

Relazione descrittiva

La presente relazione tecnica e di calcolo riporta le verifiche relativamente al sistema di micropali da realizzarsi in preparazione della realizzazione del vano tecnico.

Si ipotizza tale sistema di micropali in funzione prevalentemente dell'ottimizzazione degli scavi specie in aderenza dei confini con le costruzioni esistenti.

Si riporta anche la verifica dell'intera struttura modellata con un completo modello numerico FEM che interpreta il funzionamento del volume scatolare in cls.

Il progettista delle strutture
Prof. Ing. Enrico Baroni
Prof. Arch. Alberto Bove

Relazione sugli elementi prestazionali

Calcestruzzo per strutture c.a.

Per tutte le strutture si prevede calcestruzzo di classe Rck superiore a 300 kg/cmq, confezionato con cemento Portland ad alta resistenza dosato a 350 kg/mc, inerti di resistenza non inferiore a quella richiesta per il calcestruzzo, (gli inerti saranno costituiti da sabbia silicea e ghiaia di almeno due granulometrie di diametro massimo pari a 25 mm) , acqua priva di sostanze oleose o zuccherine, con contenuto in solfati inferiore all'1 %, in cloruri inferiore allo 0.5 %,e in quantità pari a 140 - 160 kg/mc a secondo della umidità degli inerti, con rapporto finale $A/C \leq 0,5$.

Acciaio per cemento armato

Gli acciai in barre per cls sarà del tipo ad aderenza migliorata attraverso risalti e dentellature secondo le forme in uso e commerciali nelle dimensioni e nei diametri rispettosi dei limiti di norma (2.2.3 della sezione 1 del DM 9 Gennaio 1996) finalizzato a connotare un acciaio tipo FeB44K anche in rapporto alla saldabilità e all'efficacia degli ancoraggi chimici.

Laddove si usino reti elettrosaldate queste corrisponderanno alle limitazioni del diametro dei fili ed ai parametri meccanici e reologici secondo i requisiti del prospetto 4-I del punto 2.2.5 del più volte richiamato decreto ministeriale.

La qualità dei materiali oltreché certificata all'origine e dal produttore dovrà essere confermata e verificata mediante prove dirette da espletare in cantiere su prelievi scelti a campione in ragione delle varie fasi costruttive,

della diversificazione in diametro ed eventualmente in ragione della diversificata provenienza.

Attenzione speciale dovrà essere rivolta a garantire omogeneità di prestazioni e regolarità di requisiti meccanici e di duttilità.

Acciaio per micropali

Acciaio Fe 510 o superiore, conforme alle attuali norme in vigore, esente da difetti e imperfezioni: tutti i tubolari, dovranno presentare una superficie liscia esente da screpolature, cricche, fessurazioni e altri difetti.

N.B. Gli acciai sopraindicati dovranno avere composizione chimica contenuta entro i limiti raccomandati dalle UNI 5132 per la saldabilità.

Malta per iniezione

Per tutti i micropali si prevede calcestruzzo di classe Rck superiore a 250 kg/cmq, confezionato con cemento Portland ad alta resistenza con additivi fluidificanti e con inerti di resistenza non inferiore a quella richiesta per il calcestruzzo, sia pure di ridotta granulometria, acqua priva di sostanze oleose o zuccherine, con contenuto in solfati inferiore all'1 %, in cloruri inferiore allo 0.5 %.

Accettazione dei materiali

I materiali saranno qualificati in funzione di campionature in numero sufficiente ed adeguato a consentire riscontri statistici a garanzia delle prestazioni che non dovranno essere minorate con una percentuale eccedente i limiti di norma (frattile 5%) e controllati secondo le procedure e le specifiche, nonché le attenzioni individuate singolarmente negli allegati al DM 9 Gennaio 1996, specialmente allegati 1 e 8 riguardanti il cls e l'acciaio da costruzione.

Il progettista delle strutture
Prof. Ing. Enrico Baroni
Prof. Arch. Alberto Bove

Relazione tecnica e di calcolo

I fattori influenzanti il comportamento dell'intera struttura sono stati individuati e valutati in conformità con quanto stabilito dalle disposizioni vigenti e, in particolare, dalle seguenti:

- Legge nr. 1086 del 05/11/1971.

Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica.

- Legge nr. 64 del 02/02/1974.

Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.

- D.M. LL.PP. del 11/03/1988.

Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.

- D.M. LL.PP. del 14/02/1992.

Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.

- D.M. 9 Gennaio 1996

Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.

- D.M. 16 Gennaio 1996

Norme Tecniche relative ai 'Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi'.

- D.M. 16 Gennaio 1996

Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche.

- Circolare Ministero LL.PP. 15 Ottobre 1996 N. 252 AA.GG./S.T.C.

Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche di cui al D.M. 9 Gennaio 1996.

- Circolare Ministero LL.PP. 10 Aprile 1997 N. 65/AA.GG.

Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. 16 Gennaio 1996.

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 useremo 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

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

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.

I diagrammi di equilibrio possono differenziarsi per la forma della controspinta: se la congiungente il diagramma di valle con quello di monte avviene su una retta inclinata avremo per la controspinta una forma triangolare (nel programma questo tipo di diagramma è convenzionalmente indicato come 'diagramma esatto'). In tal caso il diagramma risultante assumerà valore nullo in corrispondenza del centro di rotazione. Se invece la congiungente i due diagrammi è orizzontale avremo per la controspinta una forma trapezoidale ('diagramma approssimato'). La retta congiungente intersecherà la paratia nel centro di rotazione ma la pressione è diversa da zero.

È possibile inoltre considerare la controspinta come una forza concentrata applicata nel centro di rotazione ('controspinta concentrata'). In tal caso, mentre l'equilibrio alla traslazione è garantito, quello alla rotazione sarà affetto da un certo errore.

In funzione del tipo di diagramma scelto si avranno leggere differenze nel calcolo della profondità di infissione.

La profondità di infissione necessaria per l'equilibrio è in genere aumentata di un fattore di sicurezza.

Calcolo della spinta (Metodo di Coulomb)

Spinta attiva

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 paratia, e quindi la retta di spinta risulta inclinata rispetto alla normale al paramento stesso di un angolo di attrito terra-muro.

L'espressione della spinta esercitata da un terrapieno, di peso specifico γ , su una parete di altezza H , risulta espressa secondo la teoria di **Coulomb** dalla seguente relazione

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

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

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

dove ϕ è l'angolo d'attrito del terreno, α rappresenta l'angolo che la parete forma con l'orizzontale ($\alpha = 90^\circ$ 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 in cui il terrapieno sia gravato di un sovraccarico uniforme Q l'espressione della pressione e della spinta diventano

$$\sigma_a = (\gamma z + Q)K_a$$

$$S = (1/2\gamma H^2 + QH)K_a$$

Nel programma **PAC** si assume l'espressione di **Coulomb** per il calcolo della spinta ma la spinta è applicata totalmente in direzione orizzontale.

Al carico Q corrisponde un diagramma delle pressioni rettangolare con risultante applicata a $1/2H$. Nel caso di terreno dotato di coesione c l'espressione della pressione esercitata sulla parete, alla generica profondità z , diventa

$$\sigma_a = \gamma z K_a - 2c(K_a)^{1/2}$$

Al diagramma triangolare, espresso dal termine $\gamma z K_a$, si sottrae il diagramma rettangolare legato al termine con la coesione. La pressione σ_a risulta negativa per valori di z minori di

$$h_c = \frac{2c}{\gamma(K_a)^{1/2}}$$

La grandezza h_c è detta altezza critica e rappresenta la profondità di potenziale frattura del terreno. È chiaro che se l'altezza della parete è inferiore ad h_c non abbiamo nessuna spinta sulla parete.

Spinta in presenza di falda

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

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

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

Spinta (resistenza) passiva

L'espressione della resistenza passiva risulta espressa secondo la teoria di **Coulomb** dalla seguente relazione

$$S = (1/2\gamma H^2 + QH)K_p$$

dove K_p rappresenta il coefficiente di spinta passiva espresso come

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

Nel caso di terreno dotato di coesione c l'espressione della pressione passiva, alla generica profondità z , diventa

$$\sigma_p = \gamma z K_p + Q + 2c(K_p)^{1/2}$$

Nel programma *PAC* si assume l'espressione di **Coulomb** per il calcolo della resistenza passiva ma la resistenza stessa è applicata totalmente in direzione orizzontale.

Analisi ad elementi finiti

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

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

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

Schematizzazione del terreno

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

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

Per le molle di estremità, in corrispondenza della linea di fondo scavo ed in corrispondenza dell'estremità inferiore della paratia, si assume una area equivalente dimezzata. Inoltre, tutte le molle hanno, ovviamente, rigidità flessionale e tagliante nulla e sono vincolate all'estremità alla

traslazione. Quindi la matrice di 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. 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 p_0 , fino a raggiungere il carico totale p . Ogni volta che si incrementa il carico si controllano eventuali plasticizzazioni delle molle. Se si hanno nuove plasticizzazioni la matrice globale andrà riassembleta escludendo il contributo delle molle plasticizzate. Il procedimento descritto se fosse applicato in questo modo sarebbe particolarmente gravoso (la fase di decomposizione della matrice di rigidezza è particolarmente onerosa). Si ricorre pertanto a soluzioni più sofisticate che escludono il riassembleggio 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.

Verifica alla stabilità globale

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

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

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

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

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

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

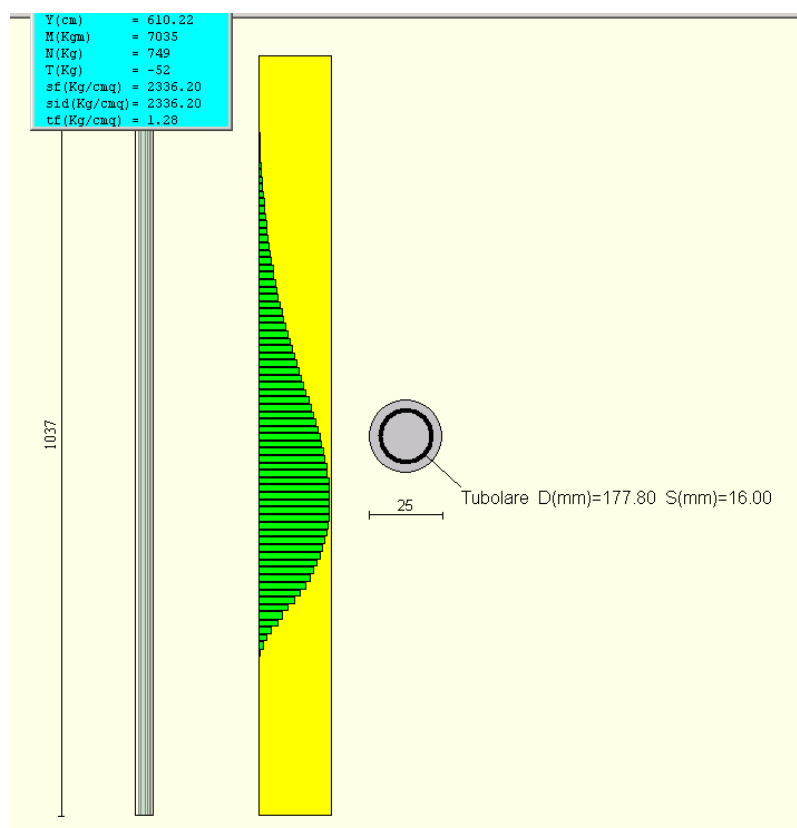
Inoltre u_i ed l_i rappresentano la pressione neutra lungo la base della striscia e la lunghezza della base della striscia ($l_i = b_i / \cos \alpha_i$).

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

Verifica paratia

Geometria paratia

Tipo di paratia	Paratia di micropali
Altezza fuori terra (m)	4.00
Lunghezza paratia (m)	8.50
Profondità di infissione necessaria (m)	4.25
Profondità di infissione di sicurezza (m)	6.37
Altezza totale della paratia (m)	10.37
Numero di file di micropali	1
Interasse fra i micropali (m)	0.40
Diametro dei micropali (cm)	25.00
Numero totale di micropali	21
Numero di micropali per metro lineare	2.47
Diametro esterno del tubolare (mm)	177.80
Spessore del tubolare (mm)	16.00



Profilo del terreno e relativi sovraccarichi

Convenzioni di segno

Assumendo l'ascissa positiva da sinistra verso destra e l'ordinata positiva verso l'alto l'inclinazione si intende positiva se l'ordinata del profilo risulta crescente con l'ascissa

Inclinazione del terreno a monte della paratia (°)	0.00
Inclinazione del terreno a valle della paratia (°)	0.00
Sovraccarico sul terreno a monte della paratia (Kg/m ²)	0.00
Sovraccarico sul terreno a valle della paratia (Kg/m ²)	0.00

Descrizione stratigrafia terreno

Simbologia adottata

Nr.	numero d'ordine dello strato a partire dalla sommità della paratia
γ	peso di volume del terreno espresso in Kg/m ³
γ_w	peso di volume saturo del terreno espresso in Kg/m ³
ϕ	angolo d'attrito interno del terreno espresso in gradi(°)
δ	angolo d'attrito terreno/paratia espresso in gradi(°)
c	coesione del terreno espressa in Kg/cm ²
k	costante di Winkler orizzontale espressa in Kg/cm ³
S	spessore dello strato espresso in metri

Nr.	Descrizione	γ	γ_w	ϕ	δ	c	k	S
1	Terreno	1800	2000	30	0	0.00	0.48	3.00
2	Terreno	1800	2000	30	0	0.00	1.44	3.00

Caratteristiche materiali utilizzati

Calcestruzzo

Peso specifico	2500 Kg/m ³
Resistenza caratteristica a compressione R_{bk}	250 Kg/cm ²
Tensione ammissibile a compressione σ_c	85.0 Kg/cm ²
Tensione tangenziale ammissibile τ_{c0}	5.3 Kg/cm ²
Tensione tangenziale ammissibile τ_{c1}	16.9 Kg/cm ²

Acciaio

Tipo	Fe 510
Tensione ammissibile σ_{fa}	2400 Kg/cm ²
Tensione di snervamento f_{yk}	3600 Kg/cm ²

Analisi della spinta

Coefficienti di spinta

Simbologia adottata

Per ogni strato sono riportati i coefficienti di spinta adottando la seguente notazione

Y_s ordinata superiore dello strato espressa in metri rispetto alla testa della paratia

Y_i	ordinata inferiore dello strato espressa in metri rispetto alla testa della paratia
K_{am}	coefficiente di spinta attiva da monte
K_{pm}	coefficiente di spinta passiva da monte
K_{av}	coefficiente di spinta attiva da valle
K_{pv}	coefficiente di spinta passiva da valle
K_{ams}	coefficiente di spinta attiva da monte (sismico)
K_{pms}	coefficiente di spinta passiva da monte (sismico)
K_{avs}	coefficiente di spinta attiva da valle (sismico)
K_{pvs}	coefficiente di spinta passiva da valle (sismico)

Nr.	Y_s	Y_i	K_{am}	K_{pm}	K_{av}	K_{pv}	K_{ams}	K_{pms}	K_{avs}	K_{pvs}
1	0.00	3.00	0.333	3.000	0.000	0.000	0.377	3.127	0.000	0.000
2	3.00	6.00	0.333	3.000	0.333	3.000	0.377	3.127	0.377	3.127

Pressioni terreno

Simbologia adottata

Per ogni strato sono riportati i valori delle pressioni in corrispondenza del lembo superiore (primo rigo) ed inferiore (secondo rigo)

Y ordinata del lembo superiore/inferiore dello strato espressa in metri rispetto alla testa della paratia.
Le pressioni sono tutte espresse in Kg/m^2

P_{vm}	pressione verticale da monte
P_{vm}	pressione verticale da valle
σ_{am}	sigma attiva da monte
σ_{av}	sigma attiva da valle
σ_{pm}	sigma passiva da monte
σ_{pv}	sigma passiva da valle

Nr.	$Y(m)$	P_{vm}	P_{vv}	σ_{am}	σ_{av}	σ_{pm}	σ_{pv}
1	0.00	0	0	316	0	0	0
	3.00	5400	0	1879	0	16200	0
2	3.00	5400	0	1879	0	16200	0
	4.00	7200	0	2400	0	21600	0
3	4.00	7200	0	2400	0	21600	0
	203.00	365400	358200	121800	119400	1096200	1074600

Analisi della paratia

La paratia è analizzata con i metodi classici (equilibrio) assumendo che il diagramma di contropinta abbia una forma triangolare.

Altezza fuori terra della paratia	(m)	4.00
Profondità di infissione necessaria	(m)	4.25
Fattore di sicurezza		1.50
Profondità di infissione totale	(m)	6.37
Altezza totale della paratia	(m)	10.37
Coefficiente di intensità sismico	(Percento)	7.00

Forze agenti sulla paratia

Simbologia adottata e sistema di riferimento

Tutte le forze sono espresse in Kg e si intendono positive se dirette da monte verso valle. Esse sono riferite ad un metro di larghezza della paratia

Y_a rappresenta il punto di applicazione espresso in metri rispetto alla testa della paratia.

	Valore (Kg)	Y_a (m)
Spinta agente sulla paratia	5400.00	2.83
Incremento sismico della spinta	632.83	1.33
Resistenza passiva agente sulla paratia	-20686.56	6.46
Controspinta agente sulla paratia	14654.38	8.02

Punto di nullo del diagramma	(m)	4.50
Punto di inversione del diagramma	(m)	7.33
Centro di rotazione	(m)	7.55

Pressioni sulla paratia al di sotto della linea di fondo scavo

Simbologia adottata

N° numero d'ordine della sezione

Y ordinata della sezione rispetto alla linea di fondo scavo

P pressione sulla paratia espressa in Kg/m^2 positiva da monte verso valle

N°	Y	P
----	---	---

Stabilità globale

Metodo di Fellenius

Numero di cerchi analizzati 36

Numero di strisce 50

Cerchio critico

Coordinate del centro X(m)= -0.82 Y(m)= 0.00

Raggio del cerchio R(m)= 10.41

Ascissa a valle del cerchio Xi(m)= -10.43

Ascissa a monte del cerchio Xs(m)= 9.58

Larghezza della striscia dx(m)= 0.40

Coefficiente di sicurezza C= 3.22

Caratteristiche delle strisce

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/cm²

b larghezza della striscia espressa in metri

L sviluppo della base della striscia espressa in metri ($L=b/\cos\alpha$)

u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in Kg/cm²

N°	W	$\alpha(^{\circ})$	$W\sin\alpha$	L	ϕ	c	u
1	1029.6	82.0	1019.6	2.89	30.00	0.000	0.000
2	2471.3	70.7	2332.6	1.21	30.00	0.000	0.000
3	3189.7	64.8	2885.9	0.94	30.00	0.000	0.000
4	3745.6	60.0	3243.8	0.80	30.00	0.000	0.000
5	4207.7	55.8	3481.5	0.71	30.00	0.000	0.000
6	4605.2	52.1	3632.7	0.65	30.00	0.000	0.000
7	4953.9	48.6	3716.9	0.61	30.00	0.000	0.000
8	5263.6	45.4	3746.6	0.57	30.00	0.000	0.000
9	5541.0	42.3	3730.7	0.54	30.00	0.000	0.000
10	5790.7	39.4	3675.9	0.52	30.00	0.000	0.000
11	6016.3	36.6	3587.5	0.50	30.00	0.000	0.000
12	6220.2	33.9	3469.8	0.48	30.00	0.000	0.000
13	6404.8	31.3	3326.2	0.47	30.00	0.000	0.000
14	6571.4	28.7	3160.0	0.46	30.00	0.000	0.000
15	6721.6	26.3	2973.5	0.45	30.00	0.000	0.000
16	6856.4	23.8	2769.4	0.44	30.00	0.000	0.000
17	6976.7	21.4	2549.5	0.43	30.00	0.000	0.000
18	7083.1	19.1	2315.9	0.42	30.00	0.000	0.000
19	7176.5	16.8	2070.3	0.42	30.00	0.000	0.000
20	7257.1	14.5	1814.4	0.41	30.00	0.000	0.000
21	7325.6	12.2	1549.7	0.41	30.00	0.000	0.000
22	7382.1	10.0	1277.6	0.41	30.00	0.000	0.000
23	7427.0	7.7	999.7	0.40	30.00	0.000	0.000
24	7281.5	5.5	700.0	0.40	30.00	0.000	0.000
25	4601.1	3.3	265.3	0.40	30.00	0.000	0.000
26	4612.1	1.1	88.5	0.40	30.00	0.000	0.000
27	4612.1	-1.1	-88.9	0.40	30.00	0.000	0.000
28	4601.0	-3.3	-265.7	0.40	30.00	0.000	0.000
29	4578.7	-5.5	-440.6	0.40	30.00	0.000	0.000
30	4545.2	-7.7	-612.2	0.40	30.00	0.000	0.000
31	4500.3	-10.0	-779.3	0.41	30.00	0.000	0.000
32	4443.7	-12.2	-940.4	0.41	30.00	0.000	0.000
33	4375.2	-14.5	-1094.3	0.41	30.00	0.000	0.000

34	4294.5	-16.8	-1239.3	0.42	30.00	0.000	0.000
35	4201.2	-19.1	-1374.0	0.42	30.00	0.000	0.000
36	4094.7	-21.4	-1496.7	0.43	30.00	0.000	0.000
37	3974.4	-23.8	-1605.6	0.44	30.00	0.000	0.000
38	3839.6	-26.3	-1698.9	0.45	30.00	0.000	0.000
39	3689.3	-28.7	-1774.4	0.46	30.00	0.000	0.000
40	3522.6	-31.3	-1829.8	0.47	30.00	0.000	0.000
41	3338.1	-33.9	-1862.3	0.48	30.00	0.000	0.000
42	3134.0	-36.6	-1869.1	0.50	30.00	0.000	0.000
43	2908.4	-39.4	-1846.5	0.52	30.00	0.000	0.000
44	2658.6	-42.3	-1790.3	0.54	30.00	0.000	0.000
45	2381.2	-45.4	-1695.1	0.57	30.00	0.000	0.000
46	2071.3	-48.6	-1554.3	0.61	30.00	0.000	0.000
47	1722.6	-52.1	-1359.0	0.65	30.00	0.000	0.000
48	1325.0	-55.8	-1096.4	0.71	30.00	0.000	0.000
49	862.7	-60.0	-747.2	0.80	30.00	0.000	0.000
50	306.4	-64.8	-277.3	0.94	30.00	0.000	0.000

Resistenza a taglio paratia= 0.00 Kg

$\Sigma W_i = 226692.48$ Kg

$\Sigma W_i \sin \alpha_i = 35045.81$ Kg

$\Sigma W_i \cos \alpha_i \tan \phi_i = 112687.85$ Kg

$\Sigma c_i b_i / \cos \alpha_i = 0.00$ Kg

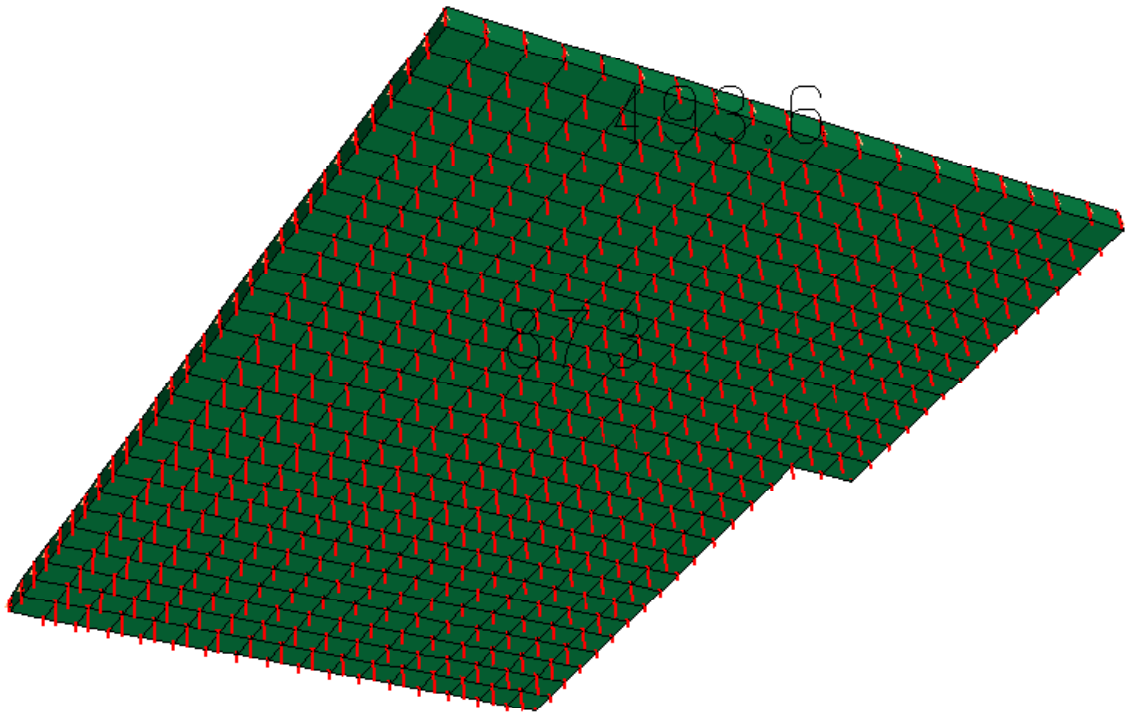
Sollecitazioni per metro di paratia

Simbologia adottata

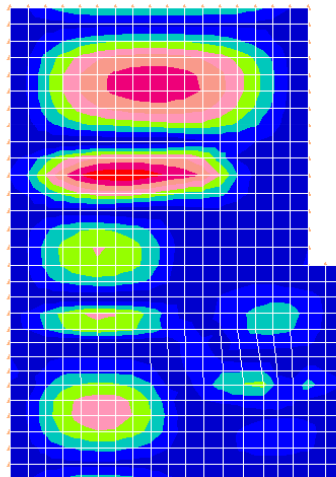
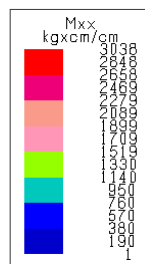
Nr.	numero d'ordine della sezione
Y	ordinata della sezione rispetto alla testa espressa in metri
M	momento flettente espresso in Kgm
N	sforzo normale espresso in Kg (positivo di compressione)
T	taglio espresso in Kg

Nr.	Y	M	N	T
1	0.00	0.00	0.00	0.00
11	1.00	245.02	303.19	576.86
21	2.00	1327.36	606.37	1674.62
31	3.00	3767.90	909.56	3293.28
41	4.00	8087.54	1212.75	5432.83
51	5.00	13920.37	1515.93	5432.83
61	6.00	17353.19	1819.12	632.83
71	7.02	13384.68	2129.02	-9233.84
81	8.04	791.46	2438.91	-7326.69

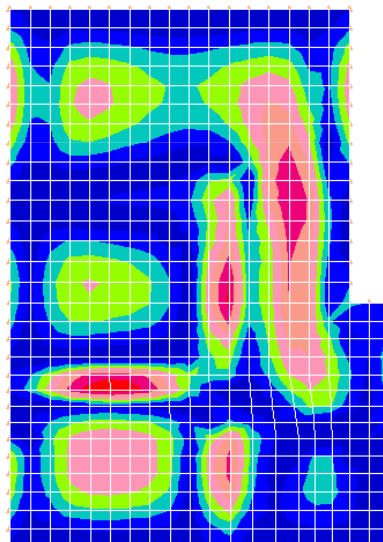
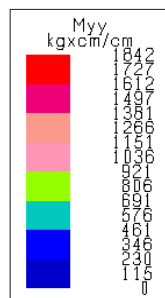
ALLEGATO NUMERICO E DI CALCOLO
modello numerico FEM dell'intera struttura



Reazioni vincolari sui nodi di platea, valore espresso in Kg
(tensione sul terreno inferiore a 0,4Kg/cmq)



Sollecitazione di momento flettente Mxx, platea di fondazione



Sollecitazione di momento flettente Myy, platea di fondazione