



**PROVINCIA AUTONOMA DI TRENTO**  
**AGENZIA PROVINCIALE OPERE PUBBLICHE**  
**SERVIZIO OPERE CIVILI**

UFFICIO PROGETTAZIONE E DIREZIONE LAVORI



**COMUNE DI TESERO**  
**LAVORI PUBBLICI E AMBIENTE**



**Lavori di adeguamento dello**  
**stadio del fondo a Lago di Tesero**  
**UF1A - Nuovo interrato**

FASE PROGETTO :

**PROGETTO ESECUTIVO**

CATEGORIA :

**STRUTTURE**

TITOLO TAVOLA :

**NUOVO EDIFICIO INTERRATO:**  
**RELAZIONE GEOTECNICA**

C. SIP: E-90/000	C. SOC: 5360	SCALA : ---	FASE PROGETTO : E	TIPO ELAB. : R	CATEGORIA : 340	PARTE D'OPERA : UF1A	N° PROGR. 001	REVISIONE : -
PROGETTO ARCHITETTONICO:  arch. Marco GIOVANAZZI			PROGETTO STRUTTURE e ANTINCENDIO:  ing. Marco SONTACCHI <div>ORDINE DEGLI INGEGNERI DELLA PROV. DI TRENTO - - - dott. ing. MARCO SONTACCHI ISCRIZIONE ALBO N° 1756</div>			Visto ! IL DIRIGENTE:  ing. Marco GELMINI		
PROGETTO IMPIANTI ELETTRICI:  ing. Renato COSER			PROGETTO IMPIANTI TERMOMECCANICI:  ing. Giovanni BETTI			Visto ! IL DIRETTORE DELL'UFFICIO :  arch. Silvano TOMASELLI  IL COORDINATORE DEL GRUPPO DI PROGETTO:  ing. Gabriele DEVIGILI		
CSP:  ing. Piero MATTIOLI			RELAZIONE GEOLOGICA:  geol. Mirko DEMOZZI			RELAZIONE ACUSTICA:  ing. Matteo AGOSTINI		
NOME FILE : 5360-ER340-001 Relazione Geotecnica.doc						DATA REDAZIONE : FEBBRAIO 2023		

# 1 PREMESSA

Su incarico del **COMUNE DI TESERO** lo scrivente ha redatto la presente relazione geotecnica a supporto del **progetto esecutivo** a cura del Servizio Opere Civili della P.A.T. per i lavori di adeguamento dello stadio del fondo a Lago di Tesero in previsione delle olimpiadi Milano-Cortina 2026 Unità Funzionali 1A e 1B.

La relazione geotecnica (NTC18) che ha lo scopo di definire il modello geotecnico del sito e valutare quindi le proposte progettuali e la loro compatibilità in relazione alle caratteristiche geotecniche dei terreni in sito ed eventualmente prescriverne le necessarie modifiche o integrazioni così come previsto dal D.M. 17 gennaio 2018 “Nuove Norme tecniche per le costruzioni” e relativa Circolare 2019 e dalla Normativa Provinciale.

Il lavoro è stato redatto nel mese di febbraio 2023 e aggiorna la relazione geologica del progetto definitivo redatta nel 2022.

**Nella relazione sono inoltre illustrati e commentati i contenuti della nuova campagna geognostica di sito e di laboratorio per la raccolta di ulteriori parametri utili alla ricostruzione del modello geotecnico e della caratterizzazione geotecnica dei terreni.**

Durante la stesura della relazione sono stati consultati in particolare anche i seguenti documenti:

- Relazione Geologica preliminare e definitiva di maggio e luglio 2022 a supporto del progetto in oggetto a firma del Geol. Mirko Demozzi;
- Relazione Geologica a firma del Collega Geol. Marco Del Din del 2009 a supporto del “Progetto definitivo dei lavori di adeguamento degli edifici del Centro del Fondo di Lago per i Mondiali di sci nordico 2013”;
- Relazione Geologica e Geotecnica a firma del Collega Geol. Luigi Frassinella del 2000 a supporto del progetto per la sistemazione del centro del fondo a Lago di Tesero.

## **1.1 Quadro normativo di riferimento principale**

Eurocodici di riferimento

- Eurocodice 7: Progettazione Geotecnica
- Eurocodice 8: Progettazione Strutture per la resistenza sismica Nazionale
- Decreto 17.01.2018: Aggiornamento delle «Norme Tecniche per le Costruzioni»
- Circolare alle NTC2018 n. 7 21/01/2019
- D.P.R. 13 giugno 2017, n. 120 "Regolamento recante la disciplina semplificata della gestione delle terre e rocce da scavo, ai sensi dell'articolo 8 del decreto-legge 12 settembre 2014, n. 133, convertito, con modificazioni, dalla legge 11 novembre 2014" n. 164;

- D.L. 9 aprile 2008 n. 81: “Attuazione dell'articolo 1 della legge 3 agosto 2007, N. 123, in materia di tutela della salute e della sicurezza nei luoghi di lavoro”;
- D.L. 3 aprile 2006 n. 152: “Norme in materia Ambientale” e successive modifiche
- D.M. 11 Marzo 1988: “Norme Tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”.

Provincia di Trento

- D.G.P. 1317 del 04/09/2020 e All. "Carta di sintesi della Pericolosità"
- D.G.P. 1681 del 14/09/2018 e All. "Criteri e metodologia per la redazione e l'aggiornamento delle carte della pericolosità"
- D.G.P. 1629 del 07/09/2018 e All. "Disposizioni tecniche per la predisposizione della CSP"
- L.P. 15/2015 per il "Governo del Territorio"
- L.P. 4 marzo 2008: “Piano Urbanistico Provinciale (Provincia Autonoma di Trento)”.

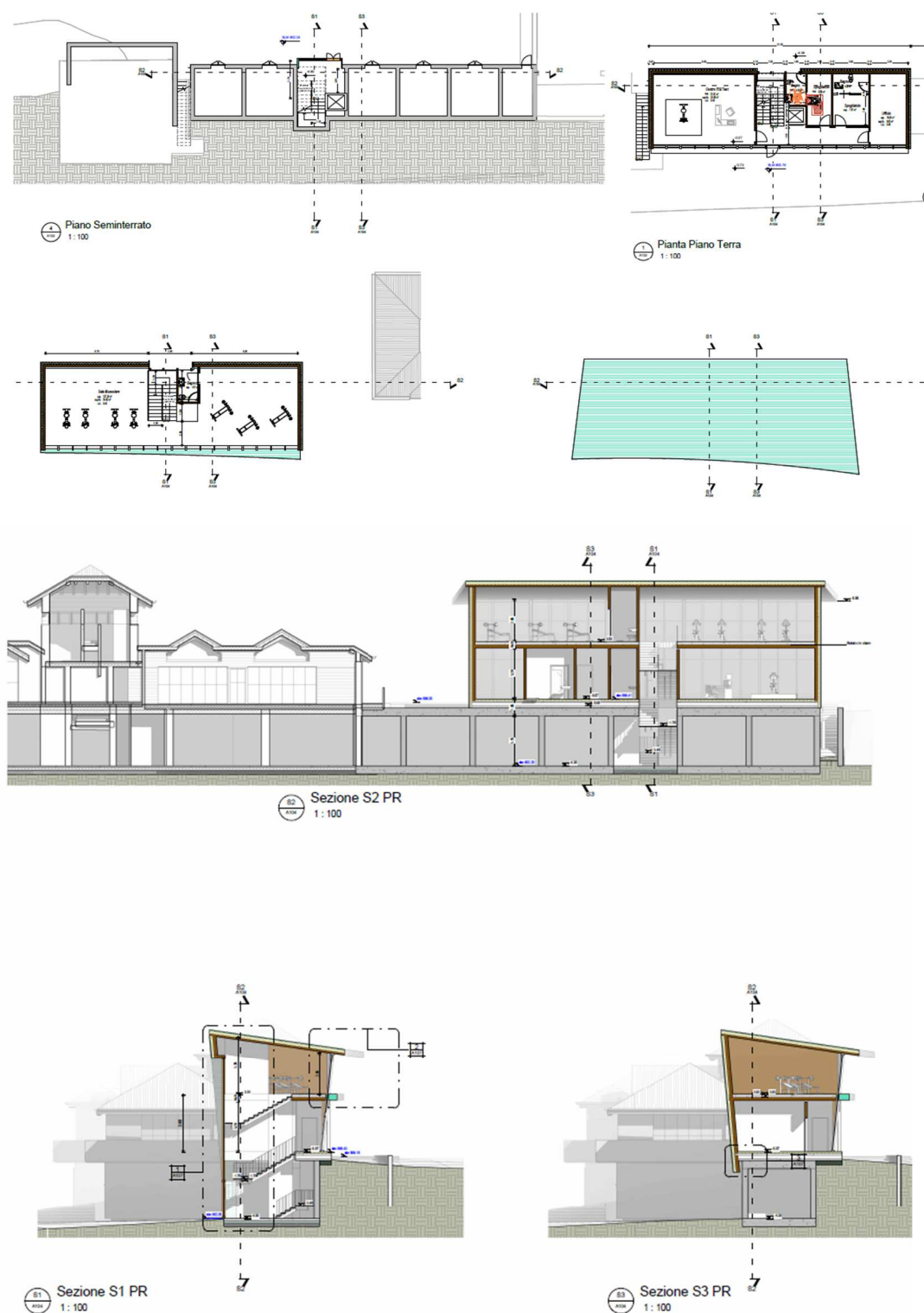
## **1.2 Sintesi degli interventi previsti dal progetto**

Il progetto prevede una serie di interventi di potenziamento e di adeguamento dello Stadio di Fondo a Tesero in previsione delle olimpiadi invernali Milano Cortina del 2026. Oltre all'adeguamento degli edifici esistenti e delle piste limitrofe dedicate alle attività sportive invernali, il progetto propone la realizzazione di un interrato con accesso diretto allo stadio. Gli aggiornamenti del progetto preliminare, e quindi proposti nel progetto definitivo, risalgono a fine giugno 2022.

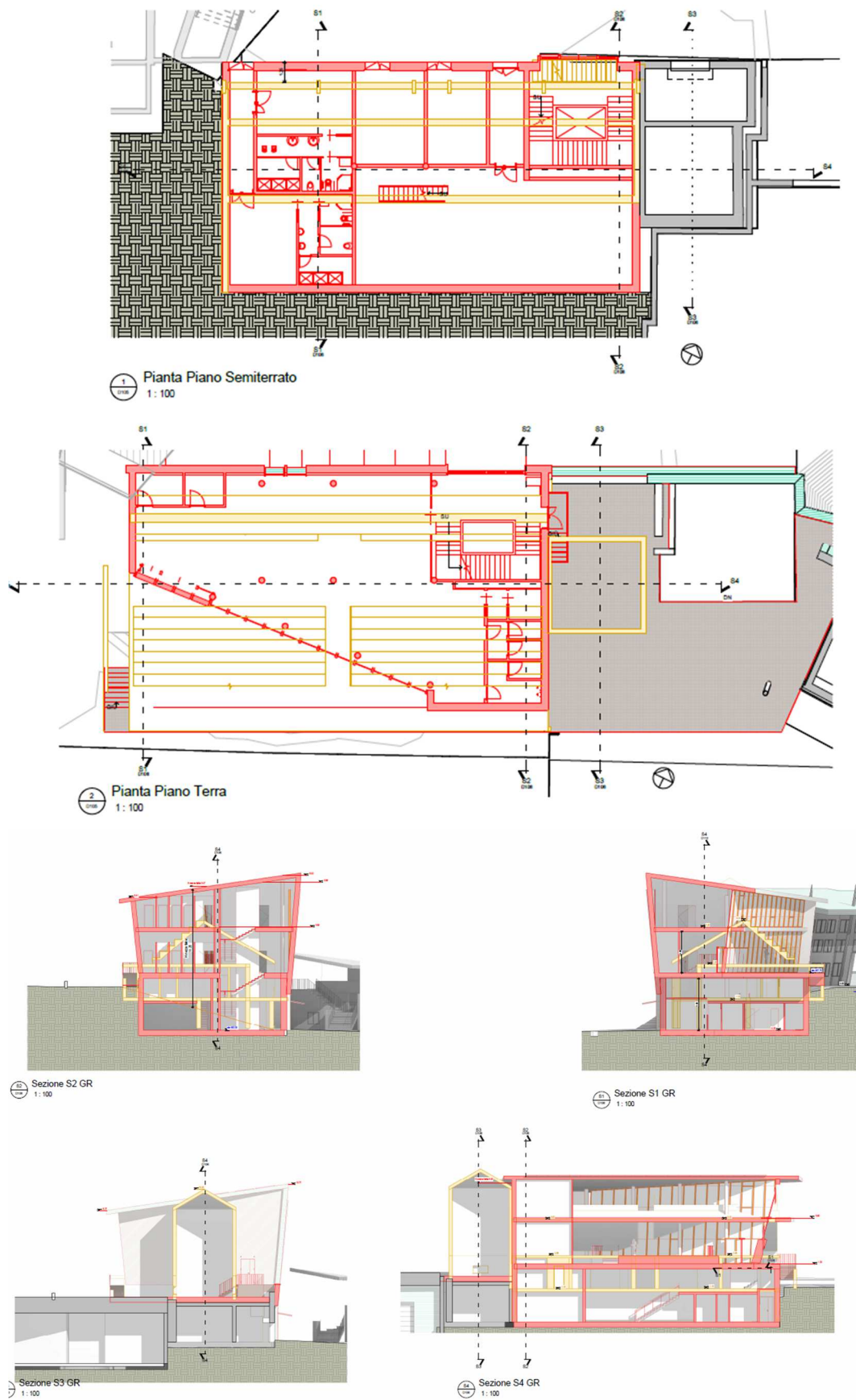
In particolare nel progetto definitivo le Unità Funzionali 1A e 1B, a cui fa da supporto la presente relazione geologica, prevedono:

- ❖ STRUTTURA INTERRATA: la realizzazione dell'interrato per il potenziamento zona team con accesso diretto all'area di gara con 1 piano interrato e fondo scavo previsto attorno ai - 5/6 m dal p.c. (Unità Funzionale 1A);
- ❖ TRIBUNA: la riqualificazione della tribuna esistente con ristrutturazione e ampliamento con nuova copertura (Unità Funzionale 1B);
- ❖ CENTRO FIS: il centro FIS esistente con locali di sicurezza e soprastante sala muscolare (Unità Funzionale 1B).

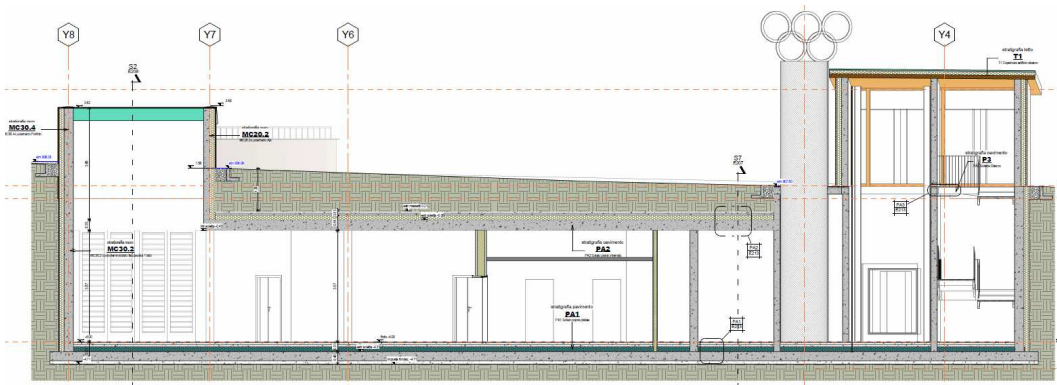
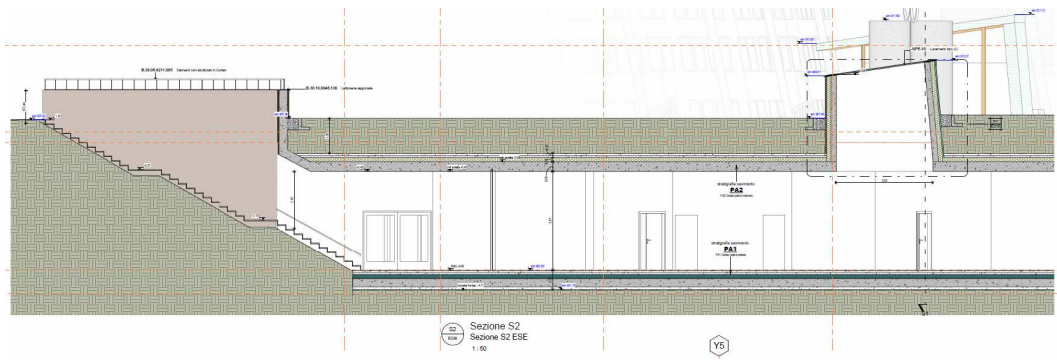
Si rimanda alla documentazione progettuale per ulteriori dettagli.



*Immagine 1: planimetrie e sezione di progetto del centro FISL sviluppato su 2 piani*



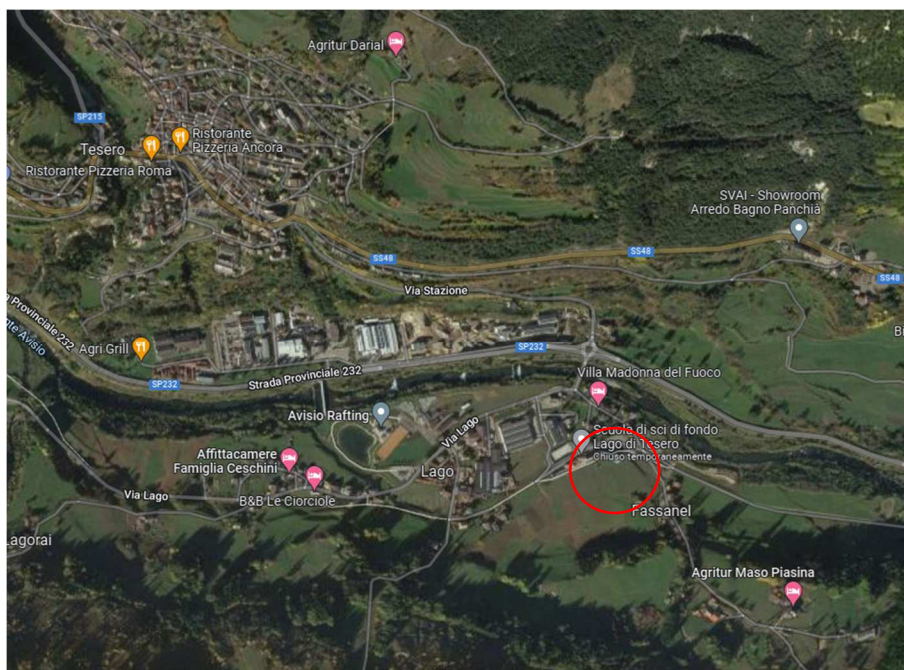
*Immagine 2: planimetria e sezioni della ristrutturazione della tribuna*



*Immagine 3: sezioni di progetto della struttura interrata*

## 2 COROGRAFIA

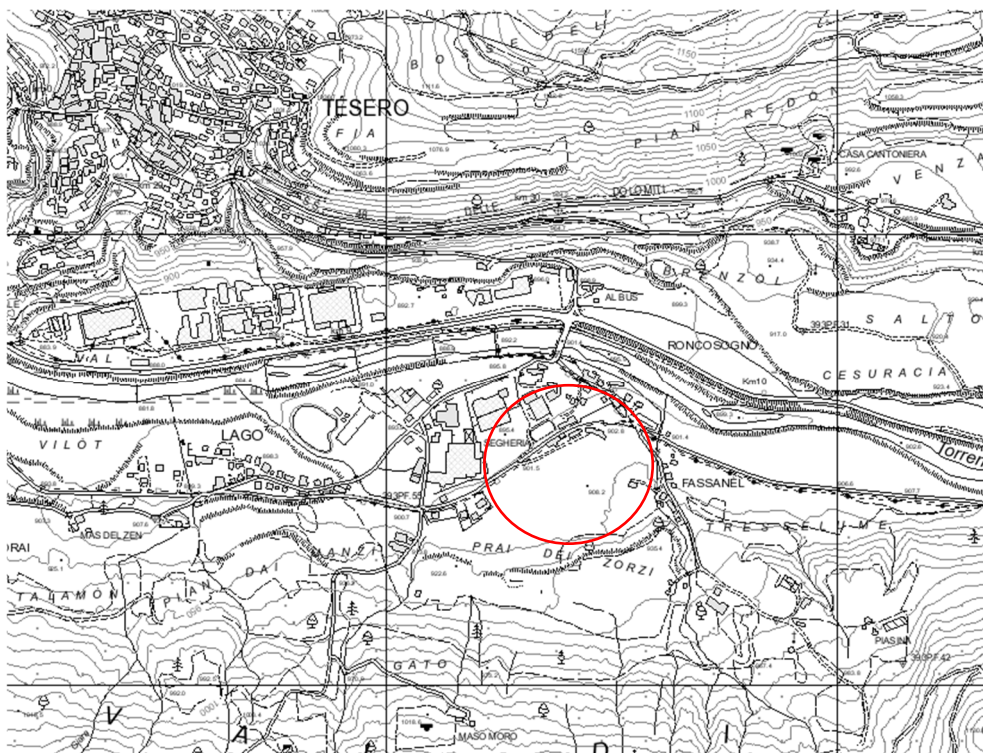
L'area oggetto d'intervento è collocata presso la frazione di Lago di Tesero in Val di Fiemme (Trento) sulla sponda in sinistra idrografica del Torrente Avisio.



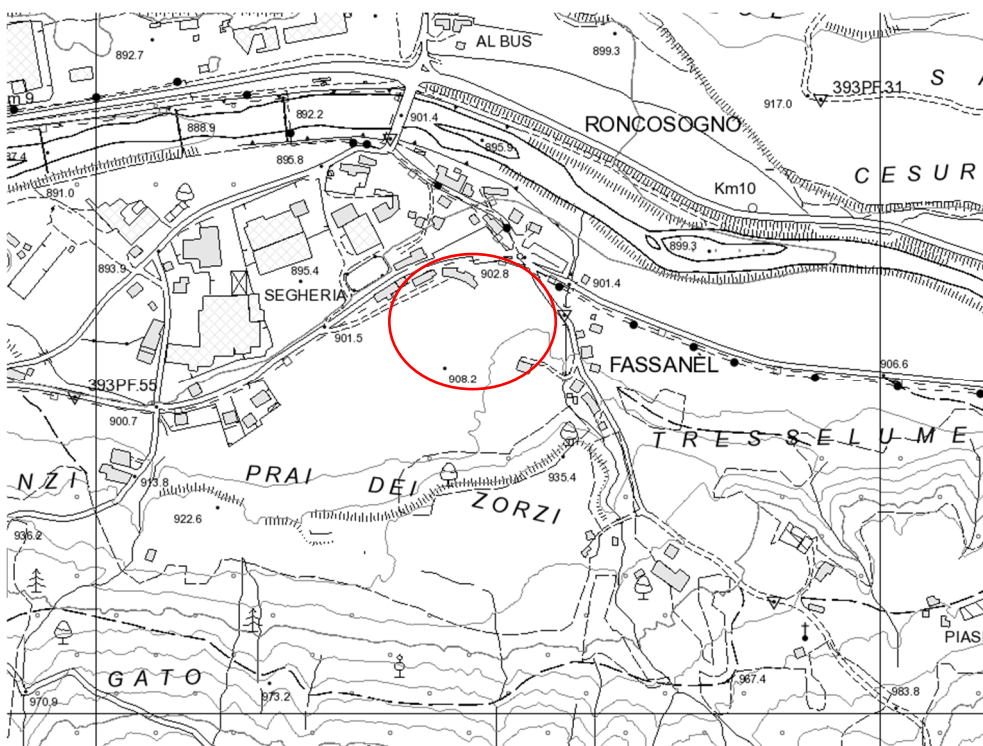
*Immagine 4: inquadramento dell'area su Google Maps*



*Immagine 5: zoom della foto precedente*



*Immagine 6: corografia su CTP*



*Immagine 7: zoom della C.T.P.*



*Immagine 8: panoramica dell'area d'intervento*



*Immagine 9: la zona a prato in cui è previsto l'interrato e gli edifici oggetto di ristrutturazione*

### 3 MODELLO GEOLOGICO DI RIFERIMENTO

Si rimanda alla relazione geologica del febbraio 2023 a firma del Geol. Mirko Demozzi per la ricostruzione del modello geologico di dettaglio del sito.

Di seguito si riporta la sintesi del modello geologico proposto:

**MODELLO GEOLOGICO:** successione sedimentaria di origine fluviale e fluvioglaciale con spessori di diverse decine di metri formata da un livello superficiale di circa 5 - 5,5 m di materiale grossolano incoerente a cui seguono alternanze di materiale fine e coesivo.

Le principali Unità litostratigrafiche sono:

**UNITÀ' R:** livello superficiale di suolo con diffusa presenza di radici e componente organica in generale. Permeabilità da discreta a buona, spessore variabile tra 0-20 cm.

**UNITÀ A1<sub>s</sub>:** depositi sciolti fluviali, sabbia debolmente limosa con alternanze di ghiaia e sabbia grossolana. Spessore variabile di 2,20-2,40 m;

**UNITÀ A1<sub>g</sub>:** depositi sciolti fluviali incoerenti con spessore variabile mediamente attestato tra i 2,9-3,1 m. Si tratta di ghiaie, ghiaie poligeniche con ciottoli;

**UNITÀ A2<sub>al</sub>:** depositi sciolti fluviale fini coesivi tipici di un ambiente a bassa energia. L'interfaccia con la soprastante A1<sub>g</sub> è irregolare ed è attestata attorno ai -5/5,5 m dal p.c. Questa unità insiste fino a -40 m di profondità. Si tratta di alternanze di argille, limi argillosi.

L'assetto idrogeologico dell'area è caratterizzato dalla presenza di un primo acquifero localizzato entro i depositi ghiaioso sabbiosi del corpo alluvionale dell'Unità A1, contenente una falda a superficie libera. Il piezometro, installato nel foro di sondaggio e finestrato per intercettare la presenza della falda freatica nell'unità A1, evidenzia il tetto della falda freatica estremamente variabile attorno ai 3/4 m dal p.c. La direzione di flusso è in prima approssimazione è verso nord, nord ovest ovvero in direzione del Fiume Avisio.

L'Unità A2 è invece interpretabile come il livello impermeabile che confina verso il basso l'acquifero dell'unità A1. Questa posizione superficiale della falda fa sì che l'oscillazione del livello piezometrico si fortemente influenzata dalla stagionalità con variazioni piuttosto rilevanti.

Substrato roccioso stimato a oltre i 50 m di profondità.

Per quanto riguarda la caratterizzazione sismica dei terreni dalla relazione geologica e dalle indagini condotte in sito è possibile assegnare **al sottosuolo una categoria sismica di tipo C con categoria topografica T1**. La stima di magnitudo massima  $M_w$  prevista in sito (dal database DISS e zone sismogeniche) è di **6,6**.

## 4 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI

Di seguito si riporta in via preliminare la caratterizzazione dei terreni del sottosuolo sulla base dei dati bibliografici raccolti.

### 4.1 Definizione del volume significativo

Con riferimento alle “*Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche*” (AGI, 1977) riguardo all'ampiezza della campagna geognostica e alla definizione del volume significativo dei terreni di fondazione che si ritengono ragionevolmente influenzabili dall'opera in oggetto, si riscontra lo schema riportato di seguito per la campagna geognostica in programma. In riferimento al modello geologico ipotizzato e alle strutture previste dal progetto le fondazioni saranno a “platea” con il piano di appoggio compreso tra i -6 / -7 m dal p.c.

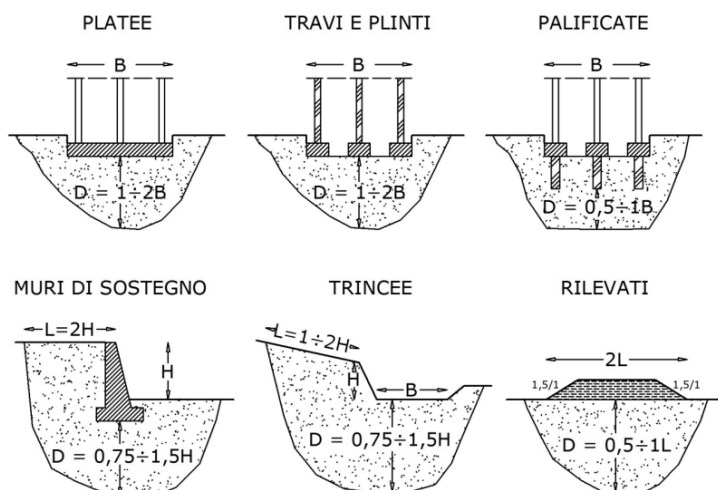
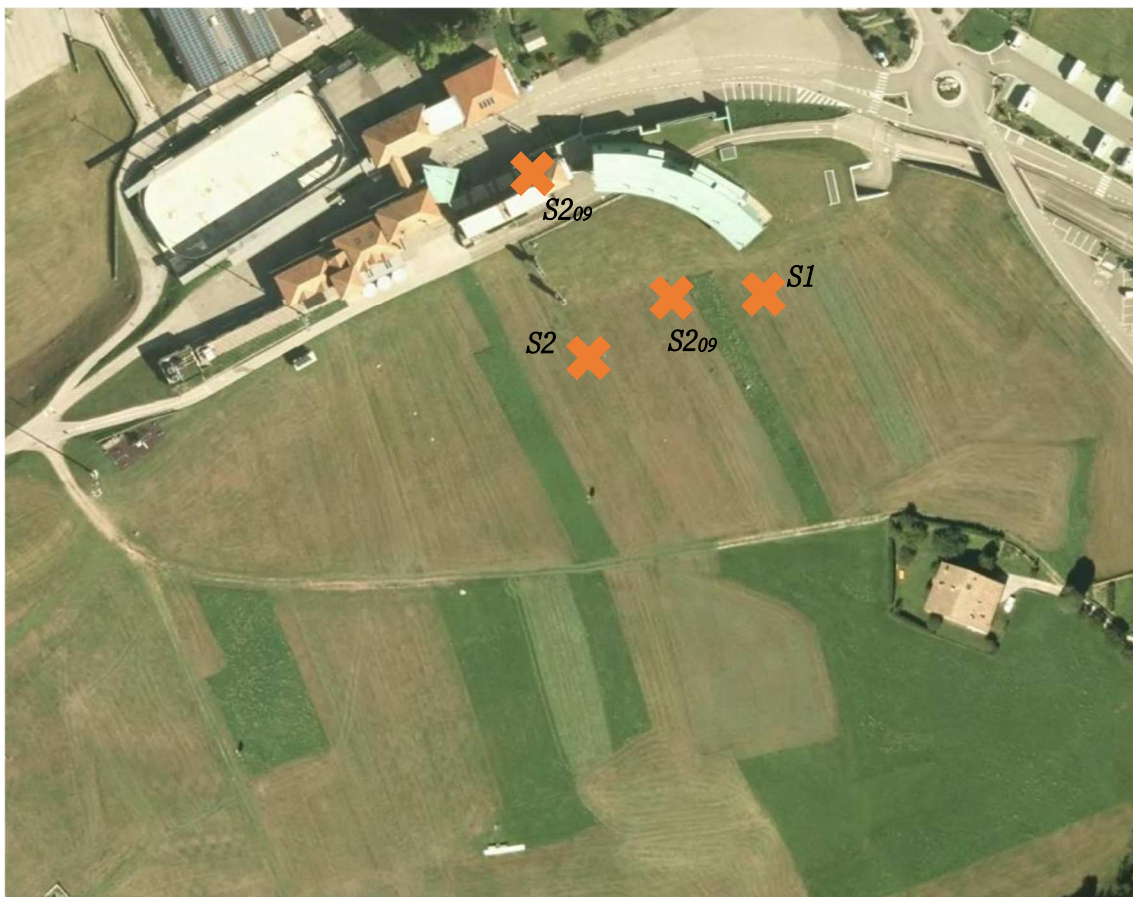


Immagine 10: stima delle dimensioni del volume significativo di terreno influenzato dalle opere in progetto (AGI 1977)

### 4.2 Indagini geognostiche del 2009

Si rimanda alla relazione geotecnica del 2009 a firma del Geol. Del Din per i dettagli della caratterizzazione geotecnica dei terreni presenti nel sottosuolo, di seguito si riporta un breve estratto.



*Immagine 11: corografia dei sondaggi S1, S2, S1<sub>09</sub> e S2<sub>09</sub>*

Le indagini condotte in sito nel 2009 riguardano 3 sondaggi e relative SPT in foro da cui sono stati dedotti i parametri geotecnici che di seguito si riassumono:

**UNITA' GEOTECNICA 1:** livello superficiale detritico incoerente: ghiaia e ciottoli, ghiaia con sabbia nella porzione superficiale, spessore stimato 5/5,5 m; parametri caratteristici:

- peso di volume  $[\gamma]$ : 18,5 - 19,0 kN/m<sup>3</sup>, in condizioni sature: 21,0-21,5 kN/m<sup>3</sup>
- angolo attrito interno  $[\varphi]$ : 31°-32°
- coesione efficace  $[c']$ : trascurabile (resistenza al taglio a lungo termine)
- resistenza non drenata stimata  $[c_u]$ : per brevi periodi di tempo: 4-5 kPa
- permeabilità stimata:  $5 \times 10^{-4}$  m/s.

**UNITA' GEOTECNICA 2:** livello fine coesivo: alternanze di argilla, argilla limosa, spessore stimato oltre i 20 m (riscontrata fino a -40 m dal p.c.); parametri caratteristici:

- peso di volume  $[\gamma]$ : 19,0 - 20 kN/m<sup>3</sup>, in condizioni sature: 21,0-21,5 kN/m<sup>3</sup>
- angolo attrito interno  $[\varphi]$ : 20°-21°
- coesione non drenata  $[c_u]$ : 83 kPa

### 4.3 Nuove indagini giugno 2022

Le nuove indagini in sito hanno visto la realizzazione di altri 2 sondaggi spinti fino alla profondità di 40 dal p.c. con l'esecuzione in entrambe i fori di SPT e raccolta campioni per analisi geotecniche di laboratorio.

In particolare sono state condotte le seguenti indagini (si veda allegato alla relazione geologica):

- a) **Sondaggi stratigrafici S1 e S2** (recupero di carota) spinti alla profondità di -40 m dal p.c. attuale nell'area dove è prevista la struttura interrata;
- b) **prove SPT in foro nei sondaggi S1 e S2 secondo il seguente schema:**  
S1: 13 SPT a partire da -3 m dal p.c.  
S2: 13 SPT a partire da 1,5 dal p.c.
- c) **Raccolta campioni per analisi di laboratorio (granulometria, taglio diretto-prova triassiale, peso di volume)** con campionatore Shelby nei livelli coesivi:  
S1: 7 campioni a 9/9,5 m, 12/12,5 m, 18/18,6 m, 21/21,6 m, 24/24,6 m, 27/27,5 m, 30/30,5 da p.c.;  
S2: 7 campioni a 7,5/8 m, 10,5/11 m, 13,5/14 m, 16,5/17 m, 19,5/20 m, 22,5/23,1 m, 25,5/26,1 m, da p.c.;
- d) **Piezometro:** nel sondaggio S2 è stato installato un piezometro fessurato nel tratto 3-5 m dal piano campagna utile ha misurare la falda nei terreni grossolani incoerenti;
- e) **Prove di permeabilità:** nel sondaggio S2 sono state eseguite nei terreni coesivi 3 prove di Lefranc per la stima della permeabilità: 19,5/20,5 25,5/26 e 34,5/35 dal p.c.
- f) **Terre e Rocce da Scavo:** realizzazione di 2 sondaggi B1 e B2 con recupero carota spinti alla profondità di 10 m dal p.c. con la ricostruzione di campioni di terreno per ogni metro di sondaggio (totale 20 campioni). I campioni sono stati ricostruiti prelevando diverse aliquote nel metro di riferimento dalle carote dei rispettivi 2 sondaggi.
- g) **Stendimento sismico tipo MASW integrata con un'indagine passiva HVSR** n. 2 prove MASW, abbinate a un'analisi HVSR per il calcolo del parametro  $V_{s30}$  o  $V_{seq}$ , n. 2 indagini stratigrafiche a sismica a rifrazione.

Le perforazioni sono state realizzate dalla Geoland srl con sonda "Nenzi Gelma 1" con carotiere semplice a diametro 101 mm e rivestimento 127 mm. Nel dettaglio le prove in sito sono state le seguenti:

Sondaggio S1 (profondità raggiunta -40 m dal p.c.)

- ✓ SPT in foro realizzate a 3- 6-15-19,5-22,5-25,5-28,5-31,5-33-36 m dal p.c. Sono stati raccolti 7 campioni indisturbati a 9-12-18-21-24-27-30 m da p.c. ed inviati al laboratorio;

Sondaggio S2 (profondità raggiunta -40 m dal p.c.)

- ✓ SPT in foro realizzate a 1,5-3-4,5-6-9-12-13,5-15-18-21-24-27-30-33-36 m dal p.c. Sono stati raccolti 7 campioni indisturbati a 7,5-10,5-13,5-16,5-19,5-22,5-25,5 m da p.c. ed inviati al laboratorio.

Sintesi della stratigrafia:

#### **Sondaggio S1**

<i>Profondità [m]</i>	<i>Stratigrafia</i>
<i>0,00 – 2,20</i>	<i>Alternanze di ghiaia poligenica e sabbia grossolana debolmente limosa</i>
<i>2,20÷5,10</i>	<i>Ghiaia grossolana poligenica eterometrica con frequenti ciottoli e sabbia grossolana</i>
<i>5,10÷40,00</i>	<i>Alternanze metriche di argilla e limi argillosi colo nocciola</i>

#### **Sondaggio S2**

<i>Profondità [m]</i>	<i>Stratigrafia</i>
<i>0,00 – 2,00</i>	<i>Alternanze di ghiaia poligenica e sabbia grossolana debolmente limosa</i>
<i>2,00÷5,40</i>	<i>Ghiaia grossolana poligenica eterometrica con frequenti ciottoli e sabbia grossolana</i>
<i>5,40÷40,00</i>	<i>Alternanze metriche di argilla e limi argillosi colo nocciola</i>

**Si rimanda all'allegato della Relazione Geologica per una visione completa della stratigrafia e delle fotografie delle carote nelle cassette catalogatrici e per l'indagine geofisica.**

#### **4.4 Interpretazione stratigrafica delle prove SPT in foro**

La prova SPT in foro consiste nel contare il numero di colpi necessari per infiggere la punta nel terreno per 3 tratti contigui in foro, ciascuno di 15 cm, per un totale di 45 cm (3 infissioni, con maglio da 63,5 Kg predisposto per la caduta da un'altezza di 76 cm). Il valore di NSPT è dato dalla somma dei colpi ottenuti nel 2° e 3° tratto (ultimi 30 cm). Il raggiungimento di "rifiuto" si determina per un numero di colpi superiore a 50 per l'infissione nel primo oppure un numero di colpi superiore a 100 per l'infissione nel II e III tratto (ultimi 30 cm).

Sondaggio 1

Prof. (m)	N1	N2	N3	Nspt
1,50	-	-	-	-
3,00	R	R	R	--
4,50	-	-	-	-
6,00	3	5	7	12
9,00	-	-	-	-
12,00	-	-	-	-
15,00	6	6	7	13
18,00	-	-	-	-
19,50	5	5	6	11
21,00	-	-	-	-
22,50	7	7	5	12
24,00	-	-	-	-
25,50	5	6	5	11
27,00	-	-	-	-
28,50	4	3	3	6
30,00	-	-	-	-
31,50	7	7	9	16
33,00	8	9	11	20
36,00	17	15	12	27
39,00	-	-	-	-

Sondaggio 2

Prof. (m)	N1	N2	N3	Nspt
1,50	8	7	5	12
3,00	31	R	R	-
4,50	R	R	R	-
6,00	4	4	5	9
9,00	5	4	5	9
12,00	4	3	3	6
15,00	3	4	4	8
18,00	5	5	6	11
19,50	-	-	-	-
21,00	6	5	7	12
22,50	-	-	-	-
24,00	5	4	6	10
25,50	-	-	-	-
27,00	6	6	7	13
28,50	-	-	-	-
30,00	3	5	7	12
31,5	-	-	-	-
33,00	5	6	6	12
36,00	9	10	9	19
39,00	9	11	10	21

I valori a rifiuto (R dove  $N > 50$ ) della prova SPT si ritiene di escluderli dalle successive correlazioni visto la presenza nell'Unità Geologica 2 (terreni grossolani incoerenti) di ciottoli che potrebbero aver alterato la prova. La prova SPT è stata eseguita con punta conica nei sedimenti grossolani superficiali, mentre nei terreni incoerenti (Unità Geologica A1) è stata utilizzata la punta aperta (le righe color verde chiaro indicano i livelli stratigrafici caratterizzati da materiale incoerente).

Per quanto riguarda quindi lo strato superficiale incoerente grossolano si terranno presente i valori già proposti dalla relazione geotecnica del 2009 e dai dati della SPT a 150 cm dal piano campagna.

L'interpretazione invece dei livelli di terreno coesivo (oltre i 5/5,5 m dal p.c.) avviene con l'interpretazione dei valori di SPT in foro.

Il valore di N è correlabile a diversi parametri geotecnici del terreno, ma a seguito di una normalizzazione e correzione.

Per cercare di uniformare e standardizzare i risultati, Skempton (1986) propone una serie di fattori di correzione da applicare al valore di N misurato in sito, riportando il valore di N a un'energia standardizzata al 60% secondo la seguente relazione (da "Prove Geotecnica in situ" Bruschi 2010):

$$N_{60} = N \times C_E \times C_B \times C_S \times C_R$$

e secondo la seguente relazione:

$$C_E = E_R / 60$$

dove:

$N$ = numero di colpi per l'affondamento di 30 cm misurato nella prova

$N_{60}$ = valore di  $N$  corretto per una efficienza del 60%

$C_E$ =correzione per il rapporto di energia

$C_B$ =correzione per il diametro del foro

$C_S$ =correzione per il metodo di campionamento

$C_R$ =correzione per la lunghezza delle aste

$E_R$ =rendimento del sistema di battitura secondo la norma ASTM D-4633-86

e i coefficienti  $C_B$ ,  $C_S$ ,  $C_R$  assumono i seguenti valori

Tabella 2.1. Correzione per il diametro del foro

Diametro del sondaggio (mm)	$C_B$
65 ÷ 115	1,00
150	1,05
200	1,15

Tabella 2.2. Correzione per il metodo di campionamento

Campionatore	$C_S$
Standard	1,00
Con portacampioni (sabbie dense)	0,8
Con portacampioni (sabbie sciolte)	0,9

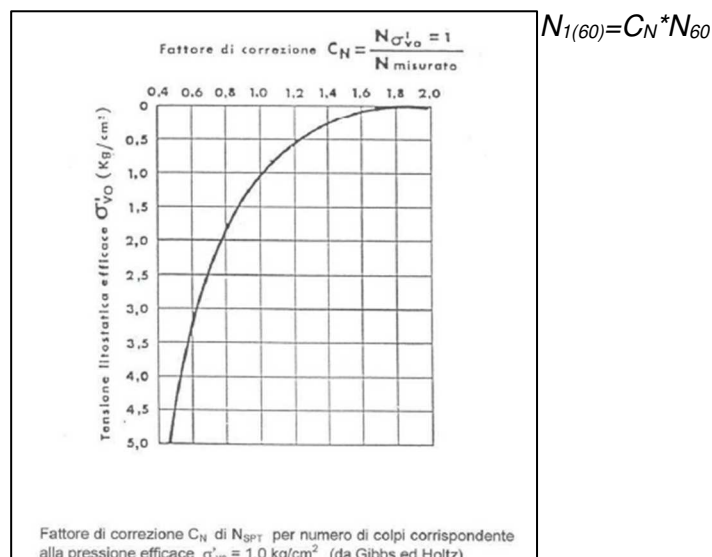
Tabella 2.3. Correzione per la lunghezza delle aste

Lunghezza delle aste sotto la testa di battuta (m)	$C_R$
3 ÷ 4	0,75
4 ÷ 6	0,85
6 ÷ 10	0,95
> 10	1,00

Mentre  $E_R$ , con il dispositivo di sganciamento automatico del maglio in uso in Italia, assume valori vicino o leggermente superiori al 60%, con un valore quindi di  $C_E$  di circa 1,00-1,08. L'assenza di correzione per riferire i valori misurati a quello di riferimento è quindi in genere a favore della sicurezza (secondo Cestari, 1996).

Nel caso di studio pertanto, considerando solo i livelli di terreno coesivo, la normalizzazione di  $N$  secondo porta ai seguenti valori (coefficienti usati: 1, 1, 1, e  $C_R$  a seconda della profondità della prova -  $C_R > 10$  m, Liao e Whitman 1986).

Il valore di  $N_{60}$  così ottenuto va normalizzato per la pressione litostatica efficace introducendo un fatto di correzione  $C_N$  e ottenendo in tal modo il valore di  $N_{1(60)}$ .  $C_N$  nell'applicazione pratica non può essere superiore a 2 e preferibilmente non deve essere superiore a 1,5. La correzione  $C_N$  va applicata solo per il calcolo della densità relativa e dell'angolo di resistenza a taglio, non va applicata al calcolo dei parametri non drenati e di deformabilità:



Per il calcolo di  $(N_1)_{60}$  si è considerato un peso di volume pari a  $20,0 \text{ kN/m}^3$  seguendo la tabella proposta da British Standards 8002-1994 (sostituito dalle EN1997-1):

**Table 1 — Unit weights of soils (and similar materials)**

Material	$\gamma_m$ : moist bulk weight ( $\text{kN/m}^3$ )		$\gamma_s$ : saturated bulk weight ( $\text{kN/m}^3$ )	
	Loose	Dense	Loose	Dense
<b>A – Granular</b>				
Gravel	16.0	18.0	20.0	21.0
Well graded sand and gravel	19.0	21.0	21.5	23.0
Coarse or medium sand	16.5	18.5	20.0	21.5
Well graded sand	18.0	21.0	20.5	22.5
Fine or silty sand	17.0	19.0	20.0	21.5
Rock fill	15.0	17.5	19.5	21.0
Brick hardcore	13.0	17.5	16.5	19.0
Slag fill	12.0	15.0	18.0	20.0
Ash fill	6.5	10.0	13.0	15.0
<b>B – Cohesive</b>				
Peat (very variable)	12.0		12.0	
Organic clay	15.0		15.0	
Soft clay	17.0		17.0	
Firm clay	18.0		18.0	
Stiff clay	19.0		19.0	
Hard clay	20.0		20.0	
Stiff or hard glacial clay	21.0		21.0	

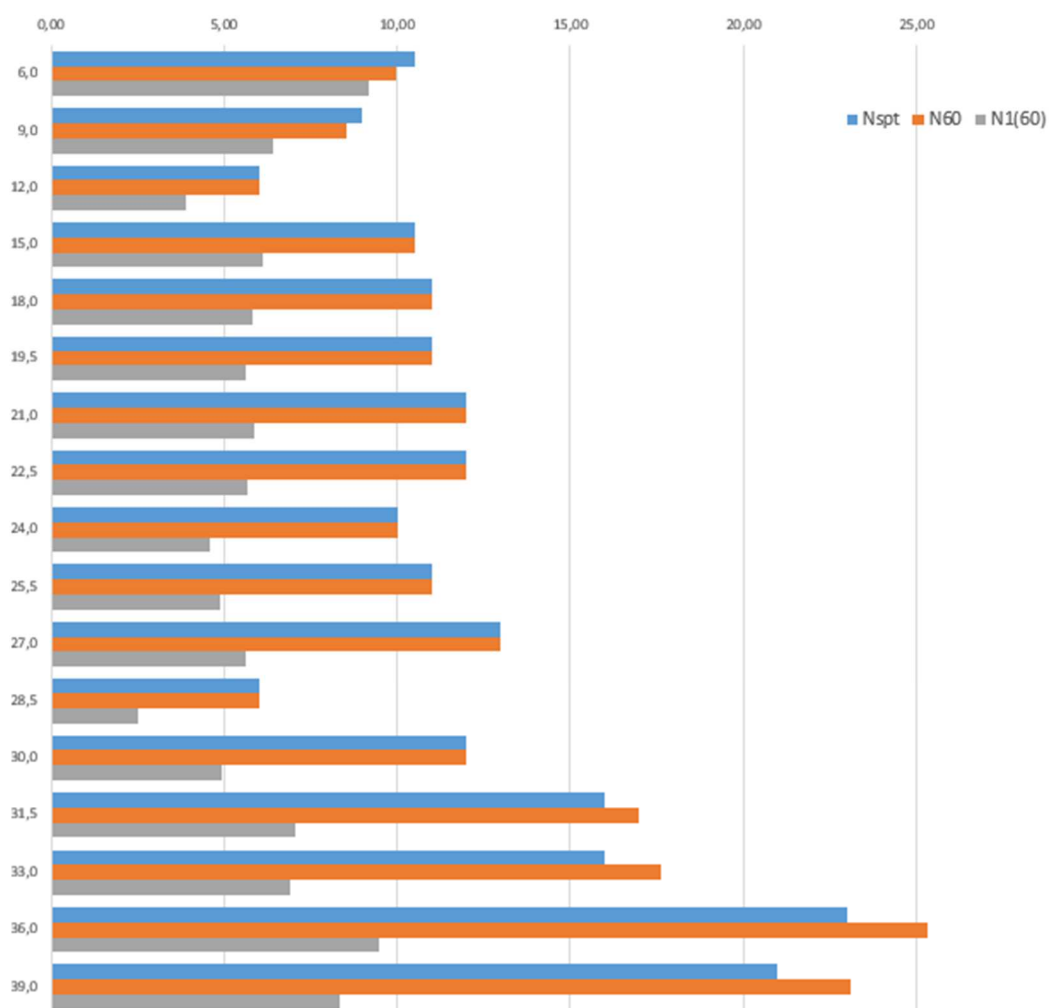
## Sondaggio 1

Prof. (m)	Nspt	N <sub>60</sub> Skempton 1986	(N <sub>1</sub> ) <sub>60</sub> Liao & Whitman 1986
6,00	12	11,40	10,48
9,00	-	-	-
12,00	-	-	-
15,00	13	13,00	7,56
18,00	-	-	-
19,50	11	11,00	5,61
21,00	-	-	-
22,50	12	12,00	5,69
24,00	-	-	-
25,50	11	11,00	4,90
27,00	-	-	-
28,50	6	6,00	2,53
30,00	-	-	-
31,50	16	17,00	7,06
33,00	20	22,00	8,62
36,00	27	29,70	11,14
39,00	-	-	-

## Sondaggio 2

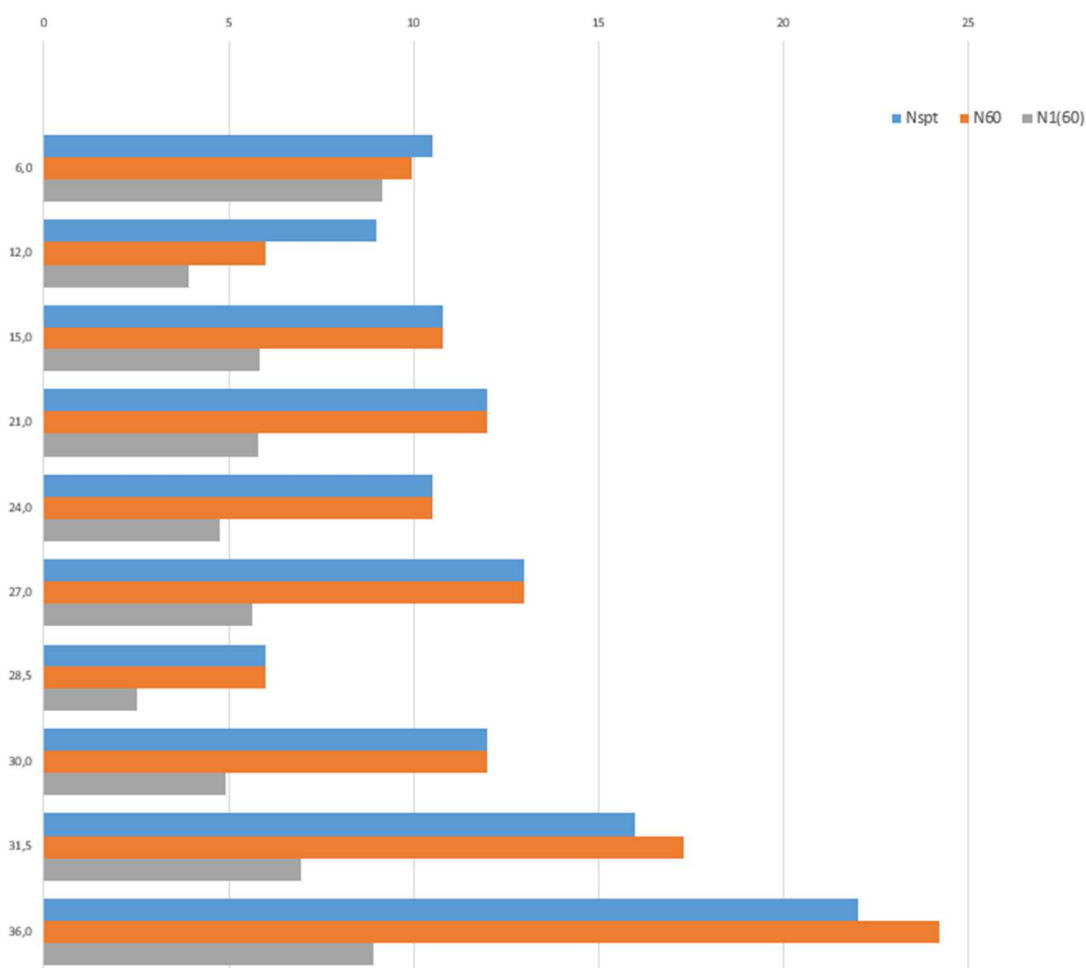
Prof. (m)	Nspt	N <sub>60</sub> Skempton 1986	(N <sub>1</sub> ) <sub>60</sub> Liao & Whitman 1986
6,00	9	8,55	7,86
9,00	9	8,55	6,41
12,00	6	6,00	3,90
15,00	8	8,00	4,65
18,00	11	11,00	5,84
19,50	-	-	-
21,00	12	12,00	5,89
22,50	-	-	-
24,00	10	10,00	4,59
25,50	-	-	-
27,00	13	13,00	5,63
28,50	-	-	-
30,00	12	12,00	4,93
31,5	-	-	-
33,00	12	13,20	5,17
36,00	19	20,90	7,84
39,00	21	23,10	8,33

Al fine di poter schematizzare di dati raccolti e poter suddividere il volume significativo in livelli geotecnici omogenei sono stati utilizzati dei grafici a barre orizzontali:



Da cui è possibile ricostruire la **sezione geotecnica di riferimento** suddivisa in livelli di terreno con caratteristiche geotecniche analoghe:

Prof. (m)	N strato	Tipo di terreno	Spessore (m)	Nspt	N <sub>60</sub> Skempton 1986	(N <sub>1</sub> ) <sub>60</sub> Liao & Whitman 1986
Da 0,00 a 5,50	1	Incoerente	5,5	--	--	--
Da 5,5 a 9,0	2	Coesivo	3,0	10,5	9,97	9,17
Da 9,0 a 12,0	3	Coesivo	3,0	9,0	8,55	6,41
Da 12,0 a 15,0	4	Coesivo	3,0	6,0	6,00	3,90
Da 15,0 a 21,0	5	Coesivo	6,0	10,8	10,80	5,85
Da 21,0 a 24,0	6	Coesivo	3,0	12,0	12,00	5,79
Da 24,0 a 27,0	7	Coesivo	3,0	10,5	10,50	4,74
Da 27,0 a 28,5	8	Coesivo	1,5	13,0	13,00	5,63
Da 28,5 a 30,0	9	Coesivo	1,5	6,0	6,00	2,53
Da 30,0 a 31,5	10	Coesivo	1,5	12,0	12,00	4,93
Da 31,5 a 36,0	11	Coesivo	4,5	16,0	17,30	6,97
Da 36,0 a 40,0	12	Coesivo	4,0	22,0	24,20	8,91
<b>Terreno incoerente grossolano (ghiaia con ciottoli, ghiaia con sabbia)</b>						
<b>Terreno coesivo fine (argille, limi argillosi)</b>						
<b>Falda a -4 / -4,5 m dal p.c.</b>						



#### **4.5 Caratterizzazione geotecnica del sottosuolo: parametri caratteristici e di progetto**

I parametri di resistenza di picco della porzione granulare del sottosuolo (parte superficiale: primi 5,5 metri) a comportamento incoerente sono stati ricavati utilizzando i dati dell'indagine del 2003 avendo ottenuto valori a rifiuto nelle prove SPT (quindi con l'incertezza che la punta conica abbia impattato contro dei ciottoli durante la prova in foro, ciottoli peraltro apparso frequenti in questi primi metri nelle carote raccolte dai sondaggi).

Sulla base dei dati ricavati dalle prove SPT e della sezione schematica del sottosuolo è possibile ora correlare i valori di  $N_{60}$  e  $(N_1)_{60}$  con i parametri geotecnici validi per i terreni di tipo coesivo.

Mentre i valori di  $N_{60}$  e  $(N_1)_{60}$  sono utilizzati per le correlazioni con i parametri geotecnici di terreni granulari, per quanto riguarda terreni fini coesivi è possibile utilizzare i valori di resistenza non drenata delle argille o argille limose secondo le relazioni proposte da Terzaghi e Peck (1967):

$$c_u \text{ [kPa]} = 6,7 \times N$$

Prof. (m)	N strato	Tipo di terreno	Spessore (m)	Cu [kPa] Terzaghi e Peck 1967	Cu [kPa] Sanglerat 1972	Cu [kPa] Medio
Da 0,00 a 5,50	1	Incoerente	5,5	--		
Da 5,5 a 9,0	2	Coesivo	3,0	70,35	105	87,68
Da 9,0 a 12,0	3	Coesivo	3,0	60,30	90	75,15
Da 12,0 a 15,0	4	Coesivo	3,0	40,2	60	50,10
Da 15,0 a 21,0	5	Coesivo	6,0	72,36	108	90,18
Da 21,0 a 24,0	6	Coesivo	3,0	80,40	120	100,2
Da 24,0 a 27,0	7	Coesivo	3,0	70,35	105	87,68
Da 27,0 a 28,5	8	Coesivo	1,5	87,10	130	108,55
Da 28,5 a 30,0	9	Coesivo	1,5	40,20	60	50,10
Da 30,0 a 31,5	10	Coesivo	1,5	80,40	120	100,20
Da 31,5 a 36,0	11	Coesivo	4,5	107,20	160	133,60
Da 36,0 a 40,0	12	Coesivo	4,0	147,40	220	183,70

I parametri di cui sopra saranno comunque ampiamente ricavati e commentati dalle prove di laboratorio riportate nel capitolo 4.7.

#### **4.6 Caratterizzazione geotecnica del sottosuolo: correlazione indagine geofisica e parametri geotecnici**

In letteratura sono disponibili numerose formule sperimentali di correlazione tra i risultati delle prove geofisiche con i parametri geotecnici del terreno analizzato (si rimanda all'allegato per ulteriori dettagli).

Per le aree indagate, la relazione tecnica sull'indagine geofisica applica le correlazioni utili per:

1. Calcolo del peso di volume in funzione della velocità delle onde S ( $\gamma$ -Vs)

2. Calcolo dell'angolo di attrito interno in funzione della velocità delle onde S normalizzate ( $\varphi$ - $V_{s1}$ )
3. Calcolo del modulo di taglio iniziale in funzione velocità delle onde S ( $G_{MAX}$ - $V_s$ )

Profondità caratteristiche	Tipologia di terreno
0,5 m	Ghiaie torrentizie insature superficiali a basso grado di addensamento
3 m	Ghiaie torrentizie a vario grado di saturazione maggiormente compatte
10 m	Limi e argille blandamente addensate di recente deposizione
28 m	Limi e argille a progressivo maggior grado di addensamento

Il peso di volume saturo viene calcolato in funzione di  $V_s$  e della profondità tramite le relazioni proposte rispettivamente da Mayne et al. (1999) e Mayne (2001) come limite superiore e inferiore:

$$\gamma_{sat} = 8,32 \cdot \log(V_s) - 1,61 \cdot \log(z)$$

$$\gamma_{sat} = 8,63 \cdot \log(V_s) - 1,18 \cdot \log(z) - 0,53$$

Profondità[m]	Peso di volume medio [KN/mc]	Densità media(p) [ton/mc]
0,5	18,45	1,88
3,0	19,4	1,97
10	18,1	1,85
28	18,5	1,89

L'angolo di attrito interno per i materiali sciolti può essere calcolato sulla base del valore delle velocità delle onde S normalizzato per la pressione litostatica. Le equazioni utilizzate per la definizione dei valori massimi e minimi sono quelle proposte da Uzielli et. Al(2013) e Mayne(2014).

La definizione della  $V_{s1}$  viene definita mediante l'equazione:

$$V_{s1} = V_s \cdot (p_a / \sigma' v)^{0,25}$$

Dove

$p_a$  = densità equivalente strati superiori

$\sigma' v$  = pressione litostatica alla profondità indagata

Profondità	$V_s$ normalizzata alla profondità ( $V_{s1}$ ) [m/s]	Angolo di attrito minimo (°)	Angolo di attrito massimo (°)
0,5	170	31	37
3	190	33	39
10	122	26	32
28	121,7	26	32

Per piccole deformazioni il modulo di taglio iniziale ( $G_{MAX}=G_0$ ) si ritiene valida l'equazione:

$$G_{MAX} = \rho \cdot V_s^2 = (\gamma / g) \cdot V_s^2$$

e tenuto conto che, secondo Keceli (2012) risulta:

$$\gamma = 4,3 \cdot V_s^{0,25}$$

si ottiene:

$$G_{MAX} = 0,44 \cdot V_s^{2,25}$$

Profondità [m]	Vs strato (da MASW e H/V) [m/s]	G <sub>MAX</sub> [kPa]
0,5	143	31100
3	250	109350
10	217	79522
28	280	141110

#### 4.7 Interpretazione prove di laboratorio

I campionatori indisturbati raccolti con campionatore Shelby nei sondaggi S1 e S2 sono stati sottoposti a prove di laboratorio geotecniche a cura del Servizio Geologico della PAT.

Si allega alla presenta il report conclusivo consegnato dal Laboratorio con i risultati delle varie prove effettuate.

Di seguito si riassumono i campioni analizzati dal Laboratorio:

**S1C1** da 9-9,5 m di profondità

**S1C2** da 12-12,5 m di profondità

**S1C5** da 24-24,6 m di profondità

**S1C6** da 27-27,6 m di profondità

**S2C1** da 7,5-8 m di profondità

**S2C2** da 10,5-11 m di profondità

**S2C3** da 13,5-14 m di profondità

**S2C4** da 16,5-17 m di profondità

Si riassumono in dati contenuti nel report consegnato dal Laboratorio.

##### Campione S1C1

La curva granulometrica identifica il campione come **limo con argilla. Limo argilloso plastico omogeneo**.

**Contenuto in acqua** (w): 25,3%.

**Densità naturale** ( $\rho$ ): 2,05 Mg/m<sup>3</sup> >> peso di volume naturale ( $\gamma$ ): 20,11 kN/m<sup>3</sup> ( $\gamma = \rho \times g$ ,  $g \approx 9,81 \text{ m/s}^2$ ).

Densità della parte solida ( $\rho_s$ ): 2,73 Mg/m<sup>3</sup> >> peso di volume della parte solida ( $\gamma_s$ ): 26,78 kN/m<sup>3</sup> ( $\gamma_s = \rho_s \times g$ ,  $g \approx 9,81 \text{ m/s}^2$ )

Il peso di volume del terreno secco ( $\gamma_d$ ) è uguale a:  $\gamma_d = [(g \times \rho) / (100 + w)] \times 100$  da cui  $\gamma_d = 16,05 \text{ kN/m}^3$ .

**Come Peso di volume saturo sarà preso il peso di volume naturale in quanto tutti i campioni risultano saturi ( $s \approx 1$ ).**

##### Limiti di Atterberg.

Limite di liquidità: 38%; Limite di plasticità: 24% da cui:

Indice di plasticità ( $I_p$ ) 14, Indice di liquidità ( $I_l$ ) 0,07 e Indice di consistenza ( $I_c$ ) 0,90. Il valore di  $I_p$  classifica il campione come **mediamente coesivo**, il valore di  $I_l$  lo riconosce **come**

**semisolido**, mentre il valore di  $I_c$  riconosce il campione come **compatto**. [ $I_p = w_I - w_p$ ;  $I_l = (w - w_p) / (w_l - w_p)$ ;  $I_c = 1 - I_l$ ].

Un valore di  $I_c$  compreso tra 1 e 0,75 presenta valori di resistenza non drenata  $c_u$  tra i 72-144 kN/m<sup>2</sup> (Wilun e Starzewski, 1975).

Il laboratorio ha quindi effettuato **Prove triassiali consolidate isotropicamente non drenate (CIU)** su 3 provini (A, B, C) con differenti pressioni di consolidazione (100 kPa; 200 kPa, 300 kPa).

Nella fase di saturazione della prova è possibile ricavare il parametro A di Skempton per il gradi di consolidazione del terreno:

Tabella 17 – Coefficiente A di Skempton e terreni argillosi.	
Tipo di argilla	Coefficiente A
Argilla ad elevata sensibilità	tra 0,75 e 1,5
Argilla NC	tra 0,5 e 1,0
Argilla poco OC	tra 0 e 0,5
Argilla molto OC	tra -0,5 e 0

Nel caso del S1C1 A=0,25 (A), 0,28 (B) e 0,44 (C). Questi valori indicano come il terreno del campione S1C1 è poco sovraconsolidato.

I valori di coesione e angolo di attrito proposti dal laboratorio al termine delle prove sono:

$c': 4 \text{ kPa}$ ,  $\varphi=30,5^\circ$

Il valore della permeabilità dei 3 provini è stato ricavato con la **prova a carico costante in cella triassiale**. In questo caso i coefficienti di permeabilità  $k$  e di permeabilità riferito a 10° C ( $k_{10}$ ) sono risultati essere:

A)  $k = 7,4E-10 \text{ m/s}$ ;  $k_{10} = 4,8E-10 \text{ m/s}$

B)  $k = 3,1E-10 \text{ m/s}$ ;  $k_{10} = 2E-10 \text{ m/s}$

C)  $k = 2,3E-10 \text{ m/s}$ ;  $k_{10} = 1,6E-10 \text{ m/s}$

L'ultima prova effettuata sul campione è la **prova dinamica di colonna risonante** per la determinazione delle proprietà dinamiche dell'argilla. In particolare si riporta il valore del modulo di taglio in condizioni dinamiche a basse deformazioni ( $G_0$  a pressione di consolidazione 100 kPa): 61,959 MPa. Ulteriori parametri di dettaglio per l'utilizzo di modelli di calcolo sono riportati nell'allegato.

I risultati dei valori dei restanti campioni sono riportati in modo tabellare essendo stati ricavati con lo stesso metodo sopra riassunto (si veda l'allegato del laboratorio per ulteriori dettagli).

### Campione S1C2

Tipo di terreno	Contenuto in acqua $w$ (%)	Peso di volume naturale $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	Peso di volume della parte solida $\gamma_s$ (kN/m <sup>3</sup> )	Peso di volume del terreno secco $\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )
Limo con argilla	25,6	19,8	26,58	15,77
Limo argilloso omogeneo				

Limite di liquidità (%)	Limite di plasticità (%)	Indice di plasticità $I_p$	Indice di liquidità $I_l$	Indice di consistenza $I_c$
35	22	13	0,27	0,73
Tipo di terreno: mediamente coesivo, stato semisolido, med. compatto, $c_u$ stimata 36-72 kN/m <sup>2</sup>				

$A$ di Skempton	Coesione $c'$ (kPa)	Angolo di attrito $\phi$ (°)
0,28-0,34-0,47	11	26,5
Argille poco OC		

Coefficiente permeabilità $k$	Coefficiente permeabilità $k_{10}$	Modulo di taglio $G_0$ ( $\sigma'_v$ : 100 kPa)
2,8E-10 m/s	1,9E-10 m/s	82,74
2,0E-10 m/s	1,3E-10 m/s	
1,4E-10 m/s	9,6E-10 m/s	

### Campione S1C5

Tipo di terreno	Contenuto in acqua $w$ (%)	Peso di volume naturale $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	Peso di volume della parte solida $\gamma_s$ (kN/m <sup>3</sup> )	Peso di volume del terreno secco $\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )
Limo argilloso	22	21,19	26,88	17,37
Limo argilloso omogeneo con presenza di alcuni volumi centimetrici di sabbia fine				

Limite di liquidità (%)	Limite di plasticità (%)	Indice di plasticità $I_p$	Indice di liquidità $I_l$	Indice di consistenza $I_c$
24	17	7	0,71	0,29
Tipo di terreno: Leggermente coesivo, tenero, $c_u$ stimata 18-36 kN/m <sup>2</sup>				

$A$ di Skempton	Coesione $c'$ (kPa)	Angolo di attrito $\phi$ (°)
0,053-0,125-0,301	0	33,5
Argille poco OC		

Coefficiente permeabilità $k$	Coefficiente permeabilità $k_{10}$	Modulo di taglio $G_0$ ( $\sigma'_v$ : 100 kPa)
9,25E-10 m/s	6,5E-10 m/s	166,0
9,5E-10 m/s	6,7E-10 m/s	
8,8E-10 m/s	6,2E-10 m/s	

### Campione S1C6

Tipo di terreno	Contenuto in acqua $w$ (%)	Peso di volume naturale $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	Peso di volume della parte solida $\gamma_s$ (kN/m <sup>3</sup> )	Peso di volume del terreno secco $\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )
Limo argilloso	22,3	20,4	26,97	16,68
Limo e argilla plastico compatto omogeneo				

Limite di liquidità (%)	Limite di plasticità (%)	Indice di plasticità $I_p$	Indice di liquidità $I_l$	Indice di consistenza $I_c$
33	21	12	0,11	0,89
Tipo di terreno: Mediamente coesivo, compatto, plastico; $c_u$ stimata 72-144 kN/m <sup>2</sup>				

A di Skempton	Coesione $c'$ (kPa)	Angolo di attrito $\phi$ (°)
0,3-0,4-0,345	28	25,5
Argille poco OC		

Coefficiente permeabilità $k$	Coefficiente permeabilità $k_{10}$	Modulo di taglio $G_0$ ( $\sigma'$ : 100 kPa)
5,8E-10 m/s 6,0E-10 m/s 6,5E-10 m/s	4,3E-10 m/s 4,4E-10 m/s 4,8E-10 m/s	149,77

### Campione S2C1

Tipo di terreno	Contenuto in acqua $w$ (%)	Peso di volume naturale $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	Peso di volume della parte solida $\gamma_s$ (kN/m <sup>3</sup> )	Peso di volume del terreno secco $\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )
<b>Limo argilloso</b>	23	20,2	26,88	16,05
Terreno naturale coesivo omogeneo plastico. Costituito prevalentemente da limo con argilla				

Limite di liquidità (%)	Limite di plasticità (%)	Indice di plasticità $I_p$	Indice di liquidità $I_l$	Indice di consistenza $I_c$
37	22	15	0,066	0,93
Tipo di terreno: Coesivo, compatto, $c_u$ stimata 71-144 kN/m <sup>2</sup>				

A di Skempton	Coesione $c'$ (kPa)	Angolo di attrito $\phi$ (°)
0,048-0,26-0,221	0	30,5
Argille poco OC		

Coefficiente permeabilità $k$	Coefficiente permeabilità $k_{10}$	Modulo di taglio $G_0$ ( $\sigma'$ : 100 kPa)
3E-10 m/s 2,7E-10 m/s 3,3E-10 m/s	2,1E-10 m/s 1,9E-10 m/s 2,3E-10 m/s	66,81

### Campione S2C2

Tipo di terreno	Contenuto in acqua $w$ (%)	Peso di volume naturale $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	Peso di volume della parte solida $\gamma_s$ (kN/m <sup>3</sup> )	Peso di volume del terreno secco $\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )
<b>Limo con argilla</b>	22,1	20,3	26,97	16,63
Terreno naturale coesivo omogeneo plastico. Costituito prevalentemente da limo e argilla con tenui livelli di sedimentazione suborizzontali.				

Limite di liquidità (%)	Limite di plasticità (%)	Indice di plasticità $I_p$	Indice di liquidità $I_l$	Indice di consistenza $I_c$
32	20	12	0,175	0,825
Tipo di terreno: Mediamente coesivo, plastico, compatto, $c_u$ stimata 72-144 kN/m <sup>2</sup>				

A di Skempton	Coesione $c'$ (kPa)	Angolo di attrito $\phi$ (°)
-0,062-0,177-0,378	0	32,5
Argille NC-Argille poco OC		

Coefficiente permeabilità $k$	Coefficiente permeabilità $k_{10}$	Modulo di taglio $G_0$ ( $\sigma'_v$ : 100 kPa)
5,1E-10 m/s 3,6E-10 m/s 3,1E-10 m/s	3,5E-10 m/s 2,4E-10 m/s 2,1E-10 m/s	94,37

### Campione S2C3

Tipo di terreno	Contenuto in acqua $w$ (%)	Peso di volume naturale $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	Peso di volume della parte solida $\gamma_s$ (kN/m <sup>3</sup> )	Peso di volume del terreno secco $\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )
Limo con argilla	21,3	20,8	26,87	17,14
Terreno naturale coesivo omogeneo plastico, costituito prevalentemente da limo argilloso				

Limite di liquidità (%)	Limite di plasticità (%)	Indice di plasticità $I_p$	Indice di liquidità $I_l$	Indice di consistenza $I_c$
31	19	12	0,19	0,81
Tipo di terreno: Mediamente coesivo, plastico compatto, $c_u$ stimata 72-144 kN/m <sup>2</sup>				

A di Skempton	Coesione $c'$ (kPa)	Angolo di attrito $\phi$ (°)
-0,072-0,194-0,239	11,5	30,5
Argille poco OC		

Coefficiente permeabilità $k$	Coefficiente permeabilità $k_{10}$	Modulo di taglio $G_0$ ( $\sigma'_v$ : 100 kPa)
6,5E-10 m/s 4,5E-10 m/s 4,6E-10 m/s	4,6E-10 m/s 3,2E-10 m/s 3,2E-10 m/s	115,45

### Campione S2C4

Tipo di terreno	Contenuto in acqua $w$ (%)	Peso di volume naturale $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	Peso di volume della parte solida $\gamma_s$ (kN/m <sup>3</sup> )	Peso di volume del terreno secco $\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )
Limo argilloso	21,8	20,7	27,17	17,0
Terreno naturale costituito da limo argilloso con intercalazioni di sabbia finissima, molto compatto				

Limite di liquidità (%)	Limite di plasticità (%)	Indice di plasticità $I_p$	Indice di liquidità $I_l$	Indice di consistenza $I_c$
29	19	10	0,28	0,72
Tipo di terreno:	Mediamente coesivo, compatto, $c_u$ stimata 72-144 kN/m <sup>2</sup>			

A di Skempton	Coesione $c'$ (kPa)	Angolo di attrito $\phi$ (°)
-0,037-0,19-0,27	0	32,5
Argille NC-Argille poco OC		

Coefficiente permeabilità $k$	Coefficiente permeabilità $k_{10}$	Modulo di taglio $G_0$ ( $\sigma'$ : 100 kPa)
8,5E-10 m/s	5,8E-10 m/s	177,22
5,6E-10 m/s	3,9E-10 m/s	
6,1E-10 m/s	4,2E-10 m/s	

#### 4.8 Modello geotecnico di sintesi

Sulla base delle elaborazioni riportate nei capitoli precedenti e con riferimento al modello geologico, si riporta la sezione geotecnica tipo considerando che le unità omogenee così come individuate su base stratigrafica assumono rilevanza anche per la modellazione geotecnica.

##### UNITA' GEOTECNICHE

**UNITÀ A1<sub>sg</sub>**: depositi sciolti fluviali, sabbia debolmente limosa con alternanze di ghiaia e sabbia grossolana. Spessore variabile di 2,20-2,40 m; seguono depositi sciolti fluviali incoerenti con spessore variabile attorno ai 2,9-3,1 m. Si tratta di ghiaie, ghiaie poligeniche con ciottoli. Spessore complessivo: 5,5 m.

- peso di volume  $[\gamma]$ : 18,5 - 19,0 kN/m<sup>3</sup>, in condizioni sature: 21,0-21,5 kN/m<sup>3</sup>
- angolo attrito interno di picco  $[\phi]$ : 32°-35°
- coesione efficace  $[c']$ : trascurabile (resistenza al taglio a lungo termine)
- resistenza non drenata stimata  $[c_u]$ : per brevi periodi di tempo: 5-10 kPa
- permeabilità stimata:  $5 \times 10^{-4}$  m/s.

**UNITÀ A2<sub>al</sub>**: depositi sciolti fluviale fini coesivi tipici di un ambiente a bassa energia. Si tratta di alternanze di argille, limi argillosi con rari sottili livelli di sabbia fine. L'Unità è stata suddivisa nelle seguenti sub unità secondo livelli di terreno con caratteristiche geotecniche omogenee (prove in sito e prove di laboratorio) e facendo riferimento alle correlazioni proposte dall'indagine geofisica:

**Subunità A2a<sub>al</sub>**: da 5,5 a 12 m, spessore 6,5 m. Nspt: 9,75. Campioni: S2C1, S1C1, C2C2

- o Classificazione: limo argilloso coesivo plastico omogeneo compatto. Argille poco OC
- o peso di volume  $[\gamma]$ : 16-17 kN/m<sup>3</sup>, in condizioni sature: 20-21 kN/m<sup>3</sup>
- o resistenza non drenata  $[c_u]$ : 75-85 kPa
- o Permeabilità  $k$ : 2-7 E-10 m/s

- Modulo di Taglio  $G_0$ : 60-90 MPa

*Parametri resistenza in condizioni drenate.*

- angolo attrito interno  $[\varphi]$ : 30°-32°
- coesione efficace  $[c']$ : 0-4 kPa (trascurabile, resistenza al taglio a lungo termine)

**Subunità A2b<sub>al</sub>**: da 12 m a 14 m, spessore 2 m. Nspt: 6,0. Campioni: S1C2

- Classificazione: limo argilloso omogeneo plastico mediamente compatto. Argille poco OC
- peso di volume  $[\gamma]$ : 15-16 kN/m<sup>3</sup>, in condizioni sature: 19,5-20,5 kN/m<sup>3</sup>
- resistenza non drenata  $[c_u]$ : 50-60 kPa
- Permeabilità  $k$ : 1-3E-10 m/s
- Modulo di Taglio  $G_0$ : 80-85 MPa

*Parametri resistenza in condizioni drenate.*

- angolo attrito interno  $[\varphi]$ : 26°-27°
- coesione efficace  $[c']$ : 11 kPa (trascurabile, resistenza al taglio a lungo termine)

**Subunità A2c<sub>al</sub>**: da 14 m a 24 m, spessore 10 m. Nspt: 11. Campioni: S2C3, S2C4

- Classificazione: Limo argilloso plastico omogeneo compatto. Argille poco OC
- peso di volume  $[\gamma]$ : 17-18 kN/m<sup>3</sup>, in condizioni sature: 20-21 kN/m<sup>3</sup>
- resistenza non drenata  $[c_u]$ : 87-108 kPa
- Permeabilità  $k$ : 4-8E-10 m/s
- Modulo di Taglio  $G_0$ : 115-177 MPa

*Parametri resistenza in condizioni drenate.*

- angolo attrito interno  $[\varphi]$ : 30-32°
- coesione efficace  $[c']$ : 0-11 kPa (trascurabile, resistenza al taglio a lungo termine)

**Subunità A2d<sub>al</sub>**: da 24 m a 27 m, spessore 3 m. Nspt: 10. Campione S1C5.

- Classificazione: Limo e argilla plastico tenero omogeneo. Argille poco OC
- peso di volume  $[\gamma]$ : 17-18 kN/m<sup>3</sup>, in condizioni sature: 21-21,5 kN/m<sup>3</sup>
- resistenza non drenata  $[c_u]$ : 30-50 kPa
- Permeabilità  $k$ : 8-9E-10 m/s
- Modulo di Taglio  $G_0$ : 166 MPa

*Parametri resistenza in condizioni drenate.*

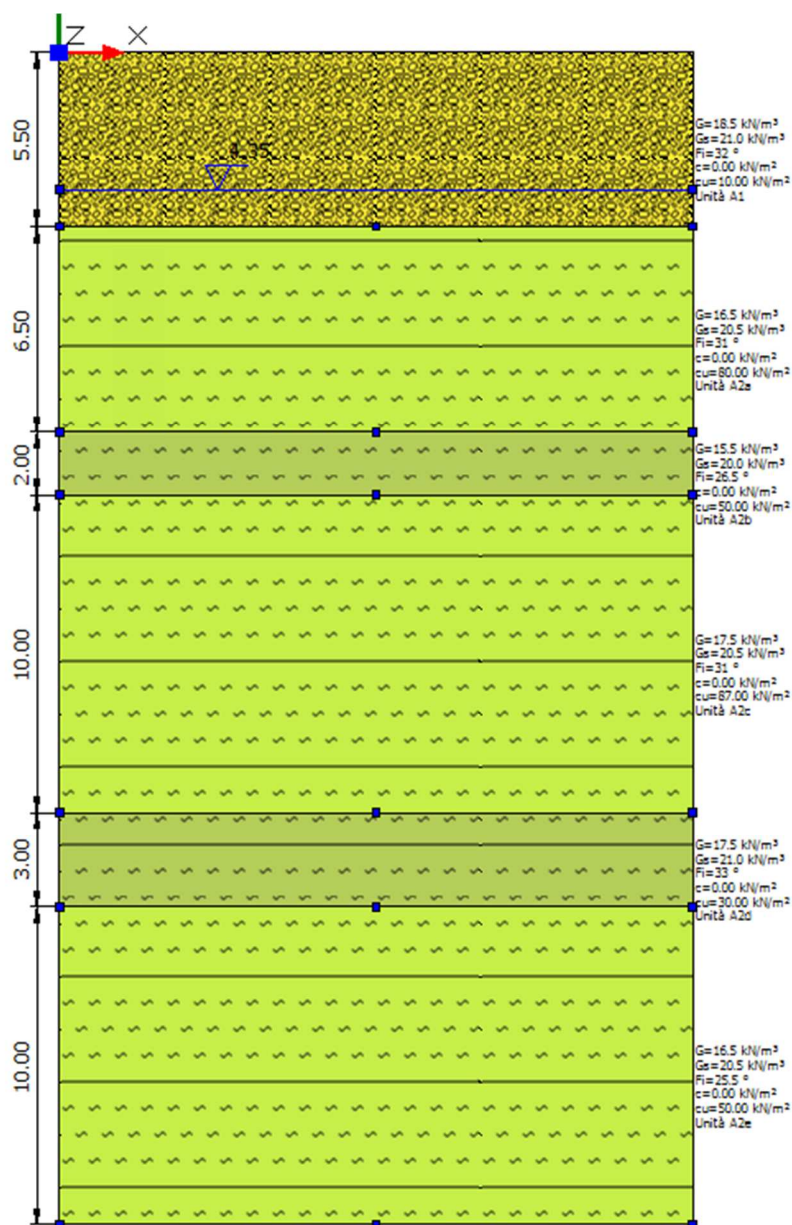
- angolo attrito interno  $[\varphi]$ : 33°
- coesione efficace  $[c']$ : 0 kPa (trascurabile, resistenza al taglio a lungo termine)

**Subunità A2e<sub>al</sub>**: da 27 m a oltre, Nspt: 13 (esclusi i due valori estremi). Campione S1C6.

- Classificazione: Limo e argilla plastico compatto omogeneo. Argille poco OC
- peso di volume  $[\gamma]$ : 16-17 kN/m<sup>3</sup>, in condizioni sature: 20-21 kN/m<sup>3</sup>
- resistenza non drenata  $[c_u]$ : 50-70 kPa
- Permeabilità  $k$ : 5-6E-10 m/s
- Modulo di Taglio  $G_0$ : 150 MPa

*Parametri resistenza in condizioni drenate.*

- angolo attrito interno  $[\phi]$ : 25-26
- coesione efficace  $[c']$ : 28 kPa (trascurabile, resistenza al taglio a lungo termine)



I **parametri di progetto** si ricavano applicando i coefficienti parziali delle NTC18 ai **parametri caratteristici** di cui sopra e saranno utilizzati nelle combinazioni a seconda delle verifiche richieste:

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale $\gamma_M$	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma_\gamma$	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

La Normativa Tecnica prevede nelle verifiche (SLU) nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (STR) e geotecnici (GEO) due approcci progettuali:

APPROCCIO 1 (DA1)

APPROCCIO 2 (DA2)

entrambi prevedono la combinazione di coefficienti parziali  $\gamma$

$\gamma_A$  per l'amplificazione delle azioni (A1 o A2);

$\gamma_M$  per la riduzione della resistenza dei materiali (M1 o M2);

$\gamma_R$  resistenza globale del sistema (R1, R2 o R3).

nel seguente modo

DA1c1 (combinazione 1): A1+M1+R1 (STR)

DA1c2 (combinazione 2): A2+M2+R2 (GEO)

DA2c (combinazione 1): A1+M1+R3

Le principali combinazioni previste dalle NTC2018:

- ❖ **Pendii naturali:** parametri caratteristici (M1)
- ❖ **Fronti di scavo, rilevati, pendii artificiali, argini, sponde:** DA1c2 (A2+M2+R2: R2 in condizione statiche 1.1; R2 in condizioni sismiche 1.2 e A2 e M2 1);
- ❖ **Fondazioni superficiali:** DA2c (A1+M1+R3) e relativa stabilità globale: DA1c2 (A2+M2+R2)
- ❖ **Fondazioni su pali:** DA2c (A1+M1+R3) e relativa stabilità globale: DA1c2 (A2+M2+R2)
- ❖ **Muri di sostegno:** DA2c (A1+M1+R3) e relativa stabilità globale: DA1c2 (A2+M2+R2)

Nelle analisi di stabilità (A2+M2+R2) il valore di  $\gamma_{R2}$  assumerà i seguenti valori:

- ❖ Muri, Paratie, berlinesi, fronti di scavo, rilevati, argini, terre armate:
  - $\gamma_{R2} = 1,1$  in cond. statiche
  - $\gamma_{R2} = 1,2$  in cond. sismiche
- ❖ Fondazioni superficiali e profonde su pendio:
  - $\gamma_{R2} = 1,1$  in cond. statiche e sismiche

#### **4.9 Verifiche preliminari di ordine geotecnico in base alle NTC 2018**

Le Norme Tecniche per le Costruzioni, approvate con D.M. 17 gennaio 2018, prevedono la valutazione della sicurezza e le verifiche da effettuare riferendosi agli Stati Limite Ultimi (SLU).

Questa verifica è espressa dalla seguente equazione:

$R_d \geq E_d$  - dove:

- ✓  $R_d$ : è la capacità di progetto in termini di resistenza, duttilità e/o spostamento della struttura o della membratura strutturale, funzione delle caratteristiche meccaniche dei

materiali che la compongono e dei valori nominali delle grandezze geometriche interessate;

- ✓  $E_d$ : è il valore di progetto della domanda, funzione dei valori di progetto delle azioni e dei valori nominali delle grandezze geometriche della struttura interessata.

La valutazione delle condizioni di sicurezza deve essere effettuata seguendo diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, definiti in funzione alle azioni ( $A_1$ ,  $A_2$ ), ai parametri geotecnici del terreno ( $M_1$ ,  $M_2$ ) e alle resistenze ( $R_1$ ,  $R_2$  e  $R_3$ ).

A tal proposito si riportano le tabelle contenenti i differenti approcci possibili e i relativi valori dei coefficienti ( $A$ ,  $M$  e  $R$ ) da utilizzare in funzione alle diverse tipologie di opera. In particolare si evidenziano, in relazione alle opere di progetto, gli approcci previsti per le verifiche geotecniche (GEO) e si riportano i valori da attribuire ai diversi coefficienti.

Per soddisfare l'equazione  $E_d \leq R_d$  richiesta dalle verifiche delle NTC 2018, occorre che il valore di progetto dell'azione ( $E_d$  calcolato secondo la relazione 2.5.1 NTC2018 par. 2.5.3 tenendo conto dei coefficienti parziali  $A_1$  dovuti agli effetti permanenti/permanenti non strutturali/variabili sia favorevoli che sfavorevoli, tab. 6.2.I) sia inferiore al valore di  $R_d$  calcolato.

Per quanto emerso nei capitoli precedenti e considerando gli interventi previsti in oggetto, le problematiche geotecniche dovute alle interazioni terreno-struttura sono le seguenti:

- Capacità portante dei terreni (vedi capitolo seguente);
- Verifica nei confronti della liquefazione dei terreni (si rimanda alla Relazione Geologica);
- Stabilità dei fronti di scavo (vedi capitolo seguente).

#### **4.9.1 Verifica della capacità portante dei terreni**

Le verifiche vengono fatte con l'utilizzo del software *Loadcap* della Geostru secondo le normative vigenti (NTC2018). Per l'analisi di fondazione sono state eseguite le verifiche agli SLU (capacità portante), sia le verifiche agli SLE (cedimenti), in conformità a quanto previsto dalle NTC.

Sulla base delle ipotesi progettuali la verifica preliminare è stata condotta utilizzando una semplificazione della stratigrafia del sottosuolo (vedi immagine seguente) e le seguenti ipotesi:

- si suppone una fondazione a platea 50x25 posta a 6 m dal p.c. e spessore 30 cm; nella verifica sarà utilizzata l'altezza di incastro della fondazione pari a 0,5 m e non la profondità di posa;
- falda a 6 m dal p.c.
- l'effetto sismico è stato applicato secondo Paolucci & Pecker (1997)

### Fondazione a platea

Tipo di fondazione: Platea

Lunghezza fondazione: L = 50 [m]

Larghezza fondazione: B = 25 [m]

Base fondazione a destra: BR = 0 [m]

Base fondazione a sinistra: BL = 0 [m]

Altezza inferiore fondazione: HI = 0.3 [m]

Altezza superiore fondazione: HS = 0 [m]

Profondità piano di posa: D = 6 [m]

Altezza di incastro: HF = 0.5 [m]

Inclinazione piano di posa: IP = 0 [°]

☐ Altezza di incastro = Profondità piano di posa

### Profilo terreno e Falda

Estensione terreno a sinistra: EL = 10 [m]

Estensione terreno a destra: ER = 10 [m]

Inclinazione pendio: IS = 0 0 [°]

Distanza fondazione dal pendio: DS = 0 0 [m]

Profondità falda dal PC: 6 [m]

### Sottofondazione

Sporgenza, Altezza: 0 0.1 [m]

### Azione sismica

Calcolo coefficienti sismici: ...

Accelerazione massima (amax/g): 0.129

Magnitudo: M 6.6

Coefficienti sismici

Coefficiente intensità sismico terreno: Khk 0.025800

Coefficiente intensità sismico struttura: Khi 0.114699

Effetto sismico secondo: Paolucci e Pecker (1997)

☐ Effetto sismico inerziale incluso nell'inclinazione dei carichi

Immagine 12: impostazioni al contorno e parametri sismici applicati alla verifica

I coefficienti parziali indicati dalle NTC da applicare alle azioni e alla resistenza sono riportati nelle tabelle seguenti:

Tab. 6.2.1 – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_G$ )	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti $G_1$	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	$\gamma_Q$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup> Per i carichi permanenti  $G_2$  si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.1. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti  $\gamma_{s1}$

Tab. 6.4.1 – Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

## VERIFICA PRELIMINARE OPERE FONDAZIONALI IN CONDIZIONI STATICHE ( $F_s > 1$ )

**Per la verifica del collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno è stata utilizzata la metodologia di calcolo dell'Approccio 2 (A1+M1+R3).**

Utilizzano il software *Loadcap* (vedi allegato) il valore di  $R_d$  più cautelativo è quello che propone il metodo di calcolo di Hansen (1970):

$$Q_{ult} = 2128 \text{ kN/m}^2 \text{ e } R_d = 925 \text{ kN/m}^2$$

Per soddisfare l'equazione  $E_d < R_d$  richiesta dalle verifiche delle NTC 2018, occorre che il valore di progetto dell'azione (calcolato tenendo conto dei coefficienti parziali A1 o A2 dovuti agli effetti permanenti/permanenti non strutturali/variabili sia favorevoli che sfavorevoli, tab. 6.2.1) sia inferiore al valore di  $R_d$  calcolato nella precedente tabella (con le ipotesi formulate precedentemente).

## VERIFICHE PRELIMINARI OPERE FONDAZIONALI IN CONDIZIONI SISMICHE-SLV ( $F_s > 1$ )

Per la verifica del collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno è stata utilizzata la metodologia di calcolo dell'Approccio 2 (A1+M1+R3).

Per considerare esplicitamente l'effetto delle azioni inerziali sul volume di terreno significativo l'effetto sismico sarà valutato con il metodo Paolucci & Pecker (1997), in tal caso il coefficiente parziale  $\gamma_R$  sulle resistenze ( $R_3$ ) del carico limite può essere ridotto a 1.8 (cfr. par. 7.11.5.3.1 NTC2018).

**Tab. 7.11.II** - Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche degli stati limite (SLV) delle fondazioni superficiali con azioni sismiche

Verifica	Coefficiente parziale $\gamma_R$
Carico limite	2.3
Scorrimento	1.1
Resistenza sulle superfici laterali	1.3

L'effetto dell'azione sismica sul carico limite di una fondazione superficiale si può valutare introducendo i seguenti fattori parziali (effetti inerziali indotti dal sisma):

$$z_q = \left(1 - \frac{k_h}{\tan \phi}\right)^{0,35}$$

$$z_c = 1 - 0,32 \cdot k_h$$

$$z_y = z_q$$

dove

$$k_h = \beta_s \cdot \frac{a_{\max}}{g}$$

$k_h$ : coefficiente sismico orizzontale.

Si veda la relazione geologica per i parametri sismici di sito.

In condizioni sismiche il metodo di Hansen (1970) fornisce i risultati più conservativi in condizioni drenate (SLU, liv. prestazionale SLV):

**Qult= 1941 kN/m<sup>2</sup> e Rd= 1078 kN/m<sup>2</sup>**

Per soddisfare l'equazione  $E_d \leq R_d$  richiesta dalle verifiche delle NTC 2018, occorre che il valore di progetto dell'azione ( $E_d$  calcolato secondo la relazione 2.5.5 NTC2018 par. 2.5.3, tenendo conto dei coefficienti parziali A1 dovuti agli effetti permanenti/permanenti non strutturali/variabili sia favorevoli che sfavorevoli, tab. 6.2.I) sommato al valore E dell'azione sismica (calcolata a sua volta con l'utilizzo del coefficiente sismico verticale  $k_v$  allo stato limite di riferimento SLV) sia inferiore al valore di  $R_d$  calcolato.

Per i dettagli del calcolo delle verifiche si rimanda al calcolo delle verifiche allegato.

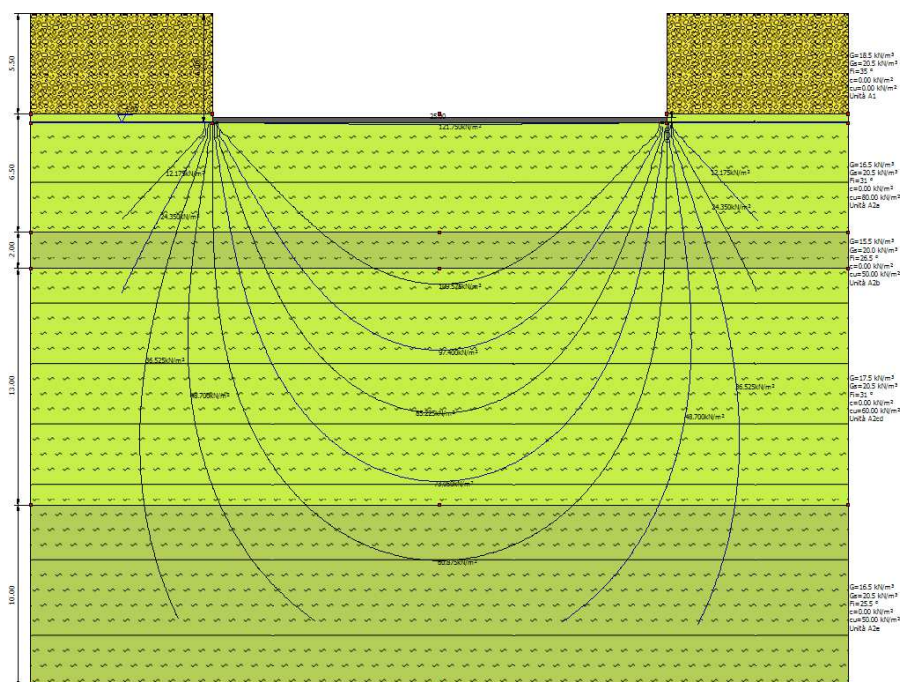


Immagine 13: schema del bulbo dei carichi trasmessi in profondità considerando una pressione normale di progetto ( $E_d$ ) pari a  $130 \text{ kN/m}^2$  per garantire l'espressione  $E_d < R_d$

#### 4.9.2 Stabilità fronti di scavo

La realizzazione del locale interrato necessita di uno scavo per la preparazione del piano di fondazione con altezza complessiva tra i 6 ed i 7 m. Sulla base delle stratigrafie lo scavo interesserà completamente l'unità A1<sub>sg</sub> raggiungendo sostanzialmente l'interfaccia con la sottostante unità A2<sub>al</sub>.

Il tipo di terreno scavato sarà quindi essenzialmente grossolano (ghiaia, ghiaia con sabbia), ma con la presenza di una falda attestata attorno ai 4 – 4,5 metri dal p.c.

È quindi necessario che in fase realizzativa si predispongano dei sistemi di pompaggio e smaltimento delle acque che molto probabilmente interesseranno il fondo scavo.

Di seguito si riportano alcune fotografie degli scavi realizzati nel 2013 per la costruzione degli edifici esistenti fornite dal Geologo Del Din e dall'Impresa costruttrice.





La verifica della stabilità dei fronti di scavo aperti deve essere effettuata secondo le nuove norme NTC 2018. La normativa prescrive che sia soddisfatta la condizione  $E_d \leq R_d$  dove  $E_d$  è il valore di progetto dell'azione, mentre  $R_d$  è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico. Questa verifica va effettuata con diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2, R3).

I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di 2 approcci progettuali distinti e alternativi.

L'Approccio 2 (A1+M1+R3) prevede un'unica combinazione da adottare sia nelle verifiche strutturali che in quelle geotecniche. Come previsto dalle NTC 2018 la verifica per la stabilità dei versanti agli SLU deve essere effettuata secondo la **Combinazione 2: A2+M2+R2** tenendo conto dei coefficienti delle tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.8.I dove il coefficiente per le verifiche di sicurezza  $\gamma_R$  per R2 è pari a 1.1.

La Normativa precisa al punto 2.4.1 che in caso di opere provvisorie in fase costruttiva con durata inferiore ai 2 anni (come lo sono in questo caso l'apertura dei fronti di scavo) si può omettere la verifica sismica e quindi è autorizzato il solo utilizzo dei coefficienti in condizione statica.

La verifica quindi dei fronti di scavo è stata eseguita non considerando l'azione sismica, ma applicando ai **parametri geotecnici caratteristici all'unità A1<sub>gs</sub>** i coefficienti della tabella 6.2.II (M2) e quindi trasformandoli in **parametri geotecnici di progetto**. Per la verifica è stato utilizzato un valore di coesione caratteristico (valido per brevi periodi di tempo) pari a 5 kPa ridotto a parametro di progetto utilizzando il coefficiente proposto dalle NTC2018 (1,25).

Per la verifica è stato utilizzato il software SLOPE della Geostru, imponendo un fronte di scavo con H= 6 m e **pendenza di 50° e 55°** CONSIDERANDO LA FALDA A QUOTA FONDO SCAVO (quindi un fronte privo di falda freatica o altre venute d'acqua puntuali); essendo fronti temporanei non è stata applicata l'azione sismica.

Di seguito l'immagine con i parametri impostati per la simulazione dove appare evidente come a fronte di un coefficiente di riduzione parziale della resistenza (R) pari a 1,1 è stato scelto un grado

di sicurezza accettabile pari a 1 (visto l'assenza di carichi sui fronti di scavo e di carattere temporaneo degli stessi):

Dati generali		Coefficienti parziali parametri geotecnici (M)	
Litotipo / Pendii in roccia	Pendii in terra	Tangente angolo di resistenza al taglio	$\gamma_\phi$ 1.25
Forma superficie	Circolare	Coesione efficace	$\gamma_c$ 1.25
Grado di sicurezza ritenuto accettabile	1	Coesione non drenata	$\gamma_{cu}$ 1.4
Passo ricerca fattore di sicurezza (10)	10	<input checked="" type="checkbox"/> Utilizzare questi coefficienti per ridurre la resistenza del materiale	
Numero di concii	10	Coefficiente parziale resistenza (R)	
Profondità BedRock (m)	3	Coefficiente parziale resistenza	$\gamma_R$ 1.1

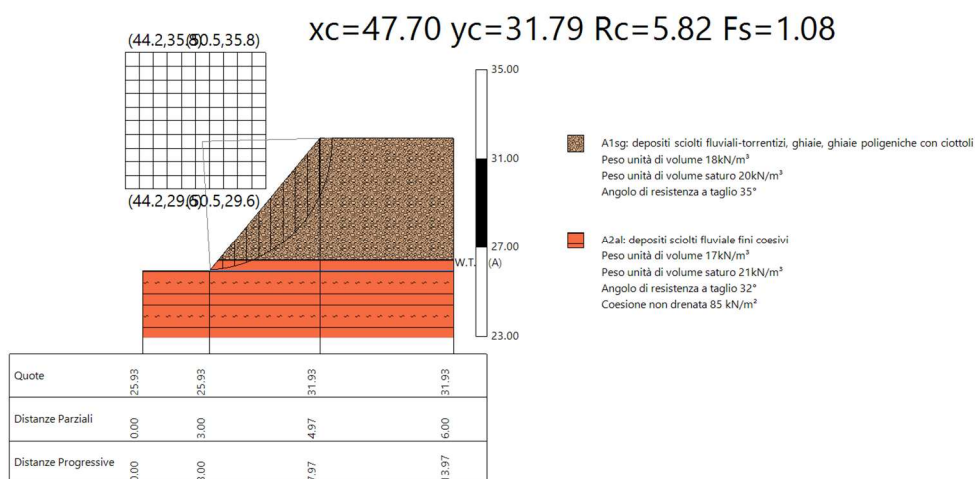


Immagine 14: verifica con fronte di scavo a 50°

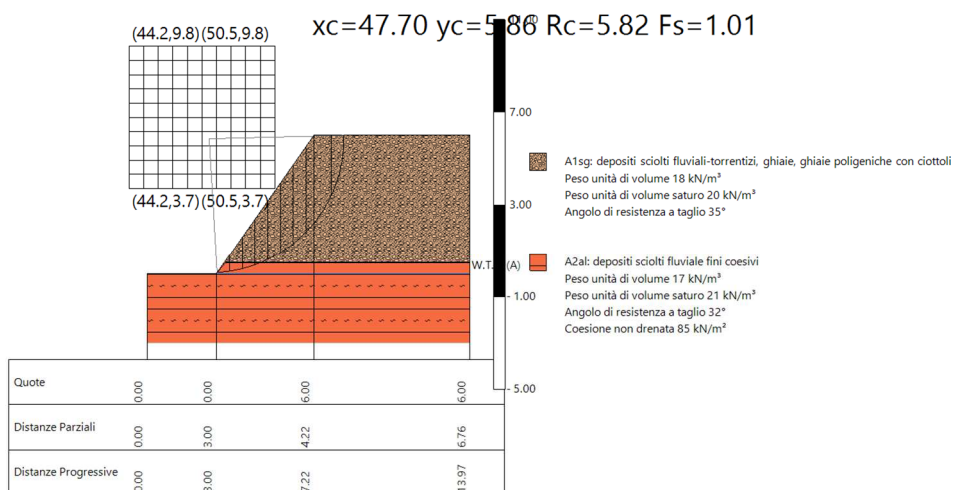


Immagine 15: verifica con fronte di scavo a 55°

Per altezze superiori dei fronti di scavo e nei tratti di scavo limitrofi alle strutture oppure in presenza di venute d'acqua sul fronte di scavo, al fine di **garantire idonee condizioni di stabilità**, sarà quindi necessario optare per una diminuzione dell'inclinazione che non dovrà essere superiore ai 40° oppure la realizzazione di opere di sostegno che consentano di mantenere un fronte subverticale in sicurezza e che allo stesso tempo garantiscano la stabilità dei terreni e delle strutture limitrofe.

Al fine di garantire comunque la stabilità del ciglio superiore dei fronti di scavo anche se in presenza di opere di sostegno si consiglia di:

1. proteggere i fronti di scavo con teli di nylon;
2. evitare il posizionamento di sovraccarichi in prossimità del ciglio di scavo e il passaggio in adiacenza allo stesso di mezzi meccanici, prevedendo una fascia di interdizione, opportunamente delimitata;
3. evitare il transito e la sosta di autoveicoli nell'area prossima alla zona degli scavi nel periodo richiesto dalla realizzazione degli stessi ed alla messa in opera dei muri definitivi che fungeranno da muri di contenimento, periodo che dovrà essere comunque limitato.

**Per il drenaggio della falda attestata attorno ai 4,30 m dal piano campagna (1 metro circa sopra il contatto con la formazione argillosa dell'Unità A2<sub>ai</sub> che ne forma il letto impermeabile) è necessario intervenire con un'opera di drenaggio posta a monte del piano di fondazione.**

È possibile intervenire realizzando una trincea drenante con profondità 80-100 cm oltre la quota fondazione lungo i bordi laterali (est, ovest) e a monte (sud) dello scavo. Sul fondo della trincea potranno essere posizionate delle tubazioni microforate (2) o prodotto simile per allontanare le acque raccolte dalla trincea e quindi seguirà il riempimento dello scavo con materiale grossolano secco per ottimizzare il drenaggio. Il materiale del dreno dovrà essere separato dai depositi naturali con un geotessile per evitarne l'intasamento. Potranno inoltre essere predisposti dei pozzetti di ispezione utili per future manutenzioni.

## **5 CONCLUSIONI E PRESCRIZIONI**

Su incarico del **COMUNE DI TESERO** lo scrivente ha redatto la presente relazione geotecnica a supporto del progetto esecutivo a cura del Servizio Opere Civili della P.A.T. per i lavori di adeguamento dello staio del fondo a Lago di Tesero in previsione delle olimpiadi Milano-Cortina 2026 Unità Funzionale 1A e 1B.

Di seguito si riporta una sintesi dei capitoli precedenti. Si rimanda alle pagine precedenti per gli approfondimenti.

### **Capitolo 4 - Caratterizzazione geotecnica dei terreni**

Il Modello Geotecnico è stato ricostruito facendo riferimento alle indagini in sito del 2009 e a quelle eseguite a luglio 2022:

#### **UNITA' GEOTECNICHE**

**UNITÀ A1<sub>sg</sub>:** depositi sciolti fluviali, sabbia debolmente limosa con alternanze di ghiaia e sabbia grossolana. Spessore variabile di 2,20-2,40 m; seguono depositi sciolti fluviali incoerenti con

spessore variabile attorno ai 2,9-3,1 m. Si tratta di ghiaie, ghiaie poligeniche con ciottoli. Spessore complessivo: 5,5 m.

- peso di volume  $[\gamma]$ : 18,5 - 19,0 kN/m<sup>3</sup>, in condizioni sature: 21,0-21,5 kN/m<sup>3</sup>
- angolo attrito interno di picco  $[\phi]$ : 33°-35°
- coesione efficace  $[c']$ : trascurabile (resistenza al taglio a lungo termine)
- resistenza non drenata stimata  $[c_u]$ : per brevi periodi di tempo: 5-10 kPa
- permeabilità stimata:  $5 \times 10^{-4}$  m/s.

**UNITÀ A2<sub>al</sub>**: depositi sciolti fluviale fini coesivi tipici di un ambiente a bassa energia. Si tratta di alternanze di argille, limi argillosi. L'Unità è stata suddivisa nelle seguenti sub unità secondo la  $C_u$  proposta dalla correlazione di Terzaghi e Peck (1967) e scegliendo il parametro più basso (o dati sono stati elaborati utilizzando il software Dynamic della Geostru e tabelle di calcolo proposte da geol. F. Cetraro autore del libro "Ingegneria geotecnica e geologica applicata" 2020-2021) e facendo riferimento alle correlazioni proposte dall'indagine geofisica:

**Subunità A2a<sub>al</sub>**: da 5,5 a 12 m, spessore 6,5 m.  $N_{spt}$ : 9,75

- o Classificazione AGI (1977): depositi consistenti
- o peso di volume  $[\gamma]$ : 19,5-20,0 kN/m<sup>3</sup>, in condizioni sature: 21-22 kN/m<sup>3</sup>
- o resistenza non drenata  $[c_u]$ : 75-87 kPa

**Subunità A2b<sub>al</sub>**: da 12 m a 15 m, spessore 3 m.  $N_{spt}$ : 6,0

- o Classificazione AGI (1977): depositi consistenti, moderatamente consistenti
- o peso di volume  $[\gamma]$ : 19,5-20,0 kN/m<sup>3</sup>, in condizioni sature: 21-22 kN/m<sup>3</sup>
- o resistenza non drenata  $[c_u]$ : 50,10 kPa

**Subunità A2c<sub>al</sub>**: da 15 m a 28,5 m, spessore 13,5 m.  $N_{spt}$ : 11,57

- o Classificazione AGI (1977): depositi consistenti
- o peso di volume  $[\gamma]$ : 19,5-20,0 kN/m<sup>3</sup>, in condizioni sature: 21-22 kN/m<sup>3</sup>
- o resistenza non drenata  $[c_u]$ : 87-108 kPa

**Subunità A2d<sub>al</sub>**: da 28,8 m a 30 m, spessore 1,2 m.  $N_{spt}$ : 6,0

- o Classificazione AGI (1977): depositi moderatamente consistenti
- o peso di volume  $[\gamma]$ : 19,5-20,0 kN/m<sup>3</sup>, in condizioni sature: 21-22 kN/m<sup>3</sup>
- o resistenza non drenata  $[c_u]$ : 50,10 kPa

**Subunità A2e<sub>al</sub>**: da 30 m a 36 m, spessore 6 m.  $N_{spt}$ : 14

- o Classificazione AGI (1977): depositi consistenti, molto consistenti
- o peso di volume  $[\gamma]$ : 19,5-20,0 kN/m<sup>3</sup>, in condizioni sature: 21-22 kN/m<sup>3</sup>
- o resistenza non drenata  $[c_u]$ : 79-80 kPa

**Subunità A2f<sub>al</sub>**: oltre i 36.  $N_{spt}$ : 22

- o Classificazione AGI (1977): depositi molto consistenti
- o peso di volume  $[\gamma]$ : 19,5-20,0 kN/m<sup>3</sup>, in condizioni sature: 21-22 kN/m<sup>3</sup>
- o resistenza non drenata  $[c_u]$ : 183 kPa

Il Modulo di taglio per le unità A2<sub>aal</sub> e A2<sub>bal</sub> è stimato attorno ai 79500 kPa.

### ***Parametri resistenza in condizioni drenate.***

In condizioni drenata si fa riferimento all'angolo di resistenza al taglio, che sulla base delle prove geofisiche per questi terreni coesivi (le Unità A2) è valutabile attorno ai 24°/26° con una coesione efficace di 5 kPa.

I **parametri di progetto** si ricavano applicando i coefficienti parziali delle NTC18 ai **parametri caratteristici** di cui sopra e saranno utilizzati nelle combinazioni a seconda delle verifiche richieste dalle NTC2018.

## **5.1 Prescrizioni e Raccomandazioni**

Sulla base di tutto quanto esposto nella Relazione Geologica **lo scrivente esprime quindi parere favorevole al progetto di adeguamento dello stadio del fondo a Lago di Tesero nel rispetto delle seguenti indicazioni:**

- ✓ il progetto strutturale-esecutivo dovrà tener conto del Modello Geotecnico;
- ✓ rispetto della Normativa sull'Azione Sismica (vedi Relazione Geologica);
- ✓ si consiglia l'utilizzo di fondazioni a platea che dovranno essere ammorsate sui terreni detritici asportando completamente eventuali livelli a granulometria fine e quindi dovranno essere sostituiti con un riporto di materiale grossolano ben rullato e compattato. Al termine della compattazione lo strato di terreno grossolano, sopra il quale sarà realizzata il magrone e quindi la fondazione a platea, dovrà avere almeno 50-60 cm di spessore;
- ✓ rispetto della Normativa e delle linee guida e indicazioni sulla riduzione del rischio incidente a persone o cose nelle attività edili e di scavo;
- ✓ si ricorda che ai sensi delle NTC2018 punto 6.4.2 "*Il piano di fondazione deve essere situato sotto la coltre di terreno vegetale nonché sotto lo strato interessato dal gelo e da significative variazioni stagionali del contenuto d'acqua*";
- ✓ l'indagine geologica ha evidenziato come la falda freatica si attesti tra i 4-4,5 metri dal p.c., è quindi prevedere in fase progettuale idonei sistemi per il pompaggio e smaltimento dell'acqua di falda riscontrata nello scavo. **Per il drenaggio della falda attestata attorno ai 4,30 m dal piano campagna (1 metro circa sopra il contatto con la formazione argillosa dell'Unità A2<sub>ai</sub> che ne forma il letto impermeabile) è necessario intervenire con un'opera di drenaggio posta a monte del piano di fondazione.**

È possibile intervenire realizzando una trincea drenante con profondità 80-100 cm oltre la quota fondazione lungo i bordi laterali (est, ovest) e a monte (sud) dello scavo. Sul fondo della trincea potranno essere posizionate delle tubazioni microforate (2) o prodotto simile per allontanare le acque raccolte dalla trincea e quindi seguirà il riempimento dello scavo con materiale grossolano secco per ottimizzare il drenaggio. Il materiale del dreno dovrà

essere separato dai depositi naturali con un geotessile per evitarne l'intasamento. Potranno inoltre essere predisposti dei pozzetti di ispezione utili per future manutenzioni.

- ✓ i fronti di scavo dovranno essere adeguatamente scarpati (**inclinazione non superiore ai 50° - 55° per fronti di altezza massima di 6 m**) oppure sostenuti da sistemi di sostegno quali micropali, muri, muri in gabbioni o paratie. Si richiama l'attenzione allo scavo limitrofo alla struttura interrata già presente prevedendo opere di protezione anche se il fondo scavo sarà circa 2 m più in alto delle fondazioni del locale interrato esistente;
- ✓ nel caso di presenza di venute d'acqua sui fronti di scavo questi dovranno essere scarpati (anche con l'aiuto di un gradone) garantendo inclinazione non superiori ai 40°;
- ✓ nella costruzione dei locali interrati si ritiene fondamentale l'utilizzo del sistema "vasca bianca" per garantire una impermeabilizzazione continua e integra.