Comune di San Colombano Certenoli

STUDIO TECNICO ASSOCIATO
ING. SERGIO BRIZZOLARA & ING. STEFANO STURLA
via Cap. Renato Orsi, 31/20
16043 Chiavari (GE)
P.I.V.A. e C.F.: 01455710994
☎ +39 0185 370127
+39 0185 368280
b3s@b3s.it – b3s@pec.b3s.it
dott. ing. Sergio Brizzolara – sergio@b3s.it
dott. ing. Stefano Sturla – stefano@b3s.it
coll.: dott. ing. Riccardo Fugazzi – richi@b3s.it
coll.: dott. ing. Luca Taddei – b3s@b3s.it



sistemazione del tratto terminale del rio Vignale (piano bacino torrente Lavagna – L. 183/89 e ss.mm.ii.) con riduzione del rischio idrogeologico in località San Colombano

PROGETTAZIONE DEFINITIVA

(D.Lgs. n° 50/2016 – art. 23 – c. 7)

– RELAZIONE GEOTECNICA

– CALCOLI DELLE STRUTTURE

TAV. 13–A

SCALA

STABS 0767

REV.	data	motivazione
	luglio 2017	prima emissione
A	dicembre 2017	aggiornamento

il Responsabile del Procedimento

questo documento è di proprietà esclusiva – è proibita la riproduzione anche parziale e la cessione a terzi senza specifica autorizzazione

I N D I C E

1. PREMESSA Pag. 3

2. DESCRIZIONE DELLE OPERE Pag. 4

3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO Pag. 6

4. DIMENSIONAMENTO E VERIFICHE STRUTTURALI Pag. 7

4.1 Paratie provvisionali in micropali Pag. 7

4.2 Canale in c.a. a cielo aperto Pag. 49

4.3 Tombinatura scatolare prefabbricata Pag. 71

4.4. Briglia in c.a. con pettine selettivo Pag. 72

5. DICHIARAZIONI SECONDO N.T.C. 2008 (punto 10.2) Pag. 90

1. PREMESSA

Il presente elaborato (tavola 13-A) contiene la relazione geotecnica e i calcoli delle strutture e viene redatto in conformità al D.Lgs. n° 50/2016 – art. 23 comma 7; esso risulta parte integrante dell'aggiornamento della progettazione definitiva inerente l'intervento: *"sistemazione del tratto terminale del rio Vignale (piano bacino torrente Lavagna - L. 183/89 e ss.mm.ii.) con riduzione del rischio idrogeologico in località San Colombano".*

Il presente documento illustra le verifiche di resistenza e stabilità condotte per il corretto dimensionamento delle opere strutturali previste con la progettazione definitiva inerenti gli interventi in oggetto e nella fattispecie riguarda il dimensionamento delle opere provvisionali (paratie di micropali) poste a sostegno dei fronti di scavo in prossimità di edifici, il dimensionamento della briglia selettiva posta a monte dell'imbocco del tratto tombinato, della struttura gettata in opera a cielo aperto posta a valle della viabilità provinciale S.P. n° 225, nonché alcuni aspetti legati ai manufatti prefabbricati scatolari costituenti il tratto coperto del rio Vignale, il tutto al fine di poterne dunque restituire le corrette caratteristiche dimensionali e le necessarie indicazioni circa i materiali e le tecnologie da impiegare.

2. DESCRIZIONE DELLE OPERE

L'intervento prevede la sistemazione idraulica di tutto il tratto terminale del rio Vignale, per complessivi 250 ml circa.
L'intervento viene in questa fase suddiviso in lotti, anche in ragione delle risorse economiche ad oggi disponibili e viene data priorità assoluta al tratto immediatamente a monte della S.P. n° 225, tratto ad oggi certamente maggiormente critico sotto l'aspetto idraulico.
Dunque si è individuato un primo lotto di lavori (lotto 1) che prevede la sistemazione del tratto ritenuto maggiormente critico, la tubazione tra le sezioni 10 e 8.5. Si procederà poi ad intervenire al di sotto della viabilità esistente (S.P. n°225) , proseguendo ancora una decina di metri verso valle, creando così un breve tratto cielo aperto atto peraltro a garantire un più facile ingresso in copertura di eventuali mezzi atti alla sua manutenzione. Si è infine previsto un raccordo di fondo finalizzato ad evitare lo scalino che si verrebbe a creare tra il tratto adeguato e le sezioni esistenti a valle.
La sistemazione del tratto di valle, unitamente ad altri interventi quali il rifacimento del ponticello di attraversamento della viabilità comunale di monte (sezione 13) viene invece indicata come "lotti successivi", poi anch'essi eventualmente suddivisibili - fase di progettazione esecutiva - in tranche da decidersi anche in ragione delle risorse via via disponibili.

In questa sede verranno presi in esame gli elementi strutturali costituenti la progettazione definitiva globale (primo lotto e lotti successivi), restituendo per ogni singolo intervento strutturale le verifiche di resistenza e stabilità, a seconda della caratterizzazione geotecnica dei terreni costituenti il sito e dei carichi gravanti sulle stesse opere.

Più in particolare dunque procedendo da monte verso valle si prevedono i seguenti interventi:

- sezioni 13-12 - LOTTI SUCCESSIVI - rifacimento attraversamento viabilità comunale con sezione scatolare di dimensioni nette pari a 3,00 x 2,50 ml – L=8,00 m;
- sezioni 12-10 - LOTTO 1 - in tale tratto (l'unico ad oggi idraulicamente sufficiente) si prevede soltanto la realizzazione di una briglia selettiva a pettine in aggiunta al pettine già realizzato in regime di somma urgenza, briglia avente dimensioni in sezione pari a 2,00 x 0,50 m in fondazione e paramento di dimensioni pari a 0,50 x 1,00 m;
- sezioni 10-8 - LOTTO 1 - rifacimento tratto ad oggi intubato e del raccordo immediatamente a valle dello sbocco del tubo e a monte della S.P. n° 225, mediante predisposizione di struttura scatolare di dimensioni nette pari a 3,00 x 2,50 ml;

- sezioni 6-5.5 - LOTTO 1 - rifacimento del tratto con struttura "ad U" aperta con dimensioni nette pari a 3,50 x 2,90 ml, con spessore della fondazione e spalle laterali pari a 0,40 m;
- sezioni 5.5-4.5 - LOTTI SUCCESSIVI - rifacimento del tratto con struttura "ad U" aperta con dimensioni nette pari a 3,50 x 2,90 ml, con spessore della fondazione e spalle laterali pari a 0,40 m;
- sezioni 3-2 - LOTTI SUCCESSIVI - rifacimento attraversamento viabilità comunale con sezione scatolare di dimensioni nette pari a 3,50 x 2,50 ml;
- sezioni 2-1 - LOTTI SUCCESSIVI - rifacimento del tratto a valle dell'attraversamento della viabilità comunale con struttura "ad U" aperta con dimensioni nette pari a 3,50 x 3,00 ml in destra e 3,80 ml in sinistra con spessore della fondazione e spalle laterali pari a 0,40 m;

3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

I calcoli di seguito riportati sono eseguiti in conformità alle normativa vigente per le opere in cemento armato e specificamente alle norme tecniche seguenti:

- Norme Tecniche per le Costruzioni 2008 (D.M. 14 Gennaio 2008);
- Circolare C.S.L.P. 02/02/2009 n.617 - Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008;

4. DIMENSIONAMENTO E VERIFICHE STRUTTURALI

4.1. Paratie provvisionali in micropali

Tali opere costituiscono interventi provvisionali in fase esecutiva per il sostegno dei fronti di scavo e vengono realizzate in prossimità degli edifici esistenti e nella fattispecie in sponda sinistra della tombinatura scatolare in adiacenza al cimitero parrocchiale (sez.10-8) per uno sviluppo pari a circa 38,00 m e a valle, in sponda destra, in prossimità di edifici esistenti (sez. 7 - 4.5) per uno sviluppo pari a circa 30,00 ml nonché, in sponda sinistra, nel ultimo tratto prima dello sfocio nel torrente Lavagna (sez. 1.5) per uno sviluppo pari a 10,00 m in corrispondenza dello spigolo dell'edificio abitativo esistente.

Dette opere provvisionali vengono dimensionate nei confronti della resistenza dei micropali sotto il carico dovuto sia dalla spinta del terreno a tergo dello scavo sia dai carichi degli edifici esistenti ripartiti lungo tali opere.

Le tipologie che sono di seguito riportate e oggetto di verifica sono costituite:

- paratia in micropali intirantanta (tratto sez. 10-8): micropali eseguiti con perforazione pari a 220 mm, lunghezza 8,00 m posti ad interasse pari a 0,50 ml con armatua tubolare avente diam. 159,00 m – s=8,00 mm e tiranti passivi aventi lunghezza pari a 12,00 ml in barre diwidag diam. 26,5 mm con perforazione pari a 140 mm ed inclinazione pari a 70° rispetto l'orizzontale, posti ad interasse pari a 2,00 m;
- paratia in micropali (tratto sez. 7-4.5): micropali eseguiti con perforazione pari a 220 mm, lunghezza 9,00 m posti ad interasse pari a 0,30 ml con armatua tubolare avente diam. 159,00 m – s=8,00 mm, considerata con altezza libera massima pari a 3,60 m;
- paratia in micropali (tratto sez. 7-4.5): micropali eseguiti con perforazione pari a 220 mm, lunghezza 9,00 m posti ad interasse pari a 0,30 ml con armatua tubolare avente

diam. 159,00 m – s=8,00 mm, considerata con altezza libera massima pari a 3,30 m e distanza minima dal fabbricato adiacente pari a 2,00 m.

Le verifiche strutturali delle paratie, vista la provvisionalità delle opere, sono state condotte trascurando le azioni sismiche attraverso apposito software di calcolo (PAC- AZTEC Informatica vers. 10.07.i).

E' stata così eseguita l'analisi mediante l'impiego delle seguenti metodologie di calcolo.

4.1.1 Metodi di analisi

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

$D_m=K_{pm}-K_{av}$ e $D_v=K_{pv}-K_{am}$

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(ϕ) e sulla coesione

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 ρ 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 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).

Tiranti di ancoraggio

Le paratie possono essere tirantate, con tiranti attivi o con tiranti passivi, realizzati entrambi tramite perforazione e iniezione del foro con malta in pressione previa sistemazione delle armature opportune.
I tiranti attivi, contrariamente ai tiranti passivi, sono sottoposti ad uno sforzo di pretensione prendendo il contrasto sulla struttura stessa. Il tiro finale sul tirante attivo dipende sia dalla pretensione che dalla deformazione della struttura oltre che dalle cadute di tensione. Nel caso di tiranti passivi il tiro dipende unicamente dalla deformabilità della struttura. L'armatura dei tiranti attivi è costituita da trefoli ad alta resistenza (trefoli per c.a.p.), viceversa i tiranti passivi possono essere armati con trefoli o con tondini o, in alcuni casi, con profilati tubolari.
La capacità di resistenza dei tiranti è legata all'attrito e all'aderenza fra superficie del tirante e terreno.
Calcolo della lunghezza di ancoraggio

La lunghezza di ancoraggio (fondazione) del tirante si calcola determinando la lunghezza massima atta a soddisfare le tre seguenti condizioni:

1. Lunghezza necessaria per garantire l'equilibrio fra tensione tangenziale che si sviluppa fra la superficie laterale del tirante ed il terreno e lo sforzo applicato al tirante;
2. Lunghezza necessaria a garantire l'aderenza malta-armatura;
3. Lunghezza necessaria a garantire la resistenza della malta.

Siano **N** lo sforzo nel tirante, δ l'angolo d'attrito tirante-terreno, $\mathbf{c_a}$ l'adesione tirante-terreno, γ il peso di volume del terreno, **D** ed $\mathbf{L_f}$ il diametro e la lunghezza di ancoraggio (o lunghezza efficace) del tirante ed **H** la profondità media al di sotto del piano campagna abbiamo la relazione

$$N = \pi\, D\, L_f\, \gamma\, H\, K_s\, tg\, \delta + \pi\, D\, L_f\, c_a$$

da cui si ricava la lunghezza di ancoraggio L_f

$$L_f = \frac{N}{\pi\, D\, \gamma\, H\, K_s\, tg\, \delta + \pi\, D\, c_a}$$

$\mathbf{K_s}$ rappresenta il coefficiente di spinta che si assume pari al coefficiente di spinta a riposo

$$K_s = K_0 = 1 - \sin \phi$$

Per quanto riguarda la seconda condizione, la lunghezza necessaria atta a garantire l'aderenza malta-armatura è data dalla relazione

$$L_f = \frac{N}{\pi\, d\, \tau_{c0}\, \omega}$$

dove **d** è la somma dei diametri dei trefoli disposti nel tirante, τ_{c0} è la resistenza tangenziale limite della malta ed ω è un coefficiente correttivo dipendente dal numero di trefoli (ω **= 1 - 0.075 [n trefoli - 1]**).
Per quanto riguarda la verifica della terza condizione si impone che la tensione tangenziale limite tirante-terreno non possa superare il valore τ_c ottenuto come media fra la τ_{c0} e la τ_{c1} della malta.

Alla lunghezza efficace determinata prendendo il massimo valore di $\mathbf{L_f}$ si deve aggiungere la lunghezza di franco **L** che rappresenta la lunghezza del tratto che compreso fra la paratia e la superficie di ancoraggio.
La lunghezza totale del tirante sarà quindi data da

$$L_t = L_f + L$$

Nel caso di tiranti attivi, cioè tiranti soggetti ad uno stato di pretensione, bisogna considerare le cadute di tensione. A tale scopo è stato introdotto il coefficiente di caduta di tensione, β, che rappresenta il rapporto fra lo sforzo $\mathbf{N_0}$ al momento del tiro e lo sforzo **N** in esercizio

$$\beta = N_0 / N$$

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 rigidezza 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 rigidezza, 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, rigidezza flessionale e tagliante nulla e sono vincolate all'estremità alla traslazione. Quindi la matrice di rigidezza di tutto il sistema paratia-terreno sarà data dall'assemblaggio delle matrici di rigidezza degli elementi della paratia (elementi a rigidezza flessionale, tagliante ed assiale), delle matrici di rigidezza dei tiranti (solo rigidezza assiale) e delle molle (rigidezza 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 rigidezza, 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 p0, 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 riassemblata 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 rigidezza è particolarmente onerosa). Si ricorre pertanto a soluzioni più sofisticate che escludono il riassemblaggio 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, tendendo 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 1,10.
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.

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

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

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

dove il termine m è espresso da

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

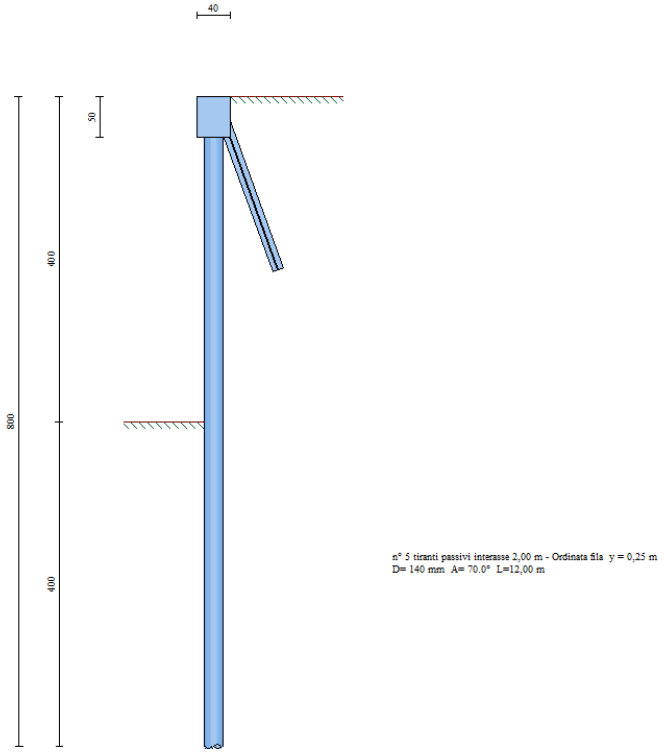
In questa espressione n è il numero delle strisce considerate, b_i e α_i sono la larghezza e l'inclinazione della base della striscia i_{esima} rispetto all'orizzontale, W_i è il peso della striscia i_{esima} , c_i e ϕ_i sono le caratteristiche del terreno (coesione ed angolo di attrito) lungo la base della striscia ed u_i è la pressione neutra lungo la base della striscia.
L'espressione del coefficiente di sicurezza di Bishop contiene al secondo membro il termine m che è funzione di η. Quindi essa è risolta per successive approsimazioni assumendo un valore iniziale per η da inserire nell'espressione di m ed iterare finquando il valore calcolato coincide con il valore assunto.

4.1.2 Paratia di micropali intirantata – tratto sez. 10-8

Geometria paratia

Tipo paratia: **Paratia di micropali**

Altezza fuori terra	4,00	[m]
Profondità di infissione	4,00	[m]
Altezza totale della paratia	8,00	[m]
Lunghezza paratia	10,00	[m]
Numero di file di micropali	1	
Interasse fra i micropali della fila	0,50	[m]
Diametro dei micropali	22,00	[cm]
Numero totale di micropali	20	
Numero di micropali per metro lineare	2.00	
Diametro esterno del tubolare	159,00	[mm]
Spessore del tubolare	8,00	[mm]



Geometria cordoli

Simbologia adottata

n° 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 [cmq]
W Modulo di resistenza della sezione del cordolo espresso in [cm^3]

n°	Y	Tipo	B	H	A	W
1	0,00	Calcestruzzo	40,00	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	10,00	0,00	0,00

Profilo di valle

N	X	Y	A
1	-10,00	-4,00	0,00
2	0,00	-4,00	0,00

Descrizione terreni

Simbologia adottata

n°	numero d'ordine dello strato a partire dalla sommità della paratia
Descrizione	Descrizione del terreno
γ	peso di volume del terreno espresso in [kg/mc]
γ_s	peso di volume saturo del terreno espresso [kg/mc]
ϕ	angolo d'attrito interno del terreno espresso in [°]
δ	angolo d'attrito terreno/paratia espresso in [°]
c	coesione del terreno espressa in [kg/cmq]

n°	Descrizione	γ	γ_s	ϕ	δ	c
1	coltri rimaneggiate	1650,00	1900,00	29,10	20,00	0,000
2	sedim alluv	1950,00	1970,00	32,20	21,00	0,000
3	substrato	2500,00	2500,00	35,00	21,00	2,500

Parametri per il calcolo dei tiranti secondo il metodo di Bustamante-Doix

Simbologia adottata

C_{min}, C_{med}	coeff. di espansione laterale minimo e medio del tirante nello strato
$\alpha_{1\text{-}min}$, $\alpha_{1\text{-}med}$	coeff. per il calcolo della tensione tangenziale lungo il fusto del tirante espresso in [kg/cmq]
$\alpha_{2\text{-}min}$, $\alpha_{2\text{-}med}$	coeff. per il calcolo della tensione tangenziale lungo il fusto del tirante che moltiplica la Plim
$P_{lim\text{-}min}$, $P_{lim\text{-}med}$	pressione limite minima e media dello strato espresse in [kg/cmq]

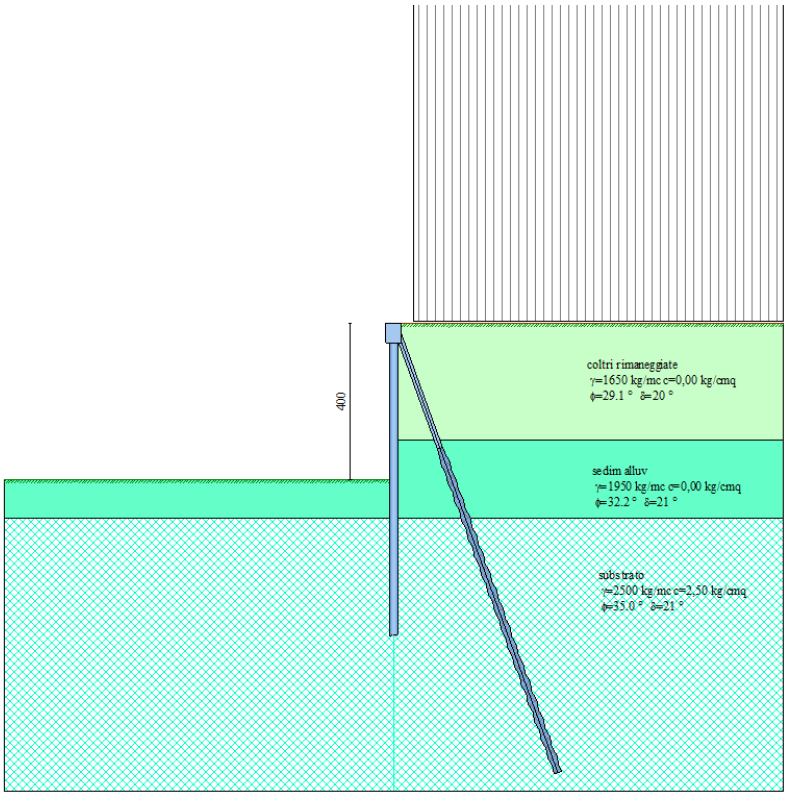
N°	Descrizione	C_{min}	$\alpha_{1\text{-}min}$	$\alpha_{2\text{-}min}$	$P_{lim\text{-}min}$	C_{med}	$\alpha_{1\text{-}med}$	$\alpha_{2\text{-}med}$	$P_{lim\text{-}med}$
1	coltri rimaneggiate	1,10	0,50	0,00	0,00	1,10	0,50	0,00	0,00
2	sedim alluv	1,10	1,00	0,00	0,00	1,10	1,00	0,00	0,00
3	substrato	1,10	2,00	0,00	0,00	1,10	2,00	0,00	0,00

Descrizione stratigrafia

Simbologia adottata

n°	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^2/cm
α	inclinazione dello strato espressa in GRADI(°)
Terreno	Terreno associato allo strato

n°	sp	α	kw	Terreno
1	3,00	0,00	3,00	coltri rimaneggiate
2	2,00	0,00	5,00	sedim alluv
3	7,00	0,00	30,00	substrato



Caratteristiche materiali utilizzati

Calcestruzzo		
Peso specifico	2500	[kg/mc]
Classe di Resistenza	C25/30	
Resistenza caratteristica a compressione R_{ck}	306	[kg/cmq]
Tensione di progetto a compressione σ_c	99	[kg/cmq]
Tensione tangenziale ammissibile τ_{c0}	6,1	[kg/cmq]
Tensione tangenziale ammissibile τ_{c1}	18,5	[kg/cmq]
Acciaio		
Tipo	Fe 510	
Tensione di snervamento f_{yk}	3600	[kg/cmq]
Caratteristiche acciaio cordoli in c.a.		
Tipo	B450C	
Tensione di snervamento f_{yk}	4589	[kg/cmq]
Malta utilizzata per i tiranti		
Classe di Resistenza	C25/30	
Resistenza caratteristica a compressione R_{ck}	306	[kg/cmq]
Tensione tangenziale ammissibile τ_{c0}	6,1	[kg/cmq]
Tensione tangenziale ammissibile τ_{c1}	18,5	[kg/cmq]
Acciaio utilizzato per i tiranti		
Tipo	Y1050	
Tensione di progetto σ_{fa}	8000,0	[kg/cmq]
Tensione di snervamento f_{yk}	9500,0	kg/cmq

Condizioni di carico

Per quanto cocnerne le condicioni di carico implementate nell'analisi viene preso in considerazione il carico derivante dal terrapieno costituente il cimitero parrocchiale ed è stato ipotizzata un altezza dello stesso pari a 3,50 ml.

Per cui il valore di carico distribuito a tergo della paratia in micropali risulta pari a 7.000 daN/m ipotizzando un peso specifico del terreno pari a 2.000 daN/mc.

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_i, 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 = 0,50 X_f = 10,00 Q_i = 7000 Q_f = 7000

Descrizione tiranti di ancoraggio

Simbologia adottata - Caratteristiche geometriche

N	numero d'ordine della fila
Y	ordinata della fila espressa in [m] misurata dalla testa della paratia
I	interasse tra le file di tiranti espressa in [m]
alfa	inclinazione dei tiranti della fila rispetto all'orizzontale espressa in [°]
D	diametro della perforazione espresso in [cm]
Cesp	coeff. di espansione laterale
ALL	allineamento dei tiranti della fila (CENTRATI o SFALSATI)
nr	numero di tiranti della fila
Lt	lunghezza totale del tirante espresso in [m]
Lf	lunghezza di fondazione del tirante espresso in [m]

Simbologia adottata - Caratteristiche armatura e di interazione con il terreno

N	numero d'ordine della fila
nf	numero tondini
df	diametro dei tondini espresso in [mm]

Caratteristiche geometriche

N	Y	I	Alfa	D	Cesp	ALL	nr	Lt	Lf
1	0,25	2,00	70,00	14,00	1,10	Centrati	5	12,00	8,86

Caratteristiche armatura e di interazione con il terreno

N	nf	df
1	1	26,00

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
Condizione 1 (equiv cimitero) x 1.00

Combinazione n° 2 [DA1- A2M2]
Spinta terreno
Condizione 1 (equiv cimitero) x 1.00

Combinazione n° 3
Spinta terreno
Condizione 1 (equiv cimitero) x 1.00

Combinazione n° 4
Spinta terreno
Condizione 1 (equiv cimitero) x 1.00

Combinazione n° 5
Spinta terreno
Condizione 1 (equiv cimitero) 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	γ_{Gfav}	1,00	1,00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1,30	1,00
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0,00	0,00
Variabili	Sfavorevole	γ_{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	γ_{cu}	1,00	1,40
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1,00	1,60
Peso dell'unità di volume	γ_{γ}	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	γ_{Gfav}	1,00	1,00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1,00	1,00
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0,00	0,00
Variabili	Sfavorevole	γ_{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	γ_{cu}	1,00	1,40
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1,00	1,60
Peso dell'unità di volume	γ_{γ}	1,00	1,00

TIRANTI DI ANCORAGGIO
Coefficienti parziali γ_R per le verifiche dei tiranti

Resistenza		**Tiranti**
Laterale	γ_{st}	1,20

Coefficienti di riduzione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica dei tiranti.
Numero di verticali indagate 1 ξ_3=1,80 ξ_4=1,80

Verifica materiali : Stato Limite Ultimo

Impostazioni di analisi

Analisi per Combinazioni di Carico.

Rottura del terreno: Pressione passiva

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

Stabilità globale: Metodo di Bishop

Impostazioni analisi sismica

Non sono state analizzate Combinazioni/Fasi sismiche.

Analisi della paratia

L'analisi è stata eseguita per combinazioni di carico
La paratia è analizzata con il metodo degli elementi finiti.
Essa è discretizzata in 80 elementi fuori terra e 80 elementi al di sotto della linea di fondo scavo.
Le molle che simulano il terreno hanno un comportamento elastoplastico: una volta raggiunta la pressione passiva non reagiscono ad ulteriori incremento di carico.
La costante di Winkler si assume costante su ogni strato.

Altezza fuori terra della paratia	4,00	[m]
Profondità di infissione	4,00	[m]
Altezza totale della paratia	8,00	[m]

Forze agenti sulla paratia

Tutte le forze si intendono positive se dirette da monte verso valle. Esse sono riferite ad un metro di larghezza della paratia. Le Y hanno come origine la testa della paratia, e sono espresse in [m]

Simbologia adottata
n° Indice della Combinazione/Fase
Tipo Tipo della Combinazione/Fase
Pa Spinta attiva, espressa in [kg]
Is Incremento sismico della spinta, espressa in [kg]
Pw Spinta della falda, espressa in [kg]
Pp Resistenza passiva, espressa in [kg]
Pc Controspinta, espressa in [kg]

n°	Tipo	Pa	Y_{Pa}	Is	Y_{Is}	Pw	Y_{Pw}	Pp	Y_{Pp}	Pc	Y_{Pc}
1	[A1-M1]	14583	2,56	--	--	--	--	-19760	5,26	10519	6,45
2	[A2-M2]	15120	2,66	--	--	--	--	-20362	5,27	10580	6,47
3	[SLEQ]	11218	2,56	--	--	--	--	-15203	5,26	8094	6,45
4	[SLEF]	11218	2,56	--	--	--	--	-15203	5,26	8094	6,45
5	[SLER]	11218	2,56	--	--	--	--	-15203	5,26	8094	6,45

Simbologia adottata
n° Indice della Combinazione/Fase
Tipo Tipo della Combinazione/Fase
Rc Risultante carichi esterni applicati, espressa in [kg]
Rt Risultante delle reazioni dei tiranti (componente orizzontale), espressa in [kg]
Rv Risultante delle reazioni dei vincoli, espressa in [kg]
Rp Risultante delle reazioni dei puntoni, espressa in [kg]

n°	Tipo	Rc	Y_{Rc}	Rt	Y_{Rt}	Rv	Y_{Rv}	Rp	Y_{Rp}
1	[A1-M1]	0	0,00	5342	0,25	--	--	--	--
2	[A2-M2]	0	0,00	5338	0,25	--	--	--	--
3	[SLEQ]	0	0,00	4109	0,25	--	--	--	--
4	[SLEF]	0	0,00	4109	0,25	--	--	--	--
5	[SLER]	0	0,00	4109	0,25	--	--	--	--

Simbologia adottata
n° Indice della Combinazione/Fase
Tipo Tipo della Combinazione/Fase
P_{NUL} Punto di nullo del diagramma, espresso in [m]
P_{INV} Punto di inversione del diagramma, espresso in [m]
C_{ROT} Punto Centro di rotazione, espresso in [m]
MP Percentuale molle plasticizzate, espressa in [%]
R/R_{MAX} Rapporto tra lo sforzo reale nelle molle e lo sforzo che le molle sarebbero in grado di esplicare, espresso in [%]
Pp Portanza di punta, espressa in [kg]

n°	Tipo	P_{NUL}	P_{INV}	C_{ROT}	MP	R/R_{MAX}	Pp
1	[A1-M1]	4,60	5,05	5,69	24.69	6,68	70258
2	[A2-M2]	4,98	5,05	5,71	25.93	10,11	40797
3	[SLEQ]	4,60	5,05	5,69	24.69	5,62	70258
4	[SLEF]	4,60	5,05	5,69	24.69	5,62	70258
5	[SLER]	4,60	5,05	5,69	24.69	5,62	70258

Risultati tiranti

Caratteristiche dei tiranti utilizzati

Simbologia adottata

Y	ordinata della fila rispetto alla testa della paratia espressa in [m]
nt	numero di tiranti della fila
N	sforzo su ogni tirante della fila espresso in [kg]
L	lunghezza totale di progetto del tirante espressa in [m]
L_f	lunghezza di fondazione di progetto del tirante espressa in [m]
Ld	lunghezza totale definita del tirante espressa in [m]
Ld_f	lunghezza di fondazione definita del tirante espressa in [m]
FS	Fattore di sicurezza. Rapporto tra lunghezza di fondazione definita e lunghezza di fondazione di progetto.
A_f	area di armatura in ogni tirante espressa in [cmq]
Rt/ml	reazione a metro lineare del tirante della fila espresso in [kg]
σ_f	tensione di trazione nell'acciaio del tirante espressa in [kg/cmq]
u	spostamento orizzontale del tirante della fila, positivo verso valle, espresso in [cm]

1 file di tiranti passivi armati con tondini

n°	Y	nt	A_f	L	L_f	Ld	Ld_f	FS
1	0,25	5	5,31	11,00	7,90	12,00	8,86	1.12

Combinazione n° 1

N°	N	Rt/ml	σ_f	u
1	31237	15618,41	5883,43	2,70972

Combinazione n° 2

N°	N	Rt/ml	σ_f	u
1	31212	15605,81	5878,68	2,70754

Combinazione n° 3

N°	N	Rt/ml	σ_f	u
1	24026	12012,90	4525,23	2,08576

Combinazione n° 4

N°	N	Rt/ml	σ_f	u
1	24026	12012,90	4525,23	2,08576

Combinazione n° 5

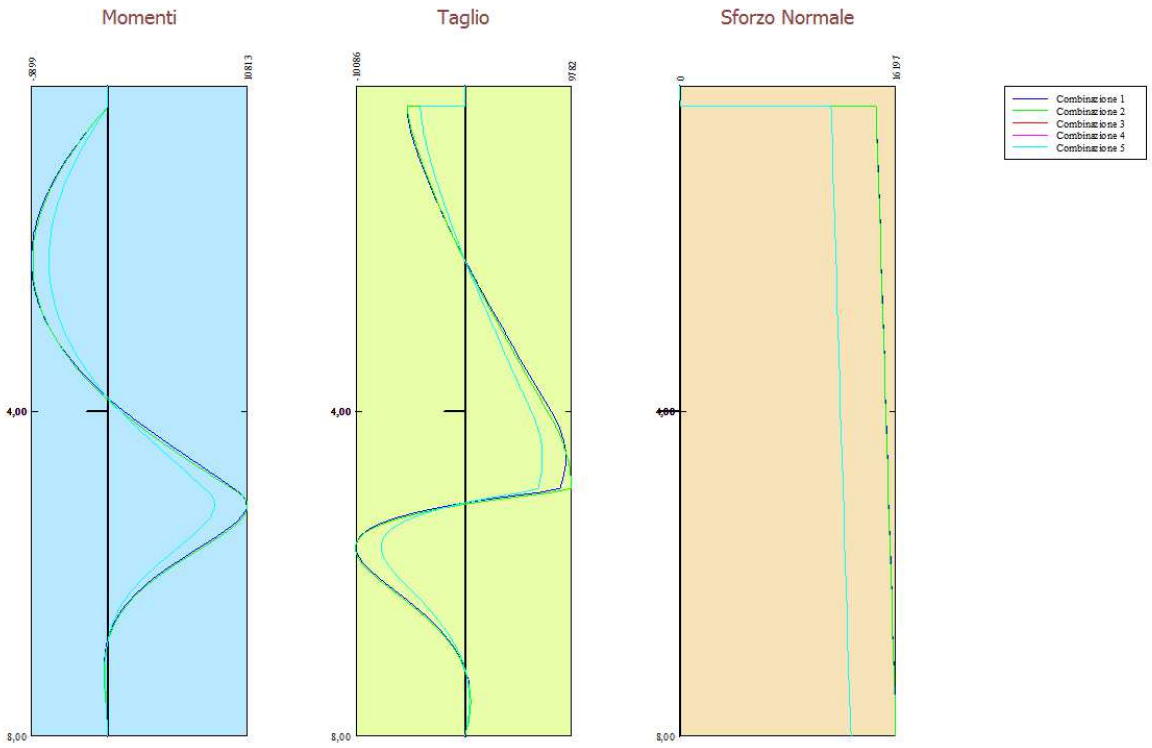
N°	N	Rt/ml	σ_f	u
1	24026	12012,90	4525,23	2,08576

Valori massimi e minimi sollecitazioni per metro di paratia

Simbologia adottata

n°	Indice della combinazione/fase
Tipo	Tipo della combinazione/fase
Y	ordinata della sezione rispetto alla testa espressa in [m]
M	momento flettente massimo e minimo espresso in [kgm]
N	sforzo normale massimo e minimo espresso in [kg] (positivo di compressione)
T	taglio massimo e minimo espresso in [kg]

n°	Tipo	M	Y_M	T	Y_T	N	Y_N	
1	[A1-M1]	10752	5,15	9241	4,55	16197	8,00	MAX
--	--	-5899	2,15	-10022	5,65	0	0,00	MIN
2	[A2-M2]	10813	5,15	9782	4,95	16185	8,00	MAX
--	--	-5796	2,15	-10086	5,70	0	0,00	MIN
3	[SLEQ]	8272	5,15	7109	4,55	12809	8,00	MAX
--	--	-4537	2,15	-7711	5,65	0	0,00	MIN
4	[SLEF]	8272	5,15	7109	4,55	12809	8,00	MAX
--	--	-4537	2,15	-7711	5,65	0	0,00	MIN
5	[SLER]	8272	5,15	7109	4,55	12809	8,00	MAX
--	--	-4537	2,15	-7711	5,65	0	0,00	MIN



Stabilità globale

Metodo di Bishop
Numero di cerchi analizzati 100

Simbologia adottata

n°	Indice della combinazione/fase
Tipo	Tipo della combinazione/fase
$(X_C; Y_C)$	Coordinate centro cerchio superficie di scorrimento, espresse in [m]
R	Raggio cerchio superficie di scorrimento, espresso in [m]
$(X_V; Y_V)$	Coordinate intersezione del cerchio con il pendio a valle, espresse in [m]
$(X_M; Y_M)$	Coordinate intersezione del cerchio con il pendio a monte, espresse in [m]
FS	Coefficiente di sicurezza

n°	Tipo	(X_C, Y_C)	R	(X_V, Y_V)	(X_M, Y_M)	FS
2	[A2-M2]	(-0,80; 4,80)	10,16	(-5,90; -3,99)	(8,17; 0,00)	6,75

Combinazione n° 2

Numero di strisce 50

Simbologia adottata
Le ascisse X sono considerate positive verso monte
Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto
Origine in testa alla paratia (spigolo contro terra)
Le strisce sono numerate da monte verso valle

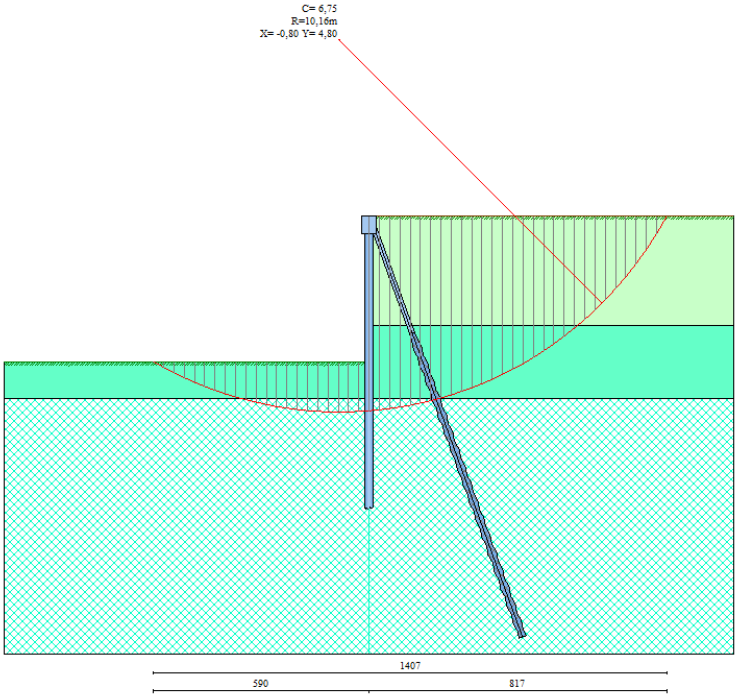
N°	numero d'ordine della striscia
W	peso della striscia espresso in [kg]
α	angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in gradi (positivo antiorario)
ϕ	angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia
c	coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [kg/cmq]
b	larghezza della striscia espressa in [m]
L	sviluppo della base della striscia espressa in [m] (L=b/cosα)
u	pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kg/cmq]
Ctn, Ctt	contributo alla striscia normale e tangenziale del tirante espresse in [kg]

Caratteristiche delle strisce

N°	W	α(°)	Wsinα	L	ϕ	c	u	(Ctn; Ctt)
1	37,69	-29,24	-18,41	0,32	26,74	0,000	0,000	(0; 0)

2	120,86	-27,44	-55,69	0,32	26,74	0,000	0,000	(0; 0)
3	197,92	-25,66	-85,72	0,31	26,74	0,000	0,000	(0; 0)
4	269,15	-23,92	-109,12	0,31	26,74	0,000	0,000	(0; 0)
5	334,80	-22,20	-126,48	0,30	26,74	0,000	0,000	(0; 0)
6	395,06	-20,49	-138,31	0,30	26,74	0,000	0,000	(0; 0)
7	450,13	-18,81	-145,14	0,30	26,74	0,000	0,000	(0; 0)
8	500,17	-17,14	-147,43	0,29	26,74	0,000	0,000	(0; 0)
9	546,43	-15,49	-145,95	0,29	28,00	1,000	0,000	(0; 0)
10	596,24	-13,85	-142,76	0,29	29,26	2,000	0,000	(0; 0)
11	642,03	-12,23	-135,96	0,29	29,26	2,000	0,000	(0; 0)
12	681,95	-10,61	-125,55	0,29	29,26	2,000	0,000	(0; 0)
13	716,12	-9,00	-112,03	0,28	29,26	2,000	0,000	(0; 0)
14	744,61	-7,40	-95,89	0,28	29,26	2,000	0,000	(0; 0)
15	767,49	-5,80	-77,60	0,28	29,26	2,000	0,000	(0; 0)
16	784,81	-4,21	-57,64	0,28	29,26	2,000	0,000	(0; 0)
17	796,62	-2,62	-36,47	0,28	29,26	2,000	0,000	(0; 0)
18	802,94	-1,04	-14,55	0,28	29,26	2,000	0,000	(0; 0)
19	803,78	0,55	7,67	0,28	29,26	2,000	0,000	(0; 0)
20	799,16	2,13	29,74	0,28	29,26	2,000	0,000	(0; 0)
21	789,05	3,72	51,19	0,28	29,26	2,000	0,000	(0; 0)
22	2718,76	5,31	251,67	0,28	29,26	2,000	0,000	(0; 0)
23	3141,59	6,91	377,89	0,28	29,26	2,000	0,000	(0; 0)
24	4642,68	8,51	687,14	0,28	29,26	2,000	0,000	(0; 0)
25	4610,13	10,12	810,10	0,29	29,26	2,000	0,000	(0; 0)
26	4571,81	11,74	930,09	0,29	29,26	2,000	0,000	(0; 0)
27	4527,62	13,37	1046,60	0,29	29,26	2,000	0,000	(0; 0)
28	4477,89	15,00	1159,22	0,29	28,00	1,000	0,000	(12115; 1059)
29	4430,89	16,65	1269,87	0,29	26,74	0,000	0,000	(0; 0)
30	4382,12	18,32	1377,36	0,30	26,74	0,000	0,000	(0; 0)
31	4328,33	20,00	1480,43	0,30	26,74	0,000	0,000	(0; 0)
32	4269,37	21,70	1578,61	0,30	26,74	0,000	0,000	(0; 0)
33	4205,06	23,42	1671,39	0,31	26,74	0,000	0,000	(0; 0)
34	4135,19	25,16	1758,24	0,31	26,74	0,000	0,000	(0; 0)
35	4059,53	26,93	1838,60	0,32	26,74	0,000	0,000	(0; 0)
36	3977,81	28,73	1911,86	0,32	26,74	0,000	0,000	(0; 0)
37	3889,72	30,55	1977,34	0,33	26,74	0,000	0,000	(0; 0)
38	3794,90	32,42	2034,34	0,33	26,74	0,000	0,000	(0; 0)
39	3692,93	34,32	2082,06	0,34	26,74	0,000	0,000	(0; 0)
40	3583,34	36,26	2119,61	0,35	26,74	0,000	0,000	(0; 0)
41	3465,55	38,26	2146,01	0,36	26,74	0,000	0,000	(0; 0)
42	3343,97	40,31	2163,44	0,37	25,37	0,000	0,000	(0; 0)
43	3227,72	42,43	2177,72	0,38	24,00	0,000	0,000	(0; 0)
44	3103,25	44,62	2179,79	0,40	24,00	0,000	0,000	(0; 0)
45	2968,66	46,90	2167,58	0,41	24,00	0,000	0,000	(0; 0)
46	2822,62	49,28	2139,24	0,43	24,00	0,000	0,000	(0; 0)
47	2663,41	51,78	2092,46	0,46	24,00	0,000	0,000	(0; 0)
48	2488,72	54,43	2024,28	0,48	24,00	0,000	0,000	(0; 0)
49	2295,33	57,26	1930,70	0,52	24,00	0,000	0,000	(0; 0)
50	2082,76	59,40	1792,78	0,55	24,00	0,000	0,000	(0; 0)

Resistenza a taglio paratia= 117801,00 [kg]
ΣW_i= 117678,66 [kg]
$\Sigma W_i \sin\alpha_i$= 45494,32 [kg]
$\Sigma W_i \tan\phi_i$= 59927,32 [kg]
$\Sigma \tan\alpha_i \tan\phi_i$= 6.51



Descrizione armatura micropali e caratteristiche sezione

Diametro del micropalo	22,00 cm
Area della sezione trasversale	380,13 cmq
Diametro esterno del tubolare	159,00 mm
Spessore del tubolare	8,00 mm
Area della sezione tubolare	37,95 cmq
Inerzia della sezione tubolare	1084,67 cm^4

Verifica armatura paratia (Sezioni critiche)

Simbologia adottata

n°	Indice della combinazione/fase
Tipo	Tipo della Combinazione/Fase
Y	ordinata della sezione rispetto alla testa della paratia espressa in [m]
M	momento flettente espresso in [kgm]
N	sforzo normale espresso in [kg] (positivo di compressione)
Mu	momento ultimo di riferimento espresso in [kgm]
Nu	sforzo normale ultimo di riferimento espresso in [kg]
FS	fattore di sicurezza (rapporto fra la sollecitazione ultima e la sollecitazione di esercizio)
T	taglio espresso in [kg]
Tr	taglio resistente espresso in [kg]
FS_T	fattore di sicurezza a taglio

n°	Tipo	Y	M	N	Mu	Nu	FS
1	[A1-M1]	5,15	5376	7828	6416	9343	1.19
2	[A2-M2]	5,15	5407	7822	6416	9282	1.19

n°	Tipo	Y	T	Tr	FS_T
1	[A1-M1]	5,65	-5011	68590	13.69
2	[A2-M2]	5,70	-5043	68590	13.60

Simbologia adottata

n°	Indice della combinazione/fase
Tipo	Tipo della Combinazione/Fase
Y	ordinata della sezione rispetto alla testa della paratia espressa in [m]
σ_f	tensione normale nell'armatura, espressa in [kg/cmq]
τ_f	tensione tangenziale nell'armatura, espressa in [kg/cmq]
σ_{id}	tensione ideale ($\sigma_{id} = (\sigma_f^2 + 3\ \tau_f^2)^{0.5}$) nella sezione del tubolare, espressa in [kg/cmq]

n°	Tipo	σ_f	Y(σ_f)	τ_f	Y(τ_f)	σ_{id}	Y(σ_{id})
3	[SLEQ]	3193,22	5,15	203,18	5,65	3193,43	5,15
4	[SLEF]	3193,22	5,15	203,18	5,65	3193,43	5,15
5	[SLER]	3193,22	5,15	203,18	5,65	3193,43	5,15

Verifica armatura paratia (Inviluppo)

Simbologia adottata

n°	Indice della Combinazione/Fase
Tipo	Tipo della Combinazione/Fase
Y	ordinata della sezione con fattore di sicurezza minimo, espressa in [m]
M	momento flettente, espresso in [kgm]
N	sforzo normale, espresso in [kg] (positivo di compressione)
Mu	momento ultimo di riferimento, espresso in [kgm]
Nu	sforzo normale ultimo di riferimento, espresso in [kg]
FS	fattore di sicurezza (rapporto fra la sollecitazione ultima e la sollecitazione di esercizio)
T	taglio, espresso in [kg]
Tr	Taglio resistente, espresso in [kg]
FS_T	fattore di sicurezza a taglio

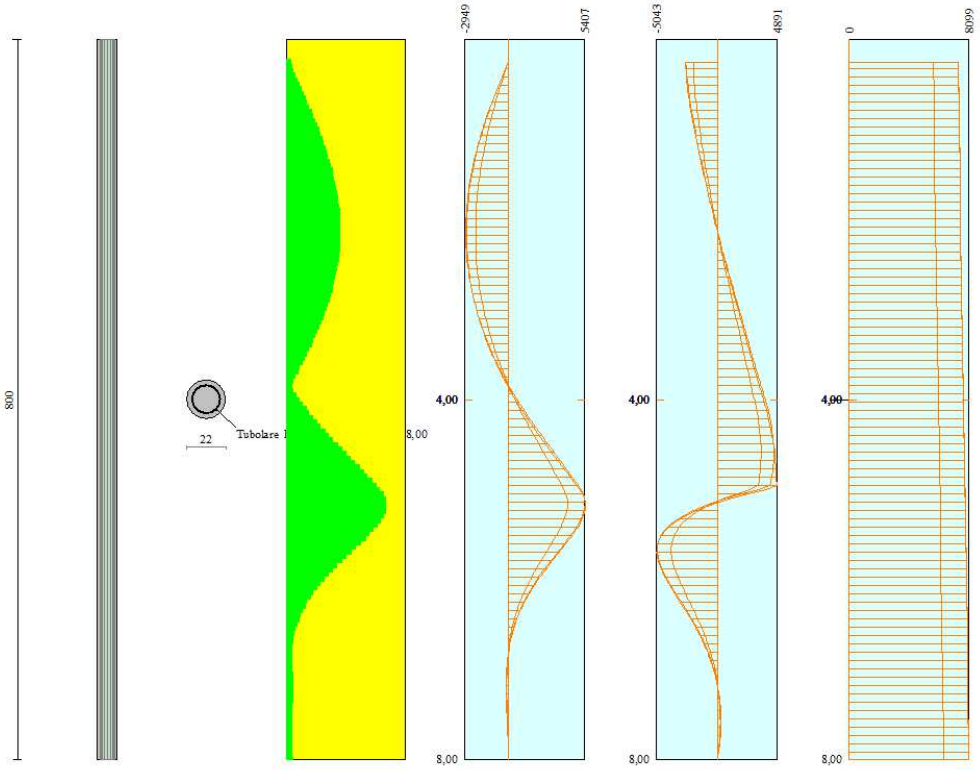
n°	Tipo	Y	M	N	Mu	Nu	FS	T	Tr	FS_T
1	[A1-M1]	0,00	0	0	0	0	1000.00	0	68590	1000.00
1	[A1-M1]	0,25	1	7362	19	162415	22.06	-2660	68590	25.79
1	[A1-M1]	0,50	-654	7386	-5559	62814	8.50	-2545	68590	26.96
1	[A1-M1]	0,75	-1258	7410	-6320	37217	5.02	-2278	68590	30.11
1	[A1-M1]	1,00	-1787	7433	-6450	26830	3.61	-1944	68590	35.29
1	[A1-M1]	1,25	-2227	7457	-6490	21736	2.91	-1568	68590	43.73
1	[A1-M1]	1,50	-2569	7481	-6474	18855	2.52	-1162	68590	59.05
1	[A1-M1]	1,75	-2805	7505	-6464	17294	2.30	-728	68590	94.24
1	[A1-M1]	2,00	-2930	7528	-6460	16597	2.20	-282	68590	243.65
1	[A1-M1]	2,25	-2938	7552	-6460	16605	2.20	211	68590	325.23
1	[A1-M1]	2,50	-2823	7576	-6465	17348	2.29	713	68590	96.14
1	[A1-M1]	2,75	-2580	7600	-6475	19076	2.51	1237	68590	55.44
1	[A1-M1]	3,00	-2203	7623	-6485	22443	2.94	1781	68590	38.51
2	[A2-M2]	3,25	-1718	7641	-6435	28629	3.75	2294	68590	29.90
2	[A2-M2]	3,50	-1107	7665	-6216	43020	5.61	2828	68590	24.26
2	[A2-M2]	3,75	-366	7689	-4407	92670	12.05	3379	68590	20.30
1	[A1-M1]	4,00	636	7718	5443	66014	8.55	3941	68590	17.40
1	[A1-M1]	4,25	1683	7742	6428	29570	3.82	4394	68590	15.61
1	[A1-M1]	4,50	2813	7766	6468	17857	2.30	4619	68590	14.85
1	[A1-M1]	4,75	3966	7790	6436	12643	1.62	4825	68590	14.21
1	[A1-M1]	5,00	5082	7813	6419	9870	1.26	3966	68590	17.29
2	[A2-M2]	5,25	5340	7831	6417	9411	1.20	-2327	68590	29.47
2	[A2-M2]	5,50	4513	7855	6427	11188	1.42	-4668	68590	14.69
2	[A2-M2]	5,75	3289	7879	6453	15460	1.96	-5003	68590	13.71
2	[A2-M2]	6,00	2097	7903	6469	24377	3.08	-4268	68590	16.07
2	[A2-M2]	6,25	1142	7926	6214	43117	5.44	-3115	68590	22.02
2	[A2-M2]	6,50	481	7950	4885	80671	10.15	-1963	68590	34.95
2	[A2-M2]	6,75	91	7974	1683	147849	18.54	-1015	68590	67.60
1	[A1-M1]	7,00	-99	8003	-1807	145743	18.21	-339	68590	202.12
1	[A1-M1]	7,25	-132	8027	-2260	137852	17.17	84	68590	817.15
1	[A1-M1]	7,50	-91	8051	-1665	148142	18.40	242	68590	283.37
1	[A1-M1]	7,75	-30	8075	-597	158108	19.58	200	68590	342.66

Simbologia adottata

n°	Indice della combinazione/fase
Tipo	Tipo della Combinazione/Fase
Y	ordinata della sezione, espressa in [m]
σ_{id}	tensione ideale nell'acciaio, espressa in [kg/cmq]
σ_f	tensione normale in [kg/cmq]
τ_f	tensione tangenziale in [kg/cmq]

Y	σ_{id}	n° - Tipo	σ_f	n° - Tipo	τ_f	n° - Tipo
0,00	0,00	3 - [SLEQ]	0,00	3 - [SLEQ]	0,00	3 - [SLEQ]
0,25	239,43	3 - [SLEQ]	149,83	3 - [SLEQ]	107,82	3 - [SLEQ]
0,50	548,38	3 - [SLEQ]	518,47	3 - [SLEQ]	103,14	3 - [SLEQ]
0,75	874,67	3 - [SLEQ]	859,92	3 - [SLEQ]	92,32	3 - [SLEQ]
1,00	1166,59	3 - [SLEQ]	1158,59	3 - [SLEQ]	78,79	3 - [SLEQ]
1,25	1411,40	3 - [SLEQ]	1407,10	3 - [SLEQ]	63,57	3 - [SLEQ]
1,50	1602,48	3 - [SLEQ]	1600,41	3 - [SLEQ]	47,08	3 - [SLEQ]
1,75	1735,19	3 - [SLEQ]	1734,43	3 - [SLEQ]	29,49	3 - [SLEQ]
2,00	1805,69	3 - [SLEQ]	1805,59	3 - [SLEQ]	10,93	3 - [SLEQ]
2,25	1810,64	3 - [SLEQ]	1810,58	3 - [SLEQ]	8,56	3 - [SLEQ]
2,50	1746,99	3 - [SLEQ]	1746,27	3 - [SLEQ]	28,93	3 - [SLEQ]
2,75	1611,97	3 - [SLEQ]	1609,63	3 - [SLEQ]	50,16	3 - [SLEQ]
3,00	1403,31	3 - [SLEQ]	1397,72	3 - [SLEQ]	72,21	3 - [SLEQ]
3,25	1122,94	3 - [SLEQ]	1111,33	3 - [SLEQ]	93,01	3 - [SLEQ]
3,50	776,98	3 - [SLEQ]	751,18	3 - [SLEQ]	114,64	3 - [SLEQ]

3,75	393,94	3 - [SLEQ]	314,46	3 - [SLEQ]	136,99	3 - [SLEQ]
4,00	587,40	3 - [SLEQ]	518,12	3 - [SLEQ]	159,78	3 - [SLEQ]
4,25	1151,01	3 - [SLEQ]	1108,89	3 - [SLEQ]	178,12	3 - [SLEQ]
4,50	1776,26	3 - [SLEQ]	1746,56	3 - [SLEQ]	186,76	3 - [SLEQ]
4,75	2418,44	3 - [SLEQ]	2397,14	3 - [SLEQ]	184,92	3 - [SLEQ]
5,00	3036,50	3 - [SLEQ]	3027,23	3 - [SLEQ]	136,91	3 - [SLEQ]
5,25	3140,45	3 - [SLEQ]	3136,19	3 - [SLEQ]	94,38	3 - [SLEQ]
5,50	2666,81	3 - [SLEQ]	2646,58	3 - [SLEQ]	189,29	3 - [SLEQ]
5,75	1987,08	3 - [SLEQ]	1956,47	3 - [SLEQ]	200,58	3 - [SLEQ]
6,00	1328,78	3 - [SLEQ]	1296,12	3 - [SLEQ]	169,05	3 - [SLEQ]
6,25	801,09	3 - [SLEQ]	772,62	3 - [SLEQ]	122,21	3 - [SLEQ]
6,50	434,50	3 - [SLEQ]	413,97	3 - [SLEQ]	76,20	3 - [SLEQ]
6,75	215,37	3 - [SLEQ]	204,63	3 - [SLEQ]	38,77	3 - [SLEQ]
7,00	223,25	3 - [SLEQ]	222,22	3 - [SLEQ]	12,35	3 - [SLEQ]
7,25	241,16	3 - [SLEQ]	241,08	3 - [SLEQ]	3,40	3 - [SLEQ]
7,50	219,21	3 - [SLEQ]	218,55	3 - [SLEQ]	9,81	3 - [SLEQ]
7,75	185,85	3 - [SLEQ]	185,32	3 - [SLEQ]	8,07	3 - [SLEQ]



*Verifica a SLU * Diagrammi M-N delle sezioni*

Di seguito sono riportati per ogni tratto di armatura i diagrammi di interazione M_u-N_u della sezione; sono stati calcolati 16 punti per ogni sezione analizzata.

Per la costruzione dei diagrammi limiti si sono assunti i seguenti valori:

Tensione caratteristica cubica del cls	R_{bk} = 306 [kg/cmq])
Tensione caratteristica cilindrica del cls (0.83xR_{bk})	R_{ck} = 254 (Kg/cm^2)
Fattore di riduzione per carico di lunga permanenza	ψ= 0.85
Tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio	f_{yk} = 3600 [kg/cmq])
Coefficiente di sicurezza cls	γ_c = 1.50
Coefficiente di sicurezza acciaio	γ_s = 1.15
Resistenza di calcolo del cls($\psi R_{ck}/\gamma_c$)	R^*_c = 144 (Kg/cm^2)
Resistenza di calcolo dell'acciaio(f_{yk}/γ_s)	R^*_s = 3130 (Kg/cm^2)
Modulo elastico dell'acciaio	E_s = 2100000 (Kg/cm^2)
Deformazione ultima del calcestruzzo	ε_{cu} = 0.0035(0.35%)
Deformazione del calcestruzzo al limite elastoplastico	ε_{ck} = 0.0020(0.20%)

Deformazione ultima dell'acciaio ε_{yu} = 0.0100(1.00%)
Deformazione dell'acciaio al limite elastico (R^*_s/E_s) ε_{yk} = 0.0011(0.15%)

Legame costitutivo del calcestruzzo

Per il legame costitutivo del calcestruzzo si assume il diagramma parabola-rettangolo espresso dalle seguenti relazioni:
Tratto parabolico: $0<=\varepsilon_c<=\varepsilon_{ck}$

$$\sigma_c = \frac{R^*_c(2\varepsilon_c\varepsilon_{ck}-\varepsilon_c^2)}{\varepsilon_{ck}^2}$$

Tratto rettangolare: $\varepsilon_{ck}<\varepsilon_c<=\varepsilon_{cu}$

$$\sigma_c = R^*_c$$

Legame costitutivo dell'acciaio

Per l'acciaio si assume un comportamento elastico-perfettamente plastico espresso dalle seguenti relazioni:
$\sigma_s = E_s\varepsilon_s$ per $0<=\varepsilon_s<=\varepsilon_{sy}$
$\sigma_s = R^*_s$ per $\varepsilon_{sy}<\varepsilon_s<=\varepsilon_{su}$

Tratto armatura 1

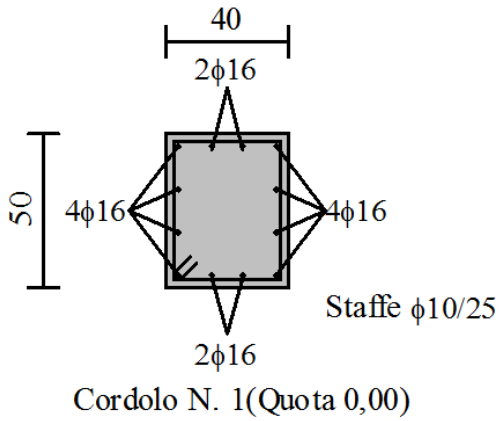
Nr	N_u	M_u
1	-118801,38	0,00
2	0,00	6359,41
3	21674,14	6490,91
4	32511,21	6404,56
5	43348,29	6209,64
6	54185,36	5867,96
7	65022,43	5480,03
8	75859,50	5072,76
9	86696,57	4650,50
10	97533,64	4208,25
11	108370,71	3735,34
12	119207,78	3231,18
13	130044,86	2686,80
14	140881,93	2093,69
15	151719,00	1454,33
16	162556,07	0,00
17	162556,07	0,00
18	151719,00	-1454,33
19	140881,93	-2093,69
20	130044,86	-2686,80
21	119207,78	-3231,18
22	108370,71	-3735,34
23	97533,64	-4208,25
24	86696,57	-4650,50
25	75859,50	-5072,76
26	65022,43	-5480,03
27	54185,36	-5867,96
28	43348,29	-6209,64
29	32511,21	-6404,56
30	21674,14	-6490,91
31	0,00	-6359,41
32	-118801,38	0,00

Verifica sezione cordoli

Simbologia adottata
M_h momento flettente espresso in [kgm] nel piano orizzontale
T_h taglio espresso in [kg] nel piano orizzontale
M_v momento flettente espresso in [kgm] nel piano verticale
T_v taglio espresso in [kg] nel piano verticale

Cordolo N° 1 (X=0,00 m) (Cordolo in c.a.)
B=40,00 [cm] H=50,00 [cm]

A_{fv}=8,04 [cmq]	A_{fh}=4,02 [cmq]	Staffe ϕ10/25	Nbh=2 - Nbv=2
M_h=2671 [kgm]	M_{uh}=14278 [kgm]	FS=5.35	
T_h=5342 [kg]	T_{Rh}=21989 [kg]	FS_T=4.12	
M_v=7401 [kgm]	M_{uv}=14278 [kgm]	FS=1.93	
T_v=14927 [kg]	T_R=24466 [kg]	FS_{Tv}=1.64	



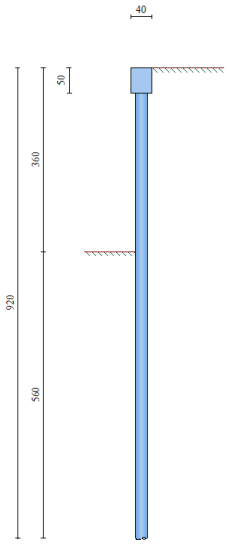
Cordolo N. 1(Quota 0,00)

4.1.3 Paratia di micropali - tratto sez. 7-5.5 - altezza di scavo massima

Geometria paratia

Tipo paratia: **Paratia di micropali**

Altezza fuori terra	3,60	[m]
Profondità di infissione	5,60	[m]
Altezza totale della paratia	9,20	[m]
Lunghezza paratia	10,00	[m]
Numero di file di micropali	1	
Interasse fra i micropali della fila	0,30	[m]
Diametro dei micropali	22,00	[cm]
Numero totale di micropali	32	
Numero di micropali per metro lineare	3.20	
Diametro esterno del tubolare	159,00	[mm]
Spessore del tubolare	8,00	[mm]



Geometria cordoli

Simbologia adottata
n° 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 [cmq]
W Modulo di resistenza della sezione del cordolo espresso in [cm^3]

n°	Y	Tipo	B	H	A	W
1	0,00	Calcestruzzo	40,00	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	1,00	0,00	0,00
3	1,01	0,50	88,85
4	2,99	0,50	0,00
5	3,00	-2,30	-89,80
6	7,00	-2,30	0,00

Profilo di valle

N	X	Y	A
1	-10,00	-3,60	0,00
2	0,00	-3,60	0,00

Descrizione terreni

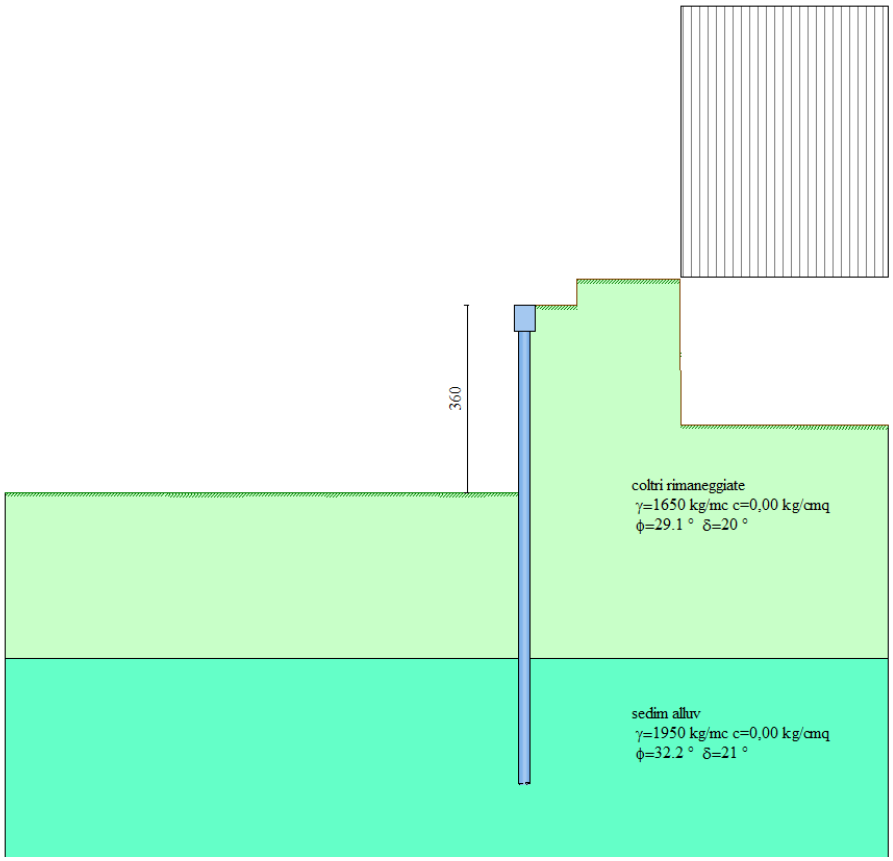
Simbologia adottata
n° numero d'ordine dello strato a partire dalla sommità della paratia
Descrizione Descrizione del terreno
γ peso di volume del terreno espresso in [kg/mc]
γ_s peso di volume saturo del terreno espresso [kg/mc]
ϕ angolo d'attrito interno del terreno espresso in [°]
δ angolo d'attrito terreno/paratia espresso in [°]
c coesione del terreno espressa in [kg/cmq]

n°	Descrizione	γ	γ_s	ϕ	δ	c
1	coltri rimaneggiate	1650,00	1900,00	29,10	20,00	0,000
2	sedim alluv	1950,00	1970,00	32,20	21,00	0,000

Descrizione stratigrafia

Simbologia adottata
n° 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^2/cm
α inclinazione dello strato espressa in GRADI(°)
Terreno Terreno associato allo strato

n°	sp	α	kw	Terreno
1	6,80	0,00	3,00	coltri rimaneggiate
2	5,00	0,00	5,00	sedim alluv



Caratteristiche materiali utilizzati

Calcestruzzo		
Peso specifico	2500	[kg/mc]
Classe di Resistenza	C25/30	
Resistenza caratteristica a compressione R_{ck}	306	[kg/cmq]
Tensione di progetto a compressione σ_c	99	[kg/cmq]
Tensione tangenziale ammissibile τ_{c0}	6,1	[kg/cmq]
Tensione tangenziale ammissibile τ_{c1}	18,5	[kg/cmq]
Acciaio		
Tipo	Fe 510	
Tensione di snervamento f_{yk}	3600	[kg/cmq]
Caratteristiche acciaio cordoli in c.a.		
Tipo	B450C	
Tensione di snervamento f_{yk}	4589	[kg/cmq]

Condizioni di carico

Per quanto cocnerne le condizioni di carico implementate nell'analisi viene preso in considerazione il carico variabile (folla) posto a tergo della paratia pari a 500 daN/mq e il carico derivante dalla presenza dell'edificio in adiacenza posto pari a 4.000 daN/mq.

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_i, 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 = 3,00	X_f = 7,00	Q_i = 4000	Q_f = 4000
Condizione n° 2				
Carico distribuito sul profilo	X_i = 0,00	X_f = 2,99	Q_i = 500	Q_f = 500

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	
Condizione 1 (fondazione edificio)	x 1.00
Combinazione n° 2 [DA1- A2M2]	
Spinta terreno	
Condizione 1 (fondazione edificio)	x 1.00
Combinazione n° 3 [DA1 - A1M1]	
Spinta terreno	
Condizione 1 (fondazione edificio)	x 1.00
Condizione 2 (sovraccarico stradale)	x 1.00
Combinazione n° 4 [DA1- A2M2]	
Spinta terreno	
Condizione 1 (fondazione edificio)	x 1.00
Condizione 2 (sovraccarico stradale)	x 1.00
Combinazione n° 5	
Spinta terreno	
Condizione 1 (fondazione edificio)	x 1.00
Condizione 2 (sovraccarico stradale)	x 0.20
Combinazione n° 6	
Spinta terreno	
Condizione 1 (fondazione edificio)	x 1.00
Condizione 2 (sovraccarico stradale)	x 0.50
Combinazione n° 7	
Spinta terreno	
Condizione 1 (fondazione edificio)	x 1.00
Condizione 2 (sovraccarico stradale)	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	γ_{Gfav}	1,00	1,00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1,30	1,00
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0,00	0,00
Variabili	Sfavorevole	γ_{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	γ_{cu}	1,00	1,40
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1,00	1,60
Peso dell'unità di volume	γ_{γ}	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	γ_{Gfav}	1,00	1,00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1,00	1,00

Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0,00	0,00
Variabili	Sfavorevole	γ_{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	γ_{cu}	1,00	1,40
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1,00	1,60
Peso dell'unità di volume	γ_{γ}	1,00	1,00

TIRANTI DI ANCORAGGIO

Coefficienti parziali γ_R per le verifiche dei tiranti

Resistenza		**Tiranti**
Laterale	γ_{st}	1,20

Coefficienti di riduzione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica dei tiranti.

Numero di verticali indagate	1	ξ_3=1,80	ξ_4=1,80

Verifica materiali : Stato Limite Ultimo

Impostazioni di analisi

Analisi per Combinazioni di Carico.

Rottura del terreno: Pressione passiva

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

Stabilità globale: Metodo di Bishop

Impostazioni analisi sismica

Non sono state analizzate Combinazioni/Fasi sismiche.

Analisi della paratia

L'analisi è stata eseguita per combinazioni di carico
La paratia è analizzata con il metodo degli elementi finiti.
Essa è discretizzata in 72 elementi fuori terra e 112 elementi al di sotto della linea di fondo scavo.
Le molle che simulano il terreno hanno un comportamento elastoplastico: una volta raggiunta la pressione passiva non reagiscono ad ulteriori incremento di carico.
La costante di Winkler si assume costante su ogni strato.

Altezza fuori terra della paratia	3,60	[m]
Profondità di infissione	5,60	[m]
Altezza totale della paratia	9,20	[m]

Forze agenti sulla paratia

Tutte le forze si intendono positive se dirette da monte verso valle. Esse sono riferite ad un metro di larghezza della paratia. Le Y hanno come origine la testa della paratia, e sono espresse in [m]

Simbologia adottata

n°	Indice della Combinazione/Fase
Tipo	Tipo della Combinazione/Fase
Pa	Spinta attiva, espressa in [kg]
Is	Incremento sismico della spinta, espressa in [kg]
Pw	Spinta della falda, espressa in [kg]
Pp	Resistenza passiva, espressa in [kg]
Pc	Controspinta, espressa in [kg]

n°	**Tipo**	**Pa**	**Y_{Pa}**	**Is**	**Y_{Is}**	**Pw**	**Y_{Pw}**	**Pp**	**Y_{Pp}**	**Pc**	**Y_{Pc}**
1	[A1-M1]	5319	2,52	--	--	--	--	-11509	5,39	6190	7,85
2	[A2-M2]	5347	2,57	--	--	--	--	-13296	6,08	7949	8,44
3	[A1-M1]	6288	2,43	--	--	--	--	-14229	5,55	7942	8,02
4	[A2-M2]	6377	2,45	--	--	--	--	-17330	6,33	10953	8,59
5	[SLEQ]	4217	2,50	--	--	--	--	-9206	5,42	4989	7,88
6	[SLEF]	4407	2,47	--	--	--	--	-9742	5,46	5335	7,92

7	[SLER]	4736	2,44	--	--	--	--	-10663	5,53	5927	7,99

Simbologia adottata
n° Indice della Combinazione/Fase
Tipo Tipo della Combinazione/Fase
Rc Risultante carichi esterni applicati, espressa in [kg]
Rt Risultante delle reazioni dei tiranti (componente orizzontale), espressa in [kg]
Rv Risultante delle reazioni dei vincoli, espressa in [kg]
Rp Risultante delle reazioni dei puntoni, espressa in [kg]

n°	Tipo	Rc	Y_{Rc}	Rt	Y_{Rt}	Rv	Y_{Rv}	Rp	Y_{Rp}
1	[A1-M1]	0	0,00	--	--	--	--	--	--
2	[A2-M2]	0	0,00	--	--	--	--	--	--
3	[A1-M1]	0	0,00	--	--	--	--	--	--
4	[A2-M2]	0	0,00	--	--	--	--	--	--
5	[SLEQ]	0	0,00	--	--	--	--	--	--
6	[SLEF]	0	0,00	--	--	--	--	--	--
7	[SLER]	0	0,00	--	--	--	--	--	--

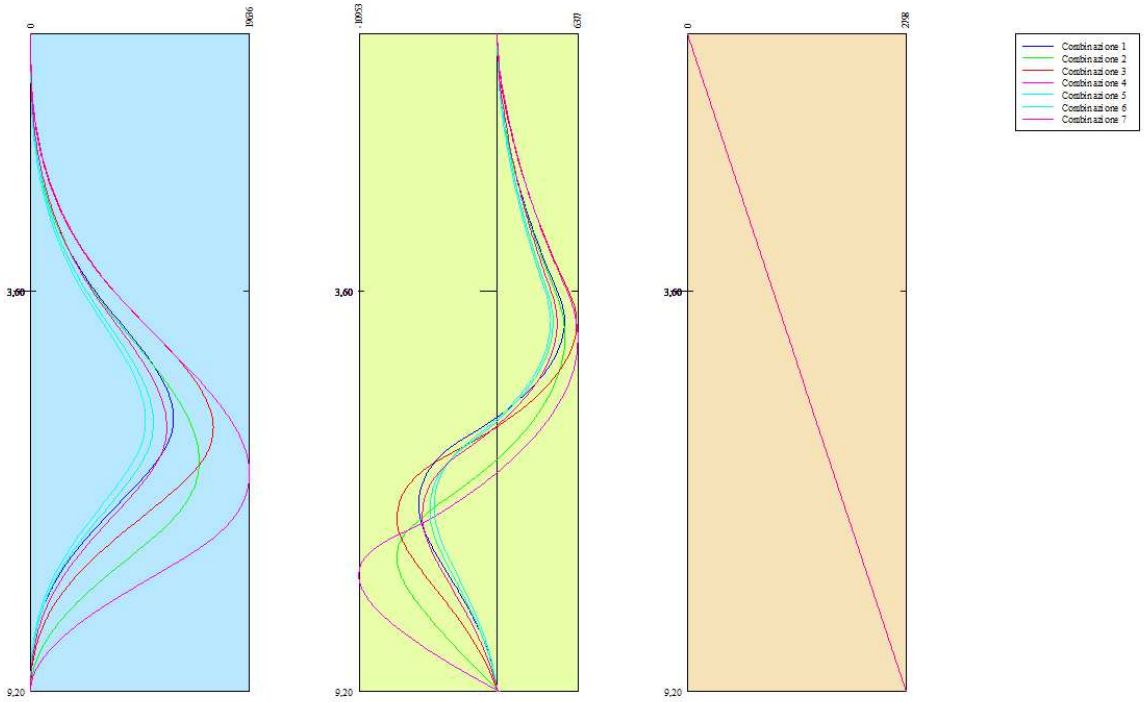
Simbologia adottata
n° Indice della Combinazione/Fase
Tipo Tipo della Combinazione/Fase
P_{NUL} Punto di nullo del diagramma, espresso in [m]
P_{INV} Punto di inversione del diagramma, espresso in [m]
C_{ROT} Punto Centro di rotazione, espresso in [m]
MP Percentuale molle plasticizzate, espressa in [%]
R/R_{MAX} Rapporto tra lo sforzo reale nelle molle e lo sforzo che le molle sarebbero in grado di esplicare, espresso in [%]
Pp Portanza di punta, espressa in [kg]

n°	Tipo	P_{NUL}	P_{INV}	C_{ROT}	MP	R/R_{MAX}	Pp
1	[A1-M1]	4,03	5,65	6,61	37.17	13,83	11293
2	[A2-M2]	4,25	6,55	7,34	53.10	30,85	5934
3	[A1-M1]	4,06	5,90	6,80	41.59	17,63	11293
4	[A2-M2]	4,29	7,00	7,59	61.06	42,56	5934
5	[SLEQ]	4,04	5,70	6,64	38.05	14,41	11293
6	[SLEF]	4,04	5,75	6,69	38.94	15,37	11293
7	[SLER]	4,05	5,85	6,77	40.71	17,06	11293

Valori massimi e minimi sollecitazioni per metro di paratia

Simbologia adottata
n° Indice della combinazione/fase
Tipo Tipo della combinazione/fase
Y ordinata della sezione rispetto alla testa espressa in [m]
M momento flettente massimo e minimo espresso in [kgm]
N sforzo normale massimo e minimo espresso in [kg] (positivo di compressione)
T taglio massimo e minimo espresso in [kg]

n°	Tipo	M	Y_M	T	Y_T	N	Y_N	
1	[A1-M1]	12818	5,40	5319	4,00	2798	9,20	MAX
--	--	0	9,20	-6190	6,60	0	0,00	MIN
2	[A2-M2]	15133	5,95	5347	4,25	2798	9,20	MAX
--	--	0	9,20	-7949	7,30	0	0,00	MIN
3	[A1-M1]	16378	5,50	6288	4,05	2798	9,20	MAX
--	--	0	9,20	-7942	6,80	0	0,00	MIN
4	[A2-M2]	19636	6,15	6377	4,25	2798	9,20	MAX
--	--	0	0,00	-10953	7,55	0	0,00	MIN
5	[SLEQ]	10322	5,40	4217	4,00	2798	9,20	MAX
--	--	0	0,00	-4989	6,60	0	0,00	MIN
6	[SLEF]	11022	5,45	4407	4,00	2798	9,20	MAX
--	--	0	0,00	-5335	6,65	0	0,00	MIN
7	[SLER]	12225	5,50	4736	4,05	2798	9,20	MAX
--	--	0	0,00	-5927	6,75	0	0,00	MIN



Stabilità globale

Metodo di Bishop
Numero di cerchi analizzati 100

Simbologia adottata

n°	Indice della combinazione/fase
Tipo	Tipo della combinazione/fase
$(X_C; Y_C)$	Coordinate centro cerchio superficie di scorrimento, espresse in [m]
R	Raggio cerchio superficie di scorrimento, espresso in [m]
$(X_V; Y_V)$	Coordinate intersezione del cerchio con il pendio a valle, espresse in [m]
$(X_M; Y_M)$	Coordinate intersezione del cerchio con il pendio a monte, espresse in [m]
FS	Coefficiente di sicurezza

n°	Tipo	(X_C, Y_C)	R	(X_V, Y_V)	(X_M, Y_M)	FS
2	[A2-M2]	(-1,84; 0,00)	9,38	(-10,51; -3,58)	(7,26; -2,30)	3,91
4	[A2-M2]	(-1,84; 0,00)	9,38	(-10,51; -3,58)	(7,26; -2,30)	3,84

Combinazione n° 4

Numero di strisce 50

Simbologia adottata
Le ascisse X sono considerate positive verso monte
Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto
Origine in testa alla paratia (spigolo contro terra)
Le strisce sono numerate da monte verso valle

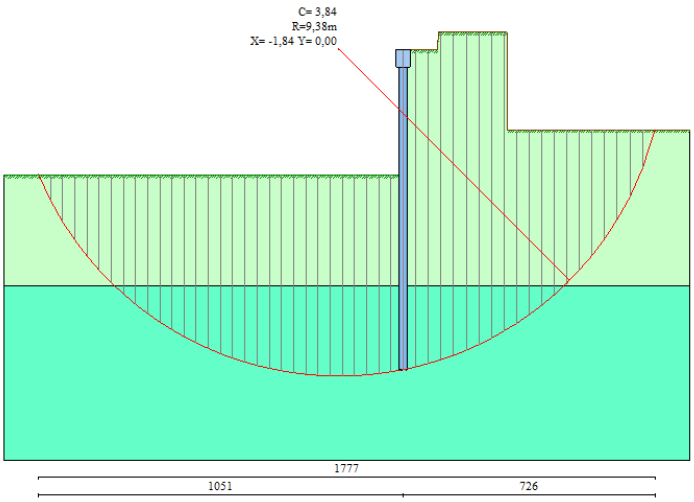
N°	numero d'ordine della striscia
W	peso della striscia espresso in [kg]
α	angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in gradi (positivo antiorario)
ϕ	angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia
c	coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [kg/cmq]
b	larghezza della striscia espressa in [m]
L	sviluppo della base della striscia espressa in [m] (L=b/cosα)
u	pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kg/cmq]
Ctn, Ctt	contributo alla striscia normale e tangenziale del tirante espresse in [kg]

Caratteristiche delle strisce

N°	W	α(°)	Wsinα	L	ϕ	c	u	(Ctn; Ctt)

1	206,16	-65,03	-186,89	0,83	24,00	0,000	0,000	(0; 0)
2	601,54	-60,33	-522,69	0,71	24,00	0,000	0,000	(0; 0)
3	930,95	-56,25	-774,01	0,63	24,00	0,000	0,000	(0; 0)
4	1214,82	-52,56	-964,54	0,58	24,00	0,000	0,000	(0; 0)
5	1464,31	-49,16	-1107,85	0,54	24,00	0,000	0,000	(0; 0)
6	1686,36	-45,99	-1212,78	0,50	24,00	0,000	0,000	(0; 0)
7	1893,73	-42,98	-1291,12	0,48	25,37	0,000	0,000	(0; 0)
8	2104,51	-40,12	-1356,16	0,46	26,74	0,000	0,000	(0; 0)
9	2296,85	-37,38	-1394,26	0,44	26,74	0,000	0,000	(0; 0)
10	2471,27	-34,73	-1407,80	0,43	26,74	0,000	0,000	(0; 0)
11	2629,52	-32,16	-1399,70	0,41	26,74	0,000	0,000	(0; 0)
12	2772,99	-29,67	-1372,45	0,40	26,74	0,000	0,000	(0; 0)
13	2902,78	-27,23	-1328,24	0,39	26,74	0,000	0,000	(0; 0)
14	3019,83	-24,85	-1268,98	0,39	26,74	0,000	0,000	(0; 0)
15	3124,88	-22,51	-1196,38	0,38	26,74	0,000	0,000	(0; 0)
16	3218,57	-20,21	-1112,01	0,37	26,74	0,000	0,000	(0; 0)
17	3301,42	-17,95	-1017,31	0,37	26,74	0,000	0,000	(0; 0)
18	3373,87	-15,71	-913,59	0,36	26,74	0,000	0,000	(0; 0)
19	3436,29	-13,50	-802,13	0,36	26,74	0,000	0,000	(0; 0)
20	3488,96	-11,31	-684,09	0,36	26,74	0,000	0,000	(0; 0)
21	3532,15	-9,13	-560,62	0,35	26,74	0,000	0,000	(0; 0)
22	3566,03	-6,97	-432,79	0,35	26,74	0,000	0,000	(0; 0)
23	3590,76	-4,82	-301,66	0,35	26,74	0,000	0,000	(0; 0)
24	3606,44	-2,67	-168,26	0,35	26,74	0,000	0,000	(0; 0)
25	3613,15	-0,53	-33,60	0,35	26,74	0,000	0,000	(0; 0)
26	3610,90	1,61	101,30	0,35	26,74	0,000	0,000	(0; 0)
27	3599,69	3,75	235,45	0,35	26,74	0,000	0,000	(0; 0)
28	3579,48	5,90	367,84	0,35	26,74	0,000	0,000	(0; 0)
29	3550,17	8,05	497,45	0,35	26,74	0,000	0,000	(0; 0)
30	3511,64	10,22	623,22	0,36	26,74	0,000	0,000	(0; 0)
31	5981,10	12,45	1288,98	0,37	26,74	0,000	0,000	(0; 0)
32	5918,93	14,73	1504,71	0,38	26,74	0,000	0,000	(0; 0)
33	5915,33	17,03	1732,78	0,38	26,74	0,000	0,000	(0; 0)
34	6060,75	19,37	2010,00	0,38	26,74	0,000	0,000	(0; 0)
35	5964,30	21,74	2208,91	0,39	26,74	0,000	0,000	(0; 0)
36	5855,42	24,15	2395,27	0,40	26,74	0,000	0,000	(0; 0)
37	5733,41	26,60	2567,33	0,41	26,74	0,000	0,000	(0; 0)
38	5597,45	29,11	2723,16	0,42	26,74	0,000	0,000	(0; 0)
39	5076,58	31,68	2666,31	0,43	26,74	0,000	0,000	(0; 0)
40	4818,24	34,33	2717,20	0,44	26,74	0,000	0,000	(0; 0)
41	4633,37	37,06	2792,37	0,46	26,74	0,000	0,000	(0; 0)
42	4428,81	39,90	2840,61	0,47	26,74	0,000	0,000	(0; 0)
43	4203,47	42,85	2858,90	0,50	25,37	0,000	0,000	(0; 0)
44	3980,44	45,96	2861,42	0,52	24,00	0,000	0,000	(0; 0)
45	3741,68	49,26	2834,80	0,56	24,00	0,000	0,000	(0; 0)
46	3472,17	52,79	2765,26	0,60	24,00	0,000	0,000	(0; 0)
47	3163,72	56,64	2642,39	0,66	24,00	0,000	0,000	(0; 0)
48	2802,78	60,94	2449,90	0,75	24,00	0,000	0,000	(0; 0)
49	2363,39	65,94	2158,09	0,89	24,00	0,000	0,000	(0; 0)
50	737,31	71,94	701,00	1,17	24,00	0,000	0,000	(0; 0)

Resistenza a taglio paratia= 0,00 [kg]
ΣW_i= 172348,67 [kg]
$\Sigma W_i \sin\alpha_i$= 25734,78 [kg]
$\Sigma W_i \tan\phi_i$= 85103,88 [kg]
$\Sigma \tan\alpha_i \tan\phi_i$= 1.30



Descrizione armatura micropali e caratteristiche sezione

Diametro del micropalo	22,00 cm
Area della sezione trasversale	380,13 cmq
Diametro esterno del tubolare	159,00 mm
Spessore del tubolare	8,00 mm
Area della sezione tubolare	37,95 cmq
Inerzia della sezione tubolare	1084,67 cm^4

Verifica armatura paratia (Sezioni critiche)

Simbologia adottata

n°	Indice della combinazione/fase
Tipo	Tipo della Combinazione/Fase
Y	ordinata della sezione rispetto alla testa della paratia espressa in [m]
M	momento flettente espresso in [kgm]
N	sforzo normale espresso in [kg] (positivo di compressione)
Mu	momento ultimo di riferimento espresso in [kgm]
Nu	sforzo normale ultimo di riferimento espresso in [kg]
FS	fattore di sicurezza (rapporto fra la sollecitazione ultima e la sollecitazione di esercizio)
T	taglio espresso in [kg]
Tr	taglio resistente espresso in [kg]
FS_T	fattore di sicurezza a taglio

n°	Tipo	Y	M	N	Mu	Nu	FS
1	[A1-M1]	5,40	4006	513	6364	815	1.59
2	[A2-M2]	5,95	4729	565	6364	761	1.35
3	[A1-M1]	5,50	5118	523	6363	650	1.24
4	[A2-M2]	6,15	6136	584	6363	606	1.04

n°	Tipo	Y	T	Tr	FS_T
1	[A1-M1]	6,60	-1934	68590	35.46
2	[A2-M2]	7,30	-2484	68590	27.61
3	[A1-M1]	6,80	-2482	68590	27.64
4	[A2-M2]	7,55	-3423	68590	20.04

Simbologia adottata

n°	Indice della combinazione/fase
Tipo	Tipo della Combinazione/Fase
Y	ordinata della sezione rispetto alla testa della paratia espressa in [m]
σ_f	tensione normale nell'armatura, espressa in [kg/cmq]
τ_f	tensione tangenziale nell'armatura, espresso in [kg/cmq]
σ_{id}	tensione ideale ($\sigma_{id} = (\sigma_f^2 + 3\,\tau_f^2)^{0.5}$) nella sezione del tubolare, espressa in [kg/cmq]

n°	Tipo	σ_f	Y(σ_f)	τ_f	Y(τ_f)	σ_{id}	Y(σ_{id})
5	[SLEQ]	2377,65	5,40	82,17	6,60	2377,65	5,40
6	[SLEF]	2538,25	5,45	87,86	6,65	2538,26	5,45
7	[SLER]	2813,91	5,50	97,61	6,75	2813,91	5,50

Verifica armatura paratia (Inviluppo)

Simbologia adottata

n°	Indice della Combinazione/Fase
Tipo	Tipo della Combinazione/Fase
Y	ordinata della sezione con fattore di sicurezza minimo, espressa in [m]
M	momento flettente, espresso in [kgm]
N	sforzo normale, espresso in [kg] (positivo di compressione)
Mu	momento ultimo di riferimento, espresso in [kgm]
Nu	sforzo normale ultimo di riferimento, espresso in [kg]
FS	fattore di sicurezza (rapporto fra la sollecitazione ultima e la sollecitazione di esercizio)
T	taglio, espresso in [kg]
Tr	Taglio resistente, espresso in [kg]
FS_T	fattore di sicurezza a taglio

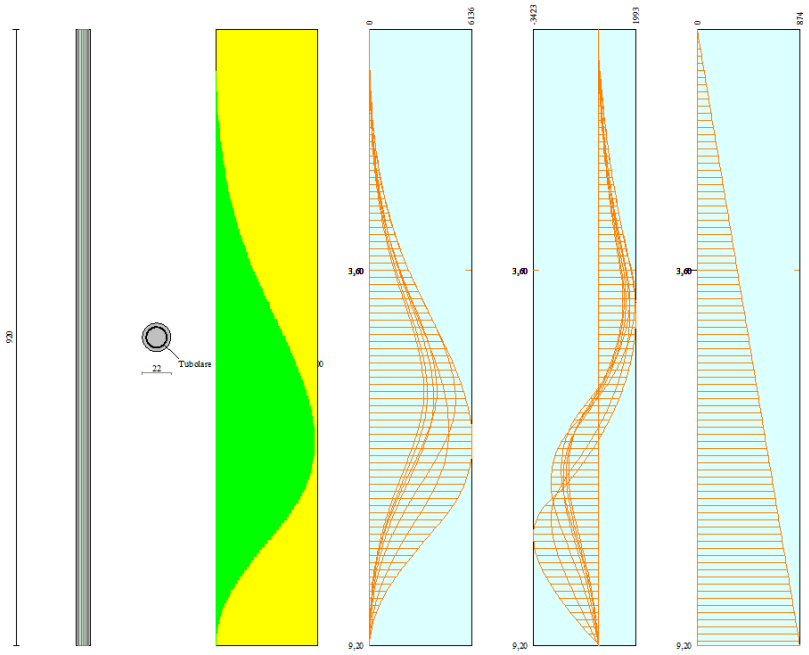
n°	Tipo	Y	M	N	Mu	Nu	FS	T	Tr	FS_T
1	[A1-M1]	0,00	0	0	0	0	1000.00	0	68590	1000.00
4	[A2-M2]	0,25	3	24	5960	51254	2157.33	24	68590	2859.04
4	[A2-M2]	0,50	13	48	6475	23692	498.61	60	68590	1149.93
4	[A2-M2]	0,75	36	71	6437	12834	180.07	131	68590	523.55
4	[A2-M2]	1,00	79	95	6406	7683	80.84	216	68590	317.43
4	[A2-M2]	1,25	144	119	6391	5263	44.30	306	68590	224.14
4	[A2-M2]	1,50	233	143	6383	3900	27.36	408	68590	167.93
4	[A2-M2]	1,75	350	166	6378	3035	18.25	523	68590	131.11
4	[A2-M2]	2,00	496	190	6374	2443	12.85	650	68590	105.53
4	[A2-M2]	2,25	676	214	6372	2017	9.43	789	68590	86.97
4	[A2-M2]	2,50	891	238	6370	1698	7.15	941	68590	72.89
4	[A2-M2]	2,75	1146	261	6368	1452	5.56	1108	68590	61.88
4	[A2-M2]	3,00	1443	285	6367	1258	4.41	1288	68590	53.25
4	[A2-M2]	3,25	1785	309	6366	1102	3.57	1480	68590	46.35
4	[A2-M2]	3,50	2174	333	6365	974	2.93	1684	68590	40.73
3	[A1-M1]	3,75	2612	356	6365	868	2.44	1876	68590	36.56
3	[A1-M1]	4,00	3094	380	6364	782	2.06	1962	68590	34.96
3	[A1-M1]	4,25	3583	404	6364	717	1.78	1993	68590	34.42
4	[A2-M2]	4,50	4074	428	6363	668	1.56	1961	68590	34.98
4	[A2-M2]	4,75	4555	451	6363	631	1.40	1858	68590	36.92
4	[A2-M2]	5,00	5003	475	6363	604	1.27	1683	68590	40.74
4	[A2-M2]	5,25	5401	499	6363	588	1.18	1438	68590	47.70
4	[A2-M2]	5,50	5730	523	6363	580	1.11	1120	68590	61.21
4	[A2-M2]	5,75	5973	546	6363	582	1.07	-1078	68590	63.63
4	[A2-M2]	6,00	6111	570	6363	594	1.04	-1567	68590	43.78
4	[A2-M2]	6,25	6127	594	6363	617	1.04	-2110	68590	32.51
4	[A2-M2]	6,50	6002	618	6363	655	1.06	-2392	68590	28.67
4	[A2-M2]	6,75	5718	641	6364	714	1.11	-2482	68590	27.64
4	[A2-M2]	7,00	5245	665	6364	807	1.21	-2435	68590	28.17
4	[A2-M2]	7,25	4555	689	6365	963	1.40	-3145	68590	21.81
4	[A2-M2]	7,50	3735	713	6367	1215	1.70	-3412	68590	20.10
4	[A2-M2]	7,75	2882	737	6369	1628	2.21	-3351	68590	20.47
4	[A2-M2]	8,00	2070	760	6374	2341	3.08	-3054	68590	22.46
4	[A2-M2]	8,25	1350	784	6382	3706	4.73	-2590	68590	26.48
4	[A2-M2]	8,50	759	808	6401	6811	8.43	-2005	68590	34.21
4	[A2-M2]	8,75	324	832	6460	16584	19.94	-1328	68590	51.66
4	[A2-M2]	9,00	66	855	5328	69067	80.75	-573	68590	119.78

Simbologia adottata

n°	Indice della combinazione/fase
Tipo	Tipo della Combinazione/Fase
Y	ordinata della sezione, espressa in [m]
σ_{id}	tensione ideale nell'acciaio, espressa in [kg/cmq]
σ_f	tensione normale in [kg/cmq]
τ_f	tensione tangenziale in [kg/cmq]

Y	σ_{id}	n° - Tipo	σ_f	n° - Tipo	τ_f	n° - Tipo
0,00	0,00	6 - [SLEF]	0,00	6 - [SLEF]	0,00	6 - [SLEF]
0,25	2,43	7 - [SLER]	1,94	7 - [SLER]	0,84	7 - [SLER]
0,50	8,53	7 - [SLER]	7,66	7 - [SLER]	2,17	7 - [SLER]
0,75	20,19	7 - [SLER]	18,91	7 - [SLER]	4,08	7 - [SLER]
1,00	41,49	7 - [SLER]	39,40	7 - [SLER]	7,52	7 - [SLER]
1,25	75,08	7 - [SLER]	72,52	7 - [SLER]	11,21	7 - [SLER]
1,50	122,09	7 - [SLER]	119,16	7 - [SLER]	15,34	7 - [SLER]
1,75	184,38	7 - [SLER]	181,09	7 - [SLER]	20,00	7 - [SLER]
2,00	263,76	7 - [SLER]	260,13	7 - [SLER]	25,18	7 - [SLER]
2,25	362,03	7 - [SLER]	358,06	7 - [SLER]	30,87	7 - [SLER]
2,50	480,94	7 - [SLER]	476,64	7 - [SLER]	37,06	7 - [SLER]
2,75	622,24	7 - [SLER]	617,61	7 - [SLER]	43,75	7 - [SLER]

3,00	787,66	7 - [SLER]	782,71	7 - [SLER]	50,94	7 - [SLER]
3,25	978,94	7 - [SLER]	973,66	7 - [SLER]	58,62	7 - [SLER]
3,50	1197,80	7 - [SLER]	1192,19	7 - [SLER]	66,80	7 - [SLER]
3,75	1445,06	7 - [SLER]	1439,29	7 - [SLER]	74,50	7 - [SLER]
4,00	1711,49	7 - [SLER]	1706,16	7 - [SLER]	77,89	7 - [SLER]
4,25	1981,09	7 - [SLER]	1976,69	7 - [SLER]	76,18	7 - [SLER]
4,50	2237,79	7 - [SLER]	2234,52	7 - [SLER]	69,73	7 - [SLER]
4,75	2465,53	7 - [SLER]	2463,44	7 - [SLER]	58,61	7 - [SLER]
5,00	2648,21	7 - [SLER]	2647,18	7 - [SLER]	42,81	7 - [SLER]
5,25	2769,71	7 - [SLER]	2769,44	7 - [SLER]	22,31	7 - [SLER]
5,50	2813,91	7 - [SLER]	2813,91	7 - [SLER]	12,82	5 - [SLEQ]
5,75	2764,77	7 - [SLER]	2764,19	7 - [SLER]	42,31	5 - [SLEQ]
6,00	2607,43	7 - [SLER]	2605,06	7 - [SLER]	65,00	6 - [SLEF]
6,25	2355,48	7 - [SLER]	2350,93	7 - [SLER]	84,49	7 - [SLER]
6,50	2047,73	7 - [SLER]	2041,15	7 - [SLER]	94,73	7 - [SLER]
6,75	1715,05	7 - [SLER]	1706,69	7 - [SLER]	97,61	7 - [SLER]
7,00	1380,68	7 - [SLER]	1371,06	7 - [SLER]	93,96	7 - [SLER]
7,25	1066,73	7 - [SLER]	1056,56	7 - [SLER]	84,81	7 - [SLER]
7,50	788,78	7 - [SLER]	778,69	7 - [SLER]	72,61	7 - [SLER]
7,75	554,97	7 - [SLER]	545,44	7 - [SLER]	59,14	7 - [SLER]
8,00	367,93	7 - [SLER]	359,33	7 - [SLER]	45,66	7 - [SLER]
8,25	226,42	7 - [SLER]	219,07	7 - [SLER]	33,03	7 - [SLER]
8,50	126,67	7 - [SLER]	120,93	7 - [SLER]	21,78	7 - [SLER]
8,75	63,28	7 - [SLER]	59,66	7 - [SLER]	12,18	7 - [SLER]
9,00	30,26	7 - [SLER]	29,30	7 - [SLER]	4,37	7 - [SLER]



*Verifica a SLU * Diagrammi M-N delle sezioni*

Di seguito sono riportati per ogni tratto di armatura i diagrammi di interazione M_u-N_u della sezione; sono stati calcolati 16 punti per ogni sezione analizzata.

Per la costruzione dei diagrammi limiti si sono assunti i seguenti valori:

Tensione caratteristica cubica del cls	R_{bk} = 306 [kg/cmq])
Tensione caratteristica cilindrica del cls (0.83xR_{bk})	R_{ck} = 254 (Kg/cm^2)
Fattore di riduzione per carico di lunga permanenza	ψ= 0.85
Tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio	f_{yk} = 3600 [kg/cmq])
Coefficiente di sicurezza cls	γ_c = 1.50
Coefficiente di sicurezza acciaio	γ_s = 1.15
Resistenza di calcolo del cls($\psi R_{ck}/\gamma_c$)	R^*_c = 144 (Kg/cm^2)
Resistenza di calcolo dell'acciaio(f_{yk}/γ_s)	R^*_s = 3130 (Kg/cm^2)
Modulo elastico dell'acciaio	E_s = 2100000 (Kg/cm^2)
Deformazione ultima del calcestruzzo	ε_{cu} = 0.0035(0.35%)

Deformazione del calcestruzzo al limite elastoplastico ε_{ck} = 0.0020(0.20%)
Deformazione ultima dell'acciaio ε_{yu} = 0.0100(1.00%)
Deformazione dell'acciaio al limite elastico (R^*_s/E_s) ε_{yk} = 0.0011(0.15%)

Legame costitutivo del calcestruzzo

Per il legame costitutivo del calcestruzzo si assume il diagramma parabola-rettangolo espresso dalle seguenti relazioni:
Tratto parabolico: $0<=\varepsilon_c<=\varepsilon_{ck}$

$$\sigma_c = \frac{R^*_c(2\varepsilon_c\varepsilon_{ck}-\varepsilon_c^2)}{\varepsilon_{ck}^2}$$

Tratto rettangolare: $\varepsilon_{ck}<\varepsilon_c<=\varepsilon_{cu}$

$$\sigma_c = R^*_c$$

Legame costitutivo dell'acciaio

Per l'acciaio si assume un comportamento elastico-perfettamente plastico espresso dalle seguenti relazioni:
$\sigma_s = E_s\varepsilon_s$ per $0<=\varepsilon_s<=\varepsilon_{sy}$
$\sigma_s = R^*_s$ per $\varepsilon_{sy}<\varepsilon_s<=\varepsilon_{su}$

Tratto armatura 1

Nr	N_u	M_u
1	-118801,38	0,00
2	0,00	6359,41
3	21674,14	6490,91
4	32511,21	6404,56
5	43348,29	6209,64
6	54185,36	5867,96
7	65022,43	5480,03
8	75859,50	5072,76
9	86696,57	4650,50
10	97533,64	4208,25
11	108370,71	3735,34
12	119207,78	3231,18
13	130044,86	2686,80
14	140881,93	2093,69
15	151719,00	1454,33
16	162556,07	0,00
17	162556,07	0,00
18	151719,00	-1454,33
19	140881,93	-2093,69
20	130044,86	-2686,80
21	119207,78	-3231,18
22	108370,71	-3735,34
23	97533,64	-4208,25
24	86696,57	-4650,50
25	75859,50	-5072,76
26	65022,43	-5480,03
27	54185,36	-5867,96
28	43348,29	-6209,64
29	32511,21	-6404,56
30	21674,14	-6490,91
31	0,00	-6359,41
32	-118801,38	0,00

Verifica sezione cordoli

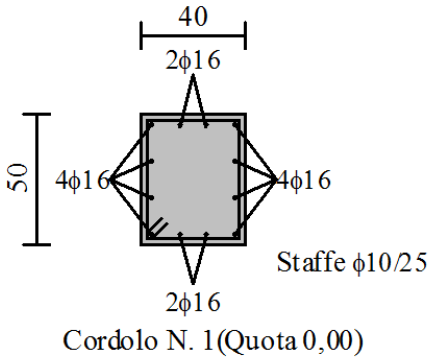
Simbologia adottata

M_h	momento flettente espresso in [kgm] nel piano orizzontale
T_h	taglio espresso in [kg] nel piano orizzontale
M_v	momento flettente espresso in [kgm] nel piano verticale
T_v	taglio espresso in [kg] nel piano verticale

Cordolo N° 1 (X=0,00 m) (Cordolo in c.a.)

B=40,00 [cm]	H=50,00 [cm]		
A_{fv}=8,04 [cmq]	A_{fh}=4,02 [cmq]	Staffe ϕ10/25	Nbh=2 - Nbv=2
M_h=574 [kgm]	M_{uh}=14278 [kgm]	FS=24.88	

T_h=1148 [kg]	T_{Rh}=21989 [kg]	FS_T=19.16
M_v=23 [kgm]	M_{uv}=14278 [kgm]	FS=634.58
T_v=150 [kg]	T_R=24466 [kg]	FS_{Tv}=163.11



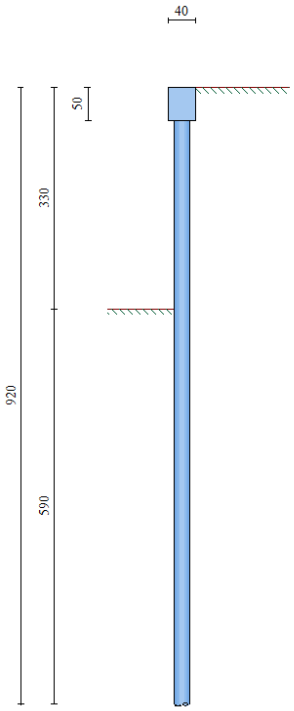
Cordolo N. 1(Quota 0,00)

4.1.4 Paratia di micropali – tratto sez. 7-5.5 – distanza minima da edificio

Geometria paratia

Tipo paratia: **Paratia di micropali**

Altezza fuori terra	3,30	[m]
Profondità di infissione	5,90	[m]
Altezza totale della paratia	9,20	[m]
Lunghezza paratia	10,00	[m]
Numero di file di micropali	1	
Interasse fra i micropali della fila	0,30	[m]
Diametro dei micropali	22,00	[cm]
Numero totale di micropali	32	
Numero di micropali per metro lineare	3.20	
Diametro esterno del tubolare	159,00	[mm]
Spessore del tubolare	8,00	[mm]



Geometria cordoli

Simbologia adottata
n° 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 [cmq]
W Modulo di resistenza della sezione del cordolo espresso in [cm^3]

n°	Y	Tipo	B	H	A	W
1	0,00	Calcestruzzo	40,00	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	2,00	0,00	0,00
3	2,01	-1,60	-89,64
4	8,00	-1,60	0,00

Profilo di valle

N	X	Y	A
1	-10,00	-3,30	0,00
2	0,00	-3,30	0,00

Descrizione terreni

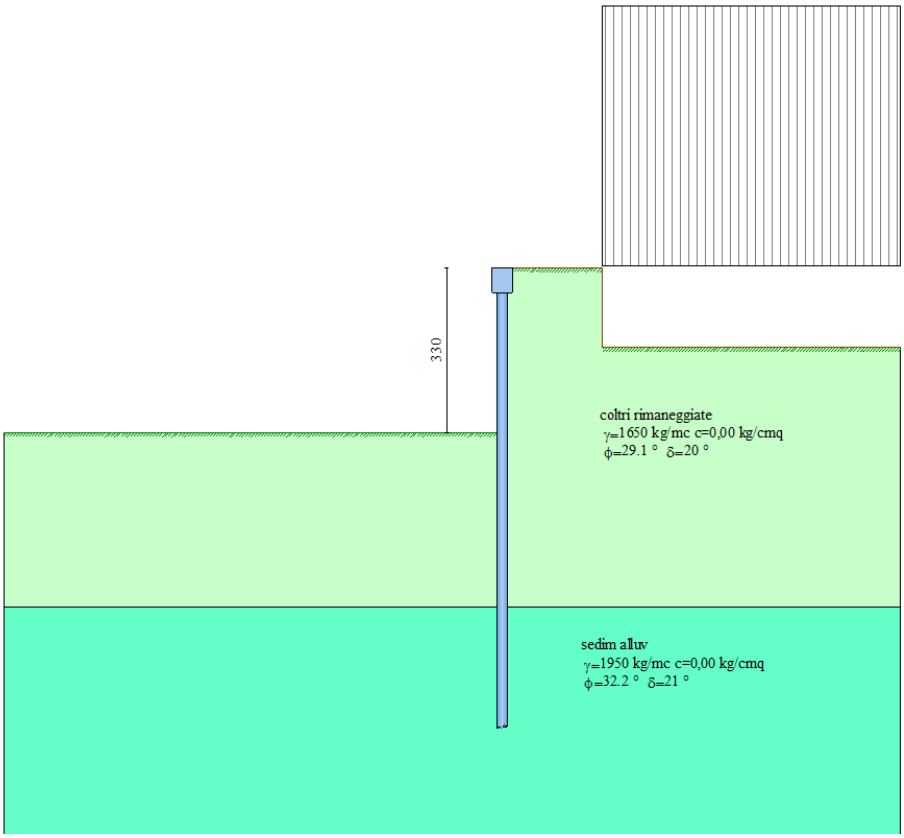
Simbologia adottata
n° numero d'ordine dello strato a partire dalla sommità della paratia
Descrizione Descrizione del terreno
γ peso di volume del terreno espresso in [kg/mc]
γ_s peso di volume saturo del terreno espresso [kg/mc]
ϕ angolo d'attrito interno del terreno espresso in [°]
δ angolo d'attrito terreno/paratia espresso in [°]
c coesione del terreno espressa in [kg/cmq]

n°	Descrizione	γ	γ_s	ϕ	δ	c
1	coltri rimaneggiate	1650,00	1900,00	29,10	20,00	0,000
2	sedim alluv	1950,00	1970,00	32,20	21,00	0,000

Descrizione stratigrafia

Simbologia adottata
n° 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^2/cm
α inclinazione dello strato espressa in GRADI(°)
Terreno Terreno associato allo strato

n°	sp	α	kw	Terreno
1	6,80	0,00	3,00	coltri rimaneggiate
2	5,00	0,00	5,00	sedim alluv



Caratteristiche materiali utilizzati

Calcestruzzo		
Peso specifico	2500	[kg/mc]
Classe di Resistenza	C25/30	
Resistenza caratteristica a compressione R_{ck}	306	[kg/cmq]
Tensione di progetto a compressione σ_c	99	[kg/cmq]
Tensione tangenziale ammissibile τ_{c0}	6,1	[kg/cmq]
Tensione tangenziale ammissibile τ_{c1}	18,5	[kg/cmq]
Acciaio		
Tipo	Fe 510	
Tensione di snervamento f_{yk}	3600	[kg/cmq]
Caratteristiche acciaio cordoli in c.a.		
Tipo	B450C	
Tensione di snervamento f_{yk}	4589	[kg/cmq]

Condizioni di carico

Per quanto cocnerne le condizioni di carico implementate nell'analisi viene preso in considerazione il carico variabile (folla) posto a tergo della paratia pari a 500 daN/mq e il carico derivante dalla presenza dell'edificio in adiacenza posto pari a 4.000 daN/mq.

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_i, 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 = 2,01	X_f = 8,00	Q_i = 4000	Q_f = 4000
Condizione n° 2				
Carico distribuito sul profilo	X_i = 0,00	X_f = 2,00	Q_i = 500	Q_f = 500

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	
Condizione 1 (fondazione edificio)	x 1.00
Combinazione n° 2 [DA1- A2M2]	
Spinta terreno	
Condizione 1 (fondazione edificio)	x 1.00
Combinazione n° 3 [DA1 - A1M1]	
Spinta terreno	
Condizione 1 (fondazione edificio)	x 1.00
Condizione 2 (sovraccarico stradale)	x 1.00
Combinazione n° 4 [DA1- A2M2]	
Spinta terreno	
Condizione 1 (fondazione edificio)	x 1.00
Condizione 2 (sovraccarico stradale)	x 1.00
Combinazione n° 5	
Spinta terreno	
Condizione 1 (fondazione edificio)	x 1.00
Condizione 2 (sovraccarico stradale)	x 0.20
Combinazione n° 6	
Spinta terreno	
Condizione 1 (fondazione edificio)	x 1.00
Condizione 2 (sovraccarico stradale)	x 0.50
Combinazione n° 7	
Spinta terreno	
Condizione 1 (fondazione edificio)	x 1.00
Condizione 2 (sovraccarico stradale)	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	γ_{Gfav}	1,00	1,00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1,30	1,00
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0,00	0,00
Variabili	Sfavorevole	γ_{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	γ_{cu}	1,00	1,40
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1,00	1,60
Peso dell'unità di volume	γ_{γ}	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	γ_{Gfav}	1,00	1,00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1,00	1,00
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0,00	0,00
Variabili	Sfavorevole	γ_{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	γ_{cu}	1,00	1,40
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1,00	1,60
Peso dell'unità di volume	γ_{γ}	1,00	1,00

TIRANTI DI ANCORAGGIO

Coefficienti parziali γ_R per le verifiche dei tiranti

Resistenza		**Tiranti**
Laterale	γ_{st}	1,20

Coefficienti di riduzione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica dei tiranti.
Numero di verticali indagate 1 ξ_3=1,80 ξ_4=1,80

Verifica materiali : Stato Limite Ultimo

Impostazioni di analisi

Analisi per Combinazioni di Carico.

Rottura del terreno: Pressione passiva

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

Stabilità globale: Metodo di Bishop

Impostazioni analisi sismica

Non sono state analizzate Combinazioni/Fasi sismiche.

Analisi della paratia

L'analisi è stata eseguita per combinazioni di carico
La paratia è analizzata con il metodo degli elementi finiti.
Essa è discretizzata in 66 elementi fuori terra e 118 elementi al di sotto della linea di fondo scavo.
Le molle che simulano il terreno hanno un comportamento elastoplastico: una volta raggiunta la pressione passiva non reagiscono ad ulteriori incremento di carico.
La costante di Winkler si assume costante su ogni strato.

Altezza fuori terra della paratia	3,30	[m]
Profondità di infissione	5,90	[m]
Altezza totale della paratia	9,20	[m]

Forze agenti sulla paratia

Tutte le forze si intendono positive se dirette da monte verso valle. Esse sono riferite ad un metro di larghezza della paratia. Le Y hanno come origine la testa della paratia, e sono espresse in [m]

Simbologia adottata

n°	Indice della Combinazione/Fase
Tipo	Tipo della Combinazione/Fase
Pa	Spinta attiva, espressa in [kg]
Is	Incremento sismico della spinta, espressa in [kg]
Pw	Spinta della falda, espressa in [kg]
Pp	Resistenza passiva, espressa in [kg]
Pc	Controspinta, espressa in [kg]

n°	**Tipo**	**Pa**	**Y_{Pa}**	**Is**	**Y_{Is}**	**Pw**	**Y_{Pw}**	**Pp**	**Y_{Pp}**	**Pc**	**Y_{Pc}**
1	[A1-M1]	3669	2,30	--	--	--	--	-7308	4,77	3639	7,26
2	[A2-M2]	3607	2,34	--	--	--	--	-7917	5,37	4311	7,91

3	[A1-M1]	4396	2,20	--	--	--	--	-9117	4,87	4722	7,37
4	[A2-M2]	4384	2,22	--	--	--	--	-10028	5,53	5644	8,09
5	[SLEQ]	2917	2,28	--	--	--	--	-5856	4,79	2939	7,28
6	[SLEF]	3061	2,25	--	--	--	--	-6215	4,81	3154	7,30
7	[SLER]	3305	2,21	--	--	--	--	-6823	4,86	3518	7,35

Simbologia adottata

n°	Indice della Combinazione/Fase
Tipo	Tipo della Combinazione/Fase
Rc	Risultante carichi esterni applicati, espressa in [kg]
Rt	Risultante delle reazioni dei tiranti (componente orizzontale), espressa in [kg]
Rv	Risultante delle reazioni dei vincoli, espressa in [kg]
Rp	Risultante delle reazioni dei puntoni, espressa in [kg]

n°	Tipo	Rc	Y_{Rc}	Rt	Y_{Rt}	Rv	Y_{Rv}	Rp	Y_{Rp}
1	[A1-M1]	0	0,00	--	--	--	--	--	--
2	[A2-M2]	0	0,00	--	--	--	--	--	--
3	[A1-M1]	0	0,00	--	--	--	--	--	--
4	[A2-M2]	0	0,00	--	--	--	--	--	--
5	[SLEQ]	0	0,00	--	--	--	--	--	--
6	[SLEF]	0	0,00	--	--	--	--	--	--
7	[SLER]	0	0,00	--	--	--	--	--	--

Simbologia adottata

n°	Indice della Combinazione/Fase
Tipo	Tipo della Combinazione/Fase
P_{NUL}	Punto di nullo del diagramma, espresso in [m]
P_{INV}	Punto di inversione del diagramma, espresso in [m]
C_{ROT}	Punto Centro di rotazione, espresso in [m]
MP	Percentuale molle plasticizzate, espressa in [%]
R/R_{MAX}	Rapporto tra lo sforzo reale nelle molle e lo sforzo che le molle sarebbero in grado di esplicare, espresso in [%]
Pp	Portanza di punta, espressa in [kg]

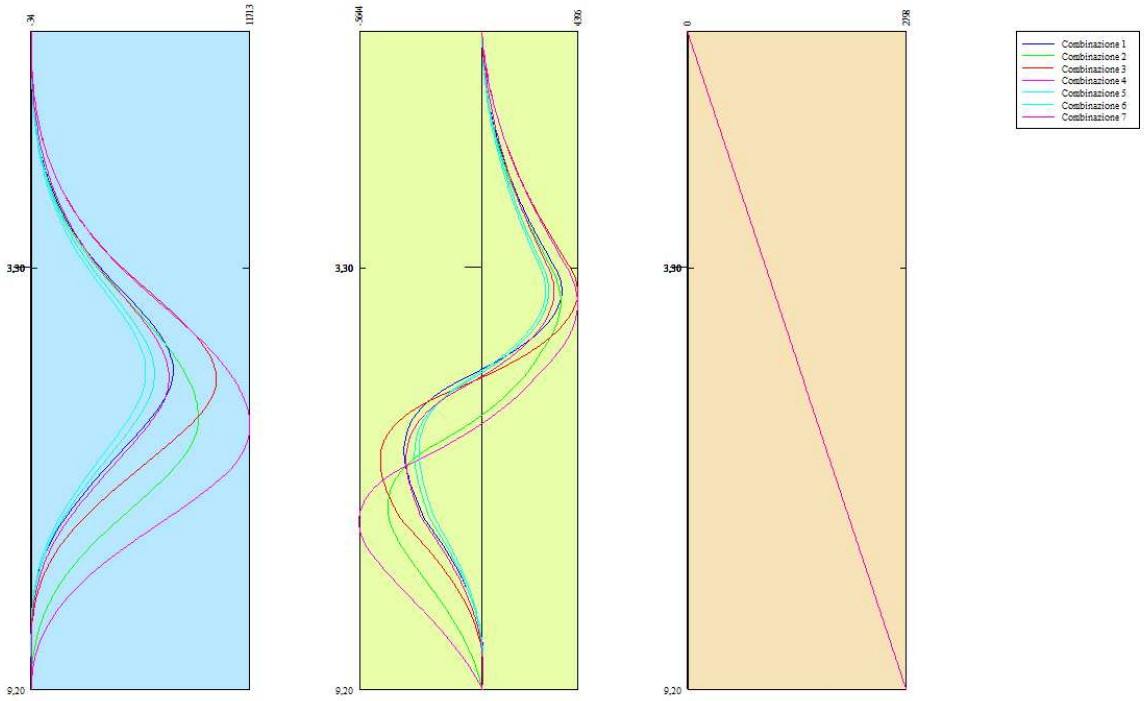
n°	Tipo	P_{NUL}	P_{INV}	C_{ROT}	MP	R/R_{MAX}	Pp
1	[A1-M1]	3,63	4,85	5,88	26.89	7,32	11843
2	[A2-M2]	3,79	5,80	6,67	42.86	14,73	6224
3	[A1-M1]	3,64	5,00	6,02	30.25	9,26	11843
4	[A2-M2]	3,82	6,05	6,88	47.06	19,30	6224
5	[SLEQ]	3,63	4,90	5,90	27.73	7,64	11843
6	[SLEF]	3,64	4,95	5,94	28.57	8,13	11843
7	[SLER]	3,64	5,05	6,00	30.25	9,00	11843

Valori massimi e minimi sollecitazioni per metro di paratia

Simbologia adottata

n°	Indice della combinazione/fase
Tipo	Tipo della combinazione/fase
Y	ordinata della sezione rispetto alla testa espressa in [m]
M	momento flettente massimo e minimo espresso in [kgm]
N	sforzo normale massimo e minimo espresso in [kg] (positivo di compressione)
T	taglio massimo e minimo espresso in [kg]

n°	Tipo	M	Y_M	T	Y_T	N	Y_N	
1	[A1-M1]	7601	4,75	3669	3,60	2798	9,20	MAX
--	--	-34	8,55	-3563	5,85	0	0,00	MIN
2	[A2-M2]	8951	5,40	3607	3,75	2798	9,20	MAX
--	--	0	0,00	-4311	6,65	0	0,00	MIN
3	[A1-M1]	9921	4,85	4396	3,60	2798	9,20	MAX
--	--	-18	8,70	-4667	6,00	0	0,00	MIN
4	[A2-M2]	11713	5,50	4384	3,80	2798	9,20	MAX
--	--	0	0,00	-5644	6,85	0	0,00	MIN
5	[SLEQ]	6147	4,75	2917	3,60	2798	9,20	MAX
--	--	-24	8,55	-2883	5,85	0	0,00	MIN
6	[SLEF]	6606	4,80	3061	3,60	2798	9,20	MAX
--	--	-21	8,60	-3101	5,90	0	0,00	MIN
7	[SLER]	7387	4,85	3305	3,60	2798	9,20	MAX
--	--	-16	8,70	-3473	5,95	0	0,00	MIN



Stabilità globale

Metodo di Bishop
Numero di cerchi analizzati 100

Simbologia adottata

n°	Indice della combinazione/fase
Tipo	Tipo della combinazione/fase
(X_C; Y_C)	Coordinate centro cerchio superficie di scorrimento, espresse in [m]
R	Raggio cerchio superficie di scorrimento, espresso in [m]
(X_V; Y_V)	Coordinate intersezione del cerchio con il pendio a valle, espresse in [m]
(X_M; Y_M)	Coordinate intersezione del cerchio con il pendio a monte, espresse in [m]
FS	Coefficiente di sicurezza

n°	Tipo	(X_C, Y_C)	R	(X_V, Y_V)	(X_M, Y_M)	FS
2	[A2-M2]	(-0,92; 0,00)	9,25	(-9,57; -3,28)	(8,20; -1,60)	3,70
4	[A2-M2]	(-0,92; 0,00)	9,25	(-9,57; -3,28)	(8,20; -1,60)	3,69

Combinazione n° 4

Numero di strisce 50

Simbologia adottata
Le ascisse X sono considerate positive verso monte
Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto
Origine in testa alla paratia (spigolo contro terra)
Le strisce sono numerate da monte verso valle

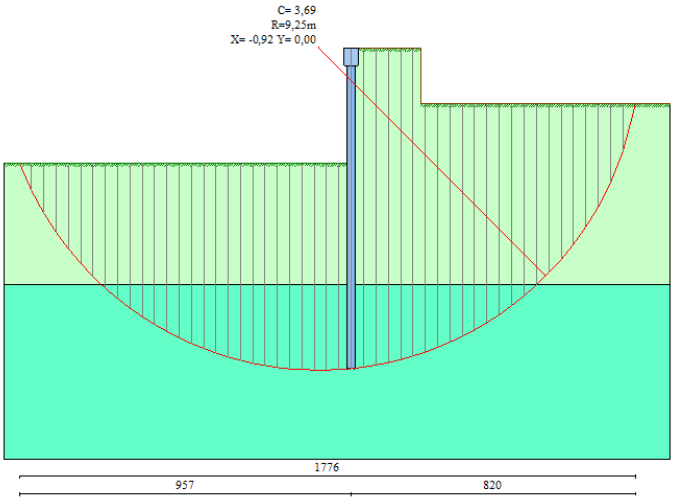
N°	numero d'ordine della striscia
W	peso della striscia espresso in [kg]
α	angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in gradi (positivo antiorario)
ϕ	angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia
c	coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [kg/cmq]
b	larghezza della striscia espressa in [m]
L	sviluppo della base della striscia espressa in [m] (L=b/cosα)
u	pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kg/cmq]
Ctn, Ctt	contributo alla striscia normale e tangenziale del tirante espresse in [kg]

Caratteristiche delle strisce

N°	W	α(°)	W$\sin\alpha$	L	ϕ	c	u	(Ctn; Ctt)
1	224,30	-66,49	-205,69	0,89	24,00	0,000	0,000	(0; 0)
2	652,64	-61,44	-573,24	0,74	24,00	0,000	0,000	(0; 0)
3	1003,12	-57,12	-842,45	0,65	24,00	0,000	0,000	(0; 0)
4	1302,08	-53,26	-1043,49	0,59	24,00	0,000	0,000	(0; 0)
5	1563,07	-49,73	-1192,63	0,55	24,00	0,000	0,000	(0; 0)
6	1794,20	-46,44	-1300,14	0,51	24,00	0,000	0,000	(0; 0)

7	2002,08	-43,34	-1373,97	0,49	25,37	0,000	0,000	(0; 0)
8	2212,15	-40,38	-1433,30	0,47	26,74	0,000	0,000	(0; 0)
9	2410,36	-37,56	-1469,29	0,45	26,74	0,000	0,000	(0; 0)
10	2589,65	-34,84	-1479,29	0,43	26,74	0,000	0,000	(0; 0)
11	2751,89	-32,20	-1466,47	0,42	26,74	0,000	0,000	(0; 0)
12	2898,61	-29,64	-1433,53	0,41	26,74	0,000	0,000	(0; 0)
13	3030,99	-27,14	-1382,82	0,40	26,74	0,000	0,000	(0; 0)
14	3150,03	-24,70	-1316,38	0,39	26,74	0,000	0,000	(0; 0)
15	3256,54	-22,31	-1236,06	0,38	26,74	0,000	0,000	(0; 0)
16	3351,18	-19,95	-1143,54	0,38	26,74	0,000	0,000	(0; 0)
17	3434,50	-17,63	-1040,33	0,37	26,74	0,000	0,000	(0; 0)
18	3506,98	-15,34	-927,87	0,37	26,74	0,000	0,000	(0; 0)
19	3568,98	-13,08	-807,48	0,36	26,74	0,000	0,000	(0; 0)
20	3620,82	-10,83	-680,44	0,36	26,74	0,000	0,000	(0; 0)
21	3662,76	-8,60	-547,94	0,36	26,74	0,000	0,000	(0; 0)
22	3694,98	-6,39	-411,14	0,36	26,74	0,000	0,000	(0; 0)
23	3717,63	-4,18	-271,18	0,36	26,74	0,000	0,000	(0; 0)
24	3730,82	-1,98	-129,16	0,35	26,74	0,000	0,000	(0; 0)
25	3734,61	0,21	13,84	0,35	26,74	0,000	0,000	(0; 0)
26	3729,01	2,41	156,74	0,35	26,74	0,000	0,000	(0; 0)
27	3713,99	4,61	298,45	0,36	26,74	0,000	0,000	(0; 0)
28	5882,66	6,82	698,84	0,36	26,74	0,000	0,000	(0; 0)
29	5848,12	9,05	920,17	0,36	26,74	0,000	0,000	(0; 0)
30	5803,67	11,30	1136,90	0,36	26,74	0,000	0,000	(0; 0)
31	5749,08	13,56	1347,83	0,37	26,74	0,000	0,000	(0; 0)
32	5684,09	15,84	1551,71	0,37	26,74	0,000	0,000	(0; 0)
33	5679,58	18,15	1769,43	0,38	26,74	0,000	0,000	(0; 0)
34	5774,50	20,49	2021,61	0,38	26,74	0,000	0,000	(0; 0)
35	5676,01	22,87	2205,95	0,39	26,74	0,000	0,000	(0; 0)
36	5565,29	25,29	2377,47	0,39	26,74	0,000	0,000	(0; 0)
37	5441,64	27,76	2534,45	0,40	26,74	0,000	0,000	(0; 0)
38	5304,17	30,29	2674,93	0,41	26,74	0,000	0,000	(0; 0)
39	5151,84	32,88	2796,75	0,42	26,74	0,000	0,000	(0; 0)
40	4983,33	35,55	2897,44	0,44	26,74	0,000	0,000	(0; 0)
41	4797,03	38,32	2974,11	0,45	26,74	0,000	0,000	(0; 0)
42	4590,85	41,19	3023,35	0,47	26,74	0,000	0,000	(0; 0)
43	4380,69	44,20	3053,93	0,50	24,00	0,000	0,000	(0; 0)
44	4165,02	47,37	3064,30	0,53	24,00	0,000	0,000	(0; 0)
45	3923,03	50,74	3037,70	0,56	24,00	0,000	0,000	(0; 0)
46	3648,60	54,39	2966,13	0,61	24,00	0,000	0,000	(0; 0)
47	3332,14	58,39	2837,73	0,68	24,00	0,000	0,000	(0; 0)
48	2957,03	62,92	2632,90	0,78	24,00	0,000	0,000	(0; 0)
49	2488,32	68,34	2312,64	0,97	24,00	0,000	0,000	(0; 0)
50	1041,41	75,31	1007,36	1,41	24,00	0,000	0,000	(0; 0)

Resistenza a taglio paratia= 0,00 [kg]
ΣW_i= 182176,09 [kg]
$\Sigma W_i \sin\alpha_i$= 28604,84 [kg]
$\Sigma W_i \tan\phi_i$= 89818,45 [kg]
$\Sigma \tan\alpha_i \tan\phi_i$= 2.04



Descrizione armatura micropali e caratteristiche sezione

Diametro del micropalo	22,00 cm
Area della sezione trasversale	380,13 cmq
Diametro esterno del tubolare	159,00 mm
Spessore del tubolare	8,00 mm
Area della sezione tubolare	37,95 cmq
Inerzia della sezione tubolare	1084,67 cm^4

Verifica armatura paratia (Sezioni critiche)

Simbologia adottata

n°	Indice della combinazione/fase
Tipo	Tipo della Combinazione/Fase
Y	ordinata della sezione rispetto alla testa della paratia espressa in [m]
M	momento flettente espresso in [kgm]
N	sforzo normale espresso in [kg] (positivo di compressione)
Mu	momento ultimo di riferimento espresso in [kgm]
Nu	sforzo normale ultimo di riferimento espresso in [kg]
FS	fattore di sicurezza (rapporto fra la sollecitazione ultima e la sollecitazione di esercizio)
T	taglio espresso in [kg]
Tr	taglio resistente espresso in [kg]
FS_T	fattore di sicurezza a taglio

n°	Tipo	Y	M	N	Mu	Nu	FS
1	[A1-M1]	4,75	2375	451	6367	1210	2.68
2	[A2-M2]	5,40	2797	513	6366	1168	2.28
3	[A1-M1]	4,85	3100	461	6365	946	2.05
4	[A2-M2]	5,50	3660	523	6365	909	1.74

n°	Tipo	Y	T	Tr	FS_T
1	[A1-M1]	3,60	1147	68590	59.82
2	[A2-M2]	6,65	-1347	68590	50.92
3	[A1-M1]	6,00	-1458	68590	47.03
4	[A2-M2]	6,85	-1764	68590	38.89

Simbologia adottata

n°	Indice della combinazione/fase
Tipo	Tipo della Combinazione/Fase
Y	ordinata della sezione rispetto alla testa della paratia espressa in [m]
σ_f	tensione normale nell'armatura, espressa in [kg/cmq]
τ_f	tensione tangenziale nell'armatura, espresso in [kg/cmq]
σ_{id}	tensione ideale ($\sigma_{id} = (\sigma_f^2 + 3\,\tau_f^2)^{0.5}$) nella sezione del tubolare, espressa in [kg/cmq]

n°	Tipo	σ_f	Y(σ_f)	τ_f	Y(τ_f)	σ_{id}	Y(σ_{id})
5	[SLEQ]	1419,90	4,75	48,04	3,60	1419,90	4,75
6	[SLEF]	1525,04	4,80	51,07	5,90	1525,05	4,80
7	[SLER]	1704,05	4,85	57,19	5,95	1704,05	4,85

Verifica armatura paratia (Inviluppo)

Simbologia adottata

n°	Indice della Combinazione/Fase
Tipo	Tipo della Combinazione/Fase
Y	ordinata della sezione con fattore di sicurezza minimo, espressa in [m]
M	momento flettente, espresso in [kgm]
N	sforzo normale, espresso in [kg] (positivo di compressione)
Mu	momento ultimo di riferimento, espresso in [kgm]
Nu	sforzo normale ultimo di riferimento, espresso in [kg]
FS	fattore di sicurezza (rapporto fra la sollecitazione ultima e la sollecitazione di esercizio)
T	taglio, espresso in [kg]
Tr	Taglio resistente, espresso in [kg]
FS_T	fattore di sicurezza a taglio

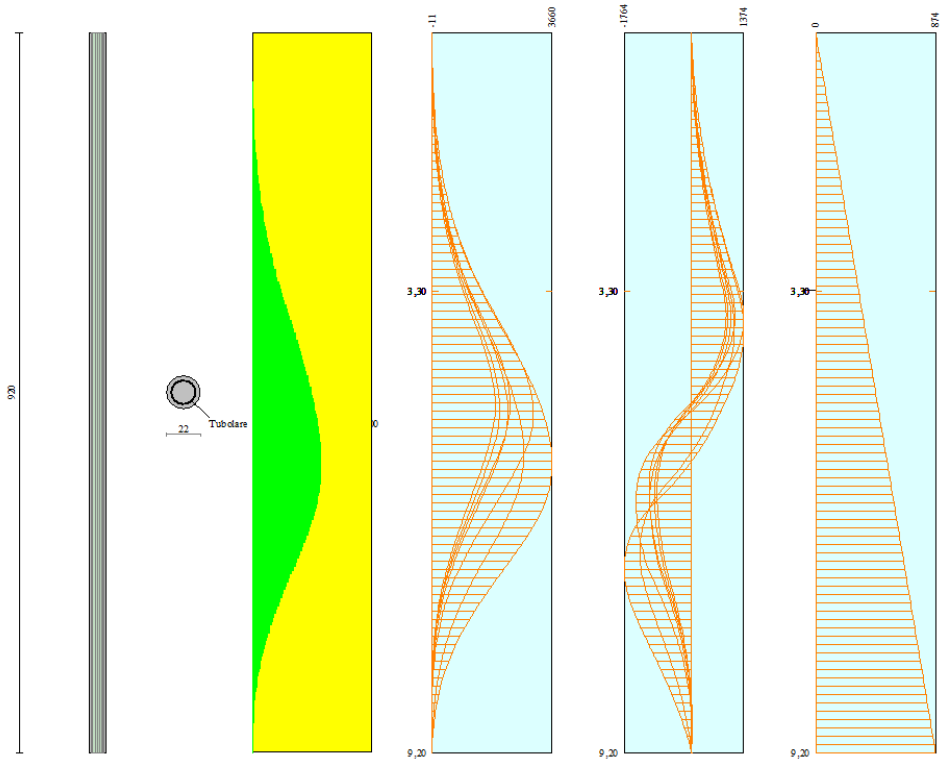
n°	Tipo	Y	M	N	Mu	Nu	FS	T	Tr	FS_T
1	[A1-M1]	0,00	0	0	0	0	1000.00	0	68590	1000.00
4	[A2-M2]	0,25	3	24	5960	51254	2157.33	24	68590	2859.04
4	[A2-M2]	0,50	13	48	6475	23692	498.61	60	68590	1149.93
4	[A2-M2]	0,75	34	71	6442	13678	191.90	107	68590	641.65
4	[A2-M2]	1,00	67	95	6414	9041	95.14	166	68590	413.85
4	[A2-M2]	1,25	117	119	6399	6473	54.49	236	68590	290.42
4	[A2-M2]	1,50	186	143	6389	4884	34.26	319	68590	214.72
4	[A2-M2]	1,75	278	166	6383	3825	23.00	415	68590	165.26
3	[A1-M1]	2,00	394	190	6378	3079	16.20	523	68590	131.20
3	[A1-M1]	2,25	539	214	6375	2528	11.82	643	68590	106.74
3	[A1-M1]	2,50	716	238	6372	2114	8.90	775	68590	88.55
3	[A1-M1]	2,75	927	261	6370	1795	6.87	919	68590	74.67

3	[A1-M1]	3,00	1176	285	6369	1544	5.41	1073	68590	63.89
3	[A1-M1]	3,25	1464	309	6368	1343	4.35	1233	68590	55.64
3	[A1-M1]	3,50	1790	333	6367	1183	3.56	1356	68590	50.58
3	[A1-M1]	3,75	2133	356	6366	1064	2.99	1368	68590	50.15
3	[A1-M1]	4,00	2463	380	6365	983	2.58	1345	68590	50.99
4	[A2-M2]	4,25	2760	404	6365	931	2.31	1249	68590	54.93
4	[A2-M2]	4,50	3057	428	6365	890	2.08	1080	68590	63.51
4	[A2-M2]	4,75	3304	451	6365	869	1.93	843	68590	81.36
4	[A2-M2]	5,00	3492	475	6365	866	1.82	605	68590	113.28
4	[A2-M2]	5,25	3615	499	6365	878	1.76	-923	68590	74.32
4	[A2-M2]	5,50	3660	523	6365	909	1.74	-1249	68590	54.90
4	[A2-M2]	5,75	3610	546	6365	963	1.76	-1414	68590	48.52
4	[A2-M2]	6,00	3449	570	6366	1052	1.85	-1458	68590	47.03
4	[A2-M2]	6,25	3165	594	6367	1195	2.01	-1419	68590	48.33
4	[A2-M2]	6,50	2788	618	6368	1411	2.28	-1647	68590	41.65
4	[A2-M2]	6,75	2363	641	6370	1729	2.70	-1751	68590	39.18
4	[A2-M2]	7,00	1924	665	6373	2203	3.31	-1741	68590	39.39
4	[A2-M2]	7,25	1499	689	6377	2930	4.25	-1614	68590	42.50
4	[A2-M2]	7,50	1115	713	6384	4081	5.73	-1413	68590	48.53
4	[A2-M2]	7,75	785	737	6396	6001	8.15	-1176	68590	58.31
4	[A2-M2]	8,00	516	760	6417	9461	12.44	-929	68590	73.84
4	[A2-M2]	8,25	308	784	6459	16459	20.99	-689	68590	99.58
4	[A2-M2]	8,50	158	808	6401	32706	40.49	-467	68590	146.80
4	[A2-M2]	8,75	61	832	5254	71042	85.43	-270	68590	253.61
4	[A2-M2]	9,00	11	855	1913	143950	168.30	-101	68590	677.10

Simbologia adottata

n°	Indice della combinazione/fase
Tipo	Tipo della Combinazione/Fase
Y	ordinata della sezione, espressa in [m]
σ_{id}	tensione ideale nell'acciaio, espressa in [kg/cmq]
σ_f	tensione normale in [kg/cmq]
τ_f	tensione tangenziale in [kg/cmq]

Y	σ_{id}	n° - Tipo	σ_f	n° - Tipo	τ_f	n° - Tipo
0,00	0,00	6 - [SLEF]	0,00	6 - [SLEF]	0,00	6 - [SLEF]
0,25	2,43	7 - [SLER]	1,94	7 - [SLER]	0,84	7 - [SLER]
0,50	8,53	7 - [SLER]	7,66	7 - [SLER]	2,17	7 - [SLER]
0,75	20,09	7 - [SLER]	18,86	7 - [SLER]	3,99	7 - [SLER]
1,00	38,81	7 - [SLER]	37,24	7 - [SLER]	6,30	7 - [SLER]
1,25	66,42	7 - [SLER]	64,52	7 - [SLER]	9,11	7 - [SLER]
1,50	104,63	7 - [SLER]	102,40	7 - [SLER]	12,40	7 - [SLER]
1,75	155,14	7 - [SLER]	152,59	7 - [SLER]	16,19	7 - [SLER]
2,00	219,66	7 - [SLER]	216,79	7 - [SLER]	20,46	7 - [SLER]
2,25	299,90	7 - [SLER]	296,70	7 - [SLER]	25,23	7 - [SLER]
2,50	397,57	7 - [SLER]	394,05	7 - [SLER]	30,48	7 - [SLER]
2,75	514,36	7 - [SLER]	510,52	7 - [SLER]	36,23	7 - [SLER]
3,00	651,95	7 - [SLER]	647,79	7 - [SLER]	42,42	7 - [SLER]
3,25	811,38	7 - [SLER]	806,97	7 - [SLER]	48,80	7 - [SLER]
3,50	991,40	7 - [SLER]	987,03	7 - [SLER]	53,74	7 - [SLER]
3,75	1179,98	7 - [SLER]	1176,30	7 - [SLER]	53,78	7 - [SLER]
4,00	1361,13	7 - [SLER]	1358,49	7 - [SLER]	48,93	7 - [SLER]
4,25	1518,77	7 - [SLER]	1517,24	7 - [SLER]	39,35	7 - [SLER]
4,50	1636,67	7 - [SLER]	1636,09	7 - [SLER]	25,03	7 - [SLER]
4,75	1698,58	7 - [SLER]	1698,55	7 - [SLER]	5,96	7 - [SLER]
5,00	1688,62	7 - [SLER]	1688,36	7 - [SLER]	21,33	5 - [SLEQ]
5,25	1600,03	7 - [SLER]	1598,71	7 - [SLER]	37,43	7 - [SLER]
5,50	1452,71	7 - [SLER]	1450,16	7 - [SLER]	49,70	7 - [SLER]
5,75	1271,77	7 - [SLER]	1268,10	7 - [SLER]	55,74	7 - [SLER]
6,00	1076,43	7 - [SLER]	1071,86	7 - [SLER]	57,18	7 - [SLER]
6,25	880,64	7 - [SLER]	875,40	7 - [SLER]	55,43	7 - [SLER]
6,50	693,94	7 - [SLER]	688,15	7 - [SLER]	51,63	7 - [SLER]
6,75	522,20	7 - [SLER]	515,89	7 - [SLER]	46,72	7 - [SLER]
7,00	371,36	7 - [SLER]	365,43	7 - [SLER]	38,17	7 - [SLER]
7,25	250,89	7 - [SLER]	245,66	7 - [SLER]	29,40	7 - [SLER]
7,50	159,86	7 - [SLER]	155,53	7 - [SLER]	21,34	7 - [SLER]
7,75	95,33	7 - [SLER]	92,05	7 - [SLER]	14,33	7 - [SLER]
8,00	53,34	7 - [SLER]	51,23	7 - [SLER]	8,57	7 - [SLER]
8,25	29,45	7 - [SLER]	28,55	7 - [SLER]	4,17	7 - [SLER]
8,50	26,68	5 - [SLEQ]	26,68	5 - [SLEQ]	1,17	7 - [SLER]
8,75	26,33	5 - [SLEQ]	26,29	5 - [SLEQ]	0,83	5 - [SLEQ]
9,00	23,87	5 - [SLEQ]	23,83	5 - [SLEQ]	0,74	5 - [SLEQ]



*Verifica a SLU * Diagrammi M-N delle sezioni*

Di seguito sono riportati per ogni tratto di armatura i diagrammi di interazione M_u-N_u della sezione; sono stati calcolati 16 punti per ogni sezione analizzata.

Per la costruzione dei diagrammi limiti si sono assunti i seguenti valori:

Tensione caratteristica cubica del cls	R_{bk} = 306 [kg/cmq])
Tensione caratteristica cilindrica del cls (0.83xR_{bk})	R_{ck} = 254 (Kg/cm^2)
Fattore di riduzione per carico di lunga permanenza	ψ= 0.85
Tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio	f_{yk} = 3600 [kg/cmq])
Coefficiente di sicurezza cls	γ_c = 1.50
Coefficiente di sicurezza acciaio	γ_s = 1.15
Resistenza di calcolo del cls($\psi R_{ck}/\gamma_c$)	R^*_c = 144 (Kg/cm^2)
Resistenza di calcolo dell'acciaio(f_{yk}/γ_s)	R^*_s = 3130 (Kg/cm^2)
Modulo elastico dell'acciaio	E_s = 2100000 (Kg/cm^2)
Deformazione ultima del calcestruzzo	ε_{cu} = 0.0035(0.35%)
Deformazione del calcestruzzo al limite elastoplastico	ε_{ck} = 0.0020(0.20%)
Deformazione ultima dell'acciaio	ε_{yu} = 0.0100(1.00%)
Deformazione dell'acciaio al limite elastico (R^*_s/E_s)	ε_{yk} = 0.0011(0.15%)

Legame costitutivo del calcestruzzo

Per il legame costitutivo del calcestruzzo si assume il diagramma parabola-rettangolo espresso dalle seguenti relazioni:
Tratto parabolico: $0<=\varepsilon_c<=\varepsilon_{ck}$

$$\sigma_c = \frac{R^*_c(2\varepsilon_c\varepsilon_{ck}-\varepsilon_c^2)}{\varepsilon_{ck}^2}$$

Tratto rettangolare: $\varepsilon_{ck}<\varepsilon_c<=\varepsilon_{cu}$

$$\sigma_c = R^*_c$$

Legame costitutivo dell'acciaio

Per l'acciaio si assume un comportamento elastico-perfettamente plastico espresso dalle seguenti relazioni:

$\sigma_s = E_s\varepsilon_s$ per $0<=\varepsilon_s<=\varepsilon_{sy}$
$\sigma_s = R^*_s$ per $\varepsilon_{sy}<\varepsilon_s<=\varepsilon_{su}$

Tratto armatura 1

Nr	N_u	M_u
1	-118801,38	0,00
2	0,00	6359,41
3	21674,14	6490,91
4	32511,21	6404,56
5	43348,29	6209,64
6	54185,36	5867,96
7	65022,43	5480,03
8	75859,50	5072,76
9	86696,57	4650,50
10	97533,64	4208,25
11	108370,71	3735,34
12	119207,78	3231,18
13	130044,86	2686,80
14	140881,93	2093,69
15	151719,00	1454,33
16	162556,07	0,00
17	162556,07	0,00
18	151719,00	-1454,33
19	140881,93	-2093,69
20	130044,86	-2686,80
21	119207,78	-3231,18
22	108370,71	-3735,34
23	97533,64	-4208,25
24	86696,57	-4650,50
25	75859,50	-5072,76
26	65022,43	-5480,03
27	54185,36	-5867,96
28	43348,29	-6209,64
29	32511,21	-6404,56
30	21674,14	-6490,91
31	0,00	-6359,41
32	-118801,38	0,00

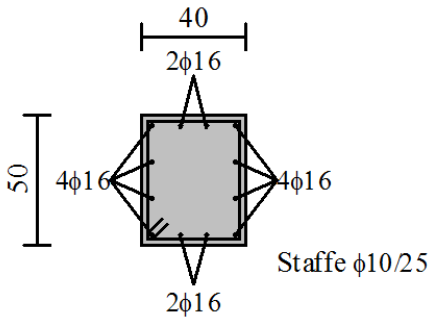
Verifica sezione cordoli

Simbologia adottata

M_h	momento flettente espresso in [kgm] nel piano orizzontale
T_h	taglio espresso in [kg] nel piano orizzontale
M_v	momento flettente espresso in [kgm] nel piano verticale
T_v	taglio espresso in [kg] nel piano verticale

Cordolo N° 1 (X=0,00 m) (Cordolo in c.a.)

B=40,00 [cm]	H=50,00 [cm]		
A_{fv}=8,04 [cmq]	A_{fh}=4,02 [cmq]	Staffe ϕ10/25	Nbh=2 - Nbv=2
M_h=396 [kgm]	M_{uh}=14278 [kgm]	FS=36.09	
T_h=791 [kg]	T_{Rh}=21989 [kg]	FS_T=27.79	
M_v=23 [kgm]	M_{uv}=14278 [kgm]	FS=634.58	
T_v=150 [kg]	T_R=24466 [kg]	FS_{Tv}=163.11	



Cordolo N. 1(Quota 0,00)

4.2 Canale in c.a. a cielo aperto

4.2.1 Metodo di analisi

Spinta sui piedritti

Spinta attiva - Metodo di Coulomb

La teoria di Coulomb considera l'ipotesi di un cuneo di spinta a monte della parete che si muove rigidamente lungo una superficie di rottura rettilinea. Dall'equilibrio del cuneo si ricava la spinta che il terreno esercita sull'opera di sostegno. In particolare Coulomb ammette, al contrario della teoria di Rankine, l'esistenza di attrito fra il terreno e la parete, e quindi la retta di spinta risulta inclinata rispetto alla normale alla parete stesso di un angolo di attrito terra-parete.
L'espressione della spinta esercitata da un terrapieno, di peso di volume γ, su una parete di altezza *H*, risulta espressa secondo la teoria di Coulomb dalla seguente relazione (per terreno incoerente)

$$S = 1/2\gamma H^2 K_a$$

K_a rappresenta il coefficiente di spinta attiva di Coulomb nella versione riveduta da Muller-Breslau, espresso come

$$K_a = \frac{\sin(\alpha+\phi)}{\sin^2\alpha \, \sin(\alpha-\delta) \left[1 + \frac{\sqrt{[\sin(\phi+\delta)\sin(\phi-\beta)]}}{\sqrt{[\sin(\alpha-\delta)\sin(\alpha+\beta)]}} \right]^2}$$

dove ϕ è l'angolo d'attrito del terreno, α rappresenta l'angolo che la parete forma con l'orizzontale (α = 90° per parete verticale), δ è l'angolo d'attrito terreno-parete, β è l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale.
La spinta risulta inclinata dell'angolo d'attrito terreno-parete δ rispetto alla normale alla parete.
Il diagramma delle pressioni del terreno sulla parete risulta triangolare con il vertice in alto. Il punto di applicazione della spinta si trova in corrispondenza del baricentro del diagramma delle pressioni (*1/3 H* rispetto alla base della parete). L'espressione di K_a perde di significato per $\beta>\phi$. Questo coincide con quanto si intuisce fisicamente: la pendenza del terreno a monte della parete non può superare l'angolo di natural declivio del terreno stesso.

Nel caso di terreno dotato di attrito e coesione *c* l'espressione della pressione del terreno ad una generica profondità *z* vale

$$\sigma_a = \gamma z K_a - 2 c \sqrt{K_a}$$

Spinta in presenza di falda

Nel caso in cui a monte della parete sia presente la falda il diagramma delle pressioni sulla parete 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 di galleggiamento

$$\gamma_a = \gamma_{sat} - \gamma_w$$

dove γ_{sat} è il peso di volume saturo del terreno (dipendente dall'indice dei pori) e γ_w è il peso di volume 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 idrostatica esercitata dall'acqua.

Spinta a Riposo

Si assume che sui piedritti agisca la spinta calcolata in condizioni di riposo.
Il coefficiente di spinta a riposo è espresso dalla relazione

$$K_0 = 1 - \sin\phi$$

dove ϕ rappresenta l'angolo d'attrito interno del terreno di rinfianco.

Quindi la pressione laterale, ad una generica profondità *z* e la spinta totale sulla parete di altezza *H* valgono

$$\sigma = \gamma \, z \, K_0 + p_v K_0$$

$$S = 1/2\ \gamma\ H^2\ K_0 + p_v K_0\ H$$

dove p_v è la pressione verticale agente in corrispondenza della calotta.

Spinta in presenza di sisma - Formula di Wood

Spinta del terreno nel caso di strutture rigide.
Nel caso di strutture rigide completamente vincolate, in modo tale che non può svilupparsi nel terreno uno stato di spinta attiva, nonché nel caso di muri verticali con terrapieno a superficie orizzontale, l'incremento dinamico di spinta del terreno può essere calcolato come:

$$\Delta P_d = \alpha \gamma H^2$$

$$\alpha = a_g/g * S_s * \beta_m * S_t$$

H è l'altezza sulla quale agisce la spinta. Il punto di applicazione va preso a metà altezza.

Strategia di soluzione

A partire dal tipo di terreno, dalla geometria e dai sovraccarichi agenti il programma è in grado di conoscere tutti i carichi agenti sulla struttura per ogni combinazione di carico.
La struttura scatolare viene schematizzata come un telaio piano e viene risolta mediante il metodo degli elementi finiti (FEM). Più dettagliatamente il telaio viene discretizzato in una serie di elementi connessi fra di loro nei nodi.
Il terreno di rinfianco e di fondazione viene invece schematizzato con una serie di elementi molle non reagenti a trazione (modello di Winkler). L'area della singola molla è direttamente proporzionale alla costante di Winkler del terreno e all'area di influenza della molla stessa.
A partire dalla matrice di rigidezza del singolo elemento, $\mathbf{K_e}$, si assembla la matrice di rigidezza di tutta la struttura **K**. Tutti i carichi agenti sulla struttura vengono trasformati in carichi nodali(reazioni di incastro perfetto) ed inseriti nel vettore dei carichi nodali **p**.
Indicando con **u** il vettore degli spostamenti nodali (incogniti), la relazione risolutiva può essere scritta nella forma

$$\mathbf{K\ u = p}$$

Da questa equazione matriciale si ricavano gli spostamenti incogniti **u**

$$\mathbf{u = K^{-1}\ p}$$

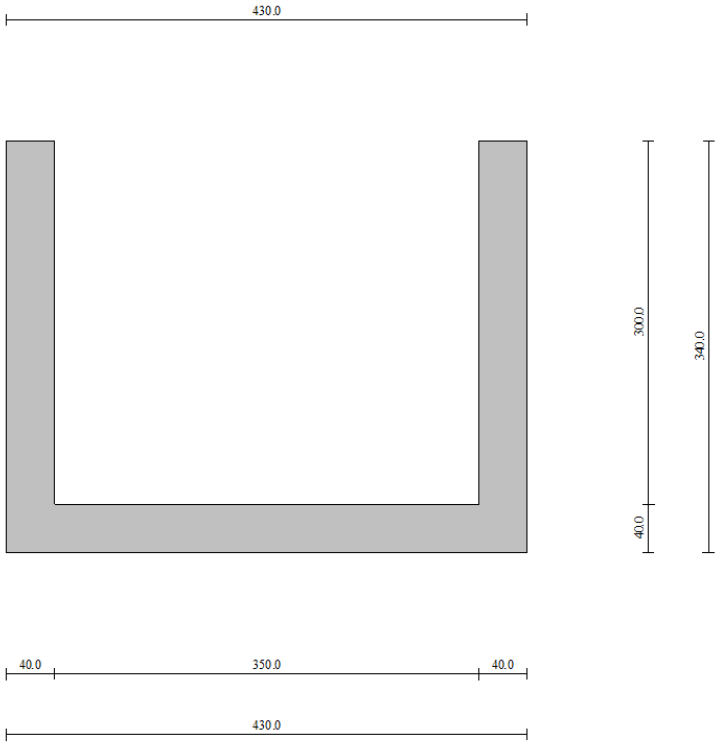
Noti gli spostamenti nodali è possibile risalire alle sollecitazioni nei vari elementi.

La soluzione del sistema viene fatta per ogni combinazione di carico agente sullo scatolare. Il successivo calcolo delle armature nei vari elementi viene condotto tenendo conto delle condizioni più gravose che si possono verificare nelle sezioni fra tutte le combinazioni di carico.

4.2.2 Dimensionamento strutturale canale in c.a.

Geometria scatolare

Descrizione:	Scatolare tipo vasca	
Altezza esterna	3,40	[m]
Larghezza esterna	4,30	[m]
Lunghezza mensola di fondazione sinistra	0,00	[m]
Lunghezza mensola di fondazione destra	0,00	[m]
Spessore piedritto sinistro	0,40	[m]
Spessore piedritto destro	0,40	[m]
Spessore fondazione	0,40	[m]



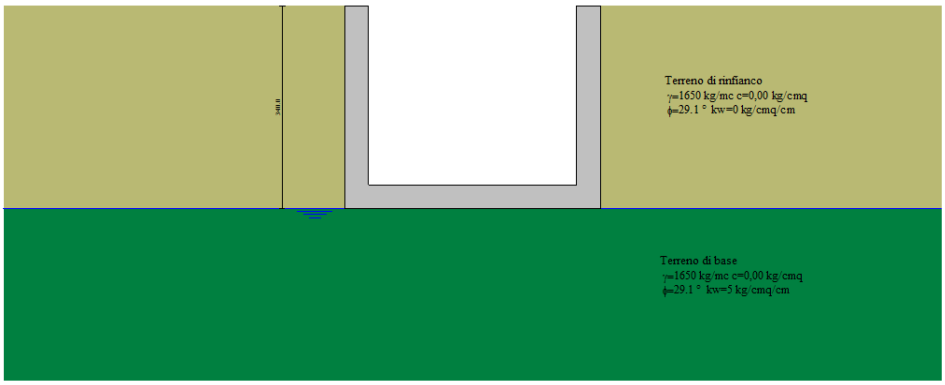
Caratteristiche strati terreno

Strato di rinfianco

Descrizione	Terreno di rinfianco	
Peso di volume	1650,00	[kg/mc]
Peso di volume saturo	1900,00	[kg/mc]
Angolo di attrito	29,10	[°]
Angolo di attrito terreno struttura	19,40	[°]
Coesione	0,00	[kg/cmq]
Costante di Winkler	0,00	[kg/cmq/cm]

Strato di base

Descrizione	Terreno di base	
Peso di volume	1650,00	[kg/mc]
Peso di volume saturo	1900,00	[kg/mc]
Angolo di attrito	29,10	[°]
Angolo di attrito terreno struttura	29,10	[°]
Coesione	0,00	[kg/cmq]
Costante di Winkler	5,00	[kg/cmq/cm]
Tensione limite	1,00	[kg/cmq]



Falda

Quota falda (rispetto al piano di posa)	0,00	[m]

Caratteristiche materiali utilizzati

Materiale calcestruzzo

R_{ck} calcestruzzo	300,00	[kg/cmq]
Peso specifico calcestruzzo	2500,00	[kg/mc]
Modulo elastico E	314471,61	[kg/cmq]
Tensione di snervamento acciaio	4588,65	[kg/cmq]
Coeff. omogeneizzazione cls teso/compresso (n')	0,50	
Coeff. omogeneizzazione acciaio/cls (n)	15,00	
Coefficiente dilatazione termica	0,0000120	

Condizioni di carico

Convenzioni adottate

Origine in corrispondenza dello spigolo inferiore sinistro della struttura
Carichi verticali positivi se diretti verso il basso
Carichi orizzontali positivi se diretti verso destra
Coppie concentrate positive se antiorarie
Ascisse X (espresse in m) positive verso destra
Ordinate Y (espresse in m) positive verso l'alto
Carichi concentrati espressi in kg
Coppie concentrate espressi in kgm
Carichi distribuiti espressi in kg/m

Simbologia adottata e unità di misura

Forze concentrate

X	ascissa del punto di applicazione dei carichi verticali concentrati
Y	ordinata del punto di applicazione dei carichi orizzontali concentrati
F_y	componente Y del carico concentrato
F_x	componente X del carico concentrato
M	momento

Forze distribuite

X_i, X_f	ascisse del punto iniziale e finale per carichi distribuiti verticali
Y_i, Y_f	ordinate del punto iniziale e finale per carichi distribuiti orizzontali
V_{ni}	componente normale del carico distribuito nel punto iniziale
V_{nf}	componente normale del carico distribuito nel punto finale
V_{ti}	componente tangenziale del carico distribuito nel punto iniziale
V_{tf}	componente tangenziale del carico distribuito nel punto finale
D_{te}	variazione termica lembo esterno espressa in gradi centigradi
D_{ti}	variazione termica lembo interno espressa in gradi centigradi

Condizione di carico n°1 (Peso Proprio)

Condizione di carico n°2 (Spinta terreno sinistra)

Condizione di carico n°3 (Spinta terreno destra)

Condizione di carico n°4 (Sisma da sinistra)

Condizione di carico n°5 (Sisma da destra)

Condizione di carico n°6 (Spinta falda)

Condizione di carico n° 7 (SOVRACCARICO TERRAPIENO SX)

Distr	Terreno	X_i= -5,00	X_f= 0,00	V_{ni}= 2000	V_{nf}= 2000		

Condizione di carico n° 8 (SOVRACCARICO TERRAPIENO DX)

Distr	Terreno	X_i= 4,30	X_f= 9,30	V_{ni}= 2000	V_{nf}= 2000		

Condizione di carico n° 9 (CARICO IDRAULICO)

Distr	Pied_S	Y_i= 0,40	Y_f= 3,40	V_{ni}= -3000	V_{nf}= 0	V_{ti}= 0	V_{tf}= 0
Distr	Pied_D	Y_i= 0,40	Y_f= 3,40	V_{ni}= 3000	V_{nf}= 0	V_{ti}= 0	V_{tf}= 0
Distr	Fondaz.	X_i= 0,40	X_f= 3,90	V_{ni}= 3000	V_{nf}= 3000	V_{ti}= 0	V_{tf}= 0

Impostazioni di progetto

Verifica materiali:
Stato Limite Ultimo

Coefficiente di sicurezza calcestruzzo γ_c	1.50
Fattore riduzione da resistenza cubica a cilindrica	0.83
Fattore di riduzione per carichi di lungo periodo	0.85
Coefficiente di sicurezza acciaio	1.15

Coefficiente di sicurezza per la sezione 1.00

Verifica Taglio - Metodo dell'inclinazione variabile del traliccio

$V_{Rd}=[0.18*k*(100.0*\rho_l*fck)^{1/3}/\gamma_c+0.15*\sigma_{cp}]*bw*d>(vmin+0.15*\sigma_{cp})*b_w*d$
$V_{Rsd}=0.9*d*A_{sw}/s*fyd*(ctg\alpha+ctg\theta)*sin\alpha$
$V_{Rcd}=0.9*d*b_w*\alpha_c*fcd'*(ctg(\theta)+ctg(\alpha)/(1.0+ctg\theta^2)$
con:

d	altezza utile sezione [mm]
b_w	larghezza minima sezione [mm]
σ_{cp}	tensione media di compressione [N/mmq]
ρ_l	rapporto geometrico di armatura
A_{sw}	area armatuta trasversale [mmq]
s	interasse tra due armature trasversali consecutive [mm]
α_c	coefficiente maggiorativo, funzione di fcd e σ_{cp}

$fcd'=0.5*fcd$
$k=1+(200/d)^{1/2}$
$vmin=0.035*k^{3/2}*fck^{1/2}$

Stato Limite di Esercizio

Criteri di scelta per verifiche tensioni di esercizio:
Ambiente poco aggressivo

Limite tensioni di compressione nel calcestruzzo (comb. rare)	0.60 f_{ck}
Limite tensioni di compressione nel calcestruzzo (comb. quasi perm.)	0.45 f_{ck}
Limite tensioni di trazione nell'acciaio (comb. rare)	0.80 f_{yk}

Criteri verifiche a fessurazione:
Armatura poco sensibile
Apertura limite fessure espresse in [mm]
Apertura limite fessure w1=0,20 w2=0,30 w3=0,40

Verifiche secondo :
Norme Tecniche 2008 - Approccio 1

Copriferro sezioni 3,00 [cm]

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

Norme Tecniche 2008

Simbologia adottata

γ_{G1sfav}	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti
γ_{G1fav}	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti
γ_{G2sfav}	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti non strutturali
γ_{G2fav}	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti non strutturali
γ_Q	Coefficiente parziale sulle azioni variabili
$\gamma_{tan\phi'}$	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

Coefficienti di partecipazione combinazioni statiche

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

Carichi	*Effetto*		*A1*	*A2*
Permanenti	Favorevole	γ_{G1fav}	1,00	1,00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{G1sfav}	1,30	1,00
Permanenti non strutturali	Favorevole	γ_{G2fav}	0,00	0,00
Permanenti non strutturali	Sfavorevole	γ_{G2sfav}	1,50	1,30
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0,00	0,00
Variabili	Sfavorevole	γ_{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	γ_{cu}	1,00	1,40
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1,00	1,60
Peso dell'unità di volume	γ_{γ}	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	γ_{G1fav}	1,00	1,00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{G1sfav}	1,00	1,00
Permanenti	Favorevole	γ_{G2fav}	0,00	0,00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{G2sfav}	1,00	1,00
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0,00	0,00
Variabili	Sfavorevole	γ_{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	γ_{cu}	1,00	1,40
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1,00	1,60
Peso dell'unità di volume	γ_{γ}	1,00	1,00

Coefficienti di partecipazione combinazioni statiche

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

Carichi	*Effetto*		*A1*	*A2*
Permanenti	Favorevole	γ_{G1fav}	1,00	1,00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{G1sfav}	1,30	1,00
Permanenti non strutturali	Favorevole	γ_{G2fav}	0,00	0,00
Permanenti non strutturali	Sfavorevole	γ_{G2sfav}	1,50	1,30
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0,00	0,00
Variabili	Sfavorevole	γ_{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	γ_{cu}	1,00	1,40
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1,00	1,60
Peso dell'unità di volume	γ_{γ}	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	γ_{G1fav}	1,00	1,00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{G1sfav}	1,00	1,00
Permanenti	Favorevole	γ_{G2fav}	0,00	0,00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{G2sfav}	1,00	1,00
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0,00	0,00
Variabili	Sfavorevole	γ_{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	γ_{cu}	1,00	1,40
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1,00	1,60
Peso dell'unità di volume	γ_{γ}	1,00	1,00

Coeff. di combinazione Ψ_0= 0,70 Ψ_1= 0,50 Ψ_2= 0,20

Combinazione n° 1 SLU (Caso A1-M1)

	γ	**Ψ**	**C**
Peso Proprio	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno sinistra	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno destra	1.30	1.00	1.30
Spinta falda	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 2 SLU (Caso A2-M2)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 3 SLU (Caso A1-M1)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno sinistra	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno destra	1.30	1.00	1.30
Spinta falda	1.30	1.00	1.30
SOVRACCARICO TERRAPIENO SX	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 4 SLU (Caso A2-M2)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
SOVRACCARICO TERRAPIENO SX	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 5 SLU (Caso A1-M1)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno sinistra	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno destra	1.30	1.00	1.30
Spinta falda	1.30	1.00	1.30
SOVRACCARICO TERRAPIENO DX	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 6 SLU (Caso A2-M2)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
SOVRACCARICO TERRAPIENO DX	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 7 SLU (Caso A1-M1)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno sinistra	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno destra	1.30	1.00	1.30
Spinta falda	1.30	1.00	1.30
CARICO IDRAULICO	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 8 SLU (Caso A2-M2)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
CARICO IDRAULICO	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 9 SLU (Caso A1-M1)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno sinistra	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno destra	1.30	1.00	1.30
Spinta falda	1.30	1.00	1.30
SOVRACCARICO TERRAPIENO SX	1.50	1.00	1.50
SOVRACCARICO TERRAPIENO DX	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 10 SLU (Caso A2-M2)

	γ	Ψ	C

Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
SOVRACCARICO TERRAPIENO SX	1.30	1.00	1.30
SOVRACCARICO TERRAPIENO DX	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 11 SLU (Caso A1-M1)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno sinistra	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno destra	1.30	1.00	1.30
Spinta falda	1.30	1.00	1.30
SOVRACCARICO TERRAPIENO SX	1.50	1.00	1.50
SOVRACCARICO TERRAPIENO DX	1.50	1.00	1.50
CARICO IDRAULICO	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 12 SLU (Caso A2-M2)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
SOVRACCARICO TERRAPIENO SX	1.30	1.00	1.30
SOVRACCARICO TERRAPIENO DX	1.30	1.00	1.30
CARICO IDRAULICO	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 13 SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. positivo

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
SOVRACCARICO TERRAPIENO SX	1.00	0.30	0.30

Combinazione n° 14 SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. negativo

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
SOVRACCARICO TERRAPIENO SX	1.00	0.30	0.30

Combinazione n° 15 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. positivo

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
SOVRACCARICO TERRAPIENO SX	1.00	0.30	0.30

Combinazione n° 16 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. negativo

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
SOVRACCARICO TERRAPIENO SX	1.00	0.30	0.30

Combinazione n° 17 SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. positivo

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00

SOVRACCARICO TERRAPIENO DX	1.00	0.30	0.30

Combinazione n° 18 SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. negativo

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
SOVRACCARICO TERRAPIENO DX	1.00	0.30	0.30

Combinazione n° 19 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. positivo

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
SOVRACCARICO TERRAPIENO DX	1.00	0.30	0.30

Combinazione n° 20 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. negativo

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
SOVRACCARICO TERRAPIENO DX	1.00	0.30	0.30

Combinazione n° 21 SLE (Quasi Permanente)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
SOVRACCARICO TERRAPIENO SX	1.00	0.20	0.20
SOVRACCARICO TERRAPIENO DX	1.00	0.20	0.20
CARICO IDRAULICO	1.00	0.20	0.20

Combinazione n° 22 SLE (Frequente)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
SOVRACCARICO TERRAPIENO SX	1.00	0.20	0.20
SOVRACCARICO TERRAPIENO DX	1.00	0.20	0.20
CARICO IDRAULICO	1.00	0.20	0.20

Combinazione n° 23 SLE (Frequente)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
SOVRACCARICO TERRAPIENO SX	1.00	0.50	0.50
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
SOVRACCARICO TERRAPIENO DX	1.00	0.20	0.20
CARICO IDRAULICO	1.00	0.20	0.20

Combinazione n° 24 SLE (Frequente)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00

SOVRACCARICO TERRAPIENO DX	1.00	0.50	0.50
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
SOVRACCARICO TERRAPIENO SX	1.00	0.20	0.20
CARICO IDRAULICO	1.00	0.20	0.20

Combinazione n° 25 SLE (Frequente)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
CARICO IDRAULICO	1.00	0.50	0.50
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
SOVRACCARICO TERRAPIENO SX	1.00	0.20	0.20
SOVRACCARICO TERRAPIENO DX	1.00	0.20	0.20

Combinazione n° 26 SLE (Rara)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
SOVRACCARICO TERRAPIENO SX	1.00	0.70	0.70
SOVRACCARICO TERRAPIENO DX	1.00	0.70	0.70
CARICO IDRAULICO	1.00	0.70	0.70

Combinazione n° 27 SLE (Rara)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
SOVRACCARICO TERRAPIENO SX	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
SOVRACCARICO TERRAPIENO DX	1.00	0.70	0.70
CARICO IDRAULICO	1.00	0.70	0.70

Combinazione n° 28 SLE (Rara)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
SOVRACCARICO TERRAPIENO DX	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
SOVRACCARICO TERRAPIENO SX	1.00	0.70	0.70
CARICO IDRAULICO	1.00	0.70	0.70

Combinazione n° 29 SLE (Rara)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
CARICO IDRAULICO	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
SOVRACCARICO TERRAPIENO SX	1.00	0.70	0.70
SOVRACCARICO TERRAPIENO DX	1.00	0.70	0.70

Combinazione n° 30 SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. positivo

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
SOVRACCARICO TERRAPIENO SX	1.00	0.20	0.20
SOVRACCARICO TERRAPIENO DX	1.00	0.20	0.20
CARICO IDRAULICO	1.00	0.20	0.20
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 31 SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. negativo

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
SOVRACCARICO TERRAPIENO SX	1.00	0.20	0.20
SOVRACCARICO TERRAPIENO DX	1.00	0.20	0.20
CARICO IDRAULICO	1.00	0.20	0.20
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 32 SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. positivo

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
SOVRACCARICO TERRAPIENO SX	1.00	0.20	0.20
SOVRACCARICO TERRAPIENO DX	1.00	0.20	0.20
CARICO IDRAULICO	1.00	0.20	0.20
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 33 SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. negativo

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
SOVRACCARICO TERRAPIENO SX	1.00	0.20	0.20
SOVRACCARICO TERRAPIENO DX	1.00	0.20	0.20
CARICO IDRAULICO	1.00	0.20	0.20
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 34 SLE (Frequente) - Sisma Vert. positivo

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
SOVRACCARICO TERRAPIENO SX	1.00	0.20	0.20
SOVRACCARICO TERRAPIENO DX	1.00	0.20	0.20
CARICO IDRAULICO	1.00	0.20	0.20
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 35 SLE (Frequente) - Sisma Vert. negativo

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
SOVRACCARICO TERRAPIENO SX	1.00	0.20	0.20
SOVRACCARICO TERRAPIENO DX	1.00	0.20	0.20
CARICO IDRAULICO	1.00	0.20	0.20
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 36 SLE (Frequente) - Sisma Vert. positivo

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
SOVRACCARICO TERRAPIENO SX	1.00	0.20	0.20
SOVRACCARICO TERRAPIENO DX	1.00	0.20	0.20
CARICO IDRAULICO	1.00	0.20	0.20
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 37 SLE (Frequente) - Sisma Vert. negativo

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00

Spinta falda	1.00	1.00	1.00
SOVRACCARICO TERRAPIENO SX	1.00	0.20	0.20
SOVRACCARICO TERRAPIENO DX	1.00	0.20	0.20
CARICO IDRAULICO	1.00	0.20	0.20
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 38 SLE (Frequente) - Sisma Vert. positivo

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
SOVRACCARICO TERRAPIENO SX	1.00	0.20	0.20
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
SOVRACCARICO TERRAPIENO DX	1.00	0.20	0.20
CARICO IDRAULICO	1.00	0.20	0.20
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 39 SLE (Frequente) - Sisma Vert. negativo

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
SOVRACCARICO TERRAPIENO SX	1.00	0.20	0.20
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
SOVRACCARICO TERRAPIENO DX	1.00	0.20	0.20
CARICO IDRAULICO	1.00	0.20	0.20
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 40 SLE (Frequente) - Sisma Vert. positivo

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
SOVRACCARICO TERRAPIENO SX	1.00	0.20	0.20
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
SOVRACCARICO TERRAPIENO DX	1.00	0.20	0.20
CARICO IDRAULICO	1.00	0.20	0.20
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 41 SLE (Frequente) - Sisma Vert. negativo

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
SOVRACCARICO TERRAPIENO SX	1.00	0.20	0.20
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
SOVRACCARICO TERRAPIENO DX	1.00	0.20	0.20
CARICO IDRAULICO	1.00	0.20	0.20
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 42 SLE (Frequente) - Sisma Vert. positivo

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
SOVRACCARICO TERRAPIENO DX	1.00	0.20	0.20
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
SOVRACCARICO TERRAPIENO SX	1.00	0.20	0.20
CARICO IDRAULICO	1.00	0.20	0.20
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 43 SLE (Frequente) - Sisma Vert. negativo

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
SOVRACCARICO TERRAPIENO DX	1.00	0.20	0.20
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
SOVRACCARICO TERRAPIENO SX	1.00	0.20	0.20
CARICO IDRAULICO	1.00	0.20	0.20
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 44 SLE (Frequente) - Sisma Vert. positivo

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
SOVRACCARICO TERRAPIENO DX	1.00	0.20	0.20
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
SOVRACCARICO TERRAPIENO SX	1.00	0.20	0.20
CARICO IDRAULICO	1.00	0.20	0.20
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 45 SLE (Frequente) - Sisma Vert. negativo

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
SOVRACCARICO TERRAPIENO DX	1.00	0.20	0.20
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
SOVRACCARICO TERRAPIENO SX	1.00	0.20	0.20
CARICO IDRAULICO	1.00	0.20	0.20
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 46 SLE (Frequente) - Sisma Vert. positivo

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
CARICO IDRAULICO	1.00	0.20	0.20
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
SOVRACCARICO TERRAPIENO SX	1.00	0.20	0.20
SOVRACCARICO TERRAPIENO DX	1.00	0.20	0.20
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 47 SLE (Frequente) - Sisma Vert. negativo

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
CARICO IDRAULICO	1.00	0.20	0.20
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
SOVRACCARICO TERRAPIENO SX	1.00	0.20	0.20
SOVRACCARICO TERRAPIENO DX	1.00	0.20	0.20
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 48 SLE (Frequente) - Sisma Vert. positivo

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
CARICO IDRAULICO	1.00	0.20	0.20
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
SOVRACCARICO TERRAPIENO SX	1.00	0.20	0.20
SOVRACCARICO TERRAPIENO DX	1.00	0.20	0.20
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 49 SLE (Frequente) - Sisma Vert. negativo

	γ	Ψ	C

Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
CARICO IDRAULICO	1.00	0.20	0.20
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
SOVRACCARICO TERRAPIENO SX	1.00	0.20	0.20
SOVRACCARICO TERRAPIENO DX	1.00	0.20	0.20
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 50 SLE (Rara) - Sisma Vert. positivo

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
SOVRACCARICO TERRAPIENO SX	1.00	0.20	0.20
SOVRACCARICO TERRAPIENO DX	1.00	0.20	0.20
CARICO IDRAULICO	1.00	0.20	0.20
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 51 SLE (Rara) - Sisma Vert. negativo

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
SOVRACCARICO TERRAPIENO SX	1.00	0.20	0.20
SOVRACCARICO TERRAPIENO DX	1.00	0.20	0.20
CARICO IDRAULICO	1.00	0.20	0.20
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 52 SLE (Rara) - Sisma Vert. positivo

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
SOVRACCARICO TERRAPIENO SX	1.00	0.20	0.20
SOVRACCARICO TERRAPIENO DX	1.00	0.20	0.20
CARICO IDRAULICO	1.00	0.20	0.20
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 53 SLE (Rara) - Sisma Vert. negativo

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
SOVRACCARICO TERRAPIENO SX	1.00	0.20	0.20
SOVRACCARICO TERRAPIENO DX	1.00	0.20	0.20
CARICO IDRAULICO	1.00	0.20	0.20
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 54 SLE (Rara) - Sisma Vert. positivo

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
SOVRACCARICO TERRAPIENO SX	1.00	0.20	0.20
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
SOVRACCARICO TERRAPIENO DX	1.00	0.20	0.20
CARICO IDRAULICO	1.00	0.20	0.20
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 55 SLE (Rara) - Sisma Vert. negativo

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00

Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
SOVRACCARICO TERRAPIENO SX	1.00	0.20	0.20
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
SOVRACCARICO TERRAPIENO DX	1.00	0.20	0.20
CARICO IDRAULICO	1.00	0.20	0.20
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 56 SLE (Rara) - Sisma Vert. positivo

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
SOVRACCARICO TERRAPIENO SX	1.00	0.20	0.20
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
SOVRACCARICO TERRAPIENO DX	1.00	0.20	0.20
CARICO IDRAULICO	1.00	0.20	0.20
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 57 SLE (Rara) - Sisma Vert. negativo

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
SOVRACCARICO TERRAPIENO SX	1.00	0.20	0.20
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
SOVRACCARICO TERRAPIENO DX	1.00	0.20	0.20
CARICO IDRAULICO	1.00	0.20	0.20
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 58 SLE (Rara) - Sisma Vert. positivo

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
SOVRACCARICO TERRAPIENO DX	1.00	0.20	0.20
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
SOVRACCARICO TERRAPIENO SX	1.00	0.20	0.20
CARICO IDRAULICO	1.00	0.20	0.20
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 59 SLE (Rara) - Sisma Vert. negativo

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
SOVRACCARICO TERRAPIENO DX	1.00	0.20	0.20
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
SOVRACCARICO TERRAPIENO SX	1.00	0.20	0.20
CARICO IDRAULICO	1.00	0.20	0.20
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 60 SLE (Rara) - Sisma Vert. positivo

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
SOVRACCARICO TERRAPIENO DX	1.00	0.20	0.20
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
SOVRACCARICO TERRAPIENO SX	1.00	0.20	0.20
CARICO IDRAULICO	1.00	0.20	0.20
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 61 SLE (Rara) - Sisma Vert. negativo

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
SOVRACCARICO TERRAPIENO DX	1.00	0.20	0.20

Spinta falda	1.00	1.00	1.00
SOVRACCARICO TERRAPIENO SX	1.00	0.20	0.20
CARICO IDRAULICO	1.00	0.20	0.20
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 62 SLE (Rara) - Sisma Vert. positivo

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
CARICO IDRAULICO	1.00	0.20	0.20
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
SOVRACCARICO TERRAPIENO SX	1.00	0.20	0.20
SOVRACCARICO TERRAPIENO DX	1.00	0.20	0.20
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 63 SLE (Rara) - Sisma Vert. negativo

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
CARICO IDRAULICO	1.00	0.20	0.20
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
SOVRACCARICO TERRAPIENO SX	1.00	0.20	0.20
SOVRACCARICO TERRAPIENO DX	1.00	0.20	0.20
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 64 SLE (Rara) - Sisma Vert. positivo

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
CARICO IDRAULICO	1.00	0.20	0.20
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
SOVRACCARICO TERRAPIENO SX	1.00	0.20	0.20
SOVRACCARICO TERRAPIENO DX	1.00	0.20	0.20
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 65 SLE (Rara) - Sisma Vert. negativo

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
CARICO IDRAULICO	1.00	0.20	0.20
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
SOVRACCARICO TERRAPIENO SX	1.00	0.20	0.20
SOVRACCARICO TERRAPIENO DX	1.00	0.20	0.20
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00

Analisi della spinta e verifiche

Simbologia adottata ed unità di misura
Origine in corrispondenza dello spigolo inferiore sinistro della struttura
Le forze orizzontali sono considerate positive se agenti verso destra
Le forze verticali sono considerate positive se agenti verso il basso

X	ascisse (espresse in m) positive verso destra
Y	ordinate (espresse in m) positive verso l'alto
M	momento espresso in kgm
V	taglio espresso in kg
SN	sforzo normale espresso in kg
ux	spostamento direzione X espresso in cm
uy	spostamento direzione Y espresso in cm
σ_t	pressione sul terreno espressa in kg/cmq

Tipo di analisi

Pressione in calotta
Spinta sui piedritti

Pressione geostatica
a Riposo [combinazione 1]
a Riposo [combinazione 2]
a Riposo [combinazione 3]
a Riposo [combinazione 4]

a Riposo [combinazione 5]
a Riposo [combinazione 6]
a Riposo [combinazione 7]
a Riposo [combinazione 8]
a Riposo [combinazione 9]
a Riposo [combinazione 10]
a Riposo [combinazione 11]
a Riposo [combinazione 12]
a Riposo [combinazione 13]
a Riposo [combinazione 14]
a Riposo [combinazione 15]
a Riposo [combinazione 16]
a Riposo [combinazione 17]
a Riposo [combinazione 18]
a Riposo [combinazione 19]
a Riposo [combinazione 20]
a Riposo [combinazione 21]
a Riposo [combinazione 22]
a Riposo [combinazione 23]
a Riposo [combinazione 24]
a Riposo [combinazione 25]
a Riposo [combinazione 26]
a Riposo [combinazione 27]
a Riposo [combinazione 28]
a Riposo [combinazione 29]
a Riposo [combinazione 30]
a Riposo [combinazione 31]
a Riposo [combinazione 32]
a Riposo [combinazione 33]
a Riposo [combinazione 34]
a Riposo [combinazione 35]
a Riposo [combinazione 36]
a Riposo [combinazione 37]
a Riposo [combinazione 38]
a Riposo [combinazione 39]
a Riposo [combinazione 40]
a Riposo [combinazione 41]
a Riposo [combinazione 42]
a Riposo [combinazione 43]
a Riposo [combinazione 44]
a Riposo [combinazione 45]
a Riposo [combinazione 46]
a Riposo [combinazione 47]
a Riposo [combinazione 48]
a Riposo [combinazione 49]
a Riposo [combinazione 50]
a Riposo [combinazione 51]
a Riposo [combinazione 52]
a Riposo [combinazione 53]
a Riposo [combinazione 54]
a Riposo [combinazione 55]
a Riposo [combinazione 56]
a Riposo [combinazione 57]
a Riposo [combinazione 58]
a Riposo [combinazione 59]
a Riposo [combinazione 60]
a Riposo [combinazione 61]
a Riposo [combinazione 62]
a Riposo [combinazione 63]
a Riposo [combinazione 64]
a Riposo [combinazione 65]

Sisma

Combinazioni SLU

Accelerazione al suolo a_g =	1.02 [m/s^2]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.60
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.00
Coefficiente riduzione (β_m)	0.24
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h=(a_g/g*\beta_m*St*Ss)$ = 3.97
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v=0.50 * k_h$ = 1.99

Combinazioni SLE

Accelerazione al suolo a_g =	0.41 [m/s^2]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.60
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.00
Coefficiente riduzione (β_m)	0.18
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h=(a_g/g*\beta_m*St*Ss)$ = 1.21
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v=0.50 * k_h$ = 0.60
Forma diagramma incremento sismico	Rettangolare
Spinta sismica	Wood
Angolo diffusione sovraccarico	30,00 [°]

Coefficienti di spinta

N°combinazione	Statico	Sismico
1	0,514	0,000
2	0,593	0,000
3	0,514	0,000
4	0,593	0,000
5	0,514	0,000
6	0,593	0,000
7	0,514	0,000
8	0,593	0,000
9	0,514	0,000
10	0,593	0,000
11	0,514	0,000
12	0,593	0,000
13	0,514	0,425
14	0,514	0,425
15	0,593	0,501
16	0,593	0,501
17	0,514	0,425
18	0,514	0,425
19	0,593	0,501
20	0,593	0,501
21	0,514	0,000
22	0,514	0,000
23	0,514	0,000
24	0,514	0,000
25	0,514	0,000
26	0,514	0,000
27	0,514	0,000
28	0,514	0,000
29	0,514	0,000
30	0,514	0,370
31	0,514	0,370
32	0,514	0,370
33	0,514	0,370
34	0,514	0,370
35	0,514	0,370
36	0,514	0,370
37	0,514	0,370
38	0,514	0,370
39	0,514	0,370
40	0,514	0,370
41	0,514	0,370
42	0,514	0,370
43	0,514	0,370
44	0,514	0,370
45	0,514	0,370
46	0,514	0,370
47	0,514	0,370
48	0,514	0,370
49	0,514	0,370
50	0,514	0,370
51	0,514	0,370
52	0,514	0,370
53	0,514	0,370
54	0,514	0,370
55	0,514	0,370
56	0,514	0,370
57	0,514	0,370
58	0,514	0,370

59	0,514	0,370
60	0,514	0,370
61	0,514	0,370
62	0,514	0,370
63	0,514	0,370
64	0,514	0,370
65	0,514	0,370

Discretizzazione strutturale

Numero elementi fondazione	42
Numero elementi piedritto sinistro	35
Numero elementi piedritto destro	35
Numero molle piedritto sinistro	36
Numero molle piedritto destro	36

Inviluppo sollecitazioni nodali

Inviluppo sollecitazioni fondazione

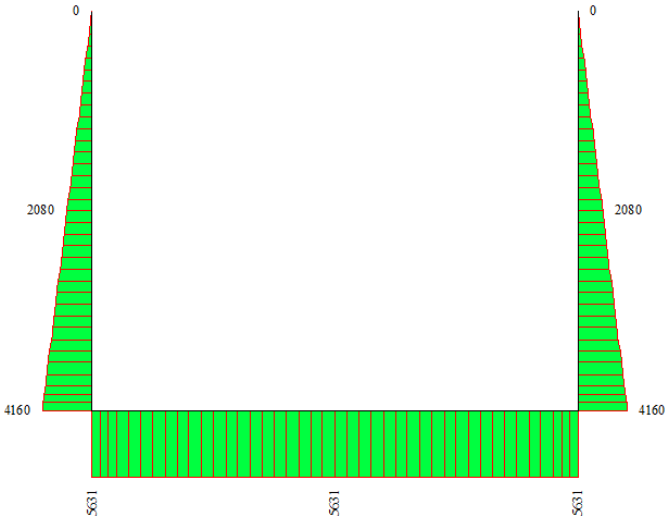
X [m]	M_{min} [kgm]	M_{max} [kgm]	V_{min} [kg]	V_{max} [kg]	N_{min} [kg]	N_{max} [kg]
0,20	-13909	2084	-4160	-2955	-1107	10553
1,18	-10008	4126	-4895	566	-1107	10553
2,15	-8536	4574	-3084	3399	-1107	10553
3,12	-10008	4126	-129	5079	-1107	10553
4,10	-13909	2084	2955	4160	-1107	10553

Inviluppo sollecitazioni piedritto sinistro

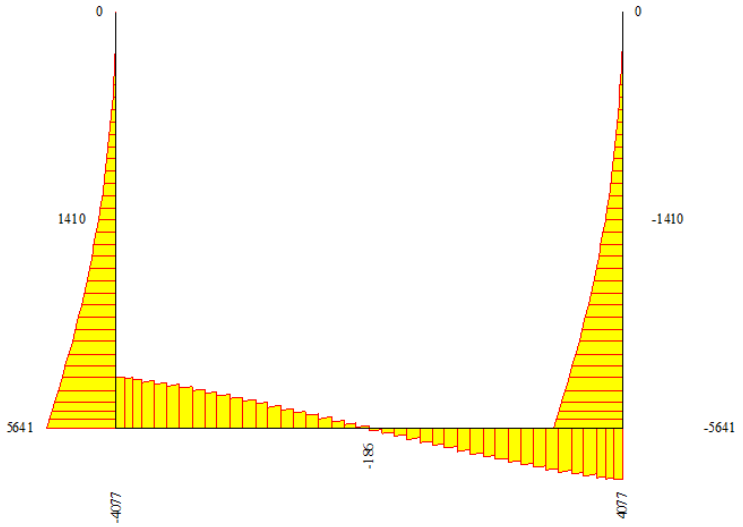
Y [m]	M_{min} [kgm]	M_{max} [kgm]	V_{min} [kg]	V_{max} [kg]	N_{min} [kg]	N_{max} [kg]
0,20	-13909	2084	-1109	10572	3136	4160
1,80	-2725	273	-510	3876	1568	2080
3,40	0	0	0	0	0	0

Inviluppo sollecitazioni piedritto destro

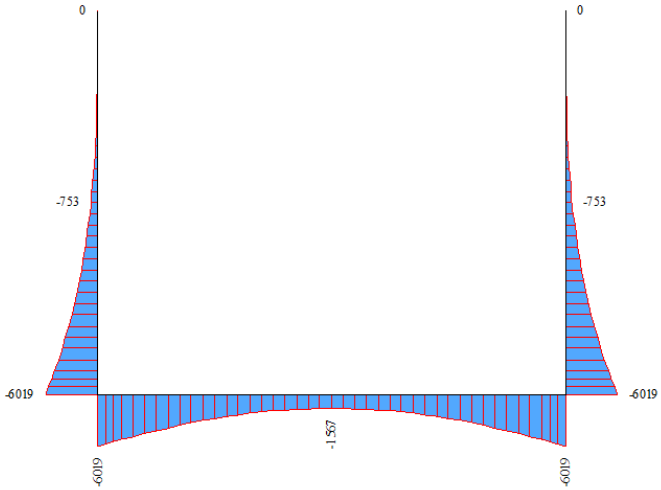
Y [m]	M_{min} [kgm]	M_{max} [kgm]	V_{min} [kg]	V_{max} [kg]	N_{min} [kg]	N_{max} [kg]
0,20	-13909	2084	-10572	1109	3136	4160
1,80	-2725	273	-3876	510	1568	2080
3,40	0	0	0	0	0	0



Sforzo normale



Taglio



Momento flettente

Inviluppo pressioni terreno

Inviluppo pressioni sul terreno di fondazione

X [m]	σ_{tmin} [kg/cmq]	σ_{tmax} [kg/cmq]
0,20	0,00	0,90
1,18	0,03	0,76
2,15	0,31	0,79
3,12	0,03	0,76
4,10	0,00	0,90

Inviluppo verifiche stato limite ultimo (SLU)

Verifica sezioni fondazione (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 40,00 cm

X	A_{fi}	A_{fs}	CS
0,20	10,05	10,05	1,12
1,18	10,05	10,05	1,44
2,15	10,05	10,05	2,02
3,12	10,05	10,05	1,44
4,10	10,05	10,05	1,12

X	V_{Rd}	V_{Rsd}	V_{Rcd}	A_{sw}
0,20	15853	0	0	0,00
1,18	15853	0	0	0,00
2,15	15853	0	0	0,00
3,12	15853	0	0	0,00
4,10	15853	0	0	0,00

Verifica sezioni piedritto sinistro (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 40,00 cm

Y	A_{fi}	A_{fs}	CS
0,20	10,05	12,72	1,34
1,80	10,05	12,72	4,82
3,40	10,05	12,72	1000,00

Y	V_{Rd}	V_{Rsd}	V_{Rcd}	A_{sw}
0,20	16661	0	0	0,00
1,80	16372	0	0	0,00
3,40	15072	0	0	0,00

Verifica sezioni piedritto destro (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 40,00 cm

Y	A_{fi}	A_{fs}	CS
0,20	10,05	12,72	1,34
1,80	10,05	12,72	4,82
3,40	10,05	12,72	1000,00

Y	V_{Rd}	V_{Rsd}	V_{Rcd}	A_{sw}
0,20	16661	0	0	0,00
1,80	16372	0	0	0,00
3,40	15072	0	0	0,00

Inviluppo verifiche stato limite esercizio (SLE)

Verifica sezioni fondazione (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 40,00 cm

X	A_{fi}	A_{fs}	σ_c	σ_{fi}	σ_{fs}
0,20	10,05	10,05	35,92	1593,38	366,44
1,18	10,05	10,05	20,54	836,69	215,24
2,15	10,05	10,05	12,45	432,23	136,56
3,12	10,05	10,05	20,54	836,69	215,24
4,10	10,05	10,05	35,92	1593,38	366,44

X	τ_c	A_{sw}
0,20	-1,0	0,00
1,18	-0,7	0,00
2,15	0,3	0,00
3,12	0,8	0,00
4,10	1,0	0,00

Verifica sezioni piedritto sinistro (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 40,00 cm

Y	A_{fi}	A_{fs}	σ_c	σ_{fi}	σ_{fs}
0,20	10,05	12,72	32,76	344,89	1316,19
1,80	10,05	12,72	7,64	83,42	270,82
3,40	10,05	12,72	0,00	0,00	0,00

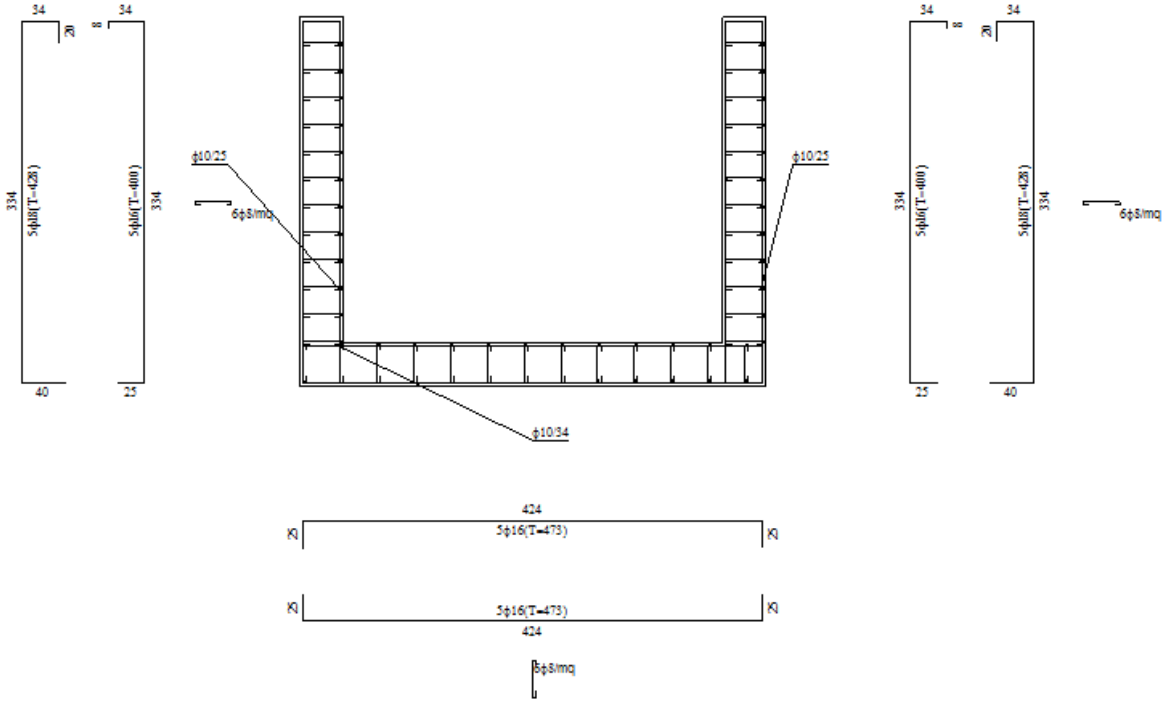
Y	τ_c	A_{sw}
0,20	1,6	0,00
1,80	0,6	0,00
3,40	0,0	0,00

Verifica sezioni piedritto destro (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 40,00 cm

Y	A_{fi}	A_{fs}	σ_c	σ_{fi}	σ_{fs}
0,20	10,05	12,72	32,76	344,89	1316,19
1,80	10,05	12,72	7,64	83,42	270,82
3,40	10,05	12,72	0,00	0,00	0,00

Y	τ_c	A_{sw}
0,20	-1,6	0,00
1,80	-0,6	0,00
3,40	0,0	0,00



4.3 Tombinatura scatolare prefabbricata

Per quanto riguarda la messa in opera della nuova copertura scatolare inerente il tratto tombinato (sez.13-12 e sez. 10-8) essa avrà sezione netta pari a 3,00 x 2,50 m e si svilupperà per un tratto pari a 8,00 ml per l'attraversamento della strada comunale e per circa 58,00 ml (sez.10-8) lungo la strada comunale a monte dell'incrocio con la S.P. 225; a valle della S.P. 225 la struttura scotalare tombinata (sez. 4.5-2) sarà realizzata mediante impiego di elementi prefabbricati con sezione netta pari a 3,50 x 2,50 m il tutto per uno sviluppo pari a 43,00 ml. Detti elementi prefabbricati saranno dimensionati per carichi stradali di prima categoria; per dette opere la ditta fornitrice dovrà presentare debita relazione di calcolo e certificazioni sui materiali impiegati secondo le modalità previste per la procedura di denuncia delle opere in c.a. presso la Città Metropolitana di Genova.

Gli elementi scatolari sopra descritti hanno uno spessore di 20 cm e lunghi ciascuno 2,00 ml; tali elementi vengono posati su uno strato di sottofondo (magrone) di circa 10 cm, mentre al di sopra di essi viene previsto un ricoprimento minimo di 20 cm debitamente compattato lungo l'intero sviluppo.

4.4 Briglia in c.a. con pettine selettivo

4.4.1 Metodi di analisi

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 valodi 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 e lasciati inalterati i parametri di resistenza del terreno e combinazioni di carico di tipo **A2-M2** nelle quali vengono ridotti i parametri di resistenza del terreno e incrementati i soli carichi variabili.

Metodo di Culmann

Il metodo di Culmann adotta le stesse ipotesi di base del metodo di Coulomb. La differenza sostanziale è che mentre Coulomb considera un terrapieno con superficie a pendenza costante e carico uniformemente distribuito (il che permette di ottenere una espressione in forma chiusa per il coefficiente di spinta) il metodo di Culmann consente di analizzare situazioni con profilo di forma generica e carichi sia concentrati che distribuiti comunque disposti. Inoltre, rispetto al metodo di Coulomb, risulta più immediato e lineare tener conto della coesione del masso spingente. Il metodo di Culmann, nato come metodo essenzialmente grafico, si è evoluto per essere trattato mediante analisi numerica (noto in questa forma come metodo del cuneo di tentativo). Come il metodo di Coulomb anche questo metodo considera una superficie di rottura rettilinea.
I passi del procedimento risolutivo sono i seguenti:
- si impone una superficie di rottura (angolo di inclinazione ρ 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 ε l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale e β l'inclinazione della parete rispetto alla verticale, si calcola la spinta *S'* considerando un'inclinazione del terrapieno e della parte pari a

$$\varepsilon' = \varepsilon + \theta$$

$$\beta' = \beta + \theta$$

dove $\theta = \text{arctg}(k_h/(1\pm k_v))$ 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

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

Terreno a permeabilità elevata

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

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

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

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 puo impostare η_r>= 1.0.

Deve quindi essere verificata la seguente diseguaglianza

$$\frac{M_s}{M_r} >= \eta_r$$

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 sisulta 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
Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare η_s>=1.0

$$\frac{F_r}{F_s} >= \eta_s$$

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

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

Nel caso di fondazione con dente, viene calcolata la resistenza passiva sviluppatasi lungo il cuneo passante per lo spigolo inferiore del dente, inclinato dell'angolo ρ (rispetto all'orizzontale). Tale cuneo viene individuato attraverso un procedimento iterativo. In dipendenza della geometria della fondazione e del dente, dei parametri geotecnici del terreno e del carico risultante in fondazione, tale cuneo può avere forma triangolare o trapezoidale. Detta *N* la componente normale del carico agente sul piano di posa della fondazione, *Q* l'aliquota di carico gravante sul cuneo passivo, S_p la resistenza passiva, L_c l'ampiezza del cuneo 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

$$F_r = (N-Q)\ tg\ \delta_f + S_p + c_a L_r$$
$$\text{con } L_r = B_r - L_c$$

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 percento.
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:

$$\frac{Q_u}{R} >= \eta_q$$

Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare η_q>=1.0
Si adotta per il calcolo del carico limite in fondazione il metodo di MEYERHOF.

L'espressione del carico ultimo è data dalla relazione:

$$Q_u = c\ N_c d_c i_c + q N_q d_q i_q + 0.5\gamma B N_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

In questa espressione

c	coesione del terreno in fondazione;
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 vari fattori che compaiono nella formula sono dati da:

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

$N_q = A\ tg^2(45° + \phi/2)$

$N_c = (N_q - 1)\ ctg\ \phi$

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

Indichiamo con K_p il coefficiente di spinta passiva espresso da:

$K_p = tg^2(45° + \phi/2)$

I fattori *d* e *i* che compaiono nella formula sono rispettivamente i fattori di profondità ed i fattori di inclinazione del carico espressi dalle seguenti relazioni:

<u>Fattori di profondità</u>

$$d_q = 1 + 0.2 \frac{D}{B} \sqrt{K_p}$$

$d_q = d_\gamma = 1$ per $\phi = 0$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 \frac{D}{B} \sqrt{K_p} \quad \text{per } \phi > 0$$

<u>Fattori di inclinazione</u>

Indicando con θ l'angolo che la risultante dei carichi forma con la verticale (espresso in gradi) e con ϕ l'angolo d'attrito del terreno di posa abbiamo:

$i_c = i_q = (1 - \theta°/90)^2$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta°}{\phi°}\right)^2 \qquad \text{per} \quad \phi > 0$$

$i_\gamma = 0$ per $\phi = 0$

Verifica alla stabilità globale

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

Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare η_g>=1.0
Viene usata la tecnica della suddivisione a strisce della superficie di scorrimento da analizzare. La superficie di scorrimento viene supposta circolare e determinata in modo tale da non avere intersezione con il profilo del muro o con i pali di fondazione. Si determina il minimo coefficiente di sicurezza su una maglia di centri di dimensioni 10x10 posta in prossimità della sommità del muro. Il numero di strisce è pari a 50.

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

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

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

dove il termine *m* è espresso da

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

In questa espressione *n* è il numero delle strisce considerate, b_i e α_i sono la larghezza e l'inclinazione della base della striscia i_{esima} rispetto all'orizzontale, W_i è il peso della striscia i_{esima} , c_i e ϕ_i sono le caratteristiche del terreno (coesione ed angolo di attrito) lungo la base della striscia ed u_i è la pressione neutra lungo la base della striscia.
L'espressione del coefficiente di sicurezza di Bishop contiene al secondo membro il termine *m* che è funzione di η. Quindi essa viene risolta per successive approsimazioni assumendo un valore iniziale per η da inserire nell'espressione di *m* ed iterare finquando il valore calcolato coincide con il valore assunto.

4.4.2 Dimensionamento briglia selettiva in c.a.

Normativa

N.T.C. 2008 - Approccio 1

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
$\gamma_{tan\phi'}$	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_γ	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:

Carichi	*Effetto*		*A1*	*A2*	*EQU*	*HYD*
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	1,00	1,00	0,90	0,90
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1,30	1,00	1,10	1,30
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0,00	0,00	0,00	0,00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1,50	1,30	1,50	1,50

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

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

Coefficienti di partecipazione combinazioni sismiche

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

Carichi	*Effetto*		*A1*	*A2*	*EQU*	*HYD*
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	1,00	1,00	1,00	0,90
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1,00	1,00	1,00	1,30
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0,00	0,00	0,00	0,00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1,00	1,00	1,00	1,50

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

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

FONDAZIONE SUPERFICIALE

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

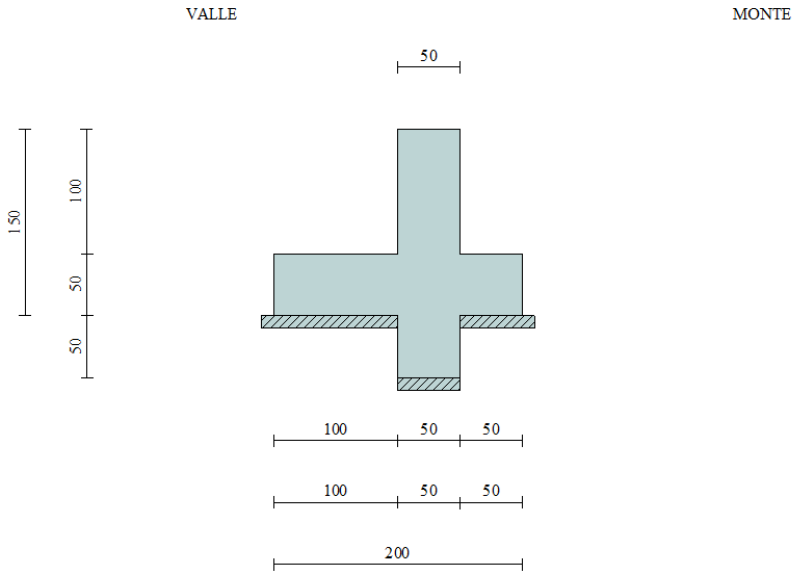
Verifica	*Coefficienti parziali*		
	R1	R2	R3
Capacità portante della fondazione	1,00	1,00	1,40
Scorrimento	1,00	1,00	1,10
Resistenza del terreno a valle	1,00	1,00	1,40
Stabilità globale		1,10	

Geometria muro e fondazione

Descrizione	**Muro a mensola in c.a.**
Altezza del paramento	1,00 [m]
Spessore in sommità	0,50 [m]
Spessore all'attacco con la fondazione	0,50 [m]
Inclinazione paramento esterno	0,00 [°]
Inclinazione paramento interno	0,00 [°]
Lunghezza del muro	3,00 [m]

Fondazione

Lunghezza mensola fondazione di valle	1,00 [m]
Lunghezza mensola fondazione di monte	0,50 [m]
Lunghezza totale fondazione	2,00 [m]
Inclinazione piano di posa della fondazione	0,00 [°]
Spessore fondazione	0,50 [m]
Spessore magrone	0,10 [m]
Altezza dello sperone di fondazione	0,50 [m]
Spessore dello sperone di fondazione	0,50 [m]



Materiali utilizzati per la struttura

Calcestruzzo

Peso specifico	2500,0 [kg/mc]
Classe di Resistenza	C25/30
Resistenza caratteristica a compressione R_{ck}	305,9 [kg/cmq]
Modulo elastico E	320665,55 [kg/cmq]

Acciaio

Tipo	B450C
Tensione di snervamento σ_{fa}	4588,0 [kg/cmq]

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	5,00	0,00	0,00

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	0,50	[m]
Quota della falda a valle del muro rispetto al piano di posa della fondazione	0,50	[m]

Descrizione terreni

Simbologia adottata

Nr.	Indice del terreno
Descrizione	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/cmq]
c_a	Adesione terra-muro espressa in [kg/cmq]

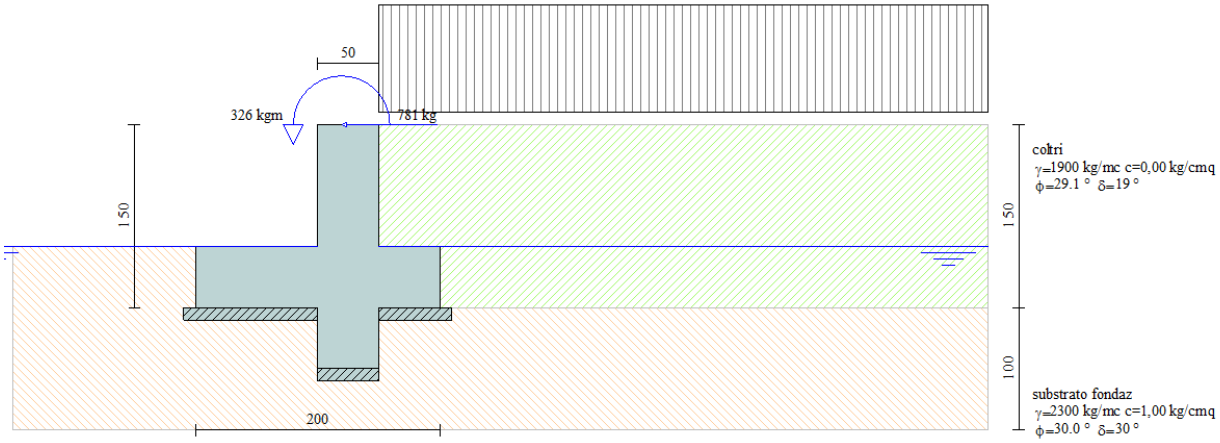
Descrizione	γ	γ_s	ϕ	δ	c	c_a
coltri	1900	1900	29.10	19.40	0,000	0,000
substrato fondaz	2300	2300	30.00	30.00	1,000	0,000

Stratigrafia

Simbologia adottata

N	Indice dello strato
H	Spessore dello strato espresso in [m]
a	Inclinazione espressa in [°]
Kw	Costante di Winkler orizzontale espressa in Kg/cm^2/cm
Ks	Coefficiente di spinta
Terreno	Terreno dello strato

Nr.	H	a	Kw	Ks	Terreno
1	1,50	0,00	0,00	0,00	coltri
2	1,00	0,00	20,93	0,00	substrato fondaz



Condizioni di carico

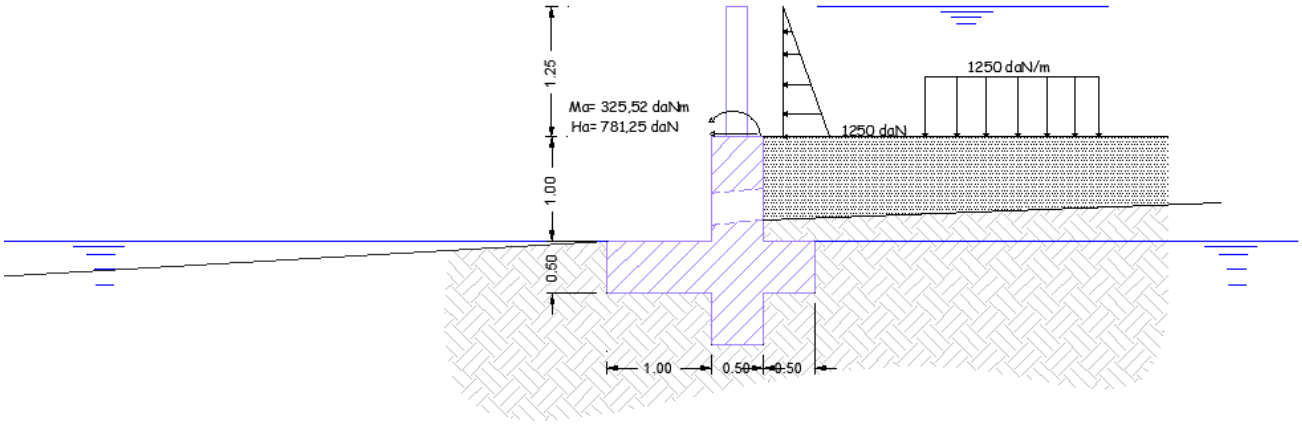
Per quanto cocnerne le condizioni di carico inerenti la briglia con pettine selettivo si riporta di seguito lo schema di carico derivante dalla presenza del pettine ipotizzando altezza acqua posta in sommità del pettine che presenta altezza pari a 1,25 m rispetto la sommità della briglia in c.a..

Nel calcolo viene ipotizzata la briglia interrita in condizioni drenate pertanto la quota di falda a tergo del manufatto viene posta alla quota di imposta del drenaggio mentre sul profilo del riempimento viene considerato il carico corrispondenta al massimo livello idrico pari a 1.250 daN.

A seguire viene riportato lo schema di carico ipotizzato per l'analisi e il dimensionamento della briglia selettiva in c.a..

Le reazioni in corripondenza dell'incastro del pettine selettivo che sono state implementate nel calcolo del paramento della briglia selettiva risultano, a metro lineare di struttura:

- H_a= 1.250 x 1,25 /2= 781,25 daN
- M_a= H_a x h/3= 781,25 x 1,25/3 = 325,52 daNm



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 (pettine)

C	Paramento	**X**=-0,30	**Y**=0,00	**F_x**=781,25	**F_y**=0,00	**M**=325,52
D	Profilo	**X_i**=0,00	**X_f**=5,00	**Q_i**=1250,00	**Q_f**=1250,00	

Descrizione combinazioni di carico

Simbologia adottata

F/S	Effetto dell'azione (FAV: Favorevole, SFAV: Sfavorevole)
γ	Coefficiente di partecipazione della condizione
Ψ	Coefficiente di combinazione della condizione

Combinazione n° 1 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	FAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	FAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,30	1.00	1,30
pettine	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 2 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	SFAV	1,30	1.00	1,30
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,30	1.00	1,30
Spinta terreno	SFAV	1,30	1.00	1,30
pettine	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 3 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	SFAV	1,30	1.00	1,30
Peso proprio terrapieno	FAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,30	1.00	1,30
pettine	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 4 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	FAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,30	1.00	1,30
Spinta terreno	SFAV	1,30	1.00	1,30

pettine	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 5 - Caso A2-M2 (GEO)

	S/F	**γ**	**Ψ**	**γ * Ψ**
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00
pettine	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 6 - Caso EQU (SLU)

	S/F	**γ**	**Ψ**	**γ * Ψ**
Peso proprio muro	FAV	0,90	1.00	0,90
Peso proprio terrapieno	FAV	0,90	1.00	0,90
Spinta terreno	SFAV	1,10	1.00	1,10
pettine	SFAV	1.10	1.00	1.10

Combinazione n° 7 - Caso A2-M2 (GEO-STAB)

	S/F	**γ**	**Ψ**	**γ * Ψ**
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00
pettine	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 8 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. positivo

	S/F	**γ**	**Ψ**	**γ * Ψ**
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00

Combinazione n° 9 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. negativo

	S/F	**γ**	**Ψ**	**γ * Ψ**
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00

Combinazione n° 10 - Caso A2-M2 (GEO) - Sisma Vert. positivo

	S/F	**γ**	**Ψ**	**γ * Ψ**
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00

Combinazione n° 11 - Caso A2-M2 (GEO) - Sisma Vert. negativo

	S/F	**γ**	**Ψ**	**γ * Ψ**
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00

Combinazione n° 12 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. negativo

	S/F	**γ**	**Ψ**	**γ * Ψ**
Peso proprio muro	FAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	FAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00

Combinazione n° 13 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. positivo

	S/F	**γ**	**Ψ**	**γ * Ψ**
Peso proprio muro	FAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	FAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00

Combinazione n° 14 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. positivo

	S/F	**γ**	**Ψ**	**γ * Ψ**
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00

Combinazione n° 15 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. negativo

	S/F	**γ**	**Ψ**	**γ * Ψ**
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00

Combinazione n° 16 - Quasi Permanente (SLE)

	S/F	**γ**	**Ψ**	**γ * Ψ**

Peso proprio muro	--	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1.00	1,00
pettine	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 17 - Frequente (SLE)

	S/F	**γ**	**Ψ**	**γ * Ψ**
Peso proprio muro	--	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1.00	1,00
pettine	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 18 - Rara (SLE)

	S/F	**γ**	**Ψ**	**γ * Ψ**
Peso proprio muro	--	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1.00	1,00
pettine	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 19 - Quasi Permanente (SLE) - Sisma Vert. positivo

	S/F	**γ**	**Ψ**	**γ * Ψ**
Peso proprio muro	--	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1.00	1,00
pettine	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 20 - Quasi Permanente (SLE) - Sisma Vert. negativo

	S/F	**γ**	**Ψ**	**γ * Ψ**
Peso proprio muro	--	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1.00	1,00
pettine	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 21 - Frequente (SLE) - Sisma Vert. positivo

	S/F	**γ**	**Ψ**	**γ * Ψ**
Peso proprio muro	--	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1.00	1,00
pettine	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 22 - Frequente (SLE) - Sisma Vert. negativo

	S/F	**γ**	**Ψ**	**γ * Ψ**
Peso proprio muro	--	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1.00	1,00
pettine	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 23 - Rara (SLE) - Sisma Vert. positivo

	S/F	**γ**	**Ψ**	**γ * Ψ**
Peso proprio muro	--	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1.00	1,00
pettine	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 24 - Rara (SLE) - Sisma Vert. negativo

	S/F	**γ**	**Ψ**	**γ * Ψ**
Peso proprio muro	--	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1.00	1,00
pettine	SFAV	1.00	1.00	1.00

Impostazioni di analisi

Metodo verifica sezioni	**Stato limite**

Impostazioni verifiche SLU

Coefficienti parziali per resistenze di calcolo dei materiali

Coefficiente di sicurezza calcestruzzo a compressione	1.50
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo a trazione	1.50
Coefficiente di sicurezza acciaio	1.15
Fattore riduzione da resistenza cubica a cilindrica	0.83

Fattore di riduzione per carichi di lungo periodo	0.85
Coefficiente di sicurezza per la sezione	1.00

Impostazioni verifiche SLE

Condizioni ambientali	Ordinarie
Armatura ad aderenza migliorata	
Verifica fessurazione	
Sensibilità delle armature	Poco sensibile
Valori limite delle aperture delle fessure	$w_1 = 0.20$ $w_2 = 0.30$ $w_3 = 0.40$
Metodo di calcolo aperture delle fessure	Circ. Min. 252 (15/10/1996)
Verifica delle tensioni	
Combinazione di carico	Rara $\sigma_c < 0.60\ f_{ck}$ - $\sigma_f < 0.80\ f_{yk}$ Quasi permanente $\sigma_c < 0.45\ f_{ck}$

Calcolo della portanza metodo di Meyerhof

Coefficiente correttivo su $N\gamma$ per effetti cinematici (combinazioni sismiche SLU): 1,00
Coefficiente correttivo su $N\gamma$ per effetti cinematici (combinazioni sismiche SLE): 1,00

Impostazioni avanzate

Influenza del terreno sulla fondazione di valle nelle verifiche e nel calcolo delle sollecitazioni
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

C	Identificativo della combinazione
Tipo	Tipo combinazione
Sisma	Combinazione sismica
CS_{SCO}	Coeff. di sicurezza allo scorrimento
CS_{RIB}	Coeff. di sicurezza al ribaltamento
CS_{QLIM}	Coeff. di sicurezza a carico limite
CS_{STAB}	Coeff. di sicurezza a stabilità globale

C	Tipo	Sisma	CS_{sco}	CS_{rib}	CS_{qlim}	CS_{stab}
1	A1-M1 - [1]	--	1,64	--	73,97	--
2	A1-M1 - [1]	--	2,03	--	63,23	--
3	A1-M1 - [1]	--	1,71	--	75,17	--
4	A1-M1 - [1]	--	1,97	--	62,16	--
5	A2-M2 - [1]	--	1,53	--	44,56	--
6	EQU - [1]	--	--	2,12	--	--
7	STAB - [1]	--	--	--	--	10,04
8	A1-M1 - [2]	Orizzontale + Verticale positivo	3,92	--	102,98	--
9	A1-M1 - [2]	Orizzontale + Verticale negativo	3,86	--	107,28	--
10	A2-M2 - [2]	Orizzontale + Verticale positivo	2,71	--	53,55	--
11	A2-M2 - [2]	Orizzontale + Verticale negativo	2,68	--	55,77	--
12	EQU - [2]	Orizzontale + Verticale negativo	--	4,17	--	--
13	EQU - [2]	Orizzontale + Verticale positivo	--	4,57	--	--
14	STAB - [2]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	14,55
15	STAB - [2]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	14,93
16	SLEQ - [1]	--	2,14	--	92,43	--
17	SLEF - [1]	--	2,14	--	92,43	--
18	SLER - [1]	--	2,14	--	92,43	--
19	SLEQ - [1]	Orizzontale + Verticale positivo	2,03	--	88,58	--
20	SLEQ - [1]	Orizzontale + Verticale negativo	2,02	--	89,24	--
21	SLEF - [1]	Orizzontale + Verticale positivo	2,03	--	88,58	--
22	SLEF - [1]	Orizzontale + Verticale negativo	2,02	--	89,24	--
23	SLER - [1]	Orizzontale + Verticale positivo	2,03	--	88,58	--
24	SLER - [1]	Orizzontale + Verticale negativo	2,02	--	89,24	--

Analisi della spinta e verifiche

Sistema di riferimento adottato per le coordinate :
Origine in testa al muro (spigolo di monte)
Ascisse X (espresse in [m]) positive verso monte
Ordinate Y (espresse in [m]) positive verso l'alto
Le forze orizzontali sono considerate positive se agenti da monte verso valle
Le forze verticali sono considerate positive se agenti dall'alto verso il basso

Calcolo riferito ad 1 metro di muro

Tipo di analisi

Calcolo della spinta	metodo di Culmann
Calcolo del carico limite	metodo di Meyerhof
Calcolo della stabilità globale	metodo di Bishop
Calcolo della spinta in condizioni di	Spinta attiva

Sisma

Identificazione del sito

Latitudine	44.371774
Longitudine	9.313091
Comune	San Colombano Certenoli
Provincia	Genova
Regione	Liguria
Punti di interpolazione del reticolo	17145 - 17146 - 16924 - 16923

Tipo di opera

Tipo di costruzione	Opera ordinaria
Vita nominale	50 anni
Classe d'uso	II - Normali affollamenti e industrie non pericolose
Vita di riferimento	50 anni

Combinazioni SLU

Accelerazione al suolo a_g	1.02 [m/s^2]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.60
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.00
Coefficiente riduzione (β_m)	0.24
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h=(a_g/g*\beta_m*St*S) = 3.97$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v=0.50 * k_h = 1.99$

Combinazioni SLE

Accelerazione al suolo a_g	0.41 [m/s^2]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.60
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.00
Coefficiente riduzione (β_m)	0.18
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h=(a_g/g*\beta_m*St*S) = 1.21$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v=0.50 * k_h = 0.60$
Forma diagramma incremento sismico	Stessa forma diagramma statico

Partecipazione spinta passiva (percento)	50,0
Lunghezza del muro	3,00 [m]
Peso muro	4375,00 [kg]
Baricentro del muro	X=-0,39 Y=-1,11

Superficie di spinta

Punto inferiore superficie di spinta	X = 0,50 Y = -1,50
Punto superiore superficie di spinta	X = 0,50 Y = 0,00
Altezza della superficie di spinta	1,50 [m]
Inclinazione superficie di spinta(rispetto alla verticale)	0,00 [°]

COMBINAZIONE n° 5

Valore della spinta statica	1458,21	[kg]		
Componente orizzontale della spinta statica	1403,57	[kg]		
Componente verticale della spinta statica	395,42	[kg]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 0,50	[m]	Y = -0,87	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	15,73	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	52,47	[°]		
Spinta falda	125,00	[kg]		
Punto d'applicazione della spinta della falda	X = 0,50	[m]	Y = -1,33	[m]
Sottospinta falda	1000,00	[kg]		
Spinta falda da valle	125,00	[kg]		

Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	1575,00	[kg]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0,25	[m]	Y = -0,50	[m]

Risultanti carichi esterni

Componente dir. X	781	[kg]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	2184,82	[kg]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	5345,42	[kg]
Resistenza passiva a valle del muro	-198,59	[kg]
Resistenza passiva dente di fondazione	-2032,05	[kg]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	5345,42	[kg]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	2184,82	[kg]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,06	[m]
Lunghezza fondazione reagente	2,00	[m]
Risultante in fondazione	5774,68	[kg]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	22,23	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	337,89	[kgm]
Carico ultimo della fondazione	238211,79	[kg]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	2,00	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0,3180	[kg/cmq]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0,2166	[kg/cmq]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	N_c = 20.42	N_q = 10.43	N_γ = 6.53
Fattori forma	s_c = 1,00	s_q = 1,00	s_γ = 1,00
Fattori inclinazione	i_c = 0,69	i_q = 0,69	i_γ = 0,16
Fattori profondità	d_c = 1,08	d_q = 1,04	d_γ = 1,04

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

N'_c = 15.30	N'_q = 7.53	N'_γ = 1.06

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	1.53
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	44.56

Stabilità globale muro + terreno

Combinazione n° 7

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 [°] (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/cmq]
b	larghezza della striscia espressa in [m]
u	pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kg/cmq]

Metodo di Bishop
Numero di cerchi analizzati 36
Numero di strisce 25

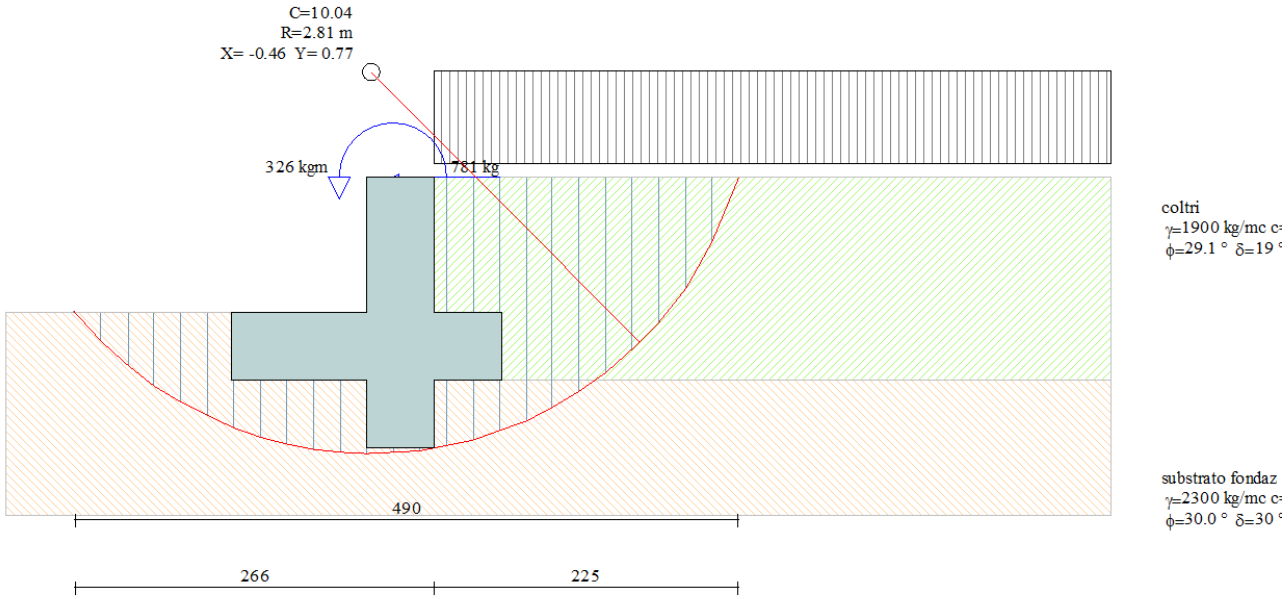
Cerchio critico
Coordinate del centro X[m]= -0,46 Y[m]= 0,77
Raggio del cerchio R[m]= 2,81
Ascissa a valle del cerchio Xi[m]= -2,66
Ascissa a monte del cerchio Xs[m]= 2,25
Larghezza della striscia dx[m]= 0,20
Coefficiente di sicurezza C= 10.04
Le strisce sono numerate da monte verso valle

Caratteristiche delle strisce

Striscia	W	α(°)	Wsinα	b/cosα	ϕ	c	u
1	335,14	67.90	310,50	0,52	24.00	0,00	0,00
2	487,21	59.52	419,90	0,39	24.00	0,00	0,00
3	596,60	52.31	472,11	0,32	24.00	0,00	0,00
4	681,95	46.15	491,82	0,28	24.00	0,00	0,02
5	751,35	40.63	489,29	0,26	24.00	0,00	0,04
6	810,73	35.54	471,28	0,24	24.47	0,47	0,05

7	867,73	30.76	443,79	0,23	24.79	0,80	0,06
8	915,83	26.21	404,42	0,22	24.79	0,80	0,07
9	959,90	21.82	356,86	0,21	24.79	0,80	0,08
10	1037,54	17.57	313,28	0,21	24.79	0,80	0,09
11	1061,25	13.42	246,35	0,20	24.79	0,80	0,10
12	1123,67	9.34	182,41	0,20	24.79	0,80	0,10
13	1088,43	5.31	100,71	0,20	24.79	0,80	0,10
14	1092,90	1.30	24,84	0,20	24.79	0,80	0,10
15	568,80	-2.70	-26,77	0,20	24.79	0,80	0,10
16	556,73	-6.71	-65,06	0,20	24.79	0,80	0,10
17	543,71	-10.76	-101,50	0,20	24.79	0,80	0,10
18	524,51	-14.86	-134,52	0,20	24.79	0,80	0,09
19	498,91	-19.04	-162,79	0,21	24.79	0,80	0,09
20	427,50	-23.34	-169,34	0,21	24.79	0,80	0,08
21	380,35	-27.77	-177,22	0,22	24.79	0,80	0,07
22	328,99	-32.40	-176,27	0,23	24.79	0,80	0,06
23	184,55	-37.28	-111,78	0,25	24.20	0,20	0,05
24	110,86	-42.50	-74,90	0,27	24.00	0,00	0,03
25	36,48	-48.21	-27,20	0,29	24.00	0,00	0,01

ΣW_i= 15971,62 [kg]
$\Sigma W_i \sin\alpha_i$= 3500,22 [kg]
$\Sigma W_i \tan\phi_i$= 7319,31 [kg]
$\Sigma \tan\alpha_i \tan\phi_i$= 2.24



Inviluppo Sollecitazioni paramento

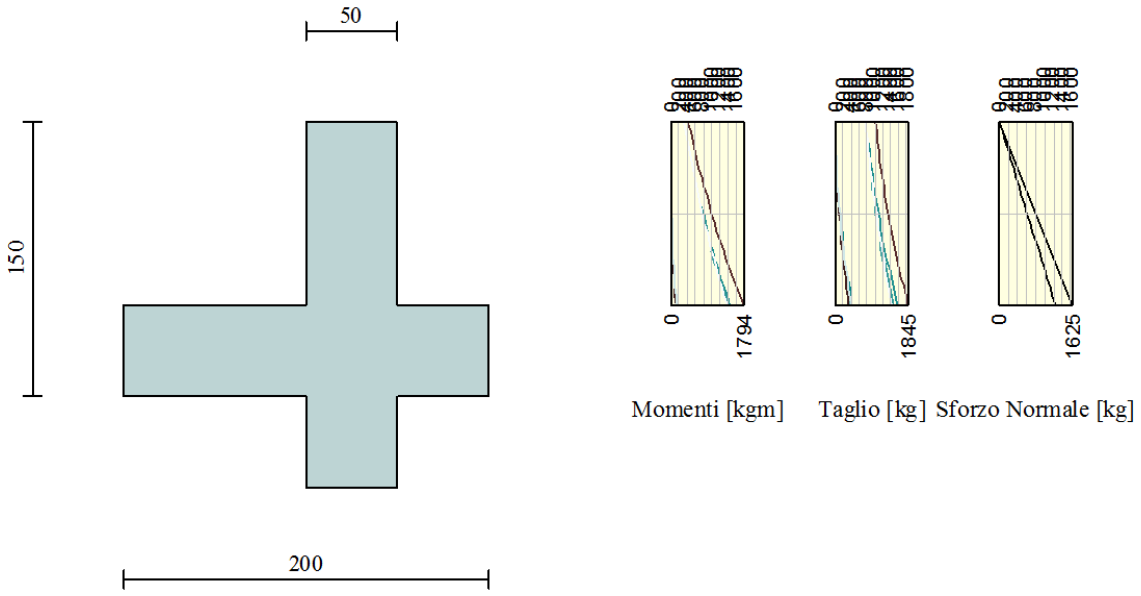
L'ordinata Y(espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro
Momento positivo se tende le fibre contro terra (a monte), espresso in [kgm]
Sforzo normale positivo di compressione, espresso in [kg]
Taglio positivo se diretto da monte verso valle, espresso in [kg]

Inviluppo combinazioni SLU

Nr.	Y	Nmin	Nmax	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0,30	375,00	487,50	4,88	752,20	41,33	1189,00
2	0,65	812,50	1056,25	37,37	1215,56	156,33	1473,42
3	1,00	1250,00	1625,00	122,70	1793,84	343,03	1845,42

Inviluppo combinazioni SLE

Nr.	Y	Nmin	Nmax	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0,30	375,00	375,00	578,61	579,87	914,62	923,25
2	0,65	812,50	812,50	935,05	941,36	1133,40	1154,04
3	1,00	1250,00	1250,00	1379,88	1395,82	1419,55	1454,27



Inviluppo Sollecitazioni fondazione di valle

L'ascissa X(espressa in m) è considerata positiva verso monte con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di valle
Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in [kgm]
Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in [kg]

Inviluppo combinazioni SLU

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	0,50	-25,34	280,84	-42,51	1096,45
3	1,00	16,34	1069,52	268,11	2031,33

Inviluppo combinazioni SLE

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	0,50	203,29	213,34	803,03	840,53
3	1,00	792,90	827,69	1545,26	1604,05

Inviluppo Sollecitazioni fondazione di monte

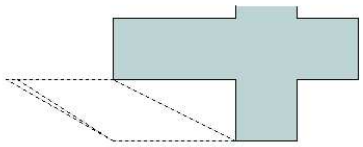
L'ascissa X(espressa in m) è considerata positiva verso valle con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di monte
Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in [kgm]
Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in [kg]

Inviluppo combinazioni SLU

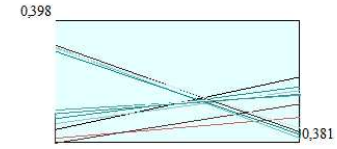
Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	0,25	-107,93	16,82	-854,51	119,19
3	0,50	-422,79	51,90	-1655,45	146,05

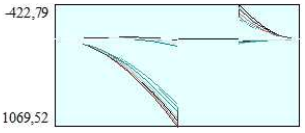
Inviluppo combinazioni SLE

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	0,25	-63,84	-60,92	-507,24	-484,80
3	0,50	-251,89	-241,13	-993,72	-954,40

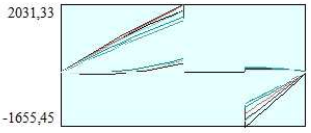


Pressioni sul terreno





Momento



Taglio

Inviluppo armature e tensioni nei materiali del muro

L'ordinata Y(espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro
B base della sezione espressa in [cm]
H altezza della sezione espressa in [cm]
A_{fs} area di armatura in corrispondenza del lembo di monte in [cmq]
A_{fi} area di armatura in corrispondenza del lembo di valle in [cmq]
σ_c tensione nel calcestruzzo espressa in [kg/cmq]
τ_c tensione tangenziale nel calcestruzzo espressa in [kg/cmq]
σ_{fs} tensione nell'armatura disposta sul lembo di monte in [kg/cmq]
σ_{fi} tensione nell'armatura disposta sul lembo di valle in [kg/cmq]
N_u sforzo normale ultimo espresso in [kg]
M_u momento ultimo espresso in [kgm]
CS coefficiente sicurezza sezione
VRcd Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [kg]
VRsd Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kg]
VRd Resistenza al taglio, espresso in [kg]

Inviluppo SLU

Nr.	Y	B, H	A_{fs}	A_{fi}	N_u	M_u	CS	V_{Rd}	V_{Rcd}	V_{Rsd}
1	0,30	100, 50	10,05	10,05	10056	-8392	26,82	18018	--	--
2	0,65	100, 50	10,05	10,05	14042	-21008	17,28	18079	--	--
3	1,00	100, 50	10,05	10,05	14741	-21154	11,79	18141	--	--

Inviluppo SLE

Nr.	Y	B, H	A_{fs}	A_{fi}	σ_c	τ_c	σ_{fs}	σ_{fi}
1	0,30	100, 50	10,05	10,05	2,32	0,23	114,32	-25,25
2	0,65	100, 50	10,05	10,05	3,78	0,29	176,39	-41,88
3	1,00	100, 50	10,05	10,05	5,61	0,36	259,52	-62,28

Inviluppo armature e tensioni nei materiali della fondazione

Simbologia adottata
B base della sezione espressa in [cm]
H altezza della sezione espressa in [cm]
A_{fi} area di armatura in corrispondenza del lembo inferiore in [cmq]
A_{fs} area di armatura in corrispondenza del lembo superiore in [cmq]
σ_c tensione nel calcestruzzo espressa in [kg/cmq]
τ_c tensione tangenziale nel calcestruzzo espressa in [kg/cmq]
σ_{fi} tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo inferiore in [kg/cmq]
σ_{fs} tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo superiore in [kg/cmq]

N_u	sforzo normale ultimo espresso in [kg]
M_u	momento ultimo espresso in [kgm]
CS	coefficiente sicurezza sezione
VRcd	Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [kg]
VRsd	Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kg]
VRd	Resistenza al taglio, espresso in [kg]

Fondazione di valle

(L'ascissa X, espressa in [m], è positiva verso monte con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di valle)

Inviluppo SLU

Nr.	Y	B, H	A_{fs}	A_{fi}	N_u	M_u	CS	V_{Rd}	V_{Rcd}	V_{Rsd}
1	0,00	100, 50	10,05	10,05	0	0	1000,00	17965	--	--
2	0,50	100, 50	10,05	10,05	0	18061	64,31	17965	--	--
3	1,00	100, 50	10,05	10,05	0	18061	16,89	17965	--	--

Inviluppo SLE

Nr.	X	B, H	A_{fs}	A_{fi}	σ_c	τ_c	σ_{fi}	σ_{fs}
4	0,00	100, 50	10,05	10,05	0,00	0,00	0,00	0,00
5	0,50	100, 50	10,05	10,05	0,83	0,21	48,42	-8,59
6	1,00	100, 50	10,05	10,05	3,23	0,40	187,86	-33,32

Fondazione di monte

(L'ascissa X, espressa in [m], è positiva verso valle con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di monte)

Inviluppo SLU

Nr.	Y	B, H	A_{fs}	A_{fi}	N_u	M_u	CS	V_{Rd}	V_{Rcd}	V_{Rsd}
1	0,00	100, 50	10,05	10,05	0	0	1000,00	17965	--	--
2	0,25	100, 50	10,05	10,05	0	-18061	167,34	17965	--	--
3	0,50	100, 50	10,05	10,05	0	-18061	42,72	17965	--	--

Inviluppo SLE

Nr.	X	B, H	A_{fs}	A_{fi}	σ_c	τ_c	σ_{fi}	σ_{fs}
4	0,00	100, 50	10,05	10,05	0,00	0,00	0,00	0,00
5	0,25	100, 50	10,05	10,05	0,25	-0,13	-2,57	14,49
6	0,50	100, 50	10,05	10,05	0,98	-0,25	-10,14	57,17

Dimensionamento pettine selettivo – verifica resistenza profili tubolari

Di seguito si riporta la verifica di resistenza dei profili tubolari imiegati per la realizzazione del pettine selettivo, profili che hanno sezione circalare cava di diametro pari a 159 mm – s = 8 mm, altezza netta pari a 1,25 m e risultano posti ad interasse pari a 0,60 m.
L'acciaio impiegato per i profili tubolari risulta essere il tipo S355 JR.

Le reazioni all'incastro risultano dunque pari a:

- Taglio V_{sd}= 781,25 daN/m x 0,60 m=468,75 daN x γ_g=1,30 = 609,38 daN
- Momento M_{sd}= 325,52 daN/m x 0,60 m=195,31 daN x γ_g=1,30 = 253,90 daNm

Il momento resistente dei profili tubolari risulta pari a:

M_{rd}= (f_{yk}/ γ_m)xW_{pl}=(355/1,05)x183.000 = 6.187 daNm

valore che risulta ampiamente al di sopra del momento sollecitante.
Il taglio resistente dei profili tubolari risulta pari a:

$$V_{rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m0}} = \frac{2419{,}16 \cdot 355}{\sqrt{3} \cdot 1{,}05} = 47.220 daN$$

dove : $A_v = \frac{2A}{\pi} = 2419{,}16 mmq$

Anche il valore del taglio resistente risulta essere ampiamente supriore al taglio sollecitante.

5. DICHIARAZIONI SECONDO N.T.C. 2008 (PUNTO 10.2)

Analisi e verifiche svolte con l'ausilio di codici di calcolo
Il sottoscritto , in qualità di calcolatore delle opere in progetto, dichiara quanto segue.

Tipo di analisi svolta
L'analisi strutturale e le verifiche sono condotte con l'ausilio di un codice di calcolo automatico. La verifica della sicurezza degli elementi strutturali è stata valutata con i metodi della scienza delle costruzioni. L'analisi strutturale è condotta con l'analisi statica non-lineare, utilizzando il metodo degli spostamenti per la valutazione dello stato limite indotto dai carichi statici.L'analisi strutturale sotto le azioni sismiche è condotta con il metodo dell'analisi statica equivalente secondo le disposizioni del capitolo 7 del DM 14/01/2008.
L'analisi strutturale viene effettuata con il metodo degli elementi finiti, schematizzando la struttura in elementi lineari e nodi. Le incognite del problema sono le componenti di spostamento in corrispondenza di ogni nodo (2 spostamenti e 1 rotazioni).
La verifica delle sezioni degli elementi strutturali è eseguita con il metodo degli Stati Limite. Le combinazioni di carico adottate sono esaustive relativamente agli scenari di carico più gravosi cui l'opera sarà soggetta.

Origine e caratteristiche dei codici di calcolo

Titolo	PAC - Analisi e Calcolo Paratie
Versione	10.0
Produttore	Aztec Informatica srl, Casole Bruzio (CS)
Utente	Studio Tec. Ass. Ing. Brizzolara e Ing. Sturla
Licenza	AIU3767A3

Origine e caratteristiche dei codici di calcolo

Titolo	MAX - Analisi e Calcolo Muri di Sostegno
Versione	10.10
Produttore	Aztec Informatica srl, Casole Bruzio (CS)
Utente	Studio Tec. Ass. Ing. Brizzolara e Ing. Sturla
Licenza	AIU3767A3

Origine e caratteristiche dei codici di calcolo

Titolo	SCAT - Analisi Strutture Scatolari
Versione	10.0
Produttore	Aztec Informatica srl, Casole Bruzio (CS)
Utente	Studio Tec. Ass. Ing. Brizzolara e Ing. Sturla
Licenza	AIU3767A3

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

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

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

Giudizio motivato di accettabilità dei risultati
I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli dal sottoscritto utente del software. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali. Inoltre sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni.
In base a quanto sopra, io sottoscritto asserisco che l'elaborazione è corretta ed idonea al caso specifico, pertanto i risultati di calcolo sono da ritenersi validi ed accettabili.