

# ING. MATTEO CERAVOLO

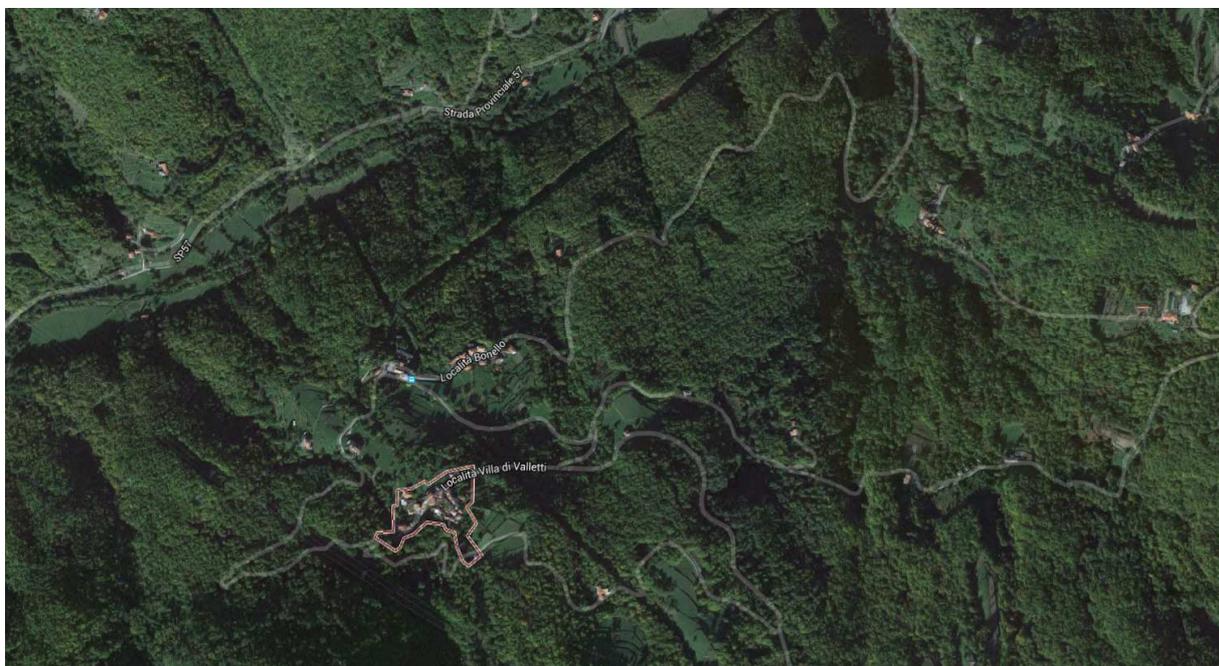
VIA STERPULINO N°1/D 56124 PISA (PI)  
VIA DELLA RESISTENZA N°6 19020 PIANA BATTOLLA (SP)  
TEL./FAX 050 5200082 E-MAIL: mceravolo@mcengineering srl.com



## COMUNE DI VARESE LIGURE Provincia della Spezia

PROGETTO ESECUTIVO DEI LAVORI DI RIPRISTINO DELLA VIABILITA' PROVINCIALE  
S.P. n° 56 IN LOCALITA' VALLETTI

<b>UBICAZIONE:</b>	Località Valletti
<b>ELABORATI:</b>	Relazione tecnica e di calcolo delle strutture
<b>COMMITTENTE:</b>	Comune di Varese Ligure



**Il Tecnico:**



**DATA**

13/02/2017

**Il RUP:**

Pratica:		Committente:	COMUNE DI VARESE LIGURE
Tavola:	<b>R5</b>	Titolo:	PROGETTO ESECUTIVO DEI LAVORI DI RIPRISTINO DELLA VIABILITA' PROVINCIALE S.P. N° 56 IN LOCALITA' VALLETTI
Autore:	C.M.	Oggetto:	RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO DELLE STRUTTURE
Emissione:	10/06/2016		REVISIONE 2
Revisione	13/02/2017		

## RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO SULLE STRUTTURE

(art. 37 del DPR n° 207/2010)

### 1. Generalità

Le piogge torrenziali conseguenti agli eventi alluvionali dei mesi passati hanno interessato, tra le altre località del territorio provinciale, un tratto del versante sito a nord est del centro abitato di Valletti, nel Comune di Varese Ligure (SP).

L'azione erosiva delle acque meteoriche che con violenza ed in quantità eccezionale si sono abbattute sul territorio, ha compromesso l'equilibrio del tratto di versante provocando un movimento franoso della coltre detritica superficiale che ha coinvolto una porzione della S.P. 56 di "Valletti" comportandone l'interruzione della circolazione.

La frana, avvenuta nel febbraio 2016, è impostata sulla spessa coltre detritica (6 ÷ 8 m) e costituisce la parziale riattivazione di un più ampio movimento gravitativo che ha già avuto in passato altre riattivazioni essendo presenti, immediatamente a monte ed a valle, altri interventi di consolidamento.

Il sottoscritto Ing. Matteo Ceravolo, sulla base delle osservazioni, dei rilievi topografici e della perizia geologica redatta dal Dott. Geol. Carlo Malgarotto nel giugno 2016, su incarico dell'Amministrazione Comunale di Varese Ligure ha individuato la zona di studio e, quindi, redatto il presente progetto con la finalità generale della sistemazione dell'evento franoso rilevato per ridare percorribilità alla strada provinciale, prevenzione e protezione da nuove possibili condizioni di pericolo per la pubblica e privata incolumità nonché per la mitigazione delle attuali condizioni di rischio idrogeologico.

Si fa presente che la presente revisione progettuale, come da richieste, non prevedendo la possibilità di estensione dell'intervento a monte, comporta la decurtazione della parte d'opera, originariamente prevista, di contenimento in terre armate, utile a risolvere le situazioni di dissesto sul lato monte, dettagliatamente descritte nell'allegata perizia geologica a cura del Dott. Geol. Carlo Malgarotto a cui si rimanda per i relativi approfondimenti.

Per contro, al fine della mitigazione delle attuali situazioni di rischio, la presente revisione progettuale prevede la realizzazione di un sistema di raccolta e smaltimento delle acque meteoriche di monte tale da moderare le possibilità di innesco di fenomeni erosivi.

Il presente progetto consiste quindi nel "ripristino della viabilità provinciale in loc. Valletti" nel tratto di circa 30,00 m compromesso dall'evento franoso tramite la realizzazione dei seguenti interventi:

**Intervento a valle strada:**

Si prevede la realizzazione di un cordolo nervato in calcestruzzo armato di altezza pari a 2,00 m compreso fondazione da porre in opera in modo da abbassare ed arretrare verso monte il piano di posa delle fondazioni tale da renderlo il più vicino possibile al substrato rigido presente ed individuato a circa 6 ÷ 8 m dal piano stradale. L'opera avrà uno sviluppo totale di circa 30,00 m e sarà dotata di sottofondazioni su micropali e di tiranti d'ancoraggio in roccia.

L'arretramento del muro, necessario per meglio intercettare il substrato roccioso e permettere quindi un ottimale incastro in roccia di sottofondazioni e tiranti, comporterà la necessità di realizzare una mensola in calcestruzzo armato a sbalzo dal muro per una larghezza pari a 1,90 m.

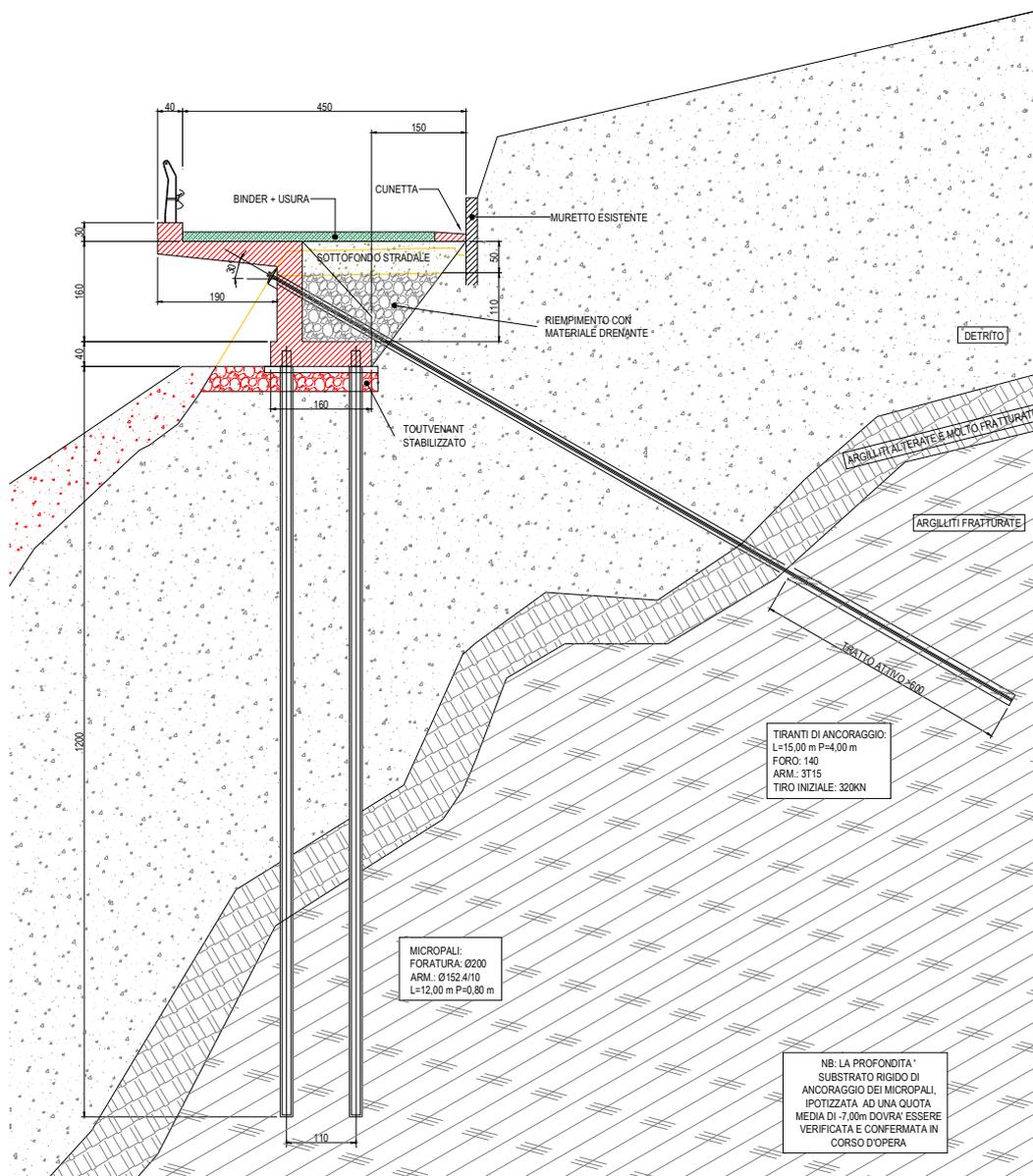


Figura 1- Tipologia di intervento

La profondità del substrato rigido di ancoraggio delle fondazioni è stata ipotizzata ad una quota media di – 7,00 m dal piano di campagna; la stessa dovrà essere verificata e confermata in corso d'opera.

### **Interventi di finitura e captazione e allontanamento dell'acqua**

Fanno altresì parte integrante del presente progetto le opere complementari di finitura (rifacimento del piano stradale dal sottofondo alla finitura superficiale), i drenaggi ed un nuovo sistema di captazione ed allontanamento delle acque meteoriche costituito da una nuova canaletta in calcestruzzo a monte strada capace di convogliare le acque ad un nuovo pozzetto da cui verranno riversate nel recipiente naturale di valle.

## **2. Intervento: cordolo su pali e tiranti**

### **2.1. Criteri generali di calcolo**

#### **Introduzione**

Le paratie sono opere di ingegneria civile che trovano molta applicazione in problemi legati alla stabilizzazione di versanti o al sostegno di rilevati di terreno. Tuttavia è anche facile sentire parlare di paratie che sono utilizzate per l'ormeggio di grandi imbarcazioni, o per puntellare pareti di trincee e altri scavi o per realizzare cassoni a tenuta stagna per lavori subacquei. Come si può quindi intuire grande importanza deve essere data alla progettazione di una simile opera, soprattutto per quanto riguarda il progetto strutturale e geotecnico. Per quanto riguarda l'aspetto del calcolo vale la pena sottolineare che non esistono, ad oggi, metodi esatti, e questo è anche dovuto alla complessa interazione tra la profondità di scavo, la rigidità del materiale costituente la paratia e la resistenza dovuta alla pressione passiva. In ogni caso, i metodi correntemente utilizzati possono essere classificati in due categorie:

1. Metodi che si basano su una discretizzazione del modello di paratia (si parla di differenze finite o di elementi finiti);
2. Metodi che si basano su congetture di tipo semplicistico, al fine di poter affrontare il problema con il semplice studio dell'equilibrio di un corpo rigido.

Tra le due classi di metodi esposti all'elenco precedente, quello degli elementi finiti è quello che più di tutti risulta razionale, in quanto basato su considerazioni che coinvolgono sia la statica del problema (equilibrio) sia la cinematica (congruenza).

#### **Tipi di paratie**

I tipi di paratie maggiormente utilizzate allo stato attuale possono essere classificati come segue:

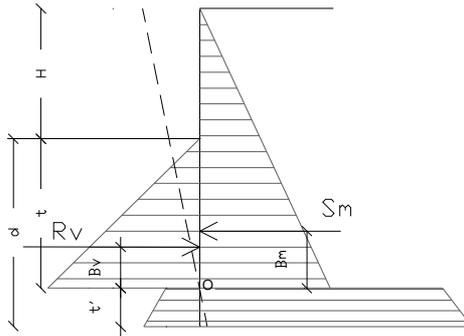
- Paratie in calcestruzzo armato, costruite per mezzo di pali o per mezzo di setti (entrambi armati);
- Paratie di legno;

- Paratie in acciaio.

### Analisi della paratia

Alcune considerazioni preliminari.

Gli elementi che concorrono al calcolo di una paratia sono vari. Si coinvolgono infatti concetti legati alla flessibilità dei pali, al calcolo della spinta del terrapieno, alla rigidità del terreno ecc. Si osservi la seguente figura:



**Figura 1: Schema delle pressioni agenti sulla paratia**

Si vede che le pressioni laterali che sono chiamate a concorrere nell'equilibrio sono la pressione attiva sviluppata a tergo della paratia e la pressione passiva che si sviluppa nella parte anteriore della paratia (Parte di valle della paratia). Il calcolo, sia nell'ambito dei metodi semplificati che nell'ambito di metodi numerici, della spinta a tergo ed a valle della paratia viene solitamente condotto sia con il metodo di Rankine che con il metodo di Coulomb. Si rileva però che il metodo di Coulomb fornisce risultati più accurati in quanto essendo la paratia un'opera solitamente flessibile, e manifestando quindi spostamenti maggiori si generano fenomeni di attrito all'interfaccia paratia-terreno che possono essere tenuti in conto solo attraverso i coefficienti di spinta di Coulomb. Nell'utilizzo del metodo degli elementi finiti si deve calcolare anche un coefficiente di reazione del terreno  $k_s$ , oltre che la spinta attiva e passiva del terreno. Se si parla di analisi in condizioni non drenate è inoltre necessario conoscere il valore della coesione non drenata. È inoltre opportuno considerare che se si vuole tenere debitamente in conto l'attrito tra terreno e opera si deve essere a conoscenza dell'angolo di attrito tra terreno e opera (appunto). In conclusione i parametri (in termini di proprietà del terreno) di cui si deve disporre per effettuare l'analisi sono i seguenti:

1. Angolo di attrito interno del terreno;
2. Coesione del terreno;
3. Peso dell'unità di volume del terreno;
4. Angolo di attrito tra il terreno ed il materiale che costituisce l'opera.

### Calcolo delle spinte

Come accennato in uno dei paragrafi precedenti, deve in ogni caso essere effettuato il calcolo della spinta attiva e passiva. Si espone quindi in questa sezione il calcolo delle spinte con il metodo di Coulomb.

### Calcolo della spinta attiva

La spinta attiva può essere calcolata con il metodo di Coulomb o alternativamente utilizzando la Teoria di Caquot.

#### Metodo di Coulomb

Il metodo di Coulomb è capace di tenere in conto le variabili più significative, soprattutto con riguardo al fenomeno attritivo che si genera all'interfaccia paratia-terreno. Per terreno omogeneo ed asciutto il diagramma delle pressioni si presenta lineare con distribuzione (valutata alla profondità  $z$ ):

$$\sigma_h(z) = k_a \cdot \gamma_t \cdot z$$

La spinta totale, che è l'integrale della relazione precedente su tutta l'altezza, è applicata ad  $1/3$  di  $H$  e si calcola con la seguente espressione:

$$S_t(z) = \frac{1}{2} k_a \cdot \gamma_t \cdot H^2$$

Avendo indicato con  $k_a$  il valore del coefficiente di pressione attiva, determinabile con la seguente relazione:

$$\left\{ \begin{array}{l} k_a = \frac{\sin^2(\phi + \beta)}{\sin^2 \beta \times \sin(\beta - \delta) \times \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \times \sin(\phi - \varepsilon)}{\sin(\beta - \delta) \times \sin(\beta + \varepsilon)}} \right]^2} \\ \text{con } \delta < (\beta - \phi - \varepsilon) \text{ secondo Muller - Breslau} \end{array} \right.$$

$\gamma_t$  = Peso unità di volume del terreno;

$\beta$  = Inclinazione della parete interna rispetto al piano orizzontale passante per il piede;

$\phi$  = Angolo di resistenza al taglio del terreno;

$\delta$  = Angolo di attrito terreno-paratia positivo se antiorario;

$\varepsilon$  = Inclinazione del piano campagna rispetto al piano orizzontale positiva se antioraria;

#### Metodo di Caquot

Il metodo di Coulomb risulta essere un metodo sufficientemente accurato per la valutazione dei coefficienti di pressione allo stato limite. Tuttavia soffre dell'ipotesi riguardante la planarità della superficie di scorrimento. Tale ipotesi è rimossa applicando la teoria di Caquot la quale si basa sull'utilizzo di una superficie di scorrimento a forma di spirale logaritmica. Secondo questa teoria il coefficiente di pressione attiva si determina utilizzando la seguente formula:

$$K_a = \rho \cdot K_a^{Coulomb}$$

Dove i simboli hanno il seguente significato:

- $K_a^{\text{Coulomb}}$  è il coefficiente di pressione attiva calcolato con la teoria di Coulomb;
- $\rho$  è un coefficiente moltiplicativo calcolato con la seguente formula:

$$\rho = \left( [1 - 0.9 \cdot \lambda^2 - 0.1 \cdot \lambda] \cdot [1 - 0.3 \cdot \lambda^3] \right)^{-n}$$

Dove i simboli sono calcolati con le seguenti formule:

$$\lambda = \frac{\Delta + \beta - \Gamma}{4 \cdot \varphi - 2 \cdot \pi \cdot (\Delta + \beta - \Gamma)}$$

$$\Delta = 2 \cdot \tan^{-1} \left( \frac{|\cot(\delta)| - \sqrt{\cot^2(\delta) - \cot^2(\varphi)}}{1 + \cos ec(\varphi)} \right)$$

$$\Gamma = \sin^{-1} \left( \frac{\sin(\beta)}{\sin(\varphi)} \right)$$

Dove i simboli hanno il seguente significato (vedere anche figura seguente):

- $\beta$  è l'inclinazione del profilo di monte misurata rispetto all' orizzontale;
- $\varphi$  è l' angolo di attrito interno del terreno spingente;
- $\delta$  è l' angolo di attrito all'interfaccia opera-terreno;

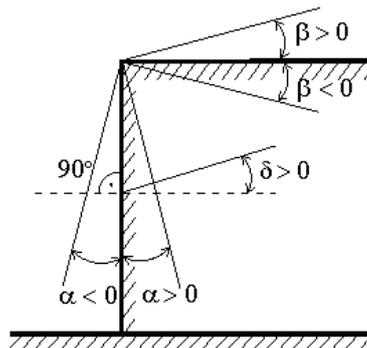


Figura: Convenzione utilizzata per il calcolo del coefficiente di pressione secondo la teoria di Caquot

### Carico uniforme sul terrapieno

Un carico  $Q$ , uniformemente distribuito sul piano campagna induce delle pressioni costanti pari:

$$\sigma_q(z) = k_a \cdot Q \cdot \frac{\sin(\beta)}{\sin(\beta + \varepsilon)}$$

Integrando la tensione riportata alla formula precedente si ottiene la spinta totale dovuta al sovraccarico:

$$S_q = k_a \cdot Q \cdot \frac{\sin(\beta)}{\sin(\beta + \varepsilon)} \cdot H$$

Con punto di applicazione ad H/2 (essendo la distribuzione delle tensioni costante). Nelle precedenti formule i simboli hanno il seguente significato:

$\beta$  = Inclinazione della parete interna rispetto al piano orizzontale passante per il piede

$\varepsilon$  = Inclinazione del piano campagna rispetto al piano orizzontale positiva se antioraria

$K_a$  = Coefficiente di pressione attiva calcolato al paragrafo precedente

### Striscia di carico su pc inclinato

Il carico agente viene decomposto in un carico ortogonale ed in uno tangenziale al terrapieno, le pressioni indotte sulla parete saranno calcolate come illustrato nei due paragrafi che seguono.

### Striscia di carico ortogonale al piano di azione

Un carico ripartito in modo parziale di ascissa iniziale  $x_1$  ed ascissa finale  $x_2$  genera un diagramma di pressioni sulla parete i cui valori sono stati determinati secondo la formulazione di Terzaghi, che esprime la pressione alla generica profondità  $z$  come segue:

$$\sigma_q(z) = \frac{Q}{2\pi \times (2\Delta\theta + A)}$$

$$\tau_{xz} = -\frac{Q}{2\pi B}$$

Con:

$$\Delta\theta = \theta_1 - \theta_2;$$

$$A = \sin(2\theta_1) - \sin(2\theta_2)$$

$$B = \cos(2\theta_1) - \cos(2\theta_2)$$

$$\theta_1 = \arctg(z/x_1)$$

$$\theta_2 = \arctg(z/x_2)$$

Per integrazione si otterrà la risultante ed il relativo braccio.

### Striscia di carico tangenziale al p.c.

$$\sigma_x = \frac{t}{2\pi \times (D - 2E)}$$

$T$  = Intensità del carico [ $F/L^2$ ]

$D$  =  $4 \times \log[\sin\theta_1/\sin\theta_2]$

$$E = \sin^2\theta_1 - \sin^2\theta_2$$

### Linee di carico sul terrapieno

Le linee di carico generano un incremento di pressioni sulla parete che secondo BOUSSINESQ, alla profondità  $z$ , possono essere espresse come segue:

$$\sigma_x(x, z) = \frac{2V}{\pi \cdot x^2 \cdot z \cdot (x^2 + z^2)^2}$$

$$\tau_{xz}(x, z) = \frac{2V}{\pi \cdot x \cdot z^2 \cdot (x^2 + z^2)^2}$$

Dove i simboli hanno il seguente significato:

$V$  = Intensità del carico espressa in [F/L];

$X$  = Distanza, in proiezione orizzontale, del punto di applicazione del carico dalla parete;

Se il piano di azione è inclinato di  $\epsilon$  viene ruotato il sistema di riferimento  $xz$  in  $XZ$ , attraverso la seguente trasformazione:

$$\begin{cases} X = x \cdot \cos(\epsilon) - z \cdot \sin(\epsilon) \\ Z = z \cdot \cos(\epsilon) + x \cdot \sin(\epsilon) \end{cases}$$

### Spinta in presenza di falda acquifera

La falda con superficie distante  $H_w$  dalla base della struttura, induce delle pressioni idrostatiche normali alla parete che, alla profondità  $z$  sono espresse come segue:

$$u(z) = \gamma_w \cdot z$$

La spinta idrostatica totale si ottiene per integrazione su tutta l'altezza della relazione precedente:

$$S_w = \frac{1}{2} \gamma_w \cdot H^2$$

Avendo indicato con  $H$  l'altezza totale di spinta e con  $\gamma_w$  il peso dell'unità di volume dell'acqua. La spinta del terreno immerso si ottiene sostituendo  $\gamma_t$  con  $\gamma'_t$  ( $\gamma'_t = \gamma_{\text{saturo}} - \gamma_w$ ), peso specifico del materiale immerso in acqua. In condizioni sismiche la sovrappinta esercitata dall'acqua viene valutata nel seguente modo:

$$\Delta S_w = \frac{7}{12} \gamma_w \cdot H_w^2 \cdot C$$

applicata a 2/3 dell'altezza della falda  $H_w$  [Matsuo O'Hara (1960) Geotecnica, R. Lancellotta]

### Effetto dovuto alla presenza di coesione

La coesione induce delle pressioni negative costanti pari a:

$$P_c = -\frac{2 \cdot c}{\sqrt{k_a}}$$

Non essendo possibile stabilire a priori quale sia il decremento indotto della spinta per effetto della coesione. E' stata calcolata l'altezza critica  $Z_c$  come segue:

$$Z_c = \frac{2c}{\gamma_t \times \sqrt{Ka}} - \left\{ \frac{\left[ \frac{Q \times \sin \beta}{\sin(\beta + \varepsilon)} \right]}{\gamma_t} \right\}$$

Dove i simboli hanno il seguente significato

$Q$  = Carico agente sul terrapieno eventualmente presente.

$\gamma_t$  = Peso unità di volume del terreno

$\beta$  = Inclinazione della parete interna rispetto al piano orizzontale passante per il piede

$\varepsilon$  = Inclinazione del piano campagna rispetto al piano orizzontale positiva se antioraria

$C$  = Coesione del materiale

$K_a$  = Coefficiente di pressione attiva, come calcolato ai passi precedenti

Nel caso in cui si verifichi la circostanza che la  $Z_c$ , calcolata con la formula precedente, sia minore di zero è possibile sovrapporre direttamente gli effetti dei diagrammi, imponendo un decremento al diagramma di spinta originario valutato come segue:

$$S_c = P_c \cdot H$$

Dove si è indicata con il simbolo  $H$  l'altezza totale di spinta.

## Sisma

### **Spinta attiva in condizioni sismiche**

In presenza di sisma la forza di calcolo esercitata dal terrapieno sulla parete è data da:

$$E_d = \frac{1}{2} \gamma (1 \pm k_v) K H^2 + E_{ws} + E_{wd}$$

Dove i simboli hanno il seguente significato:

$H$  = altezza di scavo

$K_v$  = coefficiente sismico verticale

$\gamma$  = peso per unità di volume del terreno

$K$  = coefficienti di spinta attiva totale (statico + dinamico) (vedi Mononobe & Okabe)

$E_{ws}$  = spinta idrostatica dell'acqua

$E_{wd}$  = spinta idrodinamica.

Per terreni impermeabili la spinta idrodinamica  $E_{wd} = 0$ , ma viene effettuata una correzione sulla valutazione dell'angolo  $\beta$  della formula di Mononobe & Okabe così come di seguito:

$$\text{tg} \vartheta = \frac{\gamma_{\text{sat}}}{\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \mp k_v}$$

Nei terreni ad elevata permeabilità in condizioni dinamiche continua a valere la correzione di cui sopra, ma la spinta idrodinamica assume la seguente espressione:

$$E_{wd} = \frac{7}{12} k_h \gamma_w H^2$$

Con H' altezza del livello di falda (riportata nella sezione relativa al calcolo della spinta idrostatica).

### Resistenza passiva

Anche per il calcolo della resistenza passiva si possono utilizzare i due metodi usati nel calcolo della pressione allo stato limite attivo (metodo di Coulomb e metodo di Caquot).

#### Metodo di Coulomb

Per terreno omogeneo il diagramma delle pressioni in condizioni di stato limite passivo risulta lineare con legge del tipo del tipo:

$$\sigma_p(z) = k_p \gamma_t z$$

Ancora una volta integrando la precedente relazione sull'altezza di spinta ( che per le paratie deve essere valutata attentamente ) si ottiene la spinta passiva totale:

$$S_t = \frac{1}{2} k_p \cdot \gamma_t \cdot H^2$$

Avendo indicato al solito con H l'altezza di spinta,  $\gamma_t$  il peso dell'unità di volume di terreno e con  $k_p$  il coefficiente di pressione passiva ( in condizioni di stato limite passivo ). Il valore di questo coefficiente è determinato con la seguente formula:

$$k_p = \frac{\sin^2(\beta - \phi)}{\sin^2 \beta \times \sin(\beta + \delta) \times \left[ 1 - \frac{\sin(\phi + \delta) \times \sin(\phi + \varepsilon)}{\sin(\beta + \delta) \times \sin(\beta + \varepsilon)} \right]^2}$$

con  $\delta < \beta - \phi - \varepsilon$  secondo Muller - Breslau

con valori limite pari a:  $\delta < \beta - \phi - \varepsilon$  (Muller-Breslau).

#### Metodo di Caquot

Il metodo di Caquot differisce dal metodo di Coulomb per il calcolo del coefficiente di pressione allo stato limite passivo. Il coefficiente di pressione passiva viene calcolato, con questo metodo, interpolando i valori della seguente tabella:

Coefficient of passive earth pressure $K_p$ for $\delta = -\phi$											
$\alpha$ [°]	$\phi$ [°]	$K_p$ when $\beta^\circ$									
		0	5	10	15	20	25	30	35	40	45
	10	1,17	1,41	1,53							

	15	1,30	1,70	1,92	2,08						
	20	1,71	2,08	2,42	2,71	2,92					
	25	2,14	2,81	2,98	3,88	4,22	4,43				
-30	30	2,78	3,42	4,18	5,01	5,98	8,94	7,40			
	35	3,75	4,73	5,87	7,21	8,78	10,80	12,50	13,80		
	40	5,31	8,87	8,77	11,00	13,70	17,20	24,80	25,40	28,40	
	45	8,05	10,70	14,20	18,40	23,80	90,60	38,90	49,10	60,70	69,10
	10	1,36	1,58	1,70							
	15	1,68	1,97	2,20	2,38						
	20	2,13	2,52	2,92	3,22	3,51					
	25	2,78	3,34	3,99	4,80	5,29	5,57				
-20	30	3,78	4,81	8,58	8,81	7,84	9,12	9,77			
	35	5,38	8,89	8,28	10,10	12,20	14,80	17,40	19,00		
	40	8,07	10,40	12,00	18,50	20,00	25,50	38,50	37,80	42,20	
	45	13,2	17,50	22,90	29,80	38,30	48,90	82,30	78,80	97,30	111,04
	10	1,52	1,72	1,83							
	15	1,95	2,23	2,57	2,88						
	20	2,57	2,98	3,42	3,75	4,09					
	25	3,50	4,14	4,90	5,82	8,45	8,81				
-10	30	4,98	8,01	7,19	8,51	10,10	11,70	12,80			
	35	7,47	9,24	11,30	13,80	18,70	20,10	23,70	26,00		
	40	12,0	15,40	19,40	24,10	29,80	37,10	53,20	55,10	61,80	
	45	21,2	27,90	38,50	47,20	80,80	77,30	908,20	124,00	153,00	178,00
	10	1,84	1,81	1,93							
	15	2,19	2,46	2,73	2,91						
	20	3,01	3,44	3,91	4,42	4,66					
	25	4,28	5,02	5,81	8,72	7,71	8,16				
0	30	8,42	7,69	9,19	10,80	12,70	14,80	15,90			
	35	10,2	12,60	15,30	18,80	22,30	28,90	31,70	34,90		
	40	17,5	22,30	28,00	34,80	42,90	53,30	78,40	79,10	88,70	
	45	33,5	44,10	57,40	74,10	94,70	120,00	153,00	174,00	240,00	275,00
	10	1,73	1,87	1,98							
	15	2,40	2,65	2,93	3,12						
	20	3,45	3,90	4,40	4,96	5,23					
10	25	5,17	5,99	6,90	7,95	9,11	9,67				
	30	8,17	9,69	11,40	13,50	15,90	18,50	19,90			
	35	13,8	16,90	20,50	24,80	29,80	35,80	42,30	46,60		
	40	25,5	32,20	40,40	49,90	61,70	76,40	110,00	113,00	127,00	
	45	52,9	69,40	90,90	116,00	148,00	188,00	239,00	303,00	375,00	431,00
	10	1,78	1,89 I	2,01							

	15	2,58	2,821	3,11	3,30					
	20	3,90	4,38	4,92	5,53	5,83				
20	25	6,18	7,12	8,17	9,39	10,70	11,40			
	30	10,4	12,30	14,40	16,90	20,00	23,20	25,00		
	35	18,7	22,80	27,60	33,30	40,00	48,00	56,80	62,50	
	40	37,2	46,90	58,60	72,50	89,30	111,00	158,00	164,00	185,00
	45	84,0	110,00	143,00	184,00	234,00	297,00	378,00	478,00	592,00
										680,00

**Tabella: Valutazione del coefficiente di pressione passiva con la teoria di Caquot**

### **Carico uniforme sul terrapieno**

La resistenza indotta da un carico uniformemente distribuito  $S_q$  vale:

$$S_q = k_p \cdot Q \cdot H \cdot \frac{\sin\beta}{\sin(\beta + \varepsilon)}$$

Con punto di applicazione pari a  $H/2$  ( essendo il diagramma delle tensioni orizzontali costante per tutta l'altezza ). Nella precedente formula  $k_p$  è il coefficiente di spinta passiva valutato al paragrafo precedente.

### **Coesione**

La coesione determina un incremento di resistenza pari a:

$$P_c = 2c \times \sqrt{k_p}$$

Tale incremento va a sommarsi direttamente al diagramma principale di spinta.

### **Metodo dell'equilibrio limite ( LEM )**

Il metodo dell'equilibrio limite consiste nel ricercare soluzioni, al problema di verifica o di progetto, che siano compatibili con il solo aspetto statico del problema. In sostanza si ragiona in termini di equilibrio di un corpo rigido, senza preoccuparsi della congruenza cinematica degli spostamenti. I principali schemi di calcolo cui si farà riferimento sono i seguenti:

1. Paratia a sbalzo;
2. Paratia tirantata ad estremo libero;
3. Paratia tirantata ad estremo fisso;

#### **Paratia a sbalzo: calcolo della profondità d'infissione limite**

Per paratia non tirantata, la stabilità è assicurata dalla resistenza passiva del terreno che si trova a valle della stessa; dall'equilibrio dei momenti rispetto al centro di rotazione si ottiene:

$$S_m \cdot B_m - R_v \cdot B_v = 0$$

Dove i simboli hanno il seguente significato:

$S_m$  = componente orizzontale della spinta attiva;

$B_m$  = braccio di  $S_m$  rispetto ad O centro di rotazione;

$R_v$  = componente orizzontale della resistenza passiva;

$B_v$  = braccio di  $R_v$  rispetto ad O centro di rotazione;

ogni termine risulta funzione di  $t$  dove  $t$  è la profondità del centro di rotazione rispetto al piano di riferimento di valle (piano campagna a valle). La lunghezza necessaria per assicurare l'equilibrio alla traslazione orizzontale si ottiene aumentando  $t$  come segue:

$$t' = a \cdot t \quad d = t \cdot (1 + a) \quad \text{dove } a = 0.2 \quad (\text{Metodo di Blum})$$

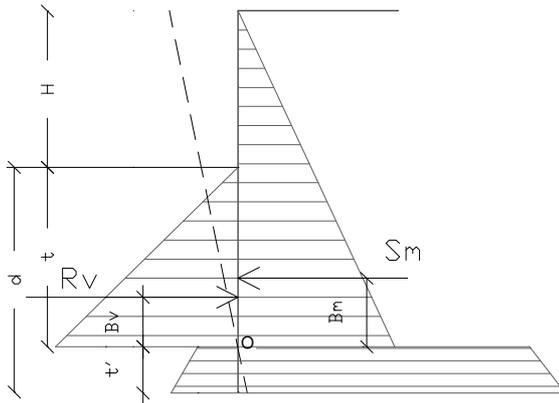


Figura 2: Schema di riferimento per il calcolo dell'equilibrio della paratia

### Coefficiente di sicurezza sulla resistenza passiva

La lunghezza d'infissione  $d$  come sopra determinata è relativa alla condizione limite di incipiente collasso, tramite un coefficiente  $F$ . E' possibile introdurre un margine di sicurezza sulle resistenze passive; la riduzione si effettua come segue:

$$S_m \cdot B_m - \frac{R_v}{F} \cdot B_v = 0$$

### Paratia tirantata ad estremo libero: calcolo della profondità d'infissione limite

La stabilità dell'opera è assicurata anche dai tiranti ancorati sulla paratia. Per utilizzare lo schema di calcolo ad estremo libero, la paratia deve essere sufficientemente corta e rigida. La lunghezza di infissione, sarà determinata imponendo l'equilibrio alla rotazione sull'origine del tirante indicato B1

$$S_m \cdot (H + t - B_m - t_m) - R_v \cdot (H + t - B_v - t_m) = 0$$

Dove i simboli hanno il seguente significato:

$S_m$  = componente orizzontale spinta attiva;

$H$  = altezza terreno da sostenere;

$t$  = profondità di infissione calcolata;

$B_m$  = braccio di  $S_m$  rispetto alla base della paratia;

$P_m$  = ordinata del punto di applicazione del tirante a monte;

$R_v$  = componente orizzontale della resistenza passiva;

$B_v$  = braccio di  $R_v$ .

Nota  $t$ , si determinano  $S_m$  ed  $R_v$  ed il relativo sforzo del tirante.

### **Coefficiente di sicurezza F sulle resistenze passive**

La lunghezza d'infissione sarà ulteriormente aumentata per avere margine di sicurezza in condizioni di esercizio tramite il coefficiente di sicurezza F:

$$S_m \cdot (H + t - B_m - t_m) - \frac{R_v}{F} \cdot (H + t - B_v - t_m) = 0$$

### **Paratia tirantata ad estremo fisso: calcolo della profondità d'infissione limite**

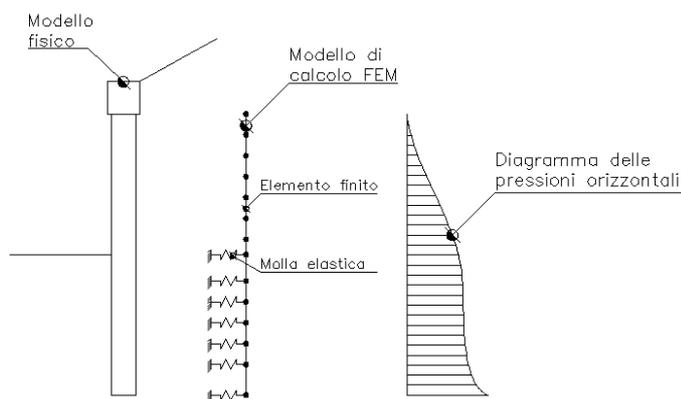
Se la sezione più profonda della paratia non trasla e non ruota può essere assimilata ad un incastro, in tal caso la paratia si definisce ad estremo fisso. Un procedimento elaborato da BLUM consente di ricavare la profondità d'infissione ( $t+t'$ ), imponendo le condizioni cinematiche di spostamenti nulli alla base dell'opera ed all'origine del tirante (B1), e le condizioni statiche di momento e taglio nullo alla base della paratia. Si perviene ad una equazione di 5° grado in ( $t+t'$ ) che può essere risolta in modo agevole.

### **Coefficiente di sicurezza F sulle resistenze**

Per aumentare il fattore di sicurezza sono stati introdotti negli sviluppi numerici, valori delle resistenze passive ridotte.

### **Metodo degli elementi finiti (FEM)**

Il metodo degli elementi finiti è il metodo che più di tutti si fonda su basi teoriche solide e razionali. Di fatti tutto il metodo presuppone che il problema sia affrontato tenendo in conto sia l'aspetto statico (e quindi l'equilibrio del problema, sia l'aspetto cinematica (e quindi la congruenza degli spostamenti o meglio delle deformazioni). In questo approccio la paratia è modellata come un insieme di travi, con vincolo di continuità tra loro (elementi beam) vincolati al terreno mediante molle elastiche, la cui rigidità è valutata in funzione delle proprietà elastiche del terreno. Nella figura che segue è mostrato schematicamente il modello utilizzato per l'analisi ad elementi finiti:



**Figura 3: Schematizzazione della paratia ad elementi finiti**

Vari aspetti hanno importanza centrale in questo metodo di calcolo. Si riportano nel seguito gli aspetti essenziali.

### Calcolo del modulo di rigidezza $K_s$ del terreno

Come già detto in precedenza, il terreno viene schematizzato con delle molle di rigidezza  $K_s$  applicate sui nodi dei conci compresi tra il nodo di fondo scavo e l'estremità di infissione. La stima della rigidezza  $K_s$  è stata effettuata sulla base della capacità portante delle fondazioni secondo la seguente formula:

$$k_s = A_s + B_s \cdot z^n$$

Dove i simboli hanno il seguente significato:

$A_s$  = costante, calcolata come segue  $A_s = C \times (c \times N_c + 0.5 \times G \times B \times N_g)$

$B_s$  = coefficiente funzione della profondità  $B_s = C \times G \times N_q$

$Z$  = Profondità in esame

$C$  = 40 nel sistema internazionale SI

$n$  =  $\pi \times \tan \varphi$

$N_q$  =  $\exp[n \times (\tan^2(45^\circ + \varphi/2))]$

$N_c$  =  $(N_q - 1) \times \cot \varphi$

$N_g$  =  $1.5 \times (N_q - 1) \times \tan \varphi$

### Tiranti

I tiranti vengono schematizzati come elementi elastici, con sezione trasversale di area pari ad  $A$  modulo di elasticità  $E$  e lunghezza  $L$ . Per un tratto di paratia di larghezza unitaria, l'azione dei tiranti inclinati di un angolo  $\beta$  vale:

$$F = \frac{A \cdot E}{S \cdot L} \cdot \cos(\beta)$$

### Verifica delle sezioni e calcolo armature

Il calcolo delle armature e le verifiche a presso-flessione e taglio della paratia soggetta alle sollecitazioni  $N, M$  e  $T$ , si effettuano sulla sezione maggiormente sollecitata. Le sollecitazioni di calcolo sono ottenute come prodotto tra le

sollecitazioni ottenute con un calcolo a metro lineare e l'interasse tra i pali (o larghezza dei setti se la paratia è costituita da setto):

$$N_d = N' \cdot i; M_d = M' \cdot i; T_d = T' \cdot i$$

Dove  $M'$ ,  $M'$ ,  $T'$  rappresentano il momento il taglio e lo sforzo normale relativi ad una striscia unitaria di calcolo mentre  $i$  è l'interasse tra i pali per paratia costituita da pali o micropali (o larghezza setti per paratia costituita da setti).

## 2.2. Criteri di calcolo dei pali di fondazione

### Convenzioni sui segni

- La forza verticale  $F_y$ , positiva se diretta verso il basso;
- La forza orizzontale  $F_x$  positiva da sinistra verso destra;
- La coppia  $M$  è positiva se produce spostamenti concordi con quelli della forza orizzontale  $F_x$ ;

### Analisi del palo in condizioni di esercizio: Modello di Winkler

Il modello di *Winkler* consente di tenere conto in modo semplice della variabilità delle proprietà meccaniche del terreno e delle stratificazioni. In presenza di mezzo omogeneo ( $K$  costante) è stata adottata la classifica di Hetényi che distingue tre possibili comportamenti del palo su mezzo alla Winkler, in funzione del valore che assume la rigidezza relativa ( $\beta$ ) terreno palo ossia: palo di tipo corto o rigido, palo relativamente flessibile, palo infinitamente flessibile.

### Carico limite verticale

Il carico limite verticale è stato calcolato con le formule statiche, che esprimono il medesimo in funzione della geometria del palo e delle caratteristiche del terreno e dell'interfaccia palo-terreno. Ai fini del calcolo, il carico limite  $Q_{lim}$  viene convenzionalmente suddiviso in due aliquote, la resistenza alla punta  $Q_p$  e la resistenza laterale  $Q_s$ .

### Resistenza unitaria alla punta

La resistenza unitaria  $q_p$  alla punta, per il caso di terreno dotato di attrito ( $\varphi$ ) e di coesione ( $c$ ), è data dall'espressione:

$$q_p = c \times N_c + \gamma \times D \times N_q$$

Avendo indicato con:

$\gamma$  Peso unità di volume del terreno;

$D$  Lunghezza del palo;

$N_c$  e  $N_q$  Fattori di capacità portante già comprensivi dell'effetto forma (circolare);

Il fattore  $N_q$  è stato calcolato secondo la teoria di *Berezantzev*.

### Resistenza del fusto

Il contributo alla resistenza di fusto viene calcolato utilizzando una combinazione di sforzi totali ed efficaci. Sono previsti tre procedimenti di calcolo di uso corrente. Due dei quali di validità generale per la resistenza laterale di pali collocati in terreni coesivi. Questi metodi prendono il nome di  $\alpha$ ,  $\beta$  e  $\lambda$  dai coefficienti moltiplicativi usati nel termine della capacità portante laterale

Metodo utilizzato per il calcolo della capacità portante laterale metodo  $\beta$ , proposto da *Tomlinson (1971)*; la resistenza laterale viene calcolata nel seguente modo:

$$f_s = A \times c + q \times K \times \delta$$

$c$  valore medio della coesione o della resistenza a taglio in condizioni non drenate.

$q$  pressione verticale del terreno

$k$  coefficiente di spinta orizzontale dipendente dalla tecnologia del palo e dal precedente stato di addensamento calcolato come segue:

Per pali infissi  $K = 1 + \text{tg}^2 \phi$

Per pali trivellati  $K = 1 - \text{tg}^2 \phi$

$\delta$  attrito palo-terreno, funzione della scabrezza della superficie del palo.

Per pali infissi  $\delta = 3/4 \times \text{tg} \phi$

Per pali trivellati  $\delta = \text{tg} \phi$

$\alpha$  è un coefficiente ricavato come di seguito riportato:

### Coefficiente $\alpha$ per palo infisso

$c < 0.25$   $\alpha = 1.00$

$0.25 < c < 0.5$   $\alpha = 0.85$

$0.5 < c < 0.75$   $\alpha = 0.65$

$0.75 < c < 2.4$   $\alpha = 0.50$

$$c > 2.4 \qquad \alpha = 1.2 / c$$

**Coefficiente  $\alpha$  per palo trivellato**

$$c < 0.25 \qquad \alpha = 0.9$$

$$0.25 < c < 0.5 \qquad \alpha = 0.8$$

$$0.5 < c < 0.75 \qquad \alpha = 0.6$$

$$0.75 < c < 2 \qquad \alpha = 0.4$$

$$c > 2 \qquad \alpha = 0.8 / c$$

**Sollecitazioni muro**

Per il calcolo delle sollecitazioni il muro è stato discretizzato in  $n$ -tratti in funzione delle sezioni significative e per ogni tratto sono state calcolate le spinte del terreno (valutate secondo un piano di rottura passante per il paramento lato monte), le risultanti delle forze orizzontali e verticali e le forze inerziali.

**Calcolo delle spinte per le verifiche globali**

Le spinte sono state valutate ipotizzando un piano di rottura passante per l'estradosso della mensola di fondazione lato monte, tale piano è stato discretizzato in  $n$ -tratti.

**Convenzione segni**

**Forze verticali**            positive se dirette dall'alto verso il basso;

**Forze orizzontali**        positive se dirette da monte verso valle;

**Coppie**                    positive se antiorarie;

**Angoli**                    positivi se antiorari.

**2.3. Schematizzazione e modellazione dei carichi****Azioni orizzontali**

Le azioni orizzontali sul terrapieno sono quelle dovute alla spinta del terreno. Questa è data dalla somma dell'effetto dovuto al carico geostatico del terreno e l'effetto dato dai carichi accidentali superficiali.

- Pressione laterale dovuta al carico geostatica del terreno:  $p(z) = \gamma \cdot K_a \cdot z$

- Pressione laterale dovuta alla ai carichi superficiali:  $p(z) = q \cdot K_a$

dove:

- $K_a$  (Coefficiente di spinta attiva)
- $\gamma$  (Peso specifico terreno)
- $z$  = quota rispetto al piano di campagna
- $q$  = pressione media sul terreno di monte= 900 kg/mq (traffico su strada)

### Carichi imposti

Si tratta dei carichi derivanti dalla mensola a sbalzo che sono modellati come carichi verticali e relativi momenti flettenti concentrati alla sezione di ancoraggio della mensola stessa.

#### Peso proprio mensola a "sbalzo"

Carico "g1" =  $25 \text{ KN/m}^3 \times 0,35 \text{ m} \times 1,90 \text{ m} = 16,63 \text{ KN/m}$  (peso proprio mensola)

Carico "g2" =  $2 \text{ KN/m}^2 \times 1,50 \text{ m} = 3,00 \text{ KN/m}$  (peso pavimentazione stradale e barriera)

Carico "M(acc)" =  $(16,63 \text{ KN/m} + 3,00 \text{ KN/m}) \times 1,9/2 \text{ m} = 18,64 \text{ KNm/m}$

#### Carico veicolare su mensola a sbalzo

Carico "q" =  $9 \text{ KN/m}^2 \times 1,5 = 13,50 \text{ KN/m}$

Carico "M(q)" =  $13,50 \times 1,5/2 = 10,25 \text{ KNm/m}$

### Azioni sismiche

Ai sensi del D.M. 14/01/2008, le sollecitazioni sismiche verranno ricavate sulla base dei seguenti parametri:

latitudine:	44,378381 N
longitudine:	9,529639 E
Classe:	2
Vita nominale:	50

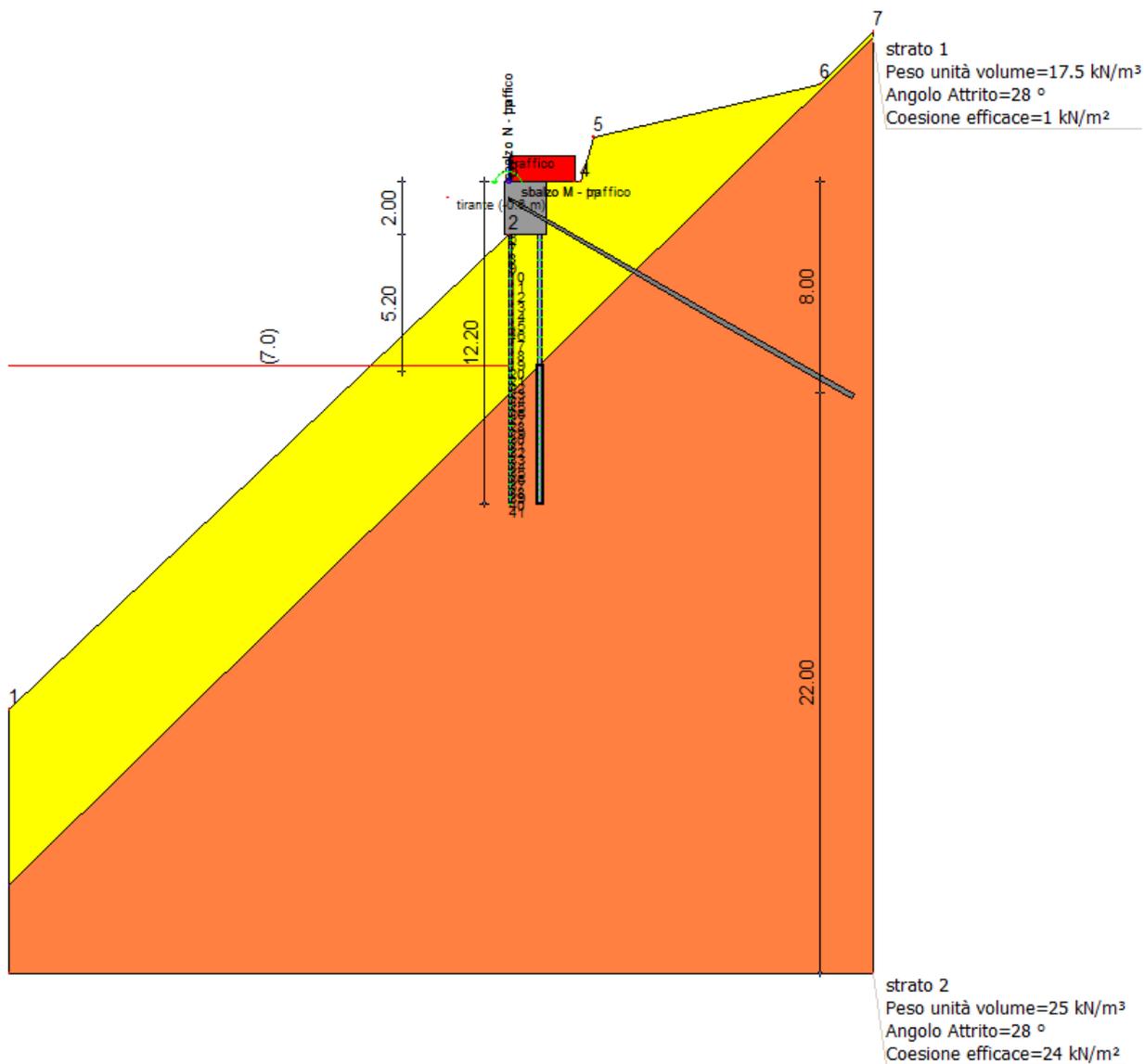
#### Parametri sismici:

Categoria sottosuolo:	E
Categoria topografica:	T2
Periodo di riferimento:	50anni

Coefficiente cu: 1

### 2.4. Schematizzazione e modellazione della struttura

Il modello di calcolo utilizzato per le verifiche di sicurezza è il seguente:



Schema di calcolo

### 2.5. Tipologie di verifiche

Vengono considerate le seguenti verifiche:

- SLU di tipo geotecnico:

- stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno;
- verifica pali ai carichi orizzontali e verticali;
- verifica tiranti;

- SLU di tipo strutturale:

- raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

Tali verifiche vengono effettuate considerando le seguenti combinazioni di coefficienti:

Combinazione 1: A1+M1+R1

Combinazione 2: A2+M2+R2

Combinazione 3: SISMA

I cui i coefficienti parziali sono quelli riportati nelle tabelle 6.2.I, 6.2.II nonché 6.4.II e 6.4.VI del D.M.:

**Fase: 1 Analisi geotecnica Fase: 1 - Combinazione: 1**

**Altezza scavo**

Tipo:

Nome:

Coefficienti sismici:

**7 [m]**

S.L.U. [GEO-STR]

A1+M1+R1

Kh = 0.1439 , Kv = 0.072

Coefficienti parziali azioni

Nr.	Azioni	Fattori combinazione
1	Peso proprio	1
2	Spinta terreno	1.3
3	Spinta falda	0
4	Spinta sismica x	0
5	Spinta sismica y	0
6	traffico	1.5
7	tirante	1
8	sbalzo N - traffico	1.5
9	sbalzo M - traffico	1.5
10	sbalzo N - pp	1.3
11	sbalzo M - pp	1.3

Coefficienti parziali terreno

Nr.	Parametro	Coefficienti parziali
1	Tangente angolo resistenza taglio	1
2	Coesione efficace	1
3	Resistenza non drenata	1
4	Peso unità volume	1
5	Angolo di attrito terra parete	1

Coefficienti resistenze capacità portante verticale

Nr.	Capacità portante	Coefficienti resistenze
1	Punta	1
2	Laterale compressione	1
3	Totale	1
4	Laterale trazione	1
5	Orizzontale	1

**Fase: 1 - Combinazione: 2**

**Altezza scavo**

Tipo:

Nome:

Coefficienti sismici:

**7 [m]**

S.L.U. [GEO-STR]

A2+M2+R1

Kh = 0.1439 , Kv = 0.072

Coefficienti parziali azioni

Nr.	Azioni	Fattori combinazione
1	Peso proprio	1
2	Spinta terreno	1
3	Spinta falda	0
4	Spinta sismica x	0
5	Spinta sismica y	0
6	traffico	1.3
7	tirante	1
8	sbalzo N - traffico	1.3
9	sbalzo M - traffico	1.3
10	sbalzo N - pp	1
11	sbalzo M - pp	1

Coefficienti parziali terreno

Nr.	Parametro	Coefficienti parziali
1	Tangente angolo resistenza taglio	1.25
2	Coesione efficace	1.25
3	Resistenza non drenata	1.4
4	Peso unità volume	1
5	Angolo di attrito terra parete	1

Coefficienti resistenze capacità portante verticale

Nr.	Capacità portante	Coefficienti resistenze
1	Punta	1
2	Laterale compressione	1
3	Totale	1
4	Laterale trazione	1
5	Orizzontale	1

**Fase: 1 - Combinazione: 3**

**Altezza scavo**

Tipo:

Nome:

Coefficienti sismici:

**7 [m]**

S.L.U. [GEO-STR]

Nuova combinazione Sisma

Kh = 0.1439 , Kv = 0.072

## Coefficienti parziali azioni

Nr.	Azioni	Fattori combinazione
1	Peso proprio	1
2	Spinta terreno	1
3	Spinta falda	0
4	Spinta sismica x	1
5	Spinta sismica y	1
6	traffico	1
7	tirante	1
8	sbalzo N - traffico	1
9	sbalzo M - traffico	1
10	sbalzo N - pp	1
11	sbalzo M - pp	1

## Coefficienti parziali terreno

Nr.	Parametro	Coefficienti parziali
1	Tangente angolo resistenza taglio	1.25
2	Coesione efficace	1.25
3	Resistenza non drenata	1.4
4	Peso unità volume	1
5	Angolo di attrito terra parete	1

## Coefficienti resistenze capacità portante verticale

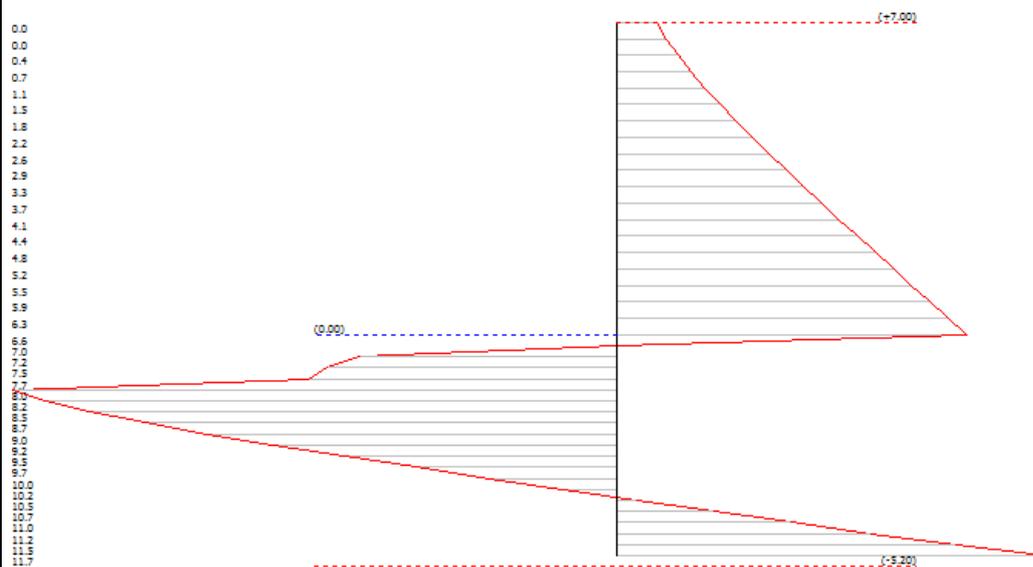
Nr.	Capacità portante	Coefficienti resistenze
1	Punta	1
2	Laterale compressione	1
3	Totale	1
4	Laterale trazione	1
5	Orizzontale	1

**2.6. Risultati dei calcoli**

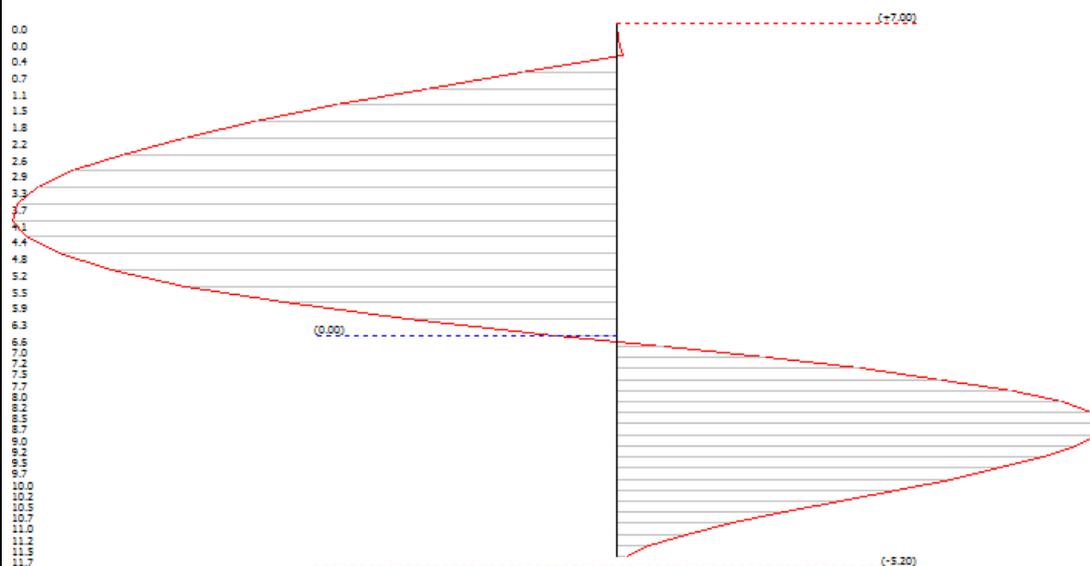
Si riportano nel seguito i principali risultati dei calcoli eseguiti.

I risultati delle verifiche allo SLU di tipo geologico e strutturale sono dettagliatamente riportate in allegato 1.

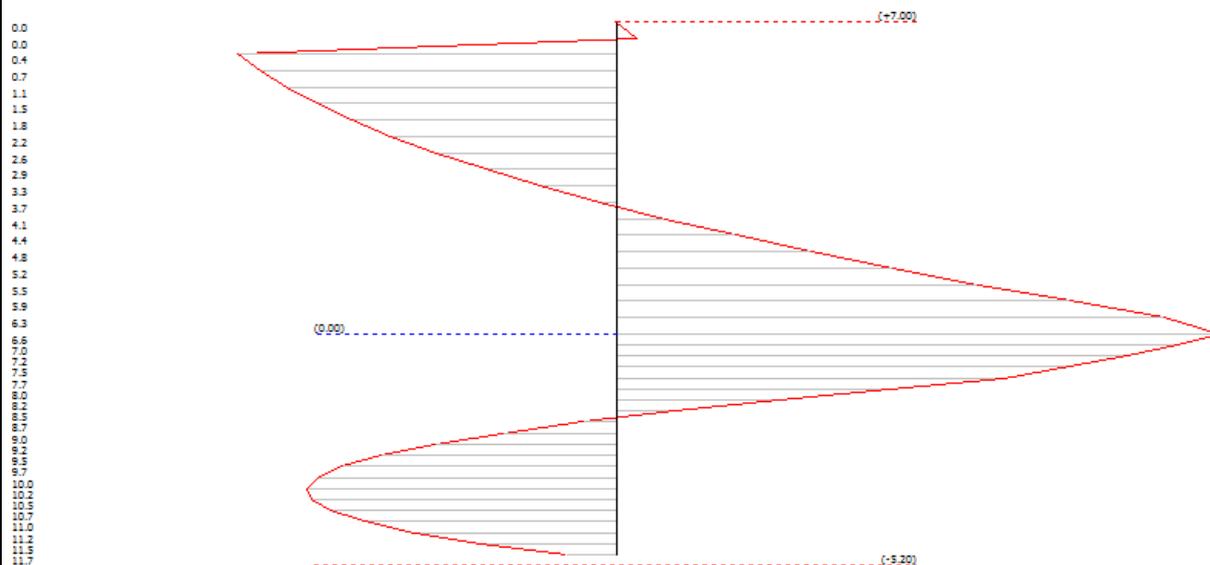
Combinazione 1: A1+M1+R1



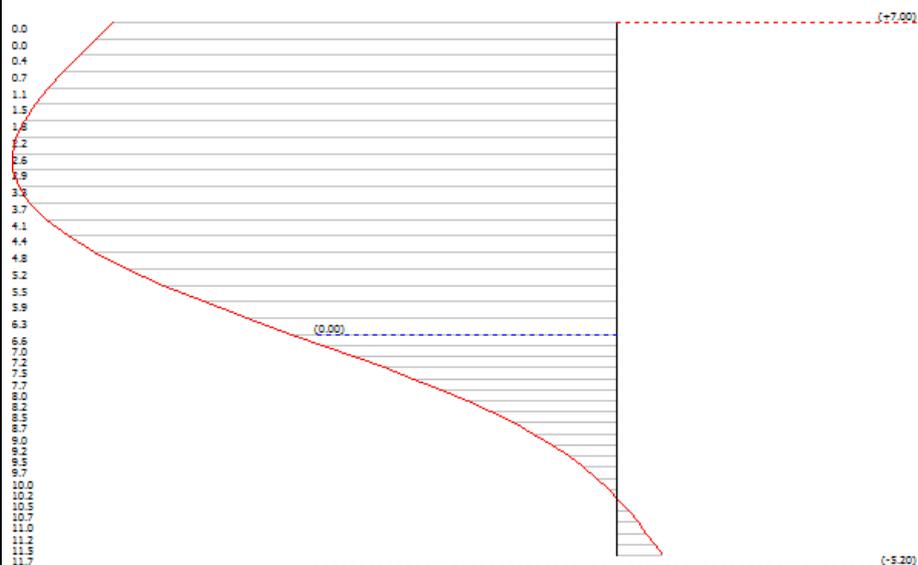
Andamento delle pressioni sulla paratia [KPa]



Andamento sollecitazioni di Momento flettente [KNxm/m]

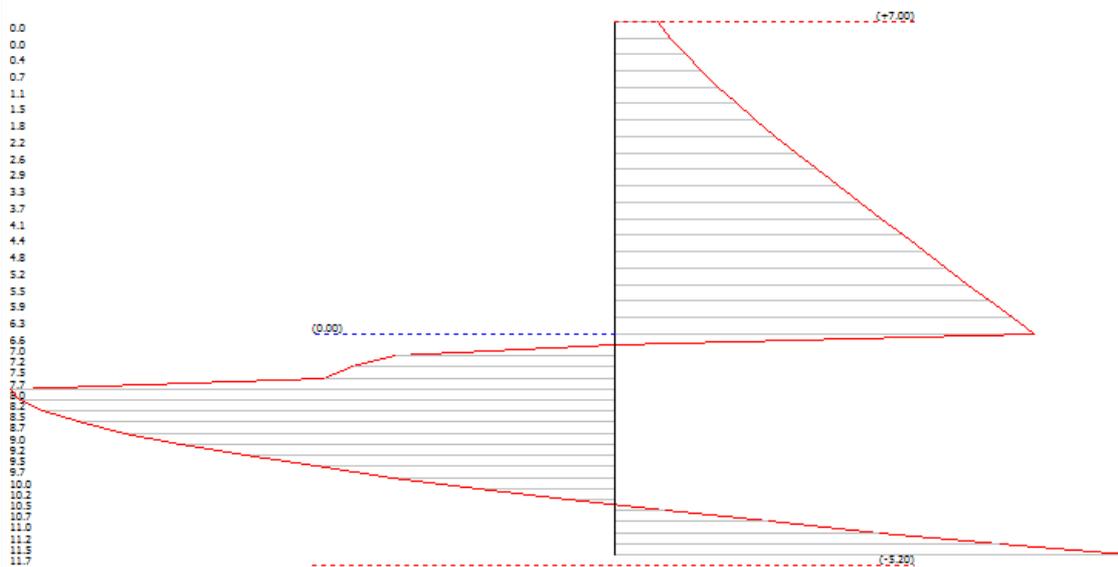


Andamento sollecitazioni di Taglio [KN/m]

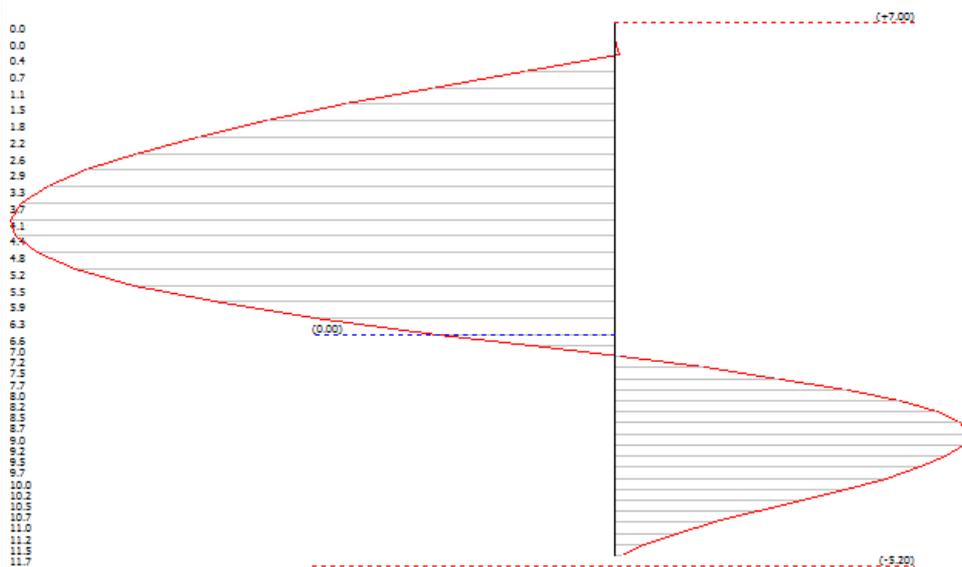


Andamento deformazioni [cm]

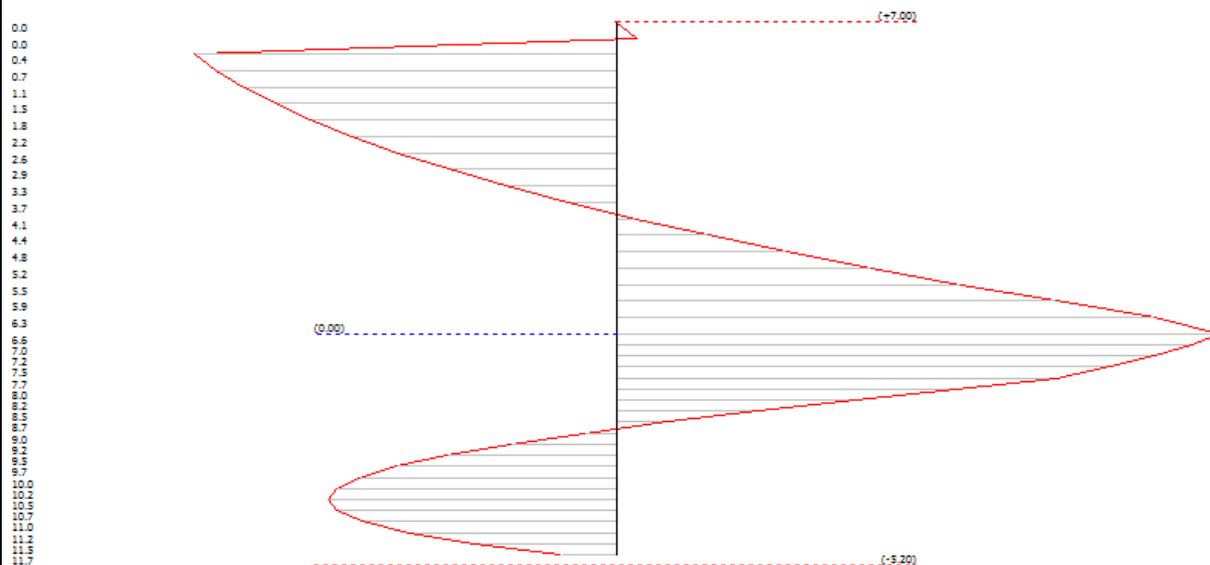
Combinazione 2: A2+M2+R1



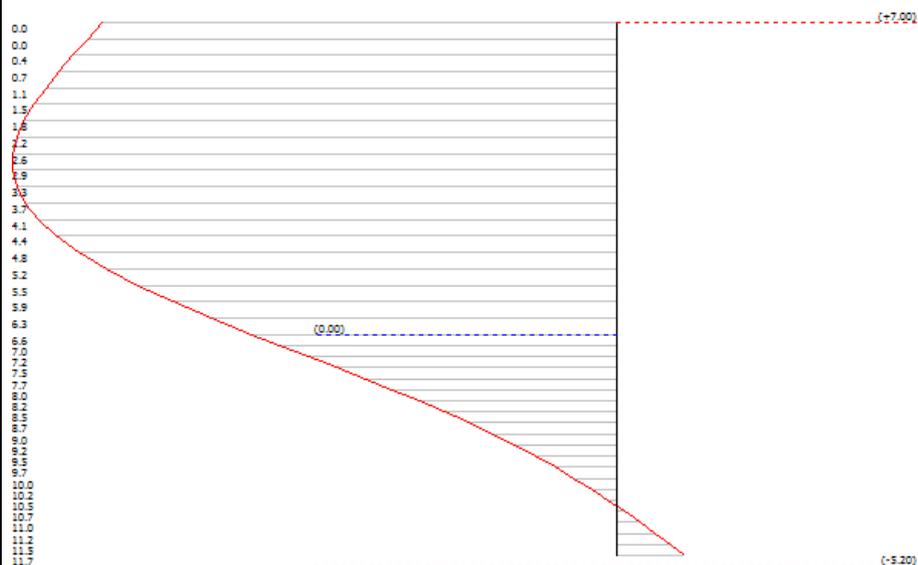
Andamento delle pressioni sulla paratia [KPa]



Andamento sollecitazioni di Momento flettente [KNxm/m]

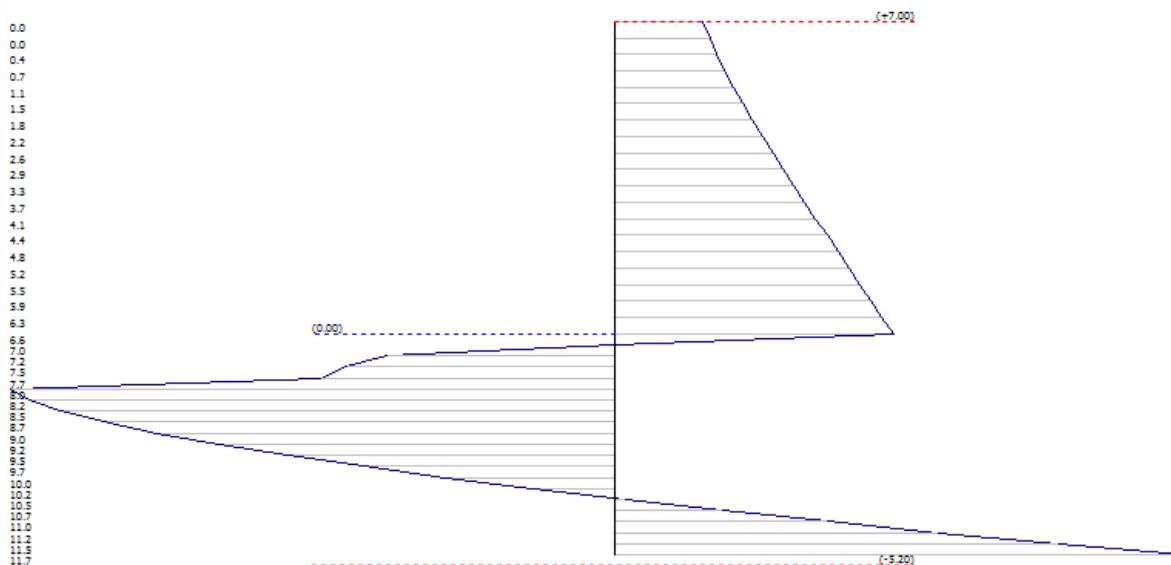


Andamento sollecitazioni di Taglio [KN/m]

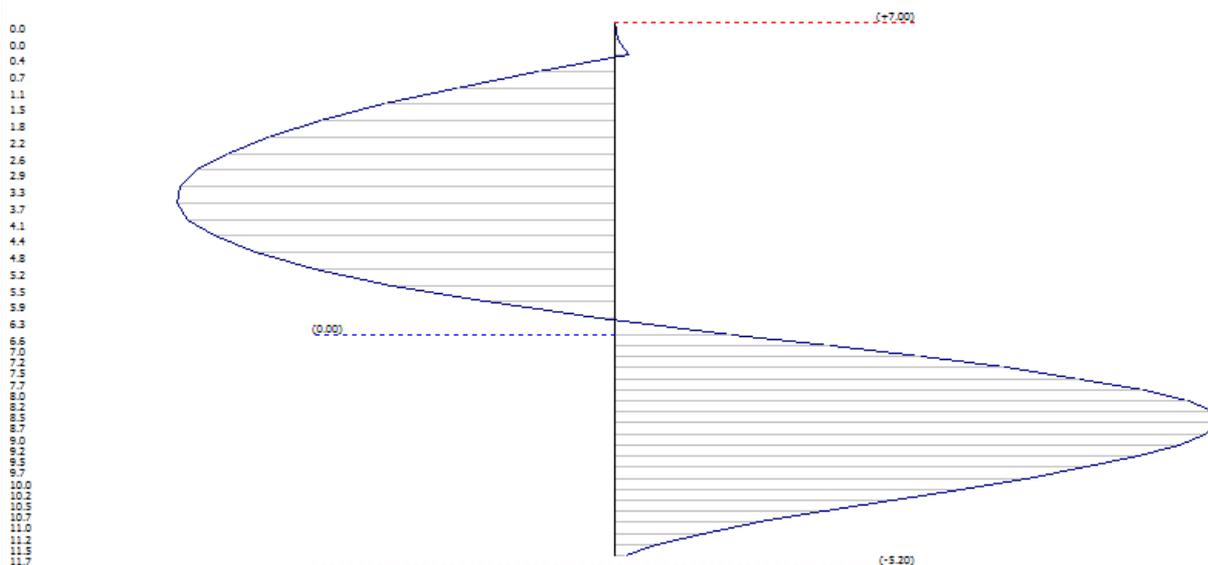


Andamento deformazioni [cm]

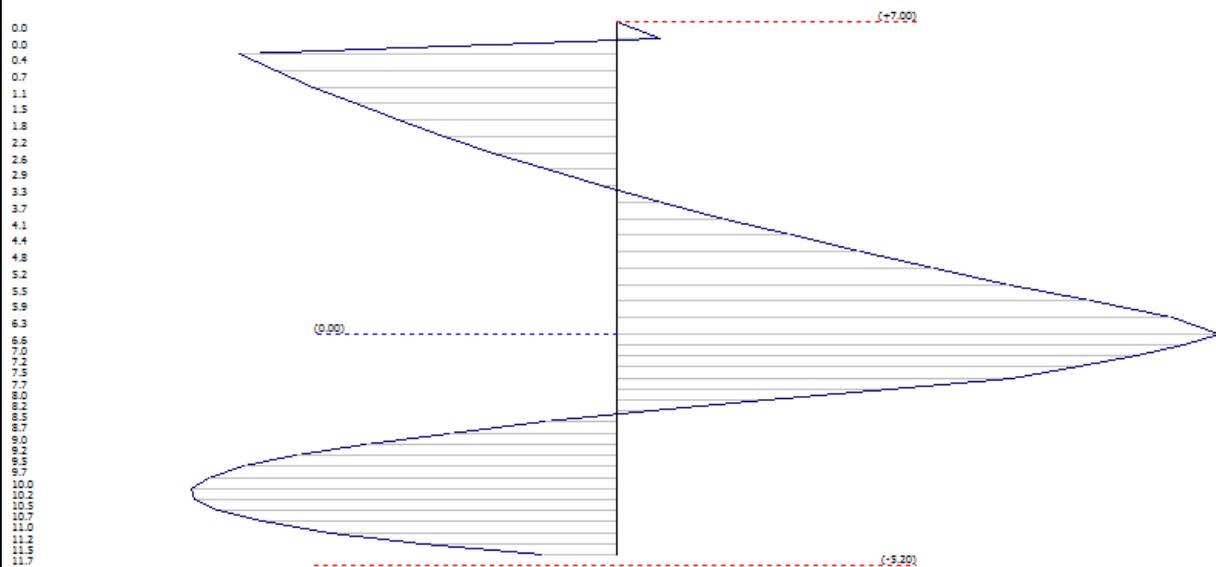
Combinazione 3: Combinazione sismica



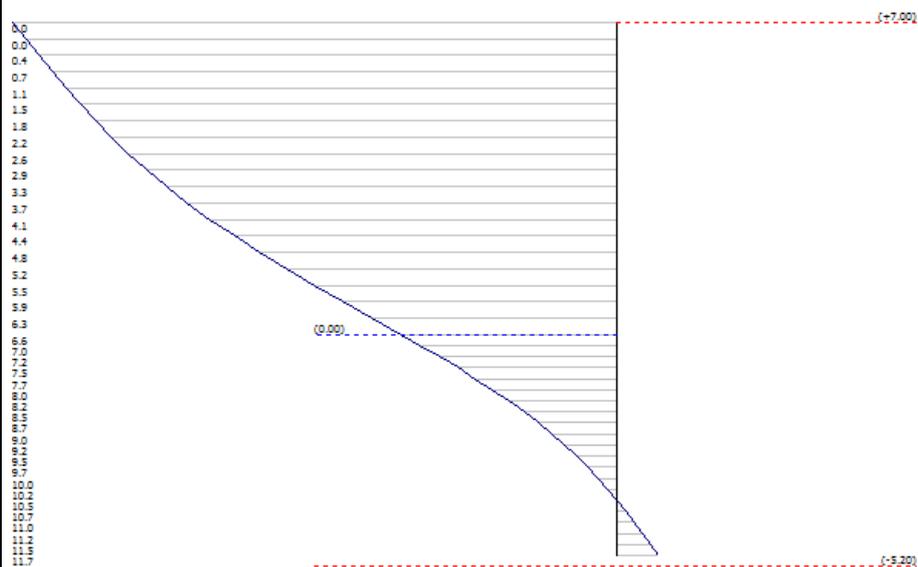
Andamento delle pressioni sulla paratia [KPa]



Andamento sollecitazioni di Momento flettente [KNxm/m]



Andamento sollecitazioni di Taglio [KN/m]



Andamento deformazioni [cm]

Di seguito si riportano le tabelle contenenti gli esiti delle verifiche relative alle varie combinazioni di carico considerate:

Analisi

Nuova combinazione | Elimina | **Verifica** | Rigenera combinazione

Fasi costruttive

- Fase costruttiva 1
  - A1+M1+R1
  - A2+M2+R1
  - Nuova combinazione Sisma

**Sintesi risultati**

Profondità di infissione: 4.80 [m]  
 Pressione massima terreno: 79.29 [kPa]  
 Momento massimo: 149.19 [kNm/m]  
 Taglio massimo: 100.13 [kN/m]  
 Spostamento massimo H: 0.22 [cm]  
 Spostamento massimo V: 0.37 [cm]  
 Numero di iterazioni eseguite: 1 < 10  
 Carico limite verticale: kN, Fs | Rd=351.17 | 5.41  
 Fattore sicurezza sollevamento: --

**Tiranti**

tirante | Q | R | Q/R  
 kN | 591.48 | / | 336.81 | Fs | 1.76

**Fase costruttiva...1**

Stati limite: S.L.U.  
 Nome combinazione: A1+M1+R1  
 Coefficiente sismici: Kh 0.1439 Kv 0.072  
 Tipo:  GEO  STR  UPL, HYD

Nr.	Azioni	Fattori combinazioni [A]
1	Peso proprio	1
2	Spinta terreno	1.3
3	Spinta falda	0
4	Spinta sismica x	0
5	Spinta sismica y	0
6	traffico	1.5
7	sbalzo N - traffico	1.5

Nr.	Parametro	Coeff. Parziali [M]
1	Tangente angolo res. taglio	1
2	Coesione efficace	1
3	Resistenza non drenata	1
4	Peso unità volume	1

Nr	Capacità portante	Coefficienti resistenze [R]
1	Punta	1
2	Laterale compressione	1
3	Totale	1
4	Laterale trazione	1
5	Orizzontale	1

Calcola | Ok | Annulla | ? | ↕

Analisi

Nuova combinazione | Elimina | **Verifica** | Rigenera combinazione

Fasi costruttive

- Fase costruttiva 1
  - A1+M1+R1
  - A2+M2+R1
  - Nuova combinazione Sisma

**Sintesi risultati**

Profondità di infissione: 4.80 [m]  
 Pressione massima terreno: 68.87 [kPa]  
 Momento massimo: 162.22 [kNm/m]  
 Taglio massimo: 92.46 [kN/m]  
 Spostamento massimo H: 0.29 [cm]  
 Spostamento massimo V: 0.51 [cm]  
 Numero di iterazioni eseguite: 1 < 10  
 Carico limite verticale: kN, Fs | Rd=351.17 | 4.96  
 Fattore sicurezza sollevamento: --

**Tiranti**

tirante | Q | R | Q/R  
 kN | 591.48 | / | 343.53 | Fs | 1.72

**Fase costruttiva...1**

Stati limite: S.L.U.  
 Nome combinazione: A2+M2+R1  
 Coefficiente sismici: Kh 0.1439 Kv 0.072  
 Tipo:  GEO  STR  UPL, HYD

Nr.	Azioni	Fattori combinazioni [A]
1	Peso proprio	1
2	Spinta terreno	1
3	Spinta falda	0
4	Spinta sismica x	0
5	Spinta sismica y	0
6	traffico	1.3
7	sbalzo N - traffico	1.3

Nr.	Parametro	Coeff. Parziali [M]
1	Tangente angolo res. taglio	1.25
2	Coesione efficace	1.25
3	Resistenza non drenata	1.4
4	Peso unità volume	1

Nr	Capacità portante	Coefficienti resistenze [R]
1	Punta	1
2	Laterale compressione	1
3	Totale	1
4	Laterale trazione	1
5	Orizzontale	1

Calcola | Ok | Annulla | ? | ↕

**Analisi**

Nuova combinazione | Elimina | **Verifica** | Rigenera combinazione

**Fasi costruttive**

- Fase costruttiva 1
  - A1+M1+R1
  - A2+M2+R1
  - Nuova combinazione Sisma

**Sintesi risultati**

Profondità di infissione: 4.80 [m]

Pressione massima terreno: 131.57 [kPa]

Momento massimo: 166.12 [kNm/m]

Taglio massimo: 116.80 [kN/m]

Spostamento massimo H: 0.96 [cm]

Spostamento massimo V: 1.33 [cm]

Numero di iterazioni eseguite: 1 < 10

Carico limite verticale: kN, Fs, Rd=351.171, 4.69

Fattore sicurezza sollevamento: --

**Tiranti**

tirante: Q / R / Q/R  
 kN / 591.48 / 413.57 / Fs / 1.43

**Fase costruttiva...1**

Stati limite: S.L.U.

Nome combinazione: Nuova combinazione Sisma

Coefficiente sismici: Kh 0.1439 Kv 0.072

Tipo:  GEO  STR  UPL, HYD

Nr.	Azioni	Fattori combinazioni [A]
1	Peso proprio	1
2	Spinta terreno	1
3	Spinta falda	0
4	Spinta sismica x	1
5	Spinta sismica y	1
6	traffico	1
7	sbalzo N - traffico	1

Nr.	Parametro	Coeff. Parziali [M]
1	Tangente angolo res. taglio	1.25
2	Coesione efficace	1.25
3	Resistenza non drenata	1.4
4	Peso unità volume	1

Nr	Capacità portante	Coefficienti resistenze [R]
1	Punta	1
2	Laterale compressione	1
3	Totale	1
4	Laterale trazione	1
5	Orizzontale	1

Calcola Ok Annulla ? ↕

## 2.7. Riepilogo delle verifiche

I risultati delle verifiche allo SLU di tipo geologico e strutturale hanno dato esito positivo pertanto si possono ritenere raggiunti i livelli di sicurezza imposti dal D.M. 14/01/2008 sia delle strutture che del sistema di sostegno.

Le verifiche sono dettagliatamente riportate nei seguenti allegati:

- SLU di tipo geotecnico:

- stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno; R5-All
- verifica pali; R5-All

- SLU di tipo strutturale:

- raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali. R5-All

### 3. Verifiche di stabilità del versante

#### 3.1. Criteri di calcolo della stabilità del versante

##### **Definizione**

Per pendio s'intende una porzione di versante naturale il cui profilo originario è stato modificato da interventi artificiali rilevanti rispetto alla stabilità. Per frana s'intende una situazione di instabilità che interessa versanti naturali e coinvolgono volumi considerevoli di terreno.

##### **Introduzione all'analisi di stabilità**

La risoluzione di un problema di stabilità richiede la presa in conto delle equazioni di campo e dei legami costitutivi. Le prime sono di equilibrio, le seconde descrivono il comportamento del terreno. Tali equazioni risultano particolarmente complesse in quanto i terreni sono dei sistemi multifase, che possono essere ricondotti a sistemi monofase solo in condizioni di terreno secco, o di analisi in condizioni drenate.

Nella maggior parte dei casi ci si trova a dover trattare un materiale che se saturo è per lo meno bifase, ciò rende la trattazione delle equazioni di equilibrio notevolmente complicata. Inoltre è praticamente impossibile definire una legge costitutiva di validità generale, in quanto i terreni presentano un comportamento non-lineare già a piccole deformazioni, sono anisotropi ed inoltre il loro comportamento dipende non solo dallo sforzo deviatorico ma anche da quello normale. A causa delle suddette difficoltà vengono introdotte delle ipotesi semplificative:

(a) Si usano leggi costitutive semplificate: modello rigido perfettamente plastico. Si assume che la resistenza del materiale sia espressa unicamente dai parametri coesione ( $c$ ) e angolo di resistenza al taglio ( $\phi$ ), costanti per il terreno e caratteristici dello stato plastico; quindi si suppone valido il criterio di rottura di Mohr-Coulomb.

(b) In alcuni casi vengono soddisfatte solo in parte le equazioni di equilibrio.

##### **Metodo equilibrio limite (LEM)**

Il metodo dell'equilibrio limite consiste nello studiare l'equilibrio di un corpo rigido, costituito dal pendio e da una superficie di scorrimento di forma qualsiasi (linea retta, arco di cerchio, spirale logaritmica); da tale equilibrio vengono calcolate le tensioni da taglio ( $\tau$ ) e confrontate con la resistenza disponibile ( $\tau_f$ ), valutata secondo il criterio di rottura di *Coulomb*, da tale confronto ne scaturisce la prima indicazione sulla stabilità attraverso il coefficiente di sicurezza  $F = \tau_f / \tau$ .

Tra i metodi dell'equilibrio limite alcuni considerano l'equilibrio globale del corpo rigido (*Culman*), altri a causa della non omogeneità dividono il corpo in conci considerando l'equilibrio di ciascuno (*Fellenius, Bishop, Janbu ecc.*).

Di seguito vengono discussi i metodi dell'equilibrio limite dei conci.

### **Metodo dei conci**

La massa interessata dallo scivolamento viene suddivisa in un numero conveniente di conci. Se il numero dei conci è pari a  $n$ , il problema presenta le seguenti incognite:

$n$  valori delle forze normali  $N_i$  agenti sulla base di ciascun concio;

$n$  valori delle forze di taglio alla base del concio  $T_i$ ;

$(n-1)$  forze normali  $E_i$  agenti sull'interfaccia dei conci;

$(n-1)$  forze tangenziali  $X_i$  agenti sull'interfaccia dei conci;

$n$  valori della coordinata  $a$  che individua il punto di applicazione delle  $E_i$ ;

$(n-1)$  valori della coordinata che individua il punto di applicazione delle  $X_i$ ;

una incognita costituita dal fattore di sicurezza  $F$ .

### **Complessivamente le incognite sono $(6n-2)$ .**

mentre le equazioni a disposizione sono:

Equazioni di equilibrio dei momenti  $n$

Equazioni di equilibrio alla traslazione verticale  $n$

Equazioni di equilibrio alla traslazione orizzontale  $n$

Equazioni relative al criterio di rottura  $n$

Totale numero di equazioni  $4n$

Il problema è staticamente indeterminato ed il grado di indeterminazione è pari a

$$i = (6n-2)-(4n) = 2n-2.$$

Il grado di indeterminazione si riduce ulteriormente a  $(n-2)$  in quando si fa l'assunzione che

$N_i$  sia applicato nel punto medio della striscia, ciò equivale ad ipotizzare che le tensioni normali totali siano uniformemente distribuite. I diversi metodi che si basano sulla teoria dell'equilibrio limite si differenziano per il modo in cui vengono eliminate le  $(n-2)$  indeterminazioni.

### **Metodo di BISHOP (1955)**

Con tale metodo non viene trascurato nessun contributo di forze agenti sui blocchi e fu il primo a descrivere i problemi legati ai metodi convenzionali.

Le equazioni usate per risolvere il problema sono:

$$\sum F_v = 0, \sum M_0 = 0, \text{ Criterio di rottura.}$$

$$F = \frac{\sum \{c_i \times b_i + (W_i - u_i \times b_i + \Delta X_i) \times \tan \varphi_i\} \times \frac{\sec \alpha_i}{1 + \tan \alpha_i \times \tan \varphi_i / F}}{\sum W_i \times \sin \alpha_i}$$

I valori di  $F$  e di  $\Delta X$  per ogni elemento che soddisfano questa equazione danno una soluzione rigorosa al problema. Come prima approssimazione conviene porre  $\Delta X = 0$  ed iterare per il calcolo del fattore di sicurezza, tale procedimento è noto come metodo di **Bishop ordinario**, gli errori commessi rispetto al metodo completo sono di circa 1 %.

### Valutazione dell'azione sismica

Nelle verifiche agli Stati Limite Ultimi la stabilità dei pendii nei confronti dell'azione sismica viene eseguita con il metodo pseudo-statico. Per i terreni che sotto l'azione di un carico ciclico possono sviluppare pressioni interstiziali elevate viene considerato un aumento in percento delle pressioni neutre che tiene conto di questo fattore di perdita di resistenza.

Ai fini della valutazione dell'azione sismica, nelle verifiche agli stati limite ultimi, vengono considerate le seguenti forze statiche equivalenti:

$$F_H = K_o \cdot W$$

$$F_V = K_v \cdot W$$

Essendo:

$F_H$  e  $F_V$  rispettivamente la componente orizzontale e verticale della forza d'inerzia applicata al baricentro del concio;

$W$ : peso concio

$K_o$ : Coefficiente sismico orizzontale

$K_v$ : Coefficiente sismico verticale.

### Calcolo coefficienti sismici

Le **NTC 2008** calcolano i coefficienti  $K_o$  e  $K_v$  in dipendenza di vari fattori:

$$K_o = \beta s \times (a_{\max}/g)$$

$$K_v = \pm 0,5 \times K_o$$

Con

$\beta s$  coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

$a_{\max}$  accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

$g$  accelerazione di gravità.

Tutti i fattori presenti nelle precedenti formule dipendono dall'accelerazione massima attesa sul sito di riferimento rigido e dalle caratteristiche geomorfologiche del territorio.

$$a_{\max} = S_S S_T a_g$$

$S_S$  (effetto di amplificazione stratigrafica):  $0.90 \leq S_S \leq 1.80$ ; è funzione di  $F_0$  (Fattore massimo di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale) e della categoria di suolo (A, B, C, D, E).

$S_T$  (effetto di amplificazione topografica).

Il valore di  $S_T$  varia con il variare delle quattro categorie topografiche introdotte:

$$T1(S_T = 1.0) \quad T2(S_T = 1.20) \quad T3(S_T = 1.20) \quad T4(S_T = 1.40).$$

Questi valori sono calcolati come funzione del punto in cui si trova il sito oggetto di analisi. Il parametro di entrata per il calcolo è il tempo di ritorno dell'evento sismico che è valutato come segue:

$$T_R = -V_R / \ln(1 - PVR)$$

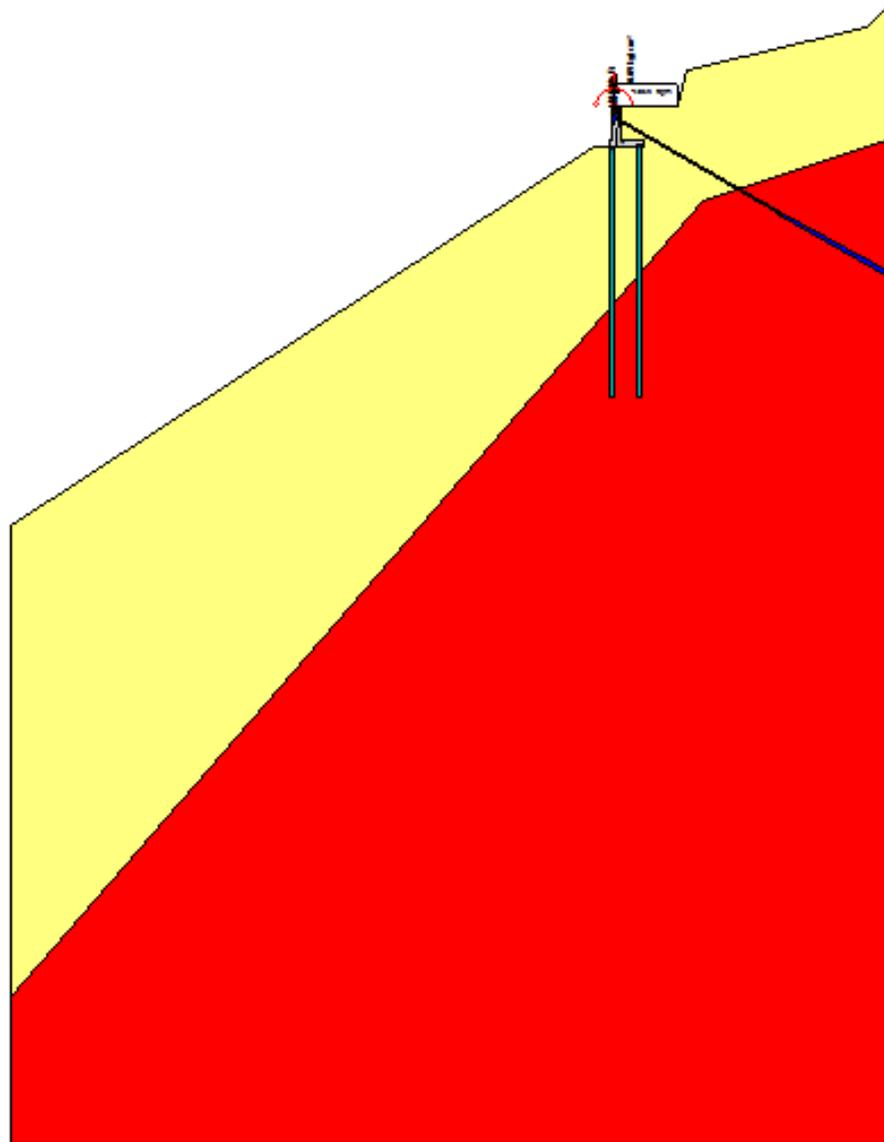
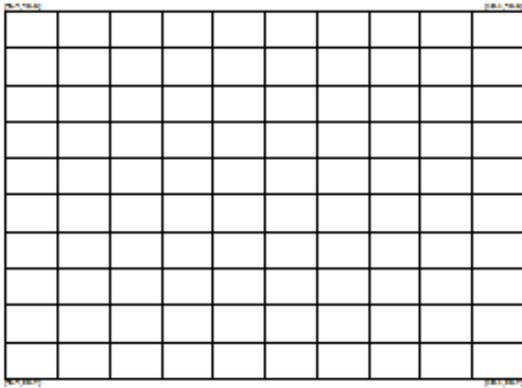
Con  $V_R$  vita di riferimento della costruzione e PVR probabilità di superamento, nella vita di riferimento, associata allo stato limite considerato. La vita di riferimento dipende dalla vita nominale della costruzione e dalla classe d'uso della costruzione (in linea con quanto previsto al punto 2.4.3 delle NTC). In ogni caso  $V_R$  dovrà essere maggiore o uguale a 35 anni.

### Ricerca della superficie di scorrimento critica

In presenza di mezzi omogenei non si hanno a disposizione metodi per individuare la superficie di scorrimento critica ed occorre esaminarne un numero elevato di potenziali superfici. Nel caso vengano ipotizzate superfici di forma circolare, la ricerca diventa più semplice, in quanto dopo aver posizionato una maglia dei centri costituita da  $m$  righe e  $n$  colonne saranno esaminate tutte le superfici aventi per centro il generico nodo della maglia  $m \cdot n$  e raggio variabile in un determinato range di valori tale da esaminare superfici cinematicamente ammissibili.

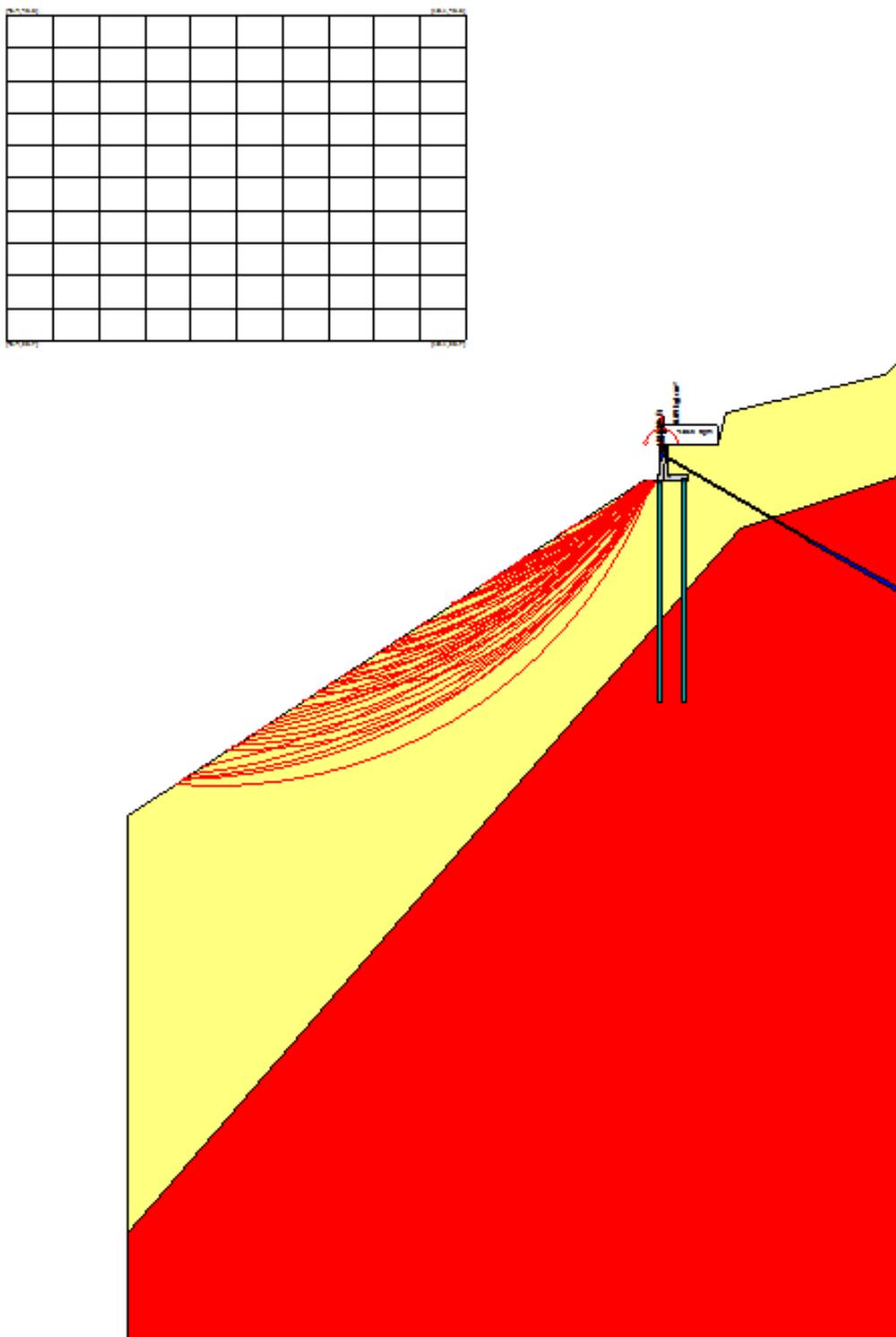
### 3.2. Schematizzazione e modellazione del versante

Il modello di calcolo utilizzato per le verifiche di stabilità del versante è quello riportato nella figura seguente. Nel modello vengono recepite tutte le caratteristiche degli elementi costituenti i sistemi di ritenuta di valle nelle configurazioni descritte ai paragrafi precedenti.



Schema di calcolo





Sistemi di ritenuta attivi - Superfici di scorrimento con FS < 1

Si nota che, con la realizzazione dell'intervento, vengono eliminate le criticità (superfici di scorrimento con fattore di sicurezza < 1) nelle porzioni di versante presso cui è ubicata la strada. Pertanto, suppur permarranno situazioni di instabilità del versante a valle della strada, con la realizzazione delle opere in progetto si raggiungerà lo scopo prefissato

della protezione della sede stradale.

### 3.4. Riepilogo delle verifiche

I risultati delle verifiche hanno dato esito positivo pertanto si possono ritenere raggiunti i livelli di sicurezza imposti dal D.M. 14/01/2008 sia delle strutture che del sistema di sostegno.

Le verifiche sono dettagliatamente riportate nell'allegato R5-all.

## 4. Calcolo degli elementi secondari

L'elemento secondario inserito nell'opera è costituito dalla mensola a sbalzo. Lo stesso è stato considerato nella modellazione dell'opera quale carico applicato al cordolo. Nella presente sezione si sviluppano i relativi calcoli di verifica. Si procede quindi con le verifiche agli stati limite ultimi e di esercizio della mensola a sbalzo dal cordolo su pali. Tali elemento è costituito da una soletta in calcestruzzo armato dello spessore variabile dai 45 a 25 cm con uno sbalzo totale di 1.90m.

### Schema statico

Si considera una striscia di mensola larga 1 m e si assume un schema statico di mensola incastrata con luce pari a  $B = 1,90\text{m}$ .

### Carichi e combinazioni di carico:

- Peso proprio della soletta:  $G1 = 25\text{KN/m}^3 \times 0.35 \text{ m} = 8.75 \text{ KN/m}^2$
- Peso proprio pavimentazione e barriera:  $G2 = 2 \text{ KN/m}^2$
- Carico accidentale veicolare:  $Q1 = 9 \text{ KN/m}^2 + 150\text{KN}$
- Carico totale allo SLU:  $s_{LU} = 1.3 \times (G1+G2) + 1.5 \times (Q1+Q2)$

### Calcolo delle sollecitazioni

- Momento flettente G1:  $MG1 = -\frac{1}{2} \cdot G1 \cdot 1.00 \cdot B^2 = - 15.79 \text{ kNxm}$  (B = 1,90 m)

- Momento flettente G2:  $MG2 = -\frac{1}{2} \cdot G2 \cdot 1.00 \cdot B^2 = - 2.25 \text{ kNxm}$  (B = 1,50 m)

- Momento flettente Q1: 
$$MQ1 = -\frac{1}{2} \cdot Q1 \cdot 1.00 \cdot (B - 0.4)^2 = - 10,25 \text{ kNxm}$$

$$MQ2 = -Q2 \cdot (B - 0.9) = - 150 \text{ kNxm}$$

- Momento flettente allo SLU: 
$$M_{SLU} = 1.3 \times (15,79+2.25) + 1.5 \times (10.25+150) = 263,83 \text{ kNxm}$$

Verifiche allo stato limite ultimo:

**Verifica C.A. S.L.U. - File: MENSOLA**

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : \_\_\_\_\_

N\* figure elementari  Zoom N\* strati barre  Zoom

N*	b [cm]	h [cm]	N*	As [cm²]	d [cm]
1	100	45	1	17.81	3
			2	17.81	42

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub>  kN  
M<sub>xEd</sub>  kNm  
M<sub>yEd</sub>

P.to applicazione N:  Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN  yN

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo:  S.L.U.+  S.L.U.-  Metodo n

Tipo flessione:  Retta  Deviata

N\* rett.

Calcola MRd Dominio M-N

L<sub>0</sub>  cm Col. modello

Precompresso

**Materiali**

B450C		C25/30	
ε <sub>su</sub>	67.5 ‰	ε <sub>c2</sub>	2 ‰
f <sub>yd</sub>	391.3 N/mm²	ε <sub>cu</sub>	3.5 ‰
E <sub>s</sub>	200'000 N/mm²	f <sub>cd</sub>	14.17
E <sub>s</sub> /E <sub>c</sub>	15	f <sub>cc</sub> /f <sub>cd</sub>	0.8
ε <sub>syd</sub>	1.957 ‰	σ <sub>c,adm</sub>	9.75
σ <sub>s,adm</sub>	255 N/mm²	τ <sub>co</sub>	0.6
		τ <sub>c1</sub>	1.829

M<sub>xRd</sub>  kN m

σ<sub>c</sub>  N/mm²  
σ<sub>s</sub>  N/mm²  
ε<sub>c</sub>  ‰  
ε<sub>s</sub>  ‰  
d  cm  
x  x/d   
δ

- Momento sollecitante massimo allo SLU:

$$M_{slu} = -264 \cdot \text{KN} \cdot \text{m}$$

- Momento resistente

$$M_{rd} = -278 \cdot \text{KN} \cdot \text{m}$$

Verifica:

$$M_{rd} > M_{slu}$$

VERIFICATO

