

Variante alla SS12 da Buttapietra
alla tangenziale SUD di Verona

PROGETTO DEFINITIVO

COD. VE29

PROGETTAZIONE:	MANDATARIA:		MANDANTI:		No.Do. e Servizi s.r.l. Società di Ingegneria		
RAGGRUPPAMENTO				IDRO.STRADE s.r.l.			
PROGETTISTI							

IL RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:

Ing. Antonino Alvaro – SIGECO ENGINEERING srl
Ordine Ingegneri Provincia di Cosenza n. A282

IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:

Arch. Giuseppe Luciano – SIGECO ENGINEERING srl
Ordine Architetti Provincia di Reggio Calabria n. A2316

I GEOLOGI:

Dott. Geol. Domenico Carrà – SIGECO Eng. srl Ordine Geologi della Calabria n. 641
Dott. Geol. Francesco Molinaro – SIGECO Eng. srl Ordine Geologi della Calabria n. 1063

VISTO:IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO:

Ing. Antonio Marsella

IL PROGETTISTA:

Arch. Giuseppe Luciano – SIGECO Eng. srl Ordine Architetti di Reggio Cal. n. A2316

Ing. Francesco Tucci – IDROSTRADE srl Ordine Ingegneri Cosenza n. A922

Ing. Carmine Guido – NO.DO. e Serv. srl Ordine Ingegneri Cosenza n. A1379

Ing. Sandro D'Agostini – Ordine Ingegneri Belluno n. A457

Ing. Antonio Barci – BARCI Eng. srl Ordine Ingegneri Cosenza n. A1003

GRUPPO DI PROGETTAZIONE:

Ing. Giovanni Costa – Steel Project Engineering – Ordine Ingegneri Livorno n. A1632

Arch. Alessandra Alvaro – SIGECO Eng. srl Ordine Architetti Cosenza n. A1490

Ing. Gaetano Zupo – SIGECO Eng. srl Ordine Ingegneri Cosenza n. A5385

Geom. Giuseppe Crispino – SIGECO Eng. srl Collegio Geometri Potenza n. 2296

Ing. Paola Tucci – IDROSTRADE srl Ordine Ingegneri Cosenza n. A5488

Ing. Mario Perri – IDROSTRADE srl Ordine Ingegneri Cosenza n. A3784

Arch. Simona Tucci – IDROSTRADE srl Ordine Ingegneri Cosenza n. A1637

Ing. Roberto Scrivano – NO.DO. e Serv. srl Ordine Ingegneri Cosenza n. A2061

Ing. Emiliano Domestico – NO.DO. e Serv. srl Ordine Ingegneri Cosenza n. A5501

Geol. Carolina Simone – NO.DO. e Serv. srl Ordine Geologi della Calabria n. 730

Ing. Giorgio Barci – BARCI Eng. srl Ordine Ingegneri Prov. di Cosenza n. A5873

Dott.ssa Laura Casadei – Kora s.r.l. – Iscr. el. Operatori abilitati Archeologia Prev. n. 2248

**S.54 Muro di sostegno MS54
RELAZIONE DI CALCOLO**

CODICE PROGETTO		NOME FILE			REV.	SCALA:
		T00MS54STRRE01_A				
CO VE0029 D 2001		CODICE ELAB. T00MS54STRRE01			A	VARIE
D						
C						
B						
A	EMISSIONE	DIC 2021	Sigeco Engineering Srl	Ing. G. Zupo	Arch. G. Luciano	Ing. A. Alvaro
REV.	DESCRIZIONE	DATA	SOCIETA'	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

Sommario

1.	INTRODUZIONE	2
2.	RIFERIMENTI NORMATIVI E BIBLIOGRAFICI	2
3.	RICHIAMI TEORICI.....	3
3.1.	Calcolo della spinta sul muro.....	3
3.1.1.	Valori caratteristici e valori di calcolo.....	3
3.1.2.	Metodo di Culmann.....	3
3.1.3.	Spinta in presenza di falda.....	4
3.1.4.	Spinta in presenza di sisma.....	4
3.2.	Verifica al ribaltamento.....	5
3.3.	Verifica a scorrimento	6
3.4.	Verifica al carico limite	6
3.5.	Riduzione per eccentricità del carico.....	7
3.6.	Riduzione per effetto piastra.....	8
3.7.	Verifica alla stabilità globale.....	8
4.	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	8
4.1.	Unità geotecniche	8
5.	SISMICITA'	11
6.	OPZIONI DI CALCOLO	12
7.	SEZIONE DI CALCOLO.....	14
8.	DICHIARAZIONI SECONDO N.T.C. 2018 (punto 10.2).....	30

1. INTRODUZIONE

Le opere oggetto della presente relazione di calcolo, sono parte integrante del progetto definitivo denominato "Variante alla SS 12 da Buttapietra alla tangenziale SUD di Verona". Il documento riporta la schematizzazione e il dimensionamento delle opere di sostegno complementari alla realizzazione del tracciato stradale. Le tipologie di opere in progetto sono riassunte in muri a mensola in c.a. con fondazioni superficiali o fondati su pali trivellati, in funzione del terreno su cui insiste l'opera. Per meglio comprendere la schematizzazione e la tipologia di opera impiegata in ogni tratto si rimanda agli elaborati grafici relativi al singolo manufatto. I paragrafi successivi riportano le verifiche effettuate per il dimensionamento dell'opera denominata MS54. L'estensione complessiva del muro di sostegno, che si compone di un unico concio, è pari a circa m 14.15, per come è possibile desumere dagli elaborati grafici. L'altezza del paramento è variabile ed è dettata dall'andamento longitudinale del rilevato stradale da sostenere. L'altezza massima del paramento verticale sarà pari a m 8.00, misurata rispetto allo spiccatto della scarpa di fondazione. Di seguito sono riportate le verifiche effettuate per il dimensionamento.

2. RIFERIMENTI NORMATIVI E BIBLIOGRAFICI

- 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)
- Circolare C.S.LL.PP. 21/01/2019 n.7 - Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 17 gennaio 2018

3. RICHIAMI TEORICI

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

Se il muro è in calcestruzzo armato: Calcolo delle sollecitazioni sia del muro che della fondazione, progetto delle armature e relative verifiche dei materiali.

Se il muro è a gravità: Calcolo delle sollecitazioni sia del muro che della fondazione e verifica in diverse sezioni al ribaltamento, allo scorrimento ed allo schiacciamento.

3.1. Calcolo della spinta sul muro

3.1.1. 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. 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.

3.1.2. 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 θ 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.

3.1.3. Spinta in presenza di falda

Nel caso in cui a monte della parete sia presente la falda il diagramma delle pressioni risulta modificato a causa della sottospinta che l'acqua esercita sul terreno. Il peso di volume del terreno al di sopra della linea di falda non subisce variazioni. Viceversa, al di sotto del livello di falda va considerato il peso di volume efficace

$$\gamma' = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w$$

dove γ_{sat} è il peso di volume saturo del terreno (dipendente dall'indice dei pori) e γ_w è il peso specifico dell'acqua. Quindi il diagramma delle pressioni al di sotto della linea di falda ha una pendenza minore. Al diagramma così ottenuto va sommato il diagramma triangolare legato alla pressione esercitata dall'acqua.

3.1.4. 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 parte pari a

$$\varepsilon' = \varepsilon + \theta \quad \beta' = \beta + \theta$$

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

$$\theta = \arctan\left(\frac{\gamma_{\text{sat}}}{\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \pm k_v}\right)$$

Terreno a permeabilità elevata

$$\theta = \arctan\left(\frac{\gamma}{\gamma_{sat} - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \pm k_v}\right)$$

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

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

dove il coefficiente A vale

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

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

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

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

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

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

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

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

3.2. Verifica al 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 .

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.

3.3. 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

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

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

$$F_r = N \tan \delta_f + c_a B_f$$

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.

3.4. 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:

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

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

L'espressione del carico ultimo è data dalla relazione:

$$q_u = c N_c s_c d_c i_c + q N_q s_q d_q i_q + 0.5 B \gamma N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

In questa espressione:

c coesione del terreno in fondazione

- φ angolo di attrito del terreno in fondazione
- γ peso di volume del terreno in fondazione
- B larghezza della fondazione
- D profondità del piano di posa
- q pressione geostatica alla quota del piano di posa
- N fattori di capacità portante
- d fattori di profondità del piano di posa
- i fattori di inclinazione del carico

Fattori di capacità portante		$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi$	$N_q = e^{2.3 \tan \varphi} K_p$	$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4\varphi)$
Fattori di forma	$\varphi = 0$	$s_c = 1 + 0.2 K_p \frac{B'}{L'}$	$s_q = 1$	$s_\gamma = 1$
	$\varphi > 0$	$s_c = 1 + 0.2 K_p \frac{B'}{L'}$	$s_q = 1 + 0.1 K_p \frac{B'}{L'}$	$s_\gamma = 1 + 0.1 K_p \frac{B'}{L'}$
Fattori di profondità	$\varphi = 0$	$d_c = 1 + 0.2 \frac{D}{B} \sqrt{K_p}$	$d_q = 1$	$d_\gamma = 1$
	$\varphi > 0$	$d_c = 1 + 0.2 \frac{D}{B} \sqrt{K_p}$	$d_q = 1 + 0.1 \frac{D}{B} \sqrt{K_p}$	$d_\gamma = 1 + 0.1 \frac{D}{B} \sqrt{K_p}$
Fattori di inclinazione del carico	$\varphi = 0$	$i_c = \left(1 - \frac{\theta^2}{90^2}\right)^2$	$i_q = \left(1 - \frac{\theta^2}{90^2}\right)^2$	$i_\gamma = 0$
	$\varphi > 0$	$i_c = \left(1 - \frac{\theta^2}{90^2}\right)^2$	$i_q = \left(1 - \frac{\theta^2}{90^2}\right)^2$	$i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta^2}{\varphi^2}\right)^2$

Indichiamo con K_p il coefficiente di spinta passiva espresso da:

$$K_p = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right)$$

3.5. Riduzione per eccentricità del carico

Nel caso in cui il carico al piano di posa della fondazione risulta eccentrico, Meyerhof propone di moltiplicare la capacità portante ultima per un fattore correttivo R_e

$R_e = 1.0 - 2.0 \frac{e}{B}$	per terreni coesivi
$R_e = 1.0 - \sqrt{\frac{e}{B}}$	per terreni incoerenti

con e eccentricità del carico e B la dimensione minore della fondazione.

3.6. Riduzione per effetto piastra

Per valori elevati di B (dimensione minore della fondazione), Bowles propone di utilizzare un fattore correttivo r_γ del solo termine sul peso di volume ($0.5 B \gamma N_\gamma$) quando B supera i 2 m.

$$r_\gamma = 1.0 - 0.25 \log \frac{B}{2.0}$$

Il termine sul peso di volume diventa:

$$0.5B\gamma N_\gamma r_\gamma$$

3.7. Verifica alla stabilità globale

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

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.

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:

$$\eta = \frac{\sum_{i=0}^n \left[\frac{c_i b_i + (W_i - u_i b_i) \tan \varphi_i}{m} \right]}{\sum_{i=0}^n W_i \sin \alpha_i}$$

dove il termine m è espresso da

$$m = \left(1 + \frac{\tan \varphi_i \tan \alpha_i}{\eta} \right) \cos \alpha_i$$

In questa espressione 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, c_i e φ_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.

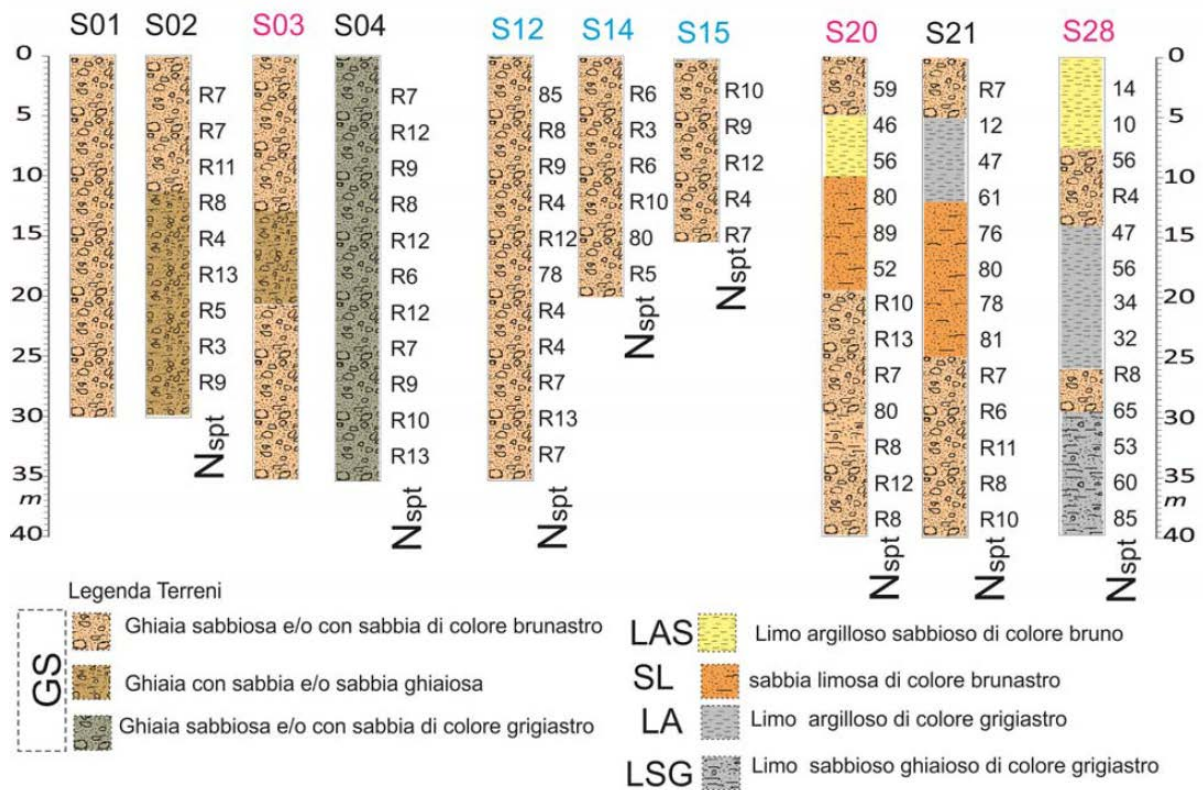
L'espressione del coefficiente di sicurezza di Bishop contiene al secondo membro il termine m che è funzione di η . Quindi essa è risolta per successive approssimazioni assumendo un valore iniziale per η da inserire nell'espressione di m ed iterare fin quando il valore calcolato coincide con il valore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

4. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Nei paragrafi seguenti si riporta la caratterizzazione geotecnica per le opere in progetto

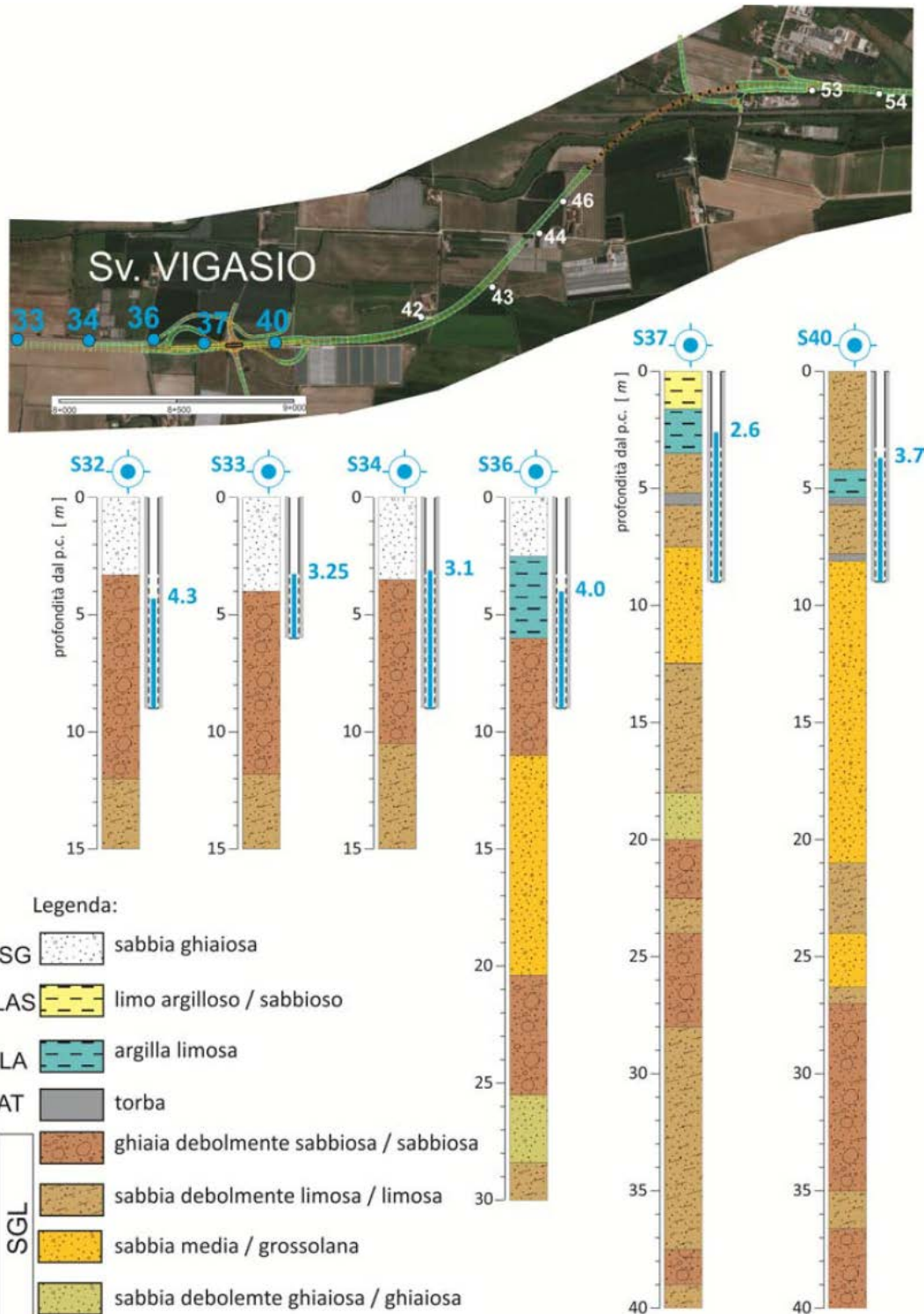
4.1. Unità geotecniche

Per quanto concerne l'identificazione stratigrafica delle verticali indagate si può distinguere un primo settore (S01 ÷ S15) nel quale vi è una prevalenza di materiale ghiaioso nella parte superficiale sino a circa 10.0 – 12.0 m di profondità, alla quale segue un materiale assimilabile ad una sabbia con ghiaia debolmente limosa o limosa.

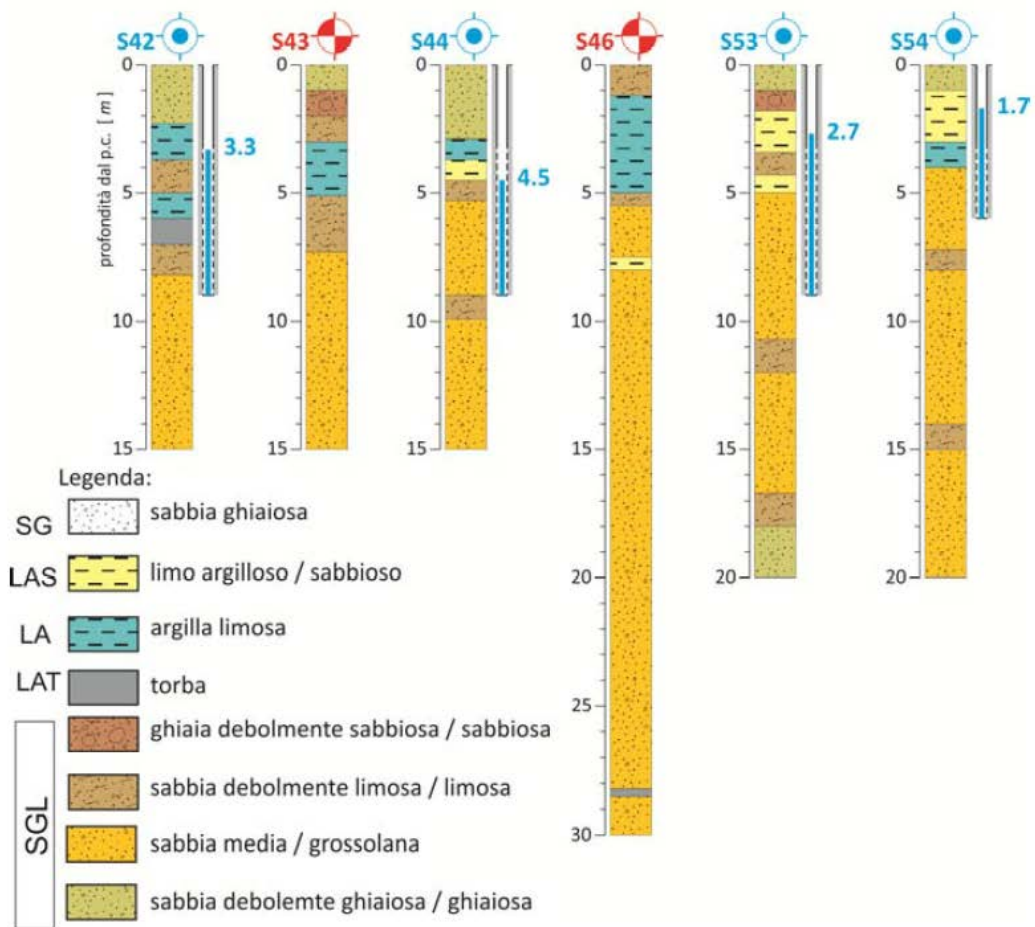


mentre nella zona (S20 ÷ S28) nella parte superficiale si incominciano ad essere presenti passaggi di materiale coesivo interposto al materiale ghiaioso e sabbioso limoso in profondità.

Con il sondaggio S36, posto nel secondo tratto del tracciato, si assiste alla comparsa nello strato superficiale (sino ad una profondità massima di circa 7.0 m) identificabile come limo argilloso / sabbioso o argilla limosa. Si va perdendo la componente ghiaiosa dei materiali, che comunque conservano la loro natura di grana grossa.



Tale componente (ghiaiosa) ricompare nei sondaggi S36 ÷ S40 ad una profondità maggiore di 20.0 m. In tale zona del Tratto 2, si mette in evidenza la presenza di livelli torbosi nella parte superficiale dei sondaggi S37, S40 ed S42 e in profondità, al di sotto dei 20.0 m, nei sondaggi S46, S47, S48 e S50.



5. SISMICITA'

L'azione sismica sulle costruzioni è valutata a partire da una "pericolosità sismica di base", in condizioni ideali di sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale.

La tabella sottostante riporta i dati sismici utilizzati nel calcolo.

Comune	Buttapietra
Provincia	Verona
Regione	Veneto
Latitudine	45.343778
Longitudine	11.002204
Indice punti di interpolazione	12952 - 12951 - 13173 - 13174
Vita nominale	50 anni
Classe d'uso	IV
Tipo costruzione	Normali affollamenti
Vita di riferimento	100 anni

	Simbolo	U.M.		SLU	SLE
Accelerazione al suolo	a_g	[m/s ²]		1.769	0.685
Accelerazione al suolo	a_g/g	[%]		0.180	0.070
Massimo fattore amplificazione spettro orizzontale	F0			2.473	2.512
Periodo inizio tratto spettro a velocità costante	Tc*			0.280	0.265
Tipo di sottosuolo - Coefficiente stratigrafico	Ss		B	1.200	1.200
Categoria topografica - Coefficiente amplificazione topografica	St		T1	1.000	

Stato limite	Coeff. di riduzione β_m	kh [%]	kv [%]
Ultimo	0.380	8.221	4.110
Ultimo - Ribaltamento	0.570	12.331	6.165
Esercizio	0.470	3.940	1.970

Forma diagramma incremento sismico **Stessa forma del diagramma statico.**

6. OPZIONI DI CALCOLO

Spinta

Metodo di calcolo della spinta	Culmann
Tipo di spinta	Spinta attiva
Terreno a bassa permeabilità	NO
Superficie di spinta limitata	NO

Capacità portante

Metodo di calcolo della portanza	Meyerhof	
Criterio di media calcolo del terreno equivalente (terreni stratificati)		Ponderata
Criterio di riduzione per eccentricità della portanza	Meyerhof	
Criterio di riduzione per rottura locale (punzonamento)	Nessuna	
Larghezza fondazione nel terzo termine della formula del carico limite (0.5B γ N γ)		Larghezza ridotta (B')
Fattori di forma e inclinazione del carico		Solo i fattori di inclinazione
Se la fondazione ha larghezza superiore a 2.0 m viene applicato il fattore di riduzione per comportamento a piastra		

Stabilità globale

Metodo di calcolo della stabilità globale	Bishop
---	--------

Altro

Partecipazione spinta passiva terreno antistante	50.00	
Partecipazione resistenza passiva dente di fondazione	50.00	
Componente verticale della spinta nel calcolo delle sollecitazioni		NO
Considera terreno sulla fondazione di valle	SI	
Considera spinta e peso acqua fondazione di valle	NO	
Calcolo percorso filtrazione nella verifica a sifonamento	Bligh	

Spostamenti

Non è stato richiesto il calcolo degli spostamenti

Cedimenti

Non è stato richiesto il calcolo dei cedimenti

Specifiche per le verifiche nelle combinazioni allo Stato Limite Ultimo (SLU)

	SLU	Eccezionale
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo a compressione	1.50	1.00
Coefficiente di sicurezza acciaio	1.15	1.00
Fattore di riduzione da resistenza cubica a cilindrica	0.83	0.83
Fattore di riduzione per carichi di lungo periodo	0.85	0.85
Coefficiente di sicurezza per la sezione	1.00	1.00

Specifiche per le verifiche nelle combinazioni allo Stato Limite di Esercizio (SLE)

Paramento e fondazione muro

Verifiche strutturali nelle combinazioni SLD eseguite. Struttura in classe d'uso III o IV

Condizioni ambientali Ordinarie
Armatura ad aderenza migliorata SI

Verifica a fessurazione

Sensibilità armatura Poco sensibile
Metodo di calcolo aperture delle fessure NTC 2018 - CIRCOLARE 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP.
Calcolo momento fessurazione Apertura
Resistenza a trazione per Flessione
Valori limite aperture delle fessure: $w_1=0.20$
 $w_2=0.30$
 $w_3=0.40$

Verifica delle tensioni

Valori limite delle tensioni nei materiali:

Combinazione	Calcestruzzo	Acciaio
Rara	$0.60 f_{ck}$	$0.80 f_{yk}$
Frequente	$1.00 f_{ck}$	$1.00 f_{yk}$
Quasi permanente	$0.45 f_{ck}$	$1.00 f_{yk}$

7. SEZIONE DI CALCOLO

Materiali

Simbologia adottata

n° Indice materiale

Descr Descrizione del materiale

Calcestruzzo armato

C Classe di resistenza del cls

A Classe di resistenza dell'acciaio

γ Peso specifico, espresso in [kg/mc]

R_{ck} Resistenza caratteristica a compressione, espressa in [kg/cm²]

E Modulo elastico, espresso in [kg/cm²]

ν Coeff. di Poisson

n Coeff. di omogenizzazione acciaio/cls

ntc Coeff. di omogenizzazione cls tesoro/compresso

Calcestruzzo armato

n°	Descr	C	A	γ	R_{ck}	E	ν	n	ntc
				[kg/mc]	[kg/cm ²]	[kg/cm ²]			
1	C30/37	C30/37	B450C	2500,00	377,29	336698	0.30	15.00	0.50

Acciai

Descr	f_{yk}	f_{uk}
	[kg/cm ²]	[kg/cm ²]
B450C	4588,65	5506,38

Geometria profilo terreno a monte del muro

Simbologia adottata

(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
	[m]	[m]	[°]
1	0,00	0,00	0.000
2	20,00	0,00	0.000

Inclinazione terreno a valle del muro rispetto all'orizzontale 0.000 [°]

Falda

Simbologia adottata

(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 [m]	Y [m]	A [°]
1	-4,00	-11,50	0.000
2	-0,50	-11,50	0.000
3	10,00	-11,50	0.000
4	15,00	-11,50	0.000
5	20,00	-11,50	0.000

Geometria muro

Geometria paramento e fondazione

Lunghezza muro 10,00 [m]

Paramento

Materiale C30/37
Altezza paramento 8,00 [m]
Altezza paramento libero 7,50 [m]
Spessore in sommità 0,50 [m]
Spessore all'attacco con la fondazione 0,90 [m]
Inclinazione paramento esterno 0,00 [°]
Inclinazione paramento interno 2,85 [°]

Mensola di marciapiede

Posizione rispetto alla testa del muro 0,00 [m]
Lunghezza 0,25 [m]
Spessore all'estremità libera 0,60 [m]
Spessore all'incastro 0,60 [m]

Fondazione

Materiale C30/37
Lunghezza mensola di valle 1,20 [m]
Lunghezza mensola di monte 2,70 [m]
Lunghezza totale 4,80 [m]
Inclinazione piano di posa 0,00 [°]
Spessore 1,00 [m]
Spessore magrone 0,20 [m]

Sperone

Posizione Centrale
Distanza dal tacco della fondazione 2,70 [m]
Altezza 1,00 [m]
Spessore 1,00 [m]

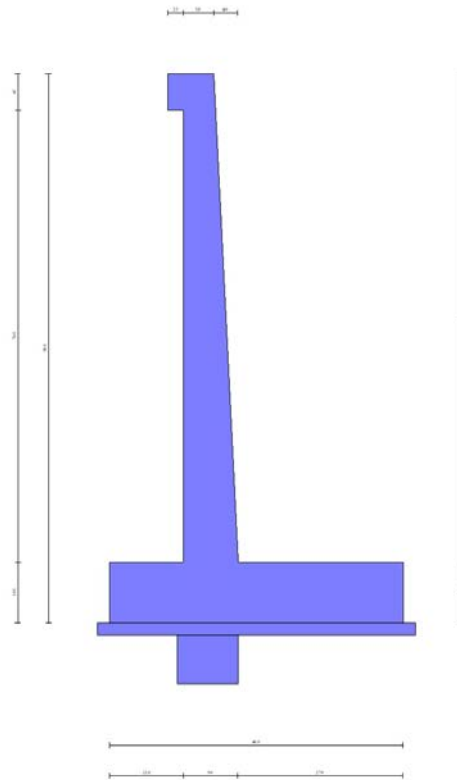


Fig. 1 - Sezione quotata del muro

Descrizione terreni

Parametri di resistenza

Simbologia adottata

- n° Indice del terreno
 Descr Descrizione terreno
 γ Peso di volume del terreno espresso in [kg/mc]
 γ_s Peso di volume saturo del terreno espresso in [kg/mc]
 ϕ Angolo d'attrito interno espresso in [°]
 δ Angolo d'attrito terra-muro espresso in [°]
 c Coesione espressa in [kg/cm^q]
 c_a Adesione terra-muro espressa in [kg/cm^q]

Per calcolo portanza con il metodo di Bustamante-Doix

- Cesp Coeff. di espansione laterale (solo per il metodo di Bustamante-Doix)
 τ_l Tensione tangenziale limite, espressa in [kg/cm^q]

n°	Descr	γ [kg/mc]	γ_{sat} [kg/mc]	ϕ [°]	δ [°]	c [kg/cm ^q]	c _a [kg/cm ^q]	Cesp	τ_l [kg/cm ^q]
1	Rilevato stradale	1850,00	1900,00	33,000	22,000	0,00	0,00	---	---
2	Limo argilloso sabbioso	1900,00	2000,00	22,000	14,670	0,15	0,08	---	---
3	Sabbia media	1900,00	2000,00	28,000	18,670	0,00	0,00	---	---
4	Sabbia fina limosa	1900,00	2000,00	22,000	14,670	0,15	0,08	---	---
5	Sabbia ghiaiosa	2000,00	2100,00	35,000	23,330	0,00	0,00	---	---

Stratigrafia

Simbologia adottata

n° Indice dello strato

H Spessore dello strato espresso in [m]

α Inclinazione espressa in [°]

Terreno Terreno dello strato

Per calcolo pali (solo se presenti)

Kw Costante di Winkler orizzontale espressa in Kg/cm²/cm

Ks Coefficiente di spinta

Cesp Coefficiente di espansione laterale (per tutti i metodi tranne il metodo di Bustamante-Doix)

Per calcolo della spinta con coeff. di spinta definiti (usati solo se attiva l'opzione 'Usa coeff. di spinta da strato')

Kst_{sta}, Kst_{sis} Coeff. di spinta statico e sismico

n°	H [m]	α [°]	Terreno	Kw [Kg/cm ²]	Ks	Cesp	Kst _{sta}	Kst _{sis}
1	7,50	0.000	Rilevato stradale	---	---	---	---	---
2	4,00	0.000	Sabbia fina limosa	---	---	---	---	---
3	4,00	0.000	Limo argilloso sabbioso	---	---	---	---	---
4	13,00	0.000	Sabbia media	---	---	---	---	---
5	6,00	0.000	Sabbia fina limosa	---	---	---	---	---
6	5,00	0.000	Sabbia ghiaiosa	---	---	---	---	---

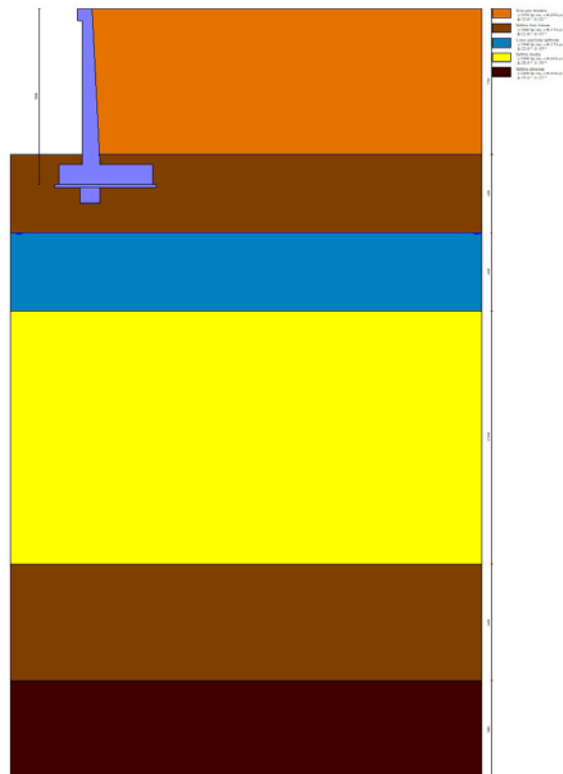


Fig. 2 - Stratigrafia

Condizioni di carico

Simbologia adottata

Carichi verticali positivi verso il basso.

Carichi orizzontali positivi verso sinistra.

Momento positivo senso antiorario.

X Ascissa del punto di applicazione del carico concentrato espressa in [m]

F_x Componente orizzontale del carico concentrato espressa in [kg]

F_y Componente verticale del carico concentrato espressa in [kg]

M Momento espresso in [kgm]

X_i Ascissa del punto iniziale del carico ripartito espressa in [m]

X_f Ascissa del punto finale del carico ripartito espressa in [m]

Q_i Intensità del carico per $x=X_i$ espressa in [kg]

Q_f Intensità del carico per $x=X_f$ espressa in [kg]

Condizione n° 1 (Condizione 1) - ECCEZIONALE

Carichi sul terreno

n°	Tipo	X [m]	F_x [kg]	F_y [kg]	M [kgm]	X_i [m]	X_f [m]	Q_i [kg]	Q_f [kg]
1	Distribuito					0,00	12,00	2000,00	2000,00

Condizione n° 2 (Condizione 2) - ECCEZIONALE

Carichi sul muro

n°	Tipo	Dest	X; Y [m]	F_x [kg]	F_y [kg]	M [kgm]	X_i [m]	X_f [m]	Q_i [kg]	Q_f [kg]
1	Concentrato	Paramento	0,00; 0,00	500,00	0,00	500,00				

Normativa

Normativa usata: Norme Tecniche sulle Costruzioni 2018 (D.M. 17.01.2018) + Circolare C.S.LL.PP. 21/01/2019 n.7

Coef. parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

Carichi	Effetto		Combinazioni statiche					Combinazioni sismiche	
			UPL	EQU	A1	A2	EQU	A1	A2
Permanenti strutturali	Favorevoli	$\gamma_{G1,fav}$	0.90	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Permanenti strutturali	Sfavorevoli	$\gamma_{G1,sfav}$	1.10	1.30	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00
Permanenti non strutturali	Favorevoli	$\gamma_{G2,fav}$	0.80	0.80	0.80	0.80	0.00	0.00	0.00
Permanenti non strutturali	Sfavorevoli	$\gamma_{G2,sfav}$	1.50	1.50	1.50	1.30	1.00	1.00	1.00
Variabili	Favorevoli	$\gamma_{Q,fav}$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevoli	$\gamma_{Q,sfav}$	1.50	1.50	1.50	1.30	1.00	1.00	1.00
Variabili da traffico	Favorevoli	$\gamma_{OT,fav}$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili da traffico	Sfavorevoli	$\gamma_{OT,sfav}$	1.50	1.35	1.35	1.15	1.00	1.00	1.00

Coef. parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro		Combinazioni statiche		Combinazioni sismiche	
		M1	M2	M1	M2
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan(\phi)}$	1.00	1.25	1.00	1.00
Coesione efficace	γ_c	1.00	1.25	1.00	1.00
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1.00	1.40	1.00	1.00

Parametro		Combinazioni statiche		Combinazioni sismiche	
		M1	M2	M1	M2
Peso nell'unità di volume	γ_r	1.00	1.00	1.00	1.00

Coeff. parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO

Verifica	Combinazioni statiche			Combinazioni sismiche		
	R1	R2	R3	R1	R2	R3
Capacità portante	--	--	1.40	--	--	1.20
Scorrimento	--	--	1.10	--	--	1.00
Resistenza terreno a valle	--	--	1.40	--	--	1.20
Ribaltamento	--	--	1.15	--	--	1.00
Stabilità fronte di scavo	--	1.10	--	--	1.20	--

Descrizione combinazioni di carico

Con riferimento alle azioni elementari prima determinate, si sono considerate le seguenti combinazioni di carico:

- Combinazione fondamentale, impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \gamma_{Q2} Q_{k2} + \gamma_{Q3} Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + Q_{k1} + \Psi_{0,2} Q_{k2} + \Psi_{0,3} Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione frequente, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + \Psi_{1,1} Q_{k1} + \Psi_{2,2} Q_{k2} + \Psi_{2,3} Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione quasi permanente, impiegata per gli effetti di lungo periodo:

$$G_1 + G_2 + \Psi_{2,1} Q_{k1} + \Psi_{2,2} Q_{k2} + \Psi_{2,3} Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + \Psi_{2,1} Q_{k1} + \Psi_{2,2} Q_{k2} + \Psi_{2,3} Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali Ad:

$$G_1 + G_2 + A_d + \Psi_{2,1} Q_{k1} + \Psi_{2,2} Q_{k2} + \Psi_{2,3} Q_{k3} + \dots$$

I valori dei coeff. $\Psi_{0,j}$, $\Psi_{1,j}$, $\Psi_{2,j}$ sono definiti nelle singole condizioni variabili.

I valori dei coeff. γ_G e γ_Q , sono definiti nella tabella normativa.

In particolare si sono considerate le seguenti combinazioni:

Simbologia adottata

γ Coefficiente di partecipazione della condizione

Ψ Coefficiente di combinazione della condizione

Combinazione n° 1 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole

Combinazione n° 2 - STR (A1-M1-R3) H + V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 3 - STR (A1-M1-R3) H - V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 4 - GEO (A2-M2-R2)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 5 - GEO (A2-M2-R2) H + V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 6 - GEO (A2-M2-R2) H - V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 7 - EQU (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole

Combinazione n° 8 - EQU (A1-M1-R3) H + V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 9 - EQU (A1-M1-R3) H - V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 10 - ECC

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Condizione 1	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 11 - ECC

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Condizione 2	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 12 - SLER

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 13 - SLEF

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 14 - SLEQ

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 15 - SLEQ H + V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 16 - SLEQ H - V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 17 - HYD

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 18 - UPL

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	0.90	--	Favorevole
Peso terrapieno	0.90	--	Favorevole
Spinta terreno	1.10	--	Sfavorevole

Risultati

Spinta e forze

Simbologia adottata

Ic Indice della combinazione

A Tipo azione

I Inclinazione della spinta, espressa in [°]

V Valore dell'azione, espressa in [kg]

C_x, C_y Componente in direzione X ed Y dell'azione, espressa in [kg]

P_x, P_y Coordinata X ed Y del punto di applicazione dell'azione, espressa in [m]

Ic	A	V [kg]	I [°]	C_x [kg]	C_y [kg]	P_x [m]	P_y [m]
1	Spinta statica	27162	19,49	25606	9062	3,10	-6,12
	Peso/inerzia muro			0	28853/0	0,21	-6,48
	Peso/inerzia terrapieno			0	42975/0	1,65	-3,91
	Peso/inerzia terreno sulla fondazione di valle			0	1140	-1,10	-7,75
	Peso dell'acqua sulla fondazione di valle				0	0,00	0,00
	Resistenza passiva terreno antistante			-2349			
	Resistenza passiva sperone			-15425			

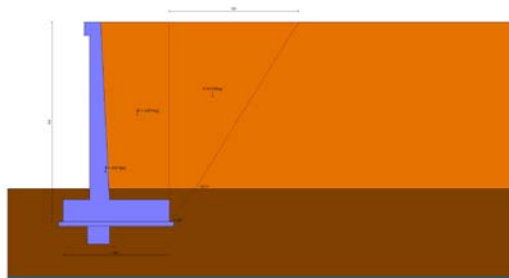


Fig. 3 - Cuneo di spinta (combinazione statica) (Combinazione n° 1)

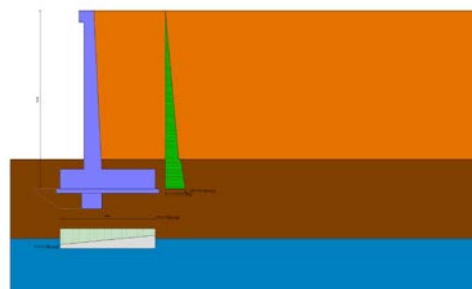


Fig. 4 - Diagramma delle pressioni (combinazione statica) (Combinazione n° 1)

Verifiche geotecniche

Quadro riassuntivo coeff. di sicurezza calcolati

Simbologia adottata

Cmb	Indice/Tipo combinazione
S	Sisma (H: componente orizzontale, V: componente verticale)
FS _{SCO}	Coeff. di sicurezza allo scorrimento
FS _{RIB}	Coeff. di sicurezza al ribaltamento
FS _{QLIM}	Coeff. di sicurezza a carico limite
FS _{STAB}	Coeff. di sicurezza a stabilità globale
FS _{HYD}	Coeff. di sicurezza a sifonamento
FS _{UPL}	Coeff. di sicurezza a sollevamento

Cmb	Sismica	FS _{SCO}	FS _{RIB}	FS _{QLIM}	FS _{STAB}	FS _{HYD}	FS _{UPL}
1 - STR (A1-M1-R3)		1.387		1.679			
2 - STR (A1-M1-R3)	H + V	1.238		1.352			
3 - STR (A1-M1-R3)	H - V	1.245		1.431			
4 - GEO (A2-M2-R2)					1.433		
5 - GEO (A2-M2-R2)	H + V				1.552		
6 - GEO (A2-M2-R2)	H - V				1.568		
7 - EQU (A1-M1-R3)			3.299				
8 - EQU (A1-M1-R3)	H + V		2.248				
9 - EQU (A1-M1-R3)	H - V		2.024				
17 - HYD						100.000	
18 - UPL							100.000

Verifica a scorrimento fondazione

Simbologia adottata

n°	Indice combinazione
Rsa	Resistenza allo scorrimento per attrito, espresso in [kg]
Rpt	Resistenza passiva terreno antistante, espresso in [kg]
Rps	Resistenza passiva sperone, espresso in [kg]
Rp	Resistenza a carichi orizzontali pali (solo per fondazione mista), espresso in [kg]
Rt	Resistenza a carichi orizzontali tiranti (solo se presenti), espresso in [kg]
R	Resistenza allo scorrimento (somma di Rsa+Rpt+Rps+Rp), espresso in [kg]
T	Carico parallelo al piano di posa, espresso in [kg]
FS	Fattore di sicurezza (rapporto R/T)

n°	Rsa	Rpt	Rps	Rp	Rt	R	T	FS
	[kg]	[kg]	[kg]	[kg]	[kg]	[kg]	[kg]	
2 - STR (A1-M1-R3) H + V	17007	2349	17521	--	--	36877	29800	1.238

Dettagli verifica a scorrimento

Simbologia adottata

n°	Indice combinazione
Ncss	Carico sul cuneo di spinta passiva, espresso in [kg]
ϕ_{Rp}	Angolo di rottura passivo, espresso in [°]

Nrpp Carico residuo sul piano di posa, espresso in [kg]
Lr Lunghezza base residua, espresso in [m]

n°	Ncss [kg]	ϕ_{Rp}	Nrpp [kg]	Lr [m]
2	30029	34.000	54366	3,70

Verifica a carico limite

Simbologia adottata

n° Indice combinazione
N Carico normale totale al piano di posa, espresso in [kg]
Qu carico limite del terreno, espresso in [kg]
Qd Portanza di progetto, espresso in [kg]
FS Fattore di sicurezza (rapporto tra il carico limite e carico agente al piano di posa)

n°	N [kg]	Qu [kg]	Qd [kg]	FS
2 - STR (A1-M1-R3) H + V	84395	114087	95072	1.352

Dettagli calcolo portanza

Simbologia adottata

n° Indice combinazione
Nc, Nq, N γ Fattori di capacità portante
ic, iq, i γ Fattori di inclinazione del carico
dc, dq, d γ Fattori di profondità del piano di posa
gc, gq, g γ Fattori di inclinazione del profilo topografico
bc, bq, b γ Fattori di inclinazione del piano di posa
sc, sq, s γ Fattori di forma della fondazione
pc, pq, p γ Fattori di riduzione per punzonamento secondo Vesic
Re Fattore di riduzione capacità portante per eccentricità secondo Meyerhof
lr, lrc Indici di rigidità per punzonamento secondo Vesic
r γ Fattori per tener conto dell'effetto piastra. Per fondazioni che hanno larghezza maggiore di 2 m, il terzo termine della formula trinomia $0.5B\gamma N_{\gamma}$ viene moltiplicato per questo fattore
D Affondamento del piano di posa, espresso in [m]
B' Larghezza fondazione ridotta, espresso in [m]
H Altezza del cuneo di rottura, espresso in [m]
 γ Peso di volume del terreno medio, espresso in [kg/mc]
 ϕ Angolo di attrito del terreno medio, espresso in [°]
c Coesione del terreno medio, espresso in [kg/cm^q]
Per i coeff. che in tabella sono indicati con il simbolo '--' sono coeff. non presenti nel metodo scelto (Meyerhof).

n°	Nc Nq N γ	ic iq i γ	dc dq d γ	gc gq g γ	bc bq b γ	sc sq s γ	pc pq p γ	lr	lrc	Re	r γ
2	16.883 7.821 4.066	0.615 0.615 0.013	1.120 1.060 1.060	-- -- --	-- -- --	-- -- --	-- -- --	--	--	0.654	0.905

n°	D [m]	B' [m]	H [m]	γ [°]	ϕ [kg/mc]	c [kg/cm ^q]
2	1,94	4,80	3,56	1522	22,00	0,15

Verifica a ribaltamento

Simbologia adottata

- n° Indice combinazione
Ms Momento stabilizzante, espresso in [kgm]
Mr Momento ribaltante, espresso in [kgm]
FS Fattore di sicurezza (rapporto tra momento stabilizzante e momento ribaltante)

La verifica viene eseguita rispetto allo spigolo inferiore esterno della fondazione

n°	Ms [kgm]	Mr [kgm]	FS
9 - EQU (A1-M1-R3) H - V	240298	118751	2.024

Verifica stabilità globale muro + terreno

Simbologia adottata

- lc Indice/Tipo combinazione
C Centro superficie di scorrimento, espresso in [m]
R Raggio, espresso in [m]
FS Fattore di sicurezza

lc	C [m]	R [m]	FS
4 - GEO (A2-M2-R2)	-2,00; 0,50	10,79	1.433

Dettagli strisce verifiche stabilità

Simbologia adottata

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]
Qy carico sulla striscia espresso in [kg]
Qf carico acqua sulla striscia espresso in [kg]
 α angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)
 ϕ angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia
c coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [kg/cm²]
b larghezza della striscia espressa in [m]
u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kg/cm²]
Tx; Ty Resistenza al taglio fornita dai tiranti in direzione X ed Y espressa in [kg/cm²]

Combinazione n° 4 - GEO (A2-M2-R2)

n°	W [kg]	Qy [kg]	Qf [kg]	b [m]	α [°]	ϕ [°]	c [kg/cm ²]	u [kg/cm ²]	Tx; Ty [kg]
1	2273	0	0	8,78 - 0,72	78.038	27.453	0,00	0,000	
2	5549	0	0	0,72	64.352	27.453	0,00	0,000	
3	7279	0	0	0,72	56.454	27.453	0,00	0,000	
4	8579	0	0	0,72	50.004	27.453	0,00	0,000	
5	9624	0	0	0,72	44.343	27.453	0,00	0,000	
6	10500	0	0	0,72	39.191	17.912	0,12	0,000	
7	11242	0	0	0,72	34.397	17.912	0,12	0,000	

n°	W [kg]	Qy [kg]	Qf [kg]	b [m]	α [°]	ϕ [°]	c [kg/cmq]	u [kg/cmq]	Tx; Ty [kg]
8	11918	0	0	0,72	29.865	17.912	0,12	0,000	
9	12818	0	0	0,72	25.533	17.912	0,12	0,000	
10	13248	0	0	0,72	21.352	17.912	0,12	0,000	
11	13595	0	0	0,72	17.288	17.912	0,12	0,000	
12	14520	0	0	0,72	13.313	17.912	0,12	0,000	
13	15876	0	0	0,72	9.402	17.912	0,12	0,000	
14	4185	0	0	0,72	5.535	17.912	0,12	0,000	
15	4040	0	0	0,72	1.694	17.912	0,12	0,000	
16	3809	0	0	0,72	-2.140	17.912	0,12	0,000	
17	3738	0	0	0,72	-5.984	17.912	0,12	0,000	
18	3601	0	0	0,72	-9.855	17.912	0,12	0,000	
19	3393	0	0	0,72	-13.772	17.912	0,12	0,000	
20	3114	0	0	0,72	-17.756	17.912	0,12	0,000	
21	2757	0	0	0,72	-21.832	17.912	0,12	0,000	
22	2317	0	0	0,72	-26.028	17.912	0,12	0,000	
23	1786	0	0	0,72	-30.381	17.912	0,12	0,000	
24	1150	0	0	0,72	-34.940	17.912	0,12	0,000	
25	393	0	0	-9,26 - 0,72	-39.130	17.912	0,12	0,000	

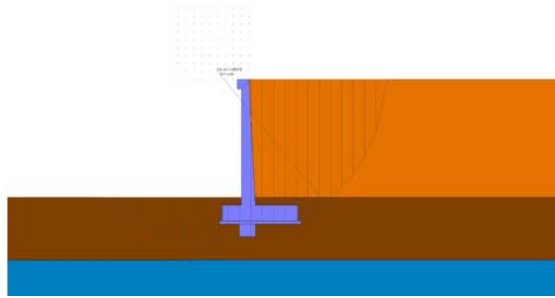


Fig. 5 - Stabilità fronte di scavo - Cerchio critico (Combinazione n° 4)

Verifica a sifonamento

Simbologia adottata

i_c	Indice della combinazione
ΔH	perdita di carico, espressa in [m]
L	Lunghezza di filtrazione, espressa in [m]
γ_m	Peso galleggiamento medio, espressa in [kg/mc]
i_c	gradiente idraulico critico
i_E	gradiente idraulico di efflusso
FS	Fattore di sicurezza a sifonamento (rapporto tra i_c/i_E)

i_c	ΔH [m]	L [m]	γ_m [kg/mc]	i_c	i_E	FS
17	99997,50	0,00	0,00	0,000	0,000	100,000

Verifica a sollevamento

Simbologia adottata

A_s	Azione stabilizzante, espressa in [kg]
A_i	Azione instabilizzante, espressa in [kg]
R_p	Resistenza di progetto, espressa in [kg]
FS	Fattore di sicurezza a sollevamento (rapporto tra A_s/A_i)

Ic	As [kg]	Ai [kg]	FS
18	73421	0	100.000

Verifiche strutturali

Verifiche a flessione

Elementi calcolati a trave

Simbologia adottata

n°	indice sezione
B	larghezza sezione espresso in [cm]
H	altezza sezione espressa in [cm]
Afi	area ferri inferiori espresso in [cmq]
Afs	area ferri superiori espressa in [cmq]
M	momento agente espressa in [kgm]
N	sforzo normale agente espressa in [kg]
Mrd	momento resistente espresso in [kgm]
Nrd	sforzo normale resistente espresso in [kg]
FS	fattore di sicurezza (rapporto tra sollecitazione ultima e sollecitazione agente)

Oggetto	Is	B [cm]	H [cm]	Afi [cmq]	Afs [cmq]	M [kgm]	N [kg]	Mu [kgm]	Nu [kg]	FS
Paramento	81	100	90	15,71	21,99	55920	14948	80950	21639	1.448
Fondazione	14	100	100	21,99	21,99	-33357	0	-81347	0	2.439
Mensola valle	4	100	60	15,71	15,71	-49	0	-33543	0	687.330
Sperone	1	100	100	15,71	15,71	19876	0	58339	0	2.935



Fig. 6 - Paramento (Inviluppo)

Verifiche a taglio

Simbologia adottata

n° (o Is)	indice sezione
Y	ordinata sezione espressa in [m]
B	larghezza sezione espresso in [cm]
H	altezza sezione espressa in [cm]
A _{sw}	area ferri a taglio espresso in [cmq]
cotgθ	inclinazione delle bielle compresse, θ inclinazione dei puntoni di calcestruzzo
V _{Rcd}	resistenza di progetto a 'taglio compressione' espressa in [kg]

V_{Rsd} resistenza di progetto a 'taglio trazione' espressa in [kg]
 V_{Rd} resistenza di progetto a taglio espresso in [kg]. Per elementi con armature trasversali resistenti al taglio ($A_{sw} > 0.0$) $V_{Rd} = \min(V_{Rcd}, V_{Rsd})$.
 T taglio agente espressa in [kg]
 FS fattore di sicurezza (rapporto tra sollecitazione resistente e sollecitazione agente)

Oggetto	Is	B [cm]	H [cm]	A_{sw} [cmq]	$\cot\theta$	V_{Rcd} [kg]	V_{Rsd} [kg]	V_{Rd} [kg]	T [kg]	FS
Paramento	81	100	90	0,00		0	0	39625	20403	1.942
Fondazione	13	100	100	0,00		0	0	41822	-28094	1.489
Mensola valle	4	100	60	0,00		0	0	28722	390	73.568
Sperone	1	100	100	0,00		0	0	37384	29800	1.255



Fig. 7 - Paramento (Involuppo)

Verifica delle tensioni

Simbologia adottata

n° indice sezione
 Y ordinata sezione, espressa in [m]
 B larghezza sezione, espresso in [cm]
 H altezza sezione, espressa in [cm]
 A_{fi} area ferri inferiori, espresso in [cmq]
 A_{fs} area ferri superiori, espressa in [cmq]
 M momento agente, espressa in [kgm]
 N sforzo normale agente, espressa in [kg]
 σ_c tensione di compressione nel cls, espressa in [kg/cmq]
 σ_{fi} tensione nei ferri inferiori, espressa in [kg/cmq]
 σ_{fs} tensione nei ferri superiori, espressa in [kg/cmq]

Combinazioni SLER

Oggetto	Is	B [cm]	H [cm]	A_{fi} [cmq]	A_{fs} [cmq]	σ_c [kg/cmq]	$\sigma_{c,lim}$ [kg/cmq]	σ_{fi} [kg/cmq]	σ_{fs} [kg/cmq]	$\sigma_{f,lim}$ [kg/cmq]
Paramento	81	100	90	15,71	21,99	47,66	187,89	2113,18	583,02	3670,92
Fondazione	13	100	100	21,99	21,99	10,49	187,89	600,89	125,75	3670,92
Fondazione	14	100	100	21,99	21,99	10,31	187,89	123,65	590,83	3670,92
Mensola valle	1	100	60	15,71	15,71	0,00	187,89	0,00	0,00	3670,92
Sperone	1	100	100	15,71	15,71	13,31	187,89	895,72	154,06	3670,92

Combinazioni SLEF

Oggetto	Is	B [cm]	H [cm]	Afi [cmq]	Afs [cmq]	σ_c [kg/cmq]	$\sigma_{c,lim}$ [kg/cmq]	σ_{fi} [kg/cmq]	σ_{fs} [kg/cmq]	$\sigma_{f,lim}$ [kg/cmq]
Paramento	81	100	90	15,71	21,99	47,66	313,15	2113,18	583,02	4588,65
Fondazione	13	100	100	21,99	21,99	10,49	313,15	600,89	125,75	4588,65
Fondazione	14	100	100	21,99	21,99	10,31	313,15	123,65	590,83	4588,65
Mensola valle	1	100	60	15,71	15,71	0,00	313,15	0,00	0,00	4588,65
Sperone	1	100	100	15,71	15,71	13,31	313,15	895,72	154,06	4588,65

Combinazioni SLEQ

Oggetto	Is	B [cm]	H [cm]	Afi [cmq]	Afs [cmq]	σ_c [kg/cmq]	$\sigma_{c,lim}$ [kg/cmq]	σ_{fi} [kg/cmq]	σ_{fs} [kg/cmq]	$\sigma_{f,lim}$ [kg/cmq]
Paramento	81	100	90	15,71	21,99	54,72	140,92	2471,49	667,28	4588,65
Fondazione	14	100	100	21,99	21,99	18,75	140,92	224,79	1074,09	4588,65
Fondazione	13	100	100	21,99	21,99	12,95	140,92	741,65	155,21	4588,65
Mensola valle	1	100	60	15,71	15,71	0,00	140,92	0,00	0,00	4588,65
Sperone	1	100	100	15,71	15,71	16,84	140,92	1132,80	194,83	4588,65

Verifica a fessurazione

Simbologia adottata

n°	indice sezione
Y	ordinata sezione espressa in [m]
B	larghezza sezione espresso in [cm]
H	altezza sezione espressa in [cm]
Af	area ferri zona tesa espresso in [cmq]
Aeff	area efficace espressa in [cmq]
M	momento agente espressa in [kgm]
Mpf	momento di formazione/apertura fessure espressa in [kgm]
ε	deformazione espresso in %
Sm	spaziatura tra le fessure espressa in [mm]
w	apertura delle fessure espressa in [mm]

Combinazioni SLEF

Oggetto	Is	B [cm]	H [cm]	Af [cmq]	Aeff [cmq]	M [kgm]	Mpf [kgm]	ε [%]	Sm [mm]	w [mm]	Wlim [mm]
Paramento	81	100	90	21,99	1000,00	42205	58737	0.000000	0	0,000	0,400
Fondazione	13	100	100	21,99	1000,00	11881	70049	0.000000	0	0,000	0,400
Mensola valle	1	100	60	0,00	0,00	0	0	100000.000 000	1000	0,000	0,400
Sperone	1	100	100	15,71	1000,00	12731	67178	0.000000	0	0,000	0,400

Combinazioni SLEQ

Oggetto	Is	B [cm]	H [cm]	Af [cmq]	Aeff [cmq]	M [kgm]	Mpf [kgm]	ε [%]	Sm [mm]	w [mm]	Wlim [mm]
Paramento	81	100	90	21,99	1000,00	48602	58782	0.000000	0	0,000	0,300
Fondazione	14	100	100	21,99	1000,00	-21238	-70049	0.000000	0	0,000	0,300
Mensola valle	1	100	60	0,00	0,00	0	0	100000.000 000	1000	0,000	0,300
Sperone	1	100	100	15,71	1000,00	16100	67178	0.000000	0	0,000	0,300

8. DICHIARAZIONI SECONDO N.T.C. 2018 (punto 10.2)

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 D.M. 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 16.0

Produttore Aztec Informatica srl, Casali del Manco - loc. Casole Bruzio (CS)

Licenza AIU50280G

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.