

Comune di STELLA

Provincia di SAVONA

OGGETTO: PROGETTO DEFINITIVO / ESECUTIVO
*Intervento di sistemazione idraulica di un tratto di Rio Ravezza
 a valle del ponte, sito in Località Ritani e della soprastante strada comunale*

COMMITTENTE :

COMUNE DI STELLA *Località Roviato Superiore, 17040*

RUP. Geom. Danilo Delfino

(timbro)

Descrizione della tavola :

**RELAZIONE DI VERIFICA
 PRELIMINARE DELLE OPERE**

scala

-

Tav. n°:

RO

*Il progettista:
 Ing. M. Acatte*

*Il Coordinatore della progettazione:
 Geol. G.B. Vezzolla*

(timbro)



(timbro)

1	settembre 2018	I emissione		
REV.	DATA	CAUSALE	DISEGNATORE	APPROVATO

**OPERE DI SISTEMAZIONE IDRAULICA DEL TRATTO DEL RIO RAVEZZA,
IMMEDIATAMENTE A VALLE DEL PONTE IN LOC. RITANI,
E DELLA SOPRASTANTE STRADA COMUNALE**

RELAZIONE TECNICA e DI CALCOLO PRELIMINARE

1. PREMESSA

Il sottoscritto ing. Marco Acatte, nato a Savona l'11 febbraio 1970, C.F. CTT MRC 70B11 I480A, con studio in Albisola Superiore, via Ferrara 27/11, iscritto all'Ordine degli Ingegneri della Provincia di Savona al n. 1209, in collaborazione con il dott. Geologo Giambattista Vezzolla, titolare dell'incarico diretto dal Comune di Stella (SV), redige la presente relazione tecnica e strutturale preliminare, avente ad oggetto i calcoli statici delle opere di sistemazione idraulica da realizzarsi in un tratto del rio Ravezza, resisi necessari a seguito di eventi franosi e di dissesto provocati da fenomeni di erosione spondale e di versante dovuto all'effetto dilavante delle piogge.

2. INTRODUZIONE

L'area oggetto dell'intervento è ubicata sul medio basso versante orientale della dorsale che si sviluppa a partire da Bric Stantè con andamento semicircolare, passando per Bric Pinna e, da lì, degradando verso il fondovalle con andamento circa N-S, in una fascia altimetrica compresa tra 235-255 m slmm.

Dai sopralluoghi in sito, e dalla relazione geologica e geotecnica del dott. Vezzolla si evince che, il tratto di versante interessato si presenta con un'acclività elevata, interamente boscato, caratterizzato da una copertura detritica diffusa, a natura eluviale, su substrato litoide diffusamente visibile in tutta l'area d'intervento; più evidenti nell'alveo del Rio Ravezza e su entrambe le sponde.

In alveo sono presenti due massi di grande dimensione, che ne ostruiscono parzialmente la sezione di deflusso, e che sono parziale causa del dissesto, poiché provocando la deviazione del flusso d'acqua dall'alveo, spingendolo contro le pareti d'argine, provocando l'erosione e i dissesti.

L'area è raggiungibile con una strada sterrata di mezzacosta, realizzata con riporto di terreno, che in passato aveva subito danni da erosione e quindi era stata oggetto di interventi di ripristino tramite la posa di due tratti di scogliera, sia sul lato a monte che lungo il versante a valle; queste due scogliere sono state parzialmente interrotte dai recenti fenomeni di dissesto.

3. INQUADRAMENTO NORMATIVO

La normativa di riferimento è:

- 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. 17/01/2018)

4. PARAMETRI SISMICI

Sulla base della O.P.C.M. n. 3519/2006 e la conseguente D.G.R. n° 216 del 17.03.2017, il Comune di Stella è inserito in zona sismica 4.

Con l'entrata in vigore del D.M. 17/01/2018, la stima della pericolosità sismica viene effettuata mediante un approccio "sito dipendente" e non più tramite un criterio "zona dipendente".

Facendo riferimento alle cinque categorie di terreno riportate in normativa (tabella 3.2 II delle N.T.C./2018) il profilo stratigrafico della zona d'intervento è ascrivibile alla categoria A, di cui si riporta la definizione: "A – Formazioni litoidi o suoli omogenei molto rigidi, con valori di $V_s > 800$ m/s".

Sulla base di tali informazioni e di quanto contenuto nella relazione geologica e geotecnica a firma del dott. Vezzolla si ricavano i seguenti parametri sismici:

Stato Limite	Tr [anni]	a_g [g]	Fo	Tc* [s]
Operatività (SLO)	30	0,019	2,581	0,158
Danno (SLD)	35	0,020	2,573	0,166
Salvaguardia vita (SLV)	332	0,047	2,616	0,287
Prevenzione collasso (SLC)	682	0,058	2,687	0,313
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	35			

CALCOLO COEFFICIENTI SISMICI

Muri di sostegno
 Paratie
 Stabilità dei pendii e fondazioni

Muri di sostegno che non sono in grado di subire spostamenti.

H (m)

us (m)

Categoria sottosuolo

Categoria topografica

	SLO	SLD	SLV	SLC
Ss * Amplificazione stratigrafica	1,00	1,00	1,00	1,00
Cc * Coeff. funz categoria	1,00	1,00	1,00	1,00
St * Amplificazione topografica	1,20	1,20	1,20	1,20

Acc.ne massima attesa al sito [m/s²]

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0,004	0,005	0,011	0,014
kv	0,002	0,002	0,006	0,007
Amax [m/s ²]	0,220	0,238	0,551	0,682
Beta	0,200	0,200	0,200	0,200

5. PARAMETRI GEOTECNICI

Dalla relazione geologica e geotecnica si riportano i seguenti stralci:

Utilizzando come coefficiente di variazione quello suggerito da Cherubini, Giasi e Rettati (1993) da applicare nel caso di mono-indagine, si ottengono i valori caratteristici riassunti nella tabella:

Orizzonte	Tipologia	Peso di volume (kN/m ³)	Φ (°)	Coesione (kPa)
"a"	sabbia con scaglie	19	24	2
"b"	cappellaccio d'alterazione	22	28	12.4
"c"	dolomie	25	36	120

Verifica allo SLU – Approccio 2 – Combinazione 1 (A1+M1+R3)

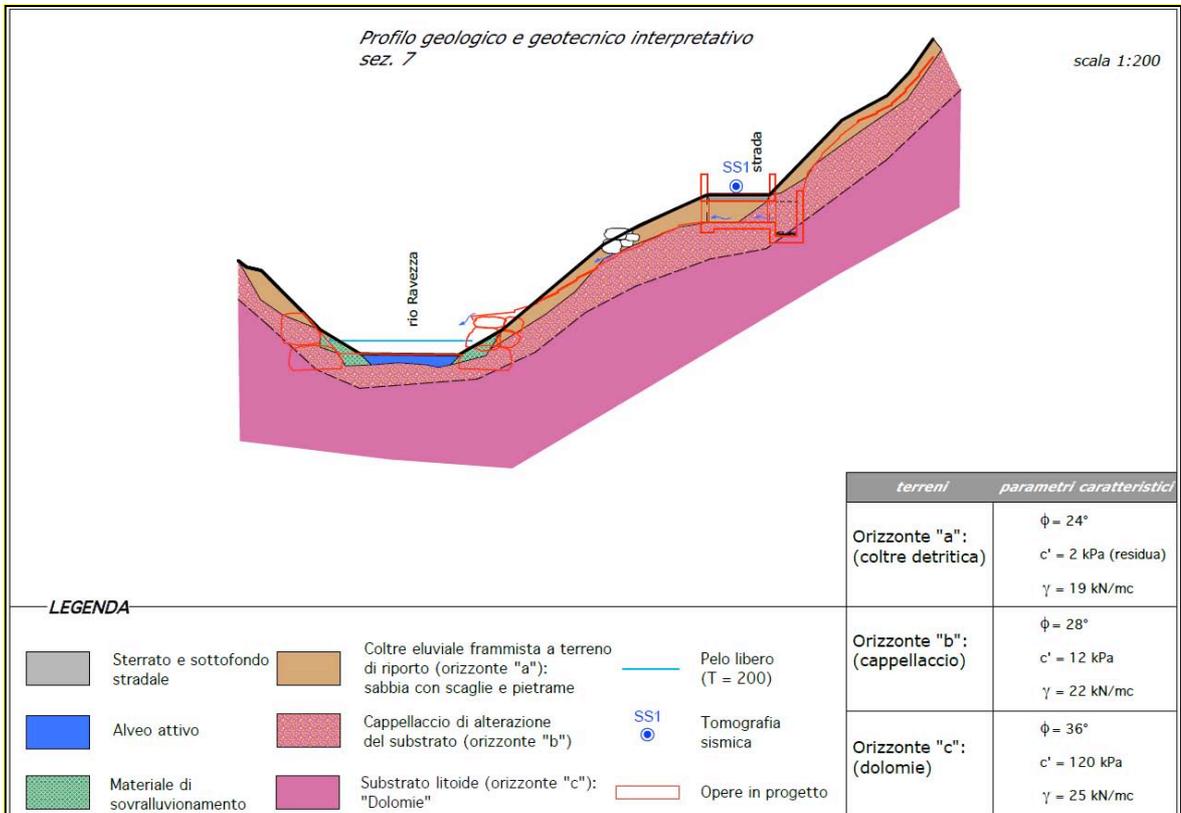
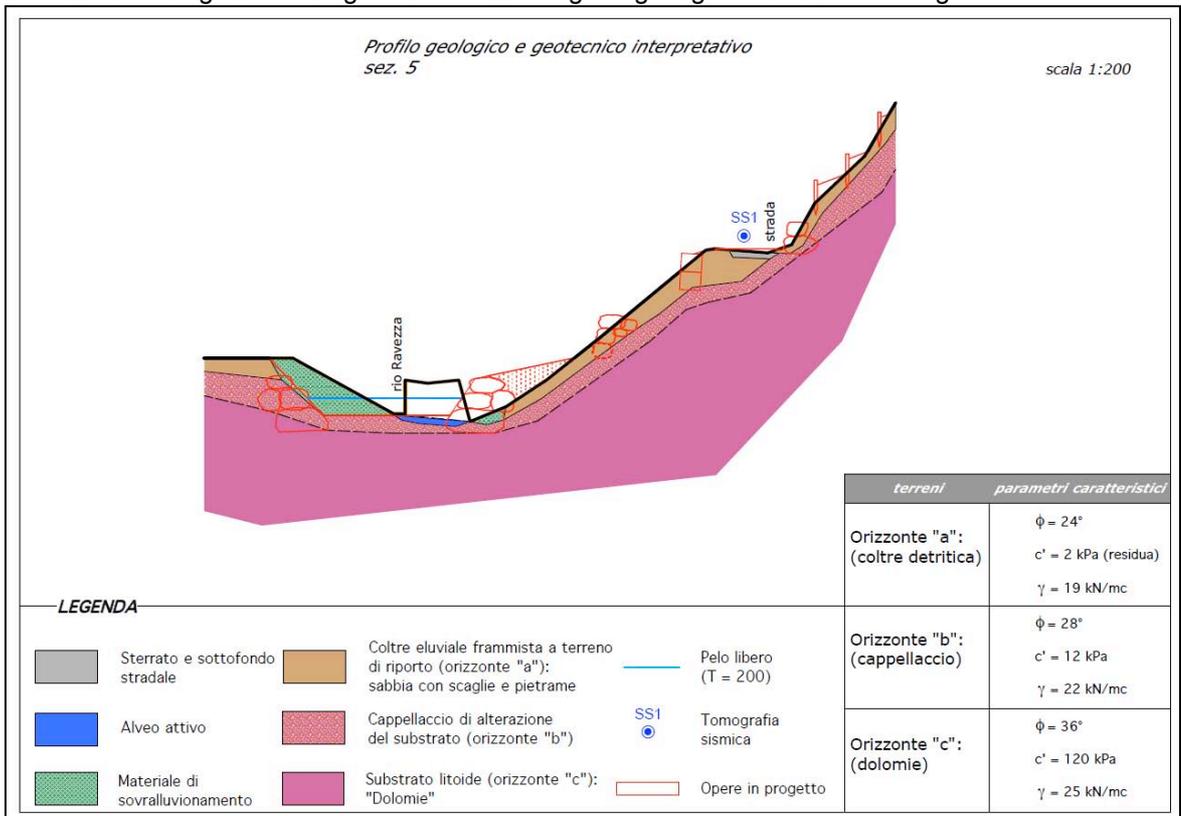
Nel caso del dimensionamento strutturale, i coefficienti parziali M1 per le grandezze geotecniche sono tutti pari a 1 e, quindi, i valori di progetto sono pari a quelli caratteristici. Sostituendo nella formula sopraesposta, considerando fondazione su tratto piano, otteniamo:

$$Q = 470 \text{ kN/m}^2$$

A questo valore è necessario applicare un coefficiente parziale R3 di verifica agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali come riportato nella tabella 6.4.1 delle NTC 2018 che, essendo pari a 2.3 determina un nuovo valore di Rd pari a

$$Q = 204 \text{ kN/m}^2 = R_d$$

Le sezioni stratigrafiche allegare alla relazione geologica/geotecnica sono le seguenti:



6. VERIFICA STATICA SCOGLIERA TIPO

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 γ . In particolare si distinguono combinazioni di carico di tipo **A1-M1** nelle quali vengono incrementati i carichi permanenti 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 lasciati inalterati i carichi.

Operando in tal modo si ottengono valori delle spinte (azioni) maggiorate e valori di resistenza ridotti e pertanto nelle verifiche globali è possibile fare riferimento a coefficienti di sicurezza unitari.

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 r 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 e l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale e b 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, θ assume le seguenti espressioni:

Terreno a bassa permeabilità

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

Terreno a permeabilità elevata

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

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

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

dove il coefficiente A vale

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

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

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

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

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

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

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

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

Verifica a ribaltamento

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

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

Deve quindi essere verificata la seguente disequaglianza

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

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

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

Verifica a scorrimento

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

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 δ_f l'angolo d'attrito terreno-fondazione, con c_a l'adesione terreno-fondazione e con B_r la larghezza della fondazione reagente, la forza resistente può esprimersi come

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

La Normativa consente di computare, nelle forze resistenti, una aliquota dell'eventuale spinta dovuta al terreno posto a valle del muro. In tal caso, però, il coefficiente di sicurezza deve essere aumentato opportunamente. L'aliquota di spinta passiva che si può considerare ai fini della verifica a scorrimento non può comunque superare il 50 per cento.

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

Verifica al carico limite

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

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

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

Terzaghi ha proposto la seguente espressione per il calcolo della capacità portante di una fondazione superficiale.

$$q_u = cN_c s_c + qN_q + 0.5B\gamma N_r s_r$$

La simbologia adottata è la seguente:

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

I fattori di capacità portante sono espressi dalle seguenti relazioni:

$$N_q = \frac{e^{2(0.75 - \frac{\phi}{2})\text{tg}(\phi)}}{2\cos^2(45 + \phi/2)}$$

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

$$N_r = \frac{\text{tg}\phi}{2} \left(\frac{K_{pv}}{\cos^2\phi} - 1 \right)$$

I fattori di forma s_c e s_r che compaiono nella espressione di q_u dipendono dalla forma della fondazione. In particolare valgono 1 per fondazioni nastriformi o rettangolari allungate e valgono rispettivamente 1.3 e 0.8 per fondazioni quadrate.

Il termine K_{pv} , che compare nell'espressione di N_r , non ha un'espressione analitica. Pertanto si assume per N_r l'espressione proposta da Meyerhof

$$N_r = (N_q - 1)\text{tg}(1.4*\phi)$$

Verifica alla stabilità globale

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

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

Viene usata la tecnica della suddivisione a strisce della superficie di scorrimento da analizzare. La superficie di scorrimento viene supposta circolare e determinata in modo tale da non avere intersezione con il profilo del muro o con i pali di fondazione. Si determina il minimo coefficiente di

sicurezza su una maglia di centri di dimensioni 10x10 posta in prossimità della sommità del muro. Il numero di strisce è pari a 50.

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

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

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

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

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

Simbologia adottata

γ_{Gsfav}	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti
γ_{Gfav}	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti
γ_{Qsfav}	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni variabili
γ_{Qfav}	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni variabili
$\gamma_{\text{tan}'}$	Coefficiente parziale di riduzione dell'angolo di attrito drenato
$\gamma_{c'}$	Coefficiente parziale di riduzione della coesione drenata
γ_{cu}	Coefficiente parziale di riduzione della coesione non drenata
γ_{qu}	Coefficiente parziale di riduzione del carico ultimo
γ_r	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>EQU</i>	<i>A1</i>	<i>A2</i>
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	0.90	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1.10	1.30	1.00
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0.00	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1.50	1.50	1.30

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>		<i>M1</i>	<i>M2</i>
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\text{tan}'}$	1.00	1.25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1.00	1.25
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1.00	1.40
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1.00	1.60
Peso dell'unità di volume	γ_r	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>EQU</i>	<i>A1</i>	<i>A2</i>
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	1.00	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1.00	1.00	1.00
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0.00	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1.00	1.00	1.00

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

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

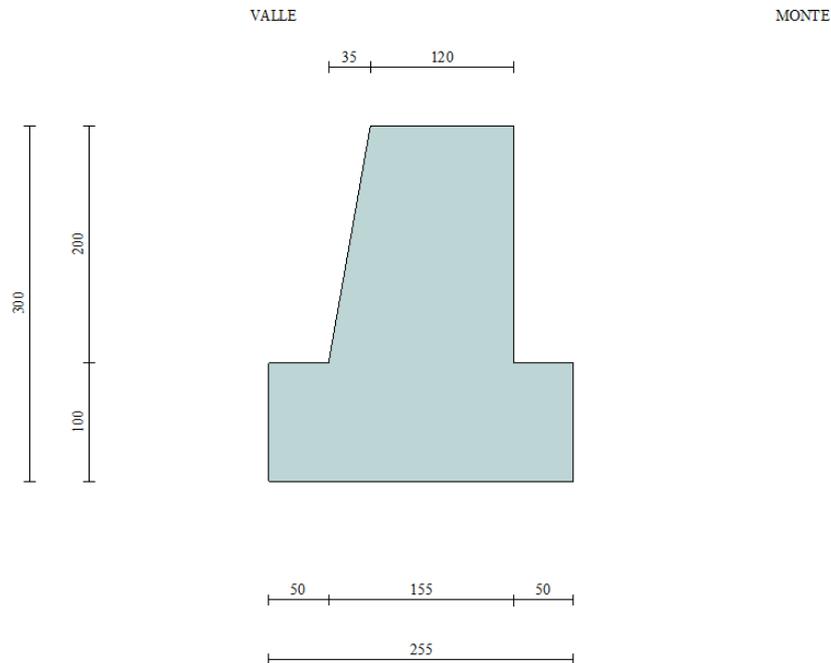
FONDAZIONE SUPERFICIALE

Coefficienti parziali γ_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	

Coeff. di combinazione $\Psi_0 = 0.70$ $\Psi_1 = 0.50$ $\Psi_2 = 0.20$

Geometria muro e fondazione



Descrizione

Muro a gravità in pietrame

Altezza del paramento	2.00 [m]
Spessore in sommità	1.20 [m]
Spessore all'attacco con la fondazione	1.55 [m]
Inclinazione paramento esterno	10.00 [°]
Inclinazione paramento interno	0.00 [°]
Lunghezza del muro	20.00 [m]

Fondazione

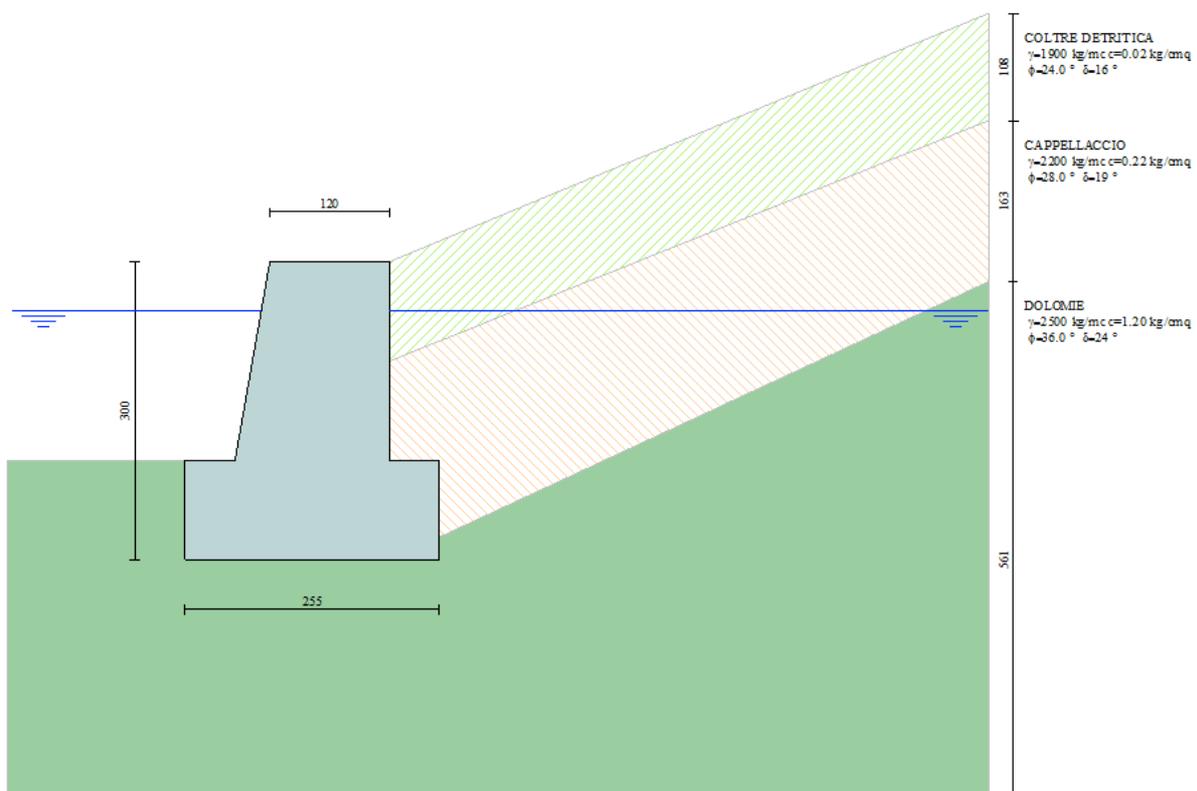
Lunghezza mensola fondazione di valle	0.50 [m]
Lunghezza mensola fondazione di monte	0.50 [m]
Lunghezza totale fondazione	2.55 [m]
Inclinazione piano di posa della fondazione	0.00 [°]
Spessore fondazione	1.00 [m]
Spessore magrone	0.00 [m]

Materiali utilizzati per la struttura

Pietrame

Peso specifico	2400.0 [kg/mc]
Tensione ammissibile a compressione σ_c	30.0 [kg/cm ²]
Angolo di attrito interno ϕ_p	45.00 [°]
Resistenza a taglio τ_p	0.0 [kg/cm ²]

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	6.00	2.50	22.62

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	0.00	[m]

Falda

Quota della falda a monte del muro rispetto al piano di posa della fondazione	2.50	[m]
Quota della falda a valle del muro rispetto al piano di posa della fondazione	2.50	[m]

Descrizione terreni

Simbologia adottata

<i>Nr.</i>	Indice del terreno
<i>Descrizione</i>	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 ²]
c_a	Adesione terra-muro espressa in [kg/cm ²]

Descrizione	γ	γ_s	ϕ	δ	c	c_a
COLTRE DETRITICA	1900	1900	24.00	16.00	0.020	0.000
CAPPELLACCIO	2200	2200	28.00	18.67	0.220	0.000
DOLOMIE	2500	2500	36.00	24.00	1.200	0.000

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_w</i>	Costante di Winkler orizzontale espressa in Kg/cm ² /cm
<i>K_s</i>	Coefficiente di spinta
<i>Terreno</i>	Terreno dello strato

Nr.	H	a	K _w	K _s	Terreno
1	1.00	22.00	7.29	0.00	COLTRE DETRITICA
2	2.00	25.00	0.00	0.00	CAPPELLACCIO
3	5.00	20.00	40.14	0.00	DOLOMIE

Condizioni di carico

Simbologia e convenzioni di segno adottate

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/m]
Q_f	Intensità del carico per $x=X_f$ espressa in [kg/m]
D / C	Tipo carico : D=distribuito C=concentrato

Condizione n° 1 (Condizione 1)

D	Profilo	$X_i=0.00$	$X_f=5.00$	$Q_i=200.00$	$Q_f=200.00$
---	---------	------------	------------	--------------	--------------

Descrizione combinazioni di carico

Simbologia adottata

γ	Coefficiente di partecipazione della condizione
Ψ	Coefficiente di combinazione della condizione
C	Coefficiente totale di partecipazione della condizione

Combinazione n° 1 SLU (Approccio 2)

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 2 EQU

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.10	1.00	1.10
Spinta terreno	1.10	1.00	1.10

Combinazione n° 3 STAB

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 4 SLU (Approccio 2)

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno	1.30	1.00	1.30
Condizione 1	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 5 EQU

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.10	1.00	1.10
Spinta terreno	1.10	1.00	1.10
Condizione 1	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 6 STAB

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 7 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. positivo

	γ	Ψ	C
--	----------	--------	-----

Peso proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 8 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. negativo

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 9 EQU - Sisma Vert. positivo

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 10 EQU - Sisma Vert. negativo

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 11 STAB - Sisma Vert. positivo

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 12 STAB - Sisma Vert. negativo

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 13 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. positivo

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	1.00	0.20	0.20

Combinazione n° 14 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. negativo

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	1.00	0.20	0.20

Combinazione n° 15 EQU - Sisma Vert. positivo

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	1.00	0.20	0.20

Combinazione n° 16 EQU - Sisma Vert. negativo

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	1.00	0.20	0.20

Combinazione n° 17 STAB - Sisma Vert. positivo

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	1.00	0.20	0.20

Combinazione n° 18 STAB - Sisma Vert. negativo

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	1.00	0.20	0.20

Combinazione n° 19 SLE (Quasi Permanente)

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	1.00	0.20	0.20

Combinazione n° 20 SLE (Frequente)

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	1.00	0.50	0.50

Combinazione n° 21 SLE (Rara)

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	1.00	1.00	1.00

Impostazioni di analisi

Impostazioni avanzate

Influenza della falda a valle sia come peso sia come spinta da valle
Terreno a monte a elevata permeabilità

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_{SCO}</i>	Coeff. di sicurezza allo scorrimento
<i>CS_{RIB}</i>	Coeff. di sicurezza al ribaltamento
<i>CS_{QLIM}</i>	Coeff. di sicurezza a carico limite
<i>CS_{STAB}</i>	Coeff. di sicurezza a stabilità globale

C	Tipo	Sisma	CS _{sco}	CS _{rib}	CS _{qlim}	CS _{stab}
1	A1-M1 - [1]	--	3.55	--	215.67	--
2	EQU - [1]	--	--	2.12	--	--
3	STAB - [1]	--	--	--	--	4.65
4	A1-M1 - [2]	--	3.26	--	214.84	--
5	EQU - [2]	--	--	2.06	--	--

6	STAB - [2]	--	--	--	--	4.42
7	A1-M1 - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	19.21	--	221.74	--
8	A1-M1 - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	19.22	--	222.14	--
9	EQU - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	--	2.14	--	--
10	EQU - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	--	2.14	--	--
11	STAB - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	4.63
12	STAB - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	4.63
13	A1-M1 - [4]	Orizzontale + Verticale positivo	18.04	--	221.48	--
14	A1-M1 - [4]	Orizzontale + Verticale negativo	18.05	--	221.87	--
15	EQU - [4]	Orizzontale + Verticale positivo	--	2.14	--	--
16	EQU - [4]	Orizzontale + Verticale negativo	--	2.13	--	--
17	STAB - [4]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	4.59
18	STAB - [4]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	4.60
19	SLEQ - [1]	--	19.62	--	221.13	--
20	SLEF - [1]	--	17.60	--	220.90	--
21	SLER - [1]	--	15.03	--	220.51	--

COMBINAZIONE n° 4

Valore della spinta statica	507.90	[kg]		
Componente orizzontale della spinta statica	485.73	[kg]		
Componente verticale della spinta statica	148.41	[kg]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 0.50	[m]	Y =	-0.50
	[m]			
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	16.99	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	61.91	[°]		
Spinta falda	4062.50	[kg]		
Punto d'applicazione della spinta della falda	X = 0.50	[m]	Y =	-2.17
	[m]			
Sottospinta falda	6381.63	[kg]		
Spinta falda da valle	3125.00	[kg]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	2963.34	[kg]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0.25	[m]	Y =	-0.99
	[m]			

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	1423.23	[kg]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	10411.22	[kg]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	10411.22	[kg]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	1423.23	[kg]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	-0.09	[m]
Risultante in fondazione	10508.05	[kg]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	7.78	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	-899.70	[kgm]
Carico ultimo della fondazione	2236768.05	[kg]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	2.55	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0.3250	[kg/cmq]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0.4907	[kg/cmq]

Fattori per il calcolo della capacità portante

$N_c = 63.53$	$N'_c = 63.53$
$N_q = 47.16$	$N'_q = 47.16$
$N_r = 55.79$	$N'_r = 55.79$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	3.26
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	214.84

COMBINAZIONE n° 5

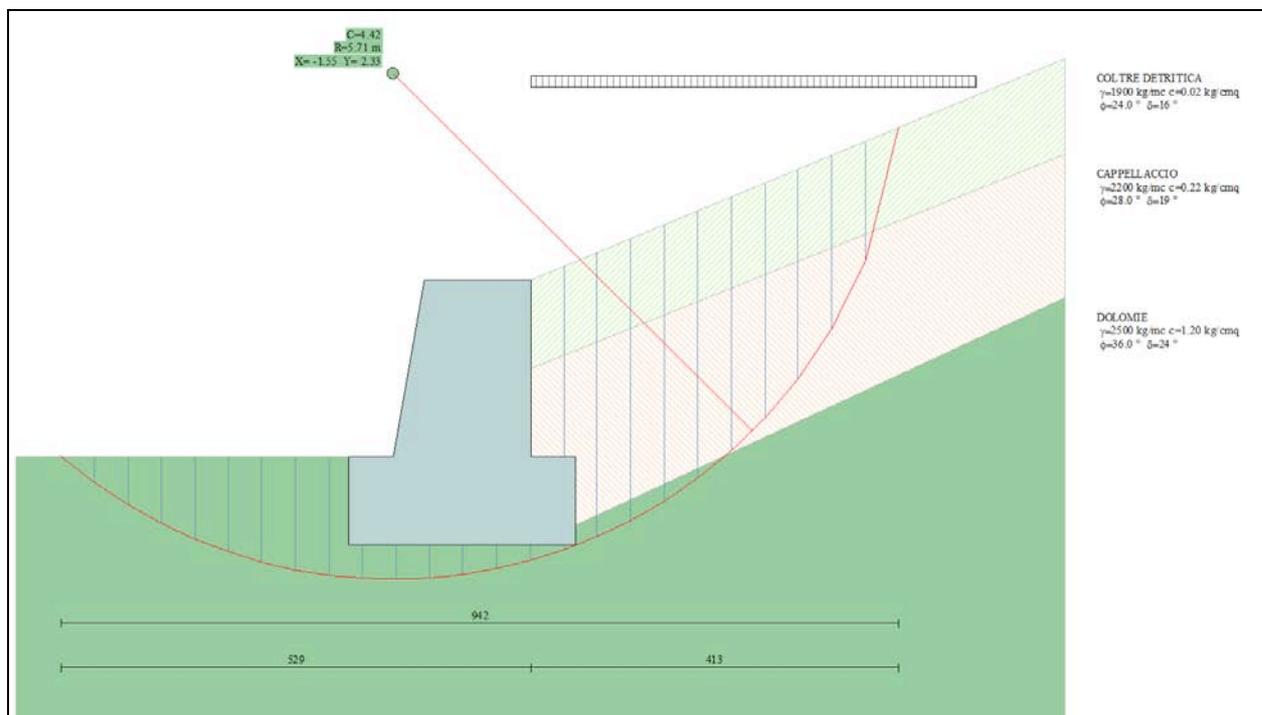
Valore della spinta statica	640.96	[kg]
Componente orizzontale della spinta statica	622.67	[kg]

Componente verticale della spinta statica	152.04	[kg]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 0.50	[m]	Y =	-0.49
	[m]			
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	13.72	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	58.32	[°]		
Spinta falda	3437.50	[kg]		
Punto d'applicazione della spinta della falda	X = 0.50	[m]	Y =	-2.17
	[m]			
Sottospinta falda	6381.63	[kg]		
Spinta falda da valle	3125.00	[kg]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	2530.52	[kg]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0.25	[m]	Y =	-0.99
	[m]			
<i>Risultanti</i>				
Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	935.17	[kg]		
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	9982.03	[kg]		
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	12572.31	[kgm]		
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	25943.18	[kgm]		
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	9982.03	[kg]		
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	935.17	[kg]		
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	-0.06	[m]		
Risultante in fondazione	10025.74	[kg]		
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	5.35	[°]		
Momento rispetto al baricentro della fondazione	-630.53	[kgm]		

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento 2.06

Stabilità globale muro + terreno



Combinazione n° 6

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]

α angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in $^\circ$ (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]

Metodo di Fellenius

Numero di cerchi analizzati 36

Numero di strisce 25

Cerchio critico

Coordinate del centro X[m]= -1.55 Y[m]= 2.33

Raggio del cerchio R[m]= 5.71

Ascissa a valle del cerchio Xi[m]= -5.29

Ascissa a monte del cerchio Xs[m]= 4.13

Larghezza della striscia dx[m]= 0.38

Coefficiente di sicurezza C= 4.42

Le strisce sono numerate da monte verso valle

Caratteristiche delle strisce

Striscia	W	α (°)	Wsin α	b/cos α	ϕ	c	u
1	581.45	75.88	563.89	1.54	20.35	0.051	0.000

2	1346.94	64.05	1211.17	0.86	23.04	0.176	0.000
3	1772.44	56.32	1474.89	0.68	23.04	0.176	0.033
4	2062.94	49.97	1579.54	0.59	23.04	0.176	0.084
5	2271.98	44.38	1589.08	0.53	23.04	0.176	0.125
6	2428.45	39.29	1537.86	0.49	29.16	0.849	0.159
7	2546.21	34.55	1444.11	0.46	30.17	0.960	0.187
8	2621.68	30.07	1313.68	0.44	30.17	0.960	0.211
9	2660.70	25.79	1157.47	0.42	30.17	0.960	0.231
10	2704.17	21.65	997.78	0.41	30.17	0.960	0.248
11	2752.38	17.63	833.81	0.40	30.17	0.960	0.261
12	3860.75	13.70	914.65	0.39	30.17	0.960	0.272
13	3420.68	9.84	584.53	0.38	24.97	0.388	0.279
14	3317.02	6.02	347.81	0.38	23.04	0.176	0.285
15	2746.46	2.23	106.65	0.38	23.04	0.176	0.287
16	1752.40	-1.56	-47.65	0.38	23.04	0.176	0.288
17	1718.25	-5.35	-160.16	0.38	23.04	0.176	0.285
18	1658.35	-9.16	-264.07	0.38	23.04	0.176	0.281
19	1624.25	-13.02	-365.89	0.39	23.04	0.176	0.273
20	1580.76	-16.94	-460.47	0.39	23.04	0.176	0.263
21	1513.63	-20.94	-540.87	0.40	23.04	0.176	0.250
22	1421.09	-25.05	-601.66	0.42	23.04	0.176	0.234
23	606.63	-29.30	-296.91	0.43	19.61	0.016	0.215
24	862.67	-33.75	-479.22	0.45	19.61	0.016	0.192
25	665.62	-38.43	-413.75	0.48	19.61	0.016	0.164

$\Sigma W_i = 50497.91$ [kg]

$\Sigma W_i \sin \alpha_i = 12026.27$ [kg]

$\Sigma W_i \cos \alpha_i \tan \phi_i = 21524.88$ [kg]

$\Sigma c_i b_i / \cos \alpha_i = 41429.92$ [kg]

Albisola Superiore, 27/10/2018

Ing. Marco Acatte

