



AGENZIA DEL DEMANIO

# AGENZIA DEL DEMANIO

Direzione Regionale Calabria

PROGETTO  
PRELIMINARE

PROGETTO  
DEFINITIVO

PROGETTO  
ESECUTIVO

**OGGETTO:** Progettazione definitiva ed esecutiva, coordinamento della sicurezza in fase di progettazione e di esecuzione, direzione lavori, contabilità dei lavori ed accatastamento, finalizzati al completamento ed all'ampliamento del polifunzionale "Manganelli" per la nuova sede del XII Reparto Mobile della Polizia di Stato, in Reggio Calabria, Località Santa Caterina.

**UBICAZIONE:** Località Santa Caterina - Reggio Calabria

**COMMITTENTE:** Agenzia del Demanio - Direzione Regionale Calabria

**CODICE CIG:** 7121966045

**CODICE CUP:** G36D17000050001

## PROGETTO STRUTTURALE

REV.	DATA	MODIFICA	DISEGNATORE / COMPILATORE
00	26/11/2018	Prima Emissione	Ing. Mariano Salvatore
			VERIFICATO DA: Ing. Carlo Carletti
			APPROVATO DA: Arch. Valentino Tropeano

CODICE D'IDENTIFICAZIONE	<b>ELABORATO :</b>
05/17- <b>PS.RC03/00</b>	Serbatoio ▪ Relazione di calcolo muro a gravità

<b>IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO</b> Ing. Salvatore CONCETTINO	<b>IL COORDINATORE DELLA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE</b> Arch. Valentino TROPEANO
----------------------------------------------------------------------	---------------------------------------------------------------------------------------------

PROGETTISTA RESPONSABILE COORDINATORE Arch. Valentino TROPEANO	
<b>RESPONSABILI</b>	<b>GRUPPO DI LAVORO</b>
<b>RESPONSABILE PROGETTAZIONE ARCHITETTONICA</b> Arch. Gianfranco PICARIELLO	Ing. Antonio GRAZIANO Ing. Lella Liana IMBRIANI Ing. Mariano SALVATORE Ing. Domenico DE MATTIA Ing. Rosa LO PRIORE Arch. Ivan GUERRIERO
<b>RESPONSABILE PROGETTAZIONE STRUTTURALE</b> Ing. Carlo CARLETTI	Arch. Stanislao SACCARDO Geom. Gennarino IANDIORIO Geom. Franco IMBIMBO Per.Ind. Antonio FESTA
<b>RESPONSABILE INDAGINI GEOGNOSTICHE</b> Geol. Carmine MAZZAROTTI	<b>CONSULENTI SCIENTIFICI</b>
<b>RESPONSABILE PROGETTAZIONE IMPIANTI MECCANICI</b> Ing. Bruno MATTIA	Prof. Ing. Luigi PETTI Prof. Geol. Francesco Maria GUADAGNO
<b>RESPONSABILE PROGETTAZIONE IMPIANTI ELETTRICI</b> Ing. Mauro GUERRIERO	
<b>RESPONSABILE PROGETTAZIONE SICUREZZA</b> Arch. Patrizia GAMMA	

## *Sommario*

<b>PREMESSA</b> .....	2
<b>ASPETTI GEOLOGICI</b> .....	3
<b>STATO DI FATTO E STATO DI PROGETTO</b> .....	4
<b>NORME DI RIFERIMENTO</b> .....	6
<b>INDAGINI SUI TERRENI E MODELLO GEOTECNICO</b> .....	7
<b>ANALISI DEI CARICHI</b> .....	13
<b>DICHIARAZIONI PUNTO 10.2 NTC 2018</b> .....	13
<b>CRITERI DI CALCOLO E VERIFICA MURO</b> .....	15

## PREMESSA

La presente relazione illustra gli aspetti descrittivi, normativi, geotecnici e di calcolo inerenti la trasformazione dei due serbatoi con struttura in cls, esistenti nell'area immediatamente adiacente al Polifunzionale Manganelli. L'area oggetto di indagine è ubicata in Via Enotria, nel settore nord-occidentale della città di Reggio Calabria, a circa 450 metri dalla costa.

Geograficamente il sito ricade nella parte meridionale del settore calabrese dell'Arco Calabro-Peloritano, in corrispondenza dello Stretto di Messina;

Di seguito il dettaglio topografico con l'ubicazione dell'area e dei serbatoi:



In situ sono state effettuate specifiche campagne di indagine per la definizione delle caratteristiche meccaniche e fisiche dei terreni di fondazione. Per maggiori dettagli si rimanda ai seguenti documenti:

Relazione sulle indagini geognostiche e stratigrafiche eseguite dal Dott. Geol. Francesco Borgese;

Indagine Geofisica tramite tecnica MASW – Elaborazione MASW1 e MASW2 a firma della Dott.ssa geol. Annalisa Vietri;

Indagine Geofisica in Foro Down-Hole a firma del Dott. Geol. Francesco Borgese;

Relazione sulle Indagini a firma del Dott. geol. Alberto Caprara.

## **ASPETTI GEOLOGICI**

Rimandando alla relazione Geologica per gli aspetti di dettaglio, si riportano di seguito le principali notizie utili alla definizione del modello geotecnico di calcolo.

Lungo la fascia costiera dei Monti Peloritani, sia sul lato ionico che tirrenico, e nel settore calabrese, affiorano notevoli volumi di sedimenti conglomeratico-sabbiosi poggianti in discordanza su diversi termini del substrato e sul basamento.

Lungo la sponda reggina, nel settore oggetto del presente studio, affiora una sequenza attribuita alle “ghiaie e sabbie di Messina” (MSS), caratterizzata dalla presenza di sabbie e ghiaie grigio-giallastre o rossastre nei livelli più alti, con abbondante matrice.

I clasti, prevalentemente cristallini, da subarrotondati ad appiattiti, spesso embriciati, hanno dimensioni compresa tra quelle centimetriche dei ciottoli fino a quelle metriche dei blocchi; sono inoltre presenti livelli e lembi di sabbie fini e silt quarzosi.

In tutta l’area dello Stretto di Messina, i depositi conglomeratici affioranti costituiscono la successione tipo delle ghiaie e sabbie di Messina, nota anche come “Formazione di Messina”.

Originariamente riferita al Calabriano, è stata successivamente considerata discordante e trasgressiva sul substrato, ed ascritta in modo dubitativo al Pleistocene inferiore-medio, sebbene altri autori attribuiscono la formazione ad un ambiente deltizio alimentato dalle fiumare (dividendola in una facies deltizia marina ed una deltizia continentale, complessivamente di età infrapleistocenica) o la considerino come una “facies deltizia”, regressiva e diacrona a progradazione centripeta verso l’asse dello Stretto, generata dall’accelerazione del sollevamento dell’entroterra cristallino.

Nell’entroterra reggino, alle pendici dell’Aspromonte, la formazione raggiunge i 400 m di spessore. Questa formazione è di fatto quella che costituisce l’ossatura dell’area e, quindi, litotipo di riferimento nelle valutazioni di ordine geologico nonché geotecnico.

Si evidenzia inoltre, il sussistere a luoghi di significativi spessori di depositi di copertura nonché di alteriti, frutto sia dei processi evolutivi sia delle azioni antropiche. Si riporta di seguito l’inquadramento delle formazioni presenti nel sito:



	<b>MSS</b>	<p><b>GHIAIE E SABBIE DI MESSINA</b></p> <p>Sabbie e ghiaie grigio-giallastre o rossastre, con abbondante matrice. I ciottoli, prevalentemente cristallini, da subarrotondati ad appiattiti, spesso embriciati, hanno diametro da 2 cm fino a blocchi di 1 m. Sono presenti livelli e lembi di sabbie fini e silt quarzosi. Tra i ciottoli sono presenti resti ossei e molarli fluitati di mammiferi. La formazione è caratterizzata da clinostratificazione ad alto angolo via via più bassa nella parte alta. Facies di tipo deltizio e/o di conoide sottomarina legate agli apporti di paleofiumare. Spessore fino a 250 m.</p> <p><b>PLEISTOCENE MEDIO</b></p>
	<b>LLM</b>	<p><b>CONGLOMERATI DI ALLUME</b></p> <p>Conglomerati poligenici a clasti eterometrici subarrotondati, filladico-quarziticici e subordinatamente arenitici e carbonatici, in matrice sabbiosa e variamente diagenizzati. Affiorano alla base di paleoscarpate di faglia nella zona di Alii. Spessore fino a 150 m.</p> <p><b>PLEISTOCENE MEDIO</b></p>

I tratti geomorfologici più significativi dell'area oggetto del presente studio sono rappresentati dalla dorsale dei Monti Peloritani e dall'estesa fascia alluvionale che borda la terminazione occidentale del Massiccio dell'Aspromonte.

Entrambi le dorsali sono incise da valli con versanti molto acclivi nel tratto a monte, che conferiscono al paesaggio un aspetto aspro.

Verso valle il paesaggio è caratterizzato da una successione continua di superfici subpianeggianti variamente estese, degradanti e separate da evidenti gradini, che danno al versante ionico una tipica conformazione a gradinata.

Esso è disseccato da incisioni fluviali, che nel loro tratto terminale svasano in piane alluvionali, in genere più ampie sul versante calabrese.

## STATO DI FATTO E STATO DI PROGETTO

I due serbatoi in oggetto, presentano pianta circolare ed hanno stessa tipologia strutturale. In particolare si caratterizzano con una struttura esterna composta da sei anelli in cemento muratura

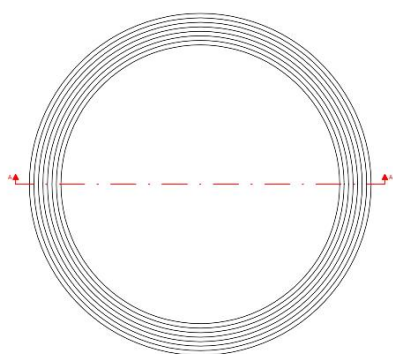
con diametro decrescente dal colmo alla base:

Serbatoio 1: diametro anello di base (44,46 m), diametro anello di colmo (36,06 m);

Serbatoio 2: diametro anello di base (45,52 m), diametro anello di colmo (37,12 m).

La struttura esterna descritta, è separata attraverso un'intercapedine di circa 2 m, dall'involucro interno in acciaio destinato alle fasi di riempimento. Entrambi i serbatoi presentano un'altezza complessiva di circa 14,40 m.

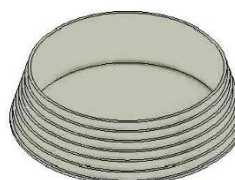
Di seguito si riportano graficamente alcuni stralci dello stato di fatto.



PIANTA - Scala 1:300

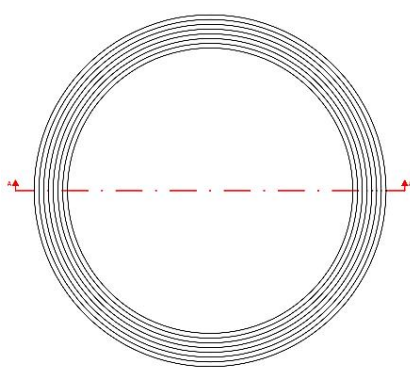


SEZIONE A-A - Scala 1:300



ASSONOMETRIA PARTE IN CEMENTO/MURATURA

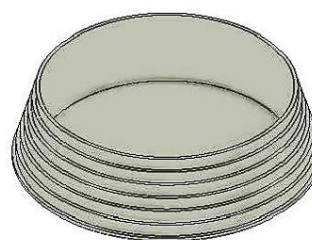
#### *Serbatoio 1*



PIANTA - Scala 1:300



SEZIONE A-A - Scala 1:300



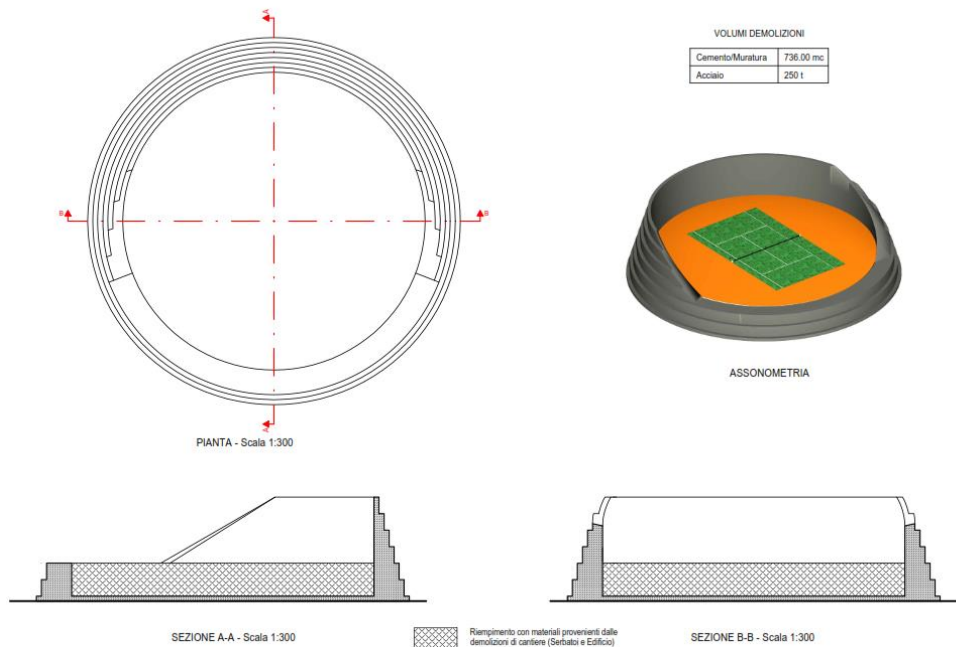
ASSONOMETRIA PARTE IN CEMENTO/MURATURA

#### *Serbatoio 2*

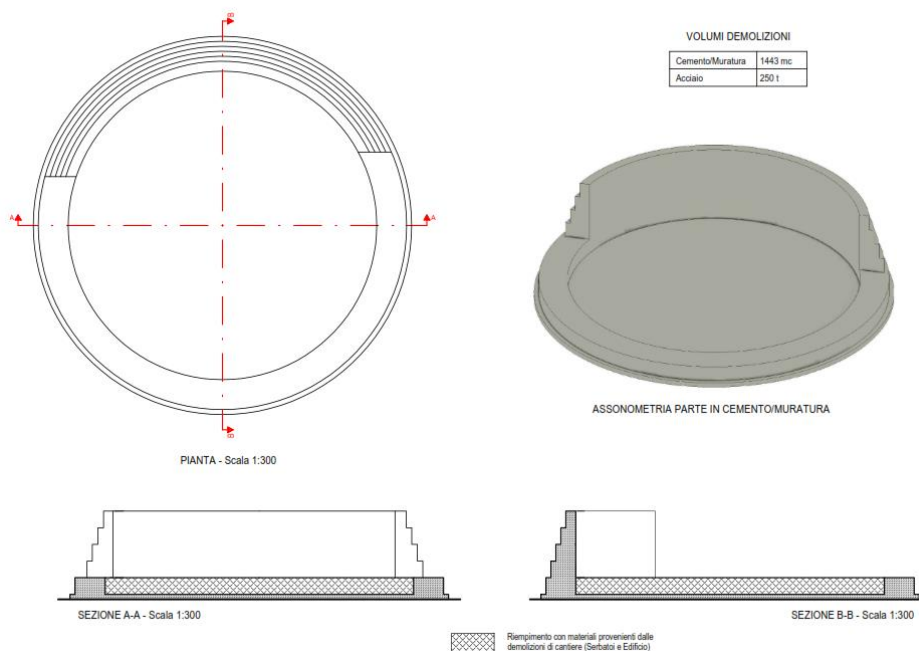
Lo stato di progetto prevede che la struttura dei due serbatoi in oggetto, venga riconsiderata e trasformata, al fine di cambiare la destinazione d'uso degli stessi, favorendo lo sviluppo di attività sportive. In particolare si prevede lo smantellamento e l'asportazione dell'involucro d'acciaio

interno, la demolizione e l'asportazione di parte della struttura anulare in cemento muratura, la stabilizzazione della porzione superstite come muro a gravità di cui al successivo *Capitolo 6* si riportano analisi e le verifiche.

Di seguito si riportano graficamente alcuni stralci dello stato di progetto.



*Serbatoio 1*



*Serbatoio 2*

## NORME DI RIFERIMENTO

Il progetto e la verifica della struttura di sostegno a gravità, è redatto in accordo alle seguenti

normative:

D. M. Infrastrutture Trasporti 17/01/2018 (G.U. 20/02/2018 n. 42 - Suppl. Ord.) “Aggiornamento delle Norme tecniche per le Costruzioni”;

Circolare 2 febbraio 2009 n. 617 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti (G.U. 26 febbraio 2009 n. 27 – Suppl. Ord.) “Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le Costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008”.

## **INDAGINI SUI TERRENI E MODELLO GEOTECNICO**

Dai certificati di collaudo e dalla documentazione originaria disponibile, risulta che i terreni di fondazione sono essenzialmente caratterizzati da ghiaia e ciottoli in matrice sabbiosa.

Le caratteristiche meccaniche dei terreni furono accertate in due fasi: la prima consistente in tre sondaggi ubicati nelle zone ove era prevista l'esecuzione delle fondazioni a pozzo; la seconda, di approfondimento, per valutare la qualità dei terreni nell'intorno del serbatoio interrato di cui era stata disposta la rimozione.

Anche in quest'ultima zona fu confermata la natura granulare del terreno, ma con valori di densità relativa più bassi.

Dalla relazione di collaudo emerge inoltre che i sondaggi in corrispondenza del reticolo di travi rovesce, fornirono una risposta, in termini di grado di addensamento, minore di quelle precedenti, e pertanto fu eseguito un trattamento di bonifica.

In particolare, la bonifica comportò la posa in opera di misto granulare compattato in corrispondenza delle travi rovesce e strati alternati di misto granulare compattato e cls magro di 25cm al di sotto dei plinti.

Al fine di confermare la natura e le caratteristiche meccaniche e fisiche del terreno sono state eseguite campagne di indagini geognostiche e geofisiche. Per i dettagli si rimanda a:

Relazione sulle indagini geognostiche e stratigrafiche eseguite dal Dott. Geol. Francesco Borgese;

Indagine Geofisica tramite tecnica MASW – Elaborazione MASW1 e MASW2 a firma della Dott.ssa geol. Annalisa Vietri;

Indagine Geofisica in Foro Down-Hole a firma del Dott. Geol. Francesco Borgese;

Relazione sulle Indagini a firma del Dott. Geol. Alberto Caprara.

Di seguito si riportano i principali stralci.





*Ubicazione dei sondaggi stratigrafici (S1, S2)*



*Ubicazione delle indagini DPSH e MASW*

**STRATIGRAFIA - S1**

SCALA 1 : 125 Pagina 1/1

Riferimento: Indagini Geognostiche Realizzazione Nuova Sede XII Reparto Mobile PS	Sondaggio: S1
Località: Santa Caterina - Reggio Calabria	Quota:
Impresa esecutrice:	Data:
Coordinate:	Redattore:
Perforazione: A Carotaggio Continuo	

Ø mm	R v	A r	Pz s	metri batt.	LITOLOGIA	Campioni	RP	VT	Prel. % 0 --- 100	S.P.T.		RQD % 0 --- 100	prof. m	DESCRIZIONE
										S.P.T.	N			
				1.										Terreno di riporto composto da sabbia limo-argillosa, con presenza di ghiaia, ciottoli e frammenti di laterizio, scarsamente addensato, di colore marrone chiaro.
				2.										
				3.										
				4.								3.8		
				4.3		1) She < 4,50 5,00						4.3		Sabbia in matrice argillosa, con presenza di ciottoli, mediamente addensata, di colore marrone chiaro.
				5.						3-9-16	25			Sabbia a granulometria fine e grossolana, in matrice limo-argillosa, mediamente addensata, di colore marrone chiaro.
				6.										
				7.										
				8.										
				9.										
				10.										
				11.										
				12.										
				13.										
				14.								14.0		Sabbia in matrice limo-argillosa, debolmente ghiaiosa, mediamente addensata, di colore marrone chiaro.
				15.										
				16.										
				16.5								16.5		Sabbia a granulometria grossolana, in matrice limo-argillosa, mediamente addensata, di colore marrone chiaro.
				17.										
				18.										
				19.										
				20.										
				21.									21.0	Sabbia debolmente limosa, con presenza di ciottoli, mediamente addensata, di colore marrone chiaro.
				22.										
				22.3									22.3	Sabbia argillosa a granulometria da fine a molto fine, con presenza di un frammento di trovante di genesi metamorfica, mediamente addensata, di colore marrone.
				23.										
				24.										
				25.										
				26.									26.0	Frammenti di trovante in matrice argillosa, di colore grigio scuro.
				27.									27.0	Sabbia argillosa con presenza di locali livelletti debolmente ghiaiosi, mediamente addensata, di colore marrone chiaro.
				28.										
				29.										
				30.									30.0	

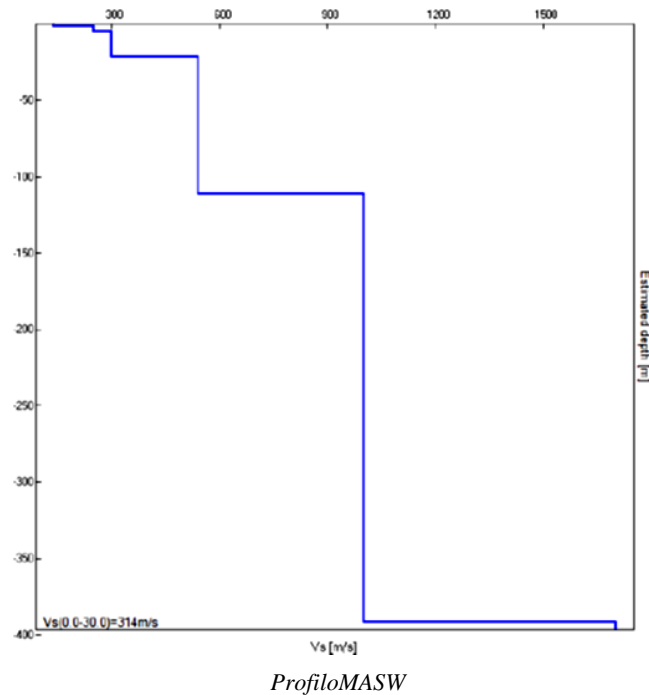
Colonna stratigrafica S1

**STRATIGRAFIA - S2**

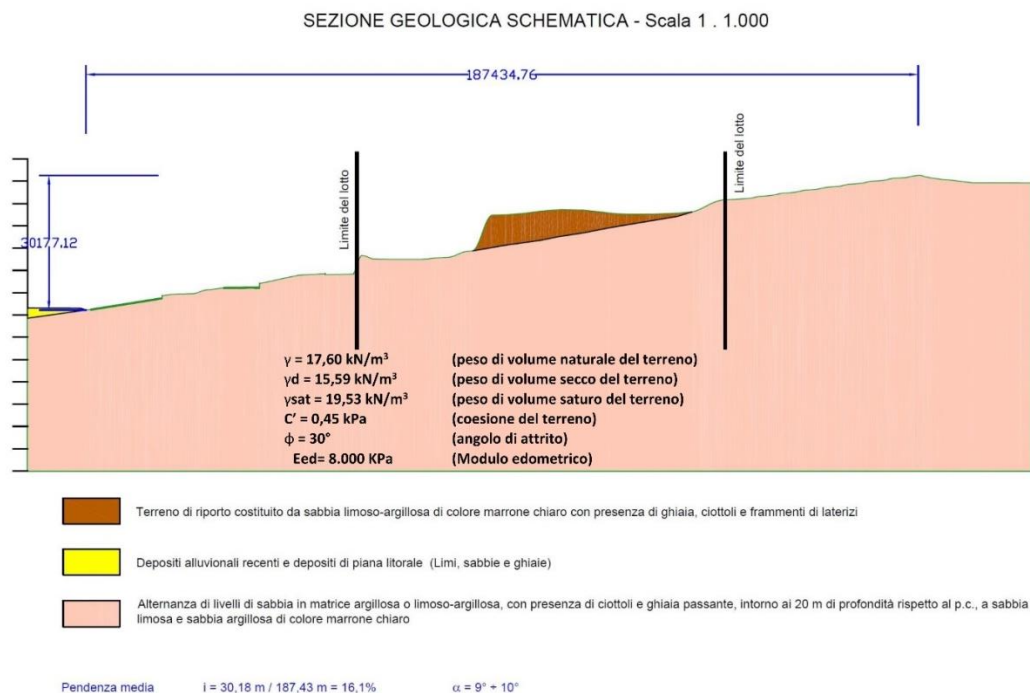
SCALA 1 : 125 Pagina 1/1

Riferimento: Indagini Geognostiche Realizzazione Nuova Sede XII Reparto Mobile PS										Sondaggio: S2			
Località: Santa Caterina - Reggio Calabria										Quota:			
Impresa esecutrice:										Data:			
Coordinate:										Redattore:			
Perforazione: A Carotaggio Continuo													
o	R	A	Pz	metri	LITOLOGIA	Campioni	RP	VT	Prel. %	S.P.T.	RQD %	prof.	DESCRIZIONE
mm	v	r	s	batt.					0 --- 100	S.P.T.	0 --- 100	m	
				1									Terreno di riporto composto da sabbia limo-argillosa, con presenza di ciottoli e frammenti di trovante, scarsamente addensato, di colore marrone chiaro.
				2									
				3									
				4									
				4.2									
				5									Sabbia debolmente argillosa, ghiaiosa, mediamente addensata, di colore marrone chiaro.
				6		1) She < 5,50 6,00				12-18-26	44	6.0	
				7								7.0	Frammenti di trovante in matrice sabbioso-argillosa, di colore grigio chiaro.
				8								8.8	Sabbia a granulometria medio-grossolana, debolmente limosa, mediamente addensata, di colore marrone chiaro.
				9								9.5	Sabbia debolmente limosa, con presenza di ciottoli e frammenti di trovante, mediamente addensata, di colore marrone chiaro.
				10									Sabbia debolmente limosa, mediamente addensata, di colore marrone chiaro.
				11									
				12									
				12.8									
				13									Sabbia a granulometria medio grossolana, debolmente limosa, con presenza di piccoli livelletti debolmente ghiaiosi, mediamente addensata, di colore marrone.
				14									
				15									
				16									
				16.5									
				17									Sabbia in matrice limosa con presenza di ciottoli e frammenti di trovante di genesi metamorfica, mediamente addensata, di colore grigio chiaro.
				18									
				18.0									
				19									Sabbia debolmente argillosa, con presenza di sporadici livelletti debolmente ghiaiosi, mediamente addensata, di colore marrone.
				20									
				21									
				22									
				22.5									
				23									Sabbia debolmente argillosa, con presenza di rari ciottoli di piccole dimensioni, mediamente addensata, di colore marrone chiaro.
				24									
				25									
				26									
				27									
				28									
				29									
				30								30.0	

Colonna stratigrafica S2



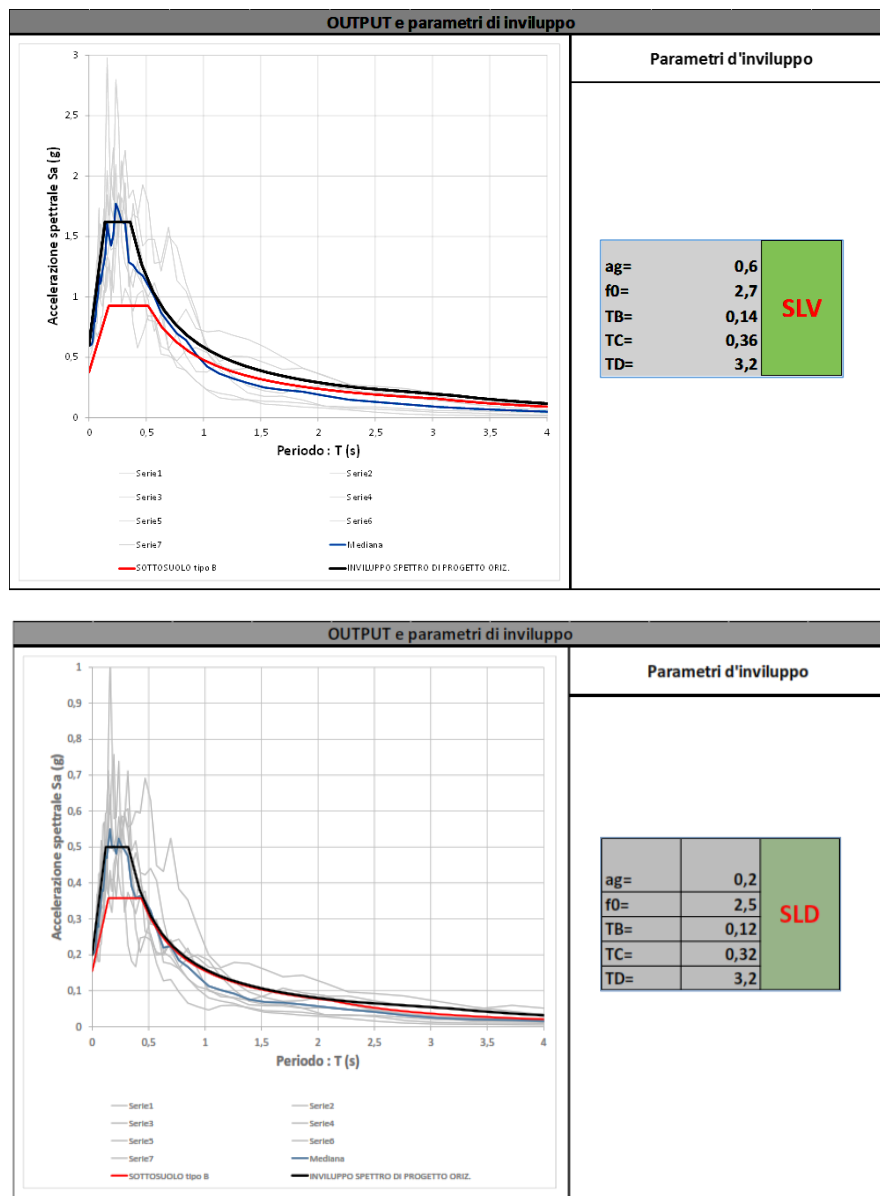
Dai risultati ottenuti dalle indagini condotte è stato estrapolato, vedi Relazione Geologica, il modello geotecnico del terreno di fondazione come di seguito rappresentato.



*Modello geotecnico di riferimento ottenuto*

In relazione alle diverse condizioni di stato limite e alle risposte spettrali attese dalle strutture di sostegno, sono stati selezionati differenti set di accelerogrammi di spettrocompatibilità per la verifica delle condizioni di amplificazione di sito. Per la struttura oggetto di indagine, considerati i periodi principali di vibrazione, si fa riferimento alle valutazioni dell'amplificazione sismica locale

nell'intervallo di periodi 0,10-1,50s. Inoltre, nel caso specifico dei serbatoi, considerate le risultanze delle indagini geologiche e della tipologia di terreni si adotta un angolo di attrito pari a  $36^\circ$  che meglio descrive le condizioni per il calcolo delle spinte. L'analisi della risposta sismica è stata eseguita attraverso il software STRATA (Kottke and Rathje, 2013) che, come noto, prevede la risoluzione dell'equazione del moto sismico dell'onda di taglio nel dominio delle frequenze (Seed e Idriss, 1971) in condizioni di campo libero. Rimandando alla relazione sugli effetti di amplificazione per i dettagli, si riportano di seguito i parametri per il calcolo della domanda sismica per gli stati limite considerati.



Infine, ai fini del calcolo della domanda sismica, come si rileva dalla Relazione Geologica, il lotto individuato per il completamento del polifunzionale "Manganelli" in loc. Santa Caterina di Reggio Calabria è situato lungo un versante caratterizzato da una pendenza media pari a circa il 16% (corrispondente ad un angolo di  $9 \div 10^\circ$  rispetto all'orizzontale), ad una quota media di 53 m s.l.m.,

per cui, ai fini della valutazione dell'azione sismica di progetto, la suddetta area rientra nella categoria topografica T1.

## **ANALISI DEI CARICHI**

Ai fini delle verifiche si assume, a vantaggio di sicurezza, l'assenza di carichi sul piano a valle del muro di contenimento. Inoltre si evidenzia che a monte è prevista una sistemazione a verde che ne esclude l'uso. Pertanto non si prevedono in condizioni sismiche carichi accidentali, oltre i pesi propri degli elementi strutturali.

Nel caso specifico, le pareti dei serbatoi, per la parte che ne permarrà in progetto, è considerato un peso per unità di volume pari a 25kN/mc.

## **DICHIARAZIONI PUNTO 10.2 NTC 2018**

### **Analisi e verifiche svolte con l'ausilio di codici di calcolo**

Il sottoscritto, in qualità di calcolatore delle opere in progetto, dichiara quanto segue.

#### **Tipo di analisi svolta**

L'analisi strutturale e le verifiche sono condotte con l'ausilio di un codice di calcolo automatico. La verifica della sicurezza degli elementi strutturali è stata valutata con i metodi della scienza delle costruzioni.

Il calcolo dei muri di sostegno viene eseguito secondo le seguenti fasi:

- Calcolo della spinta del terreno
- Verifica a ribaltamento
- Verifica a scorrimento del muro sul piano di posa
- Verifica della stabilità complesso fondazione terreno (carico limite)
- Verifica della stabilità globale
- Calcolo delle sollecitazioni sia del muro che della fondazione, progetto delle armature e relative verifiche dei materiali.

L'analisi strutturale sotto le azioni sismiche è condotta con il metodo dell'analisi statica equivalente secondo le disposizioni del capitolo 7 del DM 17/01/2018.

La verifica delle sezioni degli elementi strutturali è eseguita con il metodo degli Stati Limite. Le combinazioni di carico adottate sono esaustive relativamente agli scenari di carico più gravosi cui l'opera sarà soggetta.

### **Origine e caratteristiche dei codici di calcolo**

Titolo	MAX - Analisi e Calcolo Muri di Sostegno
Versione	14.00
Produttore	Aztec Informatica srl, Casole Bruzio (CS)
Licenza	AIU00809Y

### **Affidabilità dei codici di calcolo**

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ha consentito di valutarne l'affidabilità. La documentazione fornita dal produttore del software contiene un'esauriente descrizione delle basi teoriche, degli algoritmi impiegati e l'individuazione dei campi d'impiego. La società produttrice Aztec Informatica srl ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.

### **Modalità di presentazione dei risultati**

La relazione di calcolo strutturale presenta i dati di calcolo tale da garantirne la leggibilità, la corretta interpretazione e la riproducibilità. La relazione di calcolo illustra in modo esaustivo i dati in ingresso ed i risultati delle analisi in forma tabellare.

### Informazioni generali sull'elaborazione

Il software prevede una serie di controlli automatici che consentono l'individuazione di errori di modellazione, di non rispetto di limitazioni geometriche e di armatura e di presenza di elementi non verificati. Il codice di calcolo consente di visualizzare e controllare, sia in forma grafica che tabellare, i dati del modello strutturale, in modo da avere una visione consapevole del comportamento corretto del modello strutturale.

### Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli dal sottoscritto utente del software. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali. Inoltre sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni.

In base a quanto sopra, io sottoscritto asserisco che l'elaborazione è corretta ed idonea al caso specifico, pertanto i risultati di calcolo sono da ritenersi validi ed accettabili.

$$S = P \cdot tg \left( \frac{90-\varphi}{2} \right) = \frac{\gamma_t}{2} \cdot H^2 \cdot tg^2 \left( \frac{90-\varphi}{2} \right) = \frac{\gamma_t}{2} \cdot H^2 \cdot K_a \quad \text{formula di Coulomb semplificata}$$

**$K_a$  = coefficiente di spinta attiva**

## CRITERI DI CALCOLO E VERIFICA MURO

### Normative di riferimento

- Legge nr. 1086 del 05/11/1971.  
Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica.
- Legge nr. 64 del 02/02/1974.  
Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.
- D.M. LL.PP. del 11/03/1988.  
Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.
- D.M. LL.PP. del 14/02/1992.  
Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.
- D.M. 9 Gennaio 1996  
Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche
- D.M. 16 Gennaio 1996  
Norme Tecniche relative ai 'Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi'
- D.M. 16 Gennaio 1996  
Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche
- Circolare Ministero LL.PP. 15 Ottobre 1996 N. 252 AA.GG./S.T.C.  
Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche di cui al D.M. 9 Gennaio 1996
- Circolare Ministero LL.PP. 10 Aprile 1997 N. 65/AA.GG.  
Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. 16 Gennaio 1996
- Norme Tecniche per le Costruzioni 2018 (D.M. 17 Gennaio 2018)

Il calcolo dei muri di sostegno viene eseguito secondo le seguenti fasi:

- Calcolo della spinta del terreno
- Verifica a ribaltamento
- Verifica a scorrimento del muro sul piano di posa
- Verifica della stabilità complesso fondazione terreno (carico limite)
- Verifica della stabilità globale

Calcolo delle sollecitazioni sia del muro che della fondazione e verifica in diverse sezioni al ribaltamento, allo scorrimento ed allo schiacciamento.

### Calcolo della spinta sul muro

#### 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  $\gamma$ . 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  $\rho$  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  $\varepsilon$  l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale e  $\beta$  l'inclinazione della parete rispetto alla verticale, si calcola la spinta  $S'$  considerando un'inclinazione del terrapieno e della parte 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,  $\theta$  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  $\theta$ .

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  $\eta_r$ .

Eseguito 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  $\delta$  è positivo, ribaltante se  $\delta$  è negativo.  $\delta$  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  $\eta_s$ .

Eseguito 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  $\delta_f$  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,  $\delta_f$ , diversi autori suggeriscono di assumere un valore di  $\delta_f$  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  $\eta_q$ . 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;
- $\phi$  angolo di attrito del terreno in fondazione;
- $\gamma$  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:

$$A = e^{\pi \operatorname{tg} \phi}$$

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

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

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

Indichiamo con  $K_p$  il coefficiente di spinta passiva espresso da:

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

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  $\theta$  l'angolo che la risultante dei carichi forma con la verticale ( espresso in gradi ) e con  $\phi$  l'angolo d'attrito del terreno di posa abbiamo:

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

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

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

### Verifica alla stabilità globale

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

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.

Si adotta per la verifica di stabilità globale il metodo di Bishop.

Il coefficiente di sicurezza nel metodo di Bishop si esprime secondo la seguente formula:

$$\eta = \frac{\sum_i \left( \frac{c_i b_i + (W_i - u_i b_i) \text{tg} \phi_i}{m} \right)}{\sum_i W_i \sin \alpha_i}$$

dove il termine  $m$  è espresso da

$$m = \left( 1 + \frac{\text{tg} \phi_i \text{tg} \alpha_i}{\eta} \right) \cos \alpha_i$$

In questa espressione  $n$  è il numero delle strisce considerate,  $b_i$  e  $\alpha_i$  sono la larghezza e l'inclinazione della base della striscia  $i$ -esima rispetto all'orizzontale,  $W_i$  è il peso della striscia  $i$ -esima,  $c_i$  e  $\phi_i$  sono le caratteristiche del terreno (coesione ed angolo di attrito) lungo la base della striscia ed  $u_i$  è la pressione neutra lungo la base della striscia.

L'espressione del coefficiente di sicurezza di Bishop contiene al secondo membro il termine  $m$  che è funzione di  $\eta$ . Quindi essa viene risolta per successive approssimazioni assumendo un valore iniziale per  $\eta$  da inserire nell'espressione di  $m$  ed iterare finquando il valore calcolato coincide con il valore assunto.

## Normativa

### N.T.C. 2018

#### Simbologia adottata

$\gamma_{Gsfav}$	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti
$\gamma_{Gfav}$	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti
$\gamma_{Qsfav}$	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni variabili
$\gamma_{Qfav}$	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni variabili
$\gamma_{tan\phi}$	Coefficiente parziale di riduzione dell'angolo di attrito drenato
$\gamma_{c'}$	Coefficiente parziale di riduzione della coesione drenata
$\gamma_{cu}$	Coefficiente parziale di riduzione della coesione non drenata
$\gamma_{qu}$	Coefficiente parziale di riduzione del carico ultimo
$\gamma_{\gamma}$	Coefficiente parziale di riduzione della resistenza a compressione uniassiale delle rocce

#### Coefficienti di partecipazione combinazioni statiche

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

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		<i>A1</i>	<i>A2</i>	<i>EQU</i>	<i>HYD</i>
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{Gfav}$	1,00	1,00	1,00	0,90
Permanenti	Sfavorevole	$\gamma_{Gsfav}$	1,30	1,00	1,30	1,10
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qfav}$	0,00	0,00	0,00	0,00
Variabili	Sfavorevole	$\gamma_{Qsfav}$	1,50	1,30	1,50	1,50

##### Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>			<i>M1</i>	<i>M2</i>	<i>M2</i>	<i>M1</i>
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{tan\phi}$		1,00	1,25	1,25	1,00
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$		1,00	1,25	1,25	1,00
Resistenza non drenata	$\gamma_{cu}$		1,00	1,40	1,40	1,00
Resistenza a compressione uniassiale	$\gamma_{qu}$		1,00	1,60	1,60	1,00
Peso dell'unità di volume	$\gamma_{\gamma}$		1,00	1,00	1,00	1,00

#### Coefficienti di partecipazione combinazioni sismiche

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

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		<i>A1</i>	<i>A2</i>	<i>EQU</i>	<i>HYD</i>
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{Gfav}$	1,00	1,00	1,00	0,90
Permanenti	Sfavorevole	$\gamma_{Gsfav}$	1,00	1,00	1,00	1,10
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qfav}$	0,00	0,00	0,00	0,00
Variabili	Sfavorevole	$\gamma_{Qsfav}$	1,00	1,00	1,00	1,50

##### Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>			<i>M1</i>	<i>M2</i>	<i>M2</i>	<i>M1</i>
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{tan\phi}$		1,00	1,00	1,00	1,00
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$		1,00	1,00	1,00	1,00
Resistenza non drenata	$\gamma_{cu}$		1,00	1,00	1,00	1,00
Resistenza a compressione uniassiale	$\gamma_{qu}$		1,00	1,00	1,00	1,00
Peso dell'unità di volume	$\gamma_{\gamma}$		1,00	1,00	1,00	1,00

### FONDAZIONE SUPERFICIALE

#### Coefficienti parziali $\gamma_R$ per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO

<i>Verifica</i>	<i>Coefficienti parziali</i>		
	<i>R1</i>	<i>R2</i>	<i>R3</i>
Capacità portante della fondazione	1,00	1,00	1,40
Scorrimento	1,00	1,00	1,10

Resistenza del terreno a valle	1,00	1,00	1,40
Stabilità globale		1,10	

## Geometria muro e fondazione

Descrizione

**Muro a gradoni in calcestruzzo**

### Descrizione dei gradoni

#### *Simbologia adottata*

Nr.	numero d'ordine del gradone (a partire dall'alto)
Bs	base superiore del gradone espressa in [m]
Bi	base inferiore del gradone espressa in [m]
Hg	altezza del gradone espressa in [m]
$\alpha_e$	inclinazione esterna del gradone espressa in [°]
$\alpha_i$	inclinazione interna del gradone espressa in [°]

Nr.	Bs	Bi	Hg	$\alpha_e$	$\alpha_i$
1	1,20	1,20	2,00	0,00	0,00
2	1,80	1,80	2,00	0,00	0,00
3	2,40	2,40	2,00	0,00	0,00
4	3,00	3,00	2,00	0,00	0,00
5	3,60	3,60	2,00	0,00	0,00

Altezza del paramento 10,00 [m]

### Fondazione

Lunghezza mensola fondazione di valle	1,50 [m]
Lunghezza mensola fondazione di monte	1,00 [m]
Lunghezza totale fondazione	6,10 [m]
Inclinazione piano di posa della fondazione	0,00 [°]
Spessore fondazione	1,50 [m]
Spessore magrone	0,10 [m]

## Geometria profilo terreno a monte del muro

### *Simbologia adottata e sistema di riferimento*

(Sistema di riferimento con origine in testa al muro, ascissa X positiva verso monte, ordinata Y positiva verso l'alto)

N	numero ordine del punto
X	ascissa del punto espressa in [m]
Y	ordinata del punto espressa in [m]
A	inclinazione del tratto espressa in [°]

N	X	Y	A
1	0,10	0,00	0,00
2	20,00	1,00	2,88

## Terreno a valle del muro

Inclinazione terreno a valle del muro rispetto all'orizzontale	0,00	[°]
Altezza del rinterro rispetto all'attacco fondaz.valle-paramento	3,00	[m]

## Descrizione terreni

### Simbologia adottata

<i>Nr.</i>	Indice del terreno
<i>Descrizione</i>	Descrizione terreno
$\gamma$	Peso di volume del terreno espresso in [kg/mc]
$\gamma_s$	Peso di volume saturo del terreno espresso in [kg/mc]
$\phi$	Angolo d'attrito interno espresso in [°]
$\delta$	Angolo d'attrito terra-muro espresso in [°]
<i>c</i>	Coesione espressa in [kg/cm <sup>2</sup> ]
<i>c<sub>a</sub></i>	Adesione terra-muro espressa in [kg/cm <sup>2</sup> ]

Descrizione	$\gamma$	$\gamma_s$	$\phi$	$\delta$	<i>c</i>	<i>c<sub>a</sub></i>
Riporto	1800	2000	20,00	13,33	0,000	0,000
Sabbia limosa F	1760	1760	34,00	34,00	0,004	0,004

## Stratigrafia

### Simbologia adottata

<i>N</i>	Indice dello strato
<i>H</i>	Spessore dello strato espresso in [m]
<i>a</i>	Inclinazione espressa in [°]
<i>K<sub>w</sub></i>	Costante di Winkler orizzontale espressa in Kg/cm <sup>2</sup> /cm
<i>K<sub>s</sub></i>	Coefficiente di spinta
<i>Terreno</i>	Terreno dello strato

Nr.	H	a	K <sub>w</sub>	K <sub>s</sub>	Terreno
1	5,00	0,00	2,85	0,00	Riporto
2	20,00	0,00	20,50	0,00	Sabbia limosa F

Terreno di riempimento (drenante) Riporto

## Descrizione combinazioni di carico

### Simbologia adottata

<i>F/S</i>	Effetto dell'azione (FAV: Favorevole, SFAV: Sfavorevole)
$\gamma$	Coefficiente di partecipazione della condizione
$\Psi$	Coefficiente di combinazione della condizione

#### Combinazione n° 1 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
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 EQU (SLU)

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
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° 3 - Caso A2-M2 (GEO-STAB)

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
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° 4 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. positivo

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
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

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
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 EQU (SLU) - Sisma Vert. negativo

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
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° 7 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. positivo

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
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° 8 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. positivo

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
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 A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. negativo

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
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° 10 - Quasi Permanente (SLE)

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
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° 11 - Frequente (SLE)

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
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° 12 - Rara (SLE)

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
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

## Impostazioni di analisi

Calcolo della portanza metodo di MeyerhofCoefficiente correttivo su  $N\gamma$  per effetti cinematici (combinazioni sismiche SLU): 1,00Coefficiente correttivo su  $N\gamma$  per effetti cinematici (combinazioni sismiche SLE): 1,00



## Quadro riassuntivo coeff. di sicurezza calcolati

### Simbologia adottata

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

<b>C</b>	<b>Tipo</b>	<b>Sisma</b>	<b>CS<sub>sco</sub></b>	<b>CS<sub>rib</sub></b>	<b>CS<sub>qlim</sub></b>	<b>CS<sub>stab</sub></b>
1	A1-M1 - [1]	--	3,21	--	8,24	--
2	EQU - [1]	--	--	2,92	--	--
3	STAB - [1]	--	--	--	--	2,35
4	A1-M1 - [2]	Orizzontale + Verticale positivo	1,73	--	2,41	--
5	A1-M1 - [2]	Orizzontale + Verticale negativo	1,58	--	1,95	--
6	EQU - [2]	Orizzontale + Verticale negativo	--	1,02	--	--
7	EQU - [2]	Orizzontale + Verticale positivo	--	1,29	--	--
8	STAB - [2]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	1,80
9	STAB - [2]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	1,64
10	SLEQ - [1]	--	4,08	--	10,61	--
11	SLEF - [1]	--	4,08	--	10,61	--
12	SLER - [1]	--	4,08	--	10,61	--

## Analisi della spinta e verifiche

Sistema di riferimento adottato per le coordinate :

Origine in testa al muro (spigolo di monte)

Ascisse X (espresse in [m]) positive verso monte

Ordinate Y (espresse in [m]) positive verso l'alto

Le forze orizzontali sono considerate positive se agenti da monte verso valle

Le forze verticali sono considerate positive se agenti dall'alto verso il basso

Calcolo riferito ad 1 metro di muro

### Tipo di analisi

Calcolo della spinta

metodo di Culmann

Calcolo del carico limite

metodo di Meyerhof

Calcolo della stabilità globale

metodo di Bishop

Calcolo della spinta in condizioni di

Spinta attiva

### Sisma

#### Identificazione del sito

Latitudine

38.129100

Longitudine

15.657400

Comune

Reggio Di Calabria

Provincia

Reggio Di Calabria

Regione

Calabria

Punti di interpolazione del reticolo

45211 - 45212 - 44990 - 44989

#### Tipo di opera

Tipo di costruzione

Opera ordinaria

Vita nominale

50 anni

Classe d'uso IV - Opere strategiche ed industrie molto pericolose  
 Vita di riferimento 100 anni

**Combinazioni SLU**

Accelerazione al suolo  $a_g$  5.88 [m/s<sup>2</sup>]  
 Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S) 1.00  
 Coefficiente di amplificazione topografica (St) 1.00  
 Coefficiente riduzione ( $\beta_m$ ) 0.38  
 Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale 0.50  
 Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)  $k_h=(a_g/g*\beta_m*St*S) = 22.78$   
 Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)  $k_v=0.50 * k_h = 11.39$

**Combinazioni SLE**

Accelerazione al suolo  $a_g$  1.96 [m/s<sup>2</sup>]  
 Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S) 1.00  
 Coefficiente di amplificazione topografica (St) 1.00  
 Coefficiente riduzione ( $\beta_m$ ) 0.47  
 Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale 0.50  
 Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)  $k_h=(a_g/g*\beta_m*St*S) = 9.40$   
 Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)  $k_v=0.50 * k_h = 4.70$

Forma diagramma incremento sismico Stessa forma diagramma statico

Partecipazione spinta passiva (percento) 60,0  
 Lunghezza del muro 10,00 [m]

Peso muro 82875,00 [kg]  
 Baricentro del muro X=0,21 Y=-7,31

Superficie di spinta

Punto inferiore superficie di spinta X = 3,40 Y = -11,50  
 Punto superiore superficie di spinta X = 3,40 Y = 0,17  
 Altezza della superficie di spinta 11,67 [m]  
 Inclinazione superficie di spinta(rispetto alla verticale) 0,00 [°]

COMBINAZIONE n° 5

Valore della spinta statica 36680,86 [kg]  
 Componente orizzontale della spinta statica 32501,51 [kg]  
 Componente verticale della spinta statica 17004,05 [kg]  
 Punto d'applicazione della spinta X = 3,40 [m] Y = -6,88 [m]  
 Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie 27,62 [°]  
 Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche 49,01 [°]

Incremento sismico della spinta 25033,04 [kg]  
 Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta X = 3,40 [m] Y = -6,88 [m]  
 Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche 30,63 [°]

Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte 40092,51 [kg]  
 Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte X = 2,14 [m] Y = -3,86 [m]  
 Inerzia del muro 18876,24 [kg]  
 Inerzia verticale del muro -9438,12 [kg]  
 Inerzia del terrapieno fondazione di monte 9131,77 [kg]  
 Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte -4565,89 [kg]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale 82690,34 [kg]

Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	137572,06	[kg]
Resistenza passiva a valle del muro	-37819,02	[kg]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	137572,06	[kg]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	82690,34	[kg]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	1,90	[m]
Lunghezza fondazione reagente	3,46	[m]
Risultante in fondazione	160510,94	[kg]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	31,01	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	261156,42	[kgm]
Carico ultimo della fondazione	268271,64	[kg]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	3,46	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	7,9636	[kg/cmq]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0,0000	[kg/cmq]

Fattori per il calcolo della capacità portante

<b>Coeff. capacità portante</b>	$N_c = 42.16$	$N_q = 29.44$	$N_\gamma = 31.15$
<b>Fattori forma</b>	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
<b>Fattori inclinazione</b>	$i_c = 0,43$	$i_q = 0,43$	$i_\gamma = 0,01$
<b>Fattori profondità</b>	$d_c = 1,28$	$d_q = 1,14$	$d_\gamma = 1,14$

I coefficienti  $N'$  tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.

$N'_c = 23.14$	$N'_q = 14.40$	$N'_\gamma = 0.27$
----------------	----------------	--------------------

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	1.58
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	1.95

COMBINAZIONE n° 6

Valore della spinta statica	36680,86	[kg]		
Componente orizzontale della spinta statica	32501,51	[kg]		
Componente verticale della spinta statica	17004,05	[kg]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 3,40	[m]	Y = -6,88	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	27,62	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	49,01	[°]		
Incremento sismico della spinta	58462,88	[kg]		
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 3,40	[m]	Y = -6,88	[m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	21,01	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	40092,51	[kg]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 2,14	[m]	Y = -3,86	[m]
Inerzia del muro	28314,36	[kg]		
Inerzia verticale del muro	-14157,18	[kg]		
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	13697,66	[kg]		
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	-6848,83	[kg]		

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	126315,24	[kg]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	146067,04	[kg]
Resistenza passiva a valle del muro	-37819,02	[kg]
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	686763,72	[kgm]
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	703795,09	[kgm]

Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	146067,04	[kg]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	126315,24	[kg]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	2,93	[m]
Lunghezza fondazione reagente	0,35	[m]
Risultante in fondazione	193109,09	[kg]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	40,85	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	428473,10	[kgm]

**COEFFICIENTI DI SICUREZZA**

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento	1.02
------------------------------------------	------

**Stabilità globale muro + terreno****Combinazione n° 9**

Le ascisse X sono considerate positive verso monte

Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Origine in testa al muro (spigolo contro terra)

W	peso della striscia espresso in [kg]
$\alpha$	angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)
$\phi$	angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia
c	coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [kg/cm <sup>2</sup> ]
b	larghezza della striscia espressa in [m]
u	pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kg/cm <sup>2</sup> ]
Ctn, Ctt	contributo tiranti espresso in [kg]

**Metodo di Bishop**

Numero di cerchi analizzati 36

Numero di strisce 25

**Cerchio critico**

Coordinate del centro X[m]= -2,79 Y[m]= 8,36

Raggio del cerchio R[m]= 20,80

Ascissa a valle del cerchio Xi[m]= -16,83

Ascissa a monte del cerchio Xs[m]= 16,61

Larghezza della striscia dx[m]= 1,34

Coefficiente di sicurezza C= 1.64

Le strisce sono numerate da monte verso valle

**Caratteristiche delle strisce**

Striscia	W	$\alpha(^{\circ})$	Wsin $\alpha$	b/cos $\alpha$	$\phi$	c	u	Ctn	Ctt
1	3281,09	64.41	2959,23	3,10	20.00	0,00	0,00	---	---
2	8948,63	56.87	7494,11	2,45	20.00	0,00	0,00	---	---
3	13207,41	50.60	10205,37	2,11	25.51	0,00	0,00	---	---
4	16557,00	45.08	11724,74	1,89	34.00	0,00	0,00	---	---
5	19298,30	40.07	12421,90	1,75	34.00	0,00	0,00	---	---
6	21579,41	35.40	12500,12	1,64	34.00	0,00	0,00	---	---
7	23481,90	30.99	12090,21	1,56	34.00	0,00	0,00	---	---
8	25060,06	26.78	11289,66	1,50	34.00	0,00	0,00	---	---
9	26351,72	22.71	10175,64	1,45	34.00	0,00	0,00	---	---
10	27600,14	18.77	8881,69	1,41	34.00	0,00	0,00	---	---
11	30649,31	14.92	7890,86	1,38	34.00	0,00	0,00	---	---
12	35071,09	11.13	6772,86	1,36	34.00	0,00	0,00	---	---
13	39470,92	7.40	5083,16	1,35	34.00	0,00	0,00	---	---
14	22519,47	3.70	1451,35	1,34	34.00	0,00	0,00	---	---
15	13432,65	0.01	1,56	1,34	34.00	0,00	0,00	---	---
16	12682,88	-3.68	-814,45	1,34	34.00	0,00	0,00	---	---
17	12377,50	-7.39	-1591,13	1,35	34.00	0,00	0,00	---	---
18	11863,94	-11.12	-2288,39	1,36	34.00	0,00	0,00	---	---
19	11135,40	-14.91	-2864,30	1,38	34.00	0,00	0,00	---	---
20	10181,69	-18.76	-3274,09	1,41	34.00	0,00	0,00	---	---

---

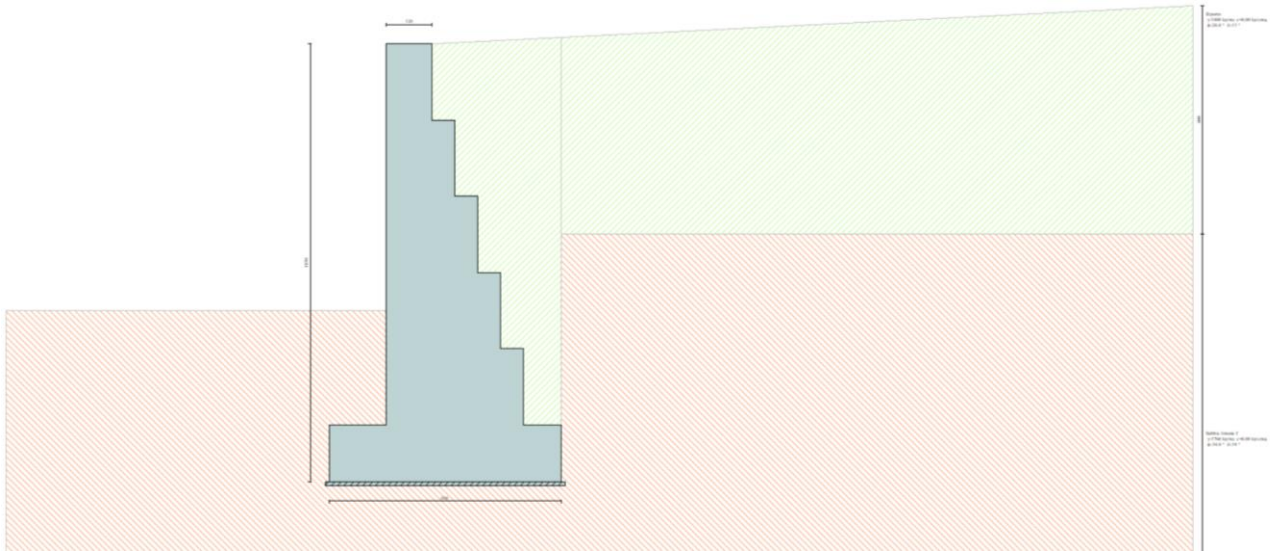
21	8988,46	-22.70	-3468,78	1,45	34.00	0,00	0,00	---	---
22	7535,96	-26.76	-3393,23	1,50	34.00	0,00	0,00	---	---
23	5797,08	-30.97	-2983,42	1,56	34.00	0,00	0,00	---	---
24	3734,01	-35.38	-2162,10	1,64	34.00	0,00	0,00	---	---
25	1292,58	-40.05	-831,71	1,75	34.00	0,00	0,00	---	---

$\Sigma W_i = 412098,62$  [kg]

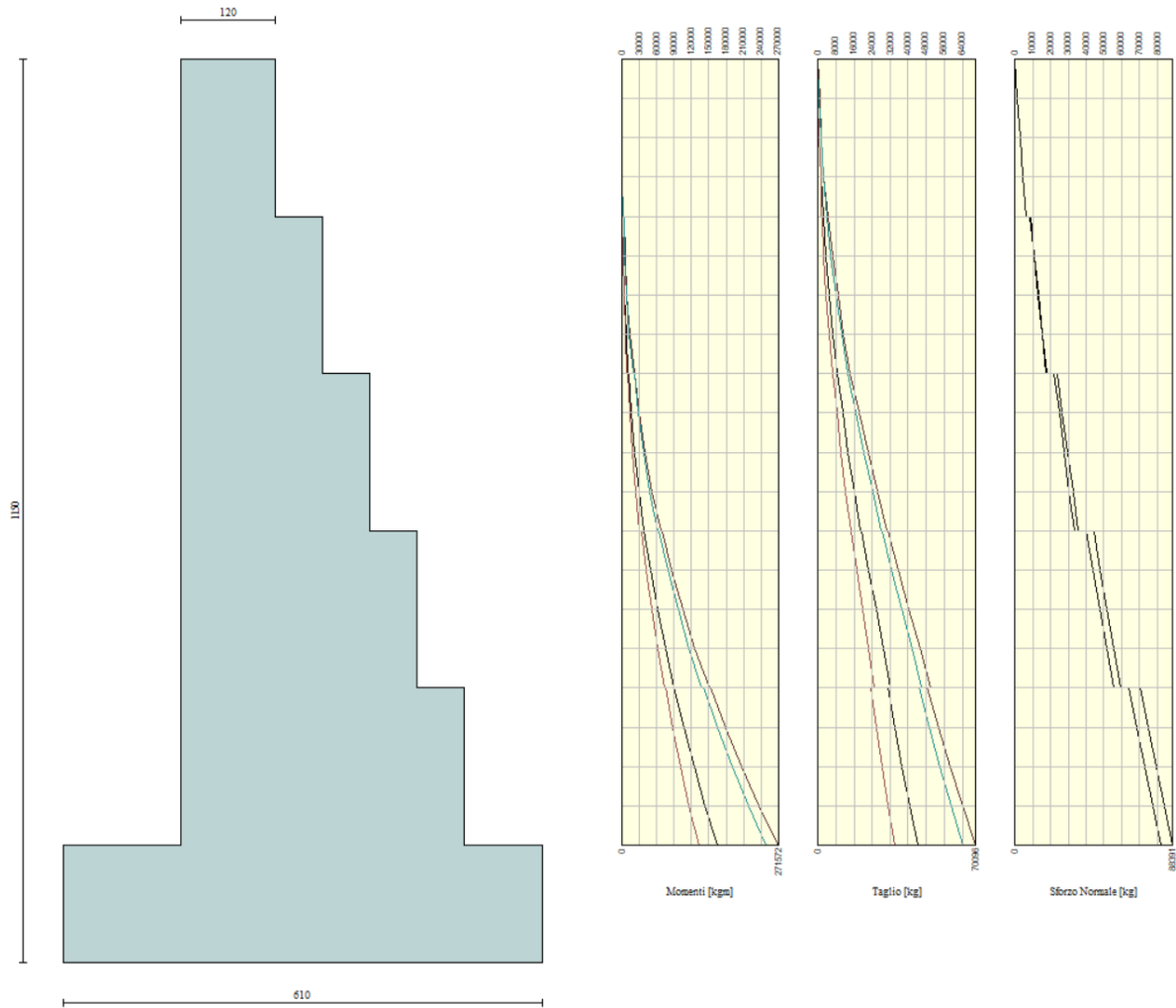
$\Sigma W_i \sin \alpha_i = 97270,87$  [kg]

$\Sigma W_i \tan \phi_i = 271560,74$  [kg]

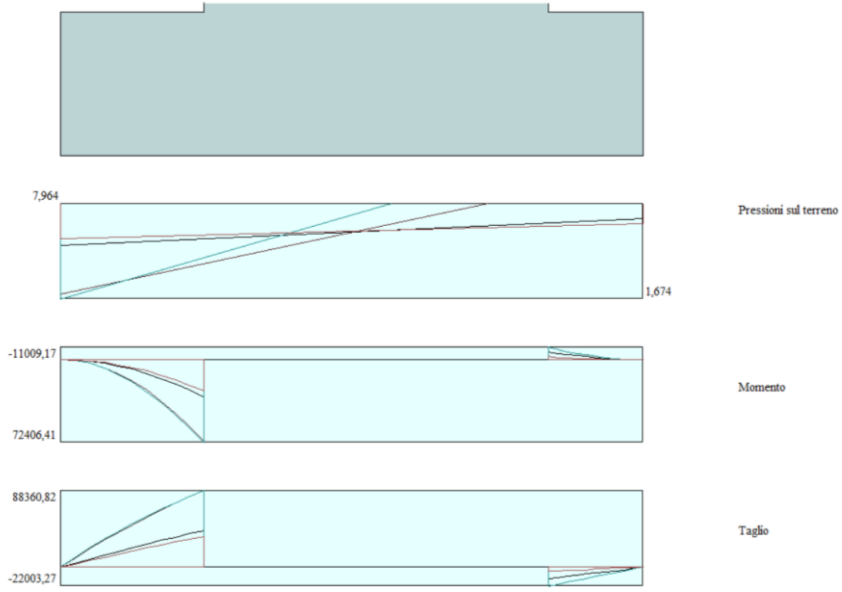
$\Sigma \tan \alpha_i \tan \phi_i = 2.58$



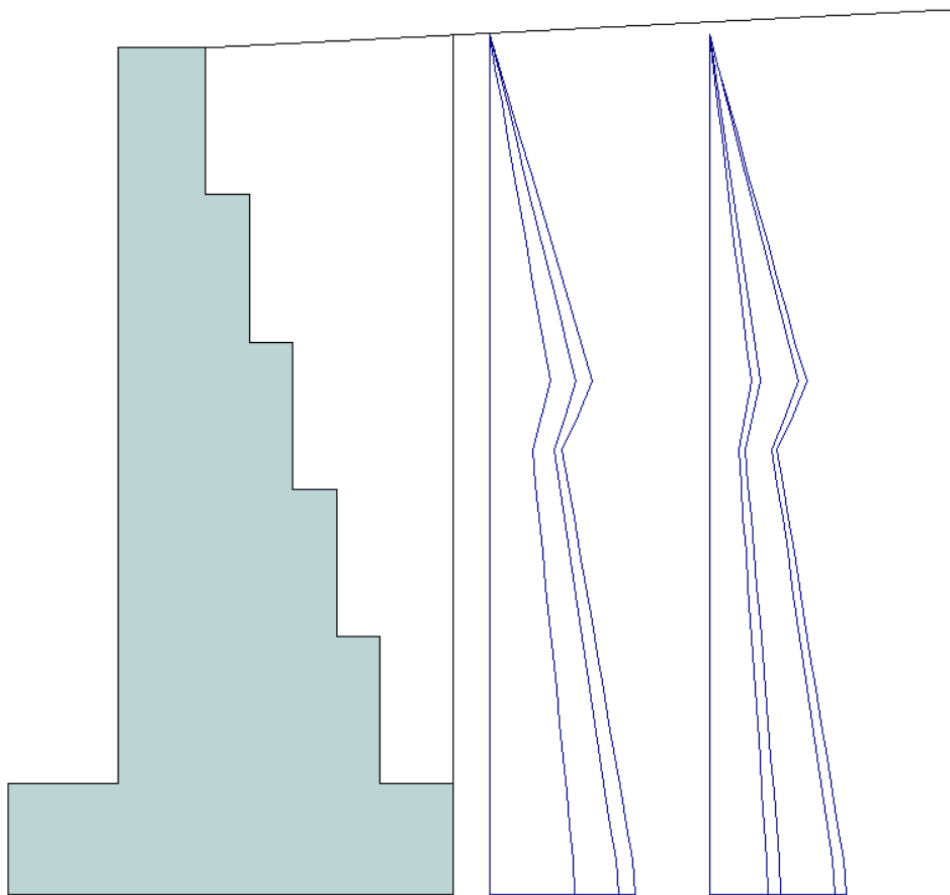
GEOMETRIA E STRATIGRAFIE



INVILUPPO SOLLECITAZIONI PARAMENTO



INVILUPPO SOLLECITAZIONI FONDAZIONE



ANDAMENTO DIAGRAMMI SPINTE E CUNEI