

S.T.P. ENGINEERING S.R.L.

VIA FERRARI, 4 - 43013 LANGHIRANO (PR)

TEL. 0521857222 CELL. 3487675176 FAX 0521857222

WWW.STPENGINEERING.NET E-MAIL: INFO@STPENGINEERING.NET

LA SOCIETÀ S.T.P. ENGINEERING S.R.L. SI RISERVA LA PROPRIETÀ DI QUESTO DISEGNO CON IL DIVIETO DI RIPRODURLO O TRASFERIRLO A TERZI SENZA AUTORIZZAZIONE SCRITTA

INGEGNERIA:

**EDILE
STRUTTURALE
INFRASTRUTTURALE
AMBIENTALE**



REGIONE EMILIA ROMAGNA
PROVINCIA DI PARMA
COMUNE DI PALANZANO



**INTERVENTO STRUTTURALE PONTE DI CANETO – DPCM DEL
27.02.2019 – OCDPC 503/2018 – PIANO DEGLI INTERVENTI URGENTI
ANNUALITA' 2020 - INTERVENTO 15952**



C.U.P. J87H19005540001

COMMITTENTE:

Amm.ne Comunale di Palanzano
Piazza Cardinale Ferrari, 1 - 43025 Palanzano (PR) P.I. 00452160344

PROGETTO:



FATTIBILITA'



DEFINITIVO



ESECUTIVO



D.L.

TAVOLA:

**RELAZIONE
CALCOLO FONDAZIONI**

N°

**S_3
1C**

REVISIONI:

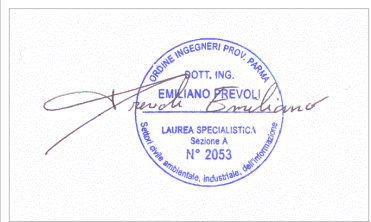
DATA

09 / 07 / 2020

SCALA:

-

IL PROG. ARC./ STR.
Ing. Emiliano Prevoli



Consulenze Specifiche
Studio Montepara S.r.l

R.U.P.
Geom. Giuseppe Guatteri



Comune di Palanzano

**PROGETTO PER IL RIFACIMENTO DEL PONTE DI CANETO SUL
TORRENTE CEDRA**

OPERE DI DIFESA E CONSOLIDAMENTO PILE PONTE CANETO

RELAZIONE DI CALCOLO

1. OPERE DI DIFESA E CONSOLIDAMENTO FONDAZIONI PILE PONTE CANETO

Oggetto della presente relazione è la descrizione delle procedure di calcolo delle coronelle in alveo per la difesa e consolidamento delle fondazioni del ponte sul Cedra in località Caneto nel Comune di Pallanzano.

Le piene che hanno interessato nel passato il torrente Cedra, hanno prodotto un leggero scalzamento delle fondazioni superficiali delle quattro pile del ponte Caneto, pertanto occorre eseguire un intervento per rinforzare le fondazioni così da annullare il fenomeno di scalzamento in caso di piena.



Il ponte è ubicato lungo la strada comunale che collega il centro abitato con la località Caneto in attraversamento del torrente Cedra.



Il ponte è in calcestruzzo armato ad armatura lenta ed ha le seguenti caratteristiche strutturali:

- impalcato di lunghezza 60.00 m, larghezza di 6,50 m circa e altezza media rispetto all'alveo di 6,00 m.
- n° 5 campate a graticcio in travi in c.a. in opera con luce di 12,00 m;
- n°4 pile in alveo con paramento in calcestruzzo;
- n° 2 spalle in calcestruzzo in opera;
- le fondazioni in prima verifica risultano superficiali, con profondità iniziale di circa 2,00 m dal piano fluviale, con appoggio sulla roccia in posto.

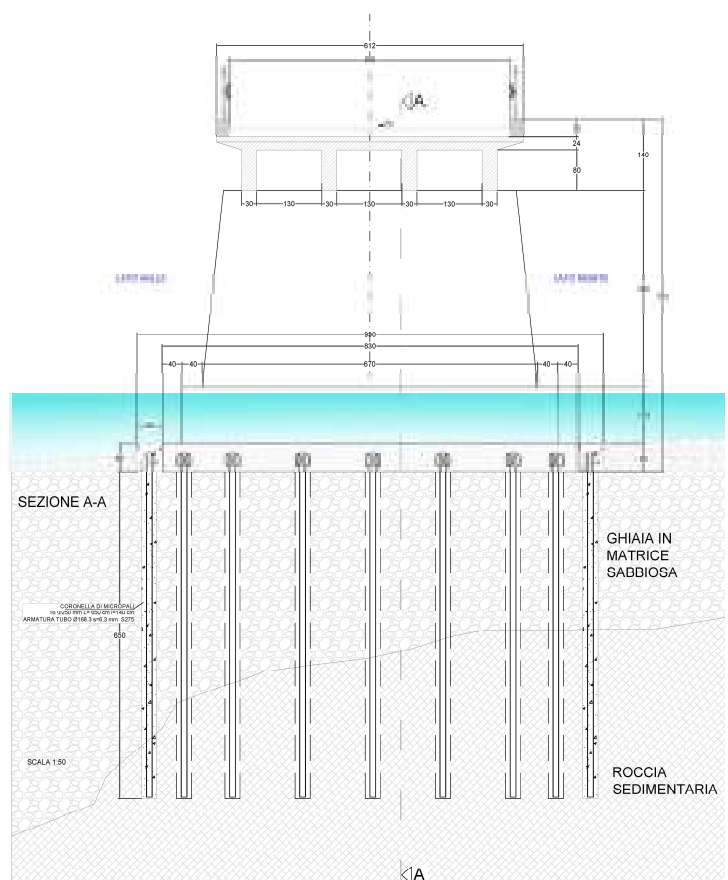
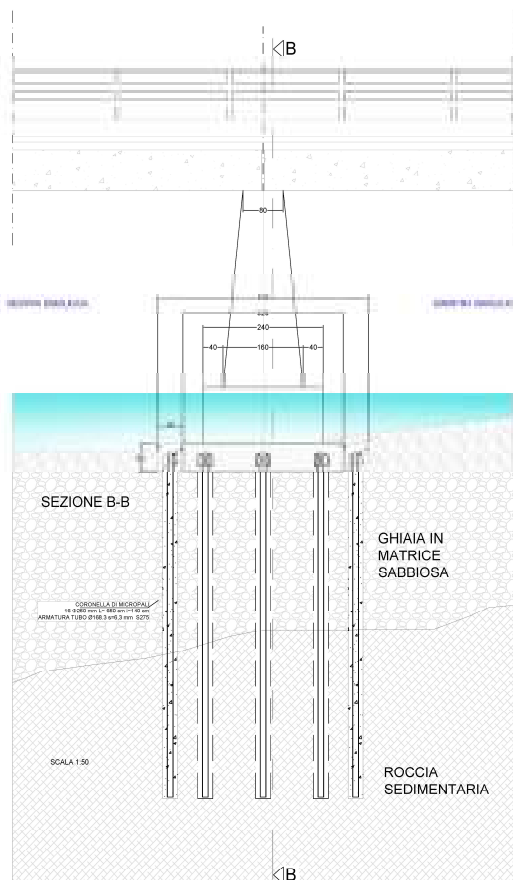
Al fine di garantire alle fondazioni di garantire la stabilità della pila anche in presenza di piena centenaria, si provvede a realizzare una coronella di micropali in grado di trasferire i carichi del ponte sulla roccia di base e allo stesso tempo assorbire la spinta idrodinamica della corrente di subalveo così da non instabilizzare, ovvero sifonare lo strato ghiaioso costituente la base di appoggio della fondazione della pila.

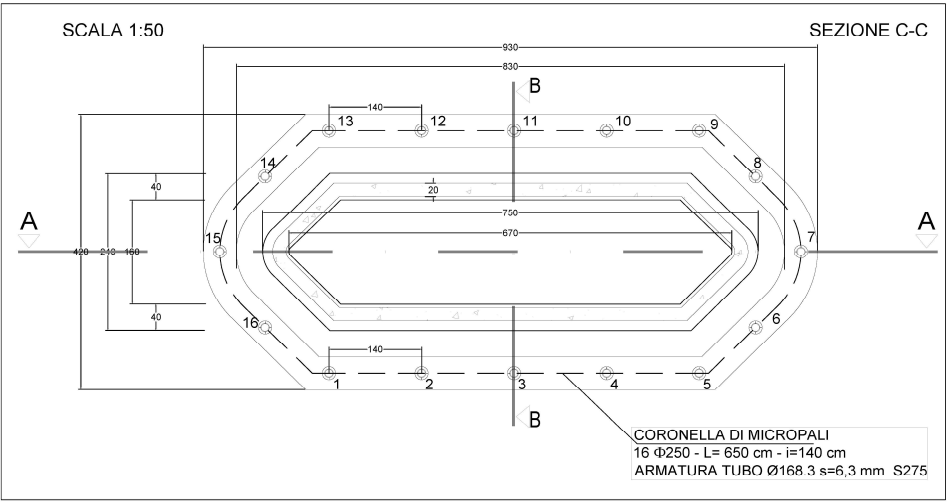
2. PROGETTO DELLA CORONELLA DI MICROPALI IN FONDAZIONE DELLA PILA 1

L'opera di difesa prevista per la fondazione delle pile in alveo da 1 a 4, consiste nella realizzazione di una coronella di protezione con micropali di diametro ϕ 250 profondi 7.00 m con interasse 100 cm, collegati in testa con cordolo di coronamento di dimensioni 50x60 cm in c.a.

I micropali sono armati con tubi in acciaio S275 di diametro 168,3 e spessore 6,3 mm. Nello specifico sono previste le seguenti opere strutturali:

- 1) coronelle a geometria ellittica realizzata mediante n. 16 micropali di lunghezza 650 cm, diametro ϕ 220 mm (Fig. 1).
- 2) Trave di coronamento in c.a. con sezione 50x60 cm.





3. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

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

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

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

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

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

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

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

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

- D.M. 9 Gennaio 1996

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

- D.M. 16 Gennaio 1996

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

- D.M. 16 Gennaio 1996

Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche.

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

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

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

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

- Norme Tecniche per le Costruzioni 2008 (D.M. 14 Gennaio 2008)

- Circolare 617 del 02/02/2009

Istruzioni per l'applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008.

4. MATERIALI

Si precisano di seguito le caratteristiche meccaniche richieste ai materiali di previsto impiego.

4.1 Calcestruzzo

- $f_{ck, cube} = 25 \text{ N/mm}^2 - \text{C20/25 N/mm}^2$

$f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} = 20.75 \text{ N/mm}^2$ resistenza caratteristica cilindrica a 28 giorni

$f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ N/mm}^2 = 28.75 \text{ N/mm}^2$ resistenza caratteristica cilindrica media

$f_{ctm} (\text{N/mm}^2) = 0.30 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 0.26 \cdot \sqrt[3]{R_{ck}^2} = 2.26 \text{ N/mm}^2$

$E_{cm} = 22000 \cdot [f_{cm}/10]^{0.3} = 30200.5 \text{ N/mm}^2$ modulo elastico

classe minima di consistenza S4

$\gamma = 25.00 \text{ kN/m}^3$ peso specifico

classe di esposizione ambientale XF2

rapporto A/C ≤ 0.50

Stato limite ultimo SLU:

$f_{cd} = \text{acc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \cdot 20.75 / 1.5 = 11.75 \text{ N/mm}^2$

Stato limite di esercizio SLE:

$\sigma_c = 0.60 \cdot f_{ck} = 12.35 \text{ N/mm}^2$ (compressione), combinazione di carico caratteristica (rara)

$\sigma_c = 0.45 f_{ck} = 9.33 \text{ N/mm}^2$ (compressione), combinazione di carico quasi permanente

Le proprietà meccaniche assunte:

- Coefficiente di Poisson $\nu = 0.2$
- Deformazione per ritiro $\varepsilon = 3 \cdot 10^{-4}$

Resistenza di calcolo a compressione: $f_{cd} = \frac{R_{ck}}{\gamma_{m,c}} = 13.16 \text{ N/mm}^2$ con $\gamma_{m,c} = 1.9$

$f_{ctm} = 0.48 \cdot \sqrt{R_{ck}} = 2.4 \text{ N/mm}^2$

$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 1.68 \text{ N/mm}^2$

Resistenza di calcolo a trazione: $f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_{m,c}} = 1.05 \text{ N/mm}^2$ con $\gamma_{m,c} = 1.6$

4.2 Acciaio in tondi ad aderenza migliorata

Si adotta acciaio **B450C** (controllato in stabilimento) per tondi di diametro $\leq 26 \text{ mm}$, avente caratteristiche:

Tensione caratteristica di snervamento: $f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$

Tensione caratteristica di rottura: $f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2$

Tensione di snervamento di calcolo: $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 391.30 \text{ N/mm}^2$ con $\gamma_s = 1.15$

Stato limite ultimo **SLU**:

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 450 / 1.15 = 391.30 \text{ MPa}$$

Stato limite di esercizio **SLE**:

$$\sigma_s = 0.80 \cdot f_{yk} = 360.0 \text{ MPa}$$

Le proprietà meccaniche assunte:

$$\text{Modulo di elasticità } E = 2.10 \times 10^{11} \text{ N/m}^2$$

$$\text{Coefficiente di Poisson } \nu = 0.3$$

ACCIAIO DA CARPENTERIA

Acciaio per armatura micropali: Acciaio S275J0W (UNI EN 10025/95)

$$\text{tensione di rottura a trazione } f_t \geq 430 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{tensione di snervamento } f_y \geq 275 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{tensione di snervamento di calcolo } f_{yd} \geq 262 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Modulo di elasticità } E = 2.10 \times 10^{11} \text{ N/m}^2$$

$$\text{Coefficiente di Poisson } \nu = 0.3$$

$$\text{Coefficiente di espansione termica lineare } \alpha = 12 \times 10^{-6} \text{ per } ^\circ\text{C}^{-1}$$

5. ANALISI STRUTTURALE

Le opere in oggetto, realizzate mediante coronelle in micropali, viene studiato come sistema di contenimento con verifiche globali che considerano il comportamento della paratia in terreno consolidato a cemento con geometria ad anello circolare e/o ellittico sottoposto alla spinta del terreno e della falda idrica; inoltre si eseguono delle verifiche locali per valutare il comportamento del singolo palo soggetto alle azioni locali generate dal terreno e dalla falda.

5.1 Richiami teorici

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

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

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.

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 $\tan(\cdot)$ 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 falda

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

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

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

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

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

$$\gamma_w \times h$$

Nell'ipotesi di regime idrodinamico la falda viene considerata idrodinamica, la pressione in un punto a profondità h_m dalla linea freatica se calcolata da monte risulterà pari a:

$$\gamma_w \times h_m \times (1-i)$$

oppure, se calcolata da valle, la pressione in un punto a profondità h_v dalla linea freatica da valle risulterà pari a:

$$\gamma_w \times h_v \times (1+i).$$

Il valore della pressione al piede della paratia in regime idrodinamico coincide sia se calcolata da monte che da valle.

i rappresenta il gradiente idraulico nell'ipotesi di filtrazione monodimensionale.

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

$$F_i = W \cdot C$$

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

$$DS = S - S_s$$

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

Analisi ad elementi finiti

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

La parte fuori terra della paratia è suddivisa in elementi di lunghezza pari a circa 5 centimetri e più o meno costante per tutti gli elementi. La suddivisione è suggerita anche dalla eventuale presenza di tiranti, carichi e vincoli. Infatti questi elementi devono capitare in corrispondenza di un nodo. Nel caso di tirante è inserito un ulteriore elemento atto a schematizzarlo. Detta L la lunghezza libera del tirante, A_t 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_t , 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) l'area equivalente della molla sarà $A_m=m \cdot b$.

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. 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 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 rigidità è particolarmente onerosa). Si ricorre pertanto a soluzioni più sofisticate che escludono il riassettaggio e la decomposizione della matrice, ma usano la matrice elastica iniziale (*metodo di Riks*).

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

Analisi per fasi di scavo

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

Definite le varie altezze di scavo (in funzione della posizione di tiranti, vincoli, o altro) si procede per ogni fase al calcolo delle spinte inserendo gli elementi (tiranti, vincoli o carichi) attivi per quella fase, tenendo conto delle deformazioni dello stato precedente. Ad esempio, se sono presenti dei tiranti passivi si inserirà nell'analisi della fase la 'molla' che lo rappresenta. Indicando con u ed u_0 gli spostamenti nella fase attuale e nella fase precedente, con s ed s_0 gli sforzi nella fase attuale e nella fase precedente e con K la matrice di rigidità 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 10x10 posta in prossimità della sommità della paratia. Il numero di strisce è pari a 50.

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

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

dove n è il numero delle strisce considerate, b_i e 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.

Verifiche idrauliche

Verifica a sifonamento

Per la verifica a sifonamento si utilizza il metodo del gradiente idraulico critico.

Il coefficiente di sicurezza nei confronti del sifonamento è dato dal rapporto tra il gradiente critico i_c e il gradiente idraulico di efflusso i_E .

$$FS_{SIF} = i_c / i_E$$

Il gradiente idraulico critico è dato dal rapporto tra il peso efficace medio γ_m del terreno interessato da filtrazione ed il peso dell'acqua γ_w .

$$i_c = \gamma_m / \gamma_w$$

Il gradiente idraulico di efflusso è dato dal rapporto tra la differenza di carico ΔH e la lunghezza della linea di flusso L .

$$i_E = \Delta H / L$$

Il moto di filtrazione è assunto essere monodimensionale.

Verifica a sollevamento del fondo scavo

Per la verifica a sollevamento si utilizza il metodo di Terzaghi.

Il coefficiente di sicurezza nei fenomeni di sollevamento del fondo scavo deriva da considerazioni di equilibrio verticale di una porzione di terreno a valle della paratia soggetta a tale fenomeno.

Secondo Terzaghi il volume interessato da sollevamento ha profondità D e larghezza $D/2$.

D rappresenta la profondità di infissione della paratia.

Il coefficiente di sicurezza è dato dal rapporto tra il peso del volume di terreno sopra descritto W e la pressione idrica al piede della paratia U dovuta dalla presenza di una falda in moto idrodinamico.

$$FS_{SCAVO} = W / U$$

La pressione idrodinamica è calcolata nell'ipotesi di filtrazione monodimensionale.

5.2 Dati

Geometria paratia

Tipo paratia: **Paratia di micropali**

Altezza fuori terra	2,00	[m]
Profondità di infissione	5,00	[m]
Altezza totale della paratia	7,00	[m]
Lunghezza paratia	9,30	[m]

Numero di file di micropali	1	
Interasse fra i micropali della fila	1,00	[m]
Diametro dei micropali	25,00	[cm]
Numero totale di micropali	9	
Numero di micropali per metro lineare	0.97	
Diametro esterno del tubolare	168,30	[mm]
Spessore del tubolare	6,30	[mm]

Geometria cordoli

Simbologia adottata

n°	numero d'ordine del cordolo
Y	posizione del cordolo sull'asse della paratia espresso in [m]

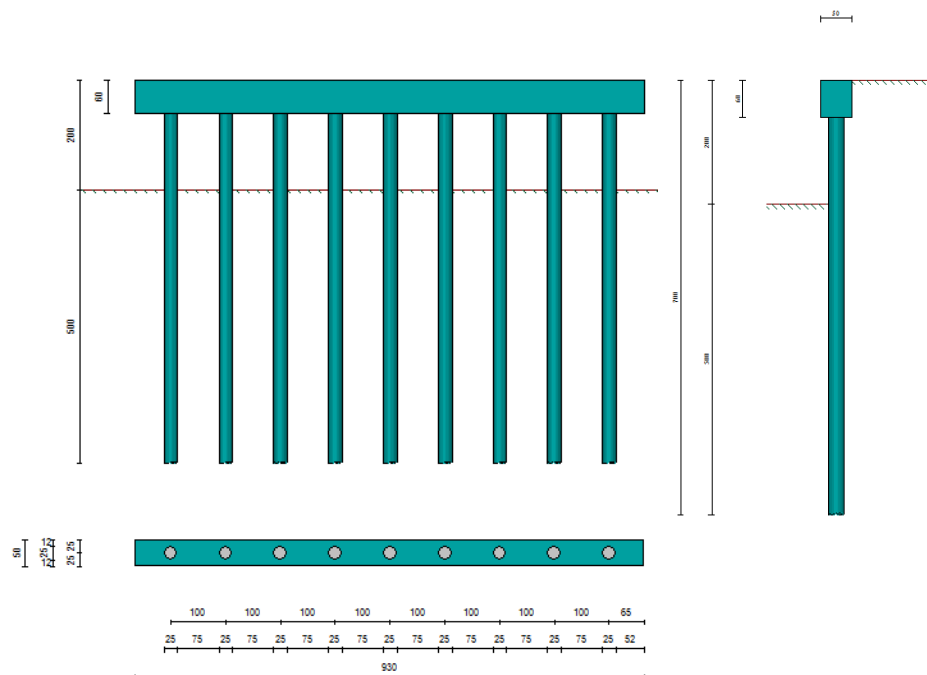
Cordoli in calcestruzzo

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
	[m]		[cm]	[cm]	[cmq]	[cm^3]
1	0,00	Calcestruzzo	50,00	60,00	--	--



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
	[m]	[m]	[°]
2	10,00	0,00	0.00

Profilo di valle

N°	X	Y	A
	[m]	[m]	[°]
1	-10,00	-2,00	0.00
2	0,00	-2,00	0.00

Descrizione terreni

Simbologia adottata

n°	numero d'ordine
Descrizione	Descrizione del terreno
γ	peso di volume del terreno espresso in [kg/mc]
γ_{sat}	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/cm ²]

N°	Descrizione	γ	γ_{sat}	ϕ	δ	c
		[kg/mc]	[kg/mc]	[°]	[°]	[kg/cm ²]
1	Ghiaia alveo	1900,0	1950,0	34.00	23.00	0,000
2	Sedime	2300,0	2300,0	38.00	26.00	1,000

Descrizione stratigrafia

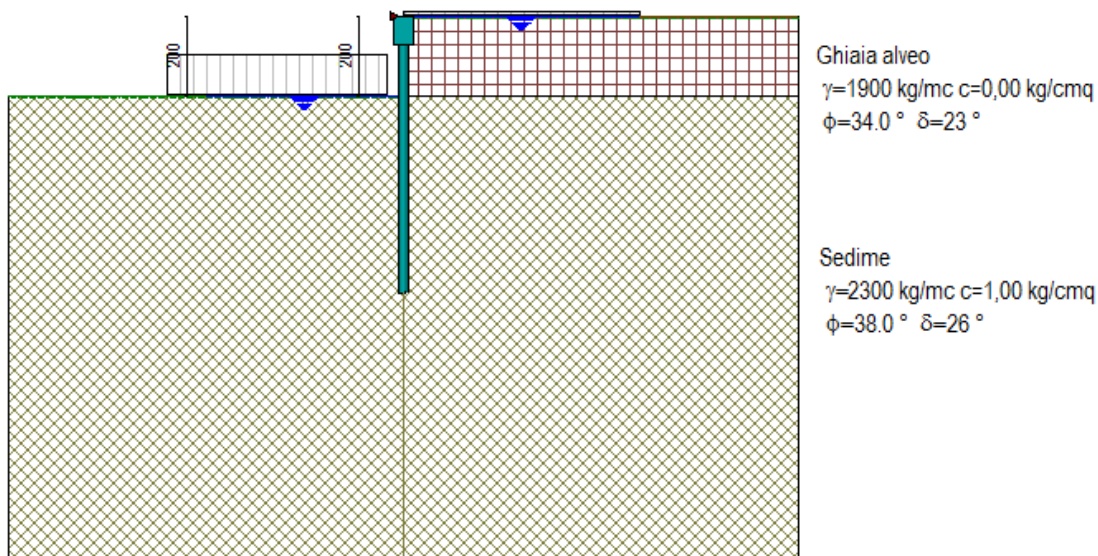
Simbologia adottata

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(°) (M: strato di monte V: strato di valle)
Terreno	Terreno associato allo strato (M: strato di monte V: strato di valle)

N°	sp	α_M	α_V	K _{WM}	K _{WV}	Terreno M	Terreno V
	[m]	[°]	[°]	[kg/cm ² /cm]	[kg/cm ² /cm]		
1	2,00	0.00	0.00	1.03	1.03	Ghiaia alveo	Ghiaia alveo
2	20,00	0.00	0.00	11.98	11.98	Sedime	Sedime

Falda

Profondità della falda a monte rispetto alla sommità della paratia	0,00	[m]
Profondità della falda a valle rispetto alla sommità della paratia	2,00	[m]
Regime delle pressioni neutre:	Idrodinamico	



5.3 Vincoli lungo l'altezza della paratia

Simbologia adottata

n°	numero d'ordine del vincolo
Y	ordinata del vincolo rispetto alla testa della paratia espressa in [m]
V_x	Vincolo in direzione orizzontale
K_x	Rigidità vincolo in direzione orizzontale espresso in [Kg/cm]
V_r	Vincolo alla rotazione
K_r	Rigidità vincolo alla rotazione espresso in [Kg/m°]

N°	Y	V _x	K _x	V _r	K _r
	[m]		[Kg/cm]		[Kg/m°]
1	0,00	V. ELASTICO	20000,00	LIBERO	--

Caratteristiche materiali utilizzati

Simbologia adottata

γ_{cls}	Peso specifico cls, espresso in [kg/mc]
Classe cls	Classe di appartenenza del calcestruzzo
Rck	Rigidità cubica caratteristica, espressa in [kg/cm²]
E	Modulo elastico, espresso in [kg/cm²]
Acciaio	Tipo di acciaio
n	Coeff. di omogeneizzazione acciaio-calcestruzzo

Descrizione	γ_{cls}	Classe cls	Rck	E	Acciaio	n
	[kg/mc]		[kg/cm²]	[kg/cm²]		
Paratia	2500	C25/30	306	320666	S 275	15.00
Cordolo/Muro	2500	C25/30	306	320666	B450C	15.00

Coeff. di omogeneizzazione cls tesoro/compresso 1.00

Condizioni di carico

Simbologia e convenzioni adottate

Le ascisse dei punti di applicazione del carico sono espresse in [m] rispetto alla testa della paratia	
Le ordinate dei punti di applicazione del carico sono espresse in [m] rispetto alla testa della paratia	
I_g	Indice di gruppo
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_r	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 - Permanente - Condizione 1

Carico distribuito sul profilo	$X_i = -6,00$	$X_r = -0,40$	$Q_i = 100000$	$Q_r = 100000$	
--------------------------------	---------------	---------------	----------------	----------------	--

Condizione n° 2 - Variabile - Condizione 2 ($I_g=0$) [$\Psi_0=1.00 - \Psi_1=1.00 - \Psi_2=1.00$]

Carico distribuito sul profilo	$X_i = 0,00$	$X_r = 6,00$	$Q_i = 5000$	$Q_r = 5000$	
--------------------------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--

Combinazioni di carico

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

Combinazione n° 1 - SLU - STR (A1-M1-R1)

Condizione	Fav/Sfav	γ	Ψ
Spinta terreno	SFAV	1.30	
Condizione 1	SFAV	1.30	1.00
Condizione 2	SFAV	1.50	1.00

Combinazione n° 2 - SLV - STR (A1-M1-R1)

Condizione	Fav/Sfav	γ	Ψ
Spinta terreno	SFAV	1.00	
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00
Condizione 2	SFAV	1.00	1.00

Combinazione n° 3 - SLU - GEO (A2-M2-R1)

Condizione	Fav/Sfav	γ	Ψ
Spinta terreno	SFAV	1.00	
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00
Condizione 2	SFAV	1.30	1.00

Combinazione n° 4 - SLV - GEO (A2-M2-R1)

Condizione	Fav/Sfav	γ	Ψ
Spinta terreno	SFAV	1.00	
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00
Condizione 2	SFAV	1.00	1.00

Combinazione n° 5 - SLE - Rara

Condizione	Fav/Sfav	γ	Ψ
Spinta terreno	SFAV	1.00	
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00
Condizione 2	SFAV	1.00	1.00

Combinazione n° 6 - SLE - Frequente

Condizione	Fav/Sfav	γ	Ψ
Spinta terreno	SFAV	1.00	
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00
Condizione 2	SFAV	1.00	1.00

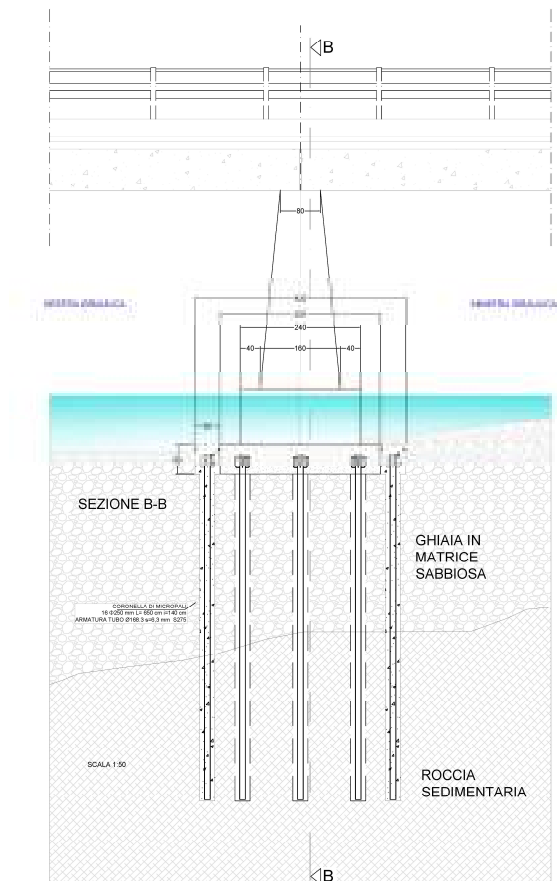
Combinazione n° 7 - SLE - Quasi permanente

Condizione	Fav/Sfav	γ	Ψ
Spinta terreno	SFAV	1.00	
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00
Condizione 2	SFAV	1.00	1.00

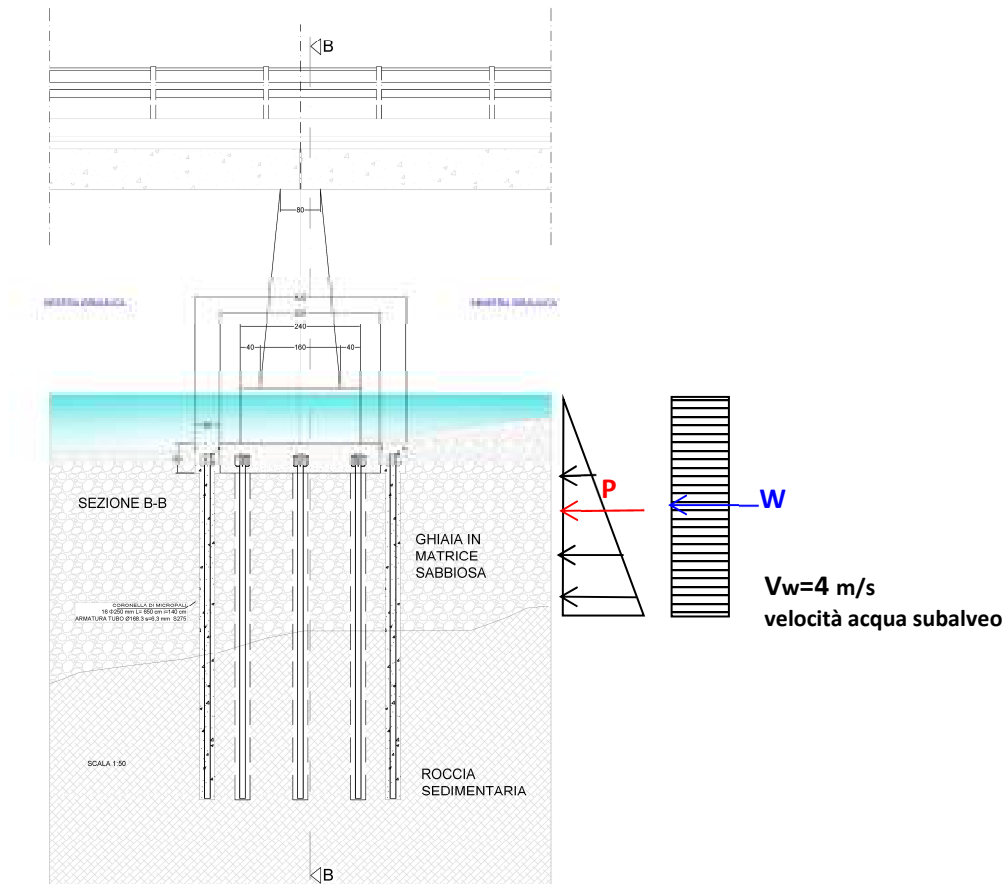
Combinazione n° 8 - SLD

Condizione	Fav/Sfav	γ	Ψ
Spinta terreno	SFAV	1.00	
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00
Condizione 2	SFAV	1.00	1.00

**Schema di carico 1
Permanente Ponte**



Schema di carico 2 spinta del terreno+falda



5.4 Impostazioni di progetto

Spinte e verifiche secondo: **Norme Tecniche sulle Costruzioni 2008 (14/01/2008)**

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

Carichi	Effetto		Statici		Sismici	
			A1	A2	A1	A2
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	1.00	1.00	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1.30	1.00	1.00	1.00
Permanenti ns	Favorevole	γ_{Gfav}	0.00	0.00	0.00	0.00
Permanenti ns	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1.50	1.30	1.00	1.00
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1.50	1.30	1.00	1.00
Variabili da traffico	Favorevole	γ_{Qfav}	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili da traffico	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1.35	1.15	1.00	1.00

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

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

Coefficiente di intensità sismica (percento)	16.074	7.755
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale (kv)	0.00	

Influenza sisma nella spinta attiva da monte

Forma diagramma incremento sismico : Triangolare con vertice in alto.

N.T.C. 2008 / 2018		
	SLU	SLE
Accelerazione al suolo a_g [m/s ²]	2,602	1,196
Accelerazione al suolo a_g [% di g]	0,265	0,122
Massimo fattore amplificazione spettro orizz. F0	2,417	2,435
Periodo inizio tratto spettro a velocità costante T_c^*	0,305	0,273
Tipo di sottosuolo - Coefficiente stratigrafico S_s	Tipo B ▾	1,144
Coefficiente di riduzione (β_s)	0,380	0,470
Coeff. amplificazione topografica S	T1 ▾	1,00
Coefficiente di riduzione (α)	C	1,000
Spostamento massimo senza riduzione di resistenza U_s [m]	C	0,035
Coefficiente di riduzione (β)	C	0,530
$K_h = a_g/g * S_s * S_t * \beta * \alpha$		
Coeff. intensità sismica orizzontale K_h [%]	16,074	7,755
Coeff. intensità sismica orizzontale stabilità globale K_h [%]	16,074	7,755

5.6 Risultati

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 40 elementi fuori terra e 100 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	2,00	[m]
Profondità di infissione	5,00	[m]
Altezza totale della paratia	7,00	[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 [kg]	Y _{Pa} [m]	Is [kg]	Y _{Is} [m]	Pw [kg]	Y _{Pw} [m]	Pp [kg]	Y _{Pp} [m]	Pc [kg]	Y _{Pc} [m]
1	SLU - STR	4304	1,06	--	--	5833	3,00	-7617	2,90	0	0,00
2	SLV - STR	2755	1,05	1334	1,33	5833	3,00	-7638	2,90	0	0,00
3	SLU - GEO	4571	1,05	--	--	5833	3,00	-7739	2,88	0	0,00
4	SLV - GEO	3591	1,05	1509	1,33	5833	3,00	-8217	2,84	0	0,00
5	SLE - Rara	2861	1,06	--	--	5833	3,00	-6822	3,01	0	0,00
6	SLE - Frequente	2861	1,06	--	--	5833	3,00	-6822	3,01	0	0,00
7	SLE - Quasi permanente	2861	1,06	--	--	5833	3,00	-6822	3,01	0	0,00
8	SLD	2815	1,06	581	1,33	5833	3,00	-7177	2,96	0	0,00

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 [kg]	Y _{Rc} [m]	Rt [kg]	Y _{Rt} [m]	Rv [kg]	Y _{Rv} [m]	Rp [kg]	Y _{Rp} [m]
1	SLU - STR	0	0,00	0	0,00	-2521	0,00	0	0,00
2	SLV - STR	0	0,00	0	0,00	-2285	0,00	0	0,00
3	SLU - GEO	0	0,00	0	0,00	-2665	0,00	0	0,00
4	SLV - GEO	0	0,00	0	0,00	-2717	0,00	0	0,00
5	SLE - Rara	0	0,00	0	0,00	-1873	0,00	0	0,00
6	SLE - Frequente	0	0,00	0	0,00	-1873	0,00	0	0,00
7	SLE - Quasi permanente	0	0,00	0	0,00	-1873	0,00	0	0,00
8	SLD	0	0,00	0	0,00	-2053	0,00	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 [%]
Pd	Portanza di progetto, espressa in [kg]

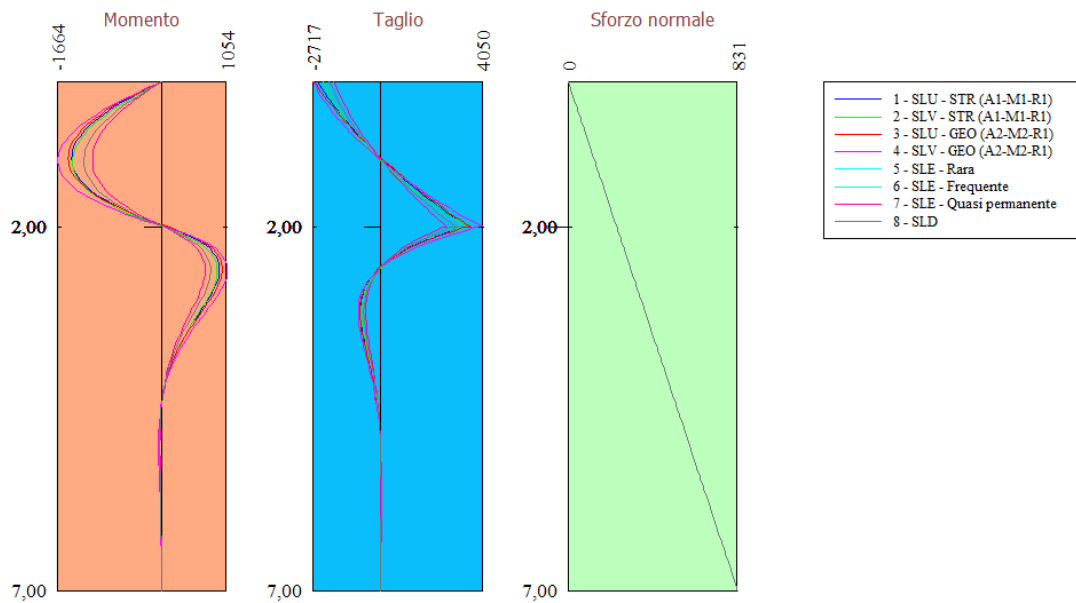
n°	Tipo	P _{NUL} [m]	P _{INV} [m]	C _{ROT} [m]	MP [%]	R/R _{MAX} [%]	Pd [m]
1	SLU - STR	2,00	2,00	-3,00	0,00	0,59	24454
2	SLV - STR	2,00	2,00	-3,00	0,00	0,73	24454
3	SLU - GEO	2,00	2,00	-3,00	0,00	0,93	14385
4	SLV - GEO	2,00	2,00	-3,00	0,00	0,99	18114
5	SLE - Rara	2,00	2,00	-3,00	0,00	0,66	---
6	SLE - Frequente	2,00	2,00	-3,00	0,00	0,66	---
7	SLE - Quasi permanente	2,00	2,00	-3,00	0,00	0,66	---
8	SLD	2,00	2,00	-3,00	0,00	0,69	---

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	
		[kgm]	[m]	[kg]	[m]	[kg]	[m]	
1	SLU - STR	925	2,60	3450	2,00	831	7,00	MAX
		-1443	1,05	-2521	0,00	0	0,00	MIN
2	SLV - STR	891	2,60	3471	2,00	831	7,00	MAX
		-1427	1,10	-2285	0,00	0	0,00	MIN
3	SLU - GEO	969	2,55	3572	2,00	831	7,00	MAX
		-1499	1,05	-2665	0,00	0	0,00	MIN
4	SLV - GEO	1054	2,60	4050	2,00	831	7,00	MAX
		-1664	1,10	-2717	0,00	0	0,00	MIN
5	SLE - Rara	692	2,60	2655	2,00	831	7,00	MAX
		-1111	1,05	-1873	0,00	0	0,00	MIN
6	SLE - Frequente	692	2,60	2655	2,00	831	7,00	MAX
		-1111	1,05	-1873	0,00	0	0,00	MIN
7	SLE - Quasi permanente	692	2,60	2655	2,00	831	7,00	MAX
		-1111	1,05	-1873	0,00	0	0,00	MIN
8	SLD	778	2,60	3010	2,00	831	7,00	MAX
		-1249	1,10	-2053	0,00	0	0,00	MIN



Spostamenti massimi e minimi della paratia

Simbologia adottata

n°	Indice della combinazione/fase
Tipo	Tipo della combinazione/fase
Y	ordinata della sezione rispetto alla testa della paratia espressa in [m]
U	spostamento orizzontale massimo e minimo espresso in [cm] positivo verso valle
V	spostamento verticale massimo e minimo espresso in [cm] positivo verso il basso

n°	Tipo	U	Y _U	V	Y _V	
		[cm]	[m]	[cm]	[m]	
1	SLU - STR	0,1663	0,90	0,0019	0,00	MAX
		0,0000	0,00	0,0000	0,00	MIN
2	SLV - STR	0,1585	0,95	0,0019	0,00	MAX
		0,0000	0,00	0,0000	0,00	MIN
3	SLU - GEO	0,1739	0,85	0,0019	0,00	MAX
		0,0000	0,00	0,0000	0,00	MIN
4	SLV - GEO	0,1855	0,90	0,0019	0,00	MAX
		0,0000	0,00	0,0000	0,00	MIN
5	SLE - Rara	0,1272	0,90	0,0019	0,00	MAX
		0,0000	0,00	0,0000	0,00	MIN
6	SLE - Frequente	0,1272	0,90	0,0019	0,00	MAX
		0,0000	0,00	0,0000	0,00	MIN

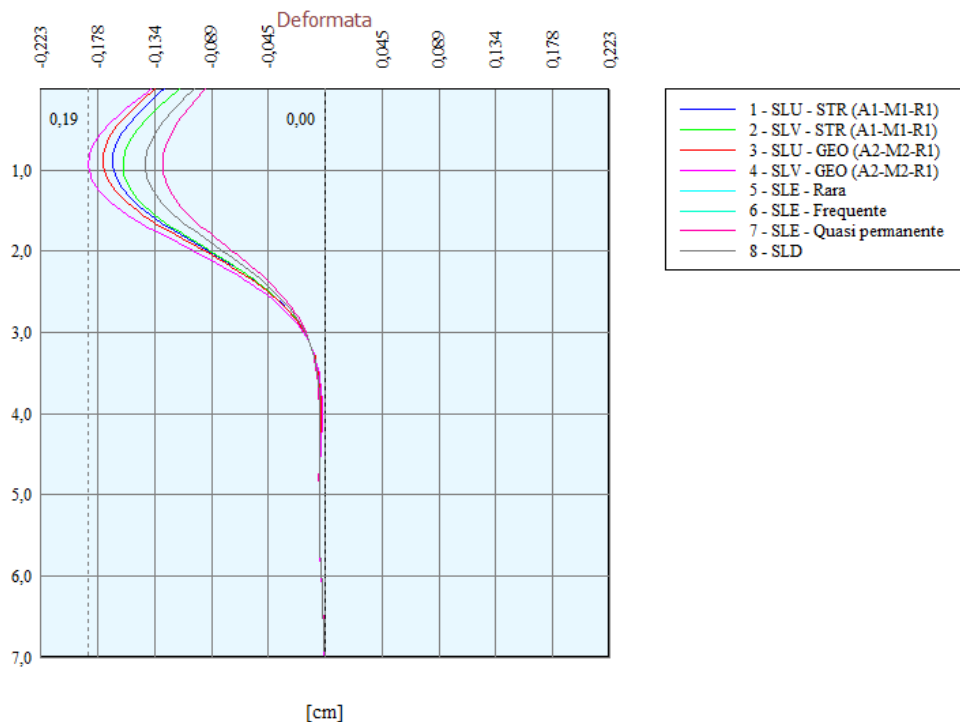
n°	Tipo	U	Yu	V	Yv	
		[cm]	[m]	[cm]	[m]	
7	SLE - Quasi permanente	0,1272	0,90	0,0019	0,00	MAX
		0,0000	0,00	0,0000	0,00	MIN
8	SLD	0,1408	0,90	0,0019	0,00	MAX
		0,0000	0,00	0,0000	0,00	MIN

Verifica a spostamento

Simbologia adottata

n° Indice combinazione/Fase
 Tipo Tipo combinazione/Fase
 Ulim spostamento orizzontale limite, espresso in [cm]
 U spostamento orizzontale calcolato, espresso in [cm] (positivo verso valle)

n°	Tipo	Ulim	U
		[cm]	[cm]
1	SLU - STR	3,5000	0,1663
2	SLV - STR	3,5000	0,1585
3	SLU - GEO	3,5000	0,1739
4	SLV - GEO	3,5000	0,1855
5	SLE - Rara	3,5000	0,1272
6	SLE - Frequente	3,5000	0,1272
7	SLE - Quasi permanente	3,5000	0,1272
8	SLD	3,5000	0,1408



Verifiche di corpo rigido

Simbologia adottata

n° Indice della combinazione/fase
 Tipo Tipo della combinazione/fase
 S Spinta attiva da monte (risultante diagramma delle pressioni attive da monte) espressa in [kg]
 R Resistenza passiva da valle (risultante diagramma delle pressioni passive da valle) espresso in [kg]
 W Spinta netta falda (positiva da monte verso valle), espresso in [kg]
 T Reazione tiranti espresso in [kg]
 P Reazione puntoni espresso in [kg]
 V Reazione vincoli espresso in [kg]
 C Risultante carichi applicati sulla paratia (positiva da monte verso valle) espresso in [kg]
 Y Punto di applicazione, espresso in [m]
 Mr Momento ribaltante, espresso in [kgm]
 Ms Momento stabilizzante, espresso in [kgm]
 FS_{rib} Fattore di sicurezza a ribaltamento
 FS_{sco} Fattore di sicurezza a scorrimento

I punti di applicazione delle azioni sono riferite alla testa della paratia.
 La verifica a ribaltamento viene eseguita rispetto al centro di rotazione posto alla base del palo.

n°	Tipo	S Y	R Y	W Y	T Y	P Y	V Y	C Y	Mr	Ms	FS _{RIB}	FS _{sco}
		[kg]	[kg]	[kg]	[kg]	[kg]	[kg]	[kg]	[kgm]	[kgm]		
4	SLV - GEO	5401 1,14	839177 3,76	5833 3,00	0 0,00	0 0,00	2717 0,00	0 0,00	53303	2735560	51.321	76.903

Stabilità globale

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
R	Coefficiente di sicurezza richiesto

Numero di cerchi analizzati 100

n°	Tipo	X _c , Y _c	R	X _v , Y _v	X _m , Y _m	FS	R
		[m]	[m]	[m]	[m]		
3	SLU - GEO	-6,30; 0,00	7,29	-13,32; -1,97	0,99; 0,00	2.191	1.100
4	SLV - GEO	-6,30; 0,00	7,29	-13,32; -1,97	0,99; 0,00	1.751	1.200

Dettagli superficie con fattore di sicurezza minimo

Simbologia adottata

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]

Combinazione n° 4 - SLV - GEO

Numero di strisce 51

Caratteristiche delle strisce

N°	W _i	α	L	φ	c	u	(Ctn; Ctt)
	[kg]	[°]	[m]	[°]	[kg/cmq]	[kg/cmq]	[kg]
1	244,91	-70.94	0,87	32.01	0,800	0,038	(0; 0)
2	709,46	-64.90	0,67	32.01	0,800	0,109	(0; 0)
3	1066,92	-60.05	0,57	32.01	0,800	0,164	(0; 0)
4	1363,23	-55.83	0,50	32.01	0,800	0,209	(0; 0)
5	1617,66	-52.04	0,46	32.01	0,800	0,248	(0; 0)
6	1840,57	-48.54	0,43	32.01	0,800	0,282	(0; 0)
7	2038,38	-45.28	0,40	32.01	0,800	0,313	(0; 0)
8	2215,36	-42.19	0,38	32.01	0,800	0,340	(0; 0)
9	2374,53	-39.25	0,37	32.01	0,800	0,364	(0; 0)
10	2518,15	-36.43	0,35	32.01	0,800	0,386	(0; 0)
11	2647,91	-33.70	0,34	32.01	0,800	0,406	(0; 0)
12	2765,15	-31.06	0,33	32.01	0,800	0,424	(0; 0)
13	2870,92	-28.50	0,32	32.01	0,800	0,440	(0; 0)
14	2966,09	-25.99	0,32	32.01	0,800	0,455	(0; 0)
15	3051,34	-23.54	0,31	32.01	0,800	0,468	(0; 0)
16	3127,25	-21.13	0,30	32.01	0,800	0,480	(0; 0)
17	3194,30	-18.76	0,30	32.01	0,800	0,490	(0; 0)
18	3252,88	-16.42	0,30	32.01	0,800	0,499	(0; 0)
19	3303,31	-14.11	0,29	32.01	0,800	0,507	(0; 0)
20	3345,86	-11.82	0,29	32.01	0,800	0,513	(0; 0)
21	3380,74	-9.56	0,29	32.01	0,800	0,519	(0; 0)
22	3408,13	-7.30	0,29	32.01	0,800	0,523	(0; 0)
23	3428,14	-5.06	0,28	32.01	0,800	0,526	(0; 0)
24	3440,89	-2.83	0,28	32.01	0,800	0,528	(0; 0)
25	3446,42	-0.60	0,28	32.01	0,800	0,529	(0; 0)
26	8325,41	1.63	0,28	32.01	0,800	0,529	(0; 0)
27	31774,92	3.86	0,28	32.01	0,800	0,527	(0; 0)
28	31758,83	6.10	0,29	32.01	0,800	0,525	(0; 0)
29	31735,42	8.34	0,29	32.01	0,800	0,521	(0; 0)
30	31704,60	10.60	0,29	32.01	0,800	0,516	(0; 0)
31	31666,20	12.88	0,29	32.01	0,800	0,510	(0; 0)

N°	W _i	α	L	φ	c	u	(Ctn; Ctt)
	[kg]	[°]	[m]	[°]	[kg/cmq]	[kg/cmq]	[kg]
32	31620,04	15.17	0,29	32.01	0,800	0,503	(0; 0)
33	31565,89	17.49	0,30	32.01	0,800	0,495	(0; 0)
34	31503,44	19.85	0,30	32.01	0,800	0,485	(0; 0)
35	31432,35	22.23	0,31	32.01	0,800	0,475	(0; 0)
36	31352,19	24.66	0,31	32.01	0,800	0,462	(0; 0)
37	31262,44	27.14	0,32	32.01	0,800	0,449	(0; 0)
38	31162,47	29.67	0,33	32.01	0,800	0,433	(0; 0)
39	31051,52	32.27	0,34	32.01	0,800	0,416	(0; 0)
40	30928,65	34.95	0,35	32.01	0,800	0,397	(0; 0)
41	30792,68	37.72	0,36	32.01	0,800	0,376	(0; 0)
42	30642,12	40.59	0,37	32.01	0,800	0,353	(0; 0)
43	30475,04	43.60	0,39	32.01	0,800	0,328	(0; 0)
44	30288,89	46.76	0,41	32.01	0,800	0,299	(0; 0)
45	30080,12	50.12	0,44	32.01	0,800	0,267	(0; 0)
46	18182,65	53.75	0,48	32.01	0,800	0,231	(0; 0)
47	1232,50	57.71	0,53	32.01	0,800	0,189	(0; 0)
48	3017,85	61.86	0,52	32.01	0,800	0,344	(0; 0)
49	2725,68	66.35	0,62	32.01	0,800	0,292	(0; 0)
50	2350,60	71.90	0,80	32.01	0,800	0,226	(0; 0)
51	1690,69	82.52	1,90	28.35	0,000	0,094	(0; 0)

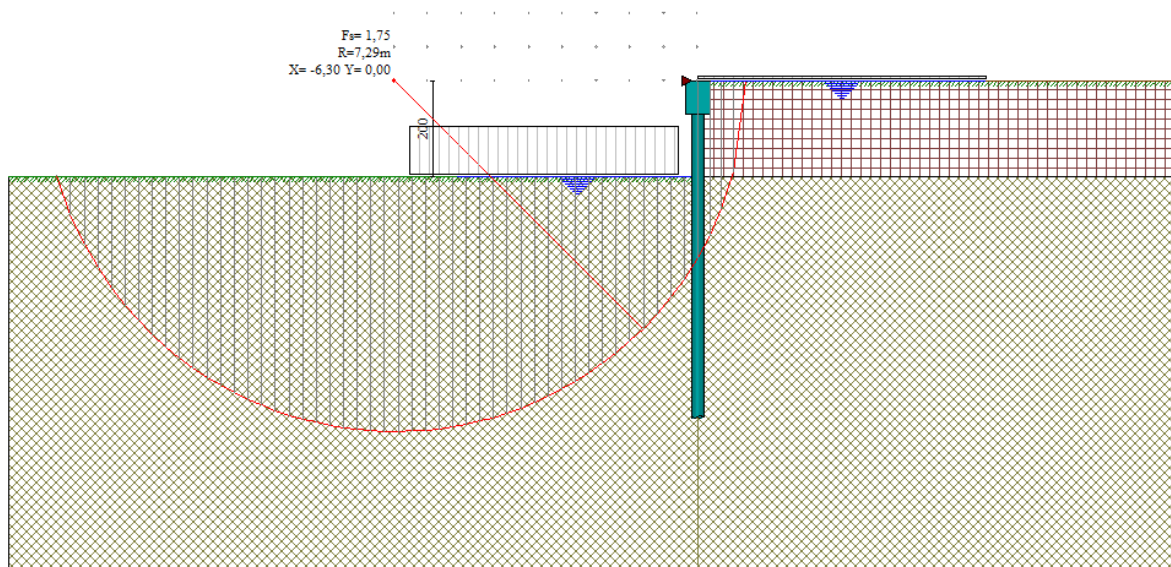
Resistenza a taglio paratia = 58429,38 [kg]

$\Sigma W_i = 693941,71$ [kg]

$\Sigma W_i \sin \alpha_i = 246010,63$ [kg]

$\Sigma W_i \cos \alpha_i \tan \phi_i = 374958,31$ [kg]

$\Sigma c_b / \cos \alpha_i = 152020,39$ [kg]



Verifiche idrauliche

Verifica a sifonamento

Simbologia adottata

n°	Indice della combinazione
Tipo	Tipo di Combinazione/Fase
ΔH	Perdita di carico espressa in [m]
L	Lunghezza di filtrazione espressa in [m]
γ _m	Peso di galleggiamento medio espresso in [kg/mc]
i _c	Gradiente idraulico critico
i _e	Gradiente idraulico di efflusso
FS	Coefficiente di sicurezza a sifonamento

La verifica non viene effettuata se la falda non affiora al piano campagna.

Combinazione n° 1 - SLU - STR

n°	ΔH	L	γ _m	i _c	i _e	FS
	[m]	[m]	[kg/mc]			
1	2,00	12,00	1017,50	1.02	0.17	4.696

Verifica al sollevamento del fondo scavo

Simbologia adottata

I _c	Indice della combinazione
----------------	---------------------------

Tipo	Tipo della Combinazione/Fase
ΔH	Perdita di carico espressa in [m]
L	Lunghezza di filtrazione espressa in [m]
ie	Gradiente idraulico di efflusso
I	Profondità di infissione espressa in [m]
σ_t	Pressione totale al piede della paratia espressa in [kg/cm ²]
uw	Pressione idrica al piede della paratia espressa in [kg/cm ²]
FS	Coefficiente di sicurezza a sollevamento fondo scavo

Combinazione n° 1 - SLU - STR

n°	ΔH	L	ie	I	σ_t	uw	FS
	[m]	[m]		[m]	[kg/cm ²]	[kg/cm ²]	
1	2,00	12,00	0.17	5,00	9850,00	6416,67	1.535

Risultati vincoli

Simbologia adottata

n°	Indice del vincolo
R _x	reazione in direzione orizzontale a metro lineare, positiva verso valle, espressa in [kg]
R ₀	reazione momento a metro lineare, positiva antioraria, espressa in [kgm]
u	spostamento orizzontale, positivo verso valle, espresso in [cm]

n°	R _{x,min}	R _{x,max}	R _{0,min}	R _{0,max}	U _{min}	U _{max}
	[kg]	[kg]	[kgm]	[kgm]	[cm]	[cm]
1	-2717	-1873	--	--	0,13583	0,09365

Verifica sifonamento (HYD)	
Perdita di carico	2,00 [m]
Lunghezza filtrazione	12,00 [m]
Peso di galleggiamento medio	1017,50 [kg/mc]
Gradiente idraulico critico (ic)	0,783
Gradiente idraulico di efflusso (ie)	0,167
Coefficiente di sicurezza a sifonamento (ic/ie)	4,70
Verifica sollevamento fondo scavo (UPL)	
Perdita di carico	2,00 [m]
Lunghezza filtrazione	12,00 [m]
Gradiente idraulico di efflusso	0,167
Infissione	5,00 [m]
Pressione totale al piede	9850,00 [kg/cm ²]
Pressione idrodinamica al piede	6416,67 [kg/cm ²]
Coeff. sicurezza sollevamento fondo scavo	1,54

Verifica armatura paratia (Involuppo sezioni critiche)

Verifica a flessione

Simbologia adottata

n°	numero d'ordine della sezione
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)
M _u	momento ultimo di riferimento espresso in [kgm]
N _u	sforzo normale ultimo di riferimento espresso in [kg]
FS	coefficiente di sicurezza (rapporto fra la sollecitazione ultima e la sollecitazione di esercizio)

Area della sezione del tubolare 32,06 [cm²]

n° - Tipo	Y	M	N	M _u	N _u	FS
	[m]	[kgm]	[kg]	[kgm]	[kg]	
4 - SLV - GEO	1,10	-1719	135	-5049	396	2.937

Verifica a taglio

Simbologia adottata

n°	numero d'ordine della sezione
Y	ordinata della sezione rispetto alla testa, espressa in [m]
V _{Ed}	taglio agente sul palo, espresso in [kg]
V _{Rd}	taglio resistente, espresso in [kg]
FS	coefficiente di sicurezza a taglio (V _{Rd} /V _{Ed})

La verifica a taglio del micropalo è stata eseguita considerando una sezione anulare di area A = 32,06 cm²

n° - Tipo	Y	V _{Ed}	V _{Rd}	FS
	[m]	[kg]	[kg]	
4 - SLV - GEO	2,00	4185	31473	7.521

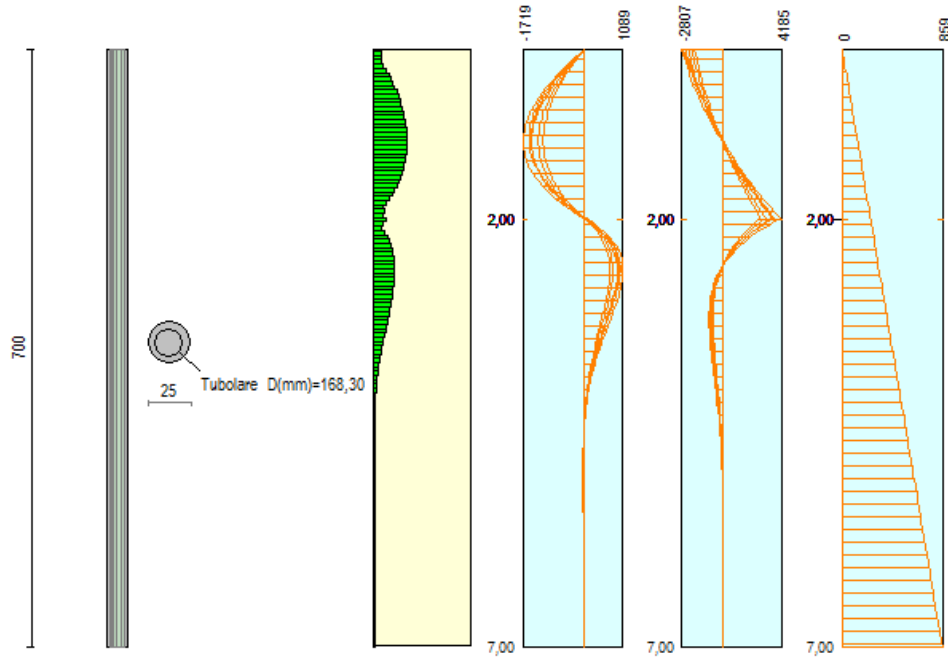
Verifica tensioni

Simbologia adottata

n°	numero d'ordine della sezione
Y	ordinata della sezione rispetto alla testa della paratia espressa in [m]
σ_f	tensione nell'acciaio espressa in [kg/cm ²]
τ_f	tensione tangenziale in [kg/cm ²]
σ_{id}	tensione ideale espressa in [kg/cm ²]

Area della sezione del tubolare 32,06 [cm²]

σ_f	τ_f	σ_{id}	cmb
[kg/cm ²]	[kg/cm ²]	[kg/cm ²]	
921,44	2,72	921,45	5



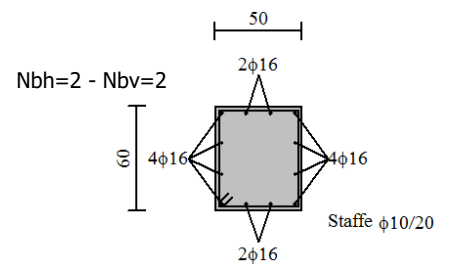
Verifica sezione cordoli

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.)

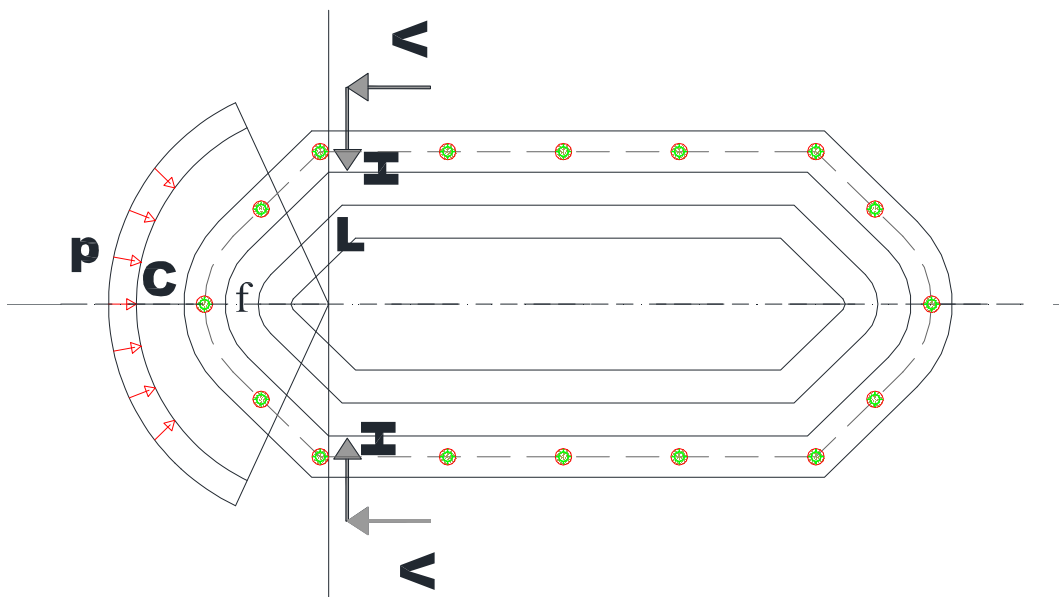
B=50,00 [cm]	H=60,00 [cm]	Staffe $\phi 10/14$
A _{fv} =8,04 [cm ²]	A _{fh} =4,02 [cm ²]	FS=2.82
M _h =5100 [kgm]	M _{uh} =14398 [kgm]	FS _T =3.71
T _h =10200 [kg]	T _{Rh} =37875 [kg]	FS=47.23
M _v =438 [kgm]	M _{uv} =20663 [kgm]	FS _{TV} =61.70
T _v =875 [kg]	T _R =53992 [kg]	



6. VERIFICA IDRODINAMICA DELLE CORONELLE

6.1 Schema di calcolo

La verifica del comportamento della coronella tipo sotto l'azione della corrente di sub alveo, considerata la forma semi ellittica della coronella, viene condotta considerando la struttura come un arco soggetto ad un carico uniformemente distribuito agente all'esterno con direzione normale alla superficie e verso il centro geometrico della coronella; il valore del carico per unità di superficie è preso pari alla risultante della spinta massima dovuta al terreno, alla falda e al carico accidentale.



$$V = P \cdot L / 2$$

$$H = [(P \cdot L^2) / (8 \cdot f)] \cdot (1 / (1 + \nu))$$

$$M_c = (P \cdot L^2 / 8) \cdot (\nu / (1 + \nu))$$

Con:

$$\nu = (45 / 4f^2) \cdot (J_0 / A_0)$$

$$J_0 = b x h^3 / 12 \quad \text{momento di inerzia sezione}$$

$$A_0 = b x h \quad \text{area sezione in chiave}$$

Nel caso in studio il carico agente è uniformemente distribuito per l'intera circonferenza.

Assumendo:

$$p = 0.5 \times \gamma_w \times C_d \times V^2 \quad \text{pressione idrodinamica corrente di sub alveo}$$

dove:

$\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$ peso specifico acqua

$C_d = 0.65$ coefficiente di forma fondazione pila

$V = 4 \text{ m/s}$ velocità corrente di subalveo

Dati di calcolo:

$b = 420 \text{ cm}$ $h = 30 \text{ cm}$ $f = 155 \text{ cm}$ $L = 554 \text{ cm}$

y	P (kN/m)	V (kN)	H (kN)	Mc (kNm)
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,30	37,27	68,94	38,50	6,02
0,60	145,94	269,99	150,79	23,56
0,90	326,03	603,15	336,85	52,63
1,20	577,53	1068,42	596,70	93,24
1,50	900,43	1665,80	930,34	145,36
1,80	1294,75	2395,29	1337,75	209,02
2,10	1760,48	3256,89	1818,94	284,21
2,40	2297,62	4250,60	2373,92	370,93
2,70	2906,18	5376,42	3002,68	469,17
3,00	3586,14	6634,35	3705,22	578,94
3,30	4337,51	8024,39	4481,55	700,24
3,60	5160,29	9546,54	5331,65	833,07
3,90	6054,49	11200,80	6255,54	977,43
4,20	6998,25	12946,77	7230,65	1129,79
4,50	8033,71	14862,36	8300,49	1296,95
4,80	9140,58	16910,07	9444,11	1475,64
5,10	10318,85	19089,88	10661,52	1665,86
5,40	11568,54	21401,80	11952,70	1867,61
5,70	18681,75	34561,24	19302,13	3015,96
6,00	20700,00	38295,00	21387,40	3341,78
6,30	22821,75	42220,24	23579,60	3684,31
6,60	25047,00	46336,95	25878,75	4043,55
6,90	27375,75	50645,14	28284,83	4419,50

Verifica sezione per massima sollecitazione palo-roccia

y = 4.50 m $V_1 = 14863 \text{ KN}$ $H_1 = 8300 \text{ KN}$ $Mc_1 = 1296 \text{ KN*m}$

Metodi di analisi

L'analisi della sezione è condotta con un metodo iterativo.

Date le caratteristiche geometriche e note le caratteristiche dei materiali costituenti la sezione, si costruisce la matrice di rigidezza della sezione, K (matrice di dimensioni 3×3).

Il vettore p dei carichi è costituito dalle sollecitazioni agenti sulla sezione, per $p = [N, M_x, M_y]$ mentre il vettore degli spostamenti è definito come $u = [\epsilon, \phi_x, \phi_y]$ in cui ϵ rappresenta la deformazione assiale e ϕ_x e ϕ_y rappresentano le rotazioni lungo l'asse X e lungo l'asse Y .

La relazione carichi spostamenti è espressa, in funzione delle grandezze definite precedentemente, come:

$$p = K u$$

Da questa espressione è facile ricavare il vettore degli spostamenti come:

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

dove K^{-1} rappresenta la matrice inversa di K .

Una volta determinato il vettore degli spostamenti è possibile ricavare la tensione in qualsiasi punto della sezione. Infatti, se P è un generico punto di coordinate (x, y) , la tensione nel punto P sarà data da:

$$\sigma(x, y) = E (\epsilon + \phi_x x + \phi_y y)$$

dove E è il modulo di elasticità normale del materiale.

Determinazione delle tensioni tangenziali

Per quanto riguarda l'analisi delle tensioni tangenziali da taglio si fa riferimento alla teoria di Jourawski, che dà la tensione media su una corda generica.

Ad esempio, nel caso di sezione rettangolare soggetta ad un taglio T_y l'espressione della tensione tangenziale media su una corda C1-C2 parallela all'asse X (lunghezza della corda pari a b) è la seguente:

$$\tau = (T_y S_x) / (b I_x)$$

dove I_x è il momento di inerzia di tutta la sezione reagente rispetto all'asse X (ortogonale al taglio T_y), S_x è il momento statico dell'area sottesa dalla corda C1-C2 rispetto all'asse X .

La formula di Jourawski, opportunamente generalizzata, consente di ricavare la tensione media su una corda generica anche nel caso generale di flessione composta e taglio composto (T_x, T_y entrambi diversi da zero).

Analisi agli stati limite ultimi

La verifica di sicurezza di una struttura, condotta mediante il metodo semiprobabilistico agli stati limite ultimi, consiste nel confrontare le sollecitazioni di calcolo con quelle compatibili con lo stato limite ultimo. Il metodo semiprobabilistico prevede che per le azioni e le resistenze vengano utilizzati i loro valori caratteristici.

Gli stati limite per sollecitazioni che generano tensioni normali, sono quelli derivanti dalle sollecitazioni di sforzo normale, flessione e presso o tenso-flessione.

La determinazione dello stato limite ultimo nella sezione di tali membrature viene condotta nelle ipotesi che:

- le sezioni rimangano piane fino a rottura;
- il diagramma delle deformazioni nella sezione si conserva rettilineo;
- aderenza tra acciaio e calcestruzzo;
- il calcestruzzo si considera non reagente a trazione.

Per i materiali sono assunti i legami costitutivi specificati di seguito.

Per il conglomerato si assume come legame costitutivo quello definito dal diagramma parabola-rettangolo del C.E.B. (Comitato Europeo del Calcestruzzo), considerando il materiale esclusivamente reagente per tensioni di compressione.

Esso è costituito da due rami: il primo, di tipo elasto-plastico, definito da un arco di parabola di secondo grado passante per l'origine, e con asse parallelo a quello delle ascisse; la tangente orizzontale, prolungata fino alla deformazione ultima, costituisce il secondo tratto rettilineo a comportamento perfettamente plastico a deformazione limitata.

Indicate con R_c la resistenza di calcolo, con ϵ_{ck} la deformazione in corrispondenza del punto di separazione

tra il comportamento elasto-plastico e quello perfettamente plastico, e con ϵ_{ck} la deformazione ultima del conglomerato, il legame costitutivo risulta espresso dalle seguenti relazioni, considerando positive le deformazioni ϵ_c e le tensioni σ_c di compressione:
L'ordinata massima R_c^* è data da:

$$R_c^* = (0.85 * 0.83 * R_{bk}) / \gamma_c$$

in cui R_{bk} è la resistenza caratteristica relativa a provini di forma cubica, 0.83 è un coefficiente riduttivo che consente il passaggio alla resistenza caratteristica cubica, 0.85 è un coefficiente riduttivo che tiene conto del possibile effetto esercitato sulla resistenza da una lunga durata del carico.
Per stati limite ultimi le normative attribuiscono al coefficiente γ_c il valore: $\gamma_c = 1.5$.
Le altre grandezze caratteristiche utilizzate nelle formule hanno i seguenti valori:

$$\epsilon_{ck} = 0.20 \% \quad - \quad \epsilon_{cu} = 0.35 \%$$

Per quanto riguarda l'acciaio viene considerato a comportamento elastico-perfettamente plastico a deformazione limitata sia a trazione che a compressione.

Indicate con f_{yk} la resistenza caratteristica di snervamento a trazione, ϵ_{syk} la deformazione di snervamento a trazione, ϵ_{su} la deformazione limite a trazione e con $R_s^* = f_{yk} / \gamma_s$ la resistenza di calcolo a trazione, il legame costitutivo risulta definito da una bilatera ottenuta dal diagramma caratteristico effettuando una **affinità** parallela alla tangente all'origine nel rapporto $1 / \gamma_s$.

Le norme prescrivono per la deformazione limite dell'acciaio il valore:

Per il coefficiente γ_s del materiale, le norme prescrivono:

- $\gamma_s = 1.15$ per tutti i tipi di acciaio.

Il legame costitutivo (o diagramma di calcolo) risulta quindi definito dalle seguenti relazioni:

$$\sigma_s = E_s \epsilon_s \quad \text{per } 0 \leq \epsilon_s \leq \epsilon_{sy}$$

$$\sigma_s = R_s^* \quad \text{per } \epsilon_{sy} \leq \epsilon_s \leq \epsilon_{su}$$

dove E_s è il modulo elastico all'origine dell'acciaio.

Diagramma M-N allo stato limite ultimo

Lo stato limite ultimo di una sezione in cemento armato a doppia armatura, sottoposta a sollecitazione composta di sforzo normale e flessione retta, avviene con il raggiungimento dei valori della deformazione limite ultima nelle fibre più sollecitate dell'acciaio o del conglomerato ovvero di entrambi i materiali.

La sezione tenso-pessoinflessa raggiunge lo stato limite ultimo con una delle 7 modalità seguenti:

1. cedimento di entrambe le armature tese, in assenza di contributo alla resistenza del conglomerato sollecitato a trazione in tutta la sezione;
2. cedimento dell'armatura tesa inferiore con conglomerato compresso in campo elasto-plastico. Il conglomerato non attinge la resistenza ultima di calcolo;
3. cedimento dell'armatura tesa inferiore con conglomerato compresso in campo plastico. Il conglomerato ha raggiunto la resistenza di calcolo ma non la deformazione ultima;
4. cedimento del conglomerato compresso con acciaio teso in campo plastico;
5. cedimento del conglomerato compresso essendo l'acciaio teso in campo elastico;
6. cedimento del conglomerato con entrambe le armature compresse e asse neutro compreso fra le armature inferiori e le fibre inferiori della sezione;
7. sezione interamente compressa e schiacciamento del conglomerato. La situazione corrisponde al caso di solo sforzo normale.

Per una assegnata sezione è possibile determinare, in corrispondenza di un generico stato deformativo ultimo, la risultante e il momento risultante delle tensioni normali interne rispetto al baricentro della sezione geometrica. Si individua, per l'equilibrio, una coppia di grandezze (N , M), caratteristiche della sollecitazione, che porta al raggiungimento dello stato limite ultimo della sezione.

Calcolo del fattore di sicurezza della sezione allo Stato Limite Ultimo

Per una sezione soggetta a presso flessione (M_x , M_y , N) si possono definire più fattori di sicurezza. L'uscita del punto delle sollecitazioni $P = (M_x, M_y, N)$ può avvenire in generale nei seguenti modi:

1. per aumento proporzionale delle tre componenti di sollecitazione N, Mx, My;
2. per aumento contemporaneo di N, Mx (My=cost);
3. per aumento contemporaneo di N, My (Mx=cost);
4. per aumento della sola componente N (Mx=cost, My=cost);
5. per aumento della sola componente del momento Mx (N=cost, My=cost);
6. per aumento contemporaneo di Mx, My (N=cost);
7. per l'aumento della sola componente My (N=cost, Mx=cost).

Verifiche allo stato limite ultimo per sollecitazioni taglianti

Elementi senza armature trasversali resistenti al taglio

La verifica di resistenza (SLU) si pone con:

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

dove V_{Ed} è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza al taglio si valuta con:

$$V_{Rd} = [0,18 k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \sigma_{cp}] b_w d \geq (v_{min} + 0,15 \sigma_{cp}) b_w d$$

con:

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

e dove:

- d è l'altezza utile della sezione (in mm);
- $\rho_l = A_{sl} / (b_w d)$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale ($\leq 0,02$);
- $\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$ è la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0,2 f_{cd}$);
- b_w è la larghezza minima della sezione (in mm).

Elementi con armature trasversali resistenti al taglio

La resistenza a taglio V_{Rd} di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio deve essere valutata sulla base di una adeguata schematizzazione a traliccio. Gli elementi resistenti dell'ideale traliccio sono: le armature trasversali, le armature longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo e i puntoni d'anima inclinati. L'inclinazione θ dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti seguenti:

$$1 \leq \text{ctg } \theta \leq 2,5$$

La verifica di resistenza (SLU) si pone con:

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

dove V_{Ed} è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di calcolo a *taglio trazione* si calcola con:

$$V_{Rsd} = 0.9 d A_{sw} / s f_{yd} (\text{ctg } \alpha + \text{ctg } \theta) \sin \alpha$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a *taglio compressione* si calcola con:

$$V_{Rcd} = 0.9 d b_w \alpha_c f'_{cd} (\text{ctg } \alpha + \text{ctg } \theta) / (1 + \text{ctg}^2 \theta)$$

La resistenza al taglio della trave è la minore delle due sopra definite:

$$V_{Rd} = \min (V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

dove:

- A_{sw} area dell'armatura trasversale;
- s interasse tra due armature trasversali consecutive;
- α angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;
- f'_{cd} resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ($f'_{cd} = 0,5 f_{cd}$);
- α_c coefficiente maggiorativo pari a:

1	per membrane non compresse
$1 + \sigma_{cp} / f_{cd}$	per $0 \leq \sigma_{cp} < 0,25 f_{cd}$
1,25	per $0,25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd}$
$2,5 (1 - \sigma_{cp} / f_{cd})$	per $0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$

Verifiche allo stato limite ultimo per sollecitazioni torcenti

La verifica di resistenza (SLU) consiste nel controllare che:

$$T_{Rd} \geq T_{Ed}$$

dove T_{Ed} è il valore di calcolo del momento torcente agente.

Per elementi prismatici sottoposti a torsione semplice o combinata con altre sollecitazioni, che abbiano sezione piena o cava, lo schema resistente è costituito da un traliccio periferico in cui gli sforzi di trazione sono affidati alle armature longitudinali e trasversali ivi contenute e gli sforzi di compressione sono affidati alle bielle di calcestruzzo.

Con riferimento al calcestruzzo la resistenza si calcola con:

$$T_{Rcd} = 2 A t f'_{cd} \operatorname{ctg}^2 \theta$$

dove t è lo spessore della sezione cava; per sezioni piene $t = A_c/u$ dove A_c è l'area della sezione ed u è il suo perimetro; t deve essere assunta comunque . 2 volte la distanza fra il bordo e il centro dell'armatura longitudinale.

Le armature longitudinali e trasversali del traliccio resistente devono essere poste entro lo spessore t del profilo periferico. Le barre longitudinali possono essere distribuite lungo detto profilo, ma comunque una barra deve essere presente su tutti i suoi spigoli.

Con riferimento alle staffe trasversali la resistenza si calcola con:

$$T_{Rsd} = 2 A A_s/s f_{yd} \operatorname{ctg} \theta$$

Con riferimento all'armatura longitudinale la resistenza si calcola con:

$$T_{Rld} = 2 A \frac{A_l}{u_m} f_{yd} / \operatorname{ctg} \theta$$

dove si è posto:

- A area racchiusa dalla fibra media del profilo periferico;
- A_s area delle staffe;
- u_m perimetro medio del nucleo resistente
- s passo delle staffe;
- ΣA_l area complessiva delle barre longitudinali.

L'inclinazione θ delle bielle compresse di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti seguenti:

$$0,4 \leq \operatorname{ctg} \theta \leq 2,5$$

Entro questi limiti, nel caso di torsione pura, può porsi $\operatorname{ctg} \theta = (a/a_s)^2$.

con: $a_l = \Sigma A_l / u_m$

$$a_s = A_s / s$$

La resistenza alla torsione della trave è la minore delle tre sopra definite:

$$T_{Rd} = \min (T_{Rcd}, T_{Rsd}, T_{Rld})$$

Impostazioni verifiche SLU

Coefficienti di sicurezza del c.a.

Coefficienti sicurezza calcestruzzo a compressione	1.50
Coefficienti sicurezza calcestruzzo a trazione	1.50
Coefficienti sicurezza dell'acciaio	1.15
Fattore di riduzione da resistenza cubica a cilindrica	0.83
Fattore di riduzione per carichi di lungo periodo	0.85
Coefficienti di sicurezza della sezione	1.50

Impostazioni verifiche SLE

Condizioni ambientali Ordinarie
 Armatura ad aderenza migliorata

Verifica fessurazione

Metodo di calcolo aperture delle fessure: Circolare Ministeriale 252 (15/10/1996) / NTC 2008 1° Formulazione
 Sensibilità delle armature Poco sensibile
 Valori limite delle aperture delle fessure
 $w_1 = 0.10$
 $w_2 = 0.20$
 $w_3 = 0.40$

Verifica delle tensioni

Combinazione di carico	Rara	$\sigma_c < 0.60 f_{ck}$	$\sigma_f < 0.70 f_{yk}$
Combinazione di carico	Quasi permanente	$\sigma_c < 0.45 f_{ck}$	$\sigma_f < 1.00 f_{yk}$
Combinazione di carico	Frequente	$\sigma_c < 1.00 f_{ck}$	$\sigma_f < 1.00 f_{yk}$

Dati

Nome sezione:

sezione

Tipo sezione	Sezione generica
Dimensione massima direzione X	930,0 [cm]
Dimensione massima direzione Y	420,0 [cm]

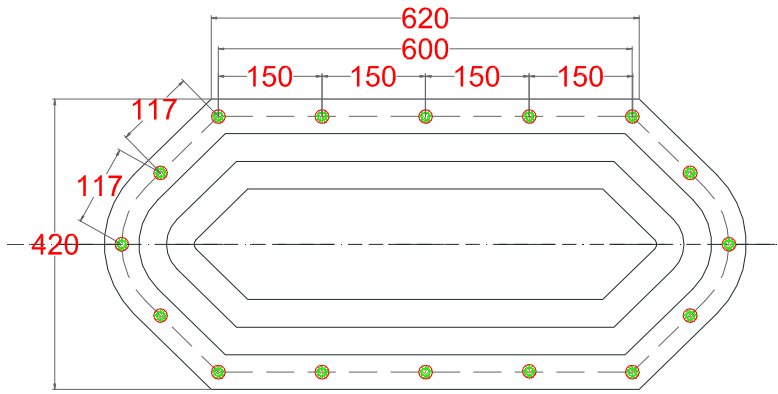
Coordinate dei vertici :

Nr. poligono	Nr. vertici	X[cm]	Y[cm]
1	1	155,00	0,00
1	2	775,00	0,00
1	3	930,00	210,00
1	4	775,00	420,00
1	5	155,00	420,00
1	6	0,00	210,00
2	1	180,00	50,00
2	2	765,00	50,00
2	3	880,00	210,00
2	4	765,00	370,00
2	5	175,00	370,00
2	6	50,00	210,00

Caratteristiche geometriche

Area sezione	98700,00 [cmq]
Inerzia in direzione X	7164365236,8 [cm^4]
Inerzia in direzione Y	2536533222,4 [cm^4]
Inerzia in direzione XY	13337899,4 [cm^4]
Ascissa baricentro sezione	$X_G = 458,23$ [cm]
Ordinata baricentro sezione	$Y_G = 209,57$ [cm]

Elenco ferri



Generali		Dati elastici	
Parametri statici			
A [cm ²]	3.64		
A _x [cm ²]	1.93		
A _y [cm ²]	1.93		
J _x [cm ⁴]	15.340		
J _y [cm ⁴]	15.340		
J _{xy} [cm ⁴]	0.000		
J _m [cm ⁴]	0.000		
J _n [cm ⁴]	0.000		
W _x [cm ³]	5.110		
W _y [cm ³]	5.110		
W _m [cm ³]	0.000		
W _n [cm ³]	0.000		

Tipo materiale: ACCIAIO S275

Caratteristiche calcestruzzo

Resistenza caratteristica calcestruzzo	305.91	[kg/cm ²]
Coeff. omogeneizzazione acciaio/calcestruzzo	15.00	
Coeff. omogeneizzazione calcestruzzo teso/compresso	1.00	
Forma diagramma tensione-deformazione - PARABOLA-RETTANGOLO		

Caratteristiche acciaio tubolari S275

Tensione ammissibile acciaio	2396.00	[kg/cm ²]
Tensione snervamento acciaio	2804.00	[kg/cm ²]
Tensione rottura acciaio	4385.00	[kg/cm ²]
Modulo elastico E	2100000.00	[kg/cm ²]
Fattore di incrudimento acciaio	1.00	

Combinazioni

Simbologia adottata

N°	numero d'ordine della combinazione
N	sforzo normale espresso in [kg]
M _y	momento lungo Y espresso in [kgm]
M _x	momento lungo X espresso in [kgm]
M _t	momento torcente espresso in [kgm]
T _y	taglio lungo Y espresso in [kg]
T _x	taglio lungo X espresso in [kg]
VD	verifica di dominio
VT	verifica tensionale (SLER - Combinazione rara, SLEF - Combinazione frequente, SLEQP - Combinazione quasi permanente, TAMM - Verifica a tensioni ammissibili)

N°	N	M _y	M _x	M _t	T _y	T _x	VD	VT
1	0,00	129600,00	0,00	0,00	830000,00	1486236,00	SI	SLER

Risultati analisi

Caratteristiche asse neutro

Simbologia adottata

N°	numero d'ordine della combinazione
X _c	posizione asse neutro espresso in [cm]
α	inclinazione asse neutro rispetto all'orizzontale, espressa in [°]
(x _i ; y _i)	Punti di intersezione dell'asse neutro con il perimetro della sezione, espressi in [cm]

N°	X _c	α	(x _i ; y _i)	(x _f ; y _f)
1	37,45	-0,06	(-35522,70; 420,00)	(371566,09; 0,00)

Risultati tensionali

Simbologia adottata

N°	numero d'ordine della combinazione
σ _{c-max}	Tensione massima nel calcestruzzo espresso in [kg/cm ²]
σ _{c-min}	Tensione minima nel calcestruzzo espresso in [kg/cm ²]
σ _{f-max}	Tensione massima nel ferro espresso in [kg/cm ²]
σ _{f-min}	Tensione minima nel ferro espresso in [kg/cm ²]
τ _c	Tensione tangenziale nel calcestruzzo espresso in [kg/cm ²]

N°	σ _{c-max}	σ _{c-min}	τ _c	σ _{f-max}	σ _{f-min}
1	3,33	0,00	3,83	43,89	-504,43