



CITTA' DI TORINO

DIVISIONE AMBIENTE, VERDE E PROTEZIONE CIVILE
AREA VERDE
SERVIZIO GESTIONE GRANDI OPERE



PROGRAMMA OPERATIVO NAZIONALE CITTA' METROPOLITANE (PON METRO) 2014 - 2020

Asse 2 - Sostenibilità dei servizi e della mobilità urbana - Misura 2.2.3 Mobilità lenta
Codice Progetto TO2.2.3.c

REALIZZAZIONE GREEN BELT
Ciclopista Parco Dora - Pellerina - Collegno
Cod. Opera 4426 - CUP. C17B16000090006

PROGETTISTA E COORDINATORE DEL PROGETTO

arch. Pier Giorgio AMERIO

P. Amerio

PROGETTISTI:

geom. Mauro GRIVA

M. Griva

dott. Mario ANDRIANI

M. Andriani

arch. Ivo D'ANGELO

I. D'Angelo

COLLABORATORI ALLA PROGETTAZIONE:

geom. Francesco RAGONESE

F. Ragonese

arch. Giorgio COROTTO

G. Corotto

ing. Antonio MOLLO

A. Mollo

RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO E DIRIGENTE DEL SERVIZIO:

arch. Sabino PALERMO

PROGETTO ESECUTIVO

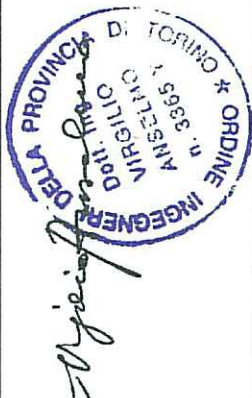
RELAZIONE GEOTECNICA

ELAB
N. 2a

COLLABORATORI ALLA PROGETTAZIONE:

Dott. Ing. Virgilio Anselmo
Dott. For. Fulvio Anselmo
Collaboratori:
Dott. For. Davide Spada
Dott. Ing. Donato Vittore

Studio ANSELMO Associati
Via Vittorio Emanuele n°14
10023 CHIARI (TO)
Tel-Fax. 011 9415835
e-mail: info@anselmoassociati.it



UNIONE EUROPEA
Fondi Strutturali e di Investimento Europei

Sommario

1	PREMESSA.....	1
2	INDAGINE GEOTECNICA.....	1
2.1	Interpretazione risultati delle prove geotecniche.....	1
3	MODELLAZIONE GEOTECNICA.....	2
4	MODELLAZIONE SISMICA.....	2
5	VERIFICHE GEOTECNICHE.....	2
5.1	Normative di riferimento.....	2
6	PROFILO GEOTECNICO.....	2
6.1	Opera di sostegno.....	2
6.2	Opera di tenuta idraulica.....	3
7	OPERA DI SOSTEGNO.....	3
7.1	Azioni di progetto.....	4
7.1.1	Azioni permanenti.....	4
7.1.1.1	Valutazione delle spinte.....	4
7.1.1.1.1	Effetto del terreno nel caso statico.....	4
7.1.1.1.2	Effetto del terreno nel caso sismico.....	5
7.1.1.1.3	Effetto del sovraccarico nel caso statico.....	6
7.1.1.1.4	Effetto del sovraccarico nel caso sismico.....	6
7.1.2	Azioni variabili.....	7
7.1.2.1	Traffico.....	7
7.1.2.2	Azione sismica [par. 3.2 - NTC 14.01.2008 e s.m.i.].....	7
7.1.2.3	Stati limite e relative probabilità di superamento.....	7
7.1.2.4	Categorie di sottosuolo.....	8
7.1.2.5	Categorie topografiche.....	8
7.1.2.6	Coefficienti di intensità sismica.....	9
7.2	Verifiche di stabilità.....	9
7.2.1.1	Caratteristiche geometriche e meccaniche.....	10
7.2.1.2	Combinazione statica C1.....	12
7.2.1.2.1	Calcolo della spinta attiva (comb. C1).....	12
7.2.1.2.2	Verifica di scorrimento (comb. C1).....	13
7.2.1.2.3	Verifica al ribaltamento (comb. C1).....	13
7.2.1.2.4	Capacità portante (comb. C1).....	14
7.2.1.2.5	Stabilità globale (comb. C1).....	15
7.2.1.3	Combinazione statica C2.....	15
7.2.1.3.1	Calcolo della spinta attiva (comb. C2).....	15
7.2.1.3.2	Verifica di scorrimento (comb. C2).....	15
7.2.1.3.3	Verifica al ribaltamento (comb. C2).....	15
7.2.1.3.4	Capacità portante (comb. C2).....	16
7.2.1.3.5	Stabilità globale (comb. C2).....	16
7.2.1.4	Combinazione sismica S+.....	16
7.2.1.4.1	Calcolo della spinta attiva (comb. S+).....	16
7.2.1.4.2	Verifica di scorrimento (comb. S+).....	17
7.2.1.4.3	Verifica al ribaltamento (comb. S+).....	17
7.2.1.4.4	Capacità portante (comb. S+).....	17
7.2.1.4.5	Stabilità globale (comb. S+).....	18
7.2.1.5	Combinazione sismica S-.....	18
7.2.1.5.1	Calcolo della spinta attiva (comb. S-).....	18
7.2.1.5.2	Verifica di scorrimento (comb. S-).....	19

CITTA' DI TORINO
Divisione ambiente, verde e protezione civile – Area Verde – Servizio grandi opere
Ciclopista Parco Dora – Pellerina – Collegno
RELAZIONE GEOTECNICA

7.2.1.5.3	Verifica al ribaltamento (comb. S-)	19
7.2.1.5.4	Capacità portante (comb. S-)	19
7.2.1.5.5	Stabilità globale (comb. S-)	20
7.3	Conclusioni	20
8	OPERA DI TENUTA IDRAULICA	20
8.1	Dati geotecnici del terreno	21
8.2	Azioni	22
8.2.1	Classificazione delle azioni [par. 2.5.1 - NTC 14.01.2008 e s.m.i.]	22
8.2.2	Azioni permanenti	22
8.2.2.1	Spinte attive	22
8.2.3	Azioni variabili	23
8.2.3.1	Azione sismica [par. 3.2 - NTC 14.01.2008 e s.m.i.]	23
8.2.3.2	Coefficienti di intensità sismica	23
8.2.3.3	Carichi variabili	23
8.3	Combinazioni delle azioni	23
8.3.1	Approccio di calcolo considerato	25
8.3.2	Calcolo della spinta sul muro	25
8.3.2.1	Metodo di Culmann	25
8.3.2.2	Spinta in presenza di sisma	26
8.3.3	Verifica a ribaltamento	27
8.3.4	Verifica a scorrimento	28
8.3.5	Verifica al carico limite	29
8.3.6	Verifica alla stabilità globale	30
8.4	Condizione 2: durante la piena	31
8.4.1	Carichi sul terrapieno	31
8.4.2	Verifiche di stabilità	31
8.4.3	Combinazioni di verifica	31
8.4.4	Quadro riassuntivo coefficienti di sicurezza	33
8.4.5	Calcolo degli spostamenti	34
8.5	Condizione 2: dopo la piena	35
8.5.1	Carichi sul terrapieno	35
8.5.2	Verifiche di stabilità	35
8.5.3	Combinazioni di verifica	35
8.5.4	Quadro riassuntivo coefficienti di sicurezza	37
8.5.5	Calcolo degli spostamenti	38
8.6	Conclusioni	38
9	STABILITÀ RILEVATO	39
9.1	Stratigrafia del profilo	39
9.1.1	Caratteristiche dei terreni	39
9.1.2	Profilo del piano campagna – Pendio A-A	41
9.1.3	Descrizione della stratigrafia	41
9.1.4	Carichi	42
9.2	Metodo di analisi	42
9.2.1	Impostazioni analisi	42
9.2.2	Coefficienti di partecipazione caso statico	42
9.2.3	Coefficienti di partecipazione caso sismico	43
9.2.4	Sisma	43
9.2.5	Casi analizzati	43
9.2.6	Impostazioni delle superfici di rottura	44
9.3	Risultati	44

CITTA' DI TORINO
Divisione ambiente, verde e protezione civile – Area Verde - Servizio grandi opere
Ciclopista Parco Dora – Pellerina – Collegno
RELAZIONE GEOTECNICA

9.4	Conclusioni verifica di stabilità.....	47
10	VERIFICA SIFONAMENTO.....	47
	APPENDICE - A - Report indagini geofisiche	49

CITTA' DI TORINO
Divisione ambiente, verde e protezione civile – Area Verde - Servizio grandi opere
Ciclopista Parco Dora – Pellerina – Collegno
RELAZIONE GEOTECNICA

1 PREMESSA

La presente relazione geotecnica ha lo scopo di verificare:

- il sistema dell'opera di sostegno in gabbionate e palificate in legname del raccordo della pista ciclopedonale fra il rilevato ed il ponte dell'ex Canale Ceronda;
- l'opera di tenuta idraulica costituita dal muro in c.a. inglobato nell'anima del rilevato;
- la stabilità del rilevato esistente alle azioni esercitate dalla pista ciclabile.

Le caratteristiche geotecniche dei terreni sono state desunte dalla campagna di sondaggi geofisici eseguiti appositamente.

2 INDAGINE GEOTECNICA

Nel punto in cui si realizzerà il rilevato della pista ciclopedonale in progetto sull'argine del Fiume Dora Riparia in corrispondenza del ponte dell'ex Canale Ceronda sono state condotte in data 02.10.2017 delle indagini geofisiche per la caratterizzazione dei terreni.

In APPENDICE - A- *Report indagini geofisiche* si riporta per intero il report delle indagini in parola.

Nel seguito si stralcia la tabella conclusiva del report citato che riporta i valori N_{SPT} dei terreni di fondazione.

Tabella 2-1 – Determinazione dei valori N_{SPT} dei terreni di fondazione dalla campagna di indagini geofisiche.

Unità	Profondità (m)	Vs (m/s)	Valori di NSPT							
			1	2	3	4	5	6	Media	
1	0.00-0.50	100	1	2	4	1	7	2	1	2
2	0.50-1.50	150	4	4	9	4	11	6	5	6
3	1.50-2.05	250	20	36	23	28	20	24	24	25

Dove: 1 Roccaforte e Cucinotta 2015; 2 Iysan 1996; 3 Hasancebi e Ulusay 2007; 4 Jafari et al. 1997; 5 Ohta e Goto 1978; 6 Imai e Tonouchi 1982.

2.1 Interpretazione risultati delle prove geotecniche

Nella Tabella 2-2 si riporta il calcolo delle caratteristiche geotecniche dei terreni di fondazione a partire dai risultati delle indagini geofisiche, tenuto conto delle seguenti considerazioni:

- per il calcolo dell'angolo di attrito ϕ' a riposo si applica la formulazione di Peck-Hanson-Thornburn-Meyerhof (1956) valida per terreni non molli a profondità < 5 m e per sabbie e ghiaie: $\phi = 27.2 + 0.28N_{SPT}$;
- per la determinazione del peso volumico saturo si applicano le correlazioni di Bowles (1982) e Terzaghi e Peck (1948-1967);
- per la determinazione del peso volumico secco si applicano le correlazioni di Meyerhof et altri.

Tabella 2-2 – Determinazione delle caratteristiche geotecniche dei terreni di fondazione.

				N _{SPT}	Cu	φ'	Y _{sat}	Y _d
	m	-	m	-	kPa	°	kN/m ³	kN/m ³
1	0.0	-	0.5	2	13.1	27.8	18.5	13.6
2	0.5	-	2	6	39.4	28.9	18.9	14.3
3	2.0	-		25	164.3	34.2	20.2	16.4

3 MODELLAZIONE GEOTECNICA

La modellazione geotecnica è stata allestita in base alle osservazioni in sito delle caratteristiche e delle tipologie dei terreni di fondazione in contraddittorio con i risultati della campagna di sondaggi.

Dalle indagini è emersa la presenza di uno strato più consistente alla profondità del piede del rilevato arginale.

Le caratteristiche geo-meccaniche dei terreni sono state desunte dalla relazione geologica.

4 MODELLAZIONE SISMICA

La modellazione sismica del sito è riportata dal paragrafo §7.1.2.2.

5 VERIFICHE GEOTECNICHE

Si procede alle verifiche geotecniche dei seguenti manufatti:

- opera per il sostegno della pista ciclopedonale costituita dalla gabbionata in reti metalliche riempita con ciottoli di fiume e sormontata da palificata in legname a parete doppia;
- opera per la tenuta idraulica del rilevato arginale costituita da muro in c.a. nel corpo dell'argine;
- stabilità del rilevato alle azioni esercitate dalla pista ciclabile.

5.1 Normative di riferimento

- D.M. 17 gennaio 2018

Aggiornamento delle "Norme Tecniche per le Costruzioni".

- Circolare nr. 617 del 02/02/2009

Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14.01.2008.

6 PROFILO GEOTECNICO

6.1 Opera di sostegno

Il profilo geotecnico relativo all'opera di sostegno (gabbionata con palificata) è mostrato nella Figura 6-1, che mostra che il manufatto si colloca a ridosso del rilevato arginale. Pertanto, nelle verifiche successive, si prenderanno in considerazione le caratteristiche del terreno corrispondenti allo strato n. 2 della Tabella 2-2.

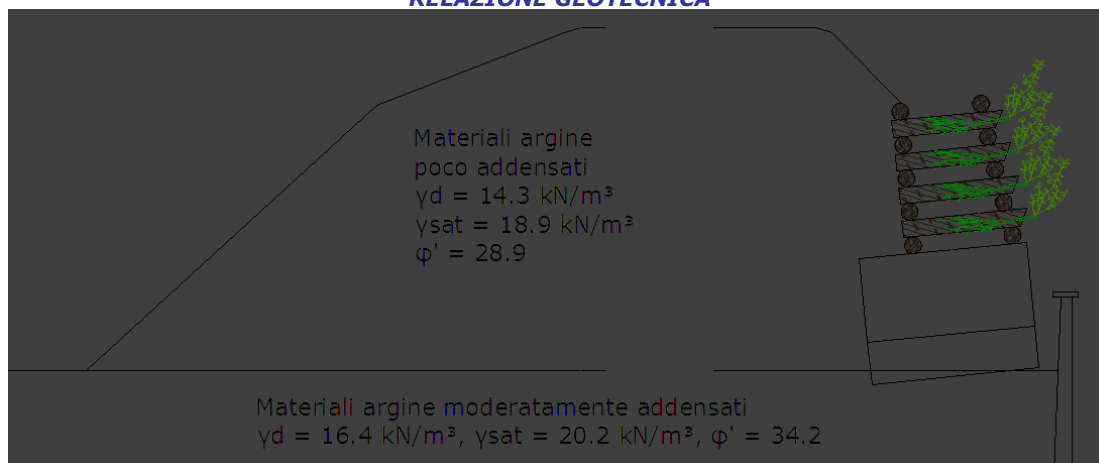


Figura 6-1 – Profilo geotecnico dell'opera di sostegno.

6.2 Opera di tenuta idraulica

Il profilo geotecnico relativo all'opera di tenuta idraulica (muro in c.a.) è mostrato nella Figura 6-2, che mostra che il manufatto si fonda nello strato più addensato, mentre il riempimento a tergo avviene con i materiali poco addensati. Pertanto, nelle verifiche successive, si prenderanno in considerazione le caratteristiche del terreno corrispondenti allo strato n. 2 della Tabella 2-2 per il riempimento, e le caratteristiche dello strato n. 3 per i terreni di fondazione.

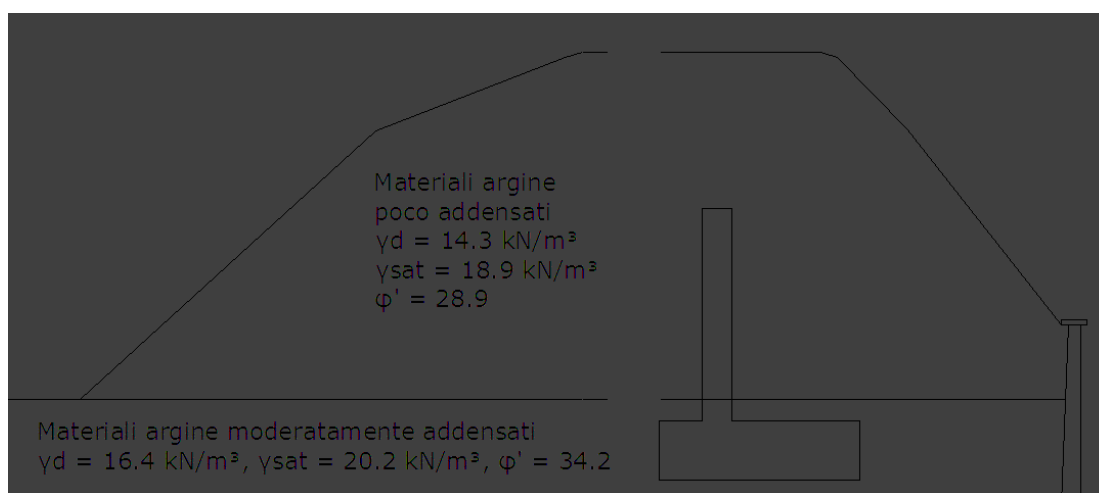


Figura 6-2 – Profilo geotecnico dell'opera di tenuta idraulica.

7 OPERA DI SOSTEGNO

La verifica viene condotta in termini di stabilità alla traslazione, al ribaltamento ed alla capacità portante. Si trascura la stabilità globale.

Il calcolo viene condotto seguendo il metodo semiprobabilistico di verifica agli Stati Limite Ultimi (SLU), come quanto stabilito al §6.5.3.1.1 delle NTC, nel quale vengono trattati i muri di sostegno e la altre strutture miste ad essi assimilabili, come le opere in progetto.

Le ipotesi assunte nella verifica sono: coesione del terreno trascurata; calcolo della spinta attiva con la teoria di Coulomb; spinta passiva terreno a valle trascurata; componente verticale spinta attiva trascurata; spinta idrostatica a monte del paramento ignorata.

In generale, nell'approccio agli stati limite considerati ad ogni categoria di sollecitazione viene assegnato un coefficiente di sicurezza γ specifico se tale azione produce effetti favorevoli o sfavorevoli sulla struttura.

7.1 Azioni di progetto

7.1.1 AZIONI PERMANENTI

7.1.1.1 Valutazione delle spinte

7.1.1.1.1 Effetto del terreno nel caso statico

La Figura 7-1 rappresenta graficamente il calcolo della spinta attiva del terreno sull'opera di sostegno, ottenuta come risultante delle azioni agenti sul cuneo di terreno spingente, in condizioni statiche.

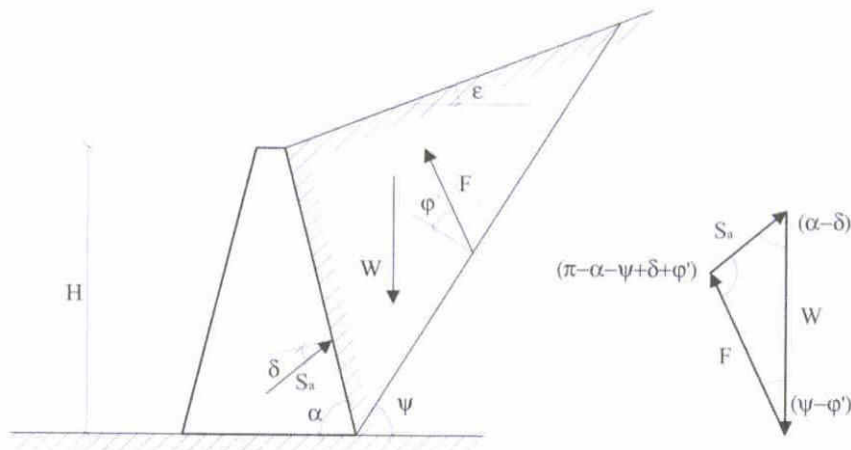


Figura 7-1 – Spinta attiva del terreno in condizioni statiche (teoria di Coulomb).

Note le caratteristiche geometriche del manufatto e del terrapieno è possibile determinare l'angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale ψ del cuneo spingente e l'intensità della spinta attiva, determinata dalla relazione:

$$S_a(\psi) = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_a(\psi)$$

nella quale $K_a(\psi)$ è il coefficiente di spinta attiva a riposo:

$$K_a = \frac{\sin(\psi - \varphi')}{\sin(\pi - \alpha - \psi + \delta + \varphi')} \left[\frac{\sin(\pi - \alpha - \psi) \cdot \sin(\varepsilon + \alpha)}{\sin(\psi - \varepsilon) \cdot \sin^2 \alpha} \right]$$

dove:

- H altezza del manufatto;
 ε angolo di inclinazione del piano di campagna a monte del muro rispetto all'orizzontale;
 α angolo di inclinazione del paramento interno del manufatto rispetto all'orizzontale;
 δ angolo di attrito interno manufatto-terreno.

L'angolo ψ_{max} che massimizza la spinta attiva si ottiene risolvendo l'equazione:

$$\frac{dS_a}{d\psi} = 0$$

dalla quale si ottiene:

$$\psi_{max} = \varphi' + \arctg \left(\frac{\sqrt{P(P+Q)(1+Q \cdot R)} - P}{1 + R(P+Q)} \right)$$

$$P = tg(\varphi' - \varepsilon)$$

$$Q = \cot g(\alpha + \varphi' - 90)$$

$$R = tg(90 - \alpha + \delta)$$

7.1.1.1.2 Effetto del terreno nel caso sismico

Con l'impiego di metodi pseudo-statici si è in grado di ricondurre l'azione sismica, che è un'azione dinamica e, quindi, variabile nel tempo e nello spazio, ad un insieme di forze statiche equivalenti, orizzontali e verticali, mediante l'utilizzo di coefficienti sismici, che dipendono dalla zona sismica, dalle condizioni locali e dall'entità degli spostamenti ammessi per l'opera considerata.

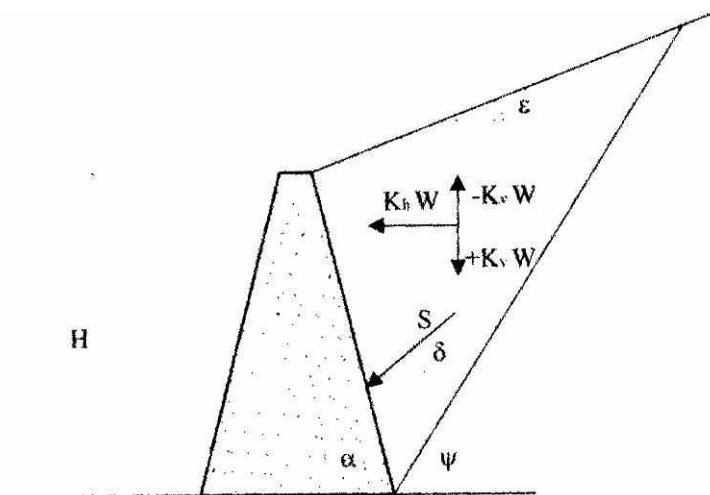


Figura 7-2 – Spinta del terreno nel caso sismico.

L'effetto del terreno a monte dell'opera di sostegno viene valutata mediante l'espressione:

$$S_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (1 \pm k_v) \cdot K_a \cdot H^2$$

cove il coefficiente di spinta attiva si ricava attraverso l'espressione di Mononobe-Okabe (1929) in funzione dell'ampiezza dell'angolo di inclinazione del piano campagna rispetto all'orizzontale:

$$\varepsilon \leq \varphi' - \theta \quad K_a = \frac{\text{sen}^2(\alpha + \varphi' - \theta)}{\cos \theta \cdot \text{sen}^2 \alpha \cdot \text{sen}(\alpha - \delta + \theta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi' + \delta) \cdot \text{sen}(\varphi' - \varepsilon - \theta)}{\text{sen}(\alpha - \delta - \theta) \cdot \text{sen}(\alpha + \varepsilon)}} \right]^2}$$

$$\varepsilon > \varphi' - \theta \quad K_a = \frac{\text{sen}^2(\alpha + \varphi' - \theta)}{\cos \theta \cdot \text{sen}^2 \alpha \cdot \text{sen}(\alpha - \delta - \theta)}$$

essendo θ l'angolo di inclinazione della risultante delle forze peso e delle forze di inerzia agenti sull'opera e fornito dalla espressione seguente:

$$\theta = \text{arctg} \left(\frac{k_h}{1 \pm k_v} \right)$$

7.1.1.1.3 Effetto del sovraccarico nel caso statico

Un carico uniforme sul piano di campagna comporta un incremento della tensione verticale efficace, tale per cui il valore della pressione agente sul manufatto risulta pari a:

$$Q_a = K_a \cdot q \cdot H$$

applicata a metà altezza del paramento (Figura 7-3) e che si somma agli effetti della spinta attiva.

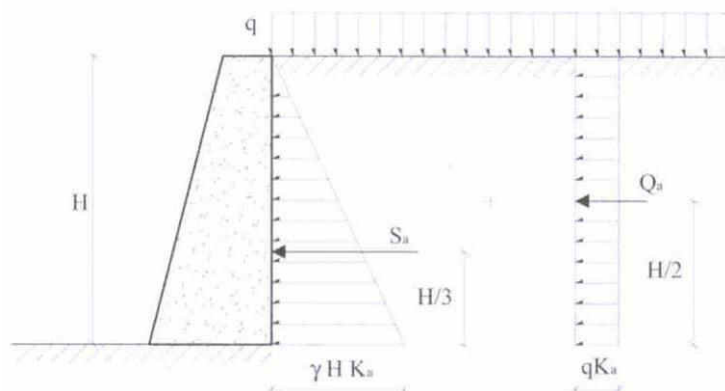


Figura 7-3 – Spinta del terreno per effetto dei sovraccarichi.

7.1.1.1.4 Effetto del sovraccarico nel caso sismico

L'effetto del sovraccarico nel caso sismico viene valutato con la seguente espressione:

$$S_q = q \cdot (1 \pm k_v) \cdot K_a \cdot H$$

7.1.2 AZIONI VARIABILI

7.1.2.1 Traffico

Si considera un carico di 2.70 kN/m² uniformemente distribuito sul terrapieno a tergo del manufatto in progetto dovuto al traffico sulla ciclopista.

7.1.2.2 Azione sismica [par. 3.2 - NTC 14.01.2008 e s.m.i.]

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla *pericolosità sismica di base* del sito di costruzione.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} nel periodo di vita di riferimento V_R della costruzione. In alternativa è ammesso l'uso di accelerogrammi, purché correttamente commisurati alla pericolosità sismica del sito.

Per la definizione delle forme spettrali, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , è necessario definire i seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- a_g accelerazione orizzontale massima del sito;
- F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_C^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

I valori sono tabulati in un reticolo di riferimento con i vertici individuati dalle coordinate geografiche, dai quali andranno estrapolati i valori all'interno della maglia del reticolo per l'opera in progetto in funzione delle proprie coordinate topografiche.

7.1.2.3 Stati limite e relative probabilità di superamento

Gli stati limite in caso di sisma sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti, sono:

- Stato limite di Operatività (SLO): a seguito del sisma le strutture e le loro parti non devono subire danni;
- Stato limite di Danno (SLD): a seguito del sisma le strutture e le loro parti subiscono danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e rigidezza nei confronti delle azioni verticali e orizzontali;
- Stato limite di salvaguardia della Vita (SLV): a seguito del sisma la costruzione subisce rotture e crolli degli elementi non strutturali e significativi danni alle strutture con una significativa perdita di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;

- Stato limite di prevenzione del collasso (SLC): a seguito del sisma la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali e danni molto gravi ai componenti strutturali, ma la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per le azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza per le azioni orizzontali.

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

Stati limite	P_{VR} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R	
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

La relazione che lega il tempo di ritorno dell'azione sismica T_R e i parametri V_R e P_{VR} è:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})}$$

7.1.2.4 Categorie di sottosuolo

In assenza di analisi della risposta sismica locale si può fare riferimento ad un approccio semplificato che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento.

Categoria	Descrizione
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti
E	Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m
S1	Depositi di terreni che includono uno strato di almeno 8 m di terreni grana fina di bassa consistenza o che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche
S2	Depositi di terreni suscettibili a liquefazione, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti

7.1.2.5 Categorie topografiche

Per configurazioni topografiche semplici si può adottare la seguente classificazione:

Categoria	Descrizione
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in testa molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

7.1.2.6 Coefficienti di intensità sismica

Il sottosuolo è classificabile come categoria B: *Rocce tenere e depositi di terreni a grana mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti.*

Con riferimento allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV), il periodo di ritorno corrispondente per l'azione sismica di progetto T_R è pari a 475 anni.

L'accelerazione massima orizzontale del sito (di coordinate LAT 45.093670 LONG 7.649841) al suolo a_g , interpolata rispetto alla maglia del reticolo dei parametri spettrali (vertici della maglia in cui si inserisce il sito: 13348, 13349, 13570, 13571), fornisce un valore $a_g = 0.057g$, a cui corrisponde un coefficiente di riduzione β_m di 0.18.

Si perviene ai valori dei coefficienti di intensità sismica orizzontale e verticale, calcolati come:

$$k_h = \beta_m \cdot S_s \cdot S_T \cdot \frac{a_g}{g} = 0.18 \cdot 1.20 \cdot 1.00 \cdot \frac{0.057g}{g} = 0.012$$

$$k_v = \pm \frac{1}{2} k_h = \pm 0.006$$

in cui:

- S_s coefficiente di amplificazione dinamica (pari a 1.20 per sottosuolo tipo B);
- S_T coefficiente di amplificazione topografica (pari a 1.00 per categoria topografica T1).

Le forze inerziali causate dal sisma, applicando il metodo pseudo-statico, si traducono in forze statiche che sollecitano ulteriormente la struttura.

7.2 Verifiche di stabilità

Il calcolo delle verifiche di stabilità viene eseguito tenendo conto delle NTC 2008 e s.m.i., in particolare con riferimento al par. §6.5.3.1.1. per il caso statico e al par. §7.11.6.2.1 per il caso sismico.

Per i muri di sostegno o per altre strutture miste ad essi assimilabili devono essere effettuate le verifiche con riferimento ai seguenti stati limite SLU di tipo geotecnico (GEO) e di equilibrio di corpo rigido (EQU):

- stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno;
- scorrimento sul piano di posa;
- capacità portante del terreno di fondazione;
- ribaltamento.

Nel caso statico le azioni sollecitanti vengono valutate mediante la combinazione fondamentale allo SLU:

$$E_d = \sum (\gamma_{G,i} \cdot G_i) + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum (\gamma_{Q,j} \cdot \psi_{0,j} \cdot Q_{k,j})$$

I valori dei coefficienti riportati nelle tabelle 2.5.I e 2.5.II delle NTC.

Si ricorda che il simbolo + significa *combinato con*.

Nel caso sismico la combinazione sismica (in questa sede non trattato) risulta:

$$E_d = G_1 + G_2 + \sum (\psi_{2,j} \cdot Q_{k,j})$$

Le verifiche verranno condotte nei confronti delle seguenti condizioni:

- condizione statica C1;
- condizione statica C2;
- condizione sismica S+ (sisma verso il basso);
- condizione sismica S- (sisma verso l'alto).

Nel caso statico, per le verifiche allo scorrimento e alla capacità portante si è scelto di utilizzare le due condizioni relative all'Approccio 1 (par. §6.2.3.1 NTC). Si considerano le due possibili combinazioni, relative al caso statico, indicate con C1 e C2, in cui si adotteranno come gruppi di coefficienti, rispettivamente, A1+M1+R1 per la combinazione C1 e A2+M2+R2 per la combinazione C2.

Per la verifica allo scorrimento, essendo uno stato limite di equilibrio di corpo rigido, si considera una diversa combinazione delle azioni e delle resistenze, utilizzando per le prime, i coefficienti del gruppo EQU e per le seconde i coefficienti del gruppo M2.

Si omette la verifica di stabilità globale.

Nel caso sismico, è necessario tenere conto della sovraspinta ottenuta calcolando la spinta del terreno riportata nel par. §7.1.1.1.2 in cui il coefficiente di spinta attiva k_a viene determinato tramite l'espressione di *Mononobe-Okabe*.

Tale spinta viene calcolata per i due casi previsti di sisma verticale diretto una volta verso il basso ($k_v > 0$) e una volta verso l'alto ($k_v < 0$). Si avranno quindi altre due possibili combinazioni sismiche, nel seguito indicate con S+ e S-.

7.2.1.1 Caratteristiche geometriche e meccaniche

In Figura 7-4 è mostrata la sezione tipo dell'opera di sostegno del rilevato della ciclopista in gabbionate e palificate.

CITTA' DI TORINO
Divisione ambiente, verde e protezione civile – Area Verde - Servizio grandi opere
Ciclopista Parco Dora – Pellerina – Collegno
RELAZIONE GEOTECNICA

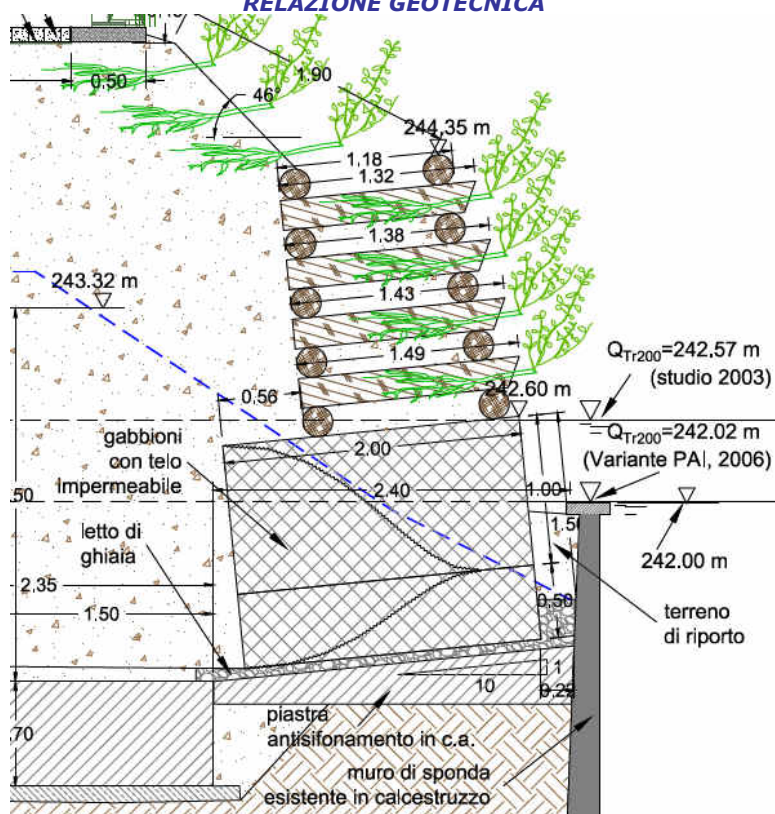


Figura 7-4 – Sezione dell’opera di sostegno del rilevato della pista ciclabile per le verifiche di stabilità.

Le caratteristiche geometriche del manufatto e meccaniche del terreno sono indicate nel seguente specchietto.

Dati gabbionata

Corso	h_i	b_i	s_i
	[m]	[m]	[m]
1	1.50	2.00	0.00

β	5.43	°
1 su	0.10	m/m
n	1.00	-
γ_{gabb}	26.00	kN/m ³
v-p	0.85	-
$\gamma_{gabb,netto}$	22.10	kN/m ³
γ_v	1.00	-
γ_d	22.10	kN/m ³
f	0.55	-
α	95.43	°

inclinazione gabbionata sulla verticale
 pendenza piano di posa
 numero corsi
 peso volumico gabbionata
 coefficiente vuoto per pieno
 peso specifico gabbionata al netto
 [N.T.C. $\gamma = 1.00$]
 peso terreno corretto
 coefficiente di attrito terreno-gabbionata [$\tan \phi'$]
 angolo rispetto orizzontale gabbionata parete controterra

Dati eventuale palificata in testa

Palific	h_i	b_i	s_i
	[m]	[m]	[m]

1	1.80	1.40	0.00
---	------	------	------

γ_{pal}	14.30	kN/m ³
----------------	-------	-------------------

peso volumico palificata (pari al peso del terreno)

Dati terreno

γ	14.30	kN/m ³
γ_y	1.00	-
γ_d	14.30	kN/m ³
φ'	28.9	°
$\gamma_{\varphi'}$	1.00	-
φ'_d	28.90	°
δ	19.27	°
ϵ	15	°
$\varphi'_d - \epsilon$	13.90	OK
h_{ricopr}	1.80	m

peso terreno caratteristico
 [N.T.C. $\gamma_y = 1.00$ (M1)]
 peso terreno di progetto
 angolo a riposo materiale caratteristico
 [N.T.C. $\gamma_{\varphi'} = 1.25$ (M1)]
 angolo a riposo materiale di progetto
 angolo attrito terreno-opera [2/3 φ']
 angolo rispetto orizzontale terrapieno
 per ipotesi $\varphi' > \epsilon$
 altezza ricoprimento terreno (pari all'altezza della palificata)

7.2.1.2 Combinazione statica C1

7.2.1.2.1 Calcolo della spinta attiva (comb. C1)

Il calcolo dell'angolo ψ_{max} che massimizza la spinta attiva nel caso statico conduce ai seguenti valori.

P	0.2475
Q	1.4643
R	0.2463
ψ_{max}	45.47

Si riporta il calcolo per la determinazione delle sollecitazioni agenti in riferimento ad ogni elemento dell'opera di sostegno (Tabella 7-1).

Tabella 7-1 – Calcolo delle azioni agenti sulla struttura.

Concio	$h_i^{(1)}$	$h S_a^{(2)}$	K_a	$W^{(3)}$	S_a	$Q^{(4)}$
	[m]	[m]	-	[kN]	[kN]	[kN]
palific	1.80	0.600	0.336	36.04	7.78	1.63
1	3.30	1.100	0.336	102.34	26.14	2.99

dove le colonne rappresentano:

- (1) altezza singolo concio dal piano di posa;
- (2) altezza applicazione spinta attiva S_a ;
- (3) peso progressivo concio;
- (4) spinta sovraccarico.

7.2.1.2.2 Verifica di scorrimento (comb. C1)

La verifica di scorrimento dell'opera di sostegno analizzata è riportata nella Tabella 7-2.

Tabella 7-2 – Verifica a scorrimento dell'opera di sostegno.

Concio	$\gamma_G^{(6)}$	$N_{rd}^{(7)}$	$\gamma_R^{(8)}$	$F_{stab}^{(9)}$	$\gamma_G^{(10)}$	$\gamma_Q^{(11)}$	$F_{scor}^{(12)}$	$F_{stab}/F_{scor}^{(13)}$	Verifica
	-	[kN]	-	[kN]	-	-	[kN]	-	-
palific	1.00	36.04	1.00	20.44	1.30	1.50	12.14	1.68	OK
1	1.00	102.34	1.00	58.19	1.30	1.50	37.19	1.56	OK

dove le colonne rappresentano:

(6) coefficiente parziale peso opera di sostegno;

(7) risultanti forze verticali: $N_{rd} = \gamma_G \cdot W$;

(8) coefficiente parziale scorrimento azione stabilizzante;

(9) forza attrito resistente fra conci: $F_{stab} = \frac{N_{rd} \cdot f}{\gamma_R}$;

(10) coefficiente parziale scorrimento azione instabilizzante;

(11) coefficiente parziale scorrimento sovraccarico;

(12) forza attrito sollecitante: $F_{scor} = \gamma_G \cdot S_{a,h} + \gamma_Q \cdot Q_h$;

(13) verifica allo scorrimento: $\frac{F_{stab}}{F_{scor}} > 1.00$.

7.2.1.2.3 Verifica al ribaltamento (comb. C1)

Si procede con la verifica al ribaltamento dell'opera di sostegno (Tabella 7-3). Si ricorda che lo stato limite di ribaltamento non prevede la mobilitazione della resistenza del terreno di fondazione e deve essere trattato come uno stato limite di equilibrio come corpo rigido (EQU) ed utilizzando i coefficienti parziali del gruppo M2 per il calcolo delle spinte.

Tabella 7-3 – Verifica al ribaltamento dell'opera di sostegno.

Concio	$\gamma_G^{(14)}$	$W_m^{(15)}$	$b_m^{(16)}$	$M_{stab}^{(17)}$	$\gamma_A^{(18)}$	$\gamma_Q^{(19)}$	$M_{rib}^{(20)}$	$M_{stab}/M_{rib}^{(21)}$	Verifica
	-	[kN]	[m]	[kNm]	-	-	[kNm]	-	-
palific	0.90	32.43	0.78	25.36	1.10	1.50	9.46	2.68	OK
1	0.90	92.10	1.07	93.60	1.10	1.50	50.35	1.86	OK

dove le colonne rappresentano:

(14) coefficiente parziale peso proprio;

(15) peso muro di calcolo;

(16) braccio sull'orizzontale del concio dal centro di rotazione;

(17) momento stabilizzante: $M_{stab} = W_m \cdot b_m$;

(18) coefficiente parziale azione instabilizzante spinta attiva

(19) coefficiente parziale azione instabilizzante sovraccarico

(20) momento ribaltante: $M_{rib} = \gamma_A \cdot S_{a,h} \cdot b_{Sa} + \gamma_Q \cdot Q_h \cdot b_Q$;

(21) verifica al ribaltamento: $\frac{M_{stab}}{M_{rib}} > 1.00$.

7.2.1.2.4 Capacità portante (comb. C1)

Il calcolo della capacità portante viene riportato nel seguente specchio facendo uso del metodo di Brinch-Hansen.

B	2.00	m
γ_d	14.30	kN/m ³
ϕ'	28.90	°
$h_{ricoprimento}$	1.00	m
c'	0	kPa

altezza ricoprimento sul piede di valle
 coesione terreno di fondazione

W	102.34	kN
$S_{a,N}$	6.25	kN
$S_{Q,N}$	0.72	kN
N_{Sd}	142.24	kN
V_{Sd}	8.13	kN
M_{Sd}	148.94	kNm

risultante forze verticali
 risultante forze orizzontali
 momento rispetto mezzera fondazione

e	0.05	m
B'	1.91	m
N_q	16.26	i_q
N_c	27.65	i_c
N_γ	19.06	i_γ

eccentricità carico
 base ridotta

0.889	d_q	1.010
0.472	d_c	1.048
0.838	m	2

coefficienti capacità portante
 fondazione nastriforme

q_{lim}	90	0	128	=	218	kPa
γ_R	1.00	-				
Q_{lim}	357.38	kN				
Q_{lim}/N_{Sd}	2.51	-				
Verifica	OK					

dove i termini rappresentano:

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot i_\gamma \cdot d_\gamma + c \cdot N_c \cdot i_c \cdot d_c + \gamma \cdot D \cdot N_q \cdot i_q \cdot d_q$$

$$Q_{lim} = \frac{q_{lim} \cdot B' \cdot 1}{\gamma_R}$$

$$\frac{Q_{lim}}{N_{sd}} \geq 1.00$$

7.2.1.2.5 Stabilità globale (comb. C1)

Si traslascia la verifica alla stabilità globale in quanto al piede della gabbionata si trova il muro spondale del Fiume Dora Riparia.

7.2.1.3 Combinazione statica C2

7.2.1.3.1 Calcolo della spinta attiva (comb. C2)

Il calcolo dell'angolo ψ_{max} che massimizza la spinta attiva nel caso statico conduce ai seguenti valori.

P	0.1553
Q	1.7851
R	0.1845
ψ_{max}	40.30

Si riporta il calcolo per la determinazione delle sollecitazioni agenti in riferimento ad ogni elemento dell'opera di sostegno (Tabella 7-4).

Tabella 7-4 – Calcolo delle azioni agenti sulla struttura.

Concio	$h_i^{(1)}$	$h S_a^{(2)}$	K_a	$W^{(3)}$	S_a	$Q^{(4)}$
	[m]	[m]	-	[kN]	[kN]	[kN]
palific	1.80	0.600	0.440	36.04	10.20	2.14
1	3.30	1.100	0.440	102.34	34.29	3.92

7.2.1.3.2 Verifica di scorrimento (comb. C2)

La verifica di scorrimento dell'opera di sostegno analizzata è riportata nella Tabella 7-5.

Tabella 7-5 – Verifica a scorrimento dell'opera di sostegno.

Concio	$Y_G^{(6)}$	$N_{Rd}^{(7)}$	$Y_R^{(8)}$	$F_{stab}^{(9)}$	$Y_G^{(10)}$	$Y_Q^{(11)}$	$F_{scor}^{(12)}$	$F_{stab}/F_{scor}^{(13)}$	Verifica
	-	[kN]	-	[kN]	-	-	[kN]	-	
palific	1.00	36.04	1.00	16.38	1.00	1.30	12.71	1.29	OK
1	1.00	102.34	1.00	46.61	1.00	1.30	38.56	1.21	OK

7.2.1.3.3 Verifica al ribaltamento (comb. C2)

Si procede con la verifica al ribaltamento dell'opera di sostegno (Tabella 7-6).

Tabella 7-6 – Verifica al ribaltamento dell'opera di sostegno.

ANSELMO associati

Via Vittorio Emanuele, 14 10023 CHIARI (Torino)

Tel./ Fax 011-941 58 35 e-mail: info@anselmoassociati.it web: www.anselmoassociati.it

CITTA' DI TORINO
Divisione ambiente, verde e protezione civile – Area Verde - Servizio grandi opere
Ciclopista Parco Dora – Pellerina – Collegno
RELAZIONE GEOTECNICA

Concio	$Y_G^{(14)}$	$W_m^{(15)}$	$b_m^{(16)}$	$M_{stab}^{(17)}$	$Y_A^{(18)}$	$Y_Q^{(19)}$	$M_{rib}^{(20)}$	$M_{stab}/M_{rib}^{(21)}$	Verifica
	-	[kN]	[m]	[kNm]	-	-	[kNm]	-	
palific	0.90	32.43	0.78	25.36	1.10	1.50	9.46	2.68	OK
1	0.90	92.10	1.07	93.60	1.10	1.50	50.35	1.86	OK

7.2.1.3.4 Capacità portante (comb. C2)

Il calcolo della capacità portante viene riportato nel seguente specchietto facendo uso del metodo di Brinch-Hansen.

B	2.00	m
Y_d	14.30	kN/m ³
φ'	23.83	°
$h_{ricoprimento}$	1.00	m
c'	0	kPa

altezza ricoprimento sul piede di valle
 coesione terreno di fondazione

W	102.34	kN
$S_{a,N}$	6.22	kN
$S_{Q,N}$	0.71	kN
N_{Sd}	109.48	kN
V_{Sd}	8.87	kN
M_{Sd}	110.91	kNm

$S_{a,V}$ 33.72 kN
 $S_{Q,V}$ 3.86 kN
 risultante forze verticali
 risultante forze orizzontali
 momento rispetto mezzzeria fondazione

e	0.01	m
B'	1.97	m
N_q	9.43	i_q
N_c	19.10	i_c
N_γ	9.21	i_γ

eccentricità carico
 base ridotta
 coefficienti capacità portante
 fondazione nastriforme

q_{lim}	25	0	57	=	82	kPa
Y_R	1.00	-				
Q_{lim}	117.36	kN				
Q_{lim}/N_{Sd}	1.07	-				
Verifica	OK					

7.2.1.3.5 Stabilità globale (comb. C2)

Si tralascia la verifica alla stabilità globale in quanto al piede della gabbionata si trova il muro spondale del Fiume Dora Riparia.

7.2.1.4 Combinazione sismica S+

7.2.1.4.1 Calcolo della spinta attiva (comb. S+)

Il calcolo dell'angolo ψ_{max} che massimizza la spinta attiva nel caso statico conduce ai seguenti valori.

ANSELMO associati

Via Vittorio Emanuele, 14 10023 CHIARI (Torino)

Tel./ Fax 011-941 58 35 e-mail: info@anselmoassociati.it web: www.anselmoassociati.it

P	0.1428
Q	1.8375
R	0.1972
Ψ_{\max}	39.04

Si riporta il calcolo per la determinazione delle sollecitazioni agenti in riferimento ad ogni elemento dell'opera di sostegno (Tabella 7-7).

Tabella 7-7 – Calcolo delle azioni agenti sulla struttura.

Concio	$h_i^{(1)}$	$h S_a^{(2)}$	K_a	$W^{(3)}$	S_a	$Q^{(4)}$	I_w
	[m]	[m]	-	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
palific	1.80	0.600	0.830	0.460	36.04	10.72	2.25
1	3.30	1.100	1.482	0.460	102.34	36.04	4.12

7.2.1.4.2 Verifica di scorrimento (comb. S+)

La verifica di scorrimento dell'opera di sostegno analizzata è riportata nella Tabella 7-8.

Tabella 7-8 – Verifica a scorrimento dell'opera di sostegno.

Concio	$\gamma_G^{(6)}$	$N_{Rd}^{(7)}$	$\gamma_R^{(8)}$	$F_{stab}^{(9)}$	$\gamma_G^{(10)}$	$\gamma_Q^{(11)}$	$F_{scor}^{(12)}$	$F_{stab}/F_{scor}^{(13)}$	Verifica
	-	[kN]	-	[kN]	-	-	[kN]	-	-
palific	1.00	36.04	1.00	16.39	1.00	1.00	13.13	1.25	OK
1	1.00	102.34	1.00	46.69	1.00	1.00	40.55	1.15	OK

7.2.1.4.3 Verifica al ribaltamento (comb. S+)

Si procede con la verifica al ribaltamento dell'opera di sostegno (Tabella 7-9).

Tabella 7-9 – Verifica al ribaltamento dell'opera di sostegno.

Concio	$\gamma_G^{(14)}$	$W_m^{(15)}$	$b_m^{(16)}$	$M_{stab}^{(17)}$	$\gamma_A^{(18)}$	$\gamma_Q^{(19)}$	$M_{rib}^{(20)}$	$M_{stab}/M_{rib}^{(21)}$	Verifica
	-	[kN]	[m]	[kNm]	-	-	[kNm]	-	-
palific	1.00	36.04	0.78	28.18	1.00	1.00	8.69	3.24	OK
1	1.00	102.34	1.07	104.00	1.00	1.00	47.54	2.19	OK

7.2.1.4.4 Capacità portante (comb. S+)

Il calcolo della capacità portante viene riportato nel seguente specchietto facendo uso del metodo di Brinch-Hansen.

B	2.00	m
γ_d	14.30	kN/m ³
φ'	23.83	°

CITTA' DI TORINO
Divisione ambiente, verde e protezione civile – Area Verde – Servizio grandi opere
Ciclopista Parco Dora – Pellerina – Collegno
RELAZIONE GEOTECNICA

h_{ricoprimento}	1.00	m	altezza ricoprimento sul piede di valle
c'	0	kPa	coesione terreno di fondazione

W	102.34	kN			
S_{a,N}	6.54	kN	S_{a,V}	35.44	kN
S_{Q,N}	0.75	kN	S_{Q,V}	4.06	kN
N_{Sd}	109.62	kN	risultante forze verticali		
V_{Sd}	39.49	kN	risultante forze orizzontali		
M_{Sd}	78.04	kNm	momento rispetto mezzzeria fondazione		

e	0.29	m	eccentricità carico		
B'	1.42	m	base ridotta		
N_q	9.43	i _q	0.409	d_q	1.011
N_c	19.10	i _c	-3.604	d_c	1.084
N_γ	9.21	i _γ	0.262	m	2

coefficienti capacità portante
fondazione nastroforme

q_{lim}	25	0	56	=	80	kPa
Y_R	1.00	-				
Q_{lim}	114.42	kN				
Q_{lim}/N_{Sd}	1.04	-				
Verifica	OK					

7.2.1.4.5 Stabilità globale (comb. S+)

Si tralascia la verifica alla stabilità globale in quanto al piede della gabbionata si trova il muro spondale del Fiume Dora Riparia.

7.2.1.5 Combinazione sismica S-

7.2.1.5.1 Calcolo della spinta attiva (comb. S-)

Il calcolo dell'angolo ψ_{max} che massimizza la spinta attiva nel caso statico conduce ai seguenti valori.

P	0.1426
Q	1.8381
R	0.1974
Ψ_{max}	39.02

Si riporta il calcolo per la determinazione delle sollecitazioni agenti in riferimento ad ogni elemento dell'opera di sostegno (Tabella 7-10).

Tabella 7-10 – Calcolo delle azioni agenti sulla struttura.

Concio	h_i⁽¹⁾	h S_a⁽²⁾	K_a	W⁽³⁾	S_a	Q⁽⁴⁾	I_w
---------------	------------------------------------	--------------------------------------	----------------------	------------------------	----------------------	------------------------	----------------------

CITTA' DI TORINO
Divisione ambiente, verde e protezione civile – Area Verde - Servizio grandi opere
Ciclopista Parco Dora – Pellerina – Collegno
RELAZIONE GEOTECNICA

	[m]	[m]	-	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
palific	1.80	0.600	0.830	0.460	36.04	10.60	2.22
1	3.30	1.100	1.482	0.460	102.34	35.61	4.08

7.2.1.5.2 Verifica di scorrimento (comb. S-)

La verifica di scorrimento dell'opera di sostegno analizzata è riportata nella Tabella 7-11.

Tabella 7-11 – Verifica a scorrimento dell'opera di sostegno.

Concio	$\gamma_G^{(6)}$	$N_{Rd}^{(7)}$	$\gamma_R^{(8)}$	$F_{stab}^{(9)}$	$\gamma_G^{(10)}$	$\gamma_Q^{(11)}$	$F_{scor}^{(12)}$	$F_{stab}/F_{scor}^{(13)}$	Verifica
	-	[kN]	-	[kN]	-	-	[kN]	-	
palific	1.00	36.04	1.00	16.39	1.00	1.00	12.98	1.26	OK
1	1.00	102.34	1.00	46.67	1.00	1.00	40.09	1.16	OK

7.2.1.5.3 Verifica al ribaltamento (comb. S-)

Si procede con la verifica al ribaltamento dell'opera di sostegno (Tabella 7-12).

Tabella 7-12 – Verifica al ribaltamento dell'opera di sostegno.

Concio	$\gamma_G^{(14)}$	$W_m^{(15)}$	$b_m^{(16)}$	$M_{stab}^{(17)}$	$\gamma_A^{(18)}$	$\gamma_Q^{(19)}$	$M_{rib}^{(20)}$	$M_{stab}/M_{rib}^{(21)}$	Verifica
	-	[kN]	[m]	[kNm]	-	-	[kNm]	-	
palific	1.00	36.04	0.78	28.18	1.00	1.00	8.59	3.28	OK
1	1.00	102.34	1.07	104.00	1.00	1.00	47.00	2.21	OK

7.2.1.5.4 Capacità portante (comb. S-)

Il calcolo della capacità portante viene riportato nel seguente specchietto facendo uso del metodo di Brinch-Hansen.

B	2.00	m			
γ_d	14.30	kN/m ³			
φ'	23.83	°			
$h_{ricoprimento}$	1.00	m	altezza ricoprimento sul piede di valle		
c'	0	kPa	coesione terreno di fondazione		
W	102.34	kN			
$S_{a,N}$	6.46	kN	$S_{a,v}$	35.02	kN
$S_{Q,N}$	0.74	kN	$S_{Q,v}$	4.01	kN
N_{Sd}	109.54	kN	risultante forze verticali		
V_{Sd}	39.03	kN	risultante forze orizzontali		
M_{Sd}	78.41	kNm	momento rispetto mezzzeria fondazione		
e	0.28	m	eccentricità carico		
B'	1.43	m	base ridotta		
N_q	9.43	i_q	0.414	d_q	1.011
coefficienti capacità portante					

N_c	19.10	i_c	-3.565	d_c	1.084	
N_y	9.21	i_y	0.267	m	2	fondazione nastriforme

q_{lim}	25	0	56	=	82	kPa
Y_R	1.00	-				
Q_{lim}	116.90	kN				
Q_{lim}/N_{Sd}	1.07	-				
Verifica	OK					

7.2.1.5.5 Stabilità globale (comb. S-)

Si traslascia la verifica alla stabilità globale in quanto al piede della gabbionata si trova il muro spondale del Fiume Dora Riparia.

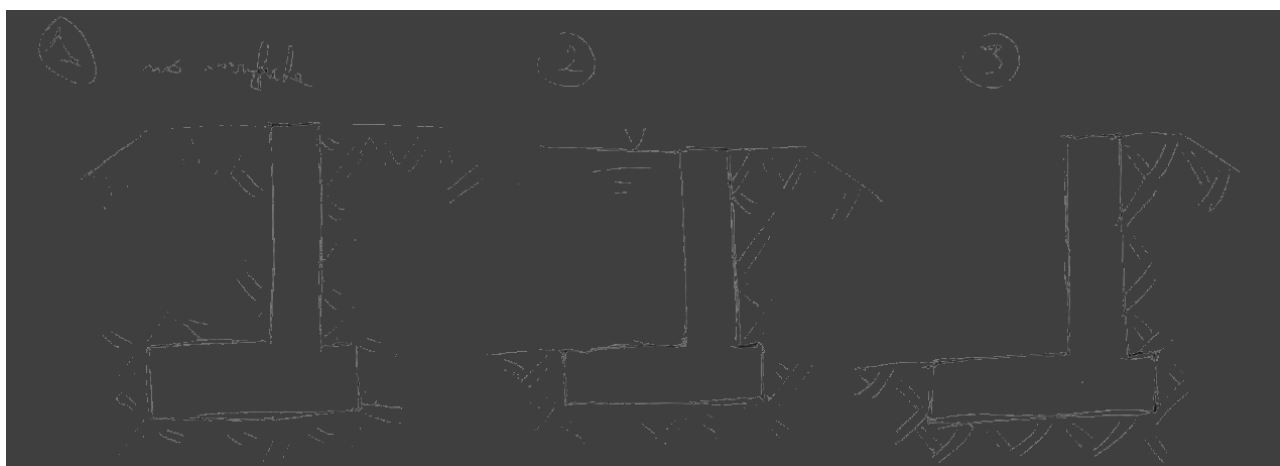
7.3 Conclusioni

Tutte le verifiche geotecniche risultano soddisfatte.

8 OPERA DI TENUTA IDRAULICA

La verifica geotecnica dell'opera di tenuta idraulica (muro in c.a. nel corpo del rilevato) viene condotta nelle seguenti ipotesi progettuali:

- Condizione 1 muro completamente interrato;
- Condizione 2 durante la piena: ipotesi di asportazione dalla piena del ricoprimento lato fiume e presenza dell'acqua fino alla sommità;
- Condizione 3 terminata la piena: ipotesi di asportazione dalla piena del ricoprimento lato fiume.



La *Condizione 1* non viene presa in considerazione in quanto priva di significato. Si procede con le verifiche delle restanti condizioni progettuali.

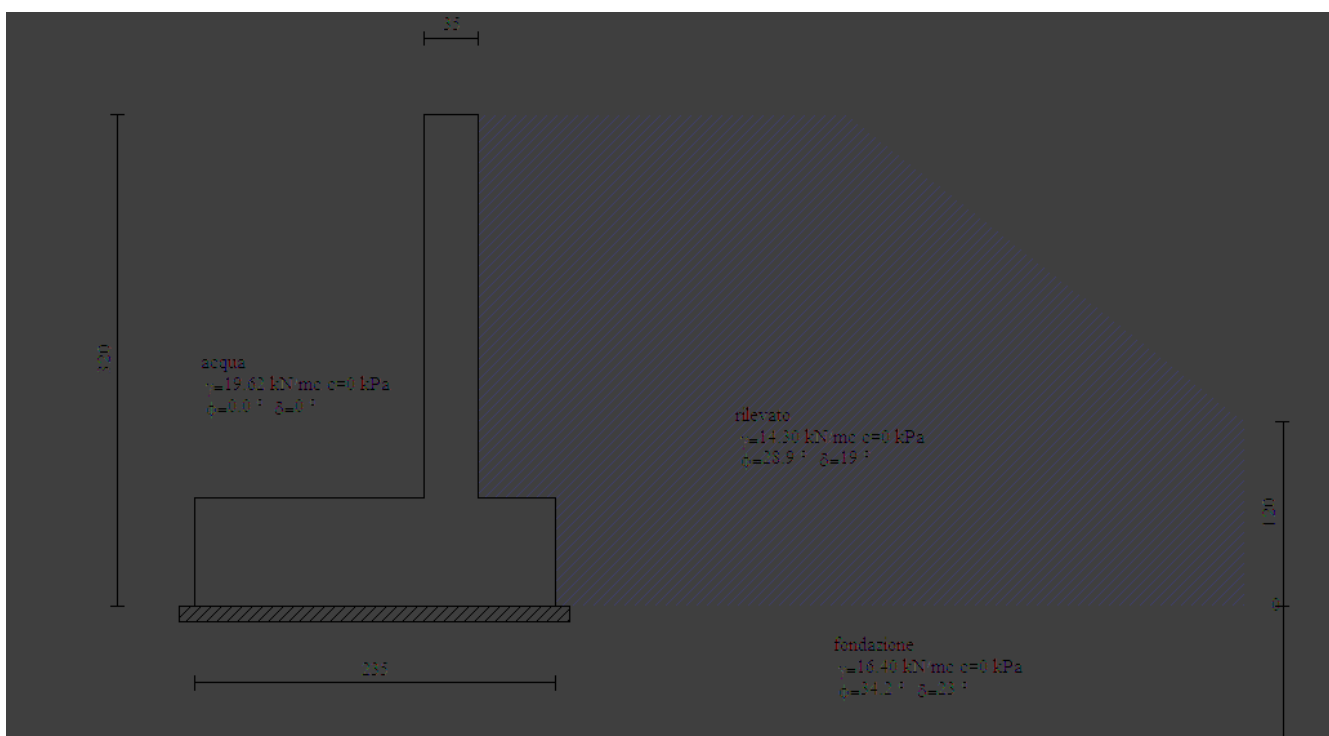
Le verifiche dei muri di contenimento dei terrapieni vengono condotte impiegando il software MAX[®] 10.0 della Aztec Informatica[®].

Sono state prese in considerazione le seguenti ipotesi di calcolo:

- cuneo di spinta calcolato col metodo di Culmann;
- incremento sismico calcolato col metodo Mononobe-Okabe;
- resistenza passiva del terreno a valle del manufatto ridotta del 50%;
- presenza del terreno sulla fondazione di valle;

8.1 Dati geotecnici del terreno

Dalla relazione geologica e dal profilo geotecnico si risale ai dati geotecnici dei terreni presenti in sito.



Per le verifiche si utilizzano i seguenti valori caratteristici dei parametri geotecnici (vedi Tabella 2-2):

strato di fondazione	ϕ'	16.4	$^\circ$
	γ'	34.2	kN/m^3
	f	0.68	
	c	0	kPa
riempimento	ϕ'	14.3	$^\circ$
	γ'	28.9	kN/m^3
	f	0.55	
	c	0	kPa
acqua	ϕ'	0	$^\circ$

	γ'	19.62	kN/m ³
	f	0	
	c	0	kPa

dove:

- φ' angolo di attrito interno terreno;
- γ' peso per unità di volume;
- f angolo di attrito terreno-fondazione pari a $\text{tg}\varphi'$;
- c coesione terreno (trascurabile).

Sulla base dei criteri fondamentali del calcolo agli stati limite, i valori caratteristici dei parametri di resistenza del terreno vanno ridotti mediante i coefficienti di sicurezza parziali γ_M , ottenendo i valori di calcolo (D.M. 14/01/2008).

8.2 Azioni

8.2.1 CLASSIFICAZIONE DELLE AZIONI [PAR. 2.5.1 - NTC 14.01.2008 E S.M.I.]

Si definisce azione ogni causa o insieme di cause capace di indurre stati limite in una struttura.

Le azioni agenti sulle strutture possono essere in base alla natura:

- dirette forze concentrate, carichi distribuiti, fissi o mobili
- indirette spostamenti impressi, variazioni termiche, ritiro, cedimenti vincolari
- degrado alterazione del materiale

Le azioni agenti sulle strutture possono essere in base alla variabilità nel tempo:

- statiche azioni che non provocano accelerazioni significative alla struttura
- pseudo-statiche azioni dinamiche rappresentabili da un'azione statica equivalente
- dinamiche azioni che causano accelerazioni alla struttura

Le azioni agenti sulle strutture possono essere in base alla variabilità dell'intensità nel tempo:

- permanenti G azioni che agiscono durante tutta la vita nominale della struttura
- variabili Q azioni sulla struttura con valori istantanei
- eccezionali A azioni che si verifica solo a seguito di eventi eccezionali e imprevedibili
- sismiche E azioni derivanti dai terremoti

8.2.2 AZIONI PERMANENTI

8.2.2.1 Spinte attive

I valori di spinta attiva permanenti fanno riferimento al terreno del terrapieno, al sovraccarico permanente, all'acqua, alle forze inerziali e idrodinamiche riferite sia al caso statico che al caso sismico.

Si trascura la spinta dell'acqua in quanto non è mai a contatto con il muro ed essendoci il rilevato che lo ricopre, la distanza del pelo libero ed il muro è tale da omettere la sua influenza.

8.2.3 AZIONI VARIABILI

8.2.3.1 Azione sismica [par. 3.2 - NTC 14.01.2008 e s.m.i.]

Si rimanda al par. 7.1.2.2.

8.2.3.2 Coefficienti di intensità sismica

Si rimanda al par. §7.1.2.6 indicando i coefficienti di intensità sismica:

$$k_h = \beta_m \cdot S_S \cdot S_T \cdot \frac{a_g}{g} = 0.18 \cdot 1.20 \cdot 1.00 \cdot \frac{0.057g}{g} = 0.012$$

$$k_v = \pm \frac{1}{2} k_h = \pm 0.006$$

Per quanto riguarda gli SLE, si fa riferimento allo stato limite sismico SLD, a cui corrisponde $a_g = 0.028g$, $k_h = 0.006$ e $k_v = 0.003$.

Le forze inerziali causate dal sisma, applicando il metodo pseudo-statico, si traducono in forze statiche che sollecitano ulteriormente la struttura.

8.2.3.3 Carichi variabili

I valori di spinta attiva variabili fanno riferimento al sovraccarico variabile riferite sia al caso statico che al caso sismico.

8.3 Combinazioni delle azioni

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

SLU	fondamentale	$\sum \gamma_{G,i} \cdot G_i + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot (Q_{k1} + \sum \psi_{0,j} \cdot Q_{kj})$
SLE	rara	$\sum G_i + P + Q_{k1} + \sum \psi_{0,j} \cdot Q_{kj}$
SLE	frequente	$\sum G_i + P + \psi_{1,1} \cdot Q_{k1} + \sum \psi_{2,j} \cdot Q_{kj}$
SLE	quasi permanente	$\sum G_i + P + \sum \psi_{2,j} \cdot Q_{kj}$
Combinazione sismica		$E + \sum G_i + P + \sum \psi_{2,j} \cdot Q_{kj}$
Combinazione eccezionale		$\sum G_i + P + A_d + \sum \psi_{2,j} \cdot Q_{kj}$

I coefficienti di combinazione ψ_i a seconda del tipo di categoria dell'azione sollecitante sono mostrati nella tabella seguente.

CITTA' DI TORINO
Divisione ambiente, verde e protezione civile – Area Verde - Servizio grandi opere
Ciclopista Parco Dora – Pellerina – Collegno
RELAZIONE GEOTECNICA

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

Le verifiche agli stati limite si distinguono in:

- EQU stato limite di equilibrio come corpo rigido
- STR stato limite di resistenza della struttura
- GEO stato limite di resistenza del terreno

A seconda dello stato limite considerato, il tipo di azione e se favorevole o sfavorevole, si hanno i seguenti valori dei coefficiente parziali γ_i relativi alle azioni (NTC Tabella 6.2.I).

Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Il valore della resistenza R_d è determinato in modo analitico, con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale γ_M specificato nella Tabella 6.2.II delle NTC e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali γ_R relativi a ciascun tipo di opera.

CITTA' DI TORINO
Divisione ambiente, verde e protezione civile – Area Verde - Servizio grandi opere
Ciclopista Parco Dora – Pellerina – Collegno
RELAZIONE GEOTECNICA

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

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	γ_ϕ	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,0	1,0

Per le opere di sostegno si adottano i seguenti coefficienti parziale γ_R (Tabella 6.5.I delle NTC).

Tabella 6.5.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO di muri di sostegno.

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$

Per i muri di sostegno sono state effettuate le verifiche con riferimento ai seguenti stati limite:

- SLU ed SLE di tipo geotecnico (GEO) e di equilibrio di corpo rigido (EQU):
 - scivolamento sul piano di posa;
 - rottura dell'insieme fondazione-terreno;
 - ribaltamento;
 - stabilità globale del complesso muro-terreno.

Il calcolo degli spostamenti viene condotto solo agli SLE.

Le verifiche delle opere di sostegno verranno condotte seguendo l'Approccio 1 – Combinazione 2 (A2+M2+R2) tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle precedenti.

Lo stato limite di ribaltamento non prevede la mobilitazione della resistenza del terreno di fondazione e deve essere trattato come uno stato limite di equilibrio come corpo rigido (EQU), utilizzando i coefficienti parziali sulle azioni della Tabella 2.6.I ed adoperando i coefficienti parziali del gruppo (M2) per il calcolo delle spinte.

8.3.1 APPROCCIO DI CALCOLO CONSIDERATO

Il calcolo viene eseguito seguendo l'Approccio 1. Pertanto le verifiche vengono svolte secondo due famiglie di gruppi di coefficienti parziali (A1+M1+R1) e (A2+M2+R2).

8.3.2 CALCOLO DELLA SPINTA SUL MURO

8.3.2.1 Metodo di Culmann

Il metodo di Culmann adotta le stesse ipotesi di base del metodo di Coulomb. La differenza sostanziale è che mentre Coulomb considera un terrapieno con superficie a pendenza costante

e carico uniformemente distribuito (il che permette di ottenere una espressione in forma chiusa per il coefficiente di spinta) il metodo di Culmann consente di analizzare situazioni con profilo di forma generica e carichi sia concentrati che distribuiti comunque disposti. Inoltre, rispetto al metodo di Coulomb, risulta più immediato e lineare tener conto della coesione del masso spingente. Il metodo di Culmann, nato come metodo essenzialmente grafico, si è evoluto per essere trattato mediante analisi numerica (noto in questa forma come metodo del cuneo di tentativo). Come il metodo di Coulomb anche questo metodo considera una superficie di rottura rettilinea.

I passi del procedimento risolutivo sono i seguenti:

- si impone una superficie di rottura (angolo di inclinazione ρ rispetto all'orizzontale) e si considera il cuneo di spinta delimitato dalla superficie di rottura stessa, dalla parete su cui si calcola la spinta e dal profilo del terreno;
- si valutano tutte le forze agenti sul cuneo di spinta e cioè peso proprio (W), carichi sul terrapieno, resistenza per attrito e per coesione lungo la superficie di rottura (R e C) e resistenza per coesione lungo la parete (A);
- dalle equazioni di equilibrio si ricava il valore della spinta S sulla parete.

Questo processo viene iterato fino a trovare l'angolo di rottura per cui la spinta risulta massima.

La convergenza non si raggiunge se il terrapieno risulta inclinato di un angolo maggiore dell'angolo d'attrito del terreno.

Nei casi in cui è applicabile il metodo di Coulomb (profilo a monte rettilineo e carico uniformemente distribuito) i risultati ottenuti col metodo di Culmann coincidono con quelli del metodo di Coulomb.

Le pressioni sulla parete di spinta si ricavano derivando l'espressione della spinta S rispetto all'ordinata z . Noto il diagramma delle pressioni è possibile ricavare il punto di applicazione della spinta.

8.3.2.2 Spinta in presenza di sisma

Per tener conto dell'incremento di spinta dovuta al sisma si fa riferimento al metodo di Mononobe-Okabe (cui fa riferimento la Normativa Italiana).

La Normativa Italiana suggerisce di tener conto di un incremento di spinta dovuto al sisma nel modo seguente.

Detta ε l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale e β l'inclinazione della parete rispetto alla verticale, si calcola la spinta S' considerando un'inclinazione del terrapieno e della parete pari a

$$\varepsilon' = \varepsilon + \theta$$

$$\beta' = \beta + \theta$$

dove $\theta = \arctg(k_h/(1\pm k_v))$ essendo k_h il coefficiente sismico orizzontale e k_v il coefficiente sismico verticale, definito in funzione di k_h .

In presenza di falda a monte, θ assume le seguenti espressioni:

Terreno a bassa permeabilità

$$\theta = \arctg[(\gamma_{sat}/(\gamma_{sat}-\gamma_w))*(k_h/(1\pm k_v))]$$

Terreno a permeabilità elevata

$$\theta = \arctg[(\gamma/(\gamma_{sat}-\gamma_w))*(k_h/(1\pm k_v))]$$

Detta S la spinta calcolata in condizioni statiche l'incremento di spinta da applicare è espresso da

$$\Delta S = AS' - S$$

dove il coefficiente A vale

$$A = \frac{\cos^2(\beta + \theta)}{\cos^2\beta \cos\theta}$$

In presenza di falda a monte, nel coefficiente A si tiene conto dell'influenza dei pesi di volume nel calcolo di θ .

Adottando il metodo di Mononobe-Okabe per il calcolo della spinta, il coefficiente A viene posto pari a 1.

Tale incremento di spinta è applicato a metà altezza della parete di spinta nel caso di forma rettangolare del diagramma di incremento sismico, allo stesso punto di applicazione della spinta statica nel caso in cui la forma del diagramma di incremento sismico è uguale a quella del diagramma statico.

Oltre a questo incremento bisogna tener conto delle forze d'inerzia orizzontali e verticali che si destano per effetto del sisma. Tali forze vengono valutate come

$$F_{iH} = k_h W \quad F_{iV} = \pm k_v W$$

dove W è il peso del muro, del terreno soprastante la mensola di monte ed i relativi sovraccarichi e va applicata nel baricentro dei pesi.

Il metodo di Culmann tiene conto automaticamente dell'incremento di spinta. Basta inserire nell'equazione risolutiva la forza d'inerzia del cuneo di spinta. La superficie di rottura nel caso di sisma risulta meno inclinata della corrispondente superficie in assenza di sisma.

8.3.3 VERIFICA A RIBALTAMENTO

La verifica a ribaltamento consiste nel determinare il momento risultante di tutte le forze che tendono a fare ribaltare il muro (momento ribaltante M_r) ed il momento risultante di tutte le forze che tendono a stabilizzare il muro (momento stabilizzante M_s) rispetto allo spigolo a valle della fondazione e verificare che il rapporto M_s/M_r sia maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza η_r .

Eseguendo il calcolo mediante gli eurocodici si può impostare $\eta_r \geq 1.0$.

Deve quindi essere verificata la seguente disequaglianza

$$\frac{M_s}{M_r} \geq \eta_r$$

Il momento ribaltante M_r è dato dalla componente orizzontale della spinta S , dalle forze di inerzia del muro e del terreno gravante sulla fondazione di monte (caso di presenza di sisma) per i rispettivi bracci. Nel momento stabilizzante interviene il peso del muro (applicato nel baricentro) ed il peso del terreno gravante sulla fondazione di monte. Per quanto riguarda invece la componente verticale della spinta essa sarà stabilizzante se l'angolo d'attrito terramuro δ è positivo, ribaltante se δ è negativo. δ è positivo quando è il terrapieno che scorre rispetto al muro, negativo quando è il muro che tende a scorrere rispetto al terrapieno (questo può essere il caso di una spalla da ponte gravata da carichi notevoli). Se sono presenti dei tiranti essi contribuiscono al momento stabilizzante.

Questa verifica ha significato solo per fondazione superficiale e non per fondazione su pali.

8.3.4 VERIFICA A SCORRIMENTO

Per la verifica a scorrimento del muro lungo il piano di fondazione deve risultare che la somma di tutte le forze parallele al piano di posa che tendono a fare scorrere il muro deve essere minore di tutte le forze, parallele al piano di scorrimento, che si oppongono allo scivolamento, secondo un certo coefficiente di sicurezza. La verifica a scorrimento risulta soddisfatta se il rapporto fra la risultante delle forze resistenti allo scivolamento F_r e la risultante delle forze che tendono a fare scorrere il muro F_s risulta maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza η_s .

Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare $\eta_s \geq 1.0$

$$\frac{F_r}{F_s} \geq \eta_s$$

Le forze che intervengono nella F_s sono: la componente della spinta parallela al piano di fondazione e la componente delle forze d'inerzia parallela al piano di fondazione.

La forza resistente è data dalla resistenza d'attrito e dalla resistenza per adesione lungo la base della fondazione. Detta N la componente normale al piano di fondazione del carico totale gravante in fondazione e indicando con δ_f l'angolo d'attrito terreno-fondazione, con c_a l'adesione terreno-fondazione e con B_r la larghezza della fondazione reagente, la forza resistente può esprimersi come

$$F_r = N \operatorname{tg} \delta_f + c_a B_r$$

La Normativa consente di computare, nelle forze resistenti, una aliquota dell'eventuale spinta dovuta al terreno posto a valle del muro. In tal caso, però, il coefficiente di sicurezza deve

essere aumentato opportunamente. L'aliquota di spinta passiva che si può considerare ai fini della verifica a scorrimento non può comunque superare il 50 per cento.

Per quanto riguarda l'angolo d'attrito terra-fondazione, δ_f , diversi autori suggeriscono di assumere un valore di δ_f pari all'angolo d'attrito del terreno di fondazione.

8.3.5 VERIFICA AL CARICO LIMITE

Il rapporto fra il carico limite in fondazione e la componente normale della risultante dei carichi trasmessi dal muro sul terreno di fondazione deve essere superiore a η_q . Cioè, detto Q_u , il carico limite ed R la risultante verticale dei carichi in fondazione, deve essere:

$$\frac{Q_u}{R} \geq \eta_q$$

Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare $\eta_q \geq 1.0$

Si adotta per il calcolo del carico limite in fondazione il metodo di MEYERHOF.

L'espressione del carico ultimo è data dalla relazione:

$$Q_u = c N_c d_c i_c + q N_q d_q i_q + 0.5 \gamma B N_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

In questa espressione

- c coesione del terreno in fondazione;
- φ angolo di attrito del terreno in fondazione;
- γ peso di volume del terreno in fondazione;
- B larghezza della fondazione;
- D profondità del piano di posa;
- q pressione geostatica alla quota del piano di posa.

I vari fattori che compaiono nella formula sono dati da:

$$A = e^{n \operatorname{tg} \varphi}$$

$$N_q = A \operatorname{tg}^2(45^\circ + \varphi/2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \operatorname{ctg} \varphi$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \operatorname{tg} (1.4\varphi)$$

Indichiamo con K_p il coefficiente di spinta passiva espresso da:

$$K_p = \operatorname{tg}^2(45^\circ + \varphi/2)$$

I fattori d e i che compaiono nella formula sono rispettivamente i fattori di profondità ed i fattori di inclinazione del carico espressi dalle seguenti relazioni:

Fattori di profondità

$$d_q = 1 + 0.2 \frac{D}{B} \sqrt{K_p}$$

$$d_q = d_\gamma = 1 \quad \text{per } \varphi = 0$$

D

$$d_q = d_{\square} = 1 + 0.1 \sqrt{K_p} \quad \text{per } \varphi > 0$$

B

Fattori di inclinazione

Indicando con θ l'angolo che la risultante dei carichi forma con la verticale (espresso in gradi) e con φ l'angolo d'attrito del terreno di posa abbiamo:

$$i_c = i_q = (1 - \frac{\theta^\circ}{90})^2$$

$$i_y = (1 - \frac{\varphi^\circ}{\varphi^\circ})^2 \quad \text{per } \varphi > 0$$

$$i_y = 0 \quad \text{per } \varphi = 0$$

8.3.6 VERIFICA ALLA STABILITÀ GLOBALE

La verifica alla stabilità globale del complesso muro+terreno deve fornire un coefficiente di sicurezza non inferiore a η_g

Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare $\eta_g \geq 1.0$

Viene usata la tecnica della suddivisione a strisce della superficie di scorrimento da analizzare. La superficie di scorrimento viene supposta circolare e determinata in modo tale da non avere intersezione con il profilo del muro o con i pali di fondazione. Si determina il minimo coefficiente di sicurezza su una maglia di centri di dimensioni 10x10 posta in prossimità della sommità del muro. Il numero di strisce è pari a 50.

Il coefficiente di sicurezza fornito da Fellenius si esprime secondo la seguente formula:

$$\eta = \frac{\sum_i^n \left(\frac{c_i b_i}{\cos \alpha_i} + [W_i \cos \alpha_i - u_i l_i] \tan \varphi_i \right)}{\sum_i^n W_i \sin \varphi_i}$$

dove n è il numero delle strisce considerate, b_i e α_i sono la larghezza e l'inclinazione della base della striscia i_{esima} rispetto all'orizzontale, W_i è il peso della striscia i_{esima} e c_i e φ_i sono le caratteristiche del terreno (coesione ed angolo di attrito) lungo la base della striscia.

Inoltre u_i ed l_i rappresentano la pressione neutra lungo la base della striscia e la lunghezza della base della striscia ($l_i = b_i / \cos \alpha_i$).

Quindi, assunto un cerchio di tentativo lo si suddivide in n strisce e dalla formula precedente si ricava η . Questo procedimento viene eseguito per il numero di centri prefissato e viene assunto come coefficiente di sicurezza della scarpata il minimo dei coefficienti così determinati.

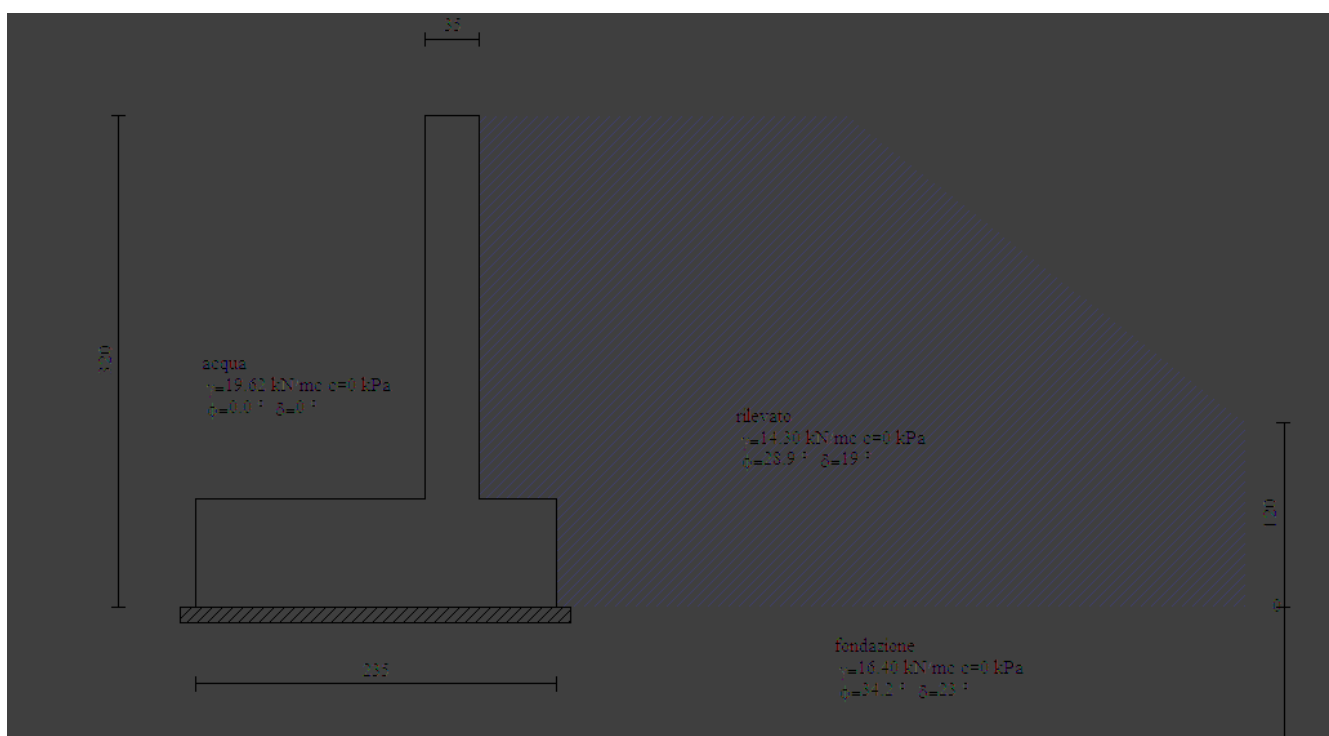
8.4 Condizione 2: durante la piena

La verifica viene condotta nella condizione che il muro sia soggetto alla piena (presenza di acqua lato fiume fino alla sommità del manufatto) al seguito dell'asportazione del ricoprimento in terra antistante l'opera.

Le dimensioni del manufatto sono:

- Paramento: larghezza 0.35 m, altezza 2.50 m
- Fondazione: larghezza 2.35 m, altezza 0.70 m
- Lunghezza: 25.30 m

Il codice di calcolo permette di inserire il ricoprimento di valle fino a metà dell'altezza del paramento. Pertanto il peso volumico dell'acqua viene raddoppiato.



8.4.1 CARICHI SUL TERRAPIENO

Sono stati considerati i seguenti carichi sul terrapieno:

- permanenti: $g_k = 0.00 \text{ kN/m}$
- variabili: $q_k = 0.00 \text{ kN/m}$

8.4.2 VERIFICHE DI STABILITÀ

Sono state condotte le verifiche di stabilità individuate nel Paragrafo §8.3.3 e successivi.

8.4.3 COMBINAZIONI DI VERIFICA

Le combinazioni utilizzate per le verifiche sono le seguenti.

CITTA' DI TORINO
Divisione ambiente, verde e protezione civile – Area Verde – Servizio grandi opere
Ciclopista Parco Dora – Pellerina – Collegno
RELAZIONE GEOTECNICA

Simbologia adottata

F/S Effetto dell'azione (FAV: Favorevole, SFAV: Sfavorevole)

γ Coefficiente di partecipazione della condizione

Ψ Coefficiente di combinazione della condizione

Combinazione n° 1 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 2 - Caso A2-M2 (GEO)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 3 - Caso EQU (SLU)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	0.90	1.00	0.90
Peso proprio terrapieno	FAV	0.90	1.00	0.90
Spinta terreno	SFAV	1.10	1.00	1.10

Combinazione n° 4 - Caso A2-M2 (GEO-STAB)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 5 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 6 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 7 - Caso A2-M2 (GEO) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 8 - Caso A2-M2 (GEO) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 9 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 10 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 11 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

ANSELMO associati

Via Vittorio Emanuele, 14 10023 CHIARI (Torino)

Tel./ Fax 011-941 58 35 e-mail: info@anselmoassociati.it web: www.anselmoassociati.it

CITTA' DI TORINO
Divisione ambiente, verde e protezione civile – Area Verde – Servizio grandi opere
Ciclopista Parco Dora – Pellerina – Collegno
RELAZIONE GEOTECNICA

Combinazione n° 12 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 13 - Quasi Permanente (SLE)

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 14 - Frequente (SLE)

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 15 - Rara (SLE)

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 16 - Quasi Permanente (SLE) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 17 - Quasi Permanente (SLE) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 18 - Frequente (SLE) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 19 - Frequente (SLE) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 20 - Rara (SLE) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 21 - Rara (SLE) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00

8.4.4 QUADRO RIASSUNTIVO COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Le modalità ed i metodi con cui sono state condotte le verifiche sono riportate nel paragrafo §8.3.3 e successivi.

Nel seguito si riporta il quadro riassuntivo dei coefficienti di sicurezza.

Simbologia adottata

C Identificativo della combinazione
 Tipo Tipo combinazione
 Sisma Combinazione sismica
 CS_{SCO} Coeff. di sicurezza allo scorrimento ≥ 1.0
 CS_{RIB} Coeff. di sicurezza al ribaltamento ≥ 1.0
 CS_{QLIM} Coeff. di sicurezza a carico limite ≥ 1.0
 CS_{STAB} Coeff. di sicurezza a stabilità globale ≥ 1.1

C	Tipo	Sisma	CS_{SCO}	CS_{RIB}	CS_{QLIM}	CS_{STAB}
1	A1-M1 - [1]	--	1.82	--	18.78	--
2	A2-M2 - [1]	--	1.51	--	8.64	--
3	EQU - [1]	--	--	4.76	--	--
4	STAB - [1]	--	--	--	--	3.19
5	A1-M1 - [2]	Orizzontale + Verticale negativo	2.14	--	21.23	--
6	A1-M1 - [2]	Orizzontale + Verticale positivo	2.14	--	21.04	--
7	A2-M2 - [2]	Orizzontale + Verticale positivo	1.41	--	8.15	--
8	A2-M2 - [2]	Orizzontale + Verticale negativo	1.41	--	8.22	--
9	EQU - [2]	Orizzontale + Verticale negativo	--	5.20	--	--
10	EQU - [2]	Orizzontale + Verticale positivo	--	5.29	--	--
11	STAB - [2]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	3.04
12	STAB - [2]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	3.04
13	SLEQ - [1]	--	2.32	--	22.24	--
14	SLEF - [1]	--	2.32	--	22.24	--
15	SLER - [1]	--	2.32	--	22.24	--
16	SLEQ - [1]	Orizzontale + Verticale positivo	2.22	--	21.62	--
17	SLEQ - [1]	Orizzontale + Verticale negativo	2.23	--	21.73	--
18	SLEF - [1]	Orizzontale + Verticale positivo	2.22	--	21.62	--
19	SLEF - [1]	Orizzontale + Verticale negativo	2.23	--	21.73	--
20	SLER - [1]	Orizzontale + Verticale positivo	2.22	--	21.62	--
21	SLER - [1]	Orizzontale + Verticale negativo	2.23	--	21.73	--

In grassetto si evidenziano i fattori di sicurezza minimi calcolati di ogni verifica geotecnica. Si evince che tutte le verifiche risultano essere positive e con coefficiente di sicurezza maggiore rispetto a quello imposto dalla normativa.

8.4.5 CALCOLO DEGLI SPOSTAMENTI

Simbologia adottata

C Identificativo della combinazione
 Tipo Tipo combinazione
 $ag_{critico}$ Accelerazione critica espressa in $[m/s^2]$
 D Spostamento espresso in [cm]

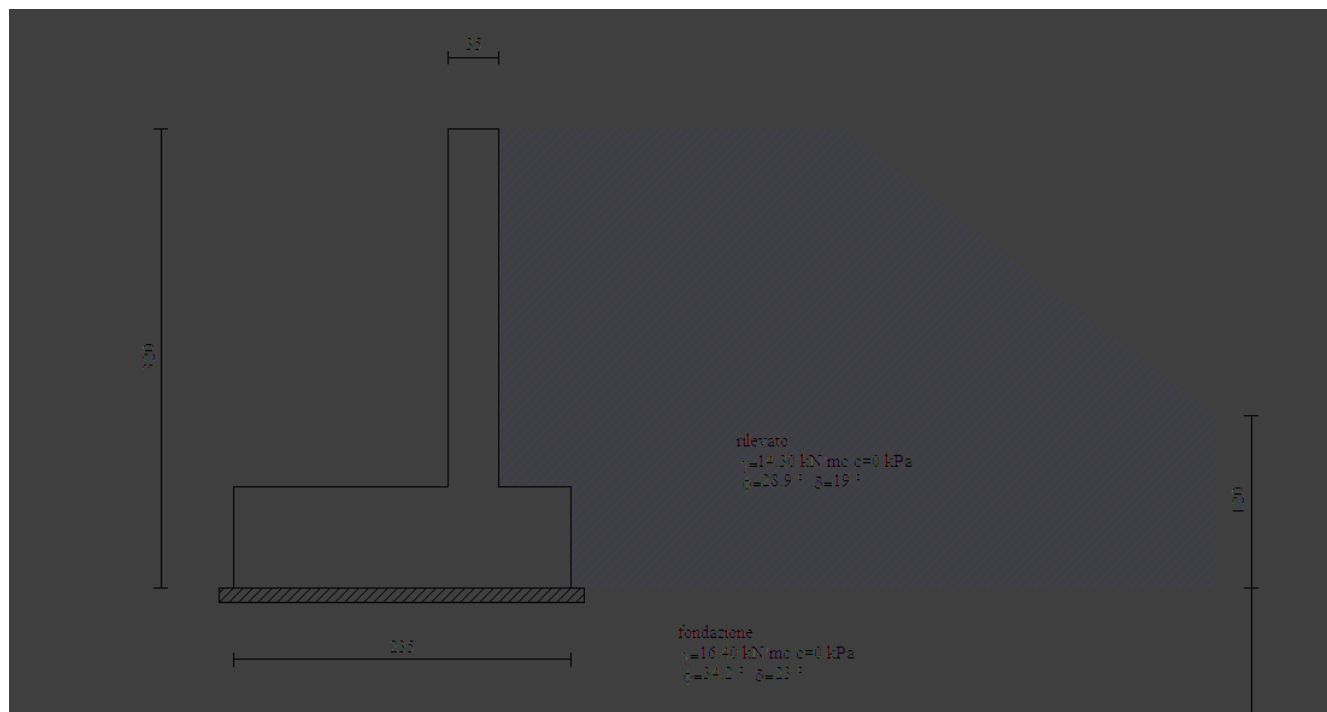
Spostamento limite imposto $D_{limite} = 1,00$ [cm]

C	Tipo	$ag_{critico}$	D
13	SLEQ	14.0068	0.0000
14	SLEF	14.0068	0.0000
15	SLER	14.0068	0.0000
16	SLEQ	14.0068	0.0000
17	SLEQ	14.0068	0.0000
18	SLEF	14.0068	0.0000
19	SLEF	14.0068	0.0000
20	SLER	14.0068	0.0000
21	SLER	14.0068	0.0000

Il software calcola l'accelerazione critica $a_{g,critico}$ che produce lo spostamento massimo per ogni combinazione e fornisce lo spostamento relativo. Lo spostamento calcolato D è minore di quello massimo tollerabile per la struttura in considerazione per ogni condizione.

8.5 Condizione 2: dopo la piena

La verifica viene condotta nella condizione seguente alla piena, pertanto senza ricoprimento di valle ed in assenza di acqua.



8.5.1 CARICHI SUL TERRAPIENO

Sono stati considerati i seguenti carichi sul terrapieno:

- permanenti: $g_k = 0.00 \text{ kN/m}$
- variabili: $q_k = 0.00 \text{ kN/m}$

8.5.2 VERIFICHE DI STABILITÀ

Sono state condotte le verifiche di stabilità individuate nel Paragrafo §8.3.3 e successivi.

8.5.3 COMBINAZIONI DI VERIFICA

Le combinazioni utilizzate per le verifiche sono le seguenti.

Simbologia adottata

F/S Effetto dell'azione (FAV: Favorevole, SFAV: Sfavorevole)

γ Coefficiente di partecipazione della condizione

Ψ Coefficiente di combinazione della condizione

Combinazione n° 1 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 2 - Caso A2-M2 (GEO)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00

ANSELMO associati

Via Vittorio Emanuele, 14 10023 CHIARI (Torino)

Tel./ Fax 011-941 58 35 e-mail: info@anselmoassociati.it web: www.anselmoassociati.it

CITTA' DI TORINO
Divisione ambiente, verde e protezione civile – Area Verde – Servizio grandi opere
Ciclopista Parco Dora – Pellerina – Collegno
RELAZIONE GEOTECNICA

Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 3 - Caso EQU (SLU)

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	FAV	0.90	1.00	0.90
Peso proprio terrapieno	FAV	0.90	1.00	0.90
Spinta terreno	SFAV	1.10	1.00	1.10

Combinazione n° 4 - Caso A2-M2 (GEO-STAB)

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 5 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 6 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 7 - Caso A2-M2 (GEO) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 8 - Caso A2-M2 (GEO) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 9 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 10 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 11 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 12 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 13 - Quasi Permanente (SLE)

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 14 - Frequente (SLE)

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
--	------------	----------	----------	--------------

CITTA' DI TORINO
Divisione ambiente, verde e protezione civile – Area Verde – Servizio grandi opere
Ciclopista Parco Dora – Pellerina – Collegno
RELAZIONE GEOTECNICA

Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 15 - Rara (SLE)

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 16 - Quasi Permanente (SLE) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 17 - Quasi Permanente (SLE) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 18 - Frequente (SLE) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 19 - Frequente (SLE) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 20 - Rara (SLE) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 21 - Rara (SLE) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00

8.5.4 QUADRO RIASSUNTIVO COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Le modalità ed i metodi con cui sono state condotte le verifiche sono riportate nel paragrafo §8.3.3 e successivi.

Nel seguito si riporta il quadro riassuntivo dei coefficienti di sicurezza.

Simbologia adottata

C	Identificativo della combinazione
Tipo	Tipo combinazione
Sisma	Combinazione sismica
CS_{SCO}	Coeff. di sicurezza allo scorrimento ≥ 1.0
CS_{RIB}	Coeff. di sicurezza al ribaltamento ≥ 1.0
CS_{QLIM}	Coeff. di sicurezza a carico limite ≥ 1.0
CS_{STAB}	Coeff. di sicurezza a stabilità globale ≥ 1.1

C	Tipo	Sisma	CS_{SCO}	CS_{RIB}	CS_{QLIM}	CS_{STAB}
1	A1-M1 - [1]	--	1.35	--	8.90	--
2	A2-M2 - [1]	--	1.11	--	3.76	--
3	EQU - [1]	--	--	4.10	--	--

ANSELMO associati

Via Vittorio Emanuele, 14 10023 CHIARI (Torino)

Tel./ Fax 011-941 58 35 e-mail: info@anselmoassociati.it web: www.anselmoassociati.it

CITTA' DI TORINO
Divisione ambiente, verde e protezione civile – Area Verde - Servizio grandi opere
Ciclopista Parco Dora – Pellerina – Collegno
RELAZIONE GEOTECNICA

4	STAB - [1]	--	--	--	1.37
5	A1-M1 - [2]	Orizzontale + Verticale negativo	1.61	--	10.52
6	A1-M1 - [2]	Orizzontale + Verticale positivo	1.61	--	10.40
7	A2-M2 - [2]	Orizzontale + Verticale positivo	1.06	--	3.57
8	A2-M2 - [2]	Orizzontale + Verticale negativo	1.05	--	3.62
9	EQU - [2]	Orizzontale + Verticale negativo	--	4.53	--
10	EQU - [2]	Orizzontale + Verticale positivo	--	4.62	--
11	STAB - [2]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	1.34
12	STAB - [2]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	1.34
13	SLEQ - [1]	--	1.72	--	10.90
14	SLEF - [1]	--	1.72	--	10.90
15	SLER - [1]	--	1.72	--	10.90
16	SLEQ - [1]	Orizzontale + Verticale positivo	1.66	--	10.63
17	SLEQ - [1]	Orizzontale + Verticale negativo	1.66	--	10.70
18	SLEF - [1]	Orizzontale + Verticale positivo	1.66	--	10.63
19	SLEF - [1]	Orizzontale + Verticale negativo	1.66	--	10.70
20	SLER - [1]	Orizzontale + Verticale positivo	1.66	--	10.63
21	SLER - [1]	Orizzontale + Verticale negativo	1.66	--	10.70

In grassetto si evidenziano i fattori di sicurezza minimi calcolati di ogni verifica geotecnica. Si evince che tutte le verifiche risultano essere positive e con coefficiente di sicurezza maggiore rispetto a quello imposto dalla normativa.

8.5.5 CALCOLO DEGLI SPOSTAMENTI

Simbologia adottata

C Identificativo della combinazione

Tipo Tipo combinazione

$a_{g,critico}$ Accelerazione critica espressa in [m/s²]

D Spostamento espresso in [cm]

Spostamento limite imposto **D_{limite}** = 1,00 [cm]

C	Tipo	$a_{g,critico}$	D
13	SLEQ	11.7260	0.0000
14	SLEF	11.7260	0.0000
15	SLER	11.7260	0.0000
16	SLEQ	11.7260	0.0000
17	SLEQ	11.7260	0.0000
18	SLEF	11.7260	0.0000
19	SLEF	11.7260	0.0000
20	SLER	11.7260	0.0000
21	SLER	11.7260	0.0000

Il software calcola l'accelerazione critica $a_{g,critico}$ che produce lo spostamento massimo per ogni combinazione e fornisce lo spostamento relativo. Lo spostamento calcolato **D** è minore di quello massimo tollerabile per la struttura in considerazione per ogni condizione.

8.6 Conclusioni

Tutte le verifiche geotecniche risultano soddisfatte.

9 STABILITÀ RILEVATO

9.1 Stratigrafia del profilo

La stratigrafia del profilo (rilevato) è desunta dagli elaborati grafici.

Il profilo geotecnico, come mostrato nella Figura 7-3, è costituito da:

- terreno di ricoprimento del rilevato (spessore 0.50 m);
- corpo del rilavato;
- strato consistente del piano campagna.

La falda è assente.

9.1.1 CARATTERISTICHE DEI TERRENI

Simbologia adottata

Nr.	Indice del terreno
Descrizione	Descrizione terreno
γ	Peso di volume del terreno espresso in kN/mc
γ_w	Peso di volume saturo del terreno espresso in kN/mc
ϕ	Angolo d'attrito interno 'efficace' del terreno espresso in gradi
c'	Coesione 'efficace' del terreno espressa in kPa
ϕ_u	Angolo d'attrito interno 'totale' del terreno espresso gradi
c_u	Coesione 'totale' del terreno espressa in kPa

Tabella 9-1 – Indici e caratteri dei terreni considerati

Nr.	Descrizione	γ	γ_w	ϕ'	c'	ϕ_u	c_u
1	rilevato	14.30	18.90	28.90	2.0	28.90	2.0
2	piano campagna	16.40	20.20	34.20	2.0	34.20	2.0
3	ricoprimento	13.60	18.50	27.80	2.0	27.80	2.0

Le caratteristiche dei terreni sono quelle riportate nel paragrafo §2.1, adottando cautelativamente un valore della coesione ridotto.

CITTA' DI TORINO
Divisione ambiente, verde e protezione civile – Area Verde - Servizio grandi opere
Ciclopista Parco Dora – Pellerina – Collegno
RELAZIONE GEOTECNICA

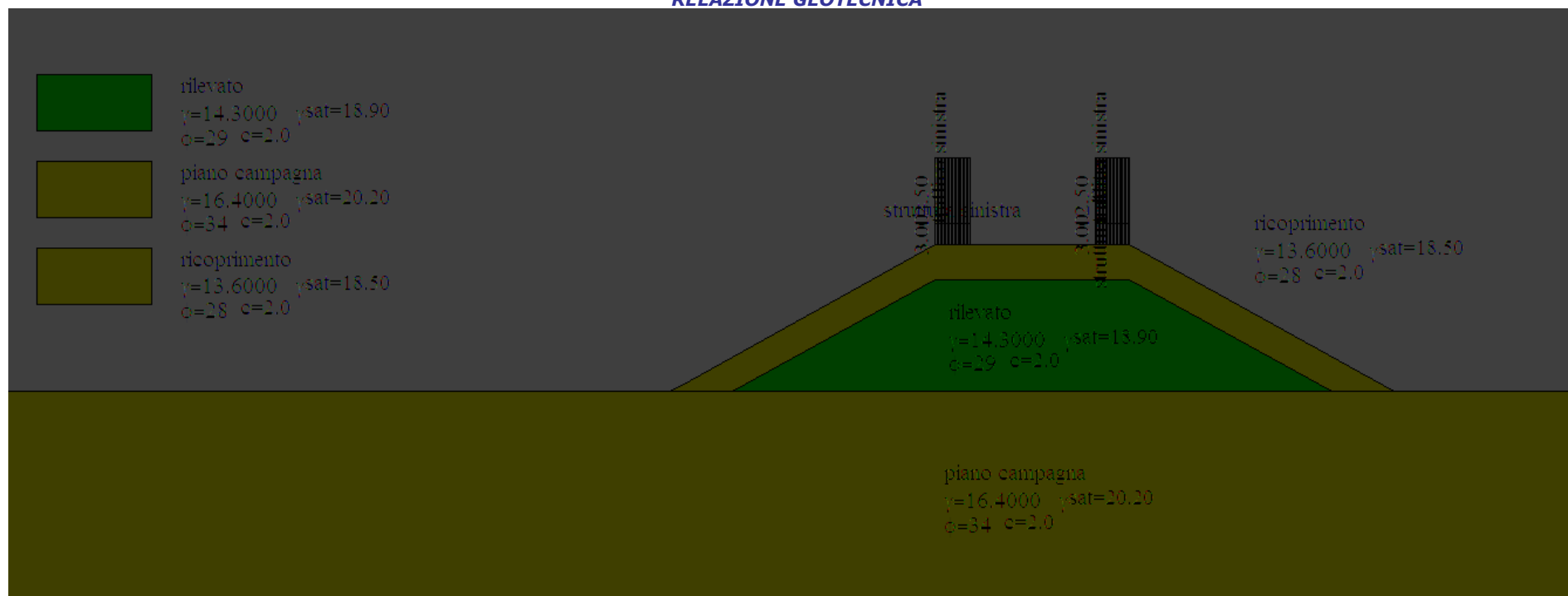


Figura 9-1 – Profilo geotecnico del rilevato. Sono raffigurante anche i carichi di progetto esercitati futura dalla pista ciclabile.

9.1.2 PROFILO DEL PIANO CAMPAGNA – PENDIO A-A

Simbologia e convenzioni di segno adottate

L'ascissa è intesa positiva da sinistra verso destra e l'ordinata positiva verso l'alto.

Nr. Identificativo del punto

X Ascissa del punto del profilo espressa in m

Y Ordinata del punto del profilo espressa in m

Nr.	X [m]	Y [m]
1	0.00	10.00
2	10.00	10.00
3	10.14	10.07
4	13.80	12.10
5	16.60	12.10
6	20.40	10.00
7	30.40	10.00

9.1.3 DESCRIZIONE DELLA STRATIGRAFIA

Gli strati sono descritti mediante i punti del contorno (in senso antiorario) e l'indice del terreno di cui è costituito secondo quanto riportato nella Tabella 9-1. Le indicazioni valgono nell'ambito della rappresentazione fornita dal codice di calcolo utilizzato e in previsione di eventuali modifiche. Si riportano pertanto simbologie e convenzioni adottate.

Strato N° **1** costituito da terreno n° 2 (piano campagna)

Coordinate dei vertici dello strato n° 1

N°	X[m]	Y[m]
1	10.00	10.00
2	0.00	10.00
3	0.00	0.00
4	18.77	0.00
5	30.40	0.00
6	30.40	10.00
7	20.40	10.00
8	19.50	10.00
9	10.90	10.00

Strato N° **2** costituito da terreno n° 1 (rilevato)

Coordinate dei vertici dello strato n° 2

N°	X[m]	Y[m]
1	10.90	10.00
2	19.50	10.00
3	16.60	11.60
4	13.80	11.60

Strato N° **3** costituito da terreno n° 3 (ricoprimento)

Coordinate dei vertici dello strato n° 3

N°	X[m]	Y[m]
-----------	-------------	-------------

1	19.50	10.00
2	20.40	10.00
3	16.60	12.10
4	13.80	12.10
5	10.14	10.07
6	10.00	10.00
7	10.90	10.00
8	13.80	11.60
9	16.60	11.60

9.1.4 CARICHI

L'ascissa è intesa positiva da sinistra verso destra.

N°	Identificativo del sovraccarico agente
Descrizione	Descrizione carico
Carichi distribuiti	
X_i, X_f	Ascissa iniziale e finale del carico espressa in [m]
$V_{xi}, V_{xf}, V_{yi}, V_{yf}$	Intensità del carico in direzione X e Y nei punti iniziale e finale, espresse in [kN/m]

Tabella 9-2 – Carichi distribuiti

N°	Descrizione	X_i	X_f	V_{yi}	V_{yf}	V_{xi}	V_{xf}
1	struttura sinistra	13.80	14.30	3.00	3.00	0.00	0.00
2	traffico sinistra	13.80	14.30	12.50	12.50	0.00	0.00
3	struttura destra	16.10	16.60	3.00	3.00	0.00	0.00
4	traffico sinistra	16.10	16.60	12.50	12.50	0.00	0.00

I carichi sono dovuti al peso proprio della struttura della pista ciclabile ed al carico variabile (traffico). La struttura scarica le azioni sul rilevato attraverso le due piastre di fondazione in calcestruzzo della larghezza di 50 cm che si trovano su entrambi i cigli superiori.

La struttura presenta un peso proprio a metro lineare di 3.00 kN/m. Il traffico variabile è quantificabile in 5.00 kN/m² sulla sovrastruttura della pista.

Pertanto, il carico permanente dovuto al peso proprio di metà della struttura che grava su un appoggio risulta di 1.50 kN/m e che, distribuito sulla piastra di calcestruzzo della larghezza di 0.50 m, determina una pressione sul terreno di 3.0 kN/m sotto all'appoggio. Per quanto riguarda il carico variabile del traffico, data una larghezza della pista di 2.50 m, la larghezza di influenza del singolo appoggio risulta di 1.25 m, quindi il carico risulta di 6.3 kN/m, che determina una pressione di contatto di 12.5 kN/m.

9.2 Metodo di analisi

9.2.1 IMPOSTAZIONI ANALISI

Normativa:

Norme Tecniche sulle Costruzioni 17/01/2018

9.2.2 COEFFICIENTI DI PARTECIPAZIONE CASO STATICO

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		A1	A2
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1.30	1.00
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1.50	1.30

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>			M1	M2
Tangente dell'angolo di attrito		$\gamma_{\tan\phi'}$	1.00	1.25
Coesione efficace		$\gamma_{c'}$	1.00	1.25
Resistenza non drenata		γ_{cu}	1.00	1.40
Resistenza a compressione uniassiale		γ_{qu}	1.00	1.60
Peso dell'unità di volume		γ_{γ}	1.00	1.00

9.2.3 COEFFICIENTI DI PARTECIPAZIONE CASO SISMICO

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		A1	A2
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1.00	1.00
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1.00	1.00

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>			M1	M2
Tangente dell'angolo di attrito		$\gamma_{\tan\phi'}$	1.00	1.25
Coesione efficace		$\gamma_{c'}$	1.00	1.25
Resistenza non drenata		γ_{cu}	1.00	1.40
Resistenza a compressione uniassiale		γ_{qu}	1.00	1.60
Peso dell'unità di volume		γ_{γ}	1.00	1.00

9.2.4 SISMA

Accelerazione al suolo $a_g =$	0.551 [m/s ²] - ($a_g/g=0.056$)
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S_s)	1.20
Coefficiente di amplificazione topografica (S_t)	1.20
Coefficiente riduzione (β_s)	0.20
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h=(a_g/g*\beta_s*S_t*S) = 1.35$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v=0.50 * k_h = 0.67$

Coefficiente di sicurezza richiesto 1.10

9.2.5 CASI ANALIZZATI

Sono stati analizzati i casi [PC] [A2M2] per le seguenti condizioni:

Sisma verticale: verso il basso - verso l'alto
 Analisi condotta in termini di tensioni efficaci

ANSELMO associati

Via Vittorio Emanuele, 14 10023 CHERI (Torino)

Tel./ Fax 011-941 58 35 e-mail: info@anselmoassociati.it web: www.anselmoassociati.it

Presenza di carichi distribuiti

9.2.6 IMPOSTAZIONI DELLE SUPERFICI DI ROTTURA

Origine maglia [m]: $X_0 = 3.60$ $Y_0 = 11.00$
 Passo maglia [m]: $dX = 2.00$ $dY = 2.00$
 Numero passi : $N_x = 7$ $N_y = 6$
 Raggio [m]: $R = 3.00$

Si utilizza un raggio variabile con passo $dR=1.00$ [m] ed un numero di incrementi pari a 5

Sono state escluse dall'analisi le superfici aventi:

- lunghezza di corda inferiore a 1.00 m
- freccia inferiore a 0.50 m
- volume inferiore a 2.00 mc
- ascissa di intersezione a monte maggiore di 20.40 m

Numero di superfici analizzate 196
 Coefficiente di sicurezza minimo 1.180
 Superficie con coefficiente di sicurezza minimo 1

9.3 Risultati

Si riporta il quadro sintetico dei risultati della verifica di stabilità del rilevato. In grassetto si evidenzia la superficie critica avente coefficiente di sicurezza più basso.

Tabella 9-3 – Risultati dell'analisi geotecnica

Metodo	Nr. superfici	FS_{min}	S_{min}	FS_{max}	S_{max}
FELLENIOUS	196	1.180	1	80.760	196
BISHOP	196	1.358	1	109.706	196
JANBU	196	1.144	1	61.002	196
BELL	196	1.336	1	103.394	196
MORGENSTERN	124	1.349	2	53.735	190
SPENCER	160	1.333	1	49.731	190
SARMA	196	1.594	1	97.666	195
MAKSIMOVIC	196	1.351	1	100.493	196

I simboli si riferiscono rispettivamente a:

FS_{min} FS_{max} coefficiente di sicurezza minimo – massimo

S_{min} S_{max} numero identificativo delle superfici

Dall'analisi dei risultati è emerso che tutte le superfici hanno un fattore di sicurezza maggiore di 1.10. Tale grado di sicurezza viene ritenuto accettabile poiché si ha una buona conoscenza

CITTA' DI TORINO
Divisione ambiente, verde e protezione civile – Area Verde - Servizio grandi opere
Ciclopista Parco Dora – Pellerina – Collegno
RELAZIONE GEOTECNICA

del problema, i dati a disposizione sono affidabili in quanto determinati al seguito di prove geotecniche eseguite in sito.

Nel seguito si riportano i coefficienti di sicurezza calcolati per le 50 superfici di scorrimento aventi coefficiente di sicurezza minore, relativamente ad ogni metodologia di calcolo impiegata.

Tabella 9-4 – Coefficienti di sicurezza risultanti dall'analisi delle 50 superfici di scorrimento aventi coefficiente di sicurezza minore.

Superficie N°	FELLENIUS	BISHOP	JANBU	BELL	MORGENSTE RN	SPENCER	SARMA	MAKSIMOVIC
1	1.180	1.358	1.244	1.336	1.349 (-0.423)	1.333 (21.600*)	1.594 (35.11 %)	1.351 (-0.430)
2	1.184	1.362	1.245	1.340	1.349 (-0.423)	1.337 (21.600*)	1.594 (35.11 %)	1.355 (-0.430)
3	1.527	1.609	1.725	1.606	1.611 (-0.314)	1.594 (14.400*)	1.657 (29.47 %)	1.608 (-0.315)
4	1.531	1.613	1.728	1.609	1.610 (-0.314)	1.598 (14.400*)	1.657 (29.47 %)	1.612 (-0.315)
5	1.583	1.655	1.777	1.653	1.655 (-0.339)	1.646 (18.000*)	1.818 (32.57 %)	1.656 (-0.349)
6	1.587	1.658	1.782	1.657	1.654 (-0.339)	1.649 (18.000*)	1.818 (32.57 %)	1.659 (-0.349)
7	1.475	1.698	1.488	1.670	1.687 (-0.423)	1.671 (21.600*)	1.963 (58.15 %)	1.689 (-0.430)
8	1.480	1.703	1.494	1.675	1.686 (-0.423)	1.676 (21.600*)	1.963 (58.15 %)	1.694 (-0.430)
9	1.909	2.011	1.992	2.007	2.013 (-0.313)	2.011 (18.000*)	2.025 (45.92 %)	2.011 (-0.315)
10	1.914	2.016	1.997	2.012	2.012 (-0.313)	2.016 (18.000*)	2.025 (45.92 %)	2.016 (-0.315)
11	1.979	2.068	1.997	2.067	2.069 (-0.339)	2.065 (18.000*)	2.220 (48.57 %)	2.070 (-0.349)
12	1.983	2.073	1.992	2.071	2.068 (-0.339)	2.069 (18.000*)	2.220 (48.57 %)	2.074 (-0.349)
13	2.030	2.265	1.997	2.260	2.276 (-0.256)	2.252 (13.320*)	2.405 (54.95 %)	2.276 (-0.258)
14	2.032	2.268	1.997	2.263	2.275 (-0.256)	2.261 (13.680*)	2.405 (54.95 %)	2.278 (-0.258)
15	1.947	2.274	1.997	2.250	2.283 (-0.250)	2.259 (13.320*)	2.329 (67.97 %)	2.286 (-0.252)
16	1.950	2.277	1.997	2.253	2.282 (-0.250)	2.263 (13.320*)	2.329 (67.97 %)	2.289 (-0.252)
17	2.048	2.335	1.997	2.335	2.347 (-0.242)	2.330 (12.960*)	2.494 (55.16 %)	2.352 (-0.247)
18	2.053	2.339	1.997	2.339	2.346 (-0.242)	2.334 (12.960*)	2.494 (55.16 %)	2.356 (-0.247)
19	2.334	2.790	1.997	2.704	2.759 (-0.257)	2.709 (13.680*)	3.340 (81.26 %)	2.779 (-0.265)
20	2.339	2.794	1.997	2.709	2.757 (-0.257)	2.714 (13.680*)	3.340 (81.26 %)	2.784 (-0.265)
21	2.680	2.817	1.997	2.818	2.816 (-0.262)	2.758 (10.800*)	3.241 (61.30 %)	2.824 (-0.275)
22	2.687	2.824	1.997	2.825	2.814 (-0.262)	2.750 (9.000*)	3.241 (61.30 %)	2.831 (-0.275)
23	2.537	2.831	1.997	2.825	2.845 (-0.256)	2.810 (13.320*)	2.906 (80.50 %)	2.845 (-0.258)
24	2.540	2.834	1.997	2.828	2.844 (-0.256)	2.814 (13.320*)	2.906 (80.50 %)	2.848 (-0.258)
25	2.434	2.843	1.997	2.813	2.854 (-0.250)	2.809 (12.960*)	2.820 (109.57 %)	2.858 (-0.252)
26	2.438	2.846	1.997	2.816	2.852 (-0.250)	2.817 (12.960*)	2.820 (109.57 %)	2.861 (-0.252)
27	2.560	2.918	1.997	2.918	2.934 (-0.242)	2.908 (12.960*)	3.024 (80.07 %)	2.940 (-0.247)
28	2.566	2.923	1.997	2.923	2.932 (-0.242)	2.913 (12.960*)	3.024 (80.07 %)	2.945 (-0.247)
29	2.752	2.966	1.997	2.957	2.968 (-0.186)	2.924 (9.000*)	3.221 (55.24 %)	2.968 (-0.188)
30	2.756	2.969	1.997	2.960	2.965 (-0.186)	2.928 (9.000*)	3.221 (55.24 %)	2.972 (-0.188)
31	2.430	3.040	1.997	2.938	3.027 (-0.199)	2.991 (10.800*)	3.241 (102.55 %)	3.053 (-0.205)
32	2.433	3.042	1.997	2.940	3.025 (-0.198)	2.989 (10.800*)	3.241 (102.55 %)	3.055 (-0.205)
33	2.729	3.191	1.997	3.149	3.196 (-0.213)	3.143 (11.160*)	3.039 (69.59 %)	3.196 (-0.215)
34	2.736	3.197	1.997	3.156	3.193 (-0.213)	3.150 (11.160*)	3.039 (69.59 %)	3.203 (-0.214)
35	1.974	3.305	2.909	3.273	3.314 (-0.146)	3.270 (7.560*)	3.348 (71.96 %)	3.314 (-0.146)
36	1.977	3.306	2.910	3.274	3.311 (-0.146)	3.272 (7.560*)	3.348 (71.96 %)	3.315 (-0.146)
37	1.993	3.324	2.825	3.283	3.332 (-0.159)	3.298 (8.640*)	3.319 (70.05 %)	3.331 (-0.160)
38	1.997	3.326	2.827	3.285	3.329 (-0.159)	3.289 (8.352*)	3.319 (70.05 %)	3.334 (-0.160)
39	1.777	3.809	3.089	3.573	Non convergent	3.697 (4.752*)	4.151 (43.88 %)	3.417 (-0.624)
40	1.779	3.811	3.091	3.576	Non convergent	3.700 (4.752*)	4.151 (43.88 %)	3.420 (-0.624)
41	2.681	3.443	1.997	3.315	3.436 (-0.196)	3.404 (10.800*)	3.715 (99.86 %)	3.448 (-0.198)
42	2.685	3.445	1.997	3.318	3.433 (-0.196)	3.407 (10.800*)	3.715 (99.86 %)	3.451 (-0.198)
43	2.918	3.487	1.997	3.380	3.449 (-0.257)	3.402 (13.680*)	4.087 (120.93 %)	3.474 (-0.265)
44	2.924	3.492	1.997	3.386	3.446 (-0.257)	3.408 (13.680*)	4.087 (120.93 %)	3.480 (-0.265)
45	3.368	3.512	1.997	3.507	3.516 (-0.156)	3.446 (5.400*)	3.643 (51.35 %)	3.511 (-0.155)
46	3.372	3.516	1.997	3.511	3.512 (-0.156)	3.450 (5.400*)	3.643 (51.35 %)	3.515 (-0.156)
47	3.350	3.521	1.997	3.523	3.520 (-0.261)	3.444 (10.800*)	3.963 (82.68 %)	3.530 (-0.275)
48	3.359	3.530	1.997	3.532	3.517 (-0.261)	3.453 (10.800*)	3.963 (82.68 %)	3.538 (-0.275)
49	3.038	3.800	1.997	3.672	3.784 (-0.199)	3.737 (10.800*)	3.918 (187.09 %)	3.568 (-0.621)
50	3.041	3.803	1.997	3.675	3.781 (-0.198)	3.740 (10.800*)	3.918 (187.09 %)	3.571 (-0.621)

La Figura 9-2 mostra la superficie di scorrimento avente il fattore di sicurezza minore.

CITTA' DI TORINO
Divisione ambiente, verde e protezione civile – Area Verde - Servizio grandi opere
Ciclopista Parco Dora – Pellerina – Collegno
RELAZIONE GEOTECNICA

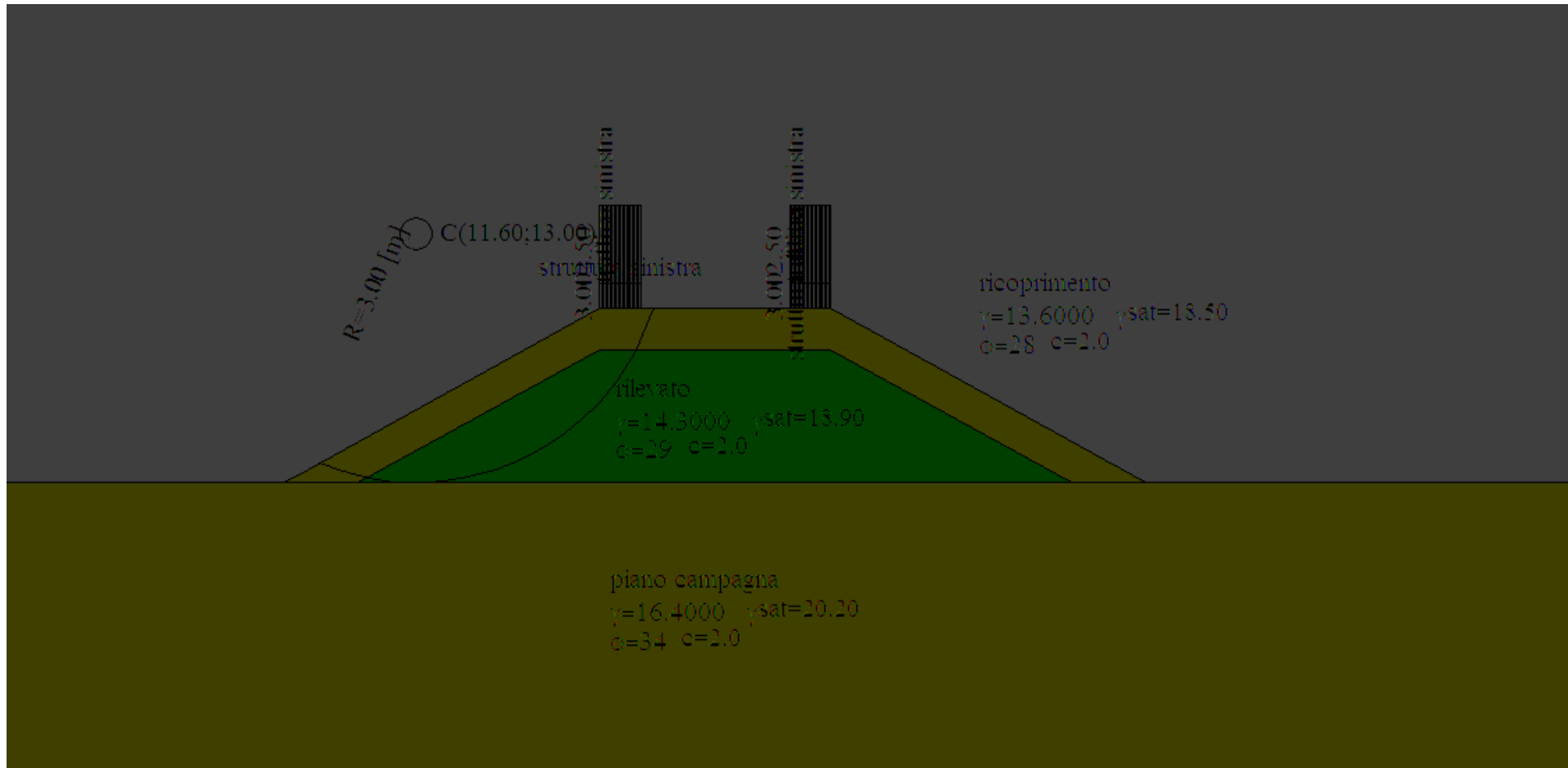


Figura 9-2 – Superficie di scorrimento con fattore di sicurezza minimo.

9.4 Conclusioni verifica di stabilità

L'analisi della verifica di stabilità del rilevato soggetto alle azioni che la pista ciclabile trasmetterebbe risulta positiva, in quanto tutte le superfici di scorrimento individuate possiedono un fattore di sicurezza maggiore di 1.10 m.

Al fine di evitare l'imbibizione dei terreni costituenti il corpo del rilevato dovuto alle acque meteoriche di piattaforma della pista ciclabile determinando, di fatto, un decadimento della capacità portante (movimenti franosi delle scarpate del rilevato), vengono praticati dei fori a passo costante nelle lamiere grecate della sovrastruttura in corrispondenza degli appoggi, in modo da diffondere uniformemente le acque meteoriche sul coronamento del rilevato.

10 VERIFICA SIFONAMENTO

In Figura 10-1 è mostrata la posizione del setto orizzontale in calcestruzzo per evitare il verificarsi del fenomeno del sifonamento. La piastra in cls viene realizzata di fronte al piede di fondazione dell'opera di tenuta idraulica fino a contro il muro di sponda esistente.

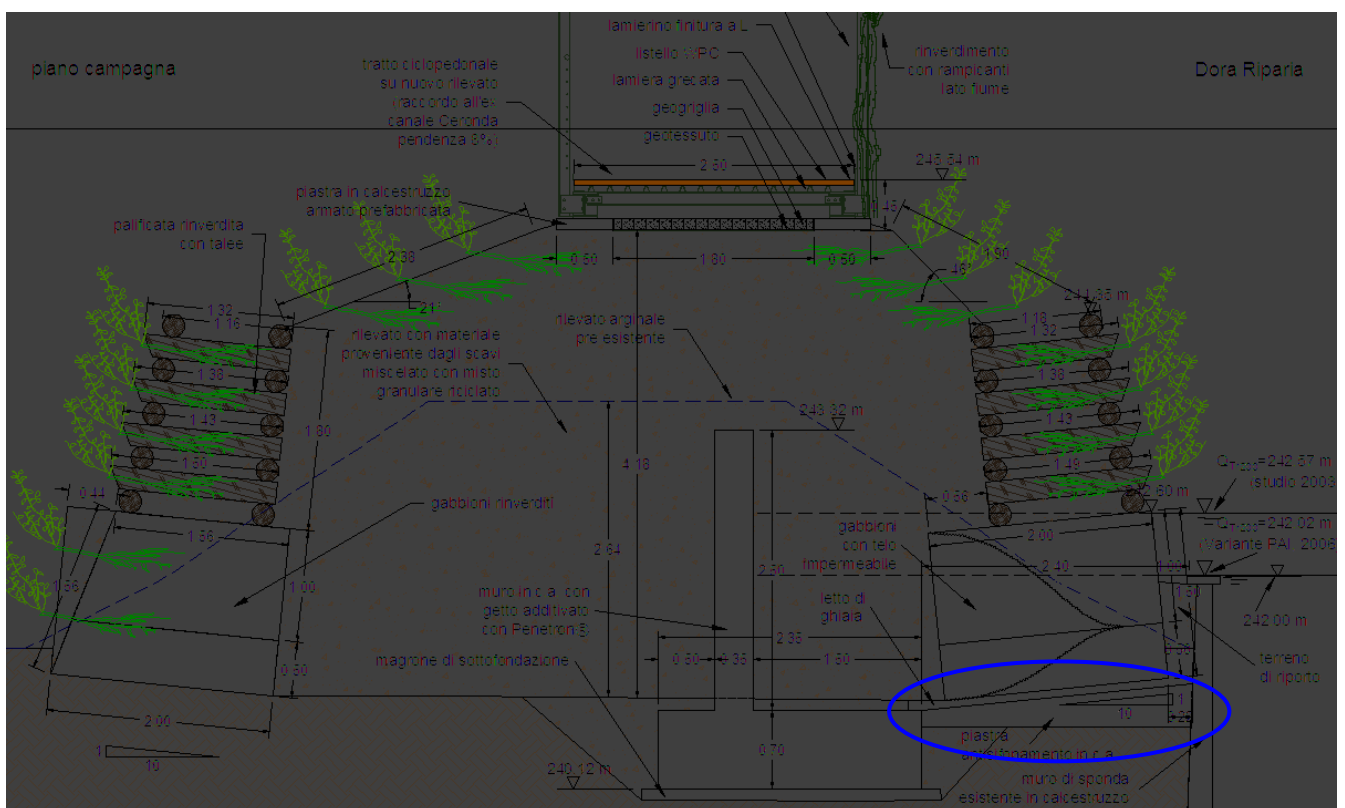


Figura 10-1 – Individuazione nel setto in calcestruzzo atto ad evitare il sifonamento dell'opera.

Si omette la verifica del sifonamento dell'opera in quanto la presenza del setto orizzontale esclude il verificarsi del fenomeno.

CITTA' DI TORINO
Divisione ambiente, verde e protezione civile – Area Verde - Servizio grandi opere
Ciclopista Parco Dora – Pellerina – Collegno
RELAZIONE GEOTECNICA

APPENDICE - A - REPORT INDAGINI GEOFISICHE

Si riporta il report della campagna di indagini geofisiche eseguite sul luogo dell'intervento in progetto.

CITTA' DI TORINO
Divisione ambiente, verde e protezione civile – Area Verde - Servizio grandi opere
Ciclopista Parco Dora – Pellerina – Collegno
RELAZIONE GEOTECNICA

**STUDIO TECNICO ANSELMO ASSOCIATI
CHIERI (TO)**

Realizzazione green belt: ciclopista Parco Dora - Pellerina – Collegno



Esecuzione di indagini geofisiche sull'argine in sponda sinistra della Dora
in corrispondenza della passerella del parco di Via Calabria a Torino



SISMICA A RIFRAZIONE ONDE P E ONDE S
PROVA MASW

GEOLAB S.R.L.

*CORSO GALILEO FERRARIS, 160
10134 TORINO
CAPITALE SOCIALE € 40.000,00
info@geo-lab.eu*

DATA: 19/10/2017

REVISIONI: 00

REPORT INDAGINE

Sommario

1.	PREMESSA.....	2
2.	UBICAZIONE INDAGINE	3
3.	MODALITA' ESECUTIVA	4
3.1.	SISMICA A RIFRAZIONE.....	4
3.1.1.	Principi di base.....	4
3.1.2.	Strumentazione utilizzata	5
3.1.3.	Geometria stese	6
3.1.4.	Metodologia elaborazione metodo tomografico	6
3.1.5.	Velocità delle onde elastiche nei terreni e nelle rocce	7
3.1.6.	Elaborati indagine sismica a rifrazione.....	8
3.1.7.	Interpretazioni tomografie sismiche	13
3.2.	PROVA MASW	16
3.2.1.	Note metodologiche.....	16
3.2.2.	Strumentazione utilizzata	17
3.2.3.	Geometria stesa	17
3.2.4.	Risultato indagine.....	17
4.	CATEGORIA DEL SOTTOSUOLO	17
5.	TAV A3 SISMICA A RIFRAZIONE ONDE P	18
6.	TAV A3 SISMICA A RIFRAZIONE ONDE S	19
7.	TAV A3 PROVA MASW	20
8.	DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA	21

1. PREMESSA

Su incarico dello Studio Anselmo Associati è stata realizzata una indagine sismica sull'argine in sponda sinistra della Dora, in corrispondenza della passerella del parco di Via Calabria a Torino, utile alla progettazione della ciclopista Parco Dora - Pellerina - Collegno.

L'indagine ha perseguito l'obiettivo di fornire la caratterizzazione sismica e geotecnica dell'area, a tal fine sono state realizzate le seguenti prove:

- Esecuzione di stendimento di sismica a rifrazione con onde p;
- Esecuzione di stendimento di sismica a rifrazione con onde s;
- Esecuzione di prova MASW.

La presente relazione illustra e commenta i risultati delle prove eseguite.

2. UBICAZIONE INDAGINE

La prova realizzata è ubicata nel Comune di Torino.

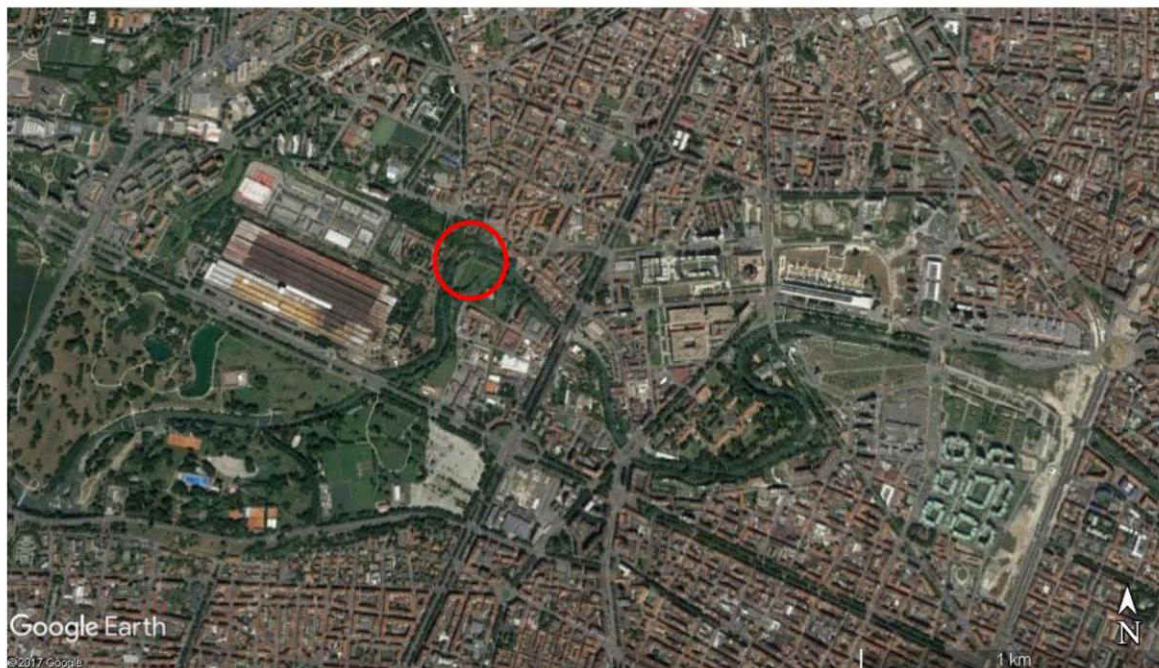


Figura 1 Foto aerea con indicazione area di indagine.

Nella seguente foto aerea è evidenziata l'esatta ubicazione della stesa sismica con indicate le posizioni degli scoppi esterni.

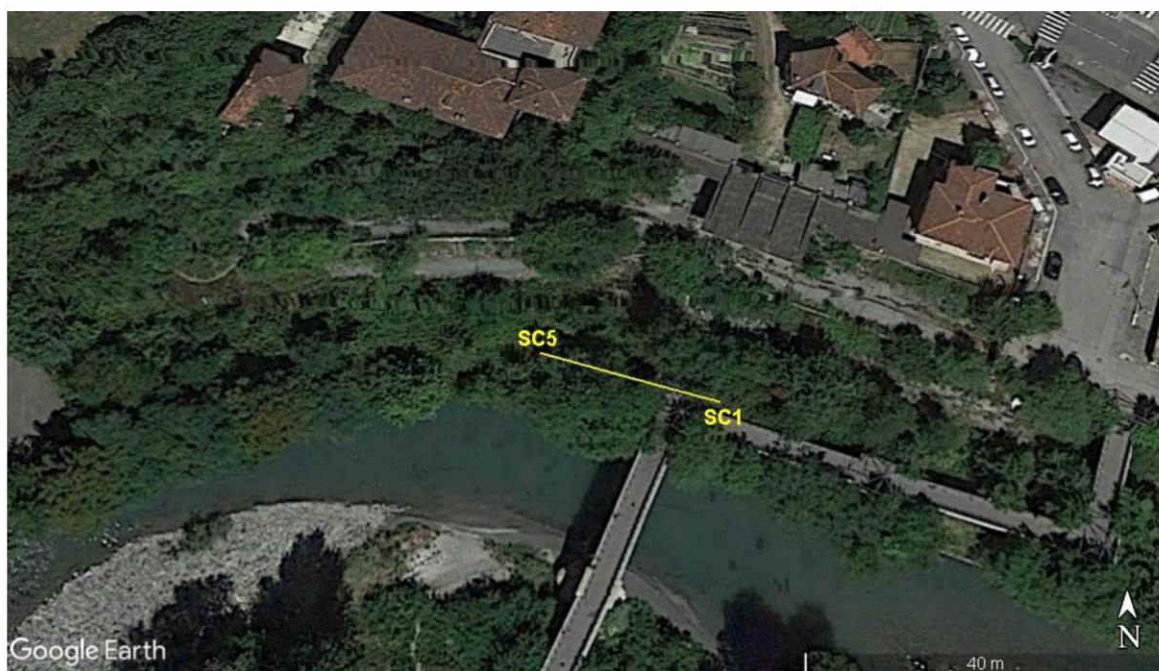


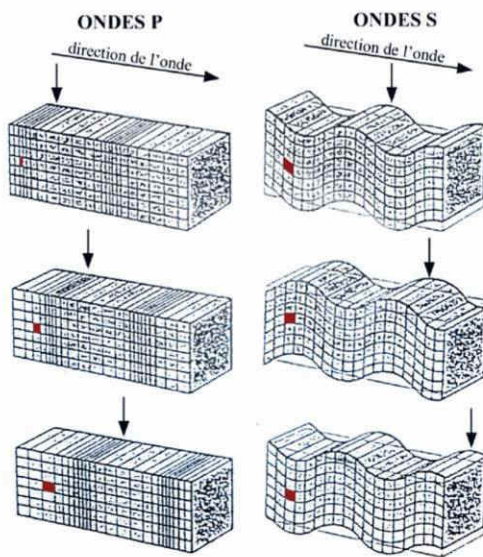
Figura 2 Foto aerea con ubicazione stesa.

3. MODALITA' ESECUTIVA

3.1. SISMICA A RIFRAZIONE

3.1.1. Principi di base

Le indagini sismiche si basano sulla misura della velocità di propagazione delle onde elastiche in rocce e terreni. Le onde elastiche vengono create artificialmente e la loro propagazione viene rilevata in punti diversi in superficie tramite trasduttori veloci metrici (geofoni) che generano un segnale elettrico misurabile corrispondente alla sollecitazione elastica del terreno nel punto di misura.



La sismica a rifrazione misura sia la velocità delle onde longitudinali o di compressione dette onde P, sia la velocità delle onde S trasversali.

Le onde longitudinali (che sono le più veloci), la cui vibrazione avviene nella stessa direzione della propagazione dell'onda, sono spesso più facilmente individuabili e sono quindi state tradizionalmente le più utilizzate per le prospezioni.

Le onde trasversali sono generate da forze di taglio e provocano nelle rocce variazioni di forma, ma non di volume; sono dette trasversali perché provocano oscillazioni delle particelle delle rocce dal basso verso l'alto e viceversa, perpendicolarmente alla direzione di propagazione.

Figura 3 Schema di propagazione onde sismiche

Le prospezioni sismiche sono fondate sul fatto che i diversi tipi di onde si propagano con velocità differente all'interno del corpo in oggetto di indagine e che le velocità di propagazione sono correlabili con i moduli elastici del mezzo. Lo studio della propagazione delle onde consente quindi di ottenere informazioni sulle caratteristiche meccaniche e sulle loro variazioni nello spazio all'interno del corpo.

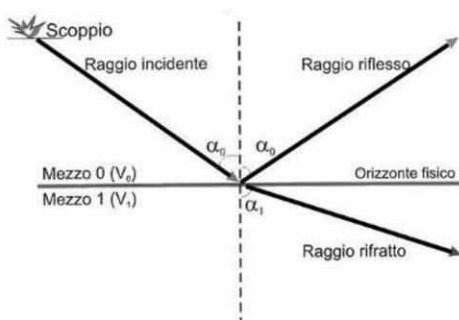


Figura 4 Schema legge di Snell

La sismica a rifrazione rappresenta, nell'ambito delle prospezioni geofisiche, la metodologia più speditiva ed affidabile. La metodologia sfrutta la legge di Snell, per cui le onde rifrangendosi sulle superfici di confine dei mezzi fisici, caratterizzati da una differenza di velocità tra sismostrato superiore (V_0) e sismostrato ad esso sottostante (V_1), producono dei raggi rifratti, oltre che riflessi, che viaggeranno parallelamente alla superficie di discontinuità (con la stessa velocità dello strato più veloce) rifrangendo continuamente energia elastica verso l'alto.

Una delle condizioni principali per l'applicazione del metodo della sismica a rifrazione è che la velocità delle onde aumenti con la profondità ($V_0 < V_1 < V_2$). La figura mostra l'incidenza di un raggio sismico su una superficie di transizione elastica (orizzonte fisico) e la produzione di riflessione e rifrazione al cambiamento di velocità tra i due mezzi coinvolti.

Operativamente, ciò che viene eseguito in campagna è una disposizione in linea di geofoni posizionati seguendo una ripetitività geometrica (equidistanti) lungo l'allineamento che si desidera ispezionare. I punti di produzione dell'energia elastica saranno piazzati in funzione della risoluzione e delle profondità ricercate.

Come accennato lo scopo della sismica a rifrazione è di ricostruire un profilo sismo stratigrafico lungo l'allineamento geofonico di investigazione. Secondo i tempi di primo arrivo delle onde longitudinali P e le distanze relative alla configurazione geometrica adottata sarà possibile dimensionare gli spessori dei sismo strati attraversati dalla radiazione elastica.

3.1.2. Strumentazione utilizzata

Per la realizzazione di una stesa sismica a rifrazione è necessaria la seguente strumentazione:

1. Sismografo acquirente;
2. Geofoni;
3. Sorgente;
4. Cavi sismici
5. Trigger e cavo del trigger.

Le indagini sono state eseguite mediante sistema di acquisizione a 24 canali, costituito da sismografo digitale AMBROGEO modello ECHO 24/2002, collegato ad una catena di 24 geofoni con una frequenza di 4.5Hz, verticali per lo studio delle onde P, orizzontali per le S. Per l'energizzazione è stata utilizzata una mazza battente di 10 kg

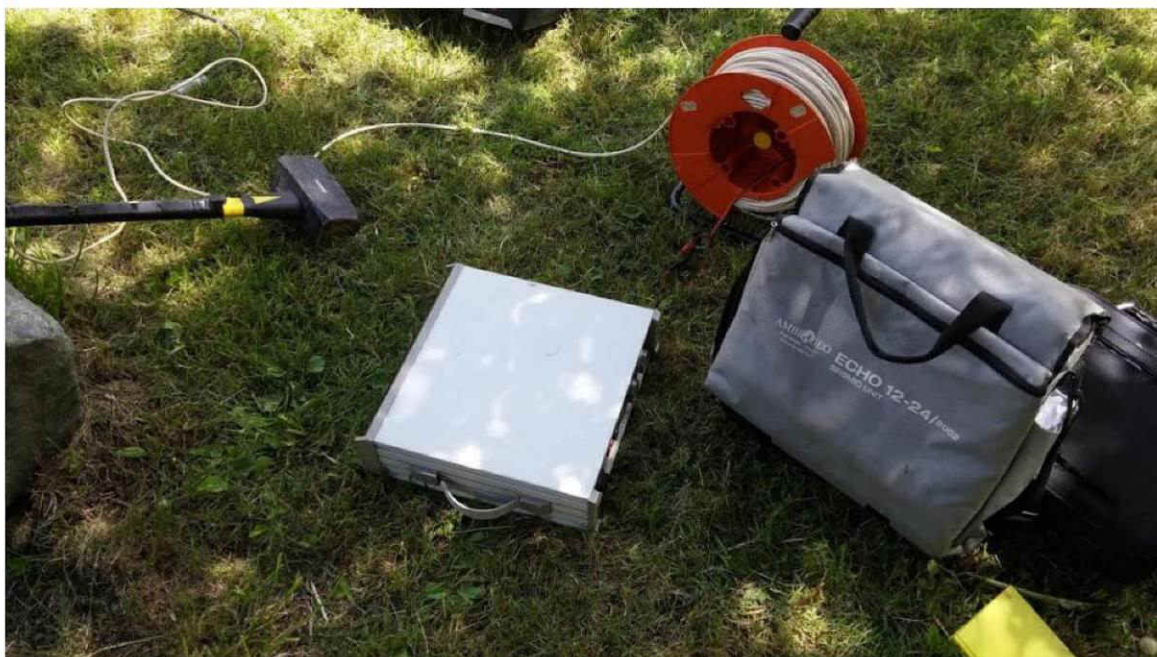


Figura 5 Strumentazione utilizzata

3.1.3. Geometria stese

La geometria utilizzata è caratterizzata da n°24 geofoni e n°5 scoppi, ubicati simmetricamente rispetto al centro, come evidenziato nella tabella sottostante non sono state apportate modifiche topografiche:

Geofono/scoppio	Ubicazione (m)	Quota (m s.l.m.)	Geofono/scoppio	Ubicazione (m)	Quota (m s.l.m.)
Posizione scoppio 1	0.00	0.00	Posizione scoppio 3	12.00	0.00
Geofono 1	0.50	0.00	Geofono 13	12.50	0.00
Geofono 2	1.50	0.00	Geofono 14	13.50	0.00
Geofono 3	2.50	0.00	Geofono 15	14.50	0.00
Geofono 4	3.50	0.00	Geofono 16	15.50	0.00
Geofono 5	4.50	0.00	Geofono 17	16.50	0.00
Geofono 6	5.50	0.00	Geofono 18	17.50	0.00
Posizione scoppio 2	6.00	0.00	Posizione scoppio 4	18.00	0.00
Geofono 7	6.50	0.00	Geofono 19	18.50	0.00
Geofono 8	7.50	0.00	Geofono 20	19.50	0.00
Geofono 9	8.50	0.00	Geofono 21	20.50	0.00
Geofono 10	9.50	0.00	Geofono 22	21.50	0.00
Geofono 11	10.50	0.00	Geofono 23	22.50	0.00
Geofono 12	11.50	0.00	Geofono 24	23.50	0.00
Posizione scoppio 3	12.00	0.00	Posizione scoppio 5	24.00	0.00

3.1.4. Metodologia elaborazione metodo tomografico

La procedura esecutiva dello stendimento sismico a rifrazione ha seguito una prassi standardizzata per permettere l'elaborazione dei dati con il metodo tomografico, tale procedura consiste nell'ubicare i punti di energizzazione simmetricamente rispetto al centro dello stendimento, in modo da avere una copertura dei raggi sismici sia in andata che in ritorno. In particolare nella realizzazione dell'indagine sono stati realizzati n°9 scoppi per ogni stesa sismica.

Ad energizzazione avvenuta i tempi di arrivo delle onde generate vengono registrati e visualizzati nel contempo, tramite il software specifico di acquisizione e gestione dei sismogrammi; tale metodologia permette un'analisi immediata della validità delle tracce sismiche ricavate ed una valutazione dell'eventuale "disturbo" del segnale primario, così da offrire, a discrezione dell'operatore, la possibilità di ripetere e/o integrare l'energizzazione per ottenere un segnale più chiaramente interpretabile. Il sistema infatti consente la sommatoria del segnale in seguito a più energizzazioni dallo stesso punto.

Successivamente alla fase di acquisizione è stato effettuato il picking dei tempi di primo arrivo delle onde sismiche utilizzando il programma WINSISM 2013, i tempi ottenuti sono stati elaborati ed interpretati tramite il metodo delle tomografia sismica, utilizzando la metodologia di calcolo - G. S. A. O. (Generalized Simulated Annealing Optimization) con il programma SeisOpt 2v.

Il G.S.A.O. è un modello di calcolo che consente l'ottimizzazione non lineare dell'inversione dei tempi di primo arrivo delle fasi dirette e rifratte delle onde sismiche registrate durante una prospezione sismica superficiale a rifrazione.

Il vantaggio di tale tecnica è nell'assoluta indipendenza dal modello iniziale di velocità.

Le fasi di calcolo che vengono eseguite nel processo d'elaborazione dei dati, possono essere così sintetizzate:

Calcolo dei travel-time attraverso un modello iniziale di velocità e determinazione dell'errore minimo quadrato ($E_0 = \text{least-square error}$), tra il travel - time calcolato e quello osservato. Per ogni iterazione i è possibile definire il "least - square error" secondo la formula:

$$E_i = \frac{1}{N} \left[\sum_{j=1}^N (t_j^{obs} - t_j^{cal})^2 \right] \quad (1)$$

dove N è il numero di campioni, j denota ogni osservazione, e t^{obs} e t^{cal} sono rispettivamente il tempo osservato e calcolato.

Perturbazione del modello di velocità mediante l'inserimento di una costante di velocità casuale, mantenendo la non linearità del sistema, e calcolo del nuovo "least - square error" E_1 .

Determinazione della probabilità P di ammettere il nuovo modello (cioè che il modello sia accettabile):

$$P = 1; \quad E_1 \leq E_0 \quad (2)$$

$$P = P_c = \exp \left[\frac{(E_{min} - E_1)^q \Delta E}{T} \right]; \quad E_1 > E_0 \quad (3)$$

dove P_c è la probabilità di accettare la condizione, $\Delta E = E_0 - E_1$, q è una costante d'integrazione (che si determina empiricamente), ed E_{min} è il valore oggettivo della funzione dei minimi totali. Teoricamente si ha $E_{min} = 0$. L'equazione (2), media tutti i valori accettati dal nuovo modello, laddove l'errore minimo quadrato (least - square error) è minore nell'iterazione prevista. Ciò consente, durante l'inversione dei dati, di sfuggire dall'intorno dei minimi, andando alla ricerca del minimo globale.

Ripetizione delle inversioni fino al raggiungimento della convergenza richiesta tra la differenza dell'errore minimo quadrato ed il successivo modello e la probabilità di accettare nuovi modelli di velocità a minimo errore.

Nella elaborazione sono state effettuate correzioni topografiche.

3.1.5. Velocità delle onde elastiche nei terreni e nelle rocce

Poiché la velocità di propagazione delle onde sismiche dipende dalle caratteristiche meccaniche dei mezzi, è possibile associare dei range di valori di velocità ai diversi litotipi e ai fluidi che essi possono contenere. Al fine di meglio valutare i risultati ottenuti si riportano i range delle velocità delle onde P dei principali materiali desunti dalla bibliografia scientifica.

Rifiuti di discarica	200-800 m/s
Calcestruzzo	3000-3500 m/s
Basalti	5000-7000 m/s
Marmi	3800-7000 m/s
Gneiss	3500-7500 m/s
Graniti	4000-6000 m/s
Arenarie	2000-4500 m/s
Calcari	1800-6000 m/s

Lave	2500-4000 m/s
Terreni sedimentari profondi	3000-3500 m/s
Terreni alluvionali sciolti (superficiali)	400-2000 m/s
Argilla	1000-2900 m/s
Sabbia umida	1200-1800 m/s
Sabbia asciutta	300-1000 m/s
Terreno superficiale areato	100-500 m/s
Petrolio	1300-1400 m/s
Neve	350-3000 m/s
Acqua	1450-1500 m/s
Aria	330 m/s

Nei dati riportati è importante notare che i valori di velocità per ogni materiale possono variare in intervalli abbastanza ampi, al variare delle condizioni del materiale stesso (fatturazione, compattazione, presenza di fluidi, saturazione, stato tensionale, ecc...) e che i valori di velocità non identificano univocamente un particolare litotipo, ma che materiali diversi possono presentare analoghi valori di velocità di propagazione delle onde sismiche.

3.1.6. Elaborati indagine sismica a rifrazione

Per la stesa realizzata vengono forniti i seguenti elaborati:

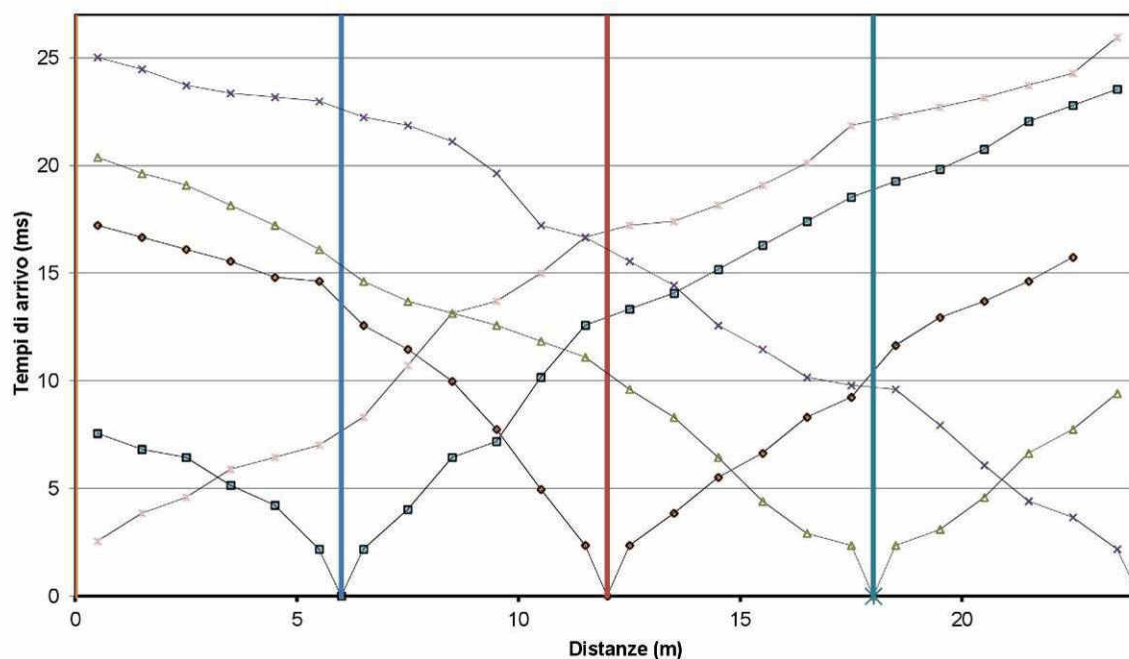
1. Tabella con tempi di primo arrivo;
2. Grafico delle dromocrone;
3. Profilo con distribuzione raggi sismici;
4. Profilo tomografico velocità sismiche;
5. Profilo interpretativo.

Gli ultimi tre si ritrovano anche nella tavola in A3 al fondo della presente.

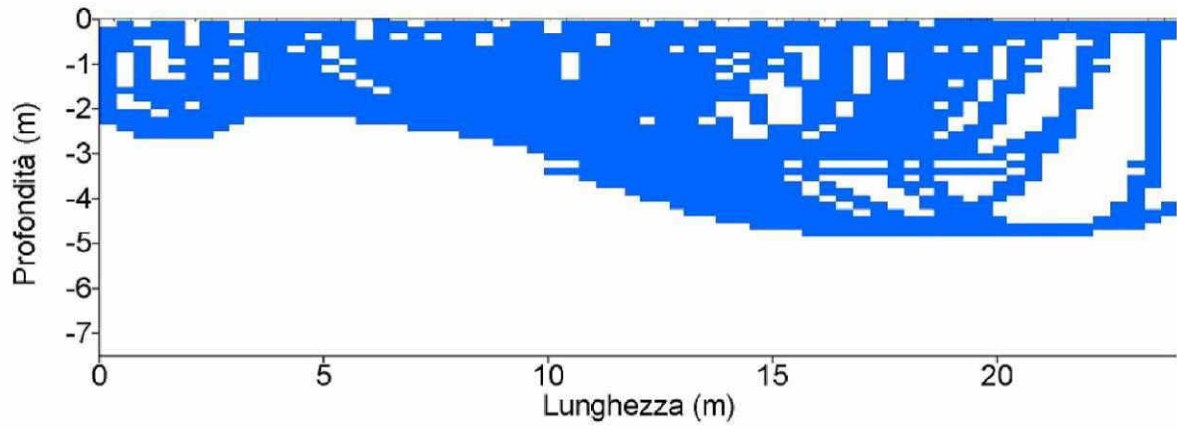
3.1.6.1 Tempi di primo arrivo tomografia onde P

	Shot 1	Shot 2	Shot 3	Shot 4	Shot 5
Geo. 1	2.55	7.56	17.23	20.39	25.03
Geo. 2	3.85	6.82	16.67	19.64	24.48
Geo. 3	4.59	6.45	16.11	19.09	23.73
Geo. 4	5.89	5.15	15.56	18.16	23.36
Geo. 5	6.45	4.22	14.81	17.23	23.18
Geo. 6	7.01	2.18	14.63	16.11	22.99
Geo. 7	8.31	2.18	12.58	14.63	22.25
Geo. 8	10.72	4.03	11.47	13.7	21.87
Geo. 9	13.14	6.45	9.98	13.14	21.13
Geo. 10	13.7	7.19	7.75	12.58	19.64
Geo. 11	15	10.17	4.96	11.84	17.23
Geo. 12	16.67	12.58	2.36	11.1	16.67
Geo. 13	17.23	13.33	2.36	9.61	15.56
Geo. 14	17.41	14.07	3.85	8.31	14.44
Geo. 15	18.16	15.18	5.52	6.45	12.58
Geo. 16	19.09	16.3	6.64	4.41	11.47
Geo. 17	20.12	17.41	8.31	2.92	10.17
Geo. 18	21.86	18.53	9.24	2.36	9.79
Geo. 19	22.29	19.27	11.65	2.36	9.61
Geo. 20	22.72	19.83	12.95	3.1	7.94
Geo. 21	23.16	20.76	13.7	4.59	6.08
Geo. 22	23.73	22.06	14.63	6.64	4.41
Geo. 23	24.29	22.8	15.74	7.75	3.66
Geo. 24	25.96	23.55	17.23	9.42	2.18

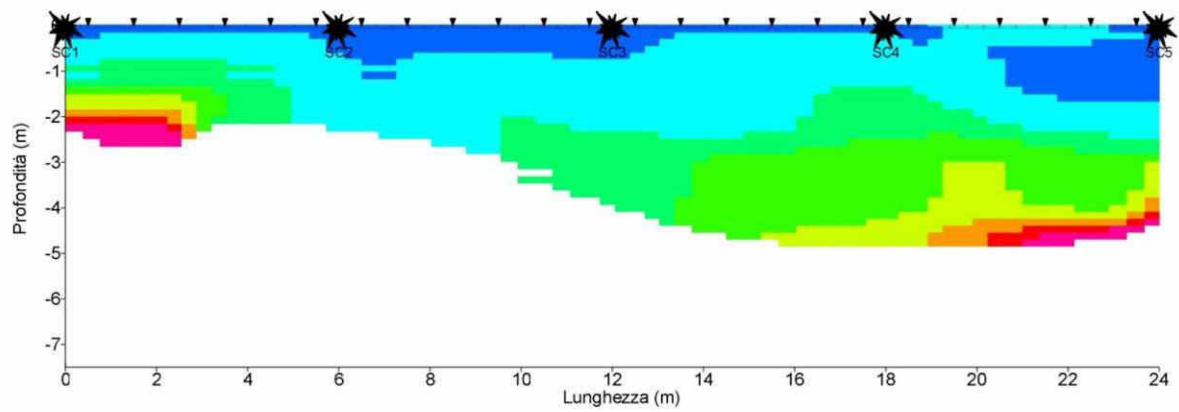
3.1.6.2 Grafico delle dromocrone tomografia onde P



3.1.6.3 Profilo con distribuzione raggi sismici onde P



3.1.6.4 Profilo tomografico velocità sismiche onde P



LEGENDA SISMICA

▼ Ubicazione geofoni

★ SG1 Ubicazione scoppi

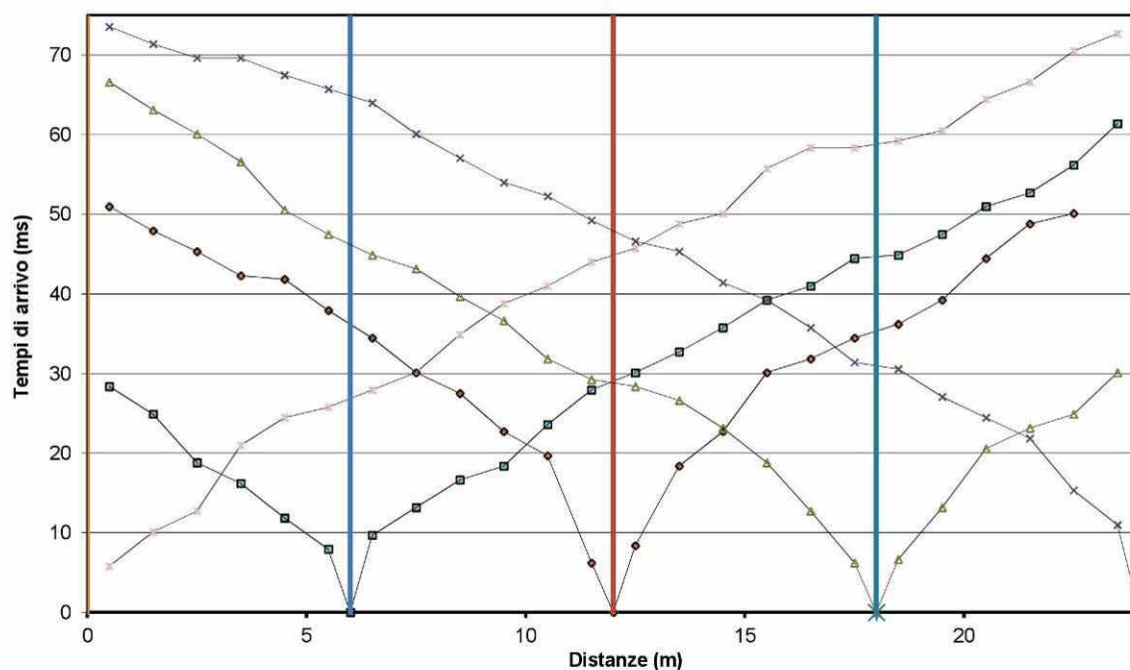
Velocità onde sismiche (m/s)



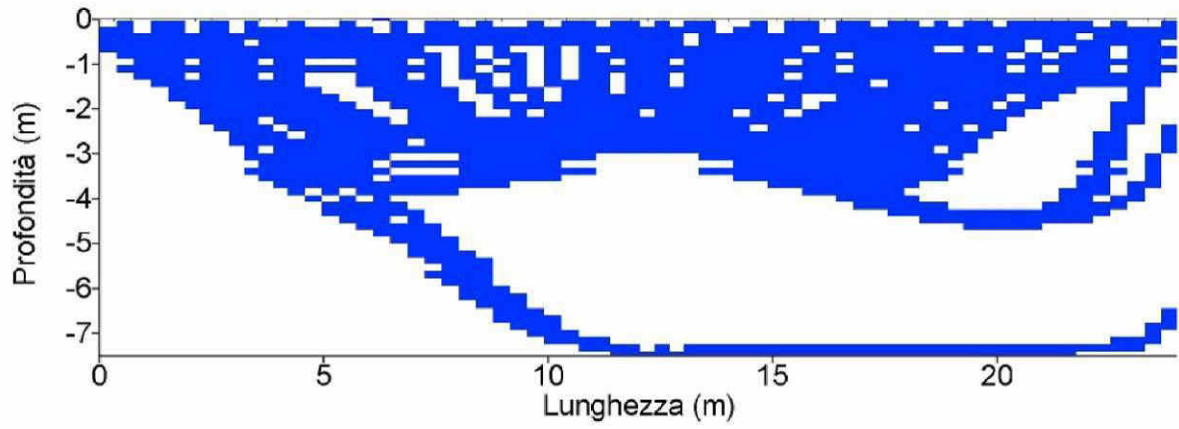
3.1.6.5 Tempi di primo arrivo tomografia onde S

	Shot 1	Shot 2	Shot 3	Shot 4	Shot 5
Geo. 1	5.78	28.37	50.97	66.61	73.56
Geo. 2	10.11	24.90	47.92	63.13	71.39
Geo. 3	12.72	18.81	45.32	60.09	69.65
Geo. 4	20.98	16.21	42.28	56.61	69.65
Geo. 5	24.45	11.86	41.84	50.53	67.48
Geo. 6	25.77	7.95	37.93	47.49	65.74
Geo. 7	27.94	9.69	34.46	44.88	64.00
Geo. 8	30.11	13.17	30.11	43.15	60.09
Geo. 9	34.88	16.64	27.50	39.67	57.05
Geo. 10	38.79	18.38	22.72	36.63	54.01
Geo. 11	40.97	23.59	19.68	31.85	52.27
Geo. 12	44.00	27.94	6.21	29.24	49.23
Geo. 13	45.75	30.11	8.39	28.37	46.62
Geo. 14	48.79	32.72	18.38	26.63	45.32
Geo. 15	50.09	35.76	22.72	23.16	41.41
Geo. 16	55.75	39.23	30.11	18.81	39.23
Geo. 17	58.35	40.97	31.85	12.73	35.76
Geo. 18	58.35	44.45	34.46	6.21	31.41
Geo. 19	59.22	44.88	36.19	6.65	30.55
Geo. 20	60.52	47.49	39.23	13.17	27.07
Geo. 21	64.44	50.97	44.45	20.55	24.46
Geo. 22	66.61	52.70	48.79	23.16	21.86
Geo. 23	70.52	56.18	50.10	24.90	15.34
Geo. 24	72.69	61.39	53.57	30.11	10.99

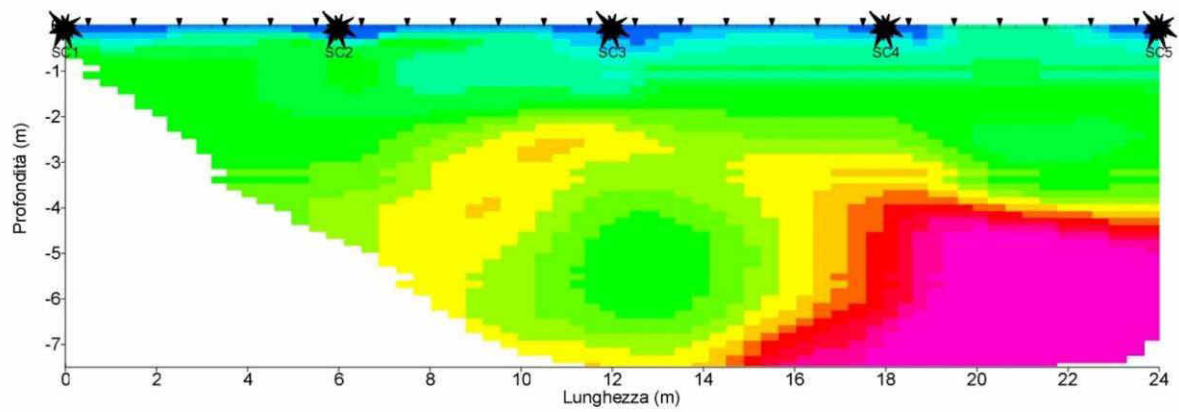
3.1.6.6 Grafico delle dromocrone tomografia onde S



3.1.6.7 Profilo con distribuzione raggi sismici onde S



3.1.6.8 Profilo tomografico velocità sismiche onde S

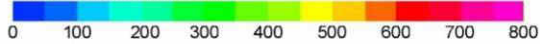


LEGENDA SISMICA

▼ Ubicazione geofoni

★ SC1 Ubicazione scoppi

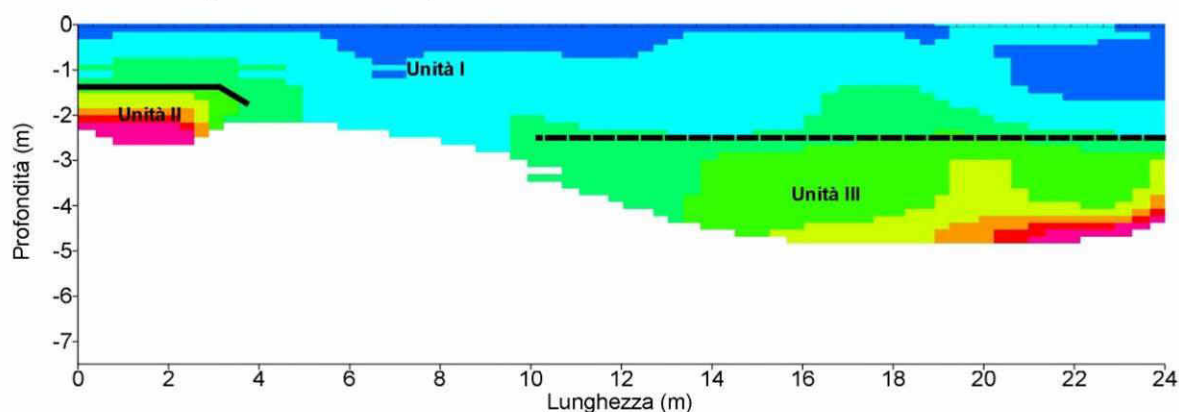
Velocità onde sismiche (m/s)



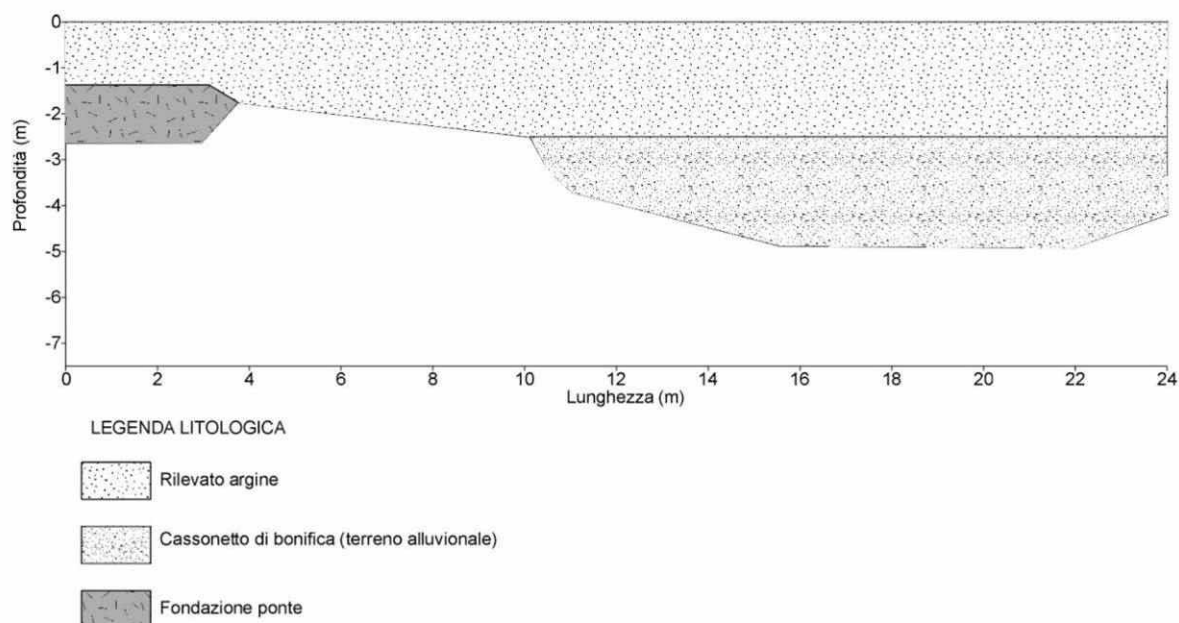
3.1.7. Interpretazioni tomografie sismiche

Utilizzando le tomografie di sismica a rifrazione è possibile ricostruire il sottosuolo indagato.

Nel profilo delle onde P sono state individuate 3 unità sismostratigrafiche, la prima con velocità inferiori ai 1000 m/s, caratterizzante i terreni superficiali; la seconda con valori elevati compresi tra 2000 e 4000 m/s, ubicata all'inizio della stesa a partire da 1.50 m; la terza individuata a partire da una profondità di 2.50 m dal piano argine, con velocità superiori a 1500 m/s.



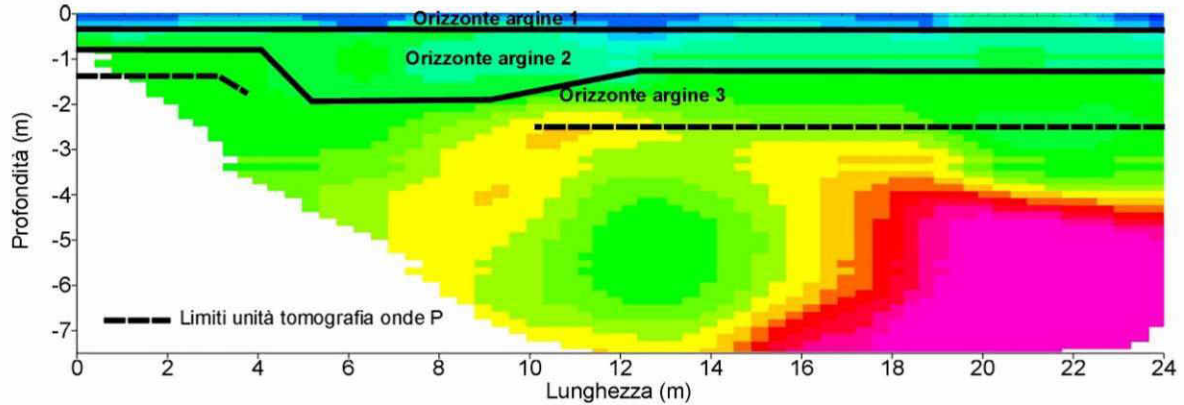
L'unità I corrisponde a materiali costituenti l'argine; la II è interpretabile come la risposta delle fondazioni del ponte sulla Dora; l'unità III corrisponde ai materiali sottostanti l'argine.



La tomografia in onde S ha permesso di caratterizzare i materiali costituenti l'argine. I primi 2.50 m sono infatti suddivisibili in tre orizzonti, caratterizzati da differenti velocità di propagazione delle onde S.

- Orizzonte 1 100 m/s;

- Orizzonte 2 150 m/s;
- Orizzonte 3 250 m/s.

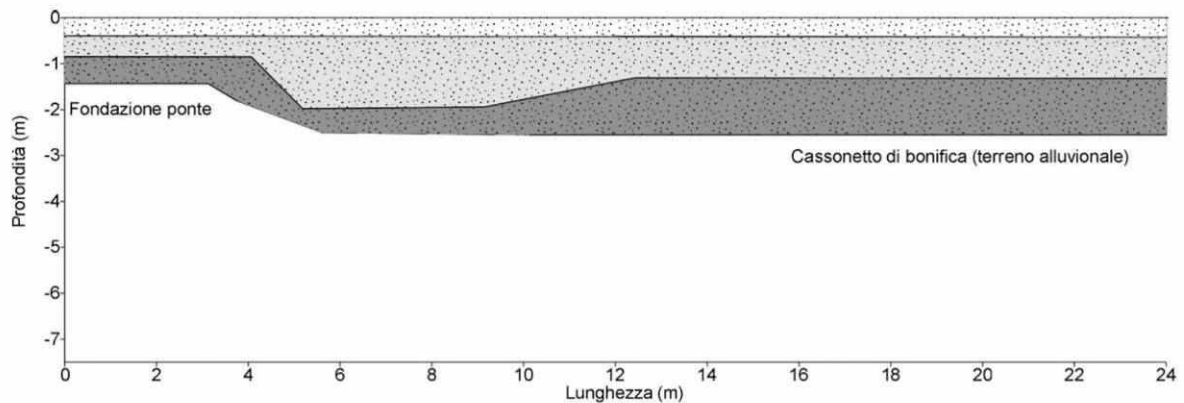


Esistono differenti formule di correlazione tra le velocità delle onde di taglio e i valori di N_{SPT} , generalmente utilizzate per calcolare i valori di V_s , nella seguente tabella sono riportate le più comuni:

Unità	Profondità (m)	V_s (m/s)	Valori di N_{SPT}							
			1	2	3	4	5	6	Media	
1	0.00-0.50	100	1	2	4	1	7	2	1	2
2	0.50-1.50	150	4	4	9	4	11	6	5	6
3	1.50-2.05	250	20	36	23	28	20	24	24	25

Dove: 1 Roccaforte e Cucinotta 2015; 2 Iysan 1996; 3 Hasancebi e Ulusay 2007; 4 Jafari et al. 1997; 5 Ohta e Goto 1978; 6 Imai e Tonouchi 1982.

Con i valori N_{spt} ottenuti è possibile ricostruire il grado di addensamento dei terreni dell'argine.



LEGENDA LITOLOGICA

- Materiali argine sciolti $N_{...} 2$
- Materiali argine poco addensati $N_{...} 6$
- Materiali argine moderatamente addensati $N_{...} 25$

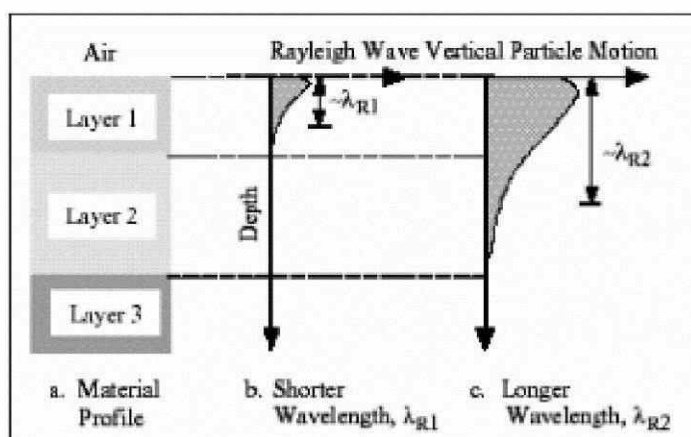
In conclusione sono da sottolineare gli elevati valori di velocità sia delle onde P che delle S per i materiali sottostanti l'argine, non caratteristici di depositi alluvionali, indicanti la presumibile presenza di opere antropiche (solette in calcestruzzo, fondamenta del muro di contenimento...).

3.2. PROVA MASW

3.2.1. Note metodologiche

La prova MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) è una tecnica di indagini non invasiva utile al calcolo del parametro Vs30 basata sulla misura delle onde superficiali fatta in corrispondenza di diversi sensori (geofoni) posti sulla superficie del suolo.

Il contributo predominante alle onde superficiali è dato dalle onde di Rayleigh, che viaggiano con una velocità correlata alla rigidità della porzione di terreno interessata dalla propagazione delle onde. In un mezzo stratificato le onde di Rayleigh sono dispersive, cioè onde con diverse lunghezze d'onda si propagano con diverse velocità di fase e velocità di gruppo (Achenbach, J.D., 1999, Aki, K. and Richards, P.G., 1980) o detto in maniera equivalente la velocità di fase (o di gruppo) apparente delle onde di Rayleigh dipende dalla frequenza di propagazione. La natura dispersiva delle onde superficiali è correlabile al fatto che onde ad alta frequenza con lunghezza d'onda corta si propagano negli strati più superficiali e quindi danno informazioni sulla parte più superficiale del suolo, invece onde a bassa frequenza si propagano negli strati più profondi e quindi interessano gli strati più profondi del suolo



Il metodo MASW consiste in tre fasi (Roma, 2002):

1. la prima fase prevede il calcolo della velocità di fase (o curva di dispersione) apparente sperimentale;
2. la seconda fase consiste nel calcolare la velocità di fase apparente numerica;
3. la terza ed ultima fase consiste nell'individuazione del profilo di velocità delle onde di taglio verticali Vs, modificando opportunamente lo spessore h, le velocità delle onde di taglio Vs e di compressione Vp (o in maniera alternativa alle velocità Vp è possibile assegnare il coefficiente di Poisson u), la densità di massa ρ degli strati che costituiscono il modello del suolo, fino a raggiungere una sovrapposizione ottimale tra la velocità di fase (o curva di dispersione) sperimentale e la velocità di fase (o curva di dispersione) numerica corrispondente al modello di suolo assegnato.

3.2.2. Strumentazione utilizzata

Per la realizzazione di una stesa sismica MASW è stata utilizzata la stessa strumentazione della sismica a rifrazione.

In fase di elaborazione è stato utilizzato il Programma MASW2007.

3.2.3. Geometria stesa

Nello stendimento di sismica MASW sono state utilizzate le posizioni degli scoppi 1 e 5 della sismica a rifrazione. Per ogni postazione sono stati effettuati e registrati 3 scoppi.

3.2.4. Risultato indagine

Nella Tavola A3 relativa alla prova MASW sono riportati i seguenti elaborati

- Tracce acquisizione;
- Curva di dispersione sperimentale;
- Curva di dispersione non elaborata;
- Curva di dispersione elaborata;
- Spettro;
- Calcolo VS30.

4. CATEGORIA DEL SOTTOSUOLO

Dai risultati ottenuti il sottosuolo indagato risulta verosimilmente attribuibile alla categoria **B** così definita nella normativa sismica vigente:

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, 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 con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $NSPT_{,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < NSPT_{,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).</i>
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $NSPT_{,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).</i>
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).</i>



GEOLAB Srl
C.so Galileo Ferraris 160
10134 TORINO

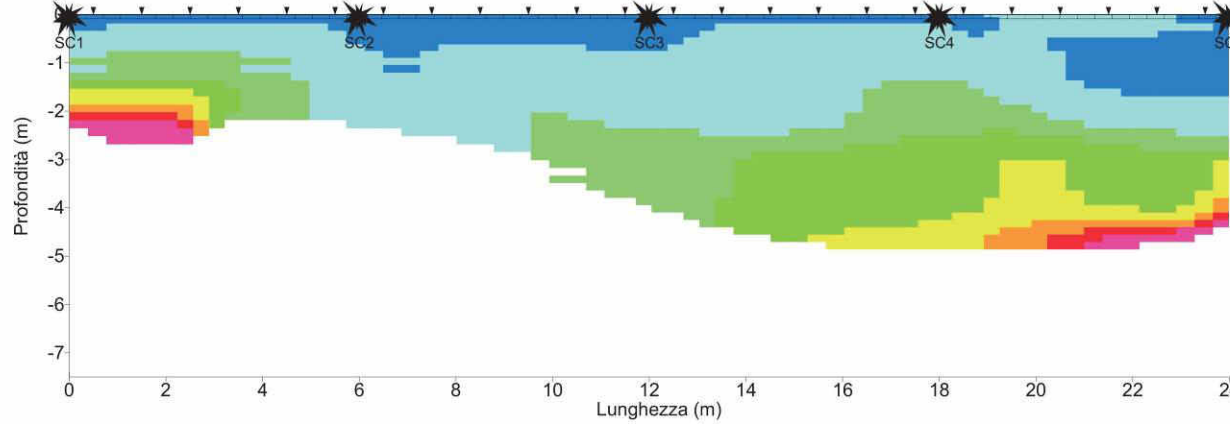
ELABORAZIONE SISMICA A RIFRAZIONE ONDE P

COMMITTENTE: STUDIO TECNICO ANSELMO ASSOCIATI
CANTIERE: Ciclopista Parco Dora - Pellerina Collegno
LOCALITA': Via Calabria TORINO
DATA: 02/10/2017

Lunghezza stesa: 24 m
Distanza intergeofonica: 1 m
N° geofoni: 24 a 4.5 Hz verticali
Energizzazione: Mazza 10 Kg

STESA
1

Tomografia sismica onde p



LEGENDA SISMICA

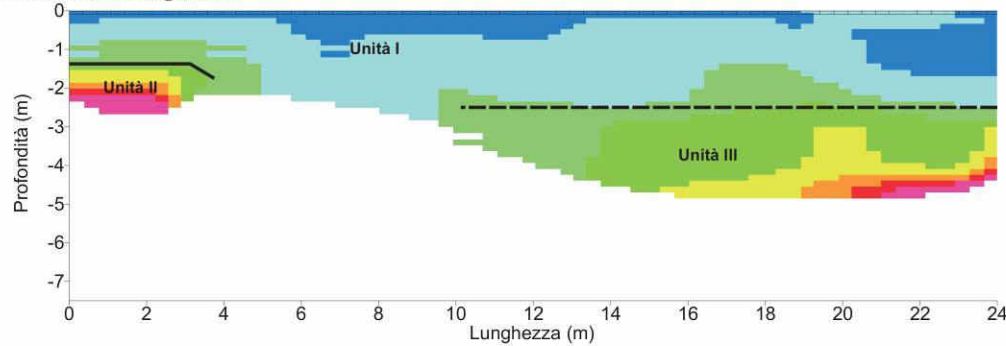
▼ Ubicazione geofoni

★ Ubicazione scoppi

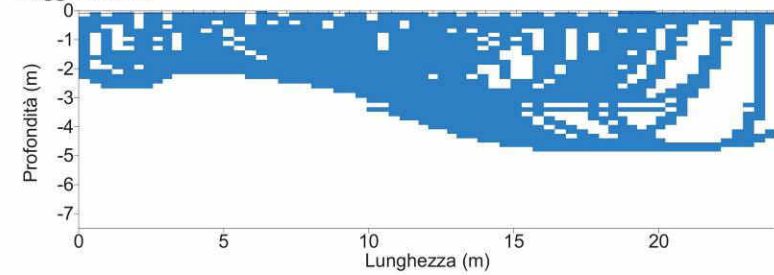
Velocità onde sismiche (m/s)



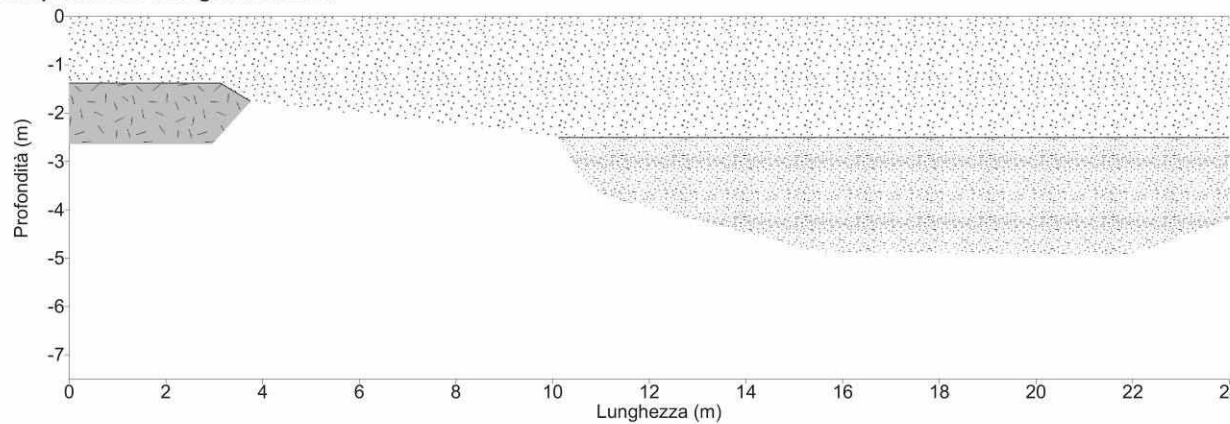
Unità sismostratigrafiche



Raggi sismici



Interpretazione tomografia sismica



LEGENDA LITOLOGICA

Rilevato argine

Cassonetto di bonifica (terreno alluvionale)

Fondazione ponte



GEOLAB Srl
C.so Galileo Ferraris 160
10134 TORINO

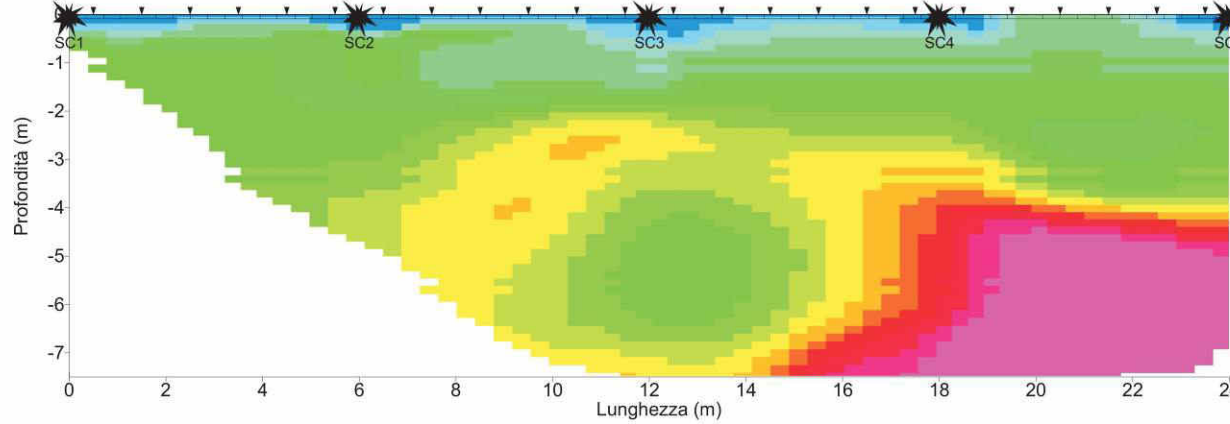
ELABORAZIONE SISMICA A RIFRAZIONE ONDE S

COMMITTENTE: STUDIO TECNICO ANSELMO ASSOCIATI
CANTIERE: Ciclopista Parco Dora - Pellerina Collegno
LOCALITA': Via Calabria TORINO
DATA: 02/10/2017

Lunghezza stesa: 24 m
Distanza intergeofonica: 1 m
N° geofoni: 24 a 10 Hz orizzontali
Energizzazione: Mazza 10 Kg

STESA
1

Tomografia sismica onde s



LEGENDA SISMICA

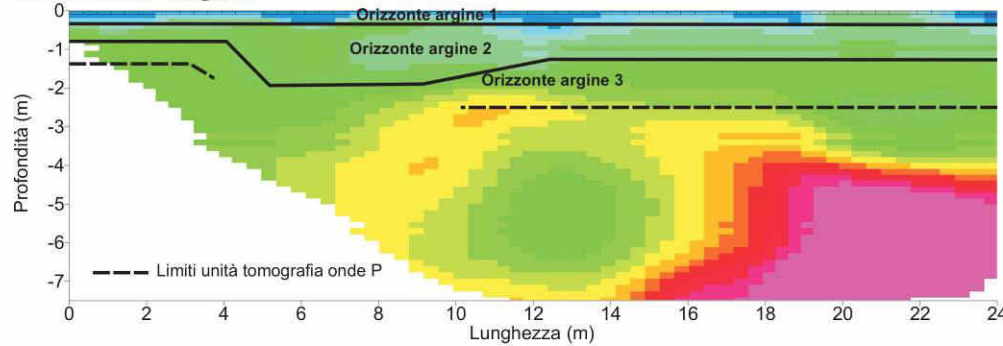
▼ Ubicazione geofoni

★ Ubicazione scoppi

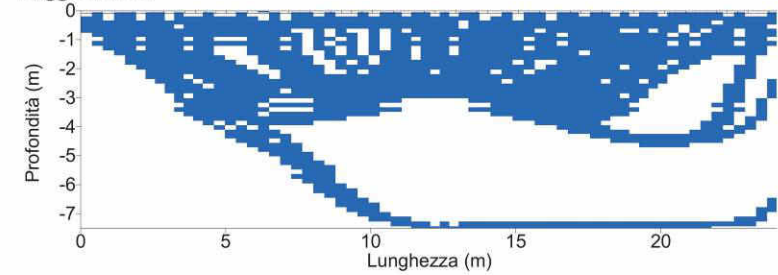
Velocità onde sismiche (m/s)



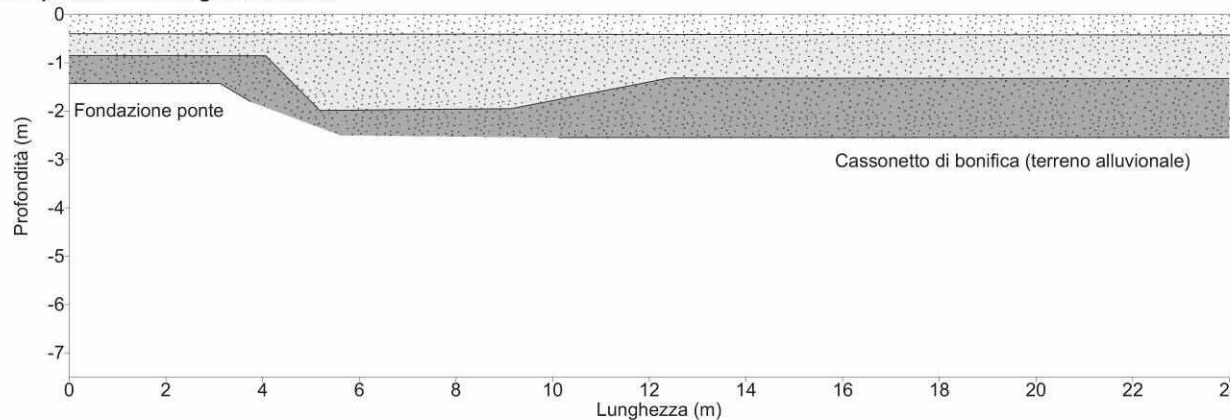
Orizzonti sismostratigrafici



Raggi sismici



Interpretazione tomografia sismica



LEGENDA LITOLOGICA

Materials argine sciolti N_{SPT} 2

Materials argine poco addensati N_{SPT} 6

Materials argine moderatamente addensati N_{SPT} 25



GEOLAB Srl
C.so Galileo Ferraris 160
10134 TORINO

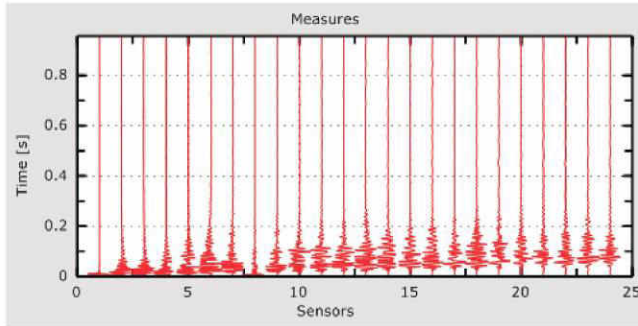
ELABORAZIONE PROVA MASW

COMMITTENTE: STUDIO TECNICO ANSELMO ASSOCIATI
CANTIERE: Ciclopista Parco Dora - Pellerina Collegno
LOCALITA': Via Calabria TORINO
DATA: 02/10/2017

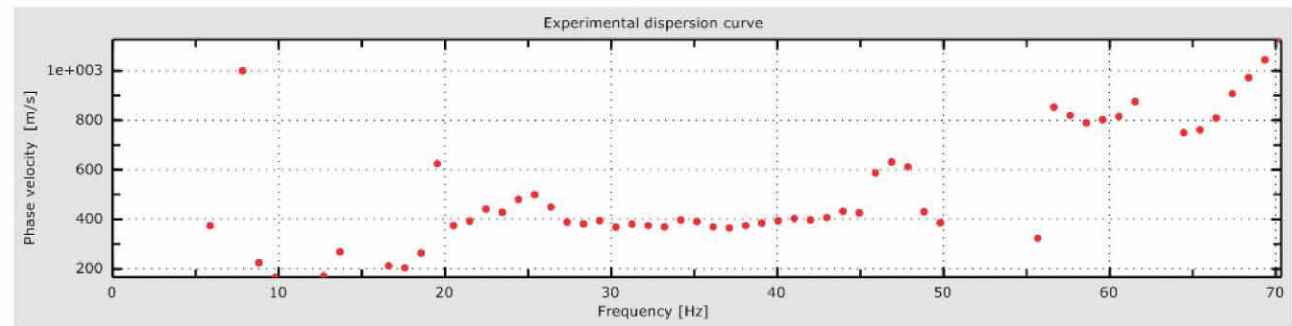
Lunghezza stesa: 24 m
Distanza intergeofonica: 1 m
N° geofoni: 24 a 4.5 Hz verticali
Energizzazione: Mazza 10 Kg

STESA
1

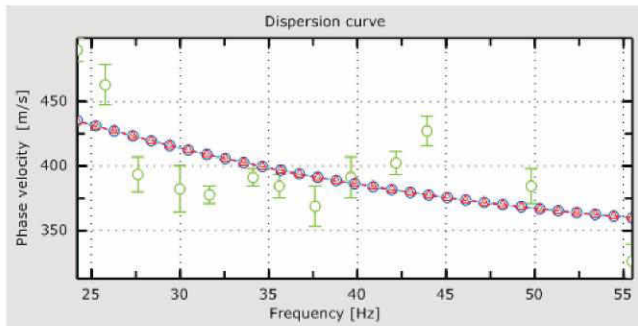
Tracce acquisizioni



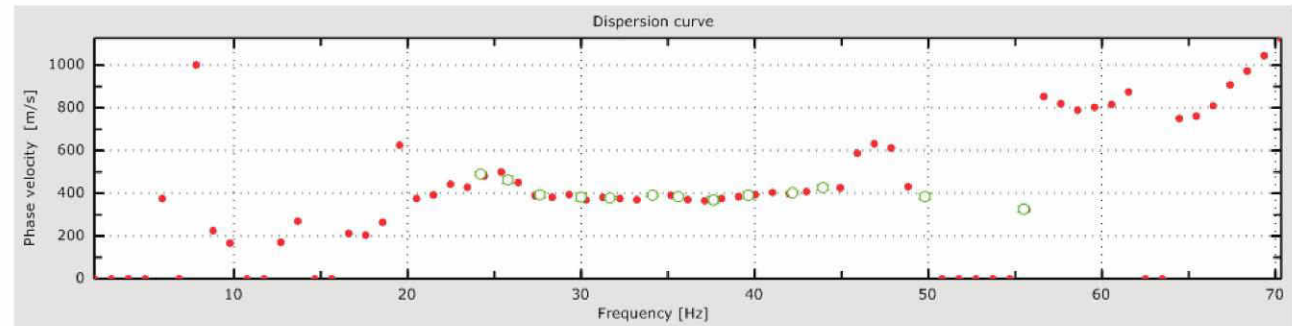
Curva di dispersione sperimentale



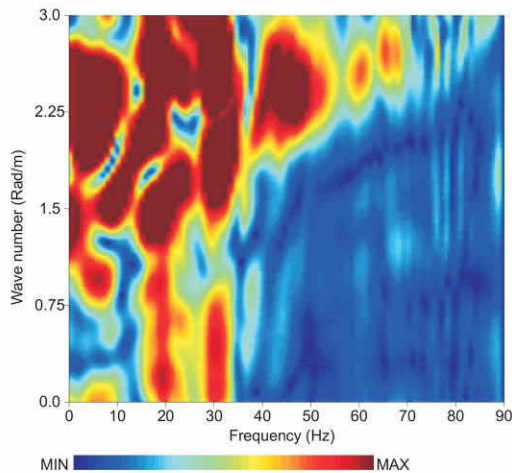
Curve di dispersione elaborate



Curva di dispersione

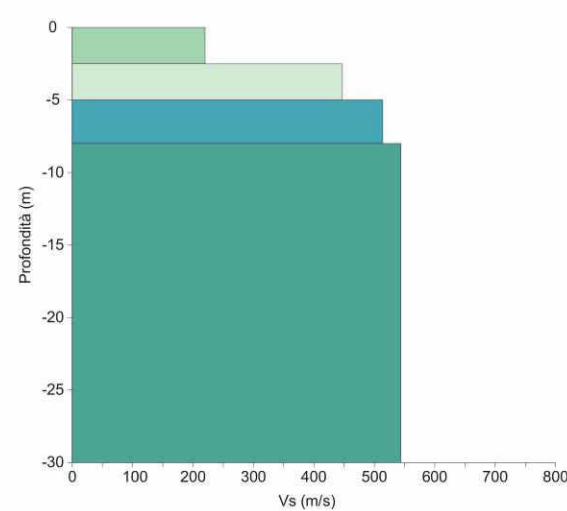


Spettro f/k



CLASSIFICAZIONE SISMICA

Strato	Profondità (m)		Vs (m/s)
	da	a	
1	0.0	-2.5	220
2	-2.5	-5.0	447
3	-5.0	-8.0	514
4	-8.0	-30.0	544



Vs30 = 483 m/s
Classe di suolo B

Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs,30 compresi tra 360 m/s e 800 m/s.

8. DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA

