



**Lavori urgenti di messa in sicurezza, ripristino e consolidamento a seguito di dissesti e movimenti franosi sulla S.P. 15 tra Pollica e Acciaroli - Interventi urgenti di Protezione Civile**

**PROGETTO DEFINITIVO**

Rif. U.P. :

**R.6**

**Relazione geotecnica**

Scala:

**1:200 / 1:100**

File origine:

File archivio:

Uff. PROGETTAZIONE

ing. Danila D'Angelo  
ing. Marco Donnarumma  
ing. Vincenzo Catenazzo  
arch. Maria Rosaria Ciaò  
ing. Antonio Di Feo  
ing. Ernesto Scaramella

Uff. TECNICO AMMINISTRATIVO

geom. Domenico Montalbetti  
arch. Consuelo De Pascale  
ing. Immacolata Tolone

Uff. GEOLOGICO

dott. Sergio Santoro  
ing. Giuseppe Scalese



**Data:**

**Novembre 2014**

**Emissione**

**Oggetto**

**Revisione**

**R.U.P.  
ing. Lorenzo Criscuolo**

## PROGETTO DEFINITIVO

### LAVORI URGENTI DI MESSA IN SICUREZZA, RIPRISTINO E CONSOLIDAMENTO A SEGUITO DI DISSESTI E MOVIMENTI FRANOSI SULLA S.P. 15 TRA POLLICA E ACCIAROLI INTERVENTI URGENTI DI PROTEZIONE CIVILE

Normative di riferimento .....	2
Metodo di analisi .....	2
Caratterizzazione geologica del sito.....	3
Calcolo della spinte .....	3
Analisi ad elementi finiti.....	4
Schematizzazione del terreno.....	5
Modalità di analisi e comportamento elasto-plastico del terreno .....	5
Analisi per fasi di scavo.....	5
Verifica alla stabilità globale.....	6
Geometria paratia.....	7
Geometria cordoli .....	7
Geometria profilo terreno.....	7
Descrizione terreni .....	8
Descrizione stratigrafia.....	8
Caratteristiche materiali utilizzati.....	8
Condizioni di carico .....	8
Combinazioni di carico.....	9
Impostazioni di progetto.....	10
Impostazioni di analisi.....	10

## Normative di riferimento

- Legge nr. 1086 del 05/11/1971.  
Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica.
- Legge nr. 64 del 02/02/1974.  
Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.
- D.M. LL.PP. del 11/03/1988.  
Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.
- D.M. LL.PP. del 14/02/1992.  
Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.
- D.M. 9 Gennaio 1996  
Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.
- D.M. 16 Gennaio 1996  
Norme Tecniche relative ai 'Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi'.
- D.M. 16 Gennaio 1996  
Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche.
- Circolare Ministero LL.PP. 15 Ottobre 1996 N. 252 AA.GG./S.T.C.  
Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche di cui al D.M. 9 Gennaio 1996.
- Circolare Ministero LL.PP. 10 Aprile 1997 N. 65/AA.GG.  
Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. 16 Gennaio 1996.
- Norme Tecniche per le Costruzioni 2008 (D.M. 14 Gennaio 2008)
- Circolare 617 del 02/02/2009  
Istruzioni per l'applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008.

## Metodo di analisi

### Calcolo della profondità di infissione

Nel caso generale l'equilibrio della paratia è assicurato dal bilanciamento fra la spinta attiva agente da monte sulla parte fuori terra, la resistenza passiva che si sviluppa da valle verso monte nella zona interrata e la controspinta che agisce da monte verso valle nella zona interrata al di sotto del centro di rotazione.

Nel caso di paratia tirantata nell'equilibrio della struttura intervengono gli sforzi dei tiranti (diretti verso monte); in questo caso, se la paratia non è sufficientemente infissa, la controspinta sarà assente.

Pertanto il primo passo da compiere nella progettazione è il calcolo della profondità di infissione necessaria ad assicurare l'equilibrio fra i carichi agenti (spinta attiva, resistenza passiva, controspinta, tiro dei tiranti ed eventuali carichi esterni).

Nel calcolo classico delle paratie si suppone che essa sia infinitamente rigida e che possa subire una rotazione intorno ad un punto (Centro di rotazione) posto al di sotto della linea di fondo scavo (per paratie non tirantate).

Occorre pertanto costruire i diagrammi di spinta attiva e di spinta (resistenza) passiva agenti sulla paratia. A partire da questi si costruiscono i diagrammi risultanti.

Nella costruzione dei diagrammi risultanti si adotterà la seguente notazione:

- $K_{am}$  diagramma della spinta attiva agente da monte
- $K_{av}$  diagramma della spinta attiva agente da valle sulla parte interrata
- $K_{pm}$  diagramma della spinta passiva agente da monte
- $K_{pv}$  diagramma della spinta passiva agente da valle sulla parte interrata.

Calcolati i diagrammi suddetti si costruiscono i diagrammi risultanti

$$D_m = K_{pm} \cdot K_{av} \quad e \quad D_v = K_{pv} \cdot K_{am}$$

Questi diagrammi rappresentano i valori limiti delle pressioni agenti sulla paratia. La soluzione è ricercata per tentativi facendo variare la profondità di infissione e la posizione del centro di rotazione fino a quando non si raggiunge l'equilibrio sia alla traslazione che alla rotazione.

Per mettere in conto un fattore di sicurezza nel calcolo delle profondità di infissione si può agire con tre modalità :

1. applicazione di un coefficiente moltiplicativo alla profondità di infissione strettamente necessaria per l'equilibrio
2. riduzione della spinta passiva tramite un coefficiente di sicurezza
3. riduzione delle caratteristiche del terreno tramite coefficienti di sicurezza su  $\tan(\phi)$  e sulla coesione

### Caratterizzazione geologica del sito

Secondo quanto desunto dalla relazione geologica allegata al presente progetto esecutivo si riporta di seguito il riepilogo delle caratteristiche geologiche del terreno nei punti di intervento.

p.c.	Profondità		Colonna Stratigraf.	Stratigrafia e descrizione dei terreni	Falda m	Pocket test Kg/cm <sup>2</sup>	Van test Kg/cm <sup>2</sup>	down hole piezometro	RQD %	Campione indisturbato	S.P.T. (m)
	Q.rel. (m)	Spess. (m)									
	0.30	0.30		Asfalto							
		6.70		Argilla e sabbia limose debolmente ghiaiose						2.00 2.50	2.50-2.95 6-5-5
		7.00									6.50-6.95 7-10-10
		23.0		Calcareniti di colore brunastro di dimensione variabile da 2 cm a 7 cm, in matrice debolmente sabbiosa, debolmente limosa.							10.00-10.18 56-Rif.
		30.0		Fine sondaggio							

### Calcolo della spinte

#### Metodo di Culmann (metodo del cuneo di tentativo)

Il metodo di Culmann adotta le stesse ipotesi di base del metodo di Coulomb: cuneo di spinta a monte della parete che si muove rigidamente lungo una superficie di rottura rettilinea o spezzata (nel caso di terreno stratificato).

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 valore della 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).

I passi del procedimento risolutivo sono i seguenti:

- si impone una superficie di rottura (angolo di inclinazione  $\rho$  rispetto all'orizzontale) e si considera il cuneo di spinta delimitato dalla superficie di rottura stessa, dalla parete su cui si calcola la spinta e dal profilo del terreno;
- si valutano tutte le forze agenti sul cuneo di spinta e cioè peso proprio ( $W$ ), carichi sul terrapieno, resistenza per attrito e per coesione lungo la superficie di rottura ( $R$  e  $C$ ) e resistenza per coesione lungo la parete ( $A$ );
- dalle equazioni di equilibrio si ricava il valore della spinta  $S$  sulla parete.

Questo processo viene iterato fino a trovare l'angolo di rottura per cui la spinta risulta massima nel caso di spinta attiva e minima nel caso di spinta passiva.

Le pressioni sulla parete di spinta si ricavano derivando l'espressione della spinta  $S$  rispetto all'ordinata  $z$ . Noto il diagramma delle pressioni si ricava il punto di applicazione della spinta.

### Spinta in presenza di falda

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

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

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

Il regime di filtrazione della falda può essere idrostatico o idrodinamico.

Nell'ipotesi di regime idrostatico sia la falda di monte che di valle viene considerata statica, la pressione in un punto a quota  $h$  al di sotto della linea freatica sarà dunque pari a:

$$\gamma_w \times h$$

### Spinta in presenza di sisma

Per tenere conto dell'incremento di spinta dovuta al sisma si fa riferimento al metodo di **Mononobe-Okabe** (cui fa riferimento la Normativa Italiana).

Il metodo di Mononobe-Okabe considera nell'equilibrio del cuneo spingente la forza di inerzia dovuta al sisma. Indicando con  $W$  il peso del cuneo e con  $C$  il coefficiente di intensità sismica la forza di inerzia valutata come

$$F_i = W * C$$

Indicando con  $S$  la spinta calcolata in condizioni statiche e con  $S_s$  la spinta totale in condizioni sismiche l'incremento di spinta è ottenuto come

$$DS = S - S_s$$

L'incremento di spinta viene applicato a 1/3 dell'altezza della parete stessa (diagramma triangolare con vertice in alto).

### Analisi ad elementi finiti

La paratia è considerata come una struttura a prevalente sviluppo lineare (si fa riferimento ad un metro di larghezza) con comportamento a trave. Come caratteristiche geometriche della sezione si assume il momento d'inerzia  $I$  e l'area  $A$  per metro lineare di larghezza della paratia. Il modulo elastico è quello del materiale utilizzato per la paratia.

La parte fuori terra della paratia è suddivisa in elementi di lunghezza pari a circa 5 centimetri e più o meno costante per tutti gli elementi. La suddivisione è suggerita anche dalla eventuale presenza di tiranti, carichi e vincoli. Infatti questi elementi devono capitare in corrispondenza di un nodo. Nel caso di tirante è inserito un ulteriore elemento atto a schematizzarlo. Detta  $L$  la lunghezza libera del tirante,  $A_f$  l'area di armatura nel tirante ed  $E_s$  il modulo elastico dell'acciaio è inserito un elemento di lunghezza pari ad  $L$ , area  $A_f$ , inclinazione pari a quella del tirante e modulo elastico  $E_s$ . La parte interrata della paratia è suddivisa in elementi di lunghezza, come visto sopra, pari a circa 5 centimetri.

I carichi agenti possono essere di tipo distribuito (spinta della terra, diagramma aggiuntivo di carico, spinta della falda, diagramma di spinta sismica) oppure concentrati. I carichi distribuiti sono riportati sempre come carichi concentrati nei nodi (sotto forma di reazioni di incastro perfetto cambiate di segno).

## Schematizzazione del terreno

La modellazione del terreno si rifà al classico schema di Winkler. Esso è visto come un letto di molle indipendenti fra di loro reagenti solo a sforzo assiale di compressione. La rigidità della singola molla è legata alla costante di sottofondo orizzontale del terreno (costante di Winkler). La costante di sottofondo,  $k$ , è definita come la pressione unitaria che occorre applicare per ottenere uno spostamento unitario. Dimensionalmente è espressa quindi come rapporto fra una pressione ed uno spostamento al cubo  $[F/L^3]$ . È evidente che i risultati sono tanto migliori quanto più è elevato il numero delle molle che schematizzano il terreno. Se  $m$  è l'interasse fra le molle (in cm) e  $b$  è la larghezza della paratia in direzione longitudinale ( $b=100$  cm) occorre ricavare l'area equivalente,  $A_m$ , della molla (a cui si assegna una lunghezza pari a 100 cm). Indicato con  $E_m$  il modulo elastico del materiale costituente la paratia (in  $Kg/cm^2$ ), l'equivalenza, in termini di rigidità, si esprime come

$$A_m = 10000 \times \frac{k \Delta_m}{E_m}$$

Per le molle di estremità, in corrispondenza della linea di fondo scavo ed in corrispondenza dell'estremità inferiore della paratia, si assume una area equivalente dimezzata. Inoltre, tutte le molle hanno, ovviamente, rigidità flessionale e tagliante nulla e sono vincolate all'estremità alla traslazione. Quindi la matrice di rigidità di tutto il sistema paratia-terreno sarà data dall'assemblaggio delle matrici di rigidità degli elementi della paratia (elementi a rigidità flessionale, tagliante ed assiale), delle matrici di rigidità dei tiranti (solo rigidità assiale) e delle molle (rigidità assiale).

## Modalità di analisi e comportamento elasto-plastico del terreno

A questo punto vediamo come è effettuata l'analisi. Un tipo di analisi molto semplice e veloce sarebbe l'analisi elastica (peraltro disponibile nel programma PAC). Ma si intuisce che considerare il terreno con un comportamento infinitamente elastico è una approssimazione alquanto grossolana. Occorre quindi introdurre qualche correttivo che meglio ci aiuti a modellare il terreno. Fra le varie soluzioni possibili una delle più praticabili e che fornisce risultati soddisfacenti è quella di considerare il terreno con comportamento elasto-plastico perfetto. Si assume cioè che la curva sforzi-deformazioni del terreno abbia andamento bilatero. Rimane da scegliere il criterio di plasticizzazione del terreno (molle). Si può fare riferimento ad un criterio di tipo cinematico: la resistenza della molla cresce con la deformazione fino a quando lo spostamento non raggiunge il valore  $X_{max}$ ; una volta superato tale spostamento limite non si ha più incremento di resistenza all'aumentare degli spostamenti. Un altro criterio può essere di tipo statico: si assume che la molla abbia una resistenza crescente fino al raggiungimento di una pressione  $p_{max}$ . Tale pressione  $p_{max}$  può essere imposta pari al valore della pressione passiva in corrispondenza della quota della molla. D'altronde un ulteriore criterio si può ottenere dalla combinazione dei due descritti precedentemente: plasticizzazione o per raggiungimento dello spostamento limite o per raggiungimento della pressione passiva. Dal punto di vista strettamente numerico è chiaro che l'introduzione di criteri di plasticizzazione porta ad analisi di tipo non lineare (non linearità meccaniche). Questo comporta un aggravio computazionale non indifferente. L'entità di tale aggravio dipende poi dalla particolare tecnica adottata per la soluzione. Nel caso di analisi elastica lineare il problema si risolve immediatamente con la soluzione del sistema fondamentale ( $K$  matrice di rigidità,  $u$  vettore degli spostamenti nodali,  $p$  vettore dei carichi nodali)

$$Ku=p$$

Un sistema non lineare, invece, deve essere risolto mediante un'analisi al passo per tener conto della plasticizzazione delle molle. Quindi si procede per passi di carico, a partire da un carico iniziale  $p_0$ , fino a raggiungere il carico totale  $p$ . Ogni volta che si incrementa il carico si controllano eventuali plasticizzazioni delle molle. Se si hanno nuove plasticizzazioni la matrice globale andrà riassembleta escludendo il contributo delle molle plasticizzate. Il procedimento descritto se fosse applicato in questo modo sarebbe particolarmente gravoso (la fase di decomposizione della matrice di rigidità è particolarmente onerosa). Si ricorre pertanto a soluzioni più sofisticate che escludono il riassetto e la decomposizione della matrice, ma usano la matrice elastica iniziale (metodo di Riks).

Senza addentrarci troppo nei dettagli diremo che si tratta di un metodo di Newton-Raphson modificato e ottimizzato. L'analisi condotta secondo questa tecnica offre dei vantaggi immediati. Essa restituisce l'effettiva deformazione della paratia e le relative sollecitazioni; dà informazioni dettagliate circa la deformazione e la pressione sul terreno. Infatti la deformazione è direttamente leggibile, mentre la pressione sarà data dallo sforzo nella molla diviso per l'area di influenza della molla stessa. Sappiamo quindi quale è la zona di terreno effettivamente plasticizzato. Inoltre dalle deformazioni ci si può rendere conto di un possibile meccanismo di rottura del terreno.

### Analisi per fasi di scavo

L'analisi della paratia per fasi di scavo consente di ottenere informazioni dettagliate sullo stato di sollecitazione e deformazione dell'opera durante la fase di realizzazione. In ogni fase lo stato di sollecitazione e di deformazione dipende dalla 'storia' dello scavo (soprattutto nel caso di paratie tirantate o vincolate).

Definite le varie altezze di scavo (in funzione della posizione di tiranti, vincoli, o altro) si procede per ogni fase al calcolo delle spinte inserendo gli elementi (tiranti, vincoli o carichi) attivi per quella fase, tenendo conto delle deformazioni dello stato precedente. Ad esempio, se sono presenti dei tiranti passivi si inserirà nell'analisi della fase la 'molla' che lo rappresenta. Indicando con  $u$  ed  $u_0$  gli spostamenti nella fase attuale e nella fase precedente, con  $s$  ed  $s_0$  gli sforzi nella fase attuale e nella fase precedente e con  $K$  la matrice di rigidezza della 'struttura' la relazione sforzi-deformazione è esprimibile nella forma

$$s = s_0 + K(u - u_0)$$

In sostanza analizzare la paratia per fasi di scavo oppure 'direttamente' porta a risultati abbastanza diversi sia per quanto riguarda lo stato di deformazione e sollecitazione dell'opera sia per quanto riguarda il tiro dei tiranti.

### Verifica alla stabilità globale

La verifica alla stabilità globale del complesso paratia+terreno deve fornire un coefficiente di sicurezza non inferiore a 1.3.

È usata la tecnica della suddivisione a strisce della superficie di scorrimento da analizzare. La superficie di scorrimento è supposta circolare.

In particolare il programma esamina, per un dato centro 3 cerchi differenti: un cerchio passante per la linea di fondo scavo, un cerchio passante per il piede della paratia ed un cerchio passante per il punto medio della parte interrata. Si determina il minimo coefficiente di sicurezza su una maglia di centri di dimensioni 6x6 posta in prossimità della sommità della paratia. Il numero di strisce è pari a 50.

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

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

dove  $n$  è il numero delle strisce considerate,  $b_i$  e  $\alpha_i$  sono la larghezza e l'inclinazione della base della striscia  $i_{esima}$  rispetto all'orizzontale,  $W_i$  è il peso della striscia  $i_{esima}$  e  $c_i$  e  $\phi_i$  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 si suddivide in  $n$  strisce e dalla formula precedente si ricava  $\eta$ . Questo procedimento è eseguito per il numero di centri prefissato e è assunto come coefficiente di sicurezza della scarpata il minimo dei coefficienti così determinati.

## Geometria paratia

### Tipo paratia: Paratia di micropali con muro in testa

Altezza fuori terra	4.00	[m]
Profondità di infissione	8.00	[m]
Altezza totale della paratia	12.00	[m]
Lunghezza paratia	15.00	[m]
Numero di file di micropali	2	
Interasse fra le file di micropali	1.00	[m]
Interasse fra i micropali della fila	0.60	[m]
Diametro dei micropali	30.00	[cm]
Ordinata testa micropali	4.00	[m]
Numero totale di micropali	49	
Numero di micropali per metro lineare	3.27	
Diametro esterno del tubolare	219.10	[mm]
Spessore del tubolare	8.00	[mm]
<b>Geometria muro</b>		
Altezza paramento	4.00	[m]
Spessore testa paramento	0.40	[m]
Inclinazione esterna	0.000	[°]
Inclinazione interna	0.000	[°]
Spessore base paramento	0.40	[m]
Larghezza fondazione	1.80	[m]
Altezza fondazione	0.70	[m]
Altezza totale muro	4.70	[m]

## Geometria cordoli

### Simbologia adottata

$n^\circ$	numero d'ordine del cordolo
Y	posizione del cordolo sull'asse della paratia espresso in [m]

### Cordoli in calcestruzzo

B	Base della sezione del cordolo espresso in [cm]
H	Altezza della sezione del cordolo espresso in [cm]

### Cordoli in acciaio

A	Area della sezione in acciaio del cordolo espresso in [cm <sup>2</sup> ]
W	Modulo di resistenza della sezione del cordolo espresso in [cm <sup>3</sup> ]

$n^\circ$	Y	Tipo	B	H	A	W
1	0.00	Calcestruzzo	50.00	50.00	--	--

## Geometria profilo terreno

### Simbologia adottata e sistema di riferimento

(Sistema di riferimento con origine in testa alla paratia, 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 [°]

### Profilo di monte

N	X	Y	A
2	8.00	0.00	0.00
3	20.00	3.00	14.04

### Profilo di valle

N	X	Y	A
1	-20.00	-15.00	28.81
2	0.00	-4.00	0.00



## Descrizione terreni

### Simbologia adottata

$n^\circ$	numero d'ordine dello strato a partire dalla sommità della paratia
Descrizione	Descrizione del terreno
$\gamma$	peso di volume del terreno espresso in [kg/mc]
$\gamma_s$	peso di volume saturo del terreno espresso [kg/mc]
$\phi$	angolo d'attrito interno del terreno espresso in [°]
$\delta$	angolo d'attrito terreno/paratia espresso in [°]
c	coesione del terreno espressa in [kg/cmq]

$n^\circ$	Descrizione	$\gamma$	$\gamma_s$	$\phi$	$\delta$	c
1	Rinterro	1800.00	2000.00	30.00	20.00	0.000
2	Arenaria quarzosa	2000.00	2000.00	35.00	24.00	0.500
3	Argilla e sabbia limosa	1992.00	2000.00	18.70	13.00	0.340

## Descrizione stratigrafia

### Simbologia adottata

$n^\circ$	numero d'ordine dello strato a partire dalla sommità della paratia
sp	spessore dello strato in corrispondenza dell'asse della paratia espresso in [m]
kw	costante di Winkler orizzontale espressa in Kg/cm <sup>2</sup> /cm
$\alpha$	inclinazione dello strato espressa in GRADI(°)
Terreno	Terreno associato allo strato

$n^\circ$	sp	$\alpha$	kw	Terreno
1	4.00	27.00	0.64	Rinterro
2	3.00	30.00	1.93	Argilla e sabbia limosa
3	20.00	0.00	9.19	Arenaria quarzosa

## Caratteristiche materiali utilizzati

### Calcestruzzo

Peso specifico	2500	[kg/mc]
Classe di Resistenza	C25/30	
Resistenza caratteristica a compressione $R_{ck}$	306	[kg/cmq]
Tensione ammissibile a compressione $\sigma_c$	99	[kg/cmq]
Tensione tangenziale ammissibile $\tau_{c0}$	6.1	[kg/cmq]
Tensione tangenziale ammissibile $\tau_{c1}$	18.5	[kg/cmq]

### Acciaio

Tipo	B450C	
Tensione ammissibile $\sigma_{fa}$	4589	[kg/cmq]
Tensione di snervamento $f_{yk}$	4589	[kg/cmq]

### Caratteristiche acciaio cordoli in c.a.

Tipo	B450C	
Tensione ammissibile $\sigma_{fa}$	4589	[kg/cmq]
Tensione di snervamento $f_{yk}$	4589	[kg/cmq]

## Condizioni di carico

### Simbologia e convenzioni adottate

Le ascisse dei punti di applicazione del carico sono espresse in [m] rispetto alla testa della paratia  
Le ordinate dei punti di applicazione del carico sono espresse in [m] rispetto alla testa della paratia  
 $F_x$  Forza orizzontale espressa in [kg], positiva da monte verso valle

$F_y$	Forza verticale espressa in [kg], positiva verso il basso
$M$	Momento espresso in [kgm], positivo ribaltante
$Q_b, Q_f$	Intensità dei carichi distribuiti sul profilo espresse in [kg/mq]
$V_i, V_s$	Intensità dei carichi distribuiti sulla paratia espresse in [kg/mq], positivi da monte verso valle
$R$	Risultante carico distribuito sulla paratia espressa in [kg]

Condizione n° 1

Carico distribuito sul profilo	$X_i = 8.00$	$X_f = 15.00$	$Q_i = 5000$	$Q_f = 5000$
Carico distribuito sul profilo	$X_i = 0.00$	$X_f = 8.00$	$Q_i = 1000$	$Q_f = 1000$

**Combinazioni di carico**

Nella tabella sono riportate le condizioni di carico di ogni combinazione con il relativo coefficiente di partecipazione.

Combinazione n° 1 [DA1 - A1M1]

Spinta terreno

Combinazione n° 2 [DA1- A2M2]

Spinta terreno

Combinazione n° 3 [DA1 - A1M1]

Spinta terreno

Condizione 1 (veicolare) x 1.00

Combinazione n° 4 [DA1- A2M2]

Spinta terreno

Condizione 1 (veicolare) x 1.00

Combinazione n° 5 [DA1 - A1M1]

Spinta terreno

Combinazione n° 6 [DA1- A2M2]

Spinta terreno

Combinazione n° 7 [DA1 - A1M1]

Spinta terreno

Condizione 1 (veicolare / sisma V+) x 0.20

Combinazione n° 8 [DA1- A2M2]

Spinta terreno

Condizione 1 (veicolare / sisma V+) x 0.20

Combinazione n° 9

Spinta terreno

Condizione 1 (veicolare) x 0.20

Combinazione n° 10

Spinta terreno

Condizione 1 (veicolare) x 0.50

Combinazione n° 11

Spinta terreno

Condizione 1 (veicolare) x 1.00

Combinazione n° 12

Spinta terreno

Condizione 1 (veicolare / sisma V+) x 0.20

Combinazione n° 13

Spinta terreno

Condizione 1 (veicolare / sisma V+) x 0.50

Combinazione n° 14

Spinta terreno

Condizione 1 (veicolare / sisma V+) x 1.00

**Impostazioni di progetto**

Spinte e verifiche secondo :

Norme Tecniche sulle Costruzioni 14/01/2008

**Coefficienti di partecipazione combinazioni statiche**

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

Carichi	Effetto		A1	A2
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{Gfav}$	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	$\gamma_{Gsfav}$	1.30	1.00
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qfav}$	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	$\gamma_{Qsfav}$	1.50	1.30

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

Parametri			M1	M2
Tangente dell'angolo di attrito		$\gamma_{tan\phi'}$	1.00	1.25
Coesione efficace		$\gamma_{c'}$	1.00	1.25
Resistenza non drenata		$\gamma_{cu}$	1.00	1.40
Resistenza a compressione uniassiale		$\gamma_{qu}$	1.00	1.60
Peso dell'unità di volume		$\gamma_{\gamma}$	1.00	1.00

**Coefficienti di partecipazione combinazioni sismiche**

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

Carichi	Effetto		A1	A2
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{Gfav}$	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	$\gamma_{Gsfav}$	1.00	1.00
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qfav}$	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	$\gamma_{Qsfav}$	1.00	1.00

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

Parametri			M1	M2
Tangente dell'angolo di attrito		$\gamma_{tan\phi'}$	1.00	1.25
Coesione efficace		$\gamma_{c'}$	1.00	1.25
Resistenza non drenata		$\gamma_{cu}$	1.00	1.40
Resistenza a compressione uniassiale		$\gamma_{qu}$	1.00	1.60
Peso dell'unità di volume		$\gamma_{\gamma}$	1.00	1.00

Verifica materiali : Stato Limite Ultimo

**Impostazioni di analisi**

**Analisi per Combinazioni di Carico.**

Rottura del terreno: Pressione passiva

Influenza  $\delta$  (angolo di attrito terreno-paratia): Nel calcolo del coefficiente di spinta attiva  $K_a$  e nell'inclinazione della spinta attiva (non viene considerato per la spinta passiva)

Stabilità globale: Metodo di Fellenius

*Impostazioni analisi sismica*

<b>Combinazioni/Fase</b>	<b>SLU</b>	<b>SLE</b>
<i>Accelerazione al suolo [m/s<sup>2</sup>]</i>	0.752	0.346
<i>Massimo fattore amplificazione spettro orizzontale <math>F_0</math></i>	2.676	2.459
<i>Periodo inizio tratto spettro a velocità costante <math>T_c^*</math></i>	0.513	0.324
<i>Coefficiente di amplificazione topografica (<math>S_t</math>)</i>	1.200	1.200
<i>Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (<math>S_s</math>)</i>	1.200	1.200
<i>Coefficiente di riduzione per tipo di sottosuolo (<math>\alpha</math>)</i>	1.000	1.000
<i>Spostamento massimo senza riduzione di resistenza <math>U_s</math> [m]</i>	0.060	0.060
<i>Coefficiente di riduzione per spostamento massimo (<math>\beta</math>)</i>	0.455	0.455
<i>Coefficiente di intensità sismica (percento)</i>	5.025	2.310
<i>Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale (<math>k_v</math>)</i>	0.00	

*Influenza sisma nella spinta attiva da monte*

*Forma diagramma incremento sismico : Triangolare con vertice in alto.*