

Committente:



Oggetto:

OPERE IDRAULICHE DI 3° CATEGORIA
Fiume Dora Riparia

PROGETTO ESECUTIVO

TO-E-1282

Completamento opere arginali del Fiume Dora Riparia a
protezione dell'area industriale di Rosta (TO)



RELAZIONE GEOTECNICA

SCALA:

DATA:

Giugno 2017

Identificazione elaborato	Ambito		Tipologia		Commessa	n° elaborato	14
PRES1013-14	P	R	E	S	1013		

Dati Progettisti:

Studio ANSELMO Associati

Via Vittorio Emanuele n. 14

10023 CHIERI (TO)

tel./fax 011 9415835

e-mail: info@anselmoassociati.it

Dott. Ing. Virgilio Anselmo

Dott. For. Fulvio Anselmo

Collaboratori:

Dott. For. Davide Spada

Dott. Ing. Donato Vittore

Rev.	Redatto	Controllato	Approvato	Data	Timbri e Firme
1	Ing. V. Anselmo	Ing. V. Anselmo	Ing. V. Anselmo	06-2017	
0	Ing. V. Anselmo	Ing. V. Anselmo	Ing. V. Anselmo	03-2017	

Il Responsabile del procedimento:

FIRMA

File : PRES1013_14_R00.doc

Sommario

1	PREMESSA.....	1
2	RIFERIMENTI NORMATIVI.....	1
3	INDAGINI GEOLOGICHE DI RIFERIMENTO	1
4	MODELLAZIONE GEOTECNICA.....	1
5	MODELLAZIONE SISMICA	1
6	PROFILO GEOTECNICO.....	1
7	VERIFICHE DI STABILITÀ GEOTECNICA.....	4
7.1	Dati geotecnici del terreno.....	4
7.2	Azioni	5
7.2.1	Classificazione delle azioni [par. 2.5.1 - NTC 14.01.2008 e s.m.i.]	5
7.2.2	Azioni permanenti	5
7.2.3	Azioni variabili	6
7.3	Combinazioni delle azioni	8
7.4	Tratto A-B, B-C, C-D – Sezione S11.....	11
7.4.1	Carichi sul terrapieno	11
7.4.2	Verifiche di stabilità.....	12
7.4.3	Combinazioni di verifica	12
7.4.4	Calcolo degli spostamenti.....	15
7.4.5	Quadro riassuntivo coefficienti di sicurezza.....	15
7.5	Tratto D-E, F-G – Sezione S16	16
7.5.1	Carichi sul terrapieno	17
7.5.2	Verifiche di stabilità geotecniche (GEO)	17
7.5.3	Combinazioni di verifica	17
7.5.4	Calcolo degli spostamenti.....	17
7.5.5	Quadro riassuntivo coefficienti di sicurezza.....	18
7.6	Tratto E-F – Sezione S17.....	18
7.6.1	Carichi sul terrapieno	19
7.6.2	Verifiche di stabilità geotecniche (GEO)	19
7.6.3	Combinazioni di verifica	19
7.6.4	Calcolo degli spostamenti.....	19
7.6.5	Quadro riassuntivo coefficienti di sicurezza.....	20
7.7	Tratto G-I, L-P – Sezione S26	20
7.7.1	Carichi sul terrapieno	21
7.7.2	Verifiche di stabilità geotecniche (GEO)	21
7.7.3	Combinazioni di verifica	21
7.7.4	Calcolo degli spostamenti.....	21
7.7.5	Quadro riassuntivo coefficienti di sicurezza.....	22
7.8	Tratto I-L – Sezione S32	22
7.8.1	Carichi sul terrapieno	23
7.8.2	Verifiche di stabilità geotecniche (GEO)	23
7.8.3	Combinazioni di verifica	23
7.8.4	Calcolo degli spostamenti.....	23
7.8.5	Quadro riassuntivo coefficienti di sicurezza.....	24
8	VERIFICA AL SIFONAMENTO	24
8.1	Verifica ai sensi delle NTC 2008.....	25

AIPo – Ufficio di Torino
Completamento opere arginali del Fiume Dora Riparia a protezione
dell'area industriale di Rosta (TO)
RELAZIONE GEOTECNICA

8.2	Codice di calcolo	25
8.3	Modellazione.....	26
8.4	Risultati	27
8.5	Conclusioni.....	31
9	VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE	32
10	CONCLUSIONI.....	32
11	RIFERIMENTI BIBIOGRAFICI	32
APPENDICE - A – DESCRIZIONE DEI METODI DI CALCOLO		34

1 PREMESSA

La presente relazione geotecnica fa parte integrante del progetto di "Completamento opere arginali del Fiume Dora Riparia a protezione dell'area industriale di Rosta (TO)" commissionato dell'AIPo.

2 RIFERIMENTI NORMATIVI

- D.M. 14.01.2008 - *Nuove Norme Tecniche per le costruzioni*
- Circolare C.S.L.P. 02/02/2009 n.617 - Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008
- D.P.R. 207/2010 – *Regolamento del codice dei contratti pubblici*

3 INDAGINI GEOLOGICHE DI RIFERIMENTO

La presente relazione geotecnica fa strettamente riferimento alle indagini geologiche condotte nei siti limitrofi l'area di lavorazione.

Nella relazione geologica sono contenute le descrizioni dettagliate di tutte le prove eseguite, l'ubicazione, la data di esecuzione ed i relativi risultati.

Le prove geologiche condotte sono esaustive per le verifiche geotecniche delle opere, poiché sono state individuate tutte le caratteristiche geo-meccaniche dei terreni del sito ed hanno indagato un volume di terreno sufficientemente grande.

4 MODELLAZIONE GEOTECNICA

Dai risultati delle indagini geologiche eseguite si è risalito alla stratigrafia del sito.

La stratigrafia è costituita da 3 strati sovrapposti costituiti da un primo strato superficiale di sabbie medio grossolane dello spessore di 2 m, seguito da uno strato di 2 m di ghiaie sabbiose con ciottoli ed infine uno strato di limi più o meno sabbiosi-argillosi debolmente plastici.

La successione stratigrafica è visibile nel profilo stratigrafico riportato nel seguito.

Non sono state indagate profondità maggiori in quanto risultano poco significative ai fini delle opere in progetto.

5 MODELLAZIONE SISMICA

La modellazione sismica del sito è riportata dal paragrafo §7.2.3.

6 PROFILO GEOTECNICO

Dalle informazioni contenute nella relazione geologica e dai sondaggi eseguiti, è stato possibile ricostruire il profilo geotecnico dei terreni del sito (ai sensi del cap. 6.2.2 delle NTC).

La posizione in cui è stato tracciato il profilo geotecnico è mostrata in Figura 6-1, che coincide con la sezione progettuale S13.

AIPo – Ufficio di Torino
Completamento opere arginali del Fiume Dora Riparia a protezione
dell'area industriale di Rosta (TO)
RELAZIONE GEOTECNICA

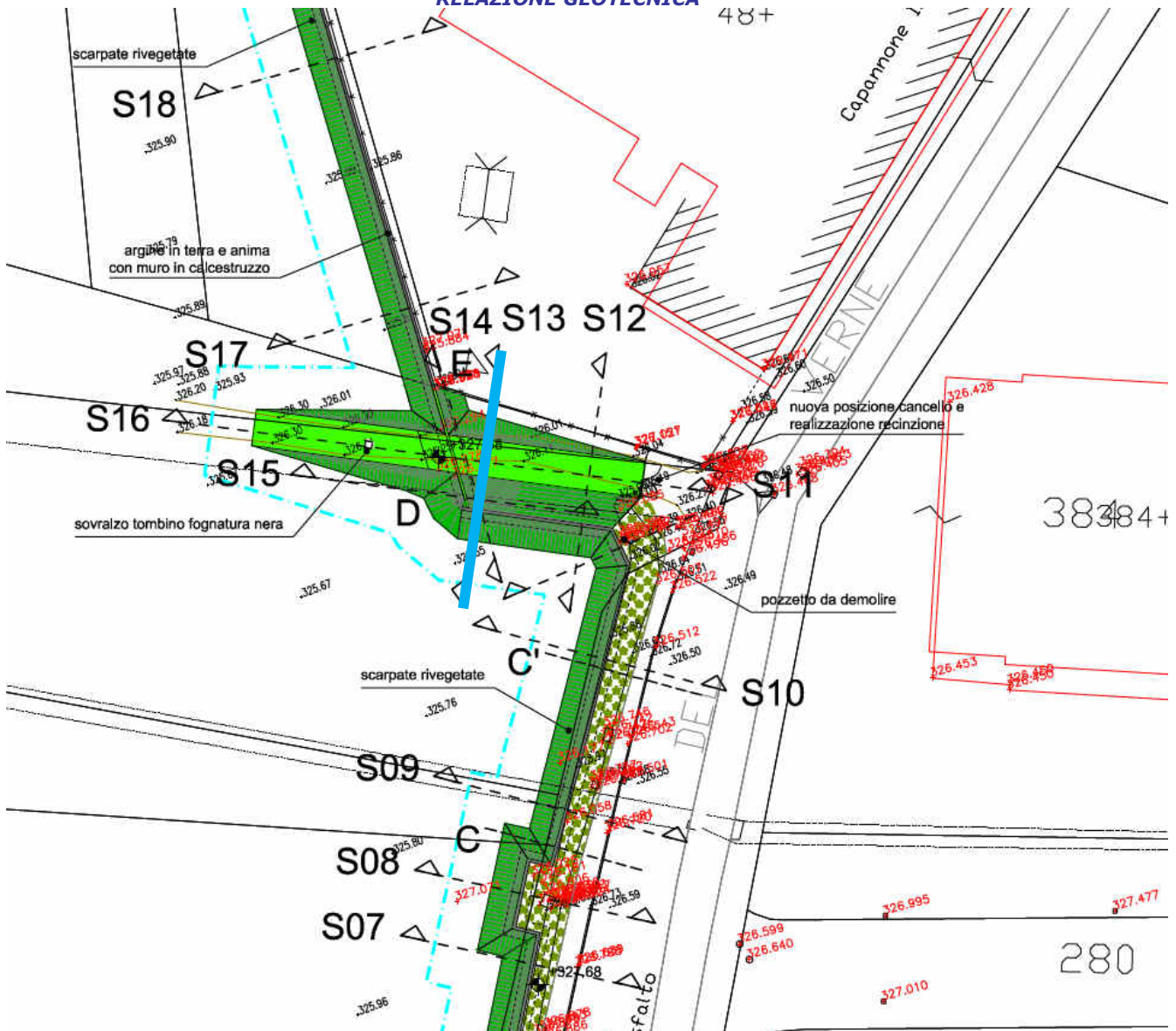
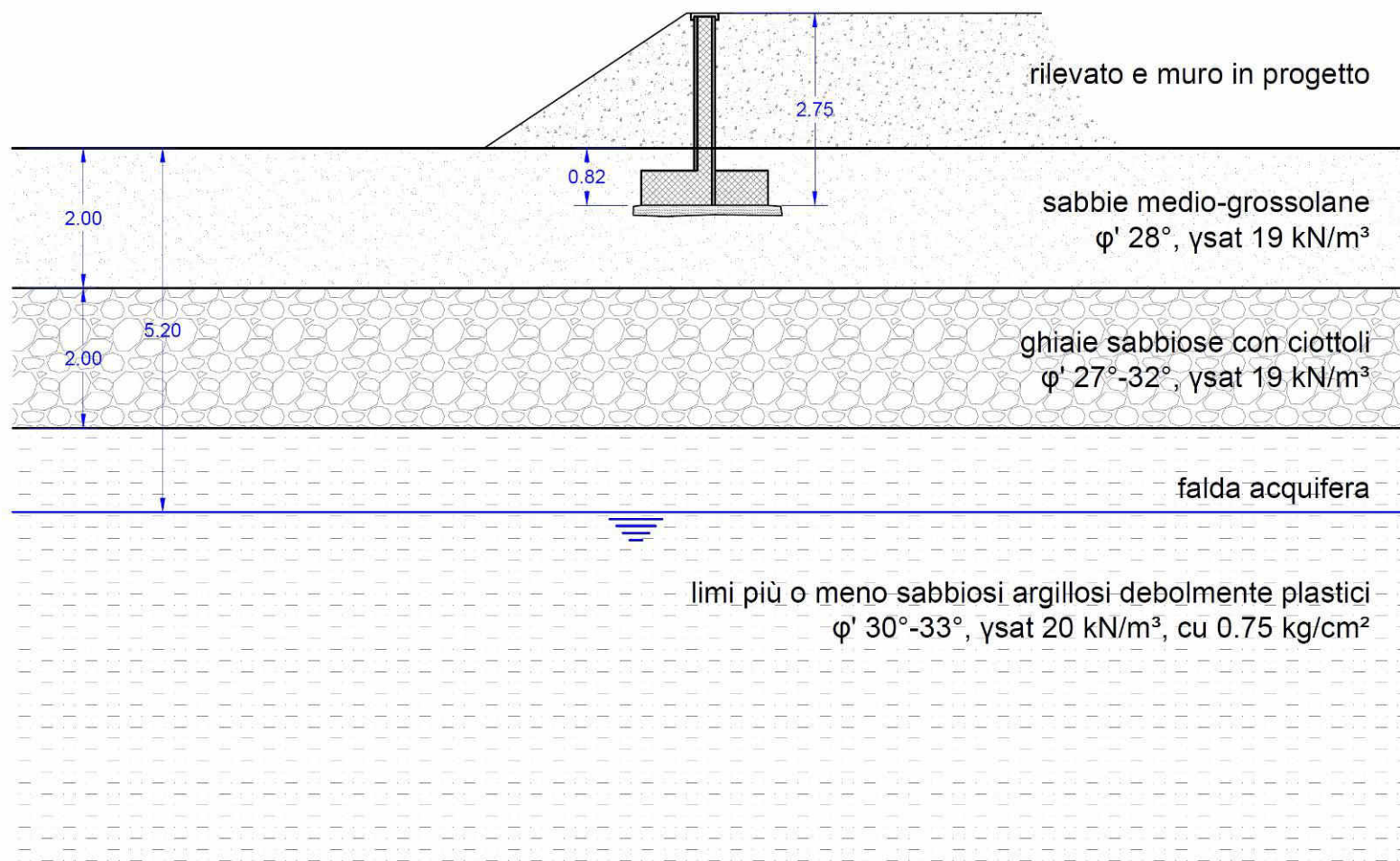


Figura 6-1 – Tracciamento del profilo geotecnico (linea azzurra): si posiziona in corrispondenza della sezione S13.

Nel profilo è stata inserita l'opera in progetto, prendendo in considerazione la sezione progettuale che presenta la profondità di scavo maggiore, contestualmente alla maggiore altezza del paramento di tutta l'arginatura, ovvero la sezione tipo S13.



PROFILO GEOTECNICO

scala 1:100

Dal profilo geotecnico si evidenzia che le opere sono superficiali ed interessano soltanto il primo strato di sabbie medio-grossolane.

7 VERIFICHE DI STABILITÀ GEOTECNICA

Si procede con le verifiche di stabilità geotecnica dei manufatti costituenti l'anima del rilevato arginale eseguita da muri in c.a. realizzati con elementi prefabbricati bi-lastre.

Si individuano 5 sezioni di verifica del muro che racchiudono tutte le sagome dell'opera, ognuna specifica di ogni tratto individuato dalle lettere dell'alfabeto, identificabili nell'Elaborato

5 – Profilo argine e nell'Elaborato 7 – Sezioni come:

- 1) Tratto A-B, B-C, C-D – sezione S11;
- 2) Tratto D-E, F-G – sezione S16;
- 3) Tratto E-F – sezione S17;
- 4) Tratto G-I, L-P – sezione S26;
- 5) Tratto I-L – sezione S32.

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;
- superficie di spinta nel tratto A-D (sezione S11) limitata a 2.00 m in quanto vi è la scarpata attuale.

7.1 Dati geotecnici del terreno

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

Come si vede nel profilo geotecnico l'opera possiede la fondazione nel primo strato di sabbie medio-grossolane con le caratteristiche geo-meccaniche indicate. A favore di sicurezza si prendono in considerazione, invece, i valori più cautelativi delle prove di indagine geologica.

Pertanto, per le verifiche si utilizzano i seguenti valori caratteristici dei parametri geotecnici:

strato di fondazione	φ'	27	°
	γ'	17.70	kN/m ³
	f	0.51	
	c	0	kPa
terreno terrapieno	φ'	27	°
	γ'	17.70	kN/m ³
	f	0.51	
	c	0	kPa

dove:

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

Per l'aggregato in misto riciclato proveniente dalle demolizioni che costituisce il riempimento del corpo arginale (terreno terrapieno) si veda il Paragrafo 11.3 dell'Elaborato 1 – Relazione illustrativa e l'art. 76 dell'Elaborato 20 – Schema di contratto e Capitolato Speciale d'Appalto.

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).

I terreni di scavo non hanno alcuna funzione di tenuta idraulica. Tale funzione viene demandata al muro in calcestruzzo presente nell'anima del rilevato.

7.2 Azioni

7.2.1 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

7.2.2 AZIONI PERMANENTI

7.2.2.1 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.

7.2.3 AZIONI VARIABILI

7.2.3.1 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.

7.2.3.2 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:

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

7.2.3.3 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

7.2.3.4 Categorie topografiche

Per configurazioni topografiche semplici si può adottare la seguente classificazione:

Categoria	Descrizione
T1	Superficie piana, 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 $i > 30^\circ$

7.2.3.5 Coefficienti di intensità sismica

L'opera è ubicata in un ambiente pianeggiante nel comune di Rosta (TO) a quota 320 m s.l.m. circa, caratterizzato da una Latitudine pari a 45.0861 e una Longitudine pari a 7.4633 (entrambe espresse in gradi decimali).

Ai sensi della DGR Piemonte n. 65-7656 del 21 maggio 2014 sulla prevenzione del rischio sismico nelle attività urbanistico-edilizie il comune di Rosta è classificato in zona sismica 3.

Anselmo associati

Via Vittorio Emanuele, 14 – 10023 Chieri (TO)

tel./fax 011.9415835 – e-mail. info@anselmoassociati.it

Dalla relazione geologica (pag. 48), al seguito delle prove effettuate all'uopo (MASW), si risale al tipo di sottosuolo ed alla categoria topografica del sito.

Pertanto, il sottosuolo è identificabile nella categoria C "Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti" e si inserisce nella categoria topografica T1 "Superficie pianeggiante".

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 al suolo a_g , interpolata rispetto alla maglia del reticolo dei parametri spettrali, fornisce i valori SLU $a_g = 0.091g$ e SLE $a_g = 0.04g$, a cui corrispondono il coefficiente di riduzione β_m di 0.18.

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

SLU

$$k_h = \beta_m \cdot S_s \cdot S_T \cdot \frac{a_g}{g} = 0.18 \cdot 1.50 \cdot 1.00 \cdot \frac{0.091g}{g} = 0.0245 = 2.45\%$$

$$k_v = \pm \frac{1}{2} k_h = \pm 0.0122 = \pm 1.22\%$$

SLE

$$k_h = \beta_m \cdot S_s \cdot S_T \cdot \frac{a_g}{g} = 0.18 \cdot 1.50 \cdot 1.00 \cdot \frac{0.04g}{g} = 0.0104 = 1.04\%$$

$$k_v = \pm \frac{1}{2} k_h = \pm 0.0052 = \pm 0.52\%$$

in cui:

- S_s coefficiente di amplificazione dinamica (pari a 1.50 per sottosuolo tipo C);
- 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.

7.2.3.6 Carichi variabili

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

7.3 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	$\sum G_i + P + Q_{k1} + \sum \psi_{0,j} \cdot Q_{kj}$

AIPo – Ufficio di Torino
Completamento opere arginali del Fiume Dora Riparia a protezione
dell'area industriale di Rosta (TO)
RELAZIONE GEOTECNICA

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.

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).

AIPo – Ufficio di Torino
Completamento opere arginali del Fiume Dora Riparia a protezione
dell'area industriale di Rosta (TO)
RELAZIONE GEOTECNICA

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_{Qi}	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.

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

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	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_f	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.

Anselmo associati

Via Vittorio Emanuele, 14 – 10023 Chieri (TO)

tel./fax 011.9415835 – e-mail. info@anselmoassociati.it

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.

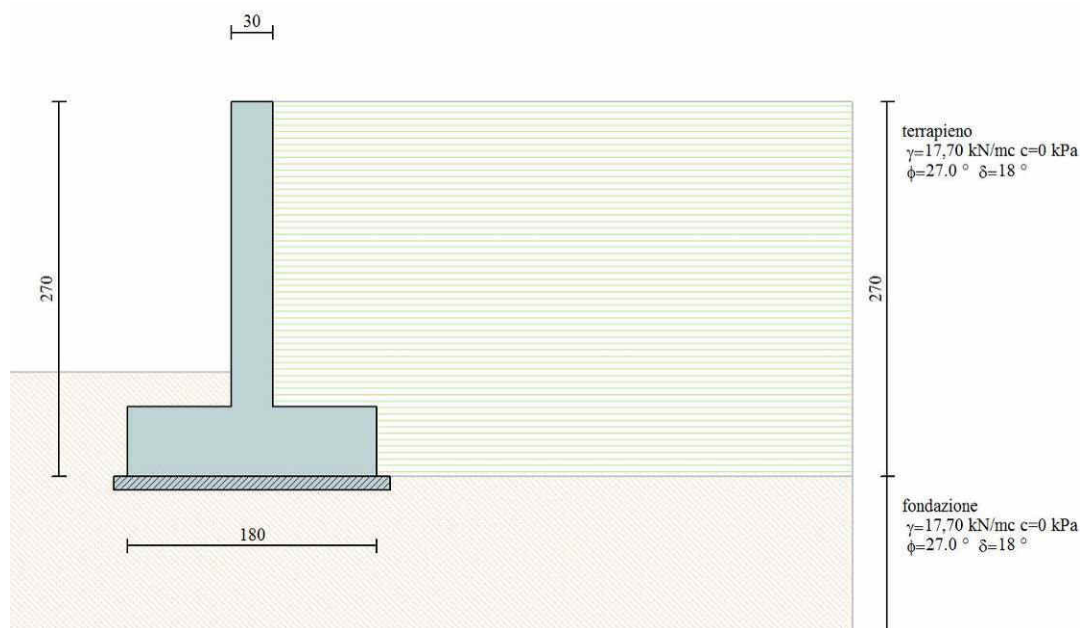
Lo stato limite di ribaltamento non prevede la mobilitazione della resistenza del terreno di fondazione e deve essere trattato come uno stato limite di equilibrio come corpo rigido (EQU), utilizzando i coefficienti parziali sulle azioni della Tabella 2.6.I ed adoperando i coefficienti parziali del gruppo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

7.4 Tratto A-B, B-C, C-D – Sezione S11

La verifica viene condotta assumendo che il terrapieno a monte dell'opera di contenimento possieda una quota pari a quella del coronamento del manufatto. Condizione a sfavore di sicurezza, poiché nel progetto il riempimento non raggiunge tale quota.

Le dimensioni del manufatto sono: paramento:

- Paramento: larghezza 0.30 m, altezza 2.20 m
- Fondazione: larghezza 1.80 m, altezza 0.50 m
- Lunghezza: A-B = 51.60 m, B-C = 75.60 m, C-D = 48.00 m



7.4.1 CARICHI SUL TERRAPIENO

Sono stati considerati i seguenti carichi sul terrapieno:

- permanenti: $g_k = 0.00$ kN/m
- variabili: $q_k = 1.00$ kN/m corrispondente al transito per le operazioni di manutenzione.

7.4.2 VERIFICHE DI STABILITÀ

Sono state condotte le verifiche di stabilità individuate nel Paragrafo §7.3.

7.4.3 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
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)

	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
Condizione 1	SFAV	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 6 - 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
Condizione 1	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 7 - 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
Condizione 1	SFAV	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 8 - 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
Condizione 1	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 9 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1.00	1,00

Anselmo associati

Via Vittorio Emanuele, 14 – 10023 Chieri (TO)

tel./fax 011.9415835 – e-mail. info@anselmoassociati.it

AIPo – Ufficio di Torino
Completamento opere arginali del Fiume Dora Riparia a protezione
dell'area industriale di Rosta (TO)

RELAZIONE GEOTECNICA

Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1,00	1,00

Combinazione n° 10 - 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° 11 - 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° 12 - 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° 13 - 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° 14 - 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° 15 - 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

Combinazione n° 16 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - 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° 17 - Caso A1-M1 (STR) - 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
Condizione 1	SFAV	1,00	1,00	1,00

Combinazione n° 18 - 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
Condizione 1	SFAV	1,00	1,00	1,00

Combinazione n° 19 - 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
Condizione 1	SFAV	1,00	1,00	1,00

Combinazione n° 20 - 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

Anselmo associati

Via Vittorio Emanuele, 14 – 10023 Chieri (TO)

tel./fax 011.9415835 – e-mail. info@anselmoassociati.it

AIPo – Ufficio di Torino
Completamento opere arginali del Fiume Dora Riparia a protezione
dell'area industriale di Rosta (TO)
RELAZIONE GEOTECNICA

Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00
--------------	------	------	------	------

Combinazione n° 21 - 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
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 22 - 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
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 23 - 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
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 24 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - 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
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 25 - Quasi Permanente (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
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
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 26 - Frequente (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
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
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 27 - Rara (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
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
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 28 - Quasi Permanente (SLE) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
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
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 29 - Quasi Permanente (SLE) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
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
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 30 - Frequente (SLE) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
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
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00

Anselmo associati

Via Vittorio Emanuele, 14 – 10023 Chieri (TO)

tel./fax 011.9415835 – e-mail. info@anselmoassociati.it

AIPo – Ufficio di Torino
Completamento opere arginali del Fiume Dora Riparia a protezione
dell'area industriale di Rosta (TO)
RELAZIONE GEOTECNICA

Combinazione n° 31 - Frequente (SLE) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
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
Condizione 1	SFAV	1,00	1,00	1,00

Combinazione n° 32 - Rara (SLE) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
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
Condizione 1	SFAV	1,00	1,00	1,00

Combinazione n° 33 - Rara (SLE) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
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
Condizione 1	SFAV	1,00	1,00	1,00

7.4.4 CALCOLO DEGLI SPOSTAMENTI

Simbologia adottata

C Identificativo della combinazione

Tipo Tipo combinazione

$ag_{critico}$ Accelerazione critica espressa in [m/s²]

D Spostamento espresso in [cm]

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

C	Tipo	$ag_{critico}$	D
25	SLEQ	8,1699	0,0000
26	SLEF	8,1699	0,0000
27	SLER	8,1699	0,0000
28	SLEQ	8,1699	0,0000
29	SLEQ	8,1699	0,0000
30	SLEF	8,1699	0,0000
31	SLEF	8,1699	0,0000
32	SLER	8,1699	0,0000
33	SLER	8,1699	0,0000

7.4.5 QUADRO RIASSUNTIVO COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Le modalità ed i metodi con cui sono state condotte le verifiche sono riportate nell'APPENDICE

- A- Descrizione dei metodi di calcolo.

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

CS_{RIB} Coeff. di sicurezza al ribaltamento

CS_{QLIM} Coeff. di sicurezza a carico limite

CS_{STAB} Coeff. di sicurezza a stabilità globale

C	Tipo	Sisma	CS_{SCO}	CS_{RIB}	CS_{qlim}	CS_{stab}
1	A1-M1 - [1]	--	1,33	--	3,18	--
2	A2-M2 - [1]	--	1,14	--	1,81	--

Anselmo associati

Via Vittorio Emanuele, 14 - 10023 Chieri (TO)

tel./fax 011.9415835 - e-mail. info@anselmoassociati.it

AIPo – Ufficio di Torino
Completamento opere arginali del Fiume Dora Riparia a protezione
dell'area industriale di Rosta (TO)
RELAZIONE GEOTECNICA

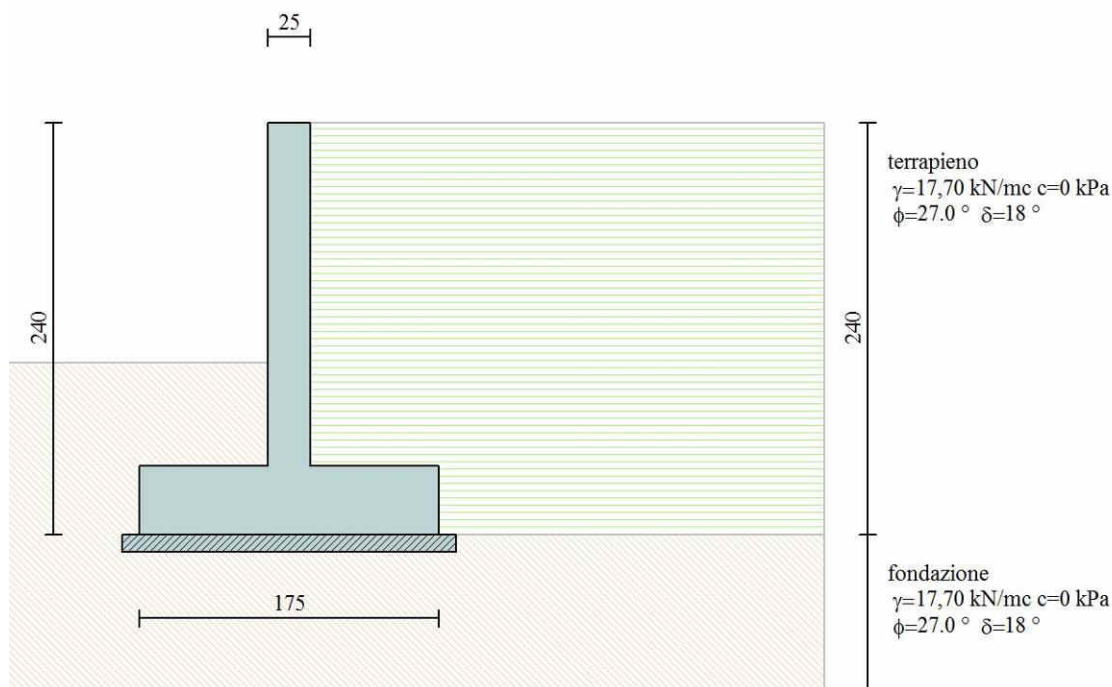
3	EQU - [1]	--	--	3,41	--	--
4	STAB - [1]	--	--	--	--	1,22
5	A1-M1 - [2]	--	1,28	--	3,01	--
6	A2-M2 - [2]	--	1,09	--	1,71	--
7	EQU - [2]	--	--	3,22	--	--
8	STAB - [2]	--	--	--	--	1,19
9	A1-M1 - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	1,51	--	3,63	--
10	A1-M1 - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	1,51	--	3,70	--
11	A2-M2 - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	1,03	--	1,61	--
12	A2-M2 - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	1,03	--	1,64	--
13	EQU - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	--	3,65	--	--
14	EQU - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	--	3,54	--	--
15	STAB - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	1,16
16	STAB - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	1,16
17	A1-M1 - [4]	Orizzontale + Verticale positivo	1,46	--	3,48	--
18	A1-M1 - [4]	Orizzontale + Verticale negativo	1,47	--	3,55	--
19	A2-M2 - [4]	Orizzontale + Verticale positivo	1,00	--	1,54	--
20	A2-M2 - [4]	Orizzontale + Verticale negativo	1,00	--	1,57	--
21	EQU - [4]	Orizzontale + Verticale negativo	--	3,40	--	--
22	EQU - [4]	Orizzontale + Verticale positivo	--	3,50	--	--
23	STAB - [4]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	1,14
24	STAB - [4]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	1,14
25	SLEQ - [1]	--	1,64	--	3,90	--
26	SLEF - [1]	--	1,64	--	3,90	--
27	SLER - [1]	--	1,64	--	3,90	--
28	SLEQ - [1]	Orizzontale + Verticale positivo	1,56	--	3,76	--
29	SLEQ - [1]	Orizzontale + Verticale negativo	1,56	--	3,79	--
30	SLEF - [1]	Orizzontale + Verticale positivo	1,56	--	3,76	--
31	SLEF - [1]	Orizzontale + Verticale negativo	1,56	--	3,79	--
32	SLER - [1]	Orizzontale + Verticale positivo	1,56	--	3,76	--
33	SLER - [1]	Orizzontale + Verticale negativo	1,56	--	3,79	--

Si evince che tutte le verifiche risultano essere positive e con coefficiente di sicurezza maggiore rispetto a quello imposto dalla normativa.

7.5 Tratto D-E, F-G – Sezione S16

Le dimensioni del manufatto sono: paramento:

- Paramento: larghezza 0.25 m, altezza 2.00 m
- Fondazione: larghezza 1.75 m, altezza 0.40 m
- Lunghezza: D-E = 12.80 m, F-G = 4.80 m



7.5.1 CARICHI SUL TERRAPIENO

Sono stati considerati i seguenti carichi sul terrapieno:

- permanenti: $g_k = 0.00 \text{ kN/m}$
- variabili: $q_k = 1.00 \text{ kN/m}$ corrispondente al transito per le operazioni di manutenzione.

7.5.2 VERIFICHE DI STABILITÀ GEOTECNICHE (GEO)

Sono state condotte le verifiche di stabilità individuate nel Paragrafo §7.3.

7.5.3 COMBINAZIONI DI VERIFICA

Le combinazioni considerate sono le stesse del par. §7.4.3.

7.5.4 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
25	SLEQ	8,5838	0,0000
26	SLEF	8,5838	0,0000
27	SLER	8,5838	0,0000
28	SLEQ	8,5838	0,0000
29	SLEQ	8,5838	0,0000
30	SLEF	8,5838	0,0000
31	SLEF	8,5838	0,0000
32	SLER	8,5838	0,0000
33	SLER	8,5838	0,0000

Anselmo associati

Via Vittorio Emanuele, 14 – 10023 Chieri (TO)

tel./fax 011.9415835 – e-mail. info@anselmoassociati.it

7.5.5 QUADRO RIASSUNTIVO COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Le modalità ed i metodi con cui sono state condotte le verifiche sono riportate nell'APPENDICE

- A- Descrizione dei metodi di calcolo.

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
CS_{RIB}	Coeff. di sicurezza al ribaltamento
CS_{QLIM}	Coeff. di sicurezza a carico limite
CS_{STAB}	Coeff. di sicurezza a stabilità globale

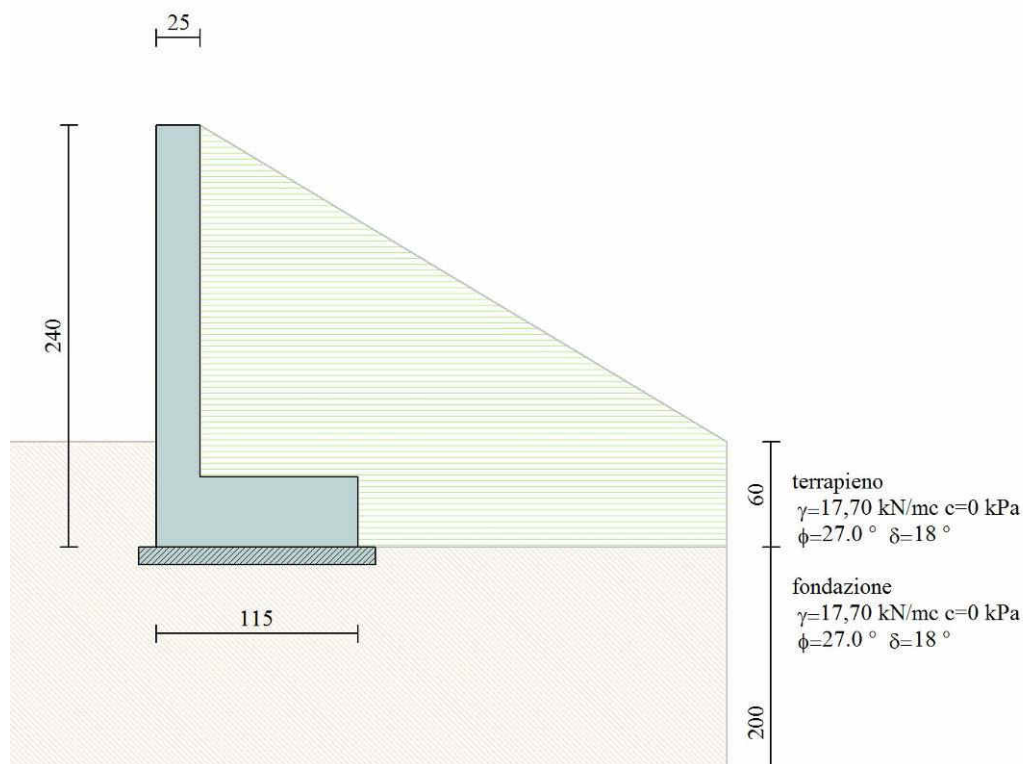
C	Tipo	Sisma	CS_{SCO}	CS_{RIB}	CS_{QLIM}	CS_{STAB}
1	A1-M1 - [1]	--	1,65	--	4,68	--
2	A2-M2 - [1]	--	1,40	--	2,66	--
3	EQU - [1]	--	--	3,93	--	--
4	STAB - [1]	--	--	--	--	1,61
5	A1-M1 - [2]	--	1,59	--	4,44	--
6	A2-M2 - [2]	--	1,33	--	2,51	--
7	EQU - [2]	--	--	3,69	--	--
8	STAB - [2]	--	--	--	--	1,55
9	A1-M1 - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	1,85	--	5,14	--
10	A1-M1 - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	1,86	--	5,24	--
11	A2-M2 - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	1,24	--	2,35	--
12	A2-M2 - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	1,25	--	2,40	--
13	EQU - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	--	4,11	--	--
14	EQU - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	--	3,98	--	--
15	STAB - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	1,52
16	STAB - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	1,52
17	A1-M1 - [4]	Orizzontale + Verticale positivo	1,78	--	4,94	--
18	A1-M1 - [4]	Orizzontale + Verticale negativo	1,80	--	5,03	--
19	A2-M2 - [4]	Orizzontale + Verticale positivo	1,20	--	2,25	--
20	A2-M2 - [4]	Orizzontale + Verticale negativo	1,21	--	2,30	--
21	EQU - [4]	Orizzontale + Verticale negativo	--	3,81	--	--
22	EQU - [4]	Orizzontale + Verticale positivo	--	3,93	--	--
23	STAB - [4]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	1,48
24	STAB - [4]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	1,48
25	SLEQ - [1]	--	2,04	--	5,53	--
26	SLEF - [1]	--	2,04	--	5,53	--
27	SLER - [1]	--	2,04	--	5,53	--
28	SLEQ - [1]	Orizzontale + Verticale positivo	1,92	--	5,33	--
29	SLEQ - [1]	Orizzontale + Verticale negativo	1,93	--	5,38	--
30	SLEF - [1]	Orizzontale + Verticale positivo	1,92	--	5,33	--
31	SLEF - [1]	Orizzontale + Verticale negativo	1,93	--	5,38	--
32	SLER - [1]	Orizzontale + Verticale positivo	1,92	--	5,33	--
33	SLER - [1]	Orizzontale + Verticale negativo	1,93	--	5,38	--

Si evince che tutte le verifiche risultano essere positive e con coefficiente di sicurezza maggiore rispetto a quello imposto dalla normativa.

7.6 Tratto E-F – Sezione S17

Le dimensioni del manufatto sono: paramento:

- Paramento: larghezza 0.25 m, altezza 2.00 m
- Fondazione: larghezza 1.00 m, altezza 0.40 m
- Lunghezza: E-E' = 57.60 m, E'-F = 24.00 m



7.6.1 CARICHI SUL TERRAPIENO

Sono stati considerati i seguenti carichi sul terrapieno:

- permanenti: $g_k = 0.00 \text{ kN/m}$
- variabili: $q_k = 1.00 \text{ kN/m}$ corrispondente al transito per le operazioni di manutenzione.

7.6.2 VERIFICHE DI STABILITÀ GEOTECNICHE (GEO)

Sono state condotte le verifiche di stabilità individuate nel Paragrafo §7.3.

7.6.3 COMBINAZIONI DI VERIFICA

Le combinazioni considerate sono le stesse del par. §7.4.3.

7.6.4 CALCOLO DEGLI SPOSTAMENTI

Simbologia adottata

C Identificativo della combinazione

Tipo Tipo combinazione

ag_{Critico} Accelerazione critica espressa in $[\text{m/s}^2]$

D Spostamento espresso in $[\text{cm}]$

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

C	Tipo	ag_{Critico}	D
25	SLEQ	12,7929	0,0000
26	SLEF	12,7929	0,0000
27	SLER	12,7929	0,0000
28	SLEQ	12,7929	0,0000
29	SLEQ	12,7929	0,0000
30	SLEF	12,7929	0,0000

Anselmo associati

Via Vittorio Emanuele, 14 – 10023 Chieri (TO)

tel./fax 011.9415835 – e-mail. info@anselmoassociati.it

AIPo – Ufficio di Torino
Completamento opere arginali del Fiume Dora Riparia a protezione
dell'area industriale di Rosta (TO)
RELAZIONE GEOTECNICA

31	SLEF	12,7929	0,0000
32	SLER	12,7929	0,0000
33	SLER	12,7929	0,0000

7.6.5 QUADRO RIASSUNTIVO COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Le modalità ed i metodi con cui sono state condotte le verifiche sono riportate nell'APPENDICE

- A- Descrizione dei metodi di calcolo.

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
CS _{RIB}	Coeff. di sicurezza al ribaltamento
CS _{QLIM}	Coeff. di sicurezza a carico limite
CS _{STAB}	Coeff. di sicurezza a stabilità globale

C	Tipo	Sisma	CS _{SCO}	CS _{RIB}	CS _{QLIM}	CS _{STAB}
1	A1-M1 - [1]	--	1.68	--	5.17	--
2	A2-M2 - [1]	--	1.34	--	2.34	--
3	EQU - [1]	--	--	2.73	--	--
4	STAB - [1]	--	--	--	--	1.72
5	A1-M1 - [2]	--	1.62	--	4.83	--
6	A2-M2 - [2]	--	1.28	--	2.16	--
7	EQU - [2]	--	--	2.56	--	--
8	STAB - [2]	--	--	--	--	1.66
9	A1-M1 - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	1.78	--	5.29	--
10	A1-M1 - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	1.78	--	5.42	--
11	A2-M2 - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	1.15	--	1.89	--
12	A2-M2 - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	1.14	--	1.93	--
13	EQU - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	--	2.68	--	--
14	EQU - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	--	2.61	--	--
15	STAB - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	1.62
16	STAB - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	1.62
17	A1-M1 - [4]	Orizzontale + Verticale positivo	1.73	--	5.02	--
18	A1-M1 - [4]	Orizzontale + Verticale negativo	1.72	--	5.15	--
19	A2-M2 - [4]	Orizzontale + Verticale positivo	1.11	--	1.77	--
20	A2-M2 - [4]	Orizzontale + Verticale negativo	1.11	--	1.81	--
21	EQU - [4]	Orizzontale + Verticale negativo	--	2.50	--	--
22	EQU - [4]	Orizzontale + Verticale positivo	--	2.56	--	--
23	STAB - [4]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	1.58
24	STAB - [4]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	1.58
25	SLER - [2]	--	2.07	--	6.16	--
26	SLEF - [2]	--	2.07	--	6.16	--
27	SLEQ - [2]	--	2.07	--	6.16	--
28	SLER - [2]	Orizzontale + Verticale positivo	1.91	--	5.65	--
29	SLER - [2]	Orizzontale + Verticale negativo	1.91	--	5.72	--
30	SLEF - [2]	Orizzontale + Verticale positivo	1.91	--	5.65	--
31	SLEF - [2]	Orizzontale + Verticale negativo	1.91	--	5.72	--
32	SLEQ - [2]	Orizzontale + Verticale positivo	1.91	--	5.65	--
33	SLEQ - [2]	Orizzontale + Verticale negativo	1.91	--	5.72	--

Si evince che tutte le verifiche risultano essere positive e con coefficiente di sicurezza maggiore rispetto a quello imposto dalla normativa.

7.7 Tratto G-I, L-P – Sezione S26

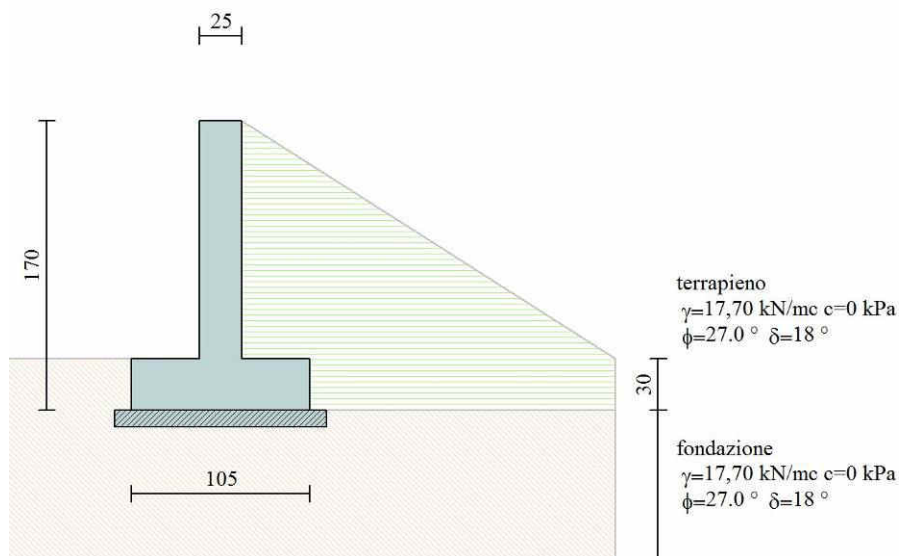
Le dimensioni del manufatto sono: paramento:

- Paramento: larghezza 0.25 m, altezza 1.30 m
- Fondazione: larghezza 1.05 m, altezza 0.40 m

Anselmo associati

Via Vittorio Emanuele, 14 – 10023 Chieri (TO)
tel./fax 011.9415835 – e-mail. info@anselmoassociati.it

- Lunghezza: G-I = 145.20 m, L-P = 147.70 m



7.7.1 CARICHI SUL TERRAPIENO

Sono stati considerati i seguenti carichi sul terrapieno:

- permanenti: $g_k = 0.00 \text{ kN/m}$
- variabili: $q_k = 1.00 \text{ kN/m}$ corrispondente al transito per le operazioni di manutenzione.

7.7.2 VERIFICHE DI STABILITÀ GEOTECNICHE (GEO)

Sono state condotte le verifiche di stabilità individuate nel Paragrafo §7.3.

7.7.3 COMBINAZIONI DI VERIFICA

Le combinazioni considerate sono le stesse del par. §7.4.3.

7.7.4 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
25	SLEQ	11,6678	0,0000
26	SLEF	11,6678	0,0000
27	SLER	11,6678	0,0000
28	SLEQ	11,6678	0,0000
29	SLEQ	11,6678	0,0000
30	SLEF	11,6678	0,0000
31	SLEF	11,6678	0,0000
32	SLER	11,6678	0,0000
33	SLER	11,6678	0,0000

7.7.5 QUADRO RIASSUNTIVO COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Le modalità ed i metodi con cui sono state condotte le verifiche sono riportate nell'APPENDICE

- A- Descrizione dei metodi di calcolo.

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
CS_{RIB}	Coeff. di sicurezza al ribaltamento
CS_{QLIM}	Coeff. di sicurezza a carico limite
CS_{STAB}	Coeff. di sicurezza a stabilità globale

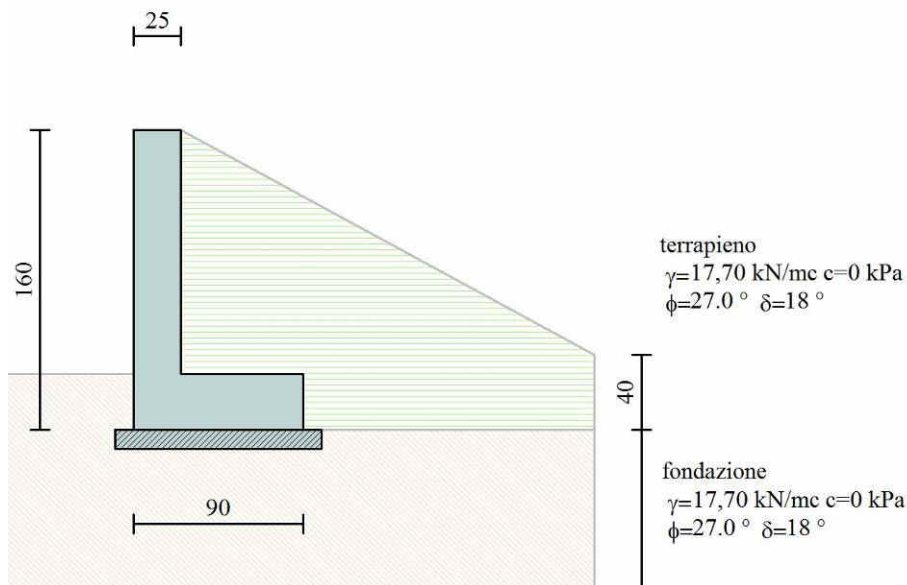
C	Tipo	Sisma	CS_{SCO}	CS_{RIB}	CS_{qlim}	CS_{stab}
1	A1-M1 - [1]	--	1,81	--	3,09	--
2	A2-M2 - [1]	--	1,55	--	1,63	--
3	EQU - [1]	--	--	6,01	--	--
4	STAB - [1]	--	--	--	--	1,34
5	A1-M1 - [2]	--	1,70	--	2,91	--
6	A2-M2 - [2]	--	1,44	--	1,54	--
7	EQU - [2]	--	--	5,39	--	--
8	STAB - [2]	--	--	--	--	1,28
9	A1-M1 - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	1,96	--	3,28	--
10	A1-M1 - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	1,96	--	3,36	--
11	A2-M2 - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	1,34	--	1,52	--
12	A2-M2 - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	1,34	--	1,56	--
13	EQU - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	--	5,96	--	--
14	EQU - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	--	5,62	--	--
15	STAB - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	1,27
16	STAB - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	1,27
17	A1-M1 - [4]	Orizzontale + Verticale positivo	1,87	--	3,14	--
18	A1-M1 - [4]	Orizzontale + Verticale negativo	1,86	--	3,22	--
19	A2-M2 - [4]	Orizzontale + Verticale positivo	1,27	--	1,45	--
20	A2-M2 - [4]	Orizzontale + Verticale negativo	1,27	--	1,49	--
21	EQU - [4]	Orizzontale + Verticale positivo	--	5,26	--	--
22	EQU - [4]	Orizzontale + Verticale negativo	--	5,55	--	--
23	STAB - [4]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	1,23
24	STAB - [4]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	1,23
25	SLEQ - [1]	--	2,19	--	3,38	--
26	SLEF - [1]	--	2,19	--	3,38	--
27	SLER - [1]	--	2,19	--	3,38	--
28	SLEQ - [1]	Orizzontale + Verticale positivo	2,04	--	3,28	--
29	SLEQ - [1]	Orizzontale + Verticale negativo	2,04	--	3,31	--
30	SLEF - [1]	Orizzontale + Verticale positivo	2,04	--	3,28	--
31	SLEF - [1]	Orizzontale + Verticale negativo	2,04	--	3,31	--
32	SLER - [1]	Orizzontale + Verticale positivo	2,04	--	3,28	--
33	SLER - [1]	Orizzontale + Verticale negativo	2,04	--	3,31	--

Si evince che tutte le verifiche risultano essere positive e con coefficiente di sicurezza maggiore rispetto a quello imposto dalla normativa.

7.8 Tratto I-L – Sezione S32

Le dimensioni del manufatto sono: paramento:

- Paramento: larghezza 0.25 m, altezza 1.20 m
- Fondazione: larghezza 0.90 m, altezza 0.40 m
- Lunghezza: I-L = 178.00 m



7.8.1 CARICHI SUL TERRAPIENO

Sono stati considerati i seguenti carichi sul terrapieno:

- permanenti: $g_k = 0.00$ kN/m
- variabili: $q_k = 1.00$ kN/m corrispondente al transito per le operazioni di manutenzione.

7.8.2 VERIFICHE DI STABILITÀ GEOTECNICHE (GEO)

Sono state condotte le verifiche di stabilità individuate nel Paragrafo §7.3.

7.8.3 COMBINAZIONI DI VERIFICA

Le combinazioni considerate sono le stesse del par. §7.4.3.

7.8.4 CALCOLO DEGLI SPOSTAMENTI

Simbologia adottata

C Identificativo della combinazione

Tipo Tipo combinazione

ag_{Critico} Accelerazione critica espressa in [m/s²]

D Spostamento espresso in [cm]

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

C	Tipo	ag_{Critico}	D
25	SLEQ	10,8431	0,0000
26	SLEF	10,8431	0,0000
27	SLER	10,8431	0,0000
28	SLEQ	10,8431	0,0000
29	SLEQ	10,8431	0,0000
30	SLEF	10,8431	0,0000
31	SLEF	10,8431	0,0000
32	SLER	10,8431	0,0000
33	SLER	10,8431	0,0000

7.8.5 QUADRO RIASSUNTIVO COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Le modalità ed i metodi con cui sono state condotte le verifiche sono riportate nell'APPENDICE

- A- Descrizione dei metodi di calcolo.

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

Simbologia adottata

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

C	Tipo	Sisma	CS_{SCO}	CS_{RIB}	CS_{QLIM}	CS_{STAB}
1	A1-M1 - [1]	--	2,49	--	2,54	--
2	A2-M2 - [1]	--	2,13	--	1,34	--
3	EQU - [1]	--	--	6,22	--	--
4	STAB - [1]	--	--	--	--	1,54
5	A1-M1 - [2]	--	2,33	--	2,37	--
6	A2-M2 - [2]	--	1,96	--	1,24	--
7	EQU - [2]	--	--	5,57	--	--
8	STAB - [2]	--	--	--	--	1,47
9	A1-M1 - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	2,48	--	2,43	--
10	A1-M1 - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	2,47	--	2,49	--
11	A2-M2 - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	1,71	--	1,11	--
12	A2-M2 - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	1,71	--	1,14	--
13	EQU - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	--	5,38	--	--
14	EQU - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	--	5,04	--	--
15	STAB - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	1,44
16	STAB - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	1,43
17	A1-M1 - [4]	Orizzontale + Verticale positivo	2,35	--	2,31	--
18	A1-M1 - [4]	Orizzontale + Verticale negativo	2,34	--	2,37	--
19	A2-M2 - [4]	Orizzontale + Verticale positivo	1,62	--	1,05	--
20	A2-M2 - [4]	Orizzontale + Verticale negativo	1,62	--	1,07	--
21	EQU - [4]	Orizzontale + Verticale negativo	--	4,74	--	--
22	EQU - [4]	Orizzontale + Verticale positivo	--	5,04	--	--
23	STAB - [4]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	1,39
24	STAB - [4]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	1,38
25	SLEQ - [1]	--	3,00	--	2,76	--
26	SLEF - [1]	--	3,00	--	2,76	--
27	SLER - [1]	--	3,00	--	2,76	--
28	SLEQ - [1]	Orizzontale + Verticale positivo	2,69	--	2,56	--
29	SLEQ - [1]	Orizzontale + Verticale negativo	2,69	--	2,59	--
30	SLEF - [1]	Orizzontale + Verticale positivo	2,69	--	2,56	--
31	SLEF - [1]	Orizzontale + Verticale negativo	2,69	--	2,59	--
32	SLER - [1]	Orizzontale + Verticale positivo	2,69	--	2,56	--
33	SLER - [1]	Orizzontale + Verticale negativo	2,69	--	2,59	--

Si evince che tutte le verifiche risultano essere positive e con coefficiente di sicurezza maggiore rispetto a quello imposto dalla normativa.

8 VERIFICA AL SIFONAMENTO

Si conduce lo studio del moto di filtrazione attraverso la struttura in progetto per verificare l'insorgere del fenomeno del sifonamento.

Il fenomeno del sifonamento ha origine quando si ha la presenza di una differenza di carico idraulico fra monte e valle di un'opera arginale, generando un moto di filtrazione. Quando la differenza del carico non è completamente dissipata dalle forze di attrito fra liquido e matrice solida del terreno, possono svilupparsi gradienti idraulici a valle, lungo il paramento o al piede

dell'opera. Qualora la forza di trascinamento dovuta al gradiente idraulico del moto di filtrazione supera il peso immerso del materiale sciolto costituente il terreno, questo può essere asportato dalla corrente.

8.1 Verifica ai sensi delle NTC 2008

La verifica al sifonamento secondo le NTC 2008 viene codificata come Stato Limite Ultimo Idraulico (HYD) ed è soddisfatta quando il valore della pressione interstiziale instabilizzante di progetto ($u_{inst,d}$) risulti non superiore al valore di progetto della tensione totale stabilizzante (σ_{stab}), tenendo conto dei seguenti coefficienti di sicurezza di cui alla tabella 6.2.IV delle norme.

Carichi	Effetto	Coefficiente parziale Y_F o Y_E	Sifonamento (HYD)
Permanenti	Favorevole	Y_{g1}	0.9
	Sfavorevole		1.3
Permanenti non strutturali	Favorevole	Y_{g2}	0.0
	Sfavorevole		1.5
Variabili	Favorevole	Y_{Q1}	0.0
	Sfavorevole		1.5

In questo caso i coefficienti di sicurezza che si andranno ad applicare sono quelli relativi al caso dei carichi permanenti, pertanto applicheremo 0.9 al peso del terreno (favorevole) e 1.3 alla spinta dell'acqua (sfavorevole).

8.2 Codice di calcolo

Il codice di calcolo SEEP-2D[®] in ambiente GMS[™] permette la modellazione del moto di filtrazione attraverso una qualsiasi sezione stratigrafica nelle condizioni di flusso confinato e non, nella condizione di isotropia o anisotropia del suolo. Non permette la modellazione in condizioni di variazioni temporali dei parametri in ingresso.

Il problema della filtrazione viene risolto ricorrendo all'uso degli elementi finiti in condizione di moto stazionario.

L'equazione che il codice di calcolo è in grado di risolvere è quella di Laplace, che ha la seguente forma:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(K_{xx} \frac{\partial h}{\partial x} + K_{xy} \frac{\partial h}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(K_{yx} \frac{\partial h}{\partial x} + K_{yy} \frac{\partial h}{\partial y} \right) = 0$$

dove:

- h carico totale (altezza colonna d'acqua più pressione interstiziale)
- K coefficiente di permeabilità terreno

8.3 Modellazione

Per il caso in esame, si utilizza la condizione di flusso non confinato, in quanto si lascia al codice di calcolo la determinazione della superficie della falda freatica.

La condizione di partenza è che il terreno sia già completamente saturo e, quindi, in presenza di incipiente moto di filtrazione.

In Figura 8-1 è mostrato il modello dell'argine utilizzato dal codice di calcolo per la verifica alla filtrazione.

La sezione progettuale di verifica presa in considerazione è quella della Sezione S17 dell'Elaborato 7 – *Sezioni*, in quanto caratterizzata da un elevato carico a monte (0.50 m), dall'assenza del riempimento a valle e dalla ridotta larghezza della fondazione. Si è ignorata la presenza del muro di recinzione privato a valle.

L'argine è stato modellato considerando lo strato di fondazione in sabbia medio-grossolana (campitura gialla), il riempimento con materiali di recupero (in rosso) e l'anima in calcestruzzo (in grigio).

La discretizzazione del problema è consistita nella creazione della maglia triangolare per la risoluzione degli elementi finiti avente una spaziatura di 0.25 m. Poiché l'anima in calcestruzzo risulta impermeabile alla filtrazione, la maglia triangolare non è stata generata all'interno dell'elemento.

Il sistema di riferimento relativo ha l'origine ubicata in corrispondenza dell'estremo più a sinistra dell'argine, con lo zero altimetrico coincidente con il piano campagna.

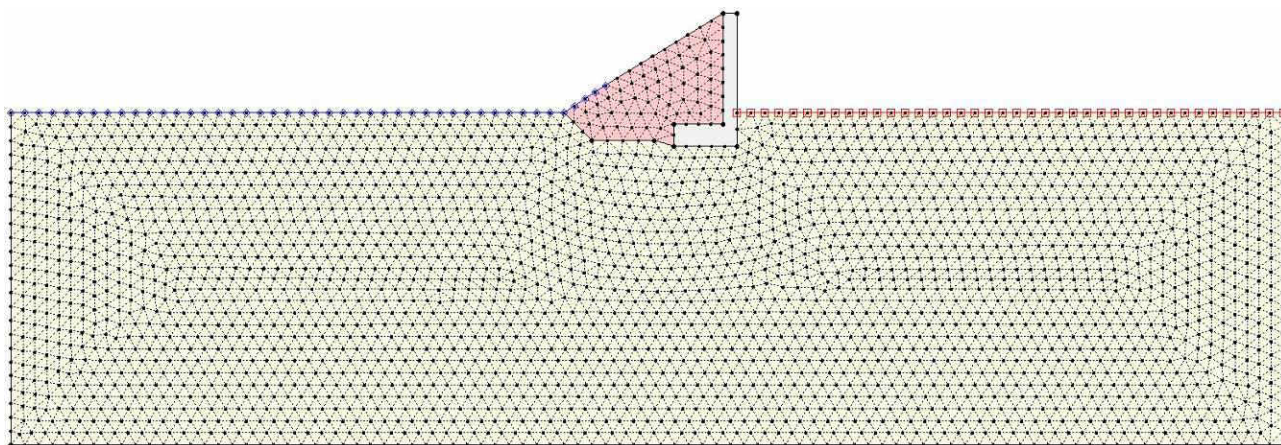


Figura 8-1 – Modello a maglie triangolari dell'argine utilizzato dal codice di calcolo per la verifica della filtrazione. Si fa notare che nell'anima in calcestruzzo non è presente la maglia triangolare, poiché l'elemento risulta impermeabile. La linea blu rappresenta il carico in ingresso, la linea rossa l'uscita.

Si è assunto che i valori di conducibilità idraulica k dei materiali siano pari a:

- 10^{-5} m/s per lo strato in sabbia;
- 10^{-4} m/s per il riempimento con materiale di recupero.

AIPo – Ufficio di Torino
Completamento opere arginali del Fiume Dora Riparia a protezione
dell'area industriale di Rosta (TO)
RELAZIONE GEOTECNICA

I valori sono stati desunti dalla letteratura tecnica¹, dove in seguito se ne riporta la fonte.

		Coefficient of Permeability k in cm per sec (log scale)											
		10^2	10^1	1.0	10^{-1}	10^{-2}	10^{-3}	10^{-4}	10^{-5}	10^{-6}	10^{-7}	10^{-8}	10^{-9}
Drainage		Good						Poor		Practically Impervious			
Soil types	Clean gravel	Clean sands, clean sand and gravel mixtures				Very fine sands, organic and inorganic silts, mixtures of sand silt and clay, glacial till, stratified clay deposits, etc.				"Impervious" soils, e.g., homogeneous clays below zone of weathering			
						"Impervious" soils modified by effects of vegetation and weathering							
Direct determination of k	Direct testing of soil in its original position—pumping tests. Reliable if properly conducted. Considerable experience required												
	Constant-head permeameter. Little experience required												
Indirect determination of k		Falling-head permeameter. Reliable. Little experience required				Falling-head permeameter. Unreliable. Much experience required				Falling-head permeameter. Fairly reliable. Considerable experience necessary			
	Computation from grain-size distribution. Applicable only to clean cohesionless sands and gravels										Computation based on results of consolidation tests. Reliable. Considerable experience required		

Figura 8-2 – Valori dei coefficienti di permeabilità in funzione della tipologia dei suoli¹. Si fa presente che i valori indicati sono espressi in cm/sec, pertanto se considerati in m/s devono essere divisi per 100.

Le condizioni al contorno sono, in riferimento alla Figura 8-1:

- a monte presenza di un'altezza d'acqua di 0.50 m sul piano campagna (altezza della piena di progetto);
- a valle si è impostato che il programma determini l'entità dell'efflusso.

8.4 Risultati

I risultati della analisi riportati nelle figure successive si riferiscono al caso di progetto, ovvero con un carico d'acqua a monte di 0.50 m.

La Figura 8-3, la Figura 8-4, la Figura 8-5 e la Figura 8-6 mostrano rispettivamente la rete di filtrazione, le linee di flusso, la pressione interstiziale ed il gradiente idraulico.

Nelle figure è visibile la linea di separazione della falda calcolata (linea nera spessa all'interno dell'opera arginale), che rappresenta la linea piezometrica con pressione pari a quella atmosferica.

¹) HARRY R. CEDERGREN, *Seepage, drainage, and flow nets*, John Wiley & sons, inc., 1967
Anselmo associati
Via Vittorio Emanuele, 14 – 10023 Chieri (TO)
tel./fax 011.9415835 – e-mail. info@anselmoassociati.it

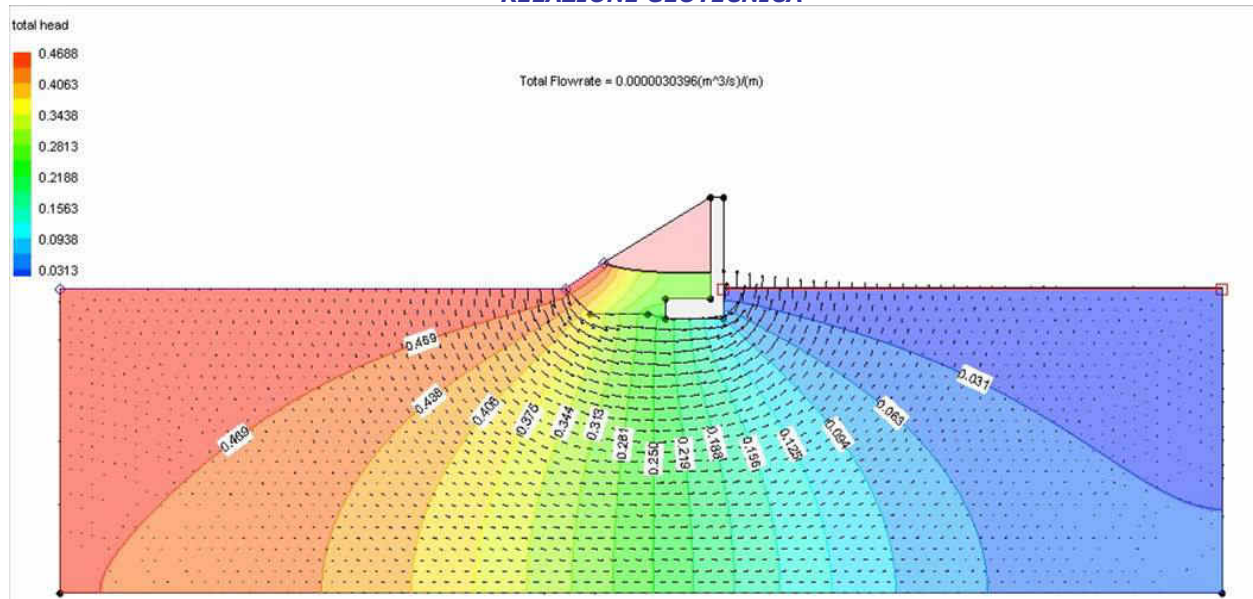


Figura 8-3 – Andamento della rete di filtrazione attraverso l'opera arginale. Le quote sono riferite al riferimento relativo coincidente con il piano campagna. La linea curva nera nel rilevato rappresenta la linea piezometrica con carico pari alla pressione atmosferica. Le linee equipotenziali (individuata dalle etichette numeriche) rappresentano il carico (in metri), mentre le frecce rendono visibile il moto di filtrazione.

Nella figura successiva è mostrato l'andamento delle linee di flusso, focalizzando l'attenzione al rilevato in progetto. Si nota che la linea piezometrica (in nero) presenta una leggera pendenza verso valle dovuta al gradiente di infiltrazione del materiale di riempimento. La linea si interrompe quando va a contatto con l'anima in calcestruzzo.

AIPo – Ufficio di Torino
Completamento opere arginali del Fiume Dora Riparia a protezione
dell'area industriale di Rosta (TO)
RELAZIONE GEOTECNICA

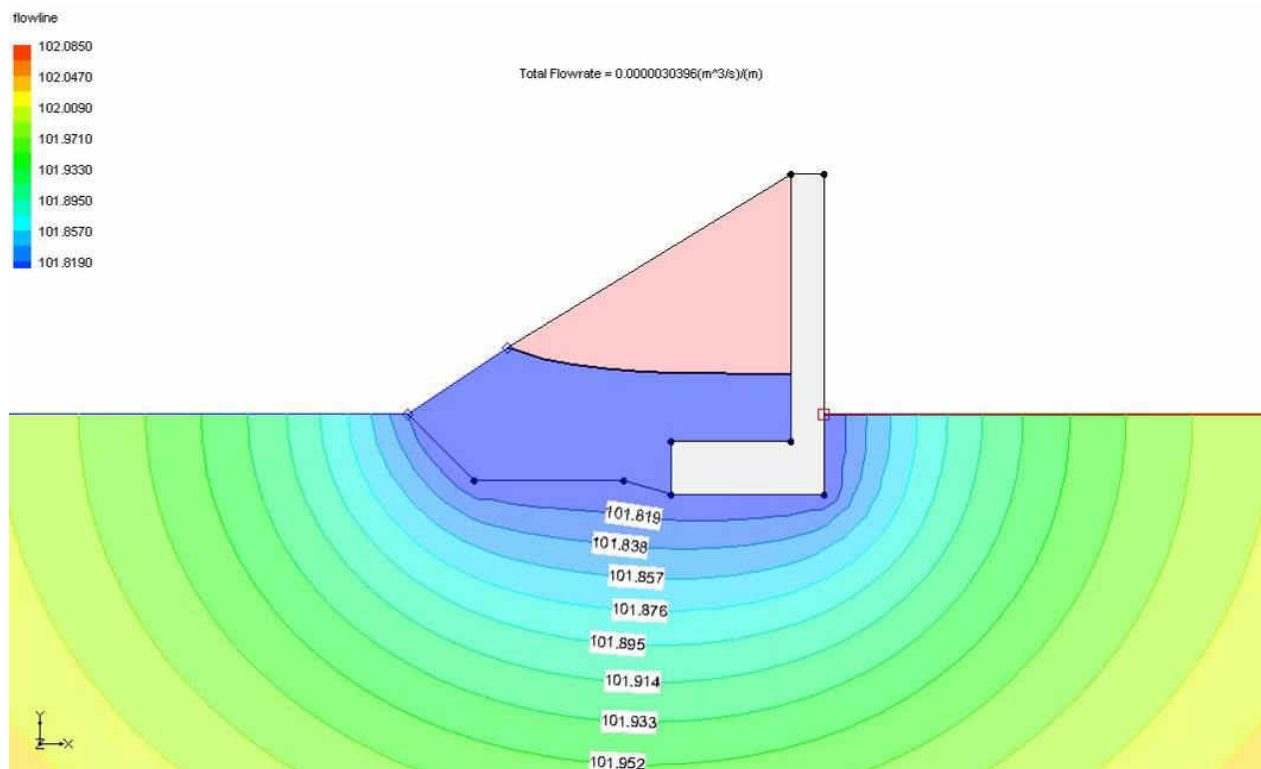


Figura 8-4 – Andamento delle linee di flusso attraverso il rilevato. L'ingrandimento permette di visualizzare meglio la linea dei carichi piezometrici (in nero).

Si fa notare, inoltre, che l'opera genera una distorsione delle linee di flusso seguendo il perimetro dell'anima in calcestruzzo.

Prendendo in esame la distribuzione calcolata dal software delle pressioni interstiziali u (Figura 8-5), si considera la $u_{inst,k}$ e la si pone a confronto della $\sigma_{stab,k}$ calcolata nella stessa posizione, considerando il peso del terreno saturo.

AIPo – Ufficio di Torino
Completamento opere arginali del Fiume Dora Riparia a protezione
dell'area industriale di Rosta (TO)
RELAZIONE GEOTECNICA

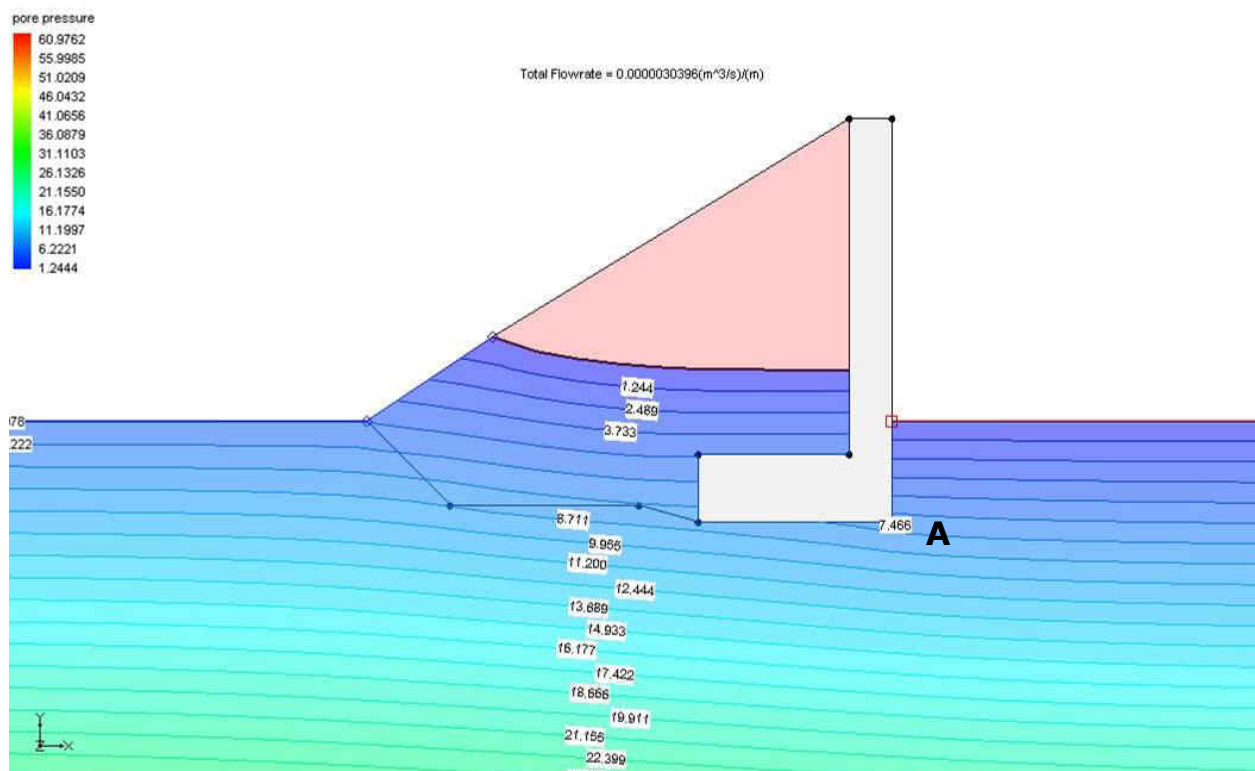


Figura 8-5 – Andamento delle pressioni interstiziali (in kN/m²).

Il valore di progetto della tensione totale stabilizzante e della pressione interstiziale instabilizzante sarà dato da:

$$\sigma_{stb,d} = \sigma_{stb,k} \cdot \gamma_{g1} = (H_{terreno} \cdot \gamma_{sat} + h_w \cdot \gamma_w) \cdot \gamma_{g1}$$

$$u_{inst,d} = \sigma_{inst,k} \text{ da output} \cdot \gamma_{g1}$$

Nel punto A, al piede del muro di valle, sostituendo i valori nelle equazioni precedenti si ha:

$$\sigma_{stb,d} = (0.6 \cdot 19.00 + 0 \cdot 9.81) \cdot 0.9 = 10.3 \text{ kN/m}^2$$

$$u_{inst,d} = 7.47 \cdot 1.3 = 9.71 \text{ kN/m}^2$$

Quindi, poiché $\sigma_{stb,d} > u_{inst,d}$ è verificato che non si avranno fenomeni di sifonamento.

Per maggiore certezza sui risultati ottenuti si effettua la verifica secondo i coefficienti di sicurezza delle NTC 2008 anche con l'utilizzo dei gradienti idraulici.

Infatti, dalla definizione di gradiente idraulico i , inteso come rapporto fra la perdita di carico piezometrica e le lunghezza del tratto che in essa si verifica ($i = \Delta H / \Delta L$), e di pressione idrodinamica, intesa come prodotto del peso specifico dell'acqua γ_w per il gradiente idraulico i , si deduce che la verifica al sifonamento introdotta dalle NTC08 è del tutto equivalente alla verifica del rapporto tra il gradiente idraulico in efflusso di progetto $i_{E,d}$ e del gradiente idraulico critico di progetto $i_{C,d}$ che deve essere inferiore all'unità.

Applicando i coefficienti di sicurezza si conclude che la verifica al sifonamento secondo le NTC08 è soddisfatta nella seguente condizione:

Anselmo associati

Via Vittorio Emanuele, 14 – 10023 Chieri (TO)

tel./fax 011.9415835 – e-mail. info@anselmoassociati.it

$$i_{E,d} / i_{C,d} = 0.9 / 1.3 < 0.69 \quad (1)$$

Poiché $i_{C,d} = (\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w) / \gamma_w$, nel caso in esame si trova che $i_{C,d} = 0.937$, pertanto affinché la verifica al sifonamento risulti favorevole, applicando la (1) occorrerà che $i_{E,d} < 0.69 * 0.937$, quindi che:

$$i_{E,d} < 0.65$$

Dal modello agli elementi finiti si ottiene l'andamento del gradiente idraulico mostrato in Figura 8-6.

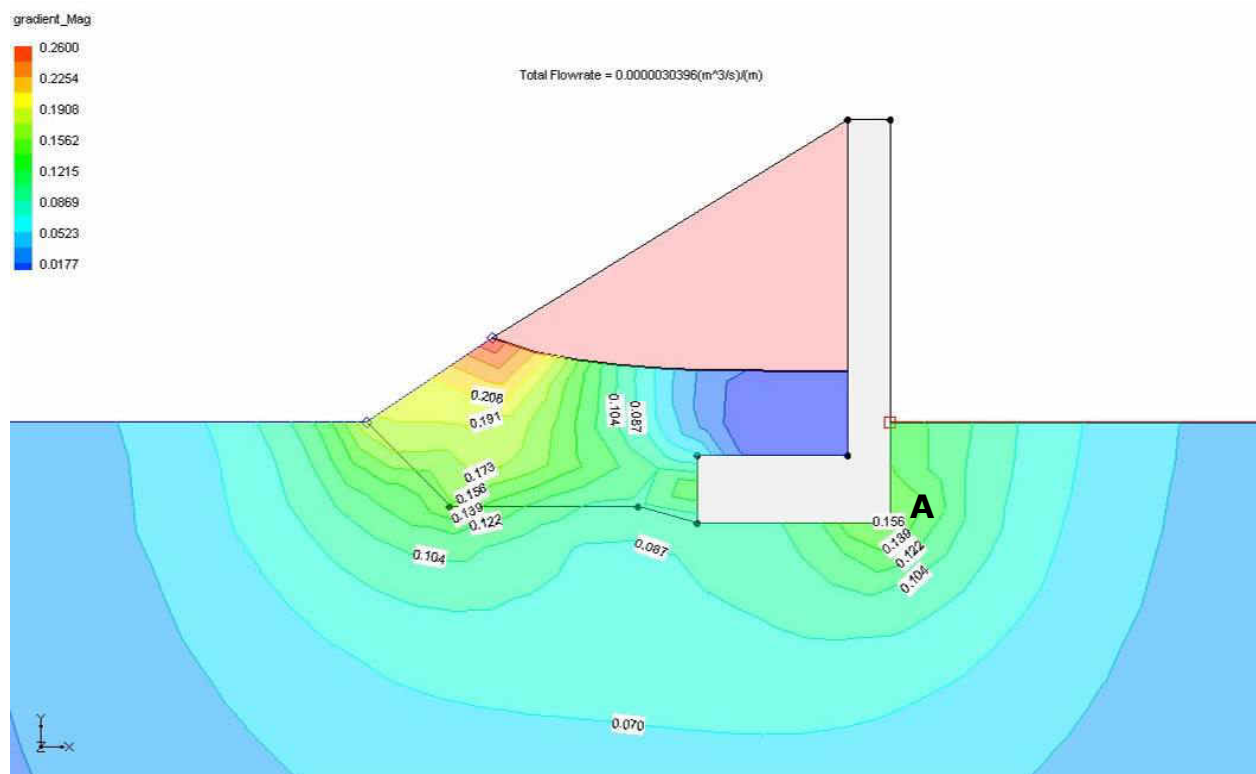


Figura 8-6 – Andamento del gradiente idraulico attraverso la struttura.

Nel punto A, corrispondente al piede di valle della fondazione, si ha:

$$i_{E,d} = 0.16 < 0.65$$

La verifica, dunque, risulta positiva.

8.5 Conclusioni

Le verifiche al sifonamento risulta soddisfatta. Pertanto, non sono necessarie opere specifiche (tagliare) per evitare il fenomeno.

Le assunzioni fatte per il modello sono cautelative, in quanto la permanenza dell'acqua a contatto con il rilevato è dell'ordine di alcune ore ed il terreno nella fase iniziale non è completamente saturo. Pertanto, il moto di filtrazione necessita di un certo periodo di tempo prima che abbia inizio.

9 VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE

Ai sensi del par. 7.11.3.4 delle NTC 2008 è necessario effettuare la verifica alla liquefazione dei terreni di fondazione se le caratteristiche dei suoli di fondazione rientrano all'interno di parametri specifici.

In questo caso, come meglio specificato nell'Elaborato 17 – *Relazione geologica*, la distribuzione granulometrica risulta per più del 60% esterno al limite inferiore della curva di liquefazione indicata nella normativa, pertanto la verifica può essere omessa.

10 CONCLUSIONI

Le opere in progetto soddisfano tutte le verifiche di norma (geotecniche, sifonamento e liquefazione).

11 RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

A. LONGO, *Muri di sostegno agli stati limite*, Milano, Hoepli, 2009

R. LANCELLOTTA, J. CALAVERA, *Fondazioni*, McGraw-Hill, Milano 1999

DA PEPPLO, DATEI, SALANDIN, *Sistemazione dei corsi d'acqua*, Libreria Internazionale Cortina, Padova, 2002

R. LANCELLOTTA, *Geotecnica*, Zanichelli, Milano, 2005

AIPo – Ufficio di Torino
Completamento opere arginali del Fiume Dora Riparia a protezione
dell'area industriale di Rosta (TO)
RELAZIONE GEOTECNICA

APPENDICE - A – DESCRIZIONE DEI METODI DI CALCOLO

Valori caratteristici e valori di calcolo

Effettuando il calcolo tramite gli Eurocodici è necessario fare la distinzione fra i parametri caratteristici ed i valori di calcolo (o di progetto) sia delle azioni che delle resistenze.

I valori di calcolo si ottengono dai valori caratteristici mediante l'applicazione di opportuni coefficienti di sicurezza parziali γ . In particolare si distinguono combinazioni di carico di tipo **A1-M1** nelle quali vengono incrementati i carichi e lasciati inalterati i parametri di resistenza del terreno e combinazioni di carico di tipo **A2-M2** nelle quali vengono ridotti i parametri di resistenza del terreno e incrementati i soli carichi variabili.

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.

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

Anselmo associati

Via Vittorio Emanuele, 14 – 10023 Chieri (TO)

tel./fax 011.9415835 – e-mail. info@anselmoassociati.it

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

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.

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 terra-muro 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.

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_f la larghezza della fondazione reagente, la forza resistente può esprimersi come

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

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.

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:

$$Q_u = c N_c d_{c_i} + q N_q d_{q_i} + 0.5 \gamma B N_\gamma d_{\gamma_i}$$

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:

$$A = e^{\pi \tan \phi}$$

$$N_q = A \tan^2(45^\circ + \phi/2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan (1.4\phi)$$

Indichiamo con K_p il coefficiente di spinta passiva espresso da:

$$K_p = \tan^2(45^\circ + \phi/2)$$

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

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

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

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 \frac{D}{B} \sqrt{K_p} \quad \text{per } \phi > 0$$

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:

Anselmo associati

Via Vittorio Emanuele, 14 – 10023 Chieri (TO)

tel./fax 011.9415835 – e-mail. info@anselmoassociati.it

AIPo – Ufficio di Torino
Completamento opere arginali del Fiume Dora Riparia a protezione
dell'area industriale di Rosta (TO)
RELAZIONE GEOTECNICA

$$i_c = i_q = (1 - \theta^\circ/90)^\phi$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{\phi^\circ}\right)^2 \quad \text{per } \phi > 0$$

$$i_\gamma = 0 \quad \text{per } \phi = 0$$

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:

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

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.