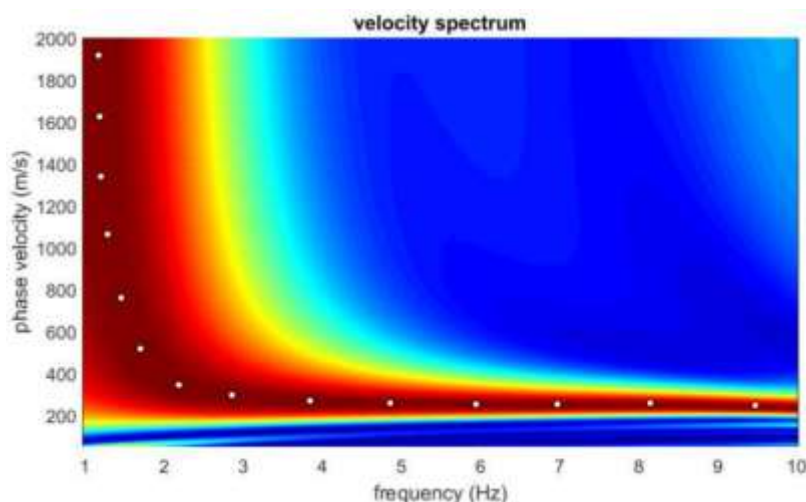


Figura 44: Spettro di velocità

L2		
Spessore (m)	Profondità (m)	$V_s$ (m/sec)
1,2	0,0-1,2	176
2,2	1,2-3,4	231
2,4	3,4-5,8	212
3,9	5,8-9,7	264
5,7	9,7-15,4	363
4,7	15,4-20,1	387
5,4	20,1-25,5	413
4,5	25,5-30,0	457

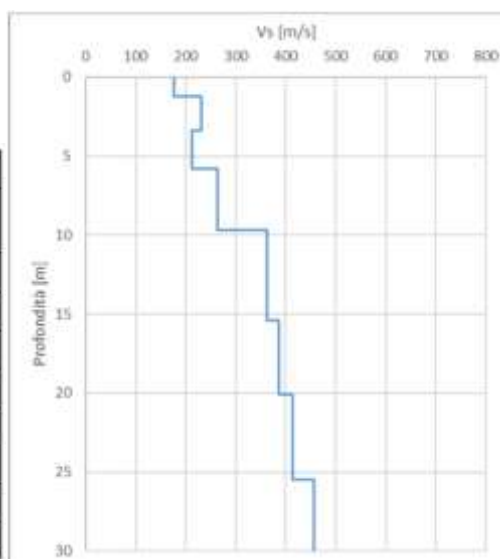




Figura 45: Tabella e diagramma delle velocità

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.</i>
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.</i>
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.</i>
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.</i>
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.</i>

Figura 46: Categorie di sottosuolo

Il sottosuolo è formato da un terreno di tipo C con 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 Pallanza (VB):

Longitudine (WGS84) :	8.551974 ° Est	Classe d'uso :	IV ( $C_u = 2$ )
Latitudine (WGS84) :	45.926913 ° Nord	Vita di riferimento :	$V_R \geq 100$ anni
Vita nominale :	$V_N \geq 50$ anni		

SLATO LIMITE	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_o$ [-]	$T_C^*$ [s]
SLO	60	0.022	2.550	0.185
SLD	101	0.02698	2.5980	0.2093
SLV	949	0.05212	2.7332	0.3015
SLC	1950	0.061	2.829	0.317

## 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 e dei liquidi contenuti nei manufatti sono previste specifiche analisi sia in condizioni statiche che sismiche, come riportato negli appositi capitoli:

- 4.6 Spinte delle terre
- 4.7 Spinte dei liquidi contenuti

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  $\psi_0$ ; 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  $\psi$  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 g1/g2: Pesi propri strutturali e carichi permanenti

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

##### **Pesi propri strutturali**

Calcestruzzo	=	25.00 kN/m <sup>3</sup>
Acciaio	=	78.50 kN/m <sup>3</sup>

##### **Carichi permanenti**

Peso proprio terreno	=	20.00 kN/m <sup>3</sup>
Peso proprio acqua	=	10.00 kN/m <sup>3</sup>
Peso proprio liquami	=	11.00 kN/m <sup>3</sup>
Permanente macchionari	=	secondo schede tecniche

#### 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/m<sup>2</sup>, stimato considerando un normale affollamento di personale per la manutenzione nel manufatto.
- Azioni variabili dovute alle tubazioni e al valvolame: 3 kN/m<sup>2</sup>, stimato cautelativamente dividendo il peso degli elementi più pesanti sulla superficie di riferimento, e considerato sull'intera superficie.

##### **Carichi variabili sulle solette**

Alcuni manufatti presentano delle solette di copertura che, trovandosi all'interno di un'area che prevede la circolazione di veicoli di servizio e manutenzione, possono essere interessate da carichi variabili da traffico. A scopo cautelativo sono state considerate le azioni variabili da traffico indicate al paragrafo 5.1.3.3.5 delle NTC2018; in particolare quelli relativi allo schema di carico 1, corsia n.1, che prevede un carico distribuito di 9 kN/m<sup>2</sup> e 4 carichi concentrati di 150 kN e schema di carico 2, che prevede soltanto due carichi concentrati, di entità pari a 200 kN su impronta 60x35 cm, collocati a distanza di 2 m.

#### 4.3 qk2: Azioni della neve

Il carico variabile dovuto all'azione della neve è stato valutato con riferimento al par. 3.4 delle NTC 2018. È stato determinato il valore di riferimento del carico neve al suolo, che per la Zona I e altitudine circa 200 m s.l.m. ha un valore  $q_{sk} = 1,50$  kN/m<sup>2</sup>. Considerando le strutture presenti, tutte con coperture ad una falda ed inclinazione inferiore a 30°, mediante la tabella 3.4.II è stato assunto un coefficiente di forma  $\mu_1 = 0,80$ .



Il coefficiente di esposizione  $C_E$  viene di valore unitario.

Analogamente il coefficiente termico  $C_T$  viene assunto come unitario mediante la tabella 3.4.I.

Il carico neve sulla copertura è quindi determinato con la seguente relazione:

$$q_s = q_{sk} * \mu_1 * C_E * C_T = 1,50 \text{ kN/m}^2 * 0,80 * 1,00 * 1,00 = 1,20 \text{ kN/m}^2$$

#### 4.4 qk3: Azioni del vento

L'azione del vento ha rilevanza per gli edifici tecnici con struttura in acciaio; essi infatti, avendo bassa massa sismica, risentono maggiormente delle azioni eoliche.

In particolare il calcolo viene esplicitato per l'opera che presenta la maggiore altezza dal livello del suolo, vale a dire l'edificio che ospita gli ispessitori, con un valore pari a circa 6 metri.

Le azioni vengono determinate con riferimento al paragrafo 3.3 delle NTC 2018, adottando i seguenti parametri:

Zona	:	1
Altitudine s.l.m.	:	$\approx 200 \text{ m}$
Classe rugosità	:	D
Distanza dalla costa	:	$> 30 \text{ Km}$
Categoria esposizione	:	II ( $k_r = 0,19 - z_0 = 0,05 \text{ m} - z_{\min} = 4 \text{ m}$ )
Altezza riferimento z	:	4,80 m circa
Coeff. forma $c_p$	:	0.80 (0.80 in pressione, 0.40 in depressione)
Coeff. topografia $c_t$	:	1
Coeff. dinamico $c_d$	:	1

$$v_b = v_{b,0} = 25 \text{ m/s}$$

$$q_b = 390 \text{ N/m}^2$$

$$c_e(z) = k_r^2 * c_t * \ln(z/z_0) * [7 + c_t * \ln(z/z_0)] = 2,03$$

$$p = q_b * c_e * c_p * c_d = 0.64 \text{ kN/m}^2 \text{ in pressione}$$

$$p = q_b * c_e * c_p * c_d = 0.32 \text{ kN/m}^2 \text{ in depressione}$$

Si assume arbitrariamente e cautelativamente il valore  $p = 1.00 \text{ kN/m}^2$  in pressione, e conseguentemente  $p = 0.50 \text{ kN/m}^2$  in depressione.

#### 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.

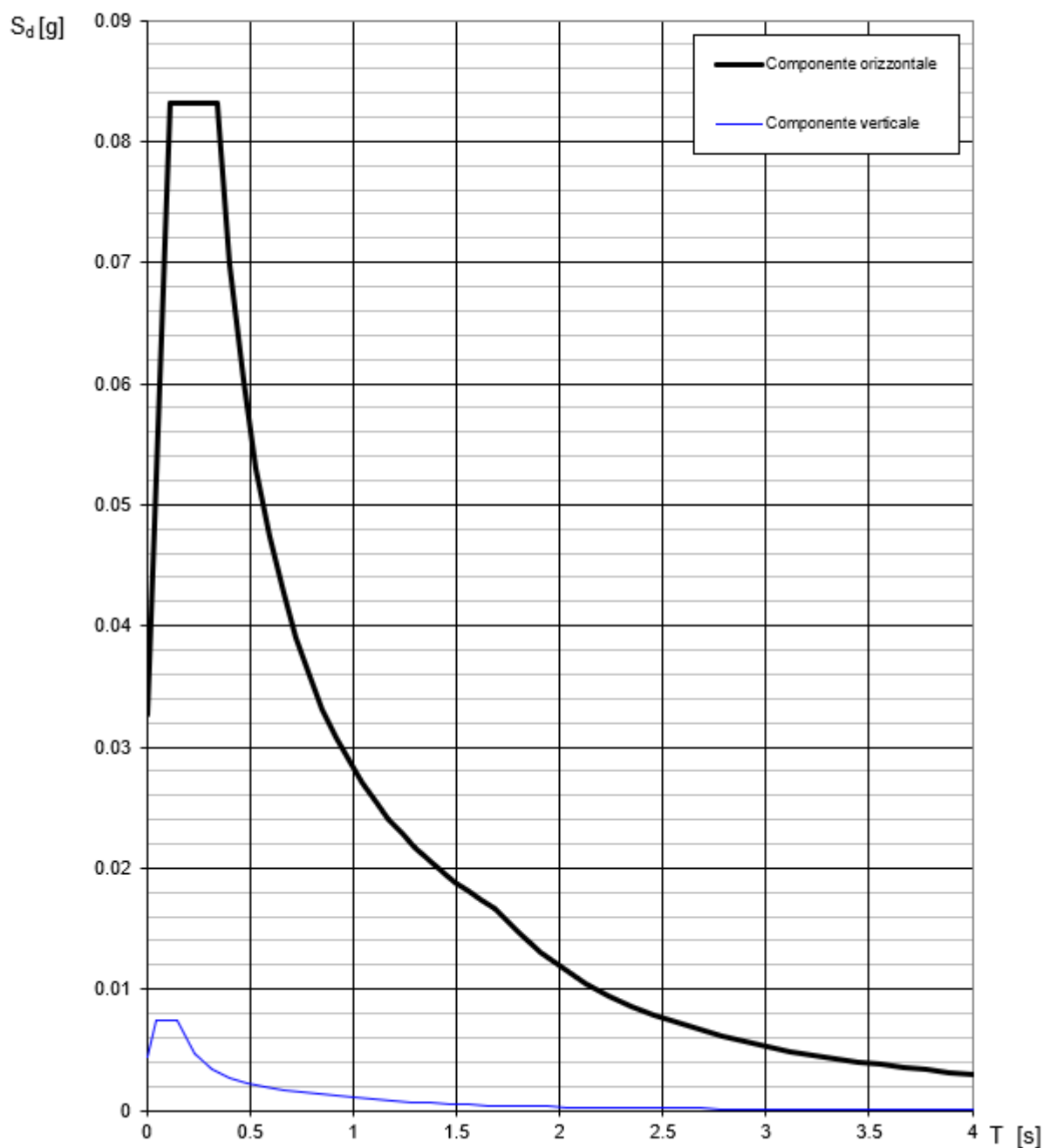
Il calcolo è stato eseguito nelle condizioni più cautelative, assumendo strutture NON dissipative, con riferimento al punto 7.2.2. delle NTC.

Per l'assunzione del fattore di struttura orizzontale, la tabella 7.3.I delle NTC prevede, per le verifiche a SLU di strutture non dissipative, l'adozione di un valore  $q_h \leq 1.5$ .

Nella fattispecie, considerato che praticamente tutti i manufatti in progetto sono vasche in c.a. interrato, molto rigide per forma e sezioni strutturali, si è optato per l'adozione di un fattore di struttura unitario, e quindi per il calcolo di tutte le strutture in campo sostanzialmente elastico. Non si applica quindi la gerarchia delle resistenze

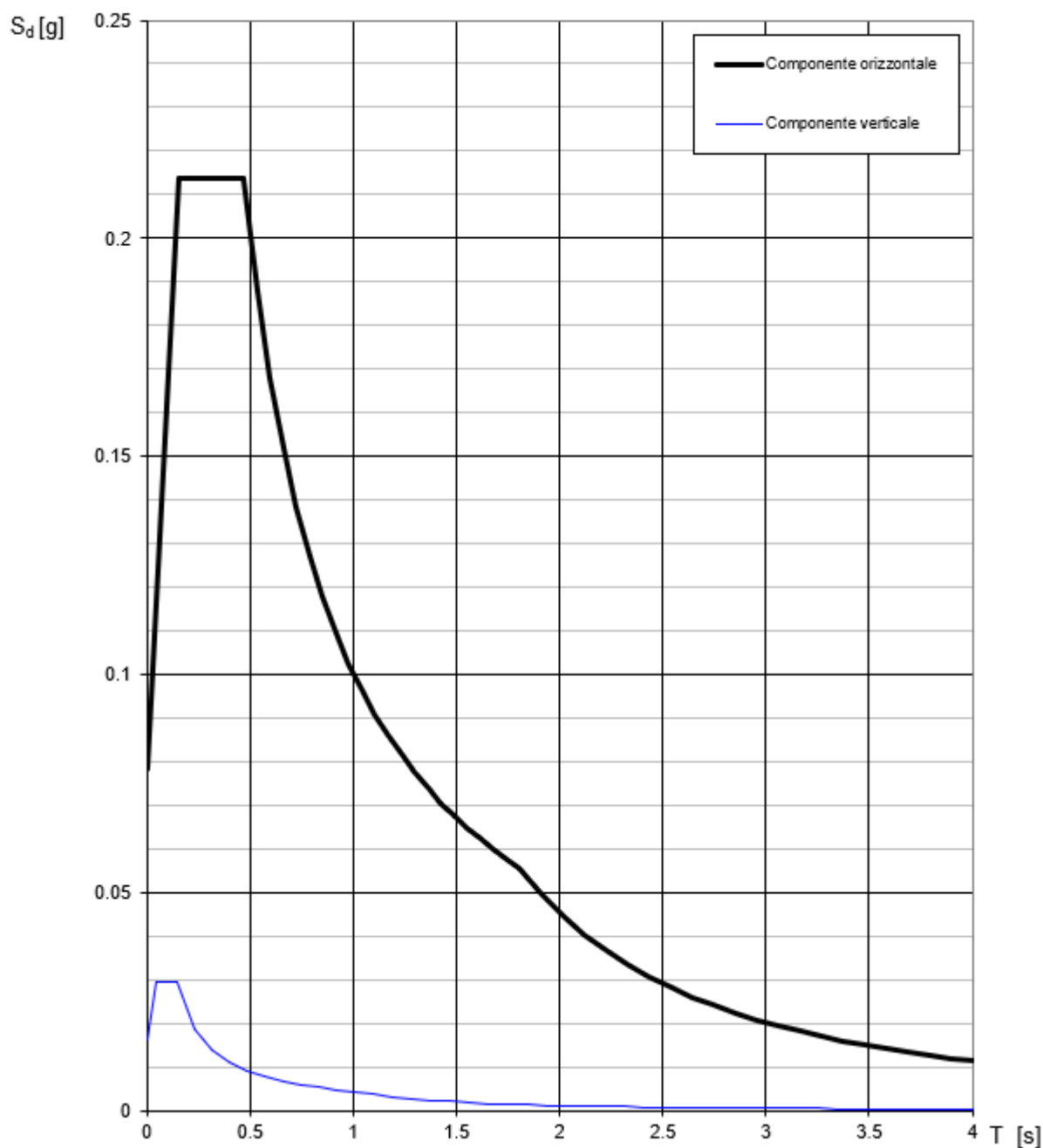
Sono stati determinati i vari spettri di progetto, così come previsti dalla normativa vigente, con i relativi parametri.

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



Spettri di progetto SLO per  $q=1$

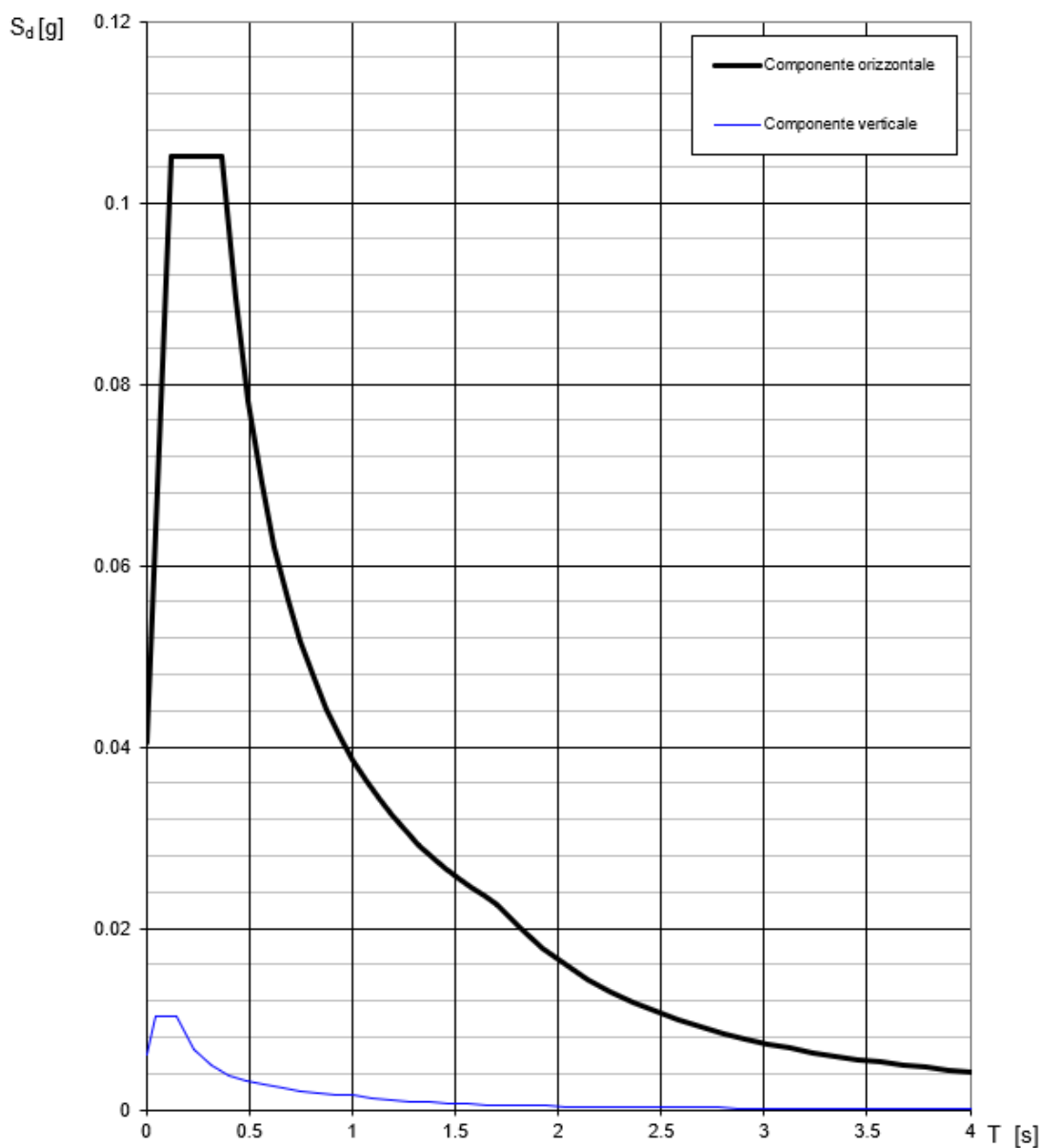
### Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV



Spettri di progetto SLV per  $q=1$



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



#### Spettri di progetto SLD per $q=1$

Per strutture in classe d'uso III e IV, la normativa prevede che vengano svolte verifiche di resistenza per le azioni sismiche derivanti dagli spettri di progetto SLU e SLD e verifiche di deformazione per le azioni sismiche derivanti dagli spettri di progetto SLO, controllando che questi ultimi siano inferiori ai 2/3 dei valori massimi previsti al par 7.3.6.1 della NTC2018 per lo SLD.

Per quanto riguarda le verifiche di resistenza, avendo adottato uno spettro elastico SLV, esso risulta sempre maggiore di quello a SLD; pertanto le verifiche SLD sono sempre meno restrittive e possono essere omesse. Relativamente alle verifiche a SLO, occorre considerare che le opere oggetto della presente relazione, costituite interamente da muri in calcestruzzo armato aventi tutti funzioni strutturali, non presentano

elementi in muratura per cui la NTC2018 prevede limiti di deformazione in caso sismico. In aggiunta, le verifiche di resistenza condotte a SLV, ovvero dicasi in corrispondenza di una forzante decisamente superiore allo SLO, sono condotte in regime "sostanzialmente elastico", ovvero dicasi la resistenza ultima della struttura è assunta in corrispondenza del primo snervamento della sezione. Di conseguenza, le deformazioni strutturali sono estremamente contenute e comunque tali da non creare danneggiamenti alle pareti strutturali tali da precluderne, anche parzialmente, l'operatività. Per tale ragione, la verifica in termini di rigidezza allo SLO può essere omessa.

## 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:

- $\phi'_d$  = valore di progetto dell'angolo di resistenza a taglio del terreno
- $\delta_d$  = valore di progetto dell'angolo di attrito terreno-paramento
- $\psi$  = angolo di inclinazione del paramento rispetto all'orizzontale (muro verticale  $\psi = 90^\circ$ )
- $\beta$  = angolo di inclinazione della superficie del terreno

risultano le seguenti relazioni:

*Coulomb*

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

*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:

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

in cui l'angolo  $\theta$  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  $\alpha$  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  $\beta$  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:

$$K_0 = (1 - \sin(\phi'_d)) * (1 + \sin(\beta)) * Ocr^{0.5}$$

ove  $Ocr$  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  $\alpha$  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,  $\gamma$  è il peso del terreno ed  $H$  l'altezza del paramento.

Anche in questo caso 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  $\gamma_{sat}$  il peso specifico del terreno sommerso e  $\gamma_w$  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:

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

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  $\theta$  precedentemente definito al punto E.5 del citato Eurocodice viene modificato dalla relazione al punto E.7:

$$\tan(\theta) = \frac{\gamma_d}{\gamma - \gamma_w} * \frac{k_h}{1 \pm k_v}$$

essendo  $\gamma_d$  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 variabile ed in caso di eventi di piena del toce può alzarsi fino a interessare le opere; 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 eseguite adottando i parametri definiti nell' *"Inquadramento geologico e geotecnico"*.

E' stata così determinata la spinta del terreno sulle pareti di tutti i manufatti interrati.

Nei primi metri di profondità, quella di interesse per il calcolo delle spinte sulle pareti dei manufatti interrati, abbiamo principalmente delle ghiaie, con uno strato di 1 metro circa di sabbie fini di proprietà meccaniche più scadenti.

A favore di sicurezza, nel calcolo delle spinte è stato considerato un unico strato avente una densità che è la media pesata di quelle dei suddetti strati, mentre l'angolo di attrito viene assunto cautelativamente con valori intermedi tra le due tipologie di terreno, nonostante le ghiaie siano predominanti; questo al fine di avere un margine aggiuntivo di sicurezza qualora localmente lo strato di sabbie abbia spessori leggermente superiori.

Data la possibilità che ci siano nel tempo delle risalite della falda al di sopra del livello attualmente rilevato, è stata prevista anche la casistica di falda a contatto con le opere interrate e sono state di conseguenza valutate le spinte in presenza di falda.

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

- Potabilizzatore, con profondità di scavo pari a 5,10 m dal piano di campagna;
- Manufatto presa a lago, con profondità di scavo pari a 10,35 m dal piano di campagna;

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

**Caratteristiche di terreno, pendio e paramento**

H =	5.10	altezza paramento
q =	20.00 kN/m <sup>2</sup>	sovraccarico sul terreno
γ =	20.0 kN/mc	peso terreno in sito
γ <sub>m</sub> =	1	coeff. parziale di resistenza parametri geotecnici
O <sub>cr</sub> =	1	Terreni normalconsolidati
φ' =	31.0 °	angolo resistenza a taglio del terreno
φ' <sub>d</sub> =	31.0 °	angolo di calcolo resistenza a taglio terreno
β =	0 °	angolo inclinazione terrapieno
K <sub>0</sub> =	0.485	coeff. spinta a riposo statica, $K_0 = (1 - \sin(\phi')) \cdot (1 + \sin(\beta)) \cdot O_{cr}^{0.5}$

**Caratteristiche sismiche del sito**

a <sub>g(g)</sub> =	0.052	accelerazione del sito
F <sub>0</sub> =	2.733	fattore amplificazione
T <sub>c</sub> <sup>*</sup> =	0.301 s	periodo T <sub>c</sub> <sup>*</sup>
Tipo =	C	categoria sottosuolo
S <sub>T</sub> =	1.00	coeff. amplificazione topografica
S <sub>S</sub> =	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	$S = S_T \cdot S_S$ 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

**Azioni di calcolo sul paramento**

Si assume l'azione complessiva E <sub>d</sub> calcolata secondo UNI EN 1998-5, appendice E.9, suddivisa in una azione statica E <sub>stat</sub> con andamento triangolare e risultante applicata ad h/3 ed un'azione sismica E <sub>sism</sub> con andamento uniforme applicata ad h/2		
E <sub>stat</sub> =	126.14 kN	$E_{stat} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_0 \cdot H^2$
E <sub>sism</sub> =	40.58 kN	$E_{sism} = \Delta P_d = a_{g(g)} \cdot S \cdot \gamma \cdot H^2$
E <sub>d</sub> =	166.71 kN	$E_d = E_{stat} + E_{sism}$

**Pressioni sul paramento**

p <sub>stat</sub> =	49.47 kN/m <sup>2</sup>	pressione statica terreno con andamento triangolare, applicazione H/3
p <sub>sism</sub> =	7.96 kN/m <sup>2</sup>	pressione sismica terreno con andamento uniforme, applicazione H/2
p <sub>q</sub> =	9.70 kN/m <sup>2</sup>	pressione per sovraccarico con andamento uniforme, applicazione H/2

**Calcolo delle spinte delle terre a riposo – Sito potabilizzatore – Altezza scavo 5.1 m**

**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 =	10.35	altezza paramento
q =	20.00 kN/m <sup>2</sup>	sovraccarico sul terreno
$\gamma_w$ =	10.0 kN/mc	peso acqua di falda
k =	5.5E-05	permeabilità terreno bassa
$\gamma$ =	21.0 kN/mc	peso terreno saturo
$\gamma_m$ =	1	coeff. parziale di resistenza parametri geotecnici
O <sub>cr</sub> =	1	Terreni normalconsolidati
$\phi'$ =	31.0 °	angolo resistenza a taglio del terreno
$\phi'_d$ =	31.0 °	angolo di calcolo resistenza a taglio terreno
$\beta$ =	0 °	angolo inclinazione terrapieno
K <sub>0</sub> =	0.485	coeff. spinta a riposo statica, $K_0 = (1 - \sin(\phi')) \cdot (1 + \sin(\beta)) \cdot O_{cr}^{0.5}$

**Caratteristiche sismiche del sito**

a <sub>g(g)</sub> =	0.052	accelerazione del sito
F <sub>0</sub> =	2.733	fattore amplificazione
T <sub>C</sub> <sup>*</sup> =	0.301 s	periodo T <sub>C</sub> <sup>*</sup>
Tipo =	C	categoria sottosuolo
S <sub>T</sub> =	1.00	coeff. amplificazione topografica
S <sub>S</sub> =	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 <sub>T</sub> · S <sub>S</sub> 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 <sub>h</sub> =	0.078	coeff. sismico orizzontale

**Azioni di calcolo sul paramento**

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

E <sub>stat</sub> =	285.73 kN	$E_{stat} = \frac{1}{2} \cdot (\gamma - \gamma_w) \cdot K_0 \cdot H^2$
E <sub>w</sub> =	535.61 kN	$E_w = \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot H^2$ spinta idrostatica
E <sub>sism</sub> =	175.47 kN	$E_{sism} = \Delta P_d = a_{g(g)} \cdot S \cdot \gamma \cdot H^2$
E <sub>wd</sub> =	0.00 kN	E <sub>wd</sub> =0
E <sub>d</sub> =	996.81 kN	$E_d = E_{stat} + E_w + E_{sism} + E_{wd}$

**Pressioni sul paramento**

p <sub>stat</sub> =	55.21 kN/m <sup>2</sup>	pressione statica terreno con andamento triangolare, applicazione H/3
p <sub>w</sub> =	103.50 kN/m <sup>2</sup>	pressione idrostatica con andamento triangolare, applicazione H/3
p <sub>sism</sub> =	16.95 kN/m <sup>2</sup>	pressione sismica terreno con andamento uniforme, applicazione H/2
p <sub>wd</sub> =	0.00 kN/m <sup>2</sup>	pressione idrodinamica con andamento uniforme, applicazione H/2
p <sub>q</sub> =	9.70 kN/m <sup>2</sup>	pressione per sovraccarico con andamento uniforme, applicazione H/2

**Calcolo delle spinte delle terre a riposo – Sito presa lago – Altezza scavo 10,35 m**



## 4.7 Spinte dei liquidi contenuti

In condizioni statiche la spinta dei liquidi contenuti nei serbatoi viene valutata come ordinaria spinta idrostatica, proporzionale all'altezza del liquido ed al suo peso specifico  $\gamma_f$ ; tale peso assume il valore noto di  $11.0 \text{ kN/m}^3$  nel caso di liquami. In condizioni sismiche i liquidi contenuti in serbatoi rigidi, quelli con pareti poco deformabili ed interrati o seminterrati che si muovono solidalmente al suolo durante eventi sismici, danno origine a spinta idrodinamiche in letteratura distinte in due componenti, una definita come impulsiva ed una definita come convettiva.

Le azioni impulsive sono dovute all'inerzia della massa liquida contenuta nel serbatoio ed agiscono in maniera sincrona con l'accelerazione al suolo dovuta all'evento sismico; le azioni convettive, dette anche di lungo periodo o di "sloshing", sono legate all'oscillazione della massa liquida nel contenitore, da valutarsi quindi con riferimento alla pseudo accelerazione indotta dal sisma su un oscillatore ad un grado di libertà caratterizzato dai medesimi valori della frequenza e del coefficiente di smorzamento del sistema strutturale.

La valutazione di tali azioni è stata oggetto di numerosi studi teorici; nelle norme tecniche UNI EN 1998-4, Eurocodice 8 - Parte 4 : Silos, serbatoi e tubazioni, vengono riportate formule molto complesse e di difficile applicazione, considerata la difficoltà di ricondurre casi reali con geometrie interne irregolari a casi semplici quali serbatoi circolari o rettangolari privi di suddivisioni.

Con riferimento alla bibliografia in materia, si ritiene di valutare le azioni sismiche dei liquidi contenuti in serbatoi rigidi mediante le formule di Housner, formule che costituiscono una semplificazione di quelle riportate dagli Eurocodici pur essendone all'origine; le formule si riferiscono a serbatoi cilindrici, con raggio interno  $R$  ed altezza del liquido  $H$ , a cui si riconducono poi per approssimazione i serbatoi rettangolari.

Le formule di Housner per la componente impulsiva definiscono quindi delle pressioni sul fondo  $p_b$ , con andamento lineare a partire dal centro ove il valore è nullo mentre è massimo sui bordi, e delle pressioni sulle pareti  $p_i$  con andamento parabolico e valore massimo sul fondo; l'integrazione di tali relazioni conducono ai valori complessivi di spinta unitaria sul fondo  $S_b$  e di spinta unitaria sul paramento  $S_i$ ; essendo  $\gamma_f$  il peso specifico del liquido ed  $\alpha$  l'accelerazione di progetto al suolo pari a  $a_{g(g)} \cdot S$ , con  $S$  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, risultano le seguenti relazioni :

pressione impulsiva parete	$p_i = \gamma_f \cdot \alpha \cdot H \cdot \sqrt{3} \cdot [z/H - 0.5(z/H)^2] \cdot \tanh(\sqrt{3}R/H)$	(kN/m <sup>2</sup> )
spinta impulsiva unitaria parete	$S_i = \gamma_f \cdot \alpha \cdot H^2 \cdot \tanh(\sqrt{3}R/H) / \sqrt{3}$	(kN/m)
pressione impulsiva fondo	$p_b = \gamma_f \cdot \alpha \cdot H \cdot \sqrt{3} \cdot \sinh(\sqrt{3}x/H) / 2 / \cosh(\sqrt{3}R/H)$	(kN/rad/m)
spinta impulsiva unitaria fondo	$S_b = \gamma_f \cdot \alpha \cdot H^2 \cdot [\cosh(\sqrt{3}R/H) - 1] / 2 / \cosh(\sqrt{3}R/H)$	(kN/rad)

La formula di Housner per la componente convettiva definisce delle pressioni sulle pareti  $p_c$  con andamento parabolico e valore massimo sul fondo; l'integrazione di tali relazioni conducono ai valori complessivi di spinta unitaria sul fondo  $S_c$ ; risultano le seguenti relazioni:

pressione convettiva parete:

$$p_c = \gamma_f \cdot R \cdot A_n \cdot [a + b(z/H) + c(z/H)^2] \quad (\text{kN/m}^2)$$

spinta convettiva unitaria parete:

$$S_c = \gamma_f \cdot R \cdot A_n \cdot [a + b/2 + c/3] \quad (\text{kN/m})$$

I coefficienti a, b e c dipendono dal rapporto di snellezza del serbatoio  $\gamma = H/R$ , come da tabella allegata alla formula. Nelle formule  $A_n$  è l'accelerazione spettrale corrispondente al 1° modo di vibrare amplificata dal coeff. S,  $A_n = S_{e(Tc1)} \cdot S$ ; il corrispondente periodo  $T_1$  viene calcolato nel caso di serbatoi circolari e rettangolari con le seguenti relazioni:

$\gamma$	a	b	c
0,1	0,863	4,30064E-05	0,014
0,2	0,823	-0,00054	0,055
0,3	0,762	-0,00263	0,117
0,4	0,689	-0,00733	0,194
0,5	0,611	-0,01614	0,28
0,6	0,534	-0,02962	0,369
0,7	0,462	-0,04806	0,457
0,8	0,397	-0,07143	0,542
0,9	0,34	-0,09923	0,623

$$T_1 = 2 \cdot R / \sqrt{0.586 \cdot g \cdot R / \pi} \cdot \tanh(0.586 \cdot \pi \cdot H / R) \quad \text{serbatoi circolari}$$

$$T_1 = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{L^3 / g} / [\pi \cdot \tanh(\pi \cdot H / L) / 2] \quad \text{serbatoi rettangolari, L = lunghezza in direzione sisma}$$

Le già citate norme tecniche UNI EN 1998-4, Eurocodice 8 - Parte 4, al punto A.2.1.3 contengono poi la relazione per determinare l'altezza del massimo sovralzso idrico in corrispondenza dei bordi; la relazione è  $d_{\max} = 0,84 \cdot R \cdot A_n$ .

Per rendere applicabile ai modelli di calcolo le azioni di spinta indicate, si adottano degli andamenti delle pressioni comunque cautelativi ma ricondotti a diagrammi triangolari.

Le azioni dinamiche di spinta del liquido sulle pareti sono applicate con andamento triangolare sommando la componente impulsiva e convettiva  $S_i + S_c$ , con valore massimo complessivo di pressione alla base  $p_{\text{int}}$ , venendo ad assumere un'azione cautelativamente distribuita più in alto rispetto al teorico; la spinta sul fondo è invece già lineare e tale viene mantenuta, con valore massimo di pressione  $p_b$  sul bordo.

Vengono nel seguito riportati per esteso i calcoli delle sovraspinte idriche per il serbatoio di accumulo del potabilizzatore, con altezza d'acqua pari a 3,40 m e dimensioni interne per ciascuna porzione tra setti di circolazione pari a 14,20x2,60 m;

- Sollevamento fanghi, con altezza d'acqua pari a 5,00 m e dimensioni interne 3,00 x 4,40 m;

Le spinte sono state calcolate con la seguente simbologia, in ordine:  $p_w$  = spinta statica dei liquidi,  $p_{\text{int}}$  = spinta dinamica sulle pareti,  $p_b$  = spinta dinamica sul fondo riferita al bordo esterno.

**Azioni idrodinamiche in serbatoi rigidi rettangolari**

<b>Caratteristiche geometriche del serbatoio</b>		
L =	14.20 m	lato maggiore interno serbatoio
B =	2.60 m	lato minore interno serbatoio
H =	3.40 m	altezza battente idraulico
$\gamma_f$ =	10.0 kN/mc	peso specifico liquido
<b>Caratteristiche sismiche del sito</b>		
$a_{g(g)}$ =	0.0520	accelerazione del sito
$F_0$ =	2.733	fattore amplificazione
$T_C^*$ =	0.301 s	periodo $T_C^*$
Tipo =	C	categoria sottosuolo
$C_C$ =	1.560	coeff. amplificazione topografica
$T_B$ =	0.157 s	periodo $T_B$
$T_C$ =	0.470 s	periodo $T_C$
$T_D$ =	1.808 s	periodo $T_B$
$\eta$ =	1.348	fattore di spettro per smorzamento pari al 5%
$S_T$ =	1.00	coeff. amplificazione topografica
$S_S$ =	1.50	coeff. amplificazione stratigrafica
$S$ =	1.50	$S = S_T \cdot S_S$ 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
<b>Caratteristiche sismiche del liquido interno</b>		
$T_{1L}$ =	5.346	primo modo di oscillazione liquido interno - direzione L
$S_{d(T_{1L})}$ =	0.009	accelerazione spettrale per $T_1$ - direzione L
$T_{1B}$ =	1.825	primo modo di oscillazione liquido interno - direzione B
$S_{d(T_{1B})}$ =	0.073	accelerazione spettrale per $T_1$ - direzione B
<b>Azioni idrodinamiche del liquido interno</b>		
$\alpha$ =	0.078	$\alpha = a_{g(g)} \cdot S$
$S_{iL}$ =	5.20 kN/m	spinta impulsiva unitaria parete L : $S_{iL} = \gamma_f \cdot \alpha \cdot H^2 \cdot \tanh(\sqrt{3}L/2H)/\sqrt{3}$
$S_{iB}$ =	3.02 kN/m	spinta impulsiva unitaria parete B : $S_{iB} = \gamma_f \cdot \alpha \cdot H^2 \cdot \tanh(\sqrt{3}B/2H)/\sqrt{3}$
$A_{nL}$ =	0.009	$A_{nL} = S_{d(T_{1L})}$ : accelerazione direzione L
$\gamma_L$ =	0.479	rapporto $H/(L/2)$
$a_L$ =	0.627	Coeff. a tabella associata a formula di Housner
$b_L$ =	-0.01428	Coeff. b
$c_L$ =	0.262	Coeff. c
$S_{cL}$ =	0.43 kN/m	spinta convettiva unitaria parete L : $S_{cL} = \gamma_f \cdot L/2 \cdot A_{nL} \cdot [a_L + b_L/2 + c_L/3]$
$d_{maxL}$ =	0.051 m	massimo sovravzo idrico direzione L : $d_{maxL} = 0.84 \cdot L/2 \cdot A_{nL}$
$A_{nB}$ =	0.073	$A_{nB} = S_{d(T_{1B})}$ : accelerazione direzione B
$\gamma_B$ =	2.615	rapporto $H/(B/2)$
$a_B$ =	0.340	Coeff. a tabella associata a formula di Housner
$b_B$ =	-0.09923	Coeff. b
$c_B$ =	0.623	Coeff. c
$S_{cB}$ =	0.47 kN/m	spinta convettiva unitaria parete B : $S_{cB} = \gamma_f \cdot B/2 \cdot A_{nB} \cdot [a_B + b_B/2 + c_B/3]$
$d_{maxB}$ =	0.080 m	massimo sovravzo idrico direzione B : $d_{maxB} = 0.84 \cdot B/2 \cdot A_{nB}$
$P_{bL}$ =	2.29 kN/m <sup>2</sup>	pressione impulsiva massima sul fondo, a bordo serbatoio lato L $p_b = \gamma_f \cdot \alpha \cdot H \cdot \sqrt{3} \cdot \sinh(\sqrt{3}L/2H)/2 \cdot \cosh(\sqrt{3}L/2H)$
$P_{bB}$ =	1.33 kN/m <sup>2</sup>	pressione impulsiva massima sul fondo, a bordo serbatoio lato B $p_b = \gamma_f \cdot \alpha \cdot H \cdot \sqrt{3} \cdot \sinh(\sqrt{3}B/2H)/2 \cdot \cosh(\sqrt{3}B/2H)$
$P_b$ =	0.87 kN/m <sup>2</sup>	media sul fondo
<b>Azioni assunte sul paramento</b>		
$P_w$ =	34.00 kN/m <sup>2</sup>	pressione idrostatica, andamento triangolare, applicazione H/3
$S_{iL} + S_{cL}$ =	5.63 kN/m	spinta idrodinamica complessiva lato L
$P_{idLsup}$ =	0.13 kN/m <sup>2</sup>	pressione idrodinamica superiore lato L
$P_{idLinif}$ =	3.18 kN/m <sup>2</sup>	pressione idrodinamica inferiore lato L
$S_{iB} + S_{cB}$ =	3.49 kN/m	spinta idrodinamica complessiva lato B
$P_{idBsup}$ =	0.14 kN/m <sup>2</sup>	pressione idrodinamica superiore lato B
$P_{idBinif}$ =	1.92 kN/m <sup>2</sup>	pressione idrodinamica inferiore lato B
$P_{id-sup}$ =	0.13 kN/m <sup>2</sup>	pressione idrodinamica media superiore
$P_{id-inf}$ =	2.99 kN/m <sup>2</sup>	pressione idrodinamica media inferiore

**Calcolo delle sovra spinte idrauliche per il serbatoio di accumulo**

## 5 Calcolo e verifica delle strutture

Premesso che la Norma (art.8 All.I.7 del D.Lgs. 36/2023) non stabilisce chiaramente i contenuti minimi della Relazione di Calcolo Strutturale del PFTE, considerato inoltre che le componenti strutturali del nuovo impianto di potabilizzazione sono di tipo ordinario, il calcolo e verifica delle strutture oggetto del presente documento viene condotto in riferimento agli elementi strutturali più sollecitati, adottando schemi statici semplici ma ampiamente cautelative, verificando che le sollecitazioni massime, statiche e sismiche, risultino inferiori alle capacità resistenti delle sezioni e che i valori di fessurazione siano contenuti entro i limiti imposti dalla normativa.

Tutti i carichi sono considerati statici nell'accezione che la loro variazione nel tempo può considerarsi sufficientemente lenta da non indurre significativi effetti dinamici sulla struttura. L'azione del fluido interno è assunta quale azione variabili principale. L'azione sismica indotta sul terreno, sugli elementi strutturali e sul liquido contenuto è considerata quale azione statica equivalente. A tal fine, l'accelerazione di riferimento per il calcolo delle sovrappressioni sismiche è pari al prodotto  $a_g S$ , dove  $a_g$  è l'accelerazione di picco su substrato rigido in combinazione di stato limite di salvaguardia della vita (SLV), mentre  $S$  è il fattore di amplificazione locale (stratigrafico e topografico).

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.

Oltre alle verifiche di resistenza a SLU, sono state effettuate quelle in esercizio relative agli SLE, con particolare attenzione per quelli relativi alla fessurazione, requisito prestazionale preponderante per la tipologia di opere idrauliche come quella in oggetto. Le resistenze ultime degli elementi strutturali in condizioni sismiche (SLV) sono calcolate in regime "sostanzialmente elastico", ovvero identificando la resistenza ultima della sezione resistente quale quella combinazione di azioni tale da causare il primo snervamento, ovvero dicasi il raggiungimento della tensione caratteristica di snervamento (al netto dell'applicazione degli opportuni coefficienti di sicurezza parziali previsti da Normativa) nel punto e/o materiale più sollecitato.

Per la disposizione delle armature si è considerata in primo luogo l'armatura minima delle sezioni risultanti dall'espressione di normativa 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:

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Nel caso di elementi bidimensionali con spessore di 300 mm, risulta:

$$\varnothing = 12 \text{ mm (armatura di riferimento)}$$

$$d = 300 - 40 - 12/2 = 256 \text{ mm}$$

$$A_{s,min} = 458 \text{ mm}^2 \leq \varnothing 12/20 = 565 \text{ mm}^2$$

Tutti i calcoli delle varie unità sono riportati nei paragrafi seguenti.

Per quanto riguarda gli aspetti geotecnici, oltre a considerazioni e verifiche di sicurezza a SLU e SLE, sono state effettuate delle verifiche di galleggiamento per le opere interrato e calcoli di dimensionamento per le opere provvisori.

Si rimanda alla relazione geotecnica per le verifiche.

## 5.1 Stazione di sollevamento

Si presenta nel seguito la verifica della copertura, rimandando alla relazione geotecnica per le verifiche dei diaframmi costituenti le pareti laterali dell'opera.

La copertura è realizzata con elementi prefabbricati alveolari tipo RAP e presenta spessore totale 40cm dato da 36 cm (altezza elemento prefabbricato) + 4 cm di getto di completamento.

I carichi agenti sono:

- |  |   |
|--|---|
| - Peso proprio del solaio alveolare sp. 36 cm      | $g_1 = 4.70 \text{ kN/mq}$                              |
| - Peso proprio del getto di completamento sp. 4 cm | $g_2 = 1,00 \text{ kN/mq}$                              |
| - Peso proprio pavimentazione stradale             | $g_3 = 4,50 \text{ kN/mq}$                              |
| - Sovraccarico distribuito da traffico stradale    | $q_1 = 2.50 \text{ kN/mq}$                              |
| - Carico tandem (maglia 2.0 x 1.2 m)               | $Q_2 = 50 \text{ kN (su ciascun vertice della maglia)}$ |
| - Sovraccarico variabile da neve                   | $q_3 = 1.20 \text{ kN/mq}$                              |



ove in particolare per i carichi mobili si è considerato, tenuto conto del fatto che trattasi di area di parcheggio in cui i mezzi si muovono a velocità ridotta, tenuto altresì conto che il massimo carico per asse prescritto dal Codice della Strada è pari, per veicoli a 3 o più assi, a 10 tons (100 kN), lo schema di carico per ponti di cui al Cap. 5 della NTC 2018 per la Corsia n. 2.

La massima sollecitazione flettente in mezzera è calcolata nel seguito assumendo uno schema statico di trave semplicemente appoggiata e posizionando il carico tandem simmetricamente rispetto all'asse mediano della trave. Si ottiene:

$$M_{Ed} = i \cdot [\gamma_{G1} \cdot (g_1 + g_2) + \gamma_{G2} \cdot g_3 + \gamma_{Qi} \cdot (q_1 + \psi_{03} q_3)] \cdot \frac{L^2}{8} + \gamma_{Qi} \cdot Q_2 \cdot \left( \frac{L - 1.2 \text{ m}}{2} \right) =$$

$$= 1.2 \text{ m} \cdot [1.3 \cdot (4.7 + 1.0) + 1.5 \cdot 4.5 + 1.5 \cdot (2.5 + 0.5 \cdot 1.2)] \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot \frac{(6.5 \text{ m})^2}{8} + 1.5 \cdot 50 \text{ kN}$$

$$\cdot \left( \frac{6.5 \text{ m} - 1.2 \text{ m}}{2} \right) = 317.96 \text{ kNm}$$

Il massimo taglio si verifica considerando il carico concentrato quanto più vicino all'appoggio e val:

$$V_{Ed} = i \cdot [\gamma_{G1} \cdot (g_1 + g_2) + \gamma_{G2} \cdot g_3 + \gamma_{Qi} \cdot (q_1 + \psi_{03} q_3)] \cdot \frac{L}{2} + \gamma_{Qi} \cdot Q_2 \cdot \left( 1 + \frac{L - 1.2 \text{ m}}{L} \right) =$$


$$= 1.2 \text{ m} \cdot [1.3 \cdot (4.7 + 1.0) + 1.5 \cdot 4.5 + 1.5 \cdot (2.5 + 0.5 \cdot 1.2)] \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot \frac{6.5 \text{ m}}{2} + 1.5 \cdot 50 \text{ kN}$$

$$\cdot \left( 1 + \frac{(6.5 - 1.2) \text{ m}}{6.5} \right) = 209.51 \text{ kN}$$


Considerata la luce netta interna della copertura, pari a  $L = 6.50 \text{ m}$ , si ricava dai tabulati del produttore (si veda seguente Figura 2) un momento resistente, per fascia di larghezza  $1.20 \text{ m}$ ,  $M_{Rd} = 327.03 \text{ kNm}$  (valore corrispondente alla massima armatura) ed un taglio resistente per fresatura pari a  $V_{Rd} = 120.97 \text{ kN}$ .

Da un punto di vista di momento flettente, la verifica risulta soddisfatta. Per quanto concerne il taglio, invece, occorre predisporre almeno 2 fresature, per una resistenza totale di circa  $240 \text{ kN}$  superiore a quella di progetto.


SEZIONI



H = cm 36    b = cm 120



H = cm 30    b = cm 120



H = cm 24/25  
(7/9 FORI)    b = cm 120

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

PESO PROPRIO LASTRA		M/m <sup>2</sup>	4,20					3,80					3,30				
PESO GETTI IN OPERA DI SIGILLATURA		dm <sup>3</sup> /m <sup>2</sup>	0,50					0,30					0,20				
C.L.S. IN OPERA SIGILLATURA GIUNTO		dm <sup>3</sup> /m <sup>2</sup>	20					12					8				
PESO PROPRIO TOTALE IN OPERA		M/m <sup>2</sup>	4,70					4,10					3,50				
ESEMPLI DI ARMATURE *			6-29	8-39	10-44	12-53	14-61	5-25	6-29	8-39	12-44	14-53	6-25	7-29	8-34	9-39	10-44
ARMATURA DI PRECOMPRESSIONE	A <sub>l</sub> , sup.	A <sub>l</sub> = cm <sup>2</sup>	127,2	169,6	212,0	254,4	296,8	106,0	127,2	169,6	254,4	296,8	127,2	148,4	169,6	190,8	212,0
	A <sub>l</sub> , inf.		619,2	825,6	929,0	1123,6	1293,2	424,0	619,2	825,6	929,0	1123,6	424,0	619,2	722,4	825,6	929,0
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE RIFERITE AD UNA STRISCIA LARGA mt. 1,20	Asse neutro	X <sub>n</sub> = cm	18,33	18,40	18,41	18,49	18,54	15,28	15,35	15,41	15,42	15,47	11,82	11,88	11,92	11,95	11,98
	Momento d'inerzia	J = cm <sup>4</sup>	335890	337110	336472	338499	339545	205712	206936	207440	207846	208090	108985	109721	110210	110520	110799
	Modulo di resistenza	W <sub>x</sub> = cm <sup>3</sup>	18304	18318	18275	18312	18314	13481	13480	13487	13454	13453	8221	8234	8246	8250	8252
		W <sub>y</sub> = cm <sup>3</sup>	18996	19157	19130	19326	19448	13977	14126	14250	14227	14320	8947	9055	9123	9171	9214
TENSIONI A CADUTE ESALPITE (Precompressione)	σ <sub>u</sub>	N/mm <sup>2</sup>	-0,78	-0,97	-0,15	-0,85	-0,48	-0,07	-0,56	-0,59	-0,40	-0,84	0,54	0,08	-0,28	-0,26	-0,20
	σ <sub>t</sub>	N/mm <sup>2</sup>	8,49	10,99	11,86	13,61	15,09	6,22	9,28	11,67	12,56	14,27	7,56	10,84	12,05	13,26	14,30
Momento max. positivo di esercizio	Riferito ad una striscia larga mt. 1,20	kl/m	194,22	243,66	260,02	296,60	327,08	111,15	155,56	191,04	203,33	229,09	83,16	112,04	125,70	137,52	147,74
Taglio max. di esercizio con 1 treccia		kN	126,24	120,44	120,45	120,80	120,97	101,12	101,31	101,60	101,77	101,87	81,82	81,70	81,12	81,12	81,18
TENSIONI VERTICALI IN UNA NERVATURA (SPALLING) per armatura a distanza c. dal lembo inferiore	c = mm σ <sub>u</sub> = N/mm <sup>2</sup>	1 trefolo 3/8" c = 35    σ <sub>u</sub> = 0,80 1 trefolo 0,5" c = 35    σ <sub>u</sub> = 0,90 1 trefolo 0,6" c = 35    σ <sub>u</sub> = 1,06					1 trefolo 3/8" c = 35    σ <sub>u</sub> = 0,60 1 trefolo 0,5" c = 35    σ <sub>u</sub> = 0,75 1 trefolo 0,6" c = 35    σ <sub>u</sub> = 0,87					1 treccia 3 ÷ 3 c = 30    σ <sub>u</sub> = 0,37 1 trefolo 3/8" c = 30    σ <sub>u</sub> = 0,60 1 trefolo 0,5" c = 30    σ <sub>u</sub> = 0,73					
LARGHEZZA PEZZI SPECIALI		cm	45+n15					45+n15					36+n12				

Figura 2. Estratto dalla "Guida al Sistema Applicativo RAP"

## 5.2 Potabilizzatore

Si presentano nel seguito il calcolo della platea di fondazione, di un muro perimetrale, di un muro interno e della copertura.

### 5.2.1 Copertura locali tecnici

La copertura dei locali tecnici è costituita da predalles alleggerite con polistirolo espanso, presenta altezza massima 30 cm e massima luce netta di calcolo  $L = 7.41$  m ed è soggetta ai seguenti carichi:

- Peso proprio copertura sp. 30 cm  $g_1 = 3.90$  kN/m
- Peso proprio strato di pendenza in cls allegg. ( $18$  kN/m<sup>3</sup>, sp. med.  $17.5$  cm)  $g_2 = 3.15$  kN/m
- Peso proprio strato impermeabilizzante e di finitura  $g_3 = 1.50$  kN/m
- Sovraccarico variabile per neve  $q_1 = 1.20$  kN/m
- Sovraccarico accidentale per manutenzione – copertura non accessib.  $q_2 = 0.50$  kN/m

Il massimo carico in combinazione fondamentale a SLU si ottiene considerando quale carico variabile principale quello della neve e vale:

$$p_{SLU} = \gamma_{G1} \cdot (g_1 + g_2 + g_3) + \gamma_{Qi} \cdot (q_1 + \psi_{01} q_2) =$$

$$= 1.3 \cdot (3.90 + 3.15 + 1.50) \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 1.5 \cdot (1.20 + 0.0 \cdot 0.50) \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 12.915 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Il massimo momento flettente in mezzera vale:

$$M_{Ed} = \frac{p_{SLU} \cdot L^2}{8} = \frac{12.915 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot (7.41 \text{ m})^2}{8} = 88.64 \text{ kNm}$$

Il massimo taglio in appoggio vale

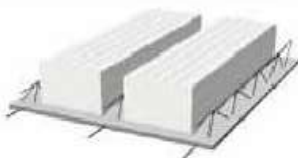
$$V_{Ed} = \frac{p_{SLU} \cdot L}{2} = \frac{12.915 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot (7.41 \text{ m})}{2} = 47.85 \text{ kN}$$

I valori resistenti si ricavano da tabelle messe a disposizione dai produttori (si veda ad esempio la Figura 3 che corrispondono a prodotto di marca SOVIPRE s.r.l.). Si evince, per spessore complessivo  $4+20+5 = 29$  cm, l'ottenimento di un momento flettente resistente pari a  $M_{Rd} = 91.89$  kNm con armatura integrativa  $1\phi 12 + 1\phi 14$ , ed un taglio resistente in appoggio pari a  $V_{Rd} = 51.71$  kN.

I valori resistenti sono maggiori delle rispettive sollecitazioni. La verifica risulta soddisfatta.

**PRESTAZIONI STATICHE DEI SOLAI A LASTRE IN C.A.N. - INTERASSE 120 cm - RcK=C30/37N/mm<sup>2</sup> - Fyk 450 N/mm<sup>2</sup>**

N.°3 Tralicci tipo 205 inf. - 107 sup. - staffe Ø5/20cm - ht=12,5cm - Barrette trasversali Ø 5 - Copriferro 2cm - n=15



ALTEZZA SOLAIO	TABELLA DEI VALORI MASSIMI DEL TAGLIO E DEI MOMENTI FLETTENTI DI SERVIZIO PER LE CAMPATE																								
	P	R	L	A1 1e8 Lat e Centr	A2 1e6+ 1e6 Lat e Centr	A3 1e10 Lat e Centr	A4 1e8+ 1e8 Lat e Centr	A5 1e12 Lat e Centr	A6 1e10+ 1e8 Lat e Centr	A7 1e10+ 1e10 Lat e Centr	A8 1e10+ 1e12 Lat e Centr	A9 1e12+ 1e12 Lat e Centr	A10 1e12+ 1e14 Lat e Centr	A11 1e14+ 1e14 Lat e Centr	A12 1e14+ 1e16 Lat e Centr	A13 1e16+ 1e16 Lat e Centr	A14 1e16+ 1e18 Lat e Centr	A15 1e18+ 1e18 Lat e Centr	A16 1e18+ 1e20 Lat e Centr	A17 1e20+ 1e20 Lat e Centr	A18 1e20+ 1e22 Lat e Centr	A19 1e22+ 1e22 Lat e Centr	T	J	
4+8+4	267	165	67	140949	150596	184043	217109	235774	258956	300191	346537	387941	453775	508250	569279	/	/	/	/	/	/	/	/	2988	37547
4+8+5	292	160	77	151900	162337	195757	234800	255275	280646	328009	380615	434461	497024	558446	627909	695735	770917	844134	/	/	/	/	3201	45484	
4+12+4	300	155	80	182036	194589	238153	281305	305763	336123	390321	456111	519888	594475	667599	750286	831110	920892	/	/	/	/	3842	68480		
4+12+5	325	155	90	192906	206278	252828	298982	325187	357817	416101	486630	556348	637603	717652	808847	898322	998026	1095766	1202730	1307183	/	/	4055	80702	
4+16+4	335	150	93	223101	238508	292214	345469	375895	413276	480477	561586	641745	730663	828993	931283	1033766	1147803	1259848	/	/	/	/	4532	110933	
4+16+5	360	145	103	233962	250189	308817	363111	395111	435009	506297	592671	678186	778262	877199	989932	1101065	1225266	1347499	1481703	1613554	1756825	1897486	4662	128385	
4+20+4	365	145	107	264117	282419	348220	409637	445880	490470	570577	667630	783591	879694	986431	1112844	1236361	1374915	1511487	1659202	/	/	/	5045	166187	
4+20+5	390	145	117	274976	294080	360821	427208	465014	512081	596415	698676	800091	918556	1036572	1170954	1303718	1452428	1599167	1760892	1920097	2093333	2284521	5171	89616	
4+24+4	400	140	120	305144	326321	400219	473213	515351	567595	660741	776226	885496	1016377	1149005	1293361	1439025	1602106	1763248	1938314	/	/	/	5542	235520	
4+24+5	425	140	130	315974	337988	414764	491287	534927	589134	686515	804667	921971	1059501	1199582	1351953	1506399	1679547	1850898	2039945	2226704	2430128	2631856	5664	266272	
4+28+4	435	135	133	346181	370213	454199	537806	585373	644722	750857	879610	1007351	1156995	1305188	1474405	1641735	1829279	2014853	2217461	2411465	/	/	6026	320213	
4+28+5	460	135	143	356979	381858	465759	555359	604896	666181	776510	910652	1043870	1200225	1353301	1533006	1709068	1906768	2102492	2319051	2533103	2767004	2998802	6145	359053	

ALTEZZA SOLAIO	TABELLA DEI MOMENTI FLETTENTI DI SERVIZIO PER GLI APPOGGI AL LIMITE DELLA ZONA PIENA (b=40)						
		A1 1e8	A2 1e10	A3 1e12	A4 1e14	A5 1e16	A7 1e20
4+8+4	M	79924	123996	176902	236089	306963	382706
4+8+5	M	85684	133003	189910	255784	330043	411853
4+12+4	M	102989	160042	228827	308785	399227	499525
4+12+5	M	106734	160500	241823	326440	422355	528698
4+16+4	M	125971	196031	280724	379475	491555	618334
4+16+5	M	131726	205022	293694	397180	514627	643544
4+20+4	M	148997	232002	332582	450164	583871	733196
4+20+5	M	154742	241003	345561	467807	606938	762411
4+24+4	M	172012	267994	384412	520738	676212	849972
4+24+5	M	177946	277411	396376	540274	702658	884707
4+28+4	M	195023	303935	436256	591345	765258	966836
4+28+5	M	200772	312933	449223	608948	791607	998064

ALTEZZA SOLAIO	TABELLA TAGLI DI SERVIZIO AL LIMITE DELLA ZONA PIENA (b=40)					
		A1 /	A2 1e8	A3 1e10	A4 1e12	A5 1e14
4+8+4	M	2988	2988	3026	3215	3385
4+8+5	M	3201	3201	3201	3367	3544
4+12+4	M	3842	3842	3842	3842	4002
4+12+5	M	4055	4055	4055	4055	4149
4+16+4	M	4532	4532	4532	4532	4672
4+16+5	M	4662	4662	4662	4662	4761
4+20+4	M	5045	5045	5045	5045	5045
4+20+5	M	5171	5171	5171	5171	5171
4+24+4	M	5542	5542	5542	5542	5542
4+24+5	M	5664	5664	5664	5664	5664
4+28+4	M	6026	6026	6026	6026	6026
4+28+5	M	6145	6145	6145	6145	6145

Figura 3. Estratto dalla "Scheda tecnica" per predalles.

## 5.2.2 Copertura carrabile potabilizzatore

La copertura dei locali tecnici è costituita da predalles alleggerite con polistirolo espanso e presenta altezza massima 40 cm. Ai fini del calcolo, si trascurano nel presente documento le azioni indotte dai carichi concentrati trasmessi dai filtri a ziolite, rimandando alle successive fasi di progettazione il dimensionamento



di eventuali rinforzi localizzati a punzonamento dovessero risultare necessari. Si considera invece la copertura della vasca di controlavaggio, avendo essa la maggiore luce libera di inflessione per la copertura. Quale maggiore luce di calcolo della copertura si assume il valore  $L = 5.50$  m. Detta luce è conseguente alla installazione di travi, ottenibili direttamente per mezzo delle stesse predalles eliminando opportunamente i blocchi di alleggerimento ed installando opportuna armatura da dimensionarsi nelle successive fasi di progettazioni. A titolo esemplificativo si propongono nel seguito due differenti soluzioni progettuali ottemperanti all'ottenimento della luce di calcolo precedentemente identificata.

I carichi agenti sono:

- Peso proprio predalles sp. 40 cm  $g_1 = 5.10$  kN/mq
- Peso proprio pavimentazione stradale e finitura  $g_2 = 6.00$  kN/mq
- Sovraccarico distribuito da traffico stradale  $q_1 = 2.50$  kN/mq
- Carico tandem (maglia  $2.0 \times 1.2$  m)  $Q_2 = 50$  kN (su ciascun vertice della maglia)
- Sovraccarico variabile da neve  $q_3 = 1.20$  kN/mq

ove in particolare per i carichi mobili si è considerato, tenuto conto del fatto che trattasi di area di parcheggio in cui i mezzi si muovono a velocità ridotta, tenuto altresì conto che il massimo carico per asse prescritto dal Codice della Strada è pari, per veicoli a 3 o più assi, a 10 tons (100 kN), lo schema di carico per ponti di cui al Cap. 5 della NTC 2018 per la Corsia n. 2.

La massima sollecitazione flettente in mezzzeria è calcolata nel seguito assumendo uno schema statico di trave semplicemente appoggiata e posizionando il carico tandem simmetricamente rispetto all'asse mediano della trave. Si ottiene:

$$M_{Ed} = i \cdot [\gamma_{G1} \cdot g_1 + \gamma_{G2} \cdot g_2 + \gamma_{Qi} \cdot (q_1 + \psi_{03} q_3)] \cdot \frac{L^2}{8} + \gamma_{Qi} \cdot Q_2 \cdot \left( \frac{L - 1.2}{2} \right) =$$

$$= 1.2 \text{ m} \cdot [1.3 \cdot 5.10 + 1.5 \cdot 6.0 + 1.5 \cdot (2.5 + 0.5 \cdot 1.2)] \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot \frac{(5.5 \text{ m})^2}{8} + 1.5 \cdot 50 \text{ kN} \cdot \left( \frac{5.5 \text{ m} - 1.2 \text{ m}}{2} \right)$$

$$= 237.94 \text{ kNm}$$

Il massimo taglio si verifica considerando il carico concentrato quanto più vicino all'appoggio e val:

$$V_{Ed} = i \cdot [\gamma_{G1} \cdot g_1 + \gamma_{G2} \cdot g_2 + \gamma_{Qi} \cdot (q_1 + \psi_{03} q_3)] \cdot \frac{L}{2} + \gamma_{Qi} \cdot Q_2 \cdot \left( 1 + \frac{L - 1.2}{L} \right) =$$

$$= 1.2 \text{ m} \cdot [1.3 \cdot 5.10 + 1.5 \cdot 6.0 + 1.5 \cdot (2.5 + 0.5 \cdot 1.2)] \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot \frac{5.5 \text{ m}}{2} + 1.5 \cdot 50 \text{ kN} \cdot \left( 1 + \frac{(5.5 - 1.2) \text{ m}}{5.5} \right)$$

$$= 189.41 \text{ kN}$$

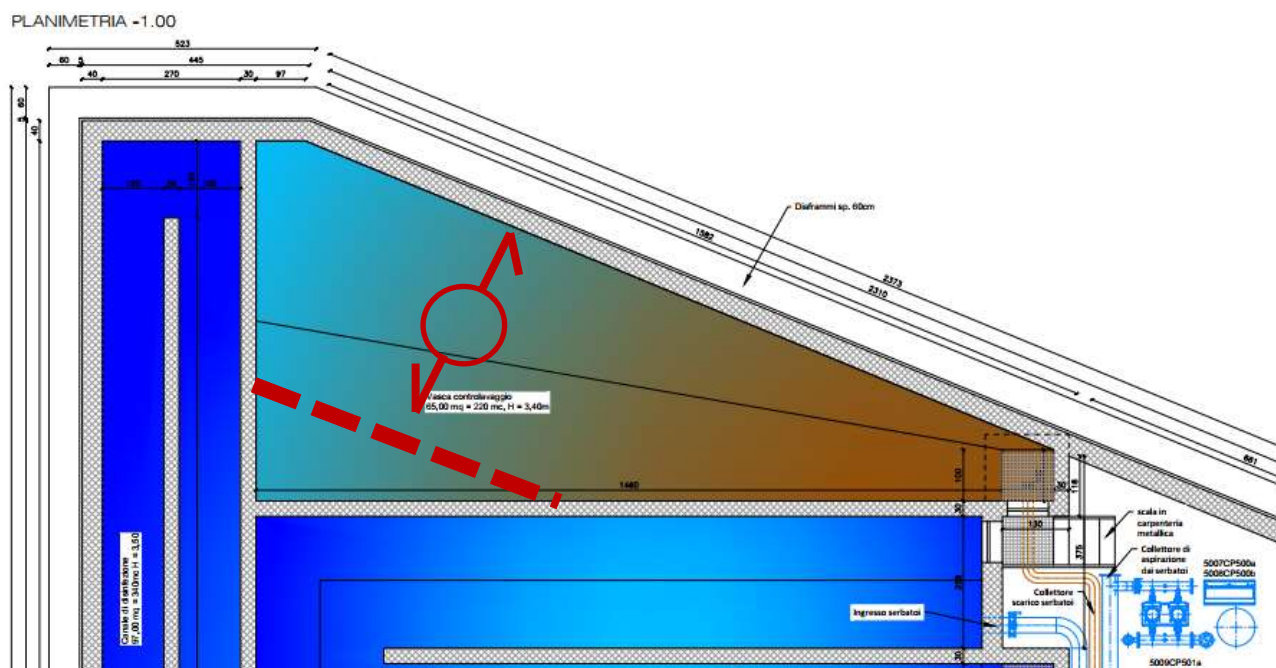
I valori resistenti si ricavano da tabelle messe a disposizione dai produttori (si veda ad esempio la che corrispondono a prodotto di marca SOVIPRE s.r.l.). Si evince, per spessore complessivo  $5+28+6 = 39$  cm, l'ottenimento di un momento flettente resistente pari a  $M_{Rd} = 245.85$  kNm con armatura integrativa  $1\phi 18 + 1\phi 20$ , ed un taglio resistente in appoggio pari a  $V_{Rd} = 63.82$  kN in assenza di armatura specifica.

Occorre pertanto predisporre opportuni accorgimenti tecnici al fine dell'ottenimento di una resistenza a taglio opportuna. Si propone nel seguito il calcolo di ferri piegati allo scopo, fermo restando che altre soluzioni potranno essere individuate nei successivi livelli di progettazione.

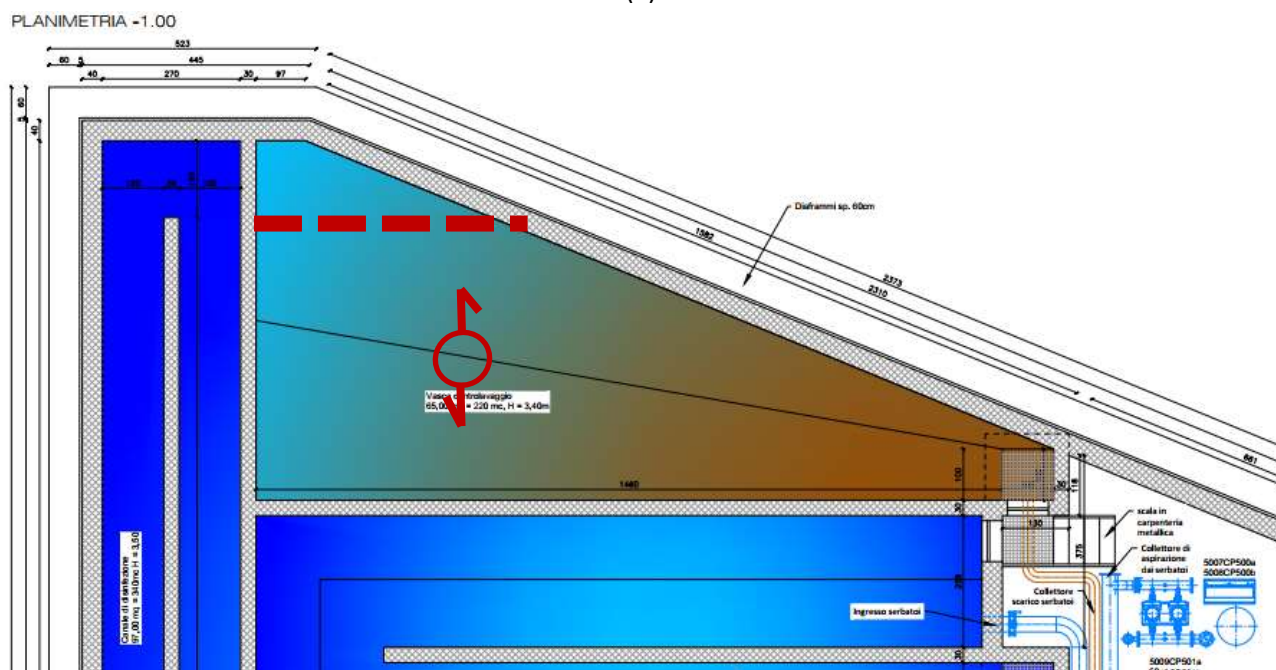
La resistenza a taglio è calcolata nella seguente Tabella 1 assumendo l'installazione, per ogni m di predalle, di  $4\phi 12$  piegati a passo 400 mm in corrispondenza degli appoggi. La resistenza vale  $V_{Rd} = 191.52$  kN e risulta superiore alla sollecitazione.

La verifica è soddisfatta.





(a)



(b)

Figura 4. Proposte di asset della copertura al fine della limitazione della luce a 5.5 m.

**PRESTAZIONI STATICHE DEI SOLAI A LASTRE IN C.A.N. - INTERASSE 120 cm -  $R_{cK}=C30/37N/mm^2$  -  $F_{yk} 450 N/mm^2$**

N. ° 3 Tralicci tipo Ø205 inf. - 1Ø7 sup. - staffe Ø5/20cm - ht=12,5cm - Barrette trasversali Ø 5 - Copriferro 2cm - n=15



ALTEZZA SOLAIO	TABELLA DEI VALORI MASSIMI DEL TAGLIO E DEI MOMENTI FLETTENTI DI SERVIZIO PER LE CAMPATE																								
	P	R	L	A1 1e8 Lat e Centr	A2 1e6+ 1e6 Lat e Centr	A3 1e10 Lat e Centr	A4 1e8+ 1e8 Lat e Centr	A5 1e12 Lat e Centr	A6 1e10+ 1e8 Lat e Centr	A7 1e10+ 1e10 Lat e Centr	A8 1e10+ 1e12 Lat e Centr	A9 1e12+ 1e12 Lat e Centr	A10 1e12+ 1e14 Lat e Centr	A11 1e14+ 1e14 Lat e Centr	A12 1e14+ 1e16 Lat e Centr	A13 1e16+ 1e16 Lat e Centr	A14 1e16+ 1e18 Lat e Centr	A15 1e18+ 1e18 Lat e Centr	A16 1e18+ 1e20 Lat e Centr	A17 1e20+ 1e20 Lat e Centr	A18 1e20+ 1e22 Lat e Centr	A19 1e22+ 1e22 Lat e Centr	A20 1e22+ 1e24 Lat e Centr	T	J
5+28+5	485	130	143	367239	392837	482292	571331	622114	685446	799056	937095	1074341	1238259	1395162	1578363	1769712	1965435	2165505	2388829	2609622	2851221	3090500	3349098	6261	402370
5+28+6	510	130	153	377492	403785	495752	587383	639608	704725	821523	963669	1104851	1270473	1450590	1623403	1810408	2020339	2284500	2686379	2935118	3181137	3447121	6382	445769	
5+32+5	515	130	157	408202	436693	536191	635393	691973	752446	889039	1048027	1196039	1375985	1564503	1759200	1962287	2190721	2417186	2667643	2916173	3187937	3457670	3749324	6732	522427
5+32+6	540	125	167	418493	447680	549682	651418	709390	787135	911552	1098449	1226544	1411131	1594394	1804405	2013050	2247521	2480129	2737719	2992777	3272098	3548136	3847461	6846	575347
5+36+5	550	125	170	449217	480565	590145	699444	761723	839504	979014	1148825	1317840	1516592	1713921	1940231	2165012	2417993	2687999	2947107	3222748	3524645	3836574	4149567	7192	592330
5+36+6	575	120	180	/	491536	603615	715454	779197	858718	1001533	1175329	1346246	1551701	1753761	1955921	2215893	2474694	2751718	3016748	3299272	3608810	3915310	4247720	7306	725769
5+40+5	585	120	183	/	/	644079	763466	831540	916507	1068986	1254656	1439527	1657032	1873332	2121235	2367837	2645110	2920621	3226078	3529179	3851461	4191736	4549839	7645	823338
5+40+6	610	120	193	/	/	657586	779437	846983	935755	1091494	1281156	1489942	1692152	1913130	2166598	2418393	2701683	2963472	3298555	3605907	3945536	4282311	4647950	7757	898167
5+44+5	615	120	197	/	/	698011	827472	901292	993477	1158960	1380029	1561298	1797523	2032621	2302212	2570317	2872310	3172185	3509275	3830558	4198370	4598776	4950111	8091	100947
5+44+6	640	115	207	/	/	711436	843466	916758	1012731	1181444	1387004	1591699	1839514	2072327	2347566	2620946	2929051	3235187	3575090	3912270	4282391	4640475	5048551	8203	108971

ALTEZZA SOLAIO	TABELLA DEI MOMENTI FLETTENTI DI SERVIZIO PER GLI APPOGGI AL LIMITE DELLA ZONA PIENA (b=40)							
		A1 1e8	A2 1e10	A3 1e12	A4 1e14	A5 1e16	A6 1e18	A7 1e20
5+28+5	M	206719	322352	483100	628485	817304	1030831	1266178
5+28+6	M	219479	331364	476057	646138	840945	1059973	1302268
5+32+5	M	229748	358328	514914	698020	910087	1147405	1410421
5+32+6	M	235512	367329	527850	716619	933113	1176672	1446451
5+36+5	M	252767	394291	586587	799535	1022200	1264138	1554636
5+36+6	M	258530	403281	579613	787130	1025260	1293317	1590566
5+40+5	M	275790	430248	618452	840085	1094342	1380826	1698672
5+40+6	M	281558	439248	631425	857684	1117392	1410007	1734775
5+44+5	M	298831	465222	670276	910535	1186801	1497806	1842715
5+44+6	M	304590	475230	683218	928133	1209502	1526640	1878817

ALTEZZA SOLAIO	TABELLA TAGLI DI SERVIZIO AL LIMITE DELLA ZONA PIENA (b=40)						
		A1 /	A2 1ø8	A3 1ø10	A4 1ø12	A5 1ø14	A6 1ø16
5+28+5	M	6264	6264	6264	6264	6264	6264
5+28+6	M	6382	6382	6382	6382	6382	6382
5+32+5	M	6732	6732	6732	6732	6732	6732
5+32+6	M	6848	6848	6848	6848	6848	6848
5+36+5	M	7192	7192	7192	7192	7192	7192
5+36+6	M	7306	7306	7306	7306	7306	7306
5+40+5	M	7645	7645	7645	7645	7645	7645
5+40+6	M	7757	7757	7757	7757	7757	7757
5+44+5	M	8092	8092	8092	8092	8092	8092
5+44+6	M	8203	8203	8203	8203	8203	8203

Figura 5. Estratto dalla "Scheda tecnica" per predalles.

Verifica a taglio di sezione in c.a. con armatura specifica		
Larghezza equivalente sezione in c.a.	b =	400 mm
Altezza utile sezione in c.a.	d =	340 mm
Armatura trasversale dedicata	Asw =	452,3904 mmq
Inclinazione armatura trasversale	$\alpha =$	45 °
	ctg $\theta =$	1
Resistenza caratteristica acciaio	f <sub>yk</sub> =	450 MPa
Fattore di sicurezza acciaio	$\gamma_s =$	1,15
Spaziatura ferri trasversali	s =	400 mm
Resistenza a taglio lato acciaio	VRsd =	191,52 kN
Resistenza caratteristica calcestruzzo	f <sub>ck</sub> =	30 MPa
Fattore di sicurezza calcestruzzo	$\gamma_c =$	1,5
	ctg $\theta =$	2,5
Resistenza a taglio lato cls	VRcd =	502,26 kN

Tabella 1. Calcolo della resistenza a taglio di sezioni in c.a. specificatamente armate.

### 5.2.3 Platea di fondazione

La platea viene considerata, in via semplificata, quale lastra inflessa incastrata in corrispondenza delle pareti verticali (perimetrali ed interne) e soggetta ad una pressione verticale negativa (diretta verso l'alto) pari alla pressione media indotta sul terreno dalla sovrastruttura. A favore di sicurezza, sono trascurati eventuali carichi verticali presenti sulle platee, essendo che essi apporterebbero un effetto favorevole.

L'area in cui la platea presenta maggiori luci libere di inflessione corrisponde alla camera valvole, ove la platea presenta dimensioni L x B = 9.86 m x 6.11 m.

Il massimo carico verticale è computato nel seguito:

- Peso della platea di fondazione (sp. 50 cm, area tot. 514.09 m<sup>2</sup>) G<sub>1</sub> = 6.426,1 kN
- Peso dei muri esterni interrati (sp. 40 cm) G<sub>2</sub> = 4.118,1 kN
- Peso dei muri esterni fuori terra (sp. 40 cm) G<sub>3</sub> = 1.732,3 kN
- Peso muri locali tecnici (sp. 30 cm) G<sub>4</sub> = 1.060,9 kN
- Peso muri divisorii interni interrati (sp. 30 cm) G<sub>5</sub> = 3.969,9 kN
- Peso + permanente copertura potabilizzatore (area tot. 356.12 m<sup>2</sup>) G<sub>6</sub> = 3.969,9 kN
- Peso + permanente copertura locali tecnici (area tot. 147.44 m<sup>2</sup>) G<sub>7</sub> = 1.120,6 kN
- Carico variabile su copertura locali tecnici (neve) Q<sub>1</sub> = 177 kN
- Carico variabile su copertura potabilizzatore (neve + veicoli) Q<sub>2</sub> = 1.254 kN
- Carico variabile da liquido contenuto (H = 3.50 m) Q<sub>3</sub> = 12.500,6 kN

Il massimo carico in condizione di SLU è pari a:

$$P_{SLU} = \gamma_{G1} \cdot \sum_{i=1}^7 G_i + \gamma_{Qi} \cdot \sum_{i=1}^3 Q_i = 1.3 \cdot 22.521 \text{ kN} + 1.5 \cdot 13.932 \text{ kN} = 50.175 \text{ kN}$$

La pressione media in platea vale:

$$p_{SLU} = \frac{P_{SLU}}{A_{PLATE}} = \frac{50.175 \text{ kN}}{468.20 \text{ mq}} = 107.17 \text{ kPa}$$



ove, a favore di sicurezza, si è considerata nel calcolo l'area della sola platea del serbatoio.

Le massime sollecitazioni flessionali sono calcolate attraverso il metodo tabulare di cui alla pubblicazione: S. Timoshenko & S. Woinowsky-Krieger (1987), *Theory of Plates and Shells*, McGraw-Hill Book Company.

In riferimento alla seguente tabella e tenendo conto che a (b) sono la dimensione minore (maggiore), considerato dunque che  $b/a = 9.86/6.11 = 1.6$  circa, si ottiene:

$$M_{max} = 0.078 p_{SLU} a^2 = 0.078 \cdot 107.17 \text{ kPa} \cdot (6.11 \text{ m})^2 = 312.07 \text{ kNm}$$

quale valore massimo del momento flettente, che si verifica in corrispondenza dell'incastro coi muri verticali.

TABLE 35. DEFLECTIONS AND BENDING MOMENTS IN A UNIFORMLY LOADED  
RECTANGULAR PLATE WITH BUILT-IN EDGES (FIG. 91)  
 $\nu = 0.3$

$b/a$	$(w)_{x=0, y=0}$	$(M_x)_{x=a/2, y=0}$	$(M_y)_{x=0, y=b/2}$	$(M_x)_{x=0, y=0}$	$(M_y)_{x=0, y=0}$
1.0	$0.00126qa^4/D$	$-0.0513qa^2$	$-0.0513qa^2$	$0.0231qa^2$	$0.0231qa^2$
1.1	$0.00150qa^4/D$	$-0.0581qa^2$	$-0.0538qa^2$	$0.0264qa^2$	$0.0231qa^2$
1.2	$0.00172qa^4/D$	$-0.0639qa^2$	$-0.0554qa^2$	$0.0299qa^2$	$0.0228qa^2$
1.3	$0.00191qa^4/D$	$-0.0687qa^2$	$-0.0563qa^2$	$0.0327qa^2$	$0.0222qa^2$
1.4	$0.00207qa^4/D$	$-0.0726qa^2$	$-0.0568qa^2$	$0.0349qa^2$	$0.0212qa^2$
1.5	$0.00220qa^4/D$	$-0.0757qa^2$	$-0.0570qa^2$	$0.0368qa^2$	$0.0203qa^2$
1.6	$0.00230qa^4/D$	$-0.0780qa^2$	$-0.0571qa^2$	$0.0381qa^2$	$0.0193qa^2$
1.7	$0.00238qa^4/D$	$-0.0799qa^2$	$-0.0571qa^2$	$0.0392qa^2$	$0.0182qa^2$
1.8	$0.00245qa^4/D$	$-0.0812qa^2$	$-0.0571qa^2$	$0.0401qa^2$	$0.0174qa^2$
1.9	$0.00249qa^4/D$	$-0.0822qa^2$	$-0.0571qa^2$	$0.0407qa^2$	$0.0165qa^2$
2.0	$0.00254qa^4/D$	$-0.0829qa^2$	$-0.0571qa^2$	$0.0412qa^2$	$0.0158qa^2$
$\infty$	$0.00260qa^4/D$	$-0.0833qa^2$	$-0.0571qa^2$	$0.0417qa^2$	$0.0125qa^2$

Tabella 2. Valore dei momenti flettenti di piastra incastrata ai bordi e soggetta a carico uniformemente distribuito.

La resistenza ultima flessionale della platea, in assenza di sforzo normale, è calcolata nella seguente Figura 6 utilizzando l'applicativo VCA SLU messo a disposizione gratuitamente dall'Università di Brescia. Si considera una armatura costituita da ferri  $\phi 16$  a maglia  $10\text{cm} \times 10\text{cm}$  ai lembi sia superiori che inferiori.

Si evince che il momento flettente resistente è superiore a quello di progetto calcolato in precedenza.

Per quanto riguarda il taglio, si ha:

$$V_{Ed} = \frac{p_{SLU} \cdot B \cdot L}{2(B + L)} = \frac{107.17 \text{ kPa} \cdot (6.11 \cdot 9.86) \text{ m}^2}{2 \cdot (6.11 + 9.86) \text{ m}} = 202.15 \text{ kN}$$

La resistenza a taglio di sezioni non specificatamente armate è pari a:

$$V_{Rd} = \max \left[ 0.18 \cdot k \cdot \frac{\sqrt{100 \rho f_{ck}}}{\gamma_c}; v_{min} \right] \cdot b \cdot d = 213.75 \text{ kN}$$

essendo:

$$v_{min} = 0.035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0.426 \text{ Mpa}$$

la minima resistenza a taglio,  $f_{ck} = 32 \text{ Mpa}$  e  $k = 1 + \sqrt{200/d} = 1 + \sqrt{200/436} = 1.667$ ,  $\rho = 0.0046$  la percentuale geometrica di armatura, in conformità al punto 4.1.2.3.5.1 della NTC2018.

La verifica a taglio risulta soddisfatta.

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	50

N°	As [cm²]	d [cm]
1	20,11	4
2	20,11	46

**Sollecitazioni**  
S.L.U. ☒ Metodo n ☐

N<sub>Ed</sub> 0 kN  
M<sub>xEd</sub> 0 202,26 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0 0

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

**Tipo rottura**  
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Materiali**  
B450C C32/40  
ε<sub>su</sub> 67,5 ‰ ε<sub>c2</sub> 2 ‰  
f<sub>yd</sub> 391,3 N/mm² ε<sub>cu</sub> 3,5 ‰  
E<sub>s</sub> 200.000 N/mm² f<sub>cd</sub> 18,13 N/mm²  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0,8  
ε<sub>syd</sub> 1,957 ‰ σ<sub>c,adm</sub> 12,25 N/mm²  
σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm² τ<sub>co</sub> 0,7333

M<sub>xRd</sub> 344,5 kNm  
σ<sub>c</sub> -18,13 N/mm²  
σ<sub>s</sub> 391,3 N/mm²  
ε<sub>c</sub> 3,5 ‰  
ε<sub>s</sub> 32,87 ‰  
d 46 cm  
x 4,427 x/d 0,09624

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

**Tipo flessione**  
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100  
Calcola MRd Dominio M-N  
L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello  
M-curvatura

Figura 6. Calcolo momento resistente. Platea potabilizzatore.

Considerando le condizioni di esercizio in combinazione quasi permanente, si determina, seguendo i medesimi passi logici di cui in precedenza:

$$P_{SLE} = \sum_{i=1}^7 G_i + \sum_{i=1}^3 \psi_{2i} \cdot Q_i = 22.521 \text{ kN} + 10.000 \text{ kN} = 32.521 \text{ kN}$$

$$p_{SLE} = \frac{P_{SLE}}{A_{PLATE}} = \frac{50.175 \text{ kN}}{468.20 \text{ mq}} = 69.46 \text{ kPa}$$

$$M_{max} = 0.078 p_{SLE} a^2 = 0.078 \cdot 69.46 \text{ kPa} \cdot (6.11 \text{ m})^2 = 202.26 \text{ kNm}$$

Il calcolo delle tensioni nella sezione inflessa in c.a. è riportato nella seguente Figura 7

Ai fini della verifica a fessurazione, si utilizza il metodo tabellare di cui alla Circolare Esplicativa della NTC2018. La Tab. C4.1.III riporta, dato il valore delle tensioni in esercizio sulle barre, la massima spaziatura delle stesse (Tabella 3). Si evince che, per il valore 240 MPa, l'armatura a passo 10 cm verifica la condizione più stringente di apertura delle fessure inferiore a 0.2mm applicabile in caso di condizioni aggressive. La verifica a fessurazione può dunque considerarsi soddisfatta.

Si rappresenta che l'armatura metallica qui considerata e verificata è relativa alla platea della camera valvole, che presenta luce libera di inflessione 6.11 m. Le restanti porzioni di platea, in particolare quelle relative al serbatoio, presentano luci libere di inflessione 2.57 m od inferiori. Stante la dipendenza quadratica del momento flettente dalla luce, la sollecitazione flettente nelle restanti porzioni di platea è pari a circa il 18% di quella qui determinata. Di conseguenza, l'armatura minima φ16/20cm x 20cm (corrispondente al 50% di quella considerata nei calcoli) è ampiamente sufficiente al soddisfacimento delle verifiche.



N°	b [cm]	h [cm]
1	100	50

N°	As [cm²]	d [cm]
1	20,11	4
2	20,11	46

☐ Rettangoli ☐ Coord.  
☐ DXF

☒ Centro ☐ Baricentro cls  
☐ Coord.[cm]

xN   
 yN

Sollecitazioni  
 S.L.U. ☒ Metodo n

N<sub>Ed</sub>  kN  
 M<sub>xEd</sub>  202,26 kNm  
 M<sub>yEd</sub>  0

Materiali  
 B450C C32/40

ε<sub>su</sub>  ‰ ε<sub>c2</sub>  ‰  
 f<sub>yd</sub>  N/mm² ε<sub>cu</sub>  ‰  
 E<sub>s</sub>  N/mm² f<sub>cd</sub>  ‰  
 E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub>  f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub>  ?  
 ε<sub>syd</sub>  ‰ σ<sub>c,adm</sub>  ‰  
 σ<sub>s,adm</sub>  N/mm² τ<sub>co</sub>  ‰

σ<sub>c</sub>  N/mm²  
 σ<sub>s</sub>  N/mm²  
 ε<sub>s</sub>  ‰  
 d  cm  
 x  x/d

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

Verifica

N° iterazioni:

Figura 7. Calcolo tensione nelle barre. Platea potabilizzatore.

Tabella C4.1.III - Spaziatura massima delle barre per il controllo di fessurazione

Tensione nell'acciaio σ <sub>s</sub> [MPa]	Spaziatura massima s delle barre (mm)		
	w <sub>s</sub> = 0,4 mm	w <sub>s</sub> = 0,3 mm	w <sub>s</sub> = 0,2 mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

Tabella 3. Massima spaziatura delle barre per controllo a fessurazione.

## 5.2.4 Muri perimetrali

Si considera il muro contro terra della camera valvole. Tale muro è l'elemento più sollecitato, stante l'assenza di acqua all'interno della struttura che ha un effetto benefico nei confronti della spinta delle terre.

Il muro presenta luce libera di inflessione H = 4.2 m, lunghezza complessiva L = 9.86 m, ed è soggetto alle seguenti azioni orizzontali:

- Spinta statica del terreno (applicata ad H/3) E<sub>stat</sub> = 126.14 kN  
che corrisponde ad un carico triangolare (idrostatico) nullo in testa e massimo alla base valente p<sub>stat</sub> = 49.47 kPa
- Sovraspinta sismica (applicata ad H/2) E<sub>sism</sub> = 40.58 kN  
che corrisponde ad una pressione uniforme p<sub>sism</sub> = 9.70 kPa

Il massimo momento flettente viene calcolato ricorrendo alla Tabella 2 per la componente sismica (uniforme) e Tabella 4 per la componente statica (carico variabile). Si ottiene:

- Momento flettente max in condizioni statiche (rapporto  $b/a = 9.86/4.20 = 2.35$ ):

$$M_{Ed.SLU} = \gamma_{G1} \cdot 0.05 p_{stat} \cdot H^2 = 1.30 \cdot 0.05 \cdot 49.47 \text{ kPa} \cdot (4.20 \text{ m})^2 = 56.72 \text{ kNm}$$

- Momento flettente max in condizioni sismiche

$$M_{Ed.Sism} = 0.05 p_{stat} \cdot H^2 + 0.0833 p_{sism} \cdot H^2 = 0.05 \cdot 49.47 \text{ kPa} \cdot (4.20 \text{ m})^2 + 0.0833 \cdot 9.70 \cdot (4.20 \text{ m})^2 = 57.89 \text{ kNm}$$

Il massimo momento resistente, calcolato in regime "sostanzialmente elastico", è presentato nella seguente Figura 8. Il primo snervamento avviene nelle barre di armatura tese.

Il valore resistente, pari a circa 119.5 kNm, è superiore alla sollecitazione di progetto. La verifica è soddisfatta.

**TABLE 36. DEFLECTIONS AND BENDING MOMENTS IN RECTANGULAR PLATES WITH BUILT-IN EDGES AND HYDROSTATIC LOAD (FIG. 92)**  
 $\nu = 0.3$

$\frac{b}{a}$	$x = 0, y = 0$			$x = a/2, y = 0$	$x = -a/2, y = 0$	$x = 0, y = \pm b/2$
	$w = \alpha \frac{q_0 a^4}{D}$	$M_x = \beta_1 q_0 a^2$	$M_y = \beta_2 q_0 a^2$	$M_x = \gamma_1 q_0 a^2$	$M_x = \gamma_2 q_0 a^2$	$M_y = \delta q_0 a^2$
	$\alpha$	$\beta_1$	$\beta_2$	$\gamma_1$	$\gamma_2$	$\delta$
0.5	0.000080	0.00198	0.00515	-0.0115	-0.0028	-0.0104
$\frac{2}{3}$	0.000217	0.00451	0.00817	-0.0187	-0.0066	-0.0168
1.0	0.00063	0.0115	0.0115	-0.0334	-0.0179	-0.0257
1.5	0.00110	0.0184	0.0102	-0.0462	-0.0295	-0.0285
$\infty$	0.00130	0.0208	0.0063	-0.0500	-0.0333	

Tabella 4. Valore dei momenti flettenti di piastra incastrata ai bordi e soggetta a carico variabile linearmente lungo a.

Per quanto concerne il taglio, esso vale, in corrispondenza del lembo inferiore del muro:

- Condizioni statiche.  $V_{Ed} = \gamma_{G1} \cdot \frac{2}{3} \cdot E_{stat} = 1.3 \cdot 126.14 \text{ kN} \cdot 0.66 = 108.23 \text{ kN}$
- Condizioni sismiche  $V_{Ed} = \frac{2}{3} \cdot E_{stat} + \frac{E_{sism}}{2} = 126.14 \text{ kN} \cdot 0.66 + 0.5 \cdot 40.58 \text{ kN} = 104.42 \text{ kN}$

Il minimo taglio resistente val:

$$V_{Rd} = v_{min} \cdot b \cdot d = 156.86 \text{ kN}$$

essendo:

$$v_{min} = 0.035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0.467 \text{ Mpa}$$

la minima resistenza a taglio,  $f_{ck} = 32 \text{ Mpa}$  e  $k = 1 + \sqrt{200/d} = 1 + \sqrt{200/336} = 1.772$  in conformità al punto 4.1.2.3.5.1 della NTC2018.

La verifica a taglio risulta soddisfatta.

In condizione di stato limite di esercizio, si ottiene:

$$M_{Ed.SLE} = 0.05 p_{stat} \cdot H^2 = 0.05 \cdot 49.47 \text{ kPa} \cdot (4.20 \text{ m})^2 = 43.63 \text{ kNm}$$

La massima tensione sulle barre è determinata nella seguente Figura 9 ed è pari a 131.5 MPa. Il valore è inferiore al limite di 160 MPa valevole per il soddisfacimento delle verifiche a fessurazione con limite 0.2 mm per condizioni ambientali aggressive e spaziatura delle barre 200 mm (Tabella 3). La verifica è soddisfatta.

N*	b [cm]	h [cm]
1	100	40

N*	As [cm²]	d [cm]
1	10,05	4
2	10,05	36

☐ Rettangoli ☐ Coord.  
☐ DXF

File

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

Verifica

N\* iterazioni: 4

Sollecitazioni  
S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 0 kN  
M<sub>xEd</sub> 0 119,5 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0 0

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

Materiali

B450C C32/40

$\epsilon_{su}$  67,5 ‰  $\epsilon_{c2}$  2 ‰  
 $f_{yd}$  391,3 N/mm²  $\epsilon_{cu}$  3,5 ‰  
 $E_s$  200.000 N/mm²  $f_{cd}$  18,13 N/mm²  
 $E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0,8  
 $\epsilon_{syd}$  1,957 ‰  $\sigma_{c,adm}$  12,25 N/mm²  
 $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm²  $\tau_{co}$  0,7333

$\sigma_c$  -7,277 N/mm²  
 $\sigma_s$  360,1 N/mm²  
 $\epsilon_s$  1,801 ‰  
d 36 cm  
x 8,373 x/d 0,2326

Figura 8. Calcolo momento resistente in campo sostanzialmente elastico. Muri perimetrali interrati.

N*	b [cm]	h [cm]
1	100	40

N*	As [cm²]	d [cm]
1	10,05	4
2	10,05	36

☐ Rettangoli ☐ Coord.  
☐ DXF

File

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

Verifica

N\* iterazioni: 4

Sollecitazioni  
S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 0 kN  
M<sub>xEd</sub> 0 43,63 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0 0

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

Materiali

B450C C32/40

$\epsilon_{su}$  67,5 ‰  $\epsilon_{c2}$  2 ‰  
 $f_{yd}$  391,3 N/mm²  $\epsilon_{cu}$  3,5 ‰  
 $E_s$  200.000 N/mm²  $f_{cd}$  18,13 N/mm²  
 $E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0,8  
 $\epsilon_{syd}$  1,957 ‰  $\sigma_{c,adm}$  12,25 N/mm²  
 $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm²  $\tau_{co}$  0,7333

$\sigma_c$  -2,657 N/mm²  
 $\sigma_s$  131,5 N/mm²  
 $\epsilon_s$  0,6574 ‰  
d 36 cm  
x 8,373 x/d 0,2326

Figura 9. Calcolo tensione nella sezione inflessa. Muri perimetrali interrati.

### 5.2.5 Muri interni

Si considera il muro tra serbatoio e camera valvole. Tale muro è l'elemento più sollecitato, stante la presenza di acqua da un solo lato del muro e dell'assenza di soletta sul lato superiore dello stesso.

Il muro presenta luce libera di inflessione  $H = 5.20$  m, lunghezza complessiva  $L = 2.57$  m, ed è soggetto alle seguenti azioni orizzontali:

- Spinta statica del liquido (applicata ad  $H/3$ )  $E_{stat} = 148.72$  kN  
che corrisponde ad un carico triangolare (idrostatico) nullo in testa e massimo alla base valente  $p_{stat} = 57.20$  kPa
- Sovraspinta sismica  $E_{sism} = 5.63$  kN  
che corrisponde ad una pressione costante (assunzione cautelativa) di valore  $p_{sism} = 3.19$  kPa

Il massimo momento flettente viene calcolato ricorrendo alla Tabella 5 per la componente sismica (uniforme) e Tabella 6 per la componente statica (carico variabile). Si ottiene:

- Momento flettente max in condizioni statiche (rapporto  $b/a = H/L = 5.2/2.57 = 2.0$ ):  
 $M_{Ed.SLU} = \gamma_{Q1} \cdot 0.0364 p_{stat} \cdot L^2 = 1.50 \cdot 0.0364 \cdot 57.20 \text{ kPa} \cdot (2.57 \text{ m})^2 = 20.63 \text{ kNm}$
- Taglio massimo in condizioni statiche  
 $V_{Ed.SLU} = \gamma_{Q1} \cdot 0.311 p_{stat} \cdot L = 1.50 \cdot 0.311 \cdot 57.20 \text{ kPa} \cdot (2.57 \text{ m}) = 68.58 \text{ kN}$
- Momento flettente max in condizioni sismiche  
 $M_{Ed.Sism} = 0.0364 p_{stat} \cdot L^2 + 0.0842 p_{sism} \cdot L^2 =$   
 $0.0364 \cdot 57.20 \text{ kPa} \cdot (2.57 \text{ m})^2 + 0.0842 \cdot 3.19 \cdot (2.57 \text{ m})^2 = 15.53 \text{ kNm}$
- Taglio massimo in condizioni sismiche  
 $V_{Ed.SLU} = 0.311 p_{stat} \cdot L + 0.527 p_{sism} \cdot L =$   
 $0.311 \cdot 57.20 \text{ kPa} \cdot (2.57 \text{ m}) + 0.527 \cdot 3.19 \text{ kPa} \cdot 2.57 \text{ m} = 50.04 \text{ kN}$

Il massimo momento resistente, calcolato in regime "sostanzialmente elastico", è presentato nella seguente Figura 10. Il primo snervamento avviene nelle barre di armatura tese.

Il valore resistente, pari a circa 48.7 kNm, è superiore alla sollecitazione di progetto. La verifica è soddisfatta.

TABLE 44. DEFLECTIONS, BENDING MOMENTS, AND REACTIONS OF UNIFORMLY LOADED RECTANGULAR PLATES WITH THREE EDGES BUILT IN AND A FOURTH EDGE FREE (FIG. 100)

$$\nu = \frac{1}{8}$$

$\frac{b}{a}$	$x = 0, y = b$		$x = 0, y = b/2$			$x = a/2, y = b$		$x = a/2, y = b/2$		$x = 0, y = 0$	
	$w = \alpha_1 \frac{qa^4}{D}$	$M_x = \beta_1 qa^2$	$w = \alpha_2 \frac{qa^4}{D}$	$M_x = \beta_2 qa^2$	$M_y = \beta'_2 qa^2$	$M_x = \beta_3 qa^2$	$V_x = \gamma_3 qa$	$M_x = \beta_4 qa^2$	$V_x = \gamma_4 qa$	$M_y = \beta_5 qa^2$	$V_y = \gamma_5 qa$
	$\alpha_1$	$\beta_1$	$\alpha_2$	$\beta_2$	$\beta'_2$	$\beta_3$	$\gamma_3$	$\beta_4$	$\gamma_4$	$\beta_5$	$\gamma_5$
0.6	0.00271	0.0336	0.00129	0.0168	0.0074	-0.0745	0.750	-0.0365	0.297	-0.0554	0.416
0.7	0.00292	0.0371	0.00159	0.0212	0.0097	-0.0782	0.717	-0.0439	0.346	-0.0545	0.413
0.8	0.00308	0.0401	0.00185	0.0252	0.0116	-0.0812	0.685	-0.0505	0.385	-0.0535	0.410
0.9	0.00323	0.0425	0.00209	0.0287	0.0129	-0.0836	0.656	-0.0563	0.414	-0.0523	0.406
1.0	0.00333	0.0444	0.00230	0.0317	0.0138	-0.0853	0.628	-0.0614	0.435	-0.0510	0.401
1.25	0.00345	0.0467	0.00269	0.0374	0.0142	-0.0867	0.570	-0.0708	0.475	-0.0470	0.388
1.5	0.00335	0.0454	0.00290	0.0402	0.0118	-0.0842	0.527	-0.0755	0.491	-0.0418	0.373

Tabella 5. Valore dei momenti flettenti di piastra incastrata su 3 lati e libera in testa e soggetta a carico uniforme.

TABLE 45. DEFLECTIONS, BENDING MOMENTS, AND REACTIONS OF HYDROSTATICALLY LOADED RECTANGULAR PLATES WITH THREE EDGES BUILT IN AND A FOURTH EDGE FREE (FIG. 101)

$$\nu = \frac{1}{8}$$

$\frac{b}{a}$	$x = 0, y = b$		$x = 0, y = b/2$			$x = a/2, y = b$		$x = a/2, y = b/2$		$x = 0, y = 0$	
	$w$	$M_x$	$w$	$M_x$	$M_y$	$M_x$	$V_x$	$M_x$	$V_x$	$M_y$	$V_y$
	$= \alpha_1 \frac{q_0 a^4}{D}$	$= \beta_1 q_0 a^2$	$= \alpha_2 \frac{q_0 a^4}{D}$	$= \beta_2 q_0 a^2$	$= \beta'_2 q_0 a^2$	$= \beta_3 q_0 a^2$	$= \gamma_3 q_0 a$	$= \beta_4 q_0 a^2$	$= \gamma_4 q_0 a$	$= \beta_5 q_0 a^2$	$= \gamma_5 q_0 a$
	$\alpha_1$	$\beta_1$	$\alpha_2$	$\beta_2$	$\beta'_2$	$\beta_3$	$\gamma_3$	$\beta_4$	$\gamma_4$	$\beta_5$	$\gamma_5$
0.6	0.00069	0.0089	0.00044	0.0060	0.0062	-0.0179	0.093	-0.0131	0.136	-0.0242	0.248
0.7	0.00069	0.0093	0.00058	0.0080	0.0074	-0.0172	0.081	-0.0170	0.158	-0.0261	0.262
0.8	0.00068	0.0096	0.00072	0.0100	0.0083	-0.0164	0.069	-0.0206	0.177	-0.0278	0.275
0.9	0.00067	0.0096	0.00085	0.0118	0.0090	-0.0156	0.057	-0.0239	0.194	-0.0290	0.286
1.0	0.00065	0.0095	0.00097	0.0135	0.0094	-0.0146	0.045	-0.0269	0.209	-0.0299	0.295
1.25	0.00056	0.0085	0.00121	0.0169	0.0092	-0.0119	0.018	-0.0327	0.234	-0.0306	0.309
1.5	0.00042	0.0065	0.00138	0.0191	0.0075	-0.0087	-0.006	-0.0364	0.245	-0.0291	0.311

Tabella 6. Valore dei momenti flettenti di piastra incastrata su 3 lati e libera in testa e soggetta a carico variabile linearmente lungo b.

Per quanto concerne il taglio, il minimo taglio resistente val:

$$V_{Rd} = v_{min} \cdot b \cdot d = 124.37 \text{ kN}$$

essendo:

$$v_{min} = 0.035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0.527 \text{ Mpa}$$

la minima resistenza a taglio,  $f_{ck} = 32 \text{ Mpa}$  e  $k = 1 + \sqrt{200/d} = 1 + \sqrt{200/236} = 1.921$  in conformità al punto 4.1.2.3.5.1 della NTC2018.

La verifica a taglio risulta soddisfatta.

In condizione di stato limite di esercizio, si ottiene:

$$M_{Ed,SLE} = 0.0364 p_{stat} \cdot L^2 = 0.0364 \cdot 57.20 \text{ kPa} \cdot (2.57 \text{ m})^2 = 13.75 \text{ kNm}$$

La massima tensione sulle barre è determinata nella seguente Figura 11 ed è pari a 101.6 MPa. Il valore è inferiore al limite di 160 MPa valevole per il soddisfacimento delle verifiche a fessurazione con limite 0.2 mm per condizioni ambientali aggressive e spaziatura delle barre 200 mm (Tabella 3). La verifica è soddisfatta.

N*	b [cm]	h [cm]
1	100	30

N*	As [cm²]	d [cm]
1	5,65	4
2	5,65	26

**Sollecitazioni**

S.L.U. ☒ Metodo n ☒

N<sub>Ed</sub> 0 kN  
M<sub>xEd</sub> 0 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0 kNm

**P.to applicazione N**

☒ Centro ☐ Baricentro cls  
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

**Metodo di calcolo**

☐ S.L.U.+ ☐ S.L.U.- ☒ Metodo n

**Materiali**

B450C C32/40

$\epsilon_{su}$  67,5 ‰  $\epsilon_{c2}$  2 ‰  
 $f_{yd}$  391,3 N/mm²  $\epsilon_{cu}$  3,5 ‰  
 $E_s$  200.000 N/mm²  $f_{cd}$  18,13 N/mm²  
 $E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0,8  
 $\epsilon_{syd}$  1,957 ‰  $\sigma_{c,adm}$  12,25 N/mm²  
 $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm²  $\tau_{co}$  0,7333

$\sigma_c$  -6,638 N/mm²  
 $\sigma_s$  359,9 N/mm²  
 $\epsilon_s$  1,799 ‰  
d 26 cm  
x 5,635 x/d 0,2167

**Verifica**

N\* iterazioni: 5

Figura 10. Calcolo momento resistente in campo sostanzialmente elastico. Muri interni.

N*	b [cm]	h [cm]
1	100	30

N*	As [cm²]	d [cm]
1	5,65	4
2	5,65	26

**Sollecitazioni**

S.L.U. ☒ Metodo n ☒

N<sub>Ed</sub> 0 kN  
M<sub>xEd</sub> 0 kNm  
M<sub>yEd</sub> 13,75 kNm

**P.to applicazione N**

☒ Centro ☐ Baricentro cls  
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

**Metodo di calcolo**

☐ S.L.U.+ ☐ S.L.U.- ☒ Metodo n

**Materiali**

B450C C32/40

$\epsilon_{su}$  67,5 ‰  $\epsilon_{c2}$  2 ‰  
 $f_{yd}$  391,3 N/mm²  $\epsilon_{cu}$  3,5 ‰  
 $E_s$  200.000 N/mm²  $f_{cd}$  18,13 N/mm²  
 $E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0,8  
 $\epsilon_{syd}$  1,957 ‰  $\sigma_{c,adm}$  12,25 N/mm²  
 $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm²  $\tau_{co}$  0,7333

$\sigma_c$  -1,874 N/mm²  
 $\sigma_s$  101,6 N/mm²  
 $\epsilon_s$  0,508 ‰  
d 26 cm  
x 5,635 x/d 0,2167

**Verifica**

N\* iterazioni: 5

Figura 11. Calcolo tensione nella sezione inflessa. Muri interni.