



COMUNE DI PIETRASANTA
Servizi del Territorio - Ufficio Urbanistica

Il Sindaco
Massimo MALLEGNI

L'Assessore ai Lavori Pubblici Ambiente e Grandi Opere
Alfredo BENEDETTI

Il Dirigente (Progettista Piano Strutturale)
Dott. Arch. Dante GALLI

U.O. Lavori Pubblici - Ambiente
Dott. Ing. Stefano TACCOLA

StudiO
CrocE_{s.r.l.}

Dott. Ing. Nicola Croce
Prof. Ing. Pietro Croce

hanno collaborato:

Dott. Ing. Saverio Ladisa Dott. Ing. Patrizia Manni
Dott. Ing. Marino Pelusi Dott. Ing. Massimo Mengozzi
Dott. Ing. Martina Baldini Geom. Matteo Di Prete
Geom. Stefania Morino

56010 Ghezzano (PI), via Carducci, 47
tel. 050 878716 fax. 050 877994
e-mail: croce@interfree.it
www.studiocroce.com

Ing. NICOLA CROCE
ORDINE INGEGNERI della Provincia di PISA
N° 1321 Sezione A
INGEGNERE CIVILE E AMBIENTALE
INDUSTRIALE, DELL'INFORMAZIONE

committente

REGIONE TOSCANA
COMUNE DI PIETRASANTA

PROGETTO ESECUTIVO

progetto

INTERVENTO DI MESSA IN SICUREZZA DEL
TORRENTE BACCATOIO

allegato

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

aggiornamento

MARZO 2010

all. n.

B



INDICE

Sommario

INDICE	1
1. VERIFICHE STRUTTURALI DELLE ARGINATURE	2
2. RELAZIONE DI CALCOLO PALANCOLATO	12
3. GENERALITÀ.....	52
4. MOTIVAZIONE DELLE SCELTE PROGETTUALI.....	53
4.1. Schema statico	53
4.2. Spalle	54
4.3. Trasporto, assemblaggio e posizionamento delle travi saldate	54
4.4. Realizzazione dell'impalcato.....	55
5. MATERIALI.....	55
5.1. Struttura del ponte.....	56
5.2. Spalle	56
5.3. Pali in c.a.....	56
6. ANALISI DEI CARICHI SU CIASCUNA TRAVE.....	56
6.1. Fase 1.....	56
6.2. Fase 2.....	56
6.3. Carichi mobili.....	57
7. CARATTERISTICHE STATICHE DELLE SEZIONI.....	57
8. EFFETTI DEI CARICHI MOBILI	59
9. RITIRO	60
10. VERIFICHE DI RESISTENZA	60
10.1. Verifica sezione di mezzeria ($x=7.825$ m).....	60
10.2. Verifica a taglio sull'appoggio	60
10.3. Calcolo dei connettori	61
11. VERIFICHE DI DEFORMABILITA'	61
12. SPALLE	62
12.1. Capacità portante del palo	63
13. VERIFICA DELLE SPALLE.....	63
13.1. Verifica della spalla.....	64
13.2. Calcolo della capacità portante del palo	66
13.3. Verifica a scorrimento spalla	67



1. VERIFICHE STRUTTURALI DELLE ARGINATURE

Le arginature che si attestano su arginature esistenti saranno realizzate con materiale proveniente dall'escavo e risagomatura del canale avente idonee caratteristiche di impermeabilità e resistenza opportunamente costipato in strati non superiori a 30 cm; ciò anche sulla base delle indagini geologiche che identificano detti materiali come argille sabbiose e limose. Prima della ricarica verrà effettuato un'opportuno scavo di ammorsatura.

Gli argini, sagomati con scarpa 3:2, avranno una larghezza in sommità pari a circa 3,0 m.

Particolare cura verrà posta nella sagomatura delle aree di variazione delle sezioni d'alveo curando il raccordo in maniera dolce protetto da scogliera intasata, anche in corrispondenza del nuovo ponte di via del Padule. Il palancolato in acciaio si innesterà per almeno 3.5 m nell'arginatura in terra al fine di evitare pericolose disconnessioni. Anche in questo caso una scogliera in massi intasati eviterà problemi di erosione.

Sull'argine, per la manutenzione è stato assunto un carico stradale pari a 2000 daN/m².

In prossimità del ponte sulla SS n1 Aurelia è stato previsto, sia in sponda destra che sinistra, un muro in c.a. fondato su palancolato tipo Larsen in acciaio della lunghezza di circa 6 m.

Sono state considerate 2 condizioni critiche:

1. condizione di piena con profilo liquido in sommità dell'argine e sovraccarico accidentale;
2. condizione di rapido svuotamento con alveo vuoto, argine saturo e sovraccarico accidentale;

La verifica è stata condotta nella situazione più critica corrispondente alla massima altezza arginale pari a circa 5 m s.l.m.m..

La verifica è stata condotta sull'argine che presenta la condizione geolitologica peggiore.

La verifica di stabilità è stata condotta mediante il metodo di Bishop modificato, con l'ausilio di un programma di calcolo, descritto nella parte seguente.

Il programma, calcola la superficie di scivolamento più critica, mediante il metodo dell'equilibrio limite. Viene considerato un volume di terreno delimitato da una preassegnata e potenziale linea di scivolamento nella situazione limite di incipiente collasso.

Anche se generalmente la stabilità di un pendio è funzione delle deformazioni che esso manifesta, le analisi vengono effettuate su metodi approssimati che considerano solo l'equilibrio statico delle forze in gioco. Questi metodi basati sul concetto di equilibrio limite globale hanno in comune i seguenti assunti:

- l'analisi di stabilità è effettuata considerando l'equilibrio della massa di terreno individuata da tale superficie sottoposta alle forze al contorno, essendo molto spesso le superfici di rottura di forma definita. la resistenza al taglio necessaria all'equilibrio e agente lungo la superficie di scivolamento è calcolata attraverso le equazioni della statica. Il coefficiente di sicurezza viene considerato costante lungo tutta la superficie di scivolamento;
- l'analisi generalmente viene condotta in condizioni di deformazione piane pertanto la massa interessata dallo scivolamento viene suddivisa in un numero conveniente di conci (fig. 1.1).

Dalla figura 4.1 si ricavano, con una suddivisione in n conci, le seguenti incognite:

- n valori delle forze normali N_i agenti alla base di ciascun concio;
- $(n-1)$ forze normali E_i e $(n-1)$ forze tangenziali X_i agenti sull'interfaccia dei conci;

- n valori della coordinata a_i che individua il punto di applicazione delle N_i ;
- $(n-1)$ valori della coordinata b_i che individua il punto di applicazione delle E_i .

oltre all'ulteriore incognita rappresentata dal coefficiente di sicurezza FS.

Il problema risulta così staticamente determinato solo se si conoscono $(5n-2)$ condizioni al contorno.

In realtà, sono note le sole $3n$ equazioni di equilibrio, e pertanto vengono adoperati dei metodi, reperibili in letteratura, che consentono, fissate la direzione e il punto di applicazione delle forze all'interfaccia dei conci, di introdurre ulteriori condizioni.

I parametri per valutare la stabilità del pendio sono:

- a) peso proprio del terreno;
- b) effetto della pressione neutra;
- c) sovraccarichi verticali;
- d) azioni dovute al sisma.

La calcolo procede attraverso il seguente percorso:

1. individuazione, per successivi tentativi, della superficie di scorrimento più critica;
2. assunzione di una distribuzione di tensioni lungo tale superficie;
3. risoluzione del problema mediante un sistema nelle $5n-2$ incognite che permette di determinare il fattore di stabilità FS.

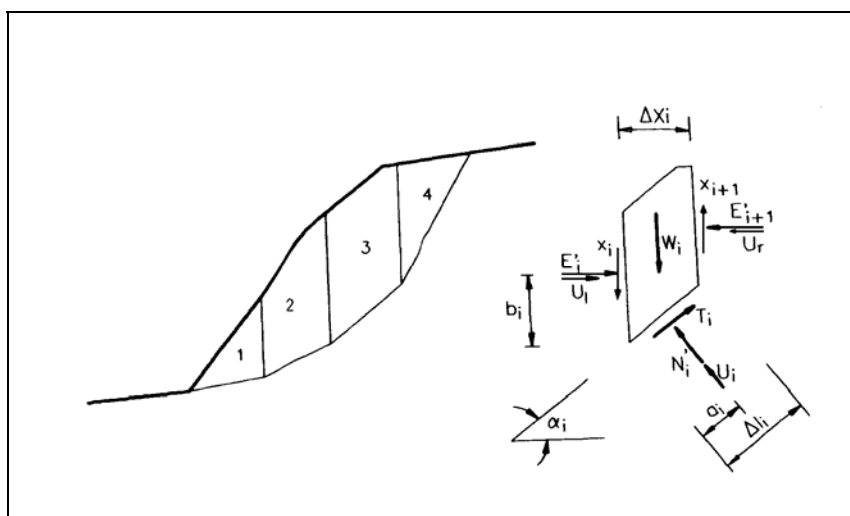


Figura 1.1

Nella presente relazione le calcolazioni del coefficiente di sicurezza sono state effettuate con il metodo di Bishop .

In tale metodo la superficie di scivolamento viene assunta di forma circolare, per cui il coefficiente di sicurezza FS è esprimibile come il rapporto fra il momento stabilizzante M_s e il momento ribaltante M_r rispetto al centro della circonferenza assunto come polo:



$$4.1 \quad FS = \frac{M_s}{M_r}$$

$$4.2 \quad M_r = r \cdot \sum_{i=1}^n W_i \cdot \sin \alpha_i$$

$$4.3 \quad M_s = r \cdot \sum_{i=1}^n (c' + \sigma'_i \tan \varphi'_i) \cdot \Delta l_i = r \cdot c' \cdot L + r \cdot \tan \varphi' \cdot \sum_{i=1}^n N'_i$$

dove r e L sono rispettivamente il raggio e la lunghezza dell'arco di circonferenza considerato. Nel metodo di Bishop (1955) si assume che le azioni agenti abbiano risultante orizzontale, per cui, esprimendo T_i come un'aliquota della resistenza al taglio tramite il fattore di sicurezza FS (assunto uguale a quello dell'equazione generale), e si ricava dall'equilibrio alla traslazione verticale:

$$4.4 \quad N'_i = \frac{W_i - u_i \cdot \Delta x_i - \frac{i}{FS} \cdot \Delta x_i \cdot c' \cdot \tan \alpha_i}{\cos \alpha_i \cdot \left[1 + \frac{(\tan \alpha_i \cdot \tan \varphi')}{FS} \right]}$$

Ponendo:

$$M_i = \cos \alpha_i \cdot \left(1 + \frac{(\tan \alpha_i \cdot \tan \varphi')}{FS} \right) \quad \text{si ottiene:}$$

$$4.5 \quad FS = \frac{\sum_{i=1}^n [\Delta x_i \cdot c' + (W_i - u_i \cdot \Delta x_i) \cdot \tan \varphi'] \cdot \left[\frac{1}{M_i(\alpha)} \right]}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot \sin \alpha_i}$$

Dalla 4.5, per successive iterazioni si determina il valore di FS .

Come risulta evidente dalle verifiche che seguono, il coefficiente di sicurezza minimo nella condizione più sfavorevole, cioè nella condizione di rapido svuotamento risulta pari a $FS=1.46$ e quindi accettabile.

Verifica sezione d'argine 14

Condizione di piena

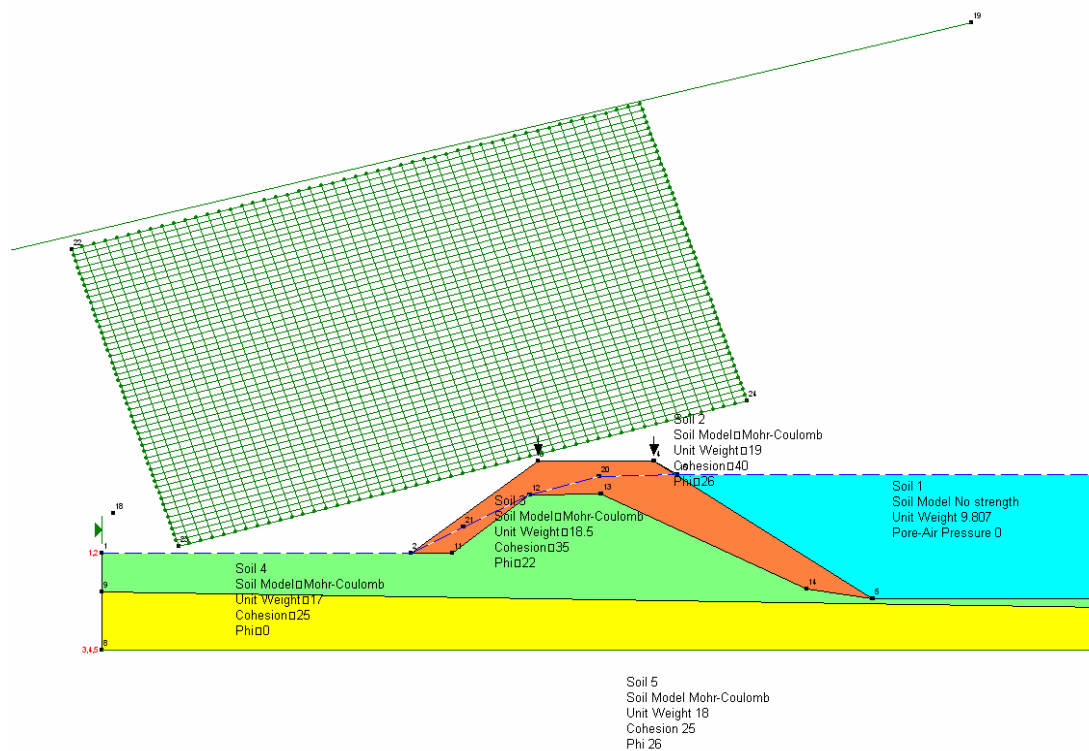


Figura 1.2 - Geometria e caratteristiche geotecniche del modello di calcolo in condizioni di piena (sezione 14)

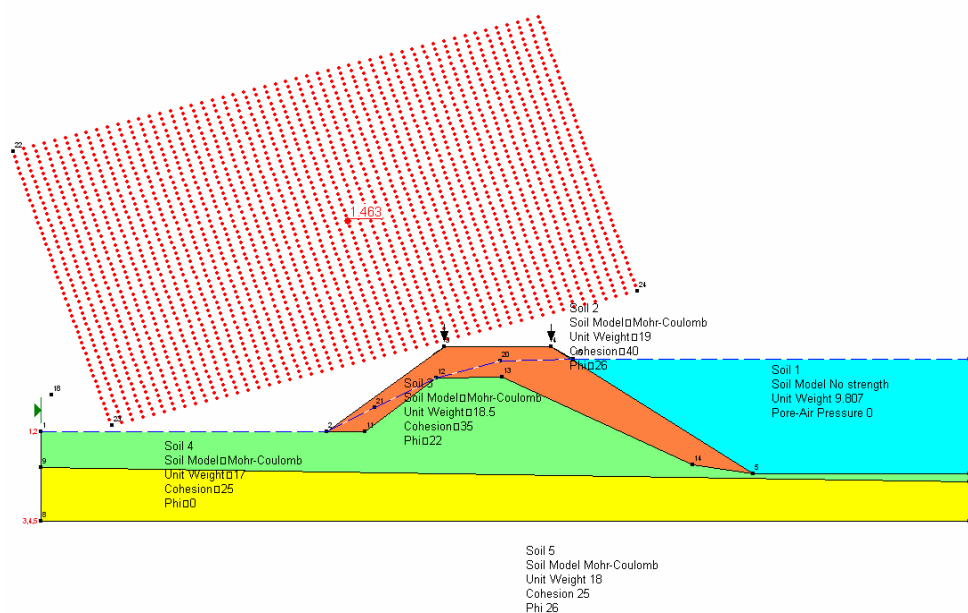


Figura 1.3 - Verifica di stabilità con individuazione della superficie di scivolamento e relativo coefficiente di sicurezza (sezione 14)

Alveo vuoto

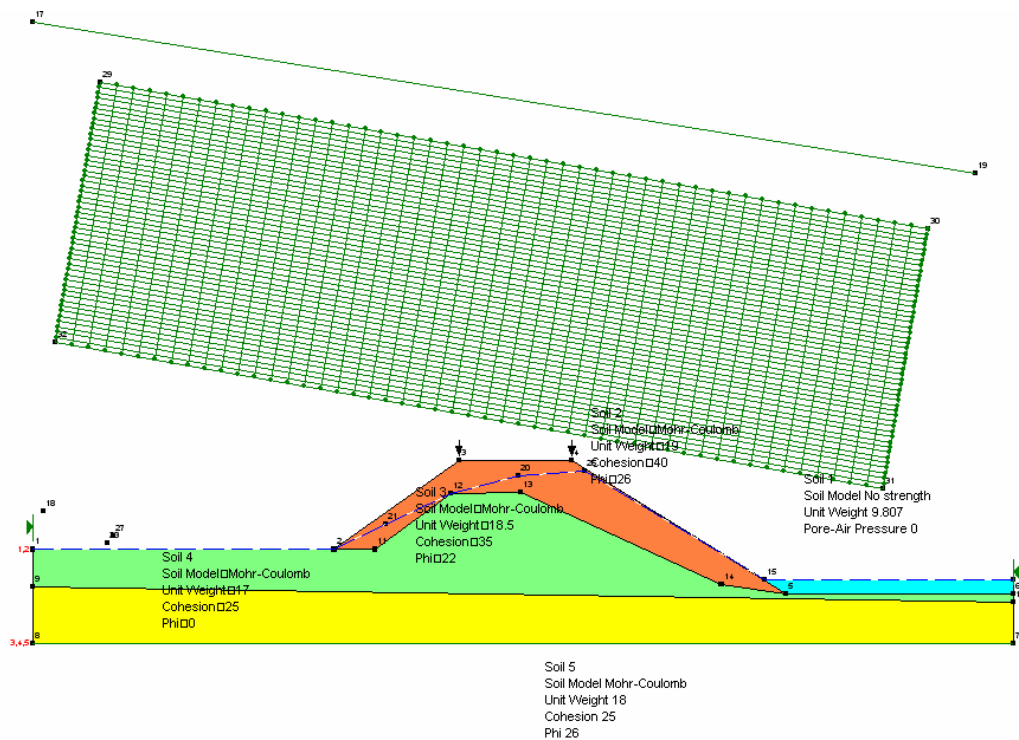


Figura 1.4 - Geometria e caratteristiche geotecniche del modello di calcolo in condizioni di rapido svuotamento (sezione 14)

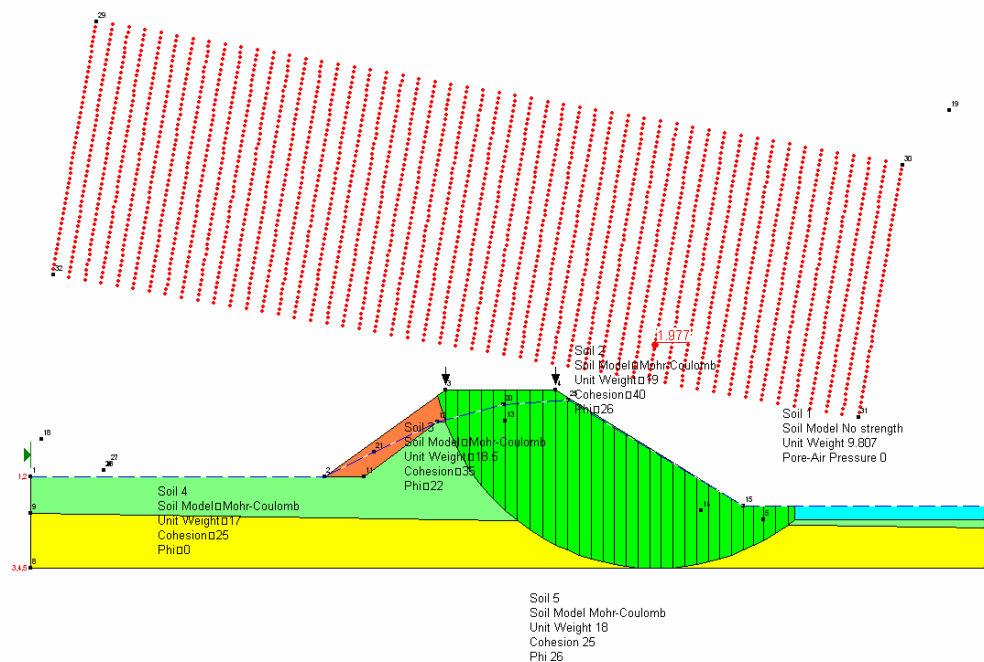


Figura 1.5 - Verifica di stabilità con individuazione della superficie di scivolamento e relativo coefficiente di sicurezza (sezione 14)

Verifica al sifonamento

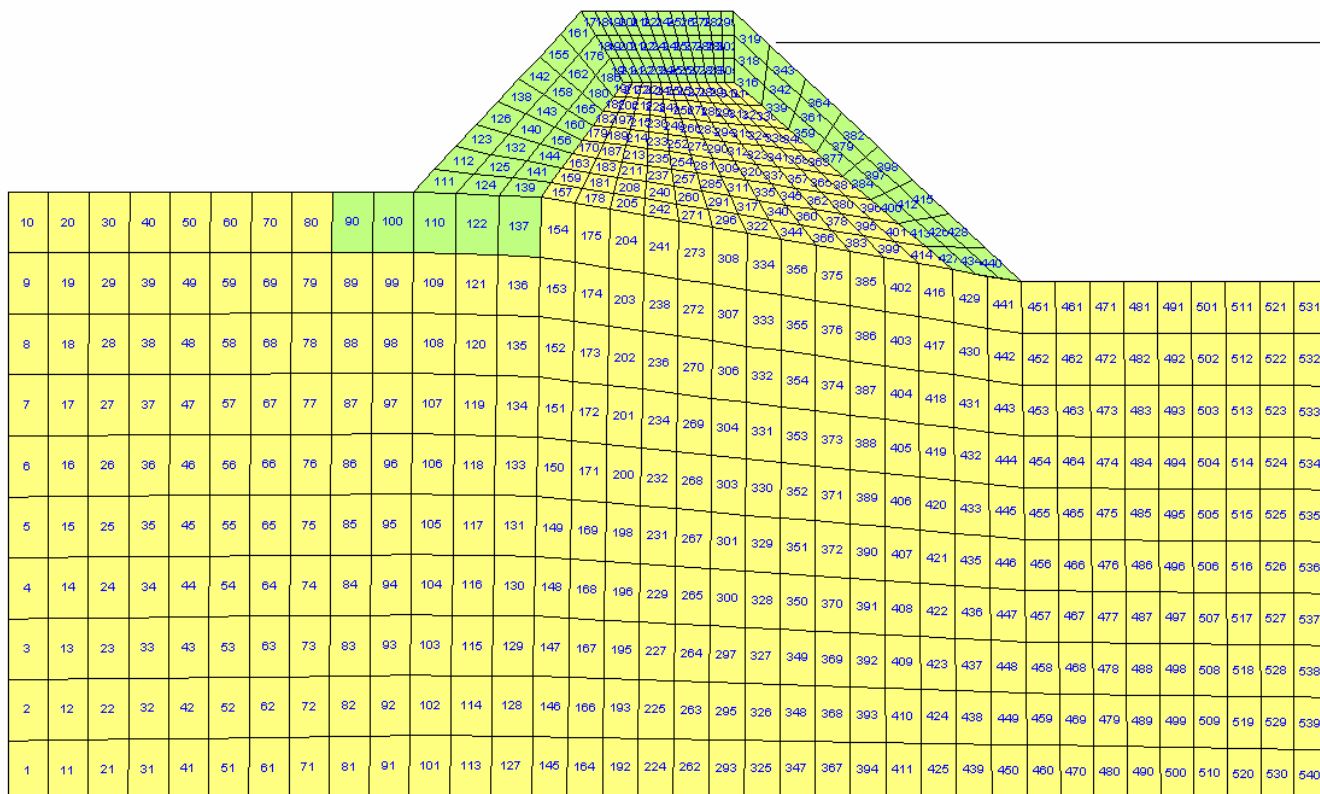


Figura 1.6 – Verifica a sifonamento – modello ad elementi finiti –sezione 14

E' stato modellato il fenomeno della filtrazione con il software, SEEP/W DEFINE Versione 5.11, in condizioni stazionarie ipotizzando all'interno un livello di piena medio del corso d'acqua pari a circa 2 m s.l.m. e all'esterno il livello di falda sulla base degli studi idrogeologici; ciò per tener conto delle condizioni dinamiche del fenomeno di piena e quindi del livello idrico nel corso d'acqua che supera valori elevati di 1,5-2 m slm per brevi durate, poco significative per il fenomeno di filtrazione nel corpo arginale; di conseguenza le piene critiche per il corso d'acqua in oggetto, essendo di durata breve, non rappresentano un pericolo per la sicurezza delle arginature non potendo creare sifonamenti significativi, anche in virtù della natura argillosa dei terreni utilizzati.

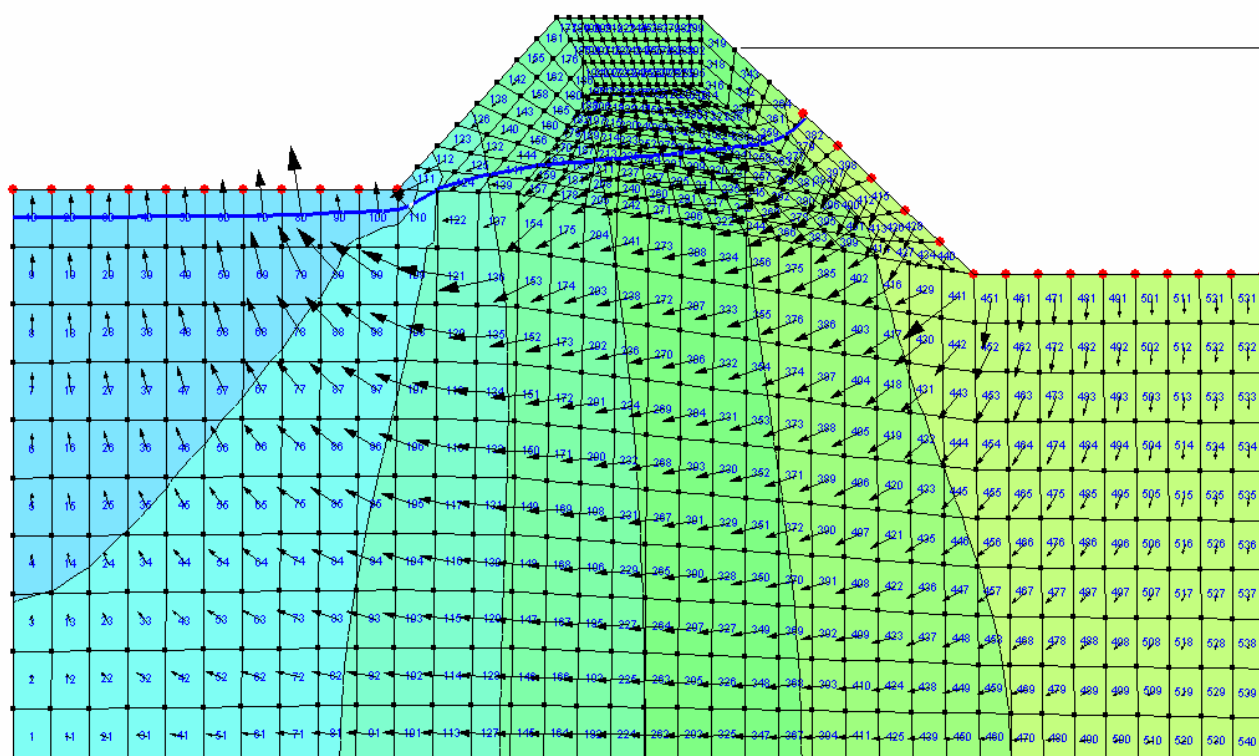


Figura 1.7 – Verifica a sifonamento con indicazione delle linee di flusso e curva di saturazione



Element 110, Gauss Pt. 2, Steady-State

Pressure	5.0968e+000
X-Velocity	-1.9629e-009
Y-Velocity	3.2826e-009
XY-Velocity	3.8247e-009
X-Gradient	-1.9629e-001
Y-Gradient	3.2826e-001
XY-Gradient	3.8247e-001
X-Conductivity	1.0000e-008
Y-Conductivity	1.0000e-008
Vol. Water Content	0.0000e+000
Vol. W.C. Fn. Slope	0.0000e+000

Figura 1.8 – caratteristiche idrodinamiche elemento 110

Dalle simulazioni effettuate si evince un valore della perdita di carico massima, sollecitante l'ammasso terroso, pari a circa 0,32 che risulta accettabile data la natura argillosa dell'ammasso stesso e considerando che il valore critico è pari a circa 0,95 come desunto dalle indagini geologiche; si ottiene così un Fattore di Sicurezza, nei confronti del sifionamento, pari a circa 3.

Verifica dei cedimenti del corpo arginale

Sono state effettuate verifiche di dettaglio rispetto a quelle più sommarie del progetto preliminare, che sono state condotte con il software SIGMA/W CONTOUR Versione 5.11 il quale permette di effettuare una modellazione ad elementi finiti del sottosuolo, in condizioni di Stato Piano di Deformazione, tenendo conto così dell'effettiva geometria del suolo, compreso le sponde e banche arginali.

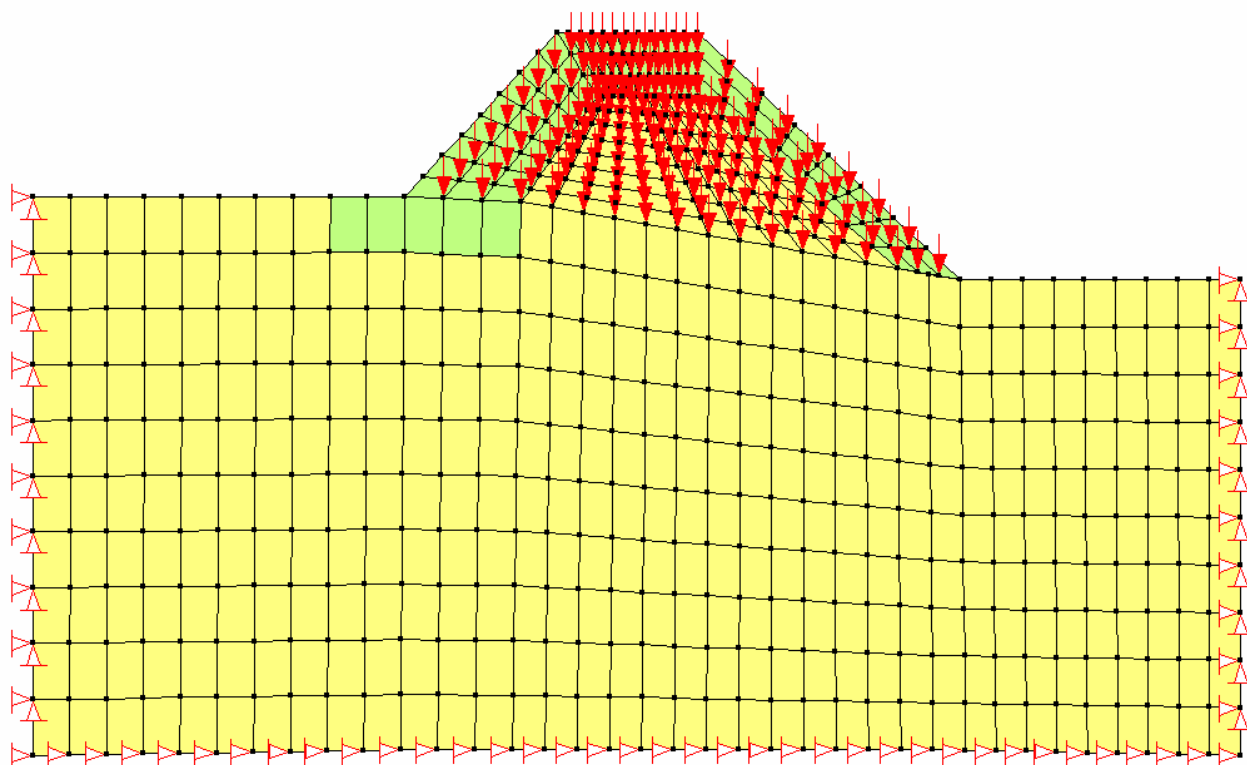


Figura 1.9 – modello ad elementi finiti per calcolo cedimenti–sezione 14

Si è ipotizzato un semispazio elastico le cui caratteristiche di rigidità sono state desunte dai risultati delle indagini geologiche considerando che si tratta di terreni lievemente densi.

-Condizioni non drenate:

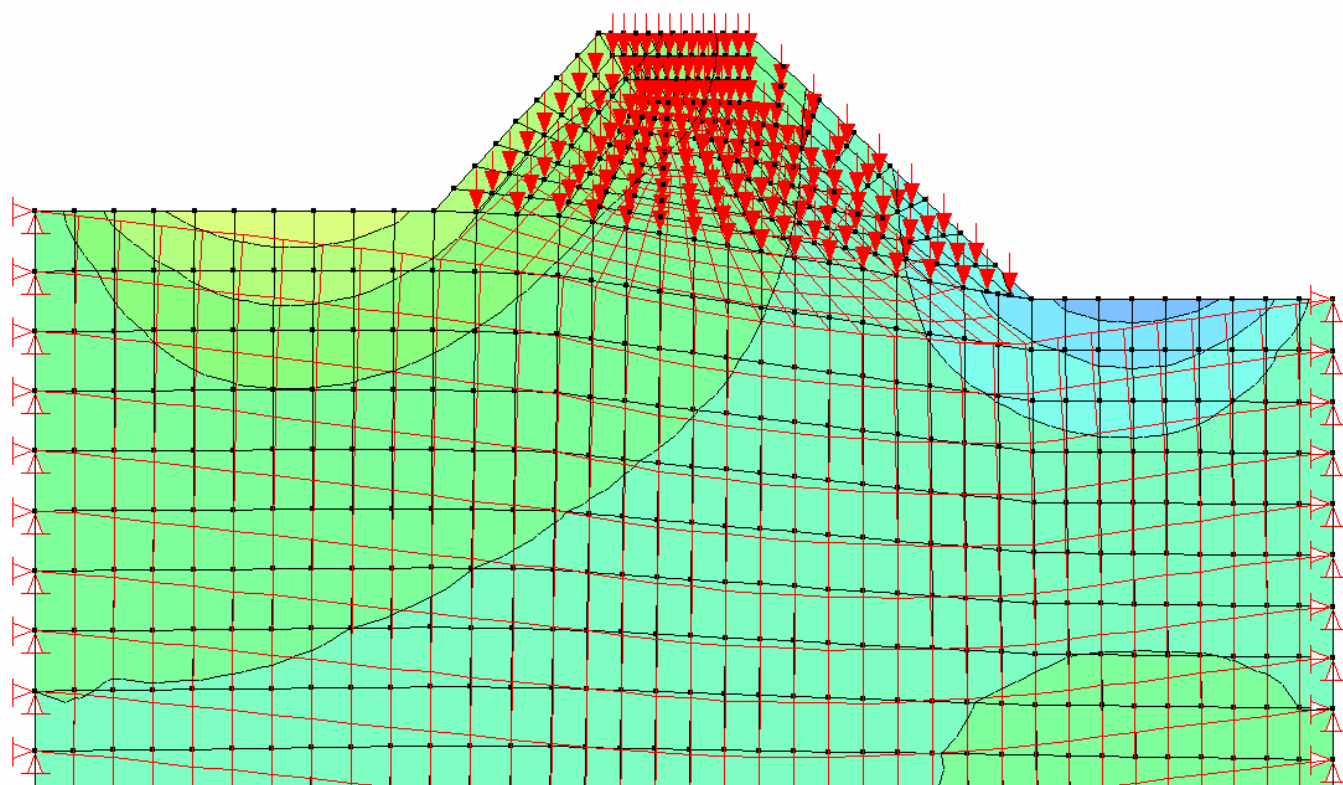


Figura 2.0 – cedimenti–sezione 14; il cedimento massimo in sommità risulta essere di 1 cm ca

-Condizioni drenate:

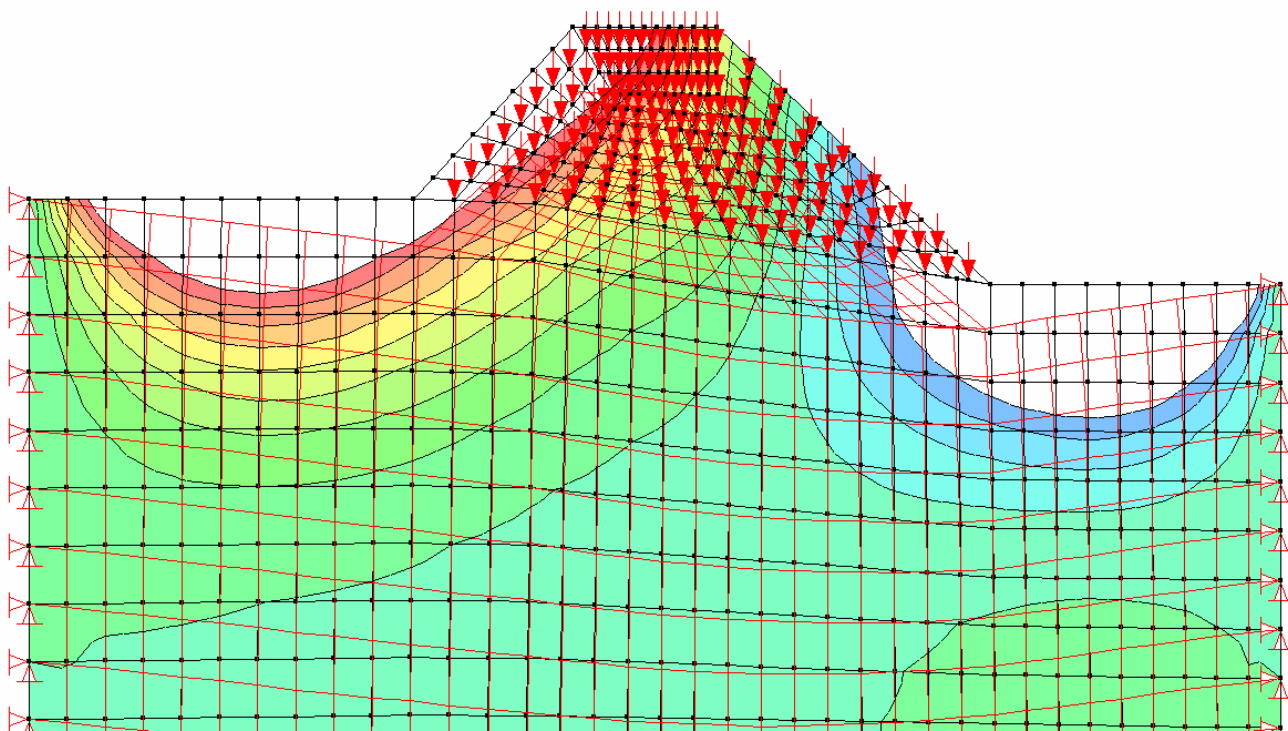


Figura 2.1 – cedimenti–sezione 14; il cedimento massimo in sommità risulta essere di 4,6 cm

In sostanza il cedimento totale è pari a 6 cm ca. e risulta accettabile anche in considerazione del fatto che si è operato a favore di sicurezza considerando lo sbancamento completo e la successiva posa della terra costituente il corpo arginale mentre in effetti l'argine è esistente e viene solo consolidato.

2. RELAZIONE DI CALCOLO PALANCOLATO

RELAZIONE DI CALCOLO

Definizione

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

Introduzione all'analisi di stabilità

La risoluzione di un problema di stabilità richiede la presa in conto delle equazioni di campo e dei legami costitutivi. Le prime sono di equilibrio, le seconde descrivono il comportamento del terreno. Tali equazioni risultano particolarmente complesse in quanto i terreni sono dei sistemi multifase,



che possono essere ricondotti a sistemi monofase solo in condizioni di terreno secco, o di analisi in condizioni drenate.

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

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

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

Metodo equilibrio limite (LEM)

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

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

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

Metodo dei conci

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

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

n valori delle forze di taglio alla base del concio T_i

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

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

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

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

una incognita costituita dal fattore di sicurezza F .

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

mentre le equazioni a disposizione sono:

Equazioni di equilibrio dei momenti n

Equazioni di equilibrio alla traslazione verticale n

Equazioni di equilibrio alla traslazione orizzontale n



Equazioni relative al criterio di rottura n
Totale numero di equazioni $4n$

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

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

Il grado di indeterminazione si riduce ulteriormente a $(n-2)$ in quando si fa l'assunzione che N_i sia applicato nel punto medio della striscia, ciò equivale ad ipotizzare che le tensioni normali totali siano uniformemente distribuite.

I diversi metodi che si basano sulla teoria dell'equilibrio limite si differenziano per il modo in cui vengono eliminate le $(n-2)$ indeterminazioni.

Metodo di FELLENIUS (1927)

Con questo metodo (valido solo per superfici di scorrimento di forma circolare) vengono trascurate le forze di interstriscia pertanto le incognite si riducono a:

n valori delle forze normali N_i ;

n valori delle forze da taglio T_i ;

I fattore di sicurezza.

Incognite $(2n+1)$

Le equazioni a disposizione sono:

n equazioni di equilibrio alla traslazione verticale;

n equazioni relative al criterio di rottura;

I equazione di equilibrio dei momenti globale.

$$F = \frac{\sum \{ c_i \times l_i + (W_i \times \cos \alpha_i - u_i \times l_i) \times \tan \varphi_i \}}{\sum W_i \times \sin \alpha_i}$$

Questa equazione è semplice da risolvere ma si è trovato che fornisce risultati conservativi (fattori di sicurezza bassi) soprattutto per superfici profonde.

Metodo di BISHOP (1955)

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

Le equazioni usate per risolvere il problema sono:

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

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



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

Metodo di JANBU (1967)

Janbu estese il metodo di *Bishop* a superfici di scorrimento di forma qualsiasi.

Quando vengono trattate superfici di scorrimento di forma qualsiasi il braccio delle forze cambia

(nel caso delle superfici circolari resta costante e pari al raggio) a tal motivo risulta più conveniente valutare l'equazione del momento rispetto allo spigolo di ogni blocco.

$$F = \frac{\sum \{c_i \times b_i + (W_i - u_i \times b_i + \Delta X_i) \times \tan \phi_i\} \times \frac{\sec^2 \alpha_i}{1 + \tan \alpha_i \times \tan \phi_i / F}}{\sum W_i \times \tan \alpha_i}$$

Assumendo $\Delta X_i = 0$ si ottiene il metodo ordinario.

Janbu propose inoltre un metodo per la correzione del fattore di sicurezza ottenuto con il metodo ordinario secondo la seguente:

$$F_{\text{corretto}} = f_o F$$

dove f_o è riportato in grafici funzione di geometria e parametri geotecnici.

Tale correzione è molto attendibile per pendii poco inclinati.

Metodo di BELL (1968)

Le forze agenti sul corpo che scivola includono il peso effettivo del terreno, W , le forze sismiche pseudostatiche orizzontali e verticali $K_x W$ e $K_z W$, le forze orizzontali e verticali X e Z applicate esternamente al profilo del pendio, infine, la risultante degli sforzi totali normali e di taglio σ e τ agenti sulla superficie potenziale di scivolamento.

Lo sforzo totale normale può includere un eccesso di pressione dei pori u che deve essere specificata con l'introduzione dei parametri di forza efficace.

In pratica questo metodo può essere considerato come un'estensione del metodo del cerchio di attrito per sezioni omogenee precedentemente descritto da *Taylor*.

In accordo con la legge della resistenza di *Mohr-Coulomb* in termini di tensione efficace, la forza di taglio agente sulla base dell' i -esimo concio è data da:

$$T_i = \frac{c_i L_i + (N_i - u_{ci} L_i) \tan \phi_i}{F}$$

in cui

F = il fattore di sicurezza;



c_i = la coesione efficace (o totale) alla base dell' i -esimo concio;
 ϕ_i = l'angolo di attrito efficace (= 0 con la coesione totale) alla base dell' i -esimo concio;
 L_i = la lunghezza della base dell' i -esimo concio;
 u_{ci} = la pressione dei pori al centro della base dell' i -esimo concio.

L'equilibrio risulta uguagliando a zero la somma delle forze orizzontali, la somma delle forze verticali e la somma dei momenti rispetto all'origine.

Viene adottata la seguente assunzione sulla variazione della tensione normale agente sulla potenziale superficie di scorrimento:

$$\sigma_{ci} = \left[C_1(1 - K_z) \frac{W_i \cos \alpha_i}{L_i} \right] + C_2 f(x_{ci}, y_{ci}, z_{ci})$$

in cui il primo termine dell'equazione include l'espressione:

$W_i \cos \alpha_i / L_i$ = valore dello sforzo normale totale associato con il metodo ordinario dei conci.

Il secondo termine dell'equazione include la funzione:

$$f = \sin 2\pi \left(\frac{x_n - x_{ci}}{x_n - x_0} \right)$$

Dove x_0 ed x_n sono rispettivamente le ascisse del primo e dell'ultimo punto della superficie di scorrimento, mentre x_{ci} rappresenta l'ascissa del punto medio della base del concio i -esimo.

Una parte sensibile di riduzione del peso associata con una accelerazione verticale del terreno K_z g può essere trasmessa direttamente alla base e ciò è incluso nel fattore $(1 - K_z)$.

Lo sforzo normale totale alla base di un concio è dato da:

$$N_i = \sigma_{ci} L_i$$

La soluzione delle equazioni di equilibrio si ricava risolvendo un sistema lineare di tre equazioni ottenute moltiplicando le equazioni di equilibrio per il fattore di sicurezza F , sostituendo l'espressione di N_i e moltiplicando ciascun termine della coesione per un coefficiente arbitrario C_3 .

Si assume una relazione di linearità tra detto coefficiente, determinabile tramite la regola di Cramer, ed il fattore di sicurezza F . Il corretto valore di F può essere ottenuto dalla formula di interpolazione lineare:

$$F = F(2) + \left(\frac{1 - C_3(2)}{C_3(2) - C_3(1)} \right) (F(2) - F(1))$$

dove i numeri in parentesi (1) e (2) indicano i valori iniziale e successivo dei parametri F e C_3 .

Qualsiasi coppia di valori del fattore di sicurezza nell'intorno di una stima fisicamente ragionevole può essere usata per iniziare una soluzione iterativa.



Il numero necessario di iterazioni dipende sia dalla stima iniziale sia dalla desiderata precisione della soluzione; normalmente, il processo converge rapidamente.

Metodo di SARMA (1973)

Il metodo di **Sarma** è un semplice, ma accurato metodo per l'analisi di stabilità dei pendii, che permette di determinare l'accelerazione sismica orizzontale richiesta affinché l'ammasso di terreno, delimitato dalla superficie di scivolamento e dal profilo topografico, raggiunga lo stato di equilibrio limite (accelerazione critica K_c) e, nello stesso tempo, consente di ricavare l'usuale fattore di sicurezza ottenuto come per gli altri metodi più comuni della geotecnica.

Si tratta di un metodo basato sul principio dell'equilibrio limite e delle strisce, pertanto viene considerato l'equilibrio di una potenziale massa di terreno in scivolamento suddivisa in n strisce verticali di spessore sufficientemente piccolo da ritenere ammissibile l'assunzione che lo sforzo normale N_i agisce nel punto medio della base della striscia.

Le equazioni da prendere in considerazione sono:

L'equazione di equilibrio alla traslazione orizzontale del singolo concio;

L'equazione di equilibrio alla traslazione verticale del singolo concio;

L'equazione di equilibrio dei momenti.

Condizioni di equilibrio alla traslazione orizzontale e verticale:

$$\begin{aligned} N_i \cos \alpha_i + T_i \sin \alpha_i &= W_i - \Delta X_i \\ T_i \cos \alpha_i - N_i \sin \alpha_i &= K W_i + \Delta E_i \end{aligned}$$

Viene, inoltre, assunto che in assenza di forze esterne sulla superficie libera dell'ammasso si ha:

$$\begin{aligned} \sum \Delta E_i &= 0 \\ \sum \Delta X_i &= 0 \end{aligned}$$

dove E_i e X_i rappresentano, rispettivamente, le forze orizzontale e verticale sulla faccia i -esima del concio generico i .

L'equazione di equilibrio dei momenti viene scritta scegliendo come punto di riferimento il baricentro dell'intero ammasso; sicché, dopo aver eseguito una serie di posizioni e trasformazioni trigonometriche ed algebriche, nel metodo di **Sarma** la soluzione del problema passa attraverso la risoluzione di due equazioni:

$$\begin{aligned} * \sum \Delta X_i \cdot \tan(\psi'_i - \alpha_i) + \sum \Delta E_i &= \sum \Delta_i - K \cdot \sum W_i \\ ** \sum \Delta X_i \cdot [(y_{mi} - y_G) \cdot \tan(\psi'_i - \alpha'_i) + (x'_i - x_G)] &= \sum W_i \cdot (x_{mi} - x_G) + \sum \Delta_i \cdot (y_{mi} - y_G) \end{aligned}$$

Ma l'approccio risolutivo, in questo caso, è completamente capovolto: il problema infatti impone di trovare un valore di K (accelerazione sismica) corrispondente ad un determinato fattore di



sicurezza; ed in particolare, trovare il valore dell'accelerazione K corrispondente al fattore di sicurezza $F = 1$, ossia l'*accelerazione critica*.

Si ha pertanto:

$K = K_c$ *accelerazione critica* se $F = 1$

$F = F_s$ *fattore di sicurezza in condizioni statiche* se $K = 0$

La seconda parte del problema del Metodo di Sarma è quella di trovare una distribuzione di forze interne X_i ed E_i tale da verificare l'equilibrio del concio e quello globale dell'intero ammasso, senza violazione del criterio di rottura.

E' stato trovato che una soluzione accettabile del problema si può ottenere assumendo la seguente distribuzione per le forze X_i :

$$\Delta X_i = \lambda \cdot \Delta Q_i = \lambda \cdot (Q_{i+1} - Q_i)$$

dove Q_i è una funzione nota, in cui vengono presi in considerazione i parametri geotecnici medi sulla i -esima faccia del concio i , e λ rappresenta un'incognita.

La soluzione completa del problema si ottiene pertanto, dopo alcune iterazioni, con i valori di K_c , λ e F , che permettono di ottenere anche la distribuzione delle forze di interstriscia.

Metodo di SPENCER

Il metodo è basato sull'assunzione:

Le forze d'interfaccia lungo le superfici di divisione dei singoli conci sono orientate parallelamente fra loro ed inclinate rispetto all'orizzontale di un angolo θ . tutti i momenti sono nulli $M_i = 0$

$i = 1 \dots n$

Sostanzialmente il metodo soddisfa tutte le equazioni della statica ed equivale al metodo di Morgenstern e Price quando la funzione $f(x) = 1$.

Imponendo l'equilibrio dei momenti rispetto al centro dell'arco descritto dalla superficie di scivolamento si ha:

$$\sum Q_i R \cos(\alpha - \theta) = 0$$

dove:

$$Q_i = \frac{\frac{c}{F_s} (W \cos \alpha - \gamma_w h l \sec \alpha) \frac{\tan \alpha}{F_s} - W \sin \alpha}{\cos(\alpha - \theta) \left[\frac{F_s + \tan \phi \tan(\alpha - \theta)}{F_s} \right]}$$

forza d'interazione fra i conci;



R = raggio dell'arco di cerchio;

θ = angolo d'inclinazione della forza Q_i rispetto all'orizzontale.

Imponendo l'equilibrio delle forze orizzontali e verticali si ha rispettivamente:

$$\sum (Q_i \cos \theta) = 0 \quad \sum (Q_i \sin \theta) = 0$$

Con l'assunzione delle forze Q_i parallele fra loro, si può anche scrivere:

$$\sum Q_i = 0$$

Il metodo propone di calcolare due coefficienti di sicurezza: il primo (F_{sm}) ottenibile dalla 1), legato all'equilibrio dei momenti; il secondo (F_{sf}) dalla 2) legato all'equilibrio delle forze. In pratica si procede risolvendo la 1) e la 2) per un dato intervallo di valori dell'angolo θ , considerando come valore unico del coefficiente di sicurezza quello per cui si abbia $F_{sm} = F_{sf}$.

Metodo di MORGENSTERN e PRICE

Si stabilisce una relazione tra le componenti delle forze di interfaccia del tipo $X = \lambda f(x)E$, dove λ è un fattore di scala e $f(x)$, funzione della posizione di E e di X , definisce una relazione tra la variazione della forza X e della forza E all'interno della massa scivolante. La funzione $f(x)$ è scelta arbitrariamente (costante, senoide, semisenoide, trapezia, spezzata...) e influenza poco il risultato, ma va verificato che i valori ricavati per le incognite siano fisicamente accettabili.

La particolarità del metodo è che la massa viene suddivisa in strisce infinitesime alle quali vengono imposte le equazioni di equilibrio alla traslazione orizzontale e verticale e di rottura sulla base delle strisce stesse. Si perviene ad una prima equazione differenziale che lega le forze d'interfaccia incognite E , X , il coefficiente di sicurezza F_s , il peso della striscia infinitesima dW e la risultante delle pressioni neutra alla base dU .

Si ottiene la cosiddetta "equazione delle forze":

$$c' \sec^2 \frac{\alpha}{F_s} + tg \varphi' \left(\frac{dW}{dx} - \frac{dX}{dx} - tg \alpha \frac{dE}{dx} - \sec \alpha \frac{dU}{dx} \right) =$$

$$= \frac{dE}{dx} - tg \alpha \left(\frac{dX}{dx} - \frac{dW}{dx} \right)$$

Una seconda equazione, detta "equazione dei momenti", viene scritta imponendo la condizione di equilibrio alla rotazione rispetto alla mezzzeria della base:



$$X = \frac{d(E_\gamma)}{dx} - \gamma \frac{dE}{dx}$$

queste due equazioni vengono estese per integrazione a tutta la massa interessata dallo scivolamento.

Il metodo di calcolo soddisfa tutte le equazioni di equilibrio ed è applicabile a superfici di qualsiasi forma, ma implica necessariamente l'uso di un calcolatore.

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

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

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

$$F_H = K_o \cdot W$$

$$F_V = K_v \cdot W$$

Essendo:

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

W : peso concio

K_o : Coefficiente sismico orizzontale

K_v : Coefficiente sismico verticale.

Calcolo coefficienti sismici

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

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

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

Con

β_s coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

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

g accelerazione di gravità.

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

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



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

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

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

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

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

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

Con l'**OPCM 3274** e successive modifiche, i coefficienti sismici orizzontale K_o e verticale K_v che interessano tutte le masse vengono calcolati come:

$$K_o = S \cdot (a_g/g) \quad K_v = 0.5 \cdot K_o$$

S: fattore dipendente dal tipo di suolo secondo lo schema:

tipo A - $S=1$;
tipo B - $S=1.25$;
tipo C - $S=1.25$;
tipo E - $S=1.25$;
tipo D - $S=1.35$.

Per pendii con inclinazione superiore a 15° e dislivello superiore a 30 m, l'azione sismica deve essere incrementata moltiplicandola per il coefficiente di amplificazione topografica S_T :

$S_T \geq 1,2$ per siti in prossimità del ciglio superiore di pendii scoscesi isolati;

$S_T \geq 1,4$ per siti prossimi alla sommità di profili topografici aventi larghezza in testa molto inferiore alla larghezza alla base e pendenza media $> 30^\circ$; $S_T \geq 1,2$ per siti dello stesso tipo ma pendenza media inferiore.

L'applicazione del **D.M. 88** e successive modifiche ed integrazioni è consentito mediante l'inserimento del coefficiente sismico orizzontale K_o in funzione delle Categorie Sismiche secondo il seguente schema: I Cat. $K_o=0.1$; II Cat. $K_o=0.07$; III Cat. $K_o=0.04$

Per l'applicazione dell'**Eurocodice 8** (progettazione geotecnica in campo sismico) il coefficiente sismico orizzontale viene così definito:

$$K_o = a_{gR} \cdot \gamma_I \cdot S / (g)$$



a_{gR} : accelerazione di picco di riferimento su suolo rigido affiorante,

γ_I : fattore di importanza,

S: soil factor e dipende dal tipo di terreno (da A ad E).

$$a_g = a_{gR} \cdot \gamma_I$$

è la “design ground acceleration on type A ground”.

Il coefficiente sismico verticale K_V è definito in funzione di K_O , e vale:

$$K_V = \pm 0.5 \cdot K_O$$

Ricerca della superficie di scorrimento critica

In presenza di mezzi omogenei non si hanno a disposizione metodi per individuare la superficie di scorrimento critica ed occorre esaminarne un numero elevato di potenziali superfici.

Nel caso vengano ipotizzate superfici di forma circolare, la ricerca diventa più semplice, in quanto dopo aver posizionato una maglia dei centri costituita da m righe e n colonne saranno esaminate tutte le superfici aventi per centro il generico nodo della maglia $m \times n$ e raggio variabile in un determinato range di valori tale da esaminare superfici cinematicamente ammissibili.

Analisi di stabilità dei pendii con BISHOP

=

Numero di strati	3,0
Numero dei conci	10,0
Coefficiente di sicurezza [R2]	1,1

Superficie di forma circolare

=

Maglia dei Centri

=

Ascissa vertice sinistro inferiore xi	16,67 m
Ordinata vertice sinistro inferiore yi	22,0 m
Ascissa vertice destro superiore xs	23,33 m
Ordinata vertice destro superiore ys	28,67 m
Passo di ricerca	10,0
Numero di celle lungo x	10,0
Numero di celle lungo y	10,0

=

Coefficiente azione sismica orizzontale	0,0086
Coefficiente azione sismica verticale	0,0043



Vertici profilo

N	X m	y m
1	10,0	16,9
2	20,0	16,9
3	20,0	20,0
4	30,0	20,0

Vertici strato1

N	X m	y m
1	10,0	16,9
2	20,0	16,9
3	20,0	18,0
4	30,0	18,0

Vertici strato2

N	X m	y m
1	10,0	16,5
2	30,0	16,5

Stratigrafia

c: coesione; Fi: Angolo di attrito; G: Peso Specifico; Gs: Peso Specifico Saturo; K: Modulo di Winkler

Strato	c (kg/cm ²)	Fi (°)	G (Kg/m ³)	Gs (Kg/m ³)	K (Kg/cm ³)	Litologia
1	0,0030591	22	1886,445	1886,445	4,00	argille sabbiose limose
2	2,54925E-03	17	1733,49	1733,49	0,00	argille tenere
3	0,20394	26	1835,46	1835,46	0,00	sabbie

Carichi distribuiti

N°	xi m	yi m	xf m	yf m	Carico esterno (kg/cm ²)
1	20,01	20	29,9	20	0,20394

Risultati analisi pendio [A1+M1+R1]

=====

=

Fs minimo individuato 3,24



Ascissa centro superficie	19,33 m
Ordinata centro superficie	22,0 m
Raggio superficie	8,61 m

=

B: Larghezza del concio; Alfa: Angolo di inclinazione della base del concio; Li: Lunghezza della base del concio; Wi: Peso del concio ; Ui: Forze derivanti dalle pressioni neutre; Ni: forze agenti normalmente alla direzione di scivolamento; Ti: forze agenti parallelamente alla superficie di scivolamento; Fi: Angolo di attrito; c: coesione.

Analisi dei conci. Superficie...xc = 19,333 yc = 22,00 Rc = 8,608 Fs=3,2429

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (Kg)	Kh•Wi (Kg)	Kv•Wi (Kg)	c (kg/cm ²)	Fi (°)	Ui (Kg)	N'i (Kg)	Ti (Kg)
1	1,53	-46,3	2,21	2474,86	21,28	10,64	0,2	26,0	0,0	5976,4	2291,5
2	1,53	-32,8	1,82	5980,99	51,44	25,72	0,2	26,0	0,0	8698,3	2453,6
3	1,53	-21,3	1,64	8161,04	70,18	35,09	0,2	26,0	0,0	9728,7	2496,1
4	1,53	-10,6	1,56	9382,68	80,69	40,35	0,2	26,0	0,0	10010,6	2484,9
5	1,53	-0,3	1,53	9858,33	84,78	42,39	0,2	26,0	0,0	9872,0	2445,9
6	1,53	10,0	1,56	21277,54	182,99	91,49	0,2	26,0	0,0	20879,8	4119,2
7	1,53	20,6	1,64	20075,13	172,65	86,32	0,2	26,0	0,0	19933,1	4026,3
8	1,53	32,1	1,81	17960,19	154,46	77,23	0,2	26,0	0,0	18719,2	3951,4
9	1,53	45,4	2,18	14553,29	125,16	62,58	0,2	26,0	0,0	16771,8	3892,6
10	1,53	64,6	3,57	8768,07	75,41	37,7	0,0	17,0	0,0	17006,4	1631,4

Introduzione.

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



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

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

Tipi di paratie.

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

- a) Paratie in calcestruzzo armato, costruite per mezzo di pali o per mezzo di setti (entrambi armati);
- b) Paratie di legno;
- c) Paratie in acciaio.

Materiali

CALCESTRUZZO C28/35

ACCIAIO B450C

ACCIAIO S355H (palancole Larssen)

Normativa di Riferimento

Si riporta l'elenco delle principali Normative Tecniche e Istruzioni seguite nello sviluppo della progettazione degli elementi strutturali:

Per la valutazione dei carichi si è operato in accordo con il Testo Unico "Norme Tecniche per le Costruzioni" - D.M. Infrastrutture 14 gennaio 2008.

Per quanto concerne la verifica degli elementi in c.a. e in acciaio sono state seguite le prescrizioni del Testo Unico "Norme Tecniche per le Costruzioni" - D.M. Infrastrutture 14 gennaio 2008.



spinta di Coulomb. Nell'utilizzo del metodo degli elementi finiti si deve calcolare anche un coefficiente di reazione del terreno k_s , oltre che la spinta attiva e passiva del terreno. Se si parla di analisi in condizioni non drenate è inoltre necessario conoscere il valore della coesione non drenata. E' inoltre opportuno considerare che se si vuole tenere debitamente in conto l'attrito tra terreno e opera si deve essere a conoscenza dell'angolo di attrito tra terreno e opera (appunto). In conclusione i parametri (in termini di proprietà del terreno) di cui si deve disporre per effettuare l'analisi sono i seguenti:

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

Calcolo delle spinte.

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

Calcolo della spinta attiva.

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

Metodo di Coulomb.

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

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

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

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

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



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

γ_t = Peso unità di volume del terreno;

β = Inclinazione della parete interna rispetto al piano orizzontale passante per il piede;

ϕ = Angolo di resistenza al taglio del terreno;

δ = Angolo di attrito terreno-paratia positivo se antiorario;

ε = Inclinazione del piano campagna rispetto al piano orizzontale positiva se antioraria;

Metodo di Caquot.

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

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

Dove i simboli hanno il seguente significato:

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

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

Dove i simboli sono calcolati con le seguenti formule:

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

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

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

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

- β è l'inclinazione del profilo di monte misurata rispetto all' orizzontale;
- φ è l' angolo di attrito interno del terreno spingente;
- δ è l' angolo di attrito all' interfaccia opera-terreno;

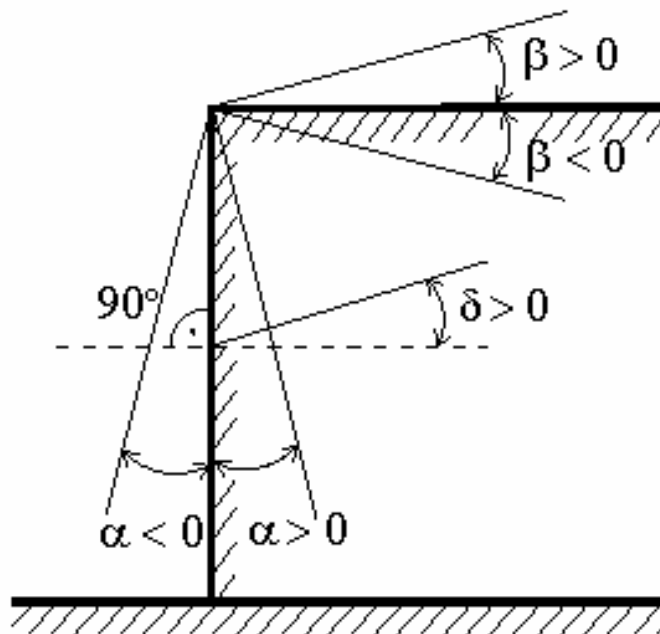


Figura: Convenzione utilizzata per il calcolo del coefficiente di pressione secondo la teoria di Caquot

Carico uniforme sul terrapieno

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

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

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

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

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

β = Inclinazione della parete interna rispetto al piano orizzontale passante per il piede

ε = Inclinazione del piano campagna rispetto al piano orizzontale positiva se antioraria



K_a = Coefficiente di pressione attiva calcolato al paragrafo precedente

Striscia di carico su pc inclinato

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

Striscia di carico ortogonale al piano di azione

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

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

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

Con:

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

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

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

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

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

Per integrazione si otterrà la risultante ed il relativo braccio.

Striscia di carico tangenziale al p.c.

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

T = Intensità del carico [F/L^2]

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

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

Linee di carico sul terrapieno

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



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

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

Dove i simboli hanno il seguente significato:

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

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

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

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

Spinta in presenza di falda acquifera

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

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

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

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

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

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

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

Effetto dovuto alla presenza di coesione

La coesione induce delle pressioni negative costanti pari a:

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



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

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

Dove i simboli hanno il seguente significato

Q = Carico agente sul terrapieno eventualmente presente.

γ_t = Peso unità di volume del terreno

β = Inclinazione della parete interna rispetto al piano orizzontale passante per il piede

ε = Inclinazione del piano campagna rispetto al piano orizzontale positiva se antioraria

C = Coesione del materiale

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

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

$$S_c = P_c \cdot H$$

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

Sisma

Spinta attiva in condizioni sismiche

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

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

Dove i simboli hanno il seguente significato:

H = altezza di scavo

K_v = coefficiente sismico verticale

γ = peso per unità di volume del terreno

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

E_{ws} = spinta idrostatica dell'acqua

E_{wd} = spinta idrodinamica.



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

$$\tan \theta = \frac{\gamma_{sat}}{\gamma_{sat} - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \mp k_v}$$

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

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

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

Resistenza passiva

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

Metodo di Coulomb

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

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

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

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

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

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

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

Metodo di Caquot

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



<i>Coefficient of passive earth pressure K_p for $\delta = -\varphi$</i>											
$\alpha [^\circ]$	$\varphi [^\circ]$	K_p when β°									
		0	5	10	15	20	25	30	35	40	45
	10	1,17	1,41	1,53							
	15	1,30	1,70	1,92	2,08						
	20	1,71	2,08	2,42	2,71	2,92					
	25	2,14	2,81	2,98	3,88	4,22	4,43				
-30	30	2,78	3,42	4,18	5,01	5,98	8,94	7,40			
	35	3,75	4,73	5,87	7,21	8,78	10,80	12,50	13,80		
	40	5,31	8,87	8,77	11,00	13,70	17,20	24,80	25,40	28,40	
	45	8,05	10,70	14,20	18,40	23,80	90,60	38,90	49,10	60,70	69,10
	10	1,36	1,58	1,70							
	15	1,68	1,97	2,20	2,38						
	20	2,13	2,52	2,92	3,22	3,51					
	25	2,78	3,34	3,99	4,80	5,29	5,57				
-20	30	3,78	4,81	8,58	8,81	7,84	9,12	9,77			
	35	5,38	8,89	8,28	10,10	12,20	14,80	17,40	19,00		
	40	8,07	10,40	12,00	18,50	20,00	25,50	38,50	37,80	42,20	
	45	13,2	17,50	22,90	29,80	38,30	48,90	82,30	78,80	97,30	111,04
	10	1,52	1,72	1,83							
	15	1,95	2,23	2,57	2,88						
	20	2,57	2,98	3,42	3,75	4,09					
	25	3,50	4,14	4,90	5,82	8,45	8,81				
-10	30	4,98	8,01	7,19	8,51	10,10	11,70	12,80			
	35	7,47	9,24	11,30	13,80	18,70	20,10	23,70	26,00		
	40	12,0	15,40	19,40	24,10	29,80	37,10	53,20	55,10	61,80	
	45	21,2	27,90	38,50	47,20	80,80	77,30	908,20	124,00	153,00	178,00
	10	1,84	1,81	1,93							
	15	2,19	2,46	2,73	2,91						
	20	3,01	3,44	3,91	4,42	4,66					
	25	4,28	5,02	5,81	8,72	7,71	8,16				
0	30	8,42	7,69	9,19	10,80	12,70	14,80	15,90			
	35	10,2	12,60	15,30	18,80	22,30	28,90	31,70	34,90		
	40	17,5	22,30	28,00	34,80	42,90	53,30	78,40	79,10	88,70	
	45	33,5	44,10	57,40	74,10	94,70	120,00	153,00	174,00	240,00	275,00



	10	1,73	1,87	1,98							
	15	2,40	2,65	2,93	3,12						
	20	3,45	3,90	4,40	4,96	5,23					
10	25	5,17	5,99	6,90	7,95	9,11	9,67				
	30	8,17	9,69	11,40	13,50	15,90	18,50	19,90			
	35	13,8	16,90	20,50	24,80	29,80	35,80	42,30	46,60		
	40	25,5	32,20	40,40	49,90	61,70	76,40	110,00	113,00	127,00	
	45	52,9	69,40	90,90	116,00	148,00	188,00	239,00	303,00	375,00	431,00
	10	1,78	1,891	2,01							
	15	2,58	2,821	3,11	3,30						
	20	3,90	4,38	4,92	5,53	5,83					
20	25	6,18	7,12	8,17	9,39	10,70	11,40				
	30	10,4	12,30	14,40	16,90	20,00	23,20	25,00			
	35	18,7	22,80	27,60	33,30	40,00	48,00	56,80	62,50		
	40	37,2	46,90	58,60	72,50	89,30	111,00	158,00	164,00	185,00	
	45	84,0	110,00	143,00	184,00	234,00	297,00	378,00	478,00	592,00	680,00

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

Carico uniforme sul terrapieno

La resistenza indotta da un carico uniformemente distribuito S_q vale:

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

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

Coesione

La coesione determina un incremento di resistenza pari a:

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

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

Metodo dell'equilibrio limite (LEM)

Il metodo dell'equilibrio limite consiste nel ricercare soluzioni, al problema di verifica o di progetto, che siano compatibili con il solo aspetto statico del problema. In sostanza si ragiona in



termini di equilibrio di un corpo rigido, senza preoccuparsi della congruenza cinematica degli spostamenti. I principali schemi di calcolo cui si farà riferimento sono i seguenti:

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

Paratia a sbalzo: calcolo della profondità d'infissione limite

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

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

Dove i simboli hanno il seguente significato:

S_m =componente orizzontale della spinta attiva;

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

R_v =componente orizzontale della resistenza passiva;

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

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

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

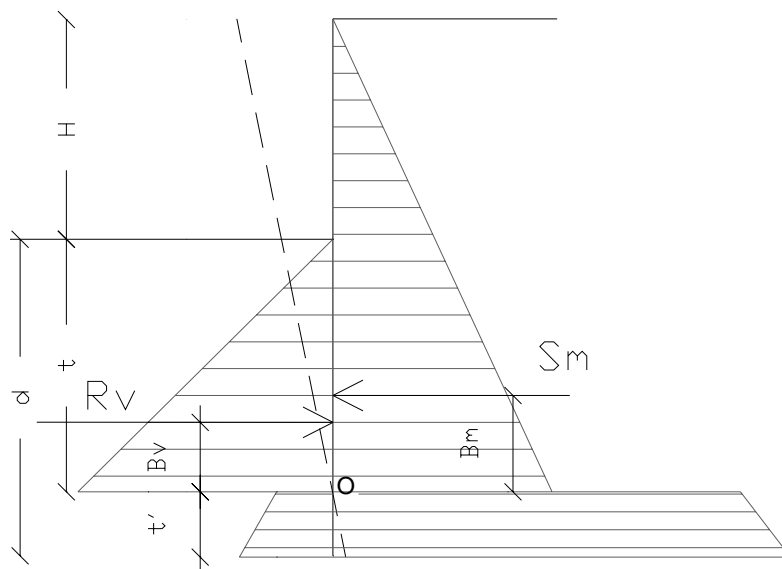


Figura 2: Schema di riferimento per il calcolo dell'equilibrio della paratia

Coefficiente di sicurezza sulla resistenza passiva

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

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

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

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

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

Dove i simboli hanno il seguente significato:

S_m = componente orizzontale spinta attiva;

H = altezza terreno da sostenere;

t = profondità di infissione calcolata;



B_m = braccio di S_m rispetto alla base della paratia;

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

R_v = componente orizzontale della resistenza passiva;

B_v = braccio di R_v .

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

Coefficiente di sicurezza F sulle resistenze passive

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

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

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

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

Coefficiente di sicurezza F sulle resistenze

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

Metodo degli elementi finiti (FEM)

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

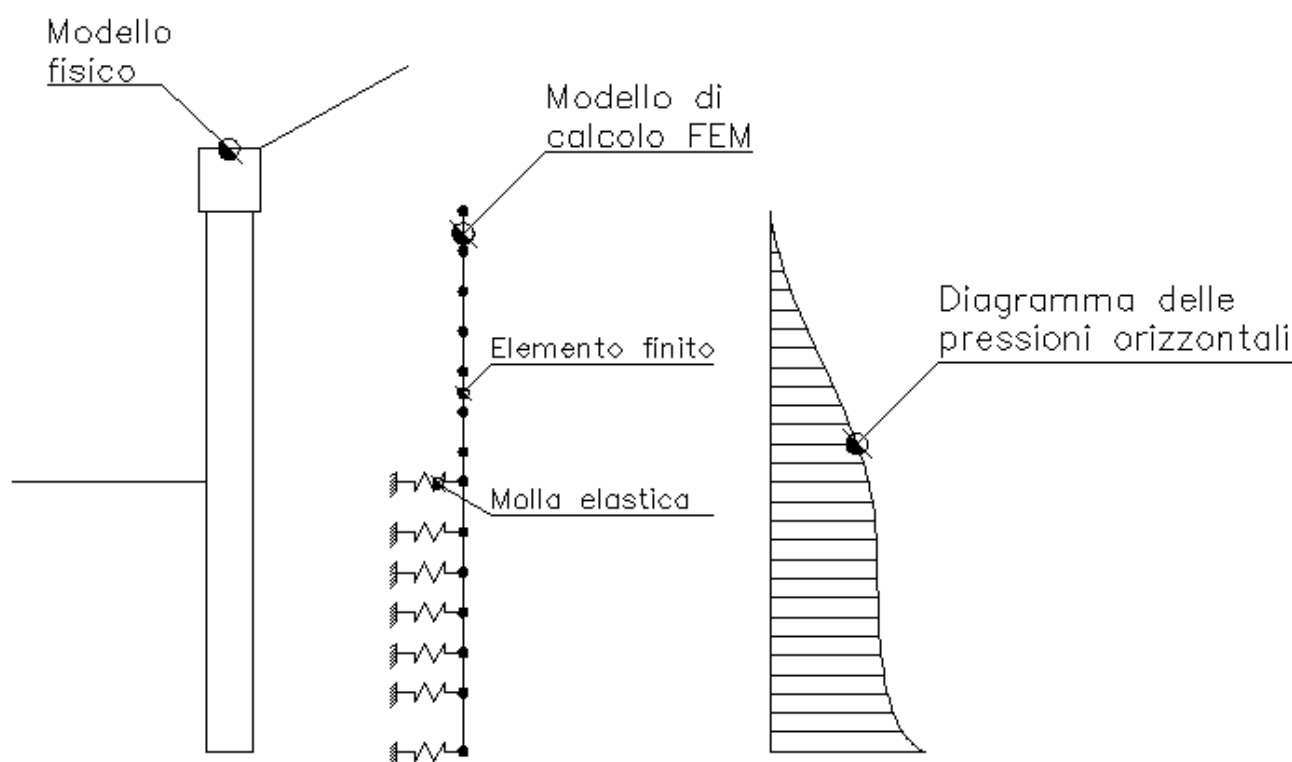


Figura 3: Schematizzazione della paratia ad elementi finiti

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

Calcolo del modulo di rigidezza K_s del terreno

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

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



Dove i simboli hanno il seguente significato:

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

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

Z =Profondità in esame

C =40 nel sistema internazionale SI

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

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

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

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

Tiranti

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

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

Sifonamento

Il sifonamento è un fenomeno che in una fase iniziale si localizza al piede della paratia, e poi rapidamente si estende nell'intorno del volume resistente. Si verifica quando, per una elevata pressione idrodinamica o di infiltrazione, si annullano le pressioni passive efficaci, con la conseguente perdita di resistenza del terreno. Si assume di norma un fattore di sicurezza $F_{sif} = 3.5-4$ Indicando con:

i_c = Gradiente Idraulico critico;

i_e = Gradiente Idraulico in condizioni di esercizio;

Il margine di sicurezza è definito come rapporto tra i_c ed i_e , se $i_e < i_c$ la paratie è stabile.

Verifica delle sezioni e calcolo armature

Il calcolo delle armature e le verifiche a presso-flessione e taglio della paratia soggetta alle sollecitazioni N, M e T , si effettuano sulla sezione maggiormente sollecitata. Le sollecitazioni di calcolo sono ottenute come prodotto tra le sollecitazioni ottenute con un calcolo a metro lineare e l'interasse tra i pali (o larghezza dei setti se la paratia è costituita da setto):

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



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

Archivio materiali

CONGLOMERATI

Nr.	Classe calcestruzzo	$f_{ck,cubi}$ [MPa]	E_c [MPa]	f_{ck} [MPa]	f_{cd} [MPa]	f_{ctd} [MPa]	f_{ctm} [MPa]
1	C20/25	25	29380.7	19.6	11.1	1	2.2
2	C25/30	30	30861.5	24.5	13.9	1.2	2.5
3	C28/35	35	31675.5	27.5	15.6	1.3	2.7
4	C40/50	50	34539	39.2	19.4	1.5	3.1

Acciai:

Nr.	Classe acciaio	E_s [MPa]	f_{yk} [MPa]	f_{yd} [MPa]	f_{tk} [MPa]	f_{td} [MPa]	ep_{tk}	epd_{ult}	$\beta_1 \cdot \beta_2$ iniz.	$\beta_1 \cdot \beta_2$ finale
1	B450C	196133	441.3	383.7	529.6	441.3	.075	.0675	1	0,5
2	FeB44k	196133	421.7	366.7	529.6	366.7	.05	.04	1	0,5
3	S355H	210000	360	313	510	360	0.012	0.01	1	0.5

Stratigrafia

Fase: 1

Nr.	Peso specifico [kN/m ³]	Peso specifico saturo [kN/m ³]	Coesione [kN/m ²]	Ancolo attrito [°]	O.C.R.	Modulo edometrico [kN/m ²]	Attrito terra muro monte [°]	Attrito terra muro valle [°]	Spessore [m]	Inclinazione [°]	Descrizione
1	18,5	18,0	0,3	22,0	1,0	3922,0	13,33	21,0	2,0	0,0	argille sabbiose e limose
2	17,0	17,0	0,25	17,0	1,0	1961,0	10,0	21,0	1,5	0,0	argille tenere
3	18,0	21,0	20,0	26,0	1,0	9806,0	18,67	21,0	4,5	0,0	sabbie

Calcolo coefficienti sismici



Dati generali

Descrizione zona

Latitudine

43,9200 [°]

Longitudine

10,2200 [°]

Dati opera

Tipo opera

Opere ordinarie

Classe d'uso

IV

Vita nominale

50 [anni]

Vita di riferimento

100 [anni]

Parametri sismici su un sito di riferimento

Categoria sottosuolo

D

Categoria topografica

T1

SL	Tr [Anni]	ag [m/sec ²]	F0 [-]	TS* [sec]
SLO	60	0,540	2,550	0,260
SLD	101	0,650	2,550	0,270
SLV	949	1,570	2,390	0,300
SLC	1950	1,970	2,390	0,310

Coefficienti sismici orizzontale e verticale

Opera: Paratia

Altezza paratia

7.60[m]

Spostamento ammissibile

0,010[m]

SL	Amax [m/sec ²]	beta [-]	kh [-]	kv [-]
SLO	0,972	0,700	0,069	0,035
SLD	1,170	0,700	0,084	0,042
SLV	2,826	0,700	0,202	0,101
SLC	3,309	0,700	0,236	0,118

Carichi

Fase: 1

Descrizione	Tipo	Xi [m]	Xf [m]	Yi [m]	Yf [m]	Profondità [m]	Valore [kN]-[kPa]
Carico stradale/ped	Uniformi	0,01	9,9	0	0	0	20



Forze applicate...

Analisi Paratia

Profondità massima di infissione

3,8 [m]

Fase: 1 - Combinazione: 1

Altezza scavo

3,1 [m]

Tipo:

S.L.U.

Nome:

A1+M1+R1

Coefficienti sismici:

$K_h = 0,2017$, $K_v = 0,1009$

Coefficienti parziali azioni

Nr.	Azioni	Fattori combinazione
1	Peso proprio	1
2	Spinta terreno	1,3
3	Spinta falda	1,5
4	Spinta sismica x	1,5
5	Spinta sismica y	1
6	Carico stradale/ped	1

Coefficienti parziali terreno

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

Coefficienti resistenze capacità portante verticale

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

Profondità di infissione

3,40 [m]



Pressione massima terreno

461,99 [kPa]

Momento massimo

289,24 [kNm/m]

Taglio massimo

161,93 [kN/m]

Sollecitazioni

Z [m]	Pressioni totali terreno [kPa]	Sforzo normale [kN/m]	Momento [kNm/m]	Taglio [kN/m]	Spostamento [cm]	Modulo reazione [kN/m ³]
0,21	30,19	2,01	-0,60	-8,99	10,8703	--
0,41	33,86	1,00	-2,50	-15,87	10,2414	--
0,62	37,54	2,00	-5,79	-23,82	9,6129	--
0,83	41,21	3,00	-10,69	-32,65	8,9854	--
1,03	44,89	4,00	-17,38	-41,79	8,3597	--
1,24	48,56	4,00	-25,99	-51,63	7,7367	--
1,45	52,24	5,00	-36,62	-62,13	7,1180	--
1,65	55,91	6,00	-49,47	-73,31	6,5050	--
1,86	59,59	7,00	-64,63	-85,81	5,9000	--
2,07	63,63	7,00	-82,37	-98,85	5,3052	--
2,27	65,29	9,00	-102,80	-112,35	4,7235	--
2,48	66,95	10,00	-126,02	-126,18	4,1582	--
2,69	68,61	11,00	-152,09	-140,40	3,6128	--
2,89	70,27	12,00	-181,09	-152,73	3,0915	--
3,10	71,93	14,00	-212,67	-155,53	2,5990	3956,61
3,26	--	15,00	-237,86	-141,28	2,2363	3956,61
3,42	-75,04	16,00	-260,74	-122,77	1,8967	3956,61
3,59	-461,99	17,00	-280,63	-53,30	1,5823	29197,29
3,75	-378,09	19,00	-289,24	7,68	1,2950	29197,29
3,91	-302,34	20,00	-288,00	56,53	1,0355	29197,29
4,07	-234,71	22,00	-278,84	94,48	0,8039	29197,29
4,23	-174,94	24,00	-263,55	122,75	0,5992	29197,29
4,40	-122,61	26,00	-243,67	142,60	0,4199	29197,29
4,56	-77,17	27,00	-220,59	155,09	0,2643	29197,29
4,72	-37,97	29,00	-195,48	161,23	0,1300	29197,29
4,88	-4,29	31,00	-169,37	161,93	0,0147	29197,29
5,04	24,58	33,00	-143,15	157,95	-0,0842	29197,29
5,20	49,40	34,00	-117,58	149,97	-0,1692	29197,29
5,37	70,89	36,00	-93,30	138,49	-0,2428	29197,29
5,53	89,72	38,00	-70,88	123,96	-0,3073	29197,29
5,69	106,54	39,00	-50,81	106,75	-0,3649	29197,29
5,85	121,90	41,00	-33,53	87,06	-0,4175	29197,29
6,01	136,30	43,00	-19,44	64,98	-0,4668	29197,29
6,18	150,13	45,00	-8,91	40,75	-0,5142	29197,29
6,34	163,69	46,00	-2,32	14,29	-0,5606	29197,29



Fase: 1 - Combinazione: 2

Altezza scavo

3,1 [m]

Tipo:

S.L.U.

Nome:

A2+M2+R1

Coefficienti sismici:

$K_h = 0,2017$, $K_v = 0,1009$

Coefficienti parziali azioni

Nr.	Azioni	Fattori combinazione
1	Peso proprio	1
2	Spinta terreno	1,3
3	Spinta falda	1,3
4	Spinta sismica x	1,3
5	Spinta sismica y	1
6	Carico stradale/ped	1

Coefficienti parziali terreno

Nr.	Parametro	Coefficienti parziali
1	Tangente angolo resistenza taglio	1,25
2	Coesione efficace	1,25
3	Resistenza non drenata	1,4
4	Peso unità volume	1
5	Angolo di attrito terra parete	1

Coefficienti resistenze capacità portante verticale

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

Profondità di infissione

3,80 [m]

Pressione massima terreno

405,99 [kPa]

Momento massimo

321,49 [kNm/m]

Taglio massimo

168,08 [kN/m]

Sollecitazioni



Z [m]	Pressioni totali terreno [kPa]	Sforzo normale [kN/m]	Momento [kNm/m]	Taglio [kN/m]	Spostamento [cm]	Modulo reazione [kN/m³]
0,21	32,43	2,01	-0,63	-9,81	14,3952	--
0,41	36,42	2,00	-2,64	-17,20	13,6088	--
0,62	40,41	3,00	-6,23	-25,58	12,8229	--
0,83	44,40	3,00	-11,50	-34,91	12,0380	--
1,03	48,39	4,00	-18,70	-44,94	11,2549	--
1,24	52,38	5,00	-27,99	-55,11	10,4749	--
1,45	56,37	6,00	-39,38	-66,82	9,6994	--
1,65	60,36	7,00	-53,20	-78,97	8,9302	--
1,86	64,34	8,00	-69,47	-92,51	8,1694	--
2,07	68,76	8,00	-88,59	-106,45	7,4197	--
2,27	70,84	10,00	-110,59	-121,10	6,6840	--
2,48	72,93	11,00	-135,63	-136,06	5,9659	--
2,69	75,01	13,00	-163,74	-151,65	5,2694	--
2,89	77,09	14,00	-195,07	-165,32	4,5988	--
3,10	79,18	15,00	-229,25	-168,08	3,9590	2849,92
3,28	--	17,00	-259,66	-150,68	3,4285	2849,92
3,46	-83,48	18,00	-286,94	-129,57	2,9294	2849,92
3,64	-405,99	20,00	-310,38	-61,09	2,4649	16470,86
3,82	-335,64	22,00	-321,45	-0,24	2,0378	16470,86
4,00	-271,67	24,00	-321,49	48,96	1,6494	16470,86
4,19	-214,09	27,00	-312,62	87,75	1,2998	16470,86
4,37	-162,72	29,00	-296,74	117,16	0,9879	16470,86
4,55	-117,25	31,00	-275,54	138,42	0,7119	16470,86
4,73	-77,27	34,00	-250,49	152,41	0,4691	16470,86
4,91	-42,28	36,00	-222,91	160,09	0,2567	16470,86
5,09	-11,73	38,00	-193,94	162,21	0,0712	16470,86
5,27	14,95	41,00	-164,59	159,50	-0,0907	16470,86
5,45	38,34	43,00	-135,73	152,57	-0,2328	16470,86
5,63	59,02	45,00	-108,12	141,89	-0,3583	16470,86
5,81	77,53	48,00	-82,44	127,83	-0,4707	16470,86
6,00	94,40	50,00	-59,31	110,74	-0,5731	16470,86
6,18	110,07	52,00	-39,27	90,79	-0,6682	16470,86
6,36	124,94	55,00	-22,84	68,15	-0,7585	16470,86
6,54	139,34	57,00	-10,52	42,97	-0,8460	16470,86
6,72	153,52	59,00	-2,75	15,18	-0,9321	16470,86

Risultati analisi strutturale

Fase: 1 - Combinazione: 1



Z [m]	Nome sezione	N [kN]	M [kNm]	T [kN]	Nr.Barre Diametro	Nu [kN]	Mu [kNm]	Cond. Verifica Flessione	Ver. Fless.
0,21	sezione 20	2,01	-0,60	-8,99	2Ø16	2,03	-26,29	43,62	Verificat a
0,41	Larsen	1,00	-2,50	-15,87		--	--	--	--
0,62	Larsen	2,00	-5,79	-23,82		--	--	--	--
0,83	Larsen	3,00	-10,69	-32,65		--	--	--	--
1,03	Larsen	4,00	-17,38	-41,79		--	--	--	--
1,24	Larsen	4,00	-25,99	-51,63		--	--	--	--
1,45	Larsen	5,00	-36,62	-62,13		--	--	--	--
1,65	Larsen	6,00	-49,47	-73,31		--	--	--	--
1,86	Larsen	7,00	-64,63	-85,81		--	--	--	--
2,07	Larsen	7,00	-82,37	-98,85		--	--	--	--
2,27	Larsen	9,00	-102,80	-112,35		--	--	--	--
2,48	Larsen	10,00	-126,02	-126,18		--	--	--	--
2,69	Larsen	11,00	-152,09	-140,40		--	--	--	--
2,89	Larsen	12,00	-181,09	-152,73		--	--	--	--
3,10	Larsen	14,00	-212,67	-155,53		--	--	--	--
3,26	Larsen	15,00	-237,86	-141,28		--	--	--	--
3,42	Larsen	16,00	-260,74	-122,77		--	--	--	--
3,59	Larsen	17,00	-280,63	-53,30		--	--	--	--
3,75	Larsen	19,00	-289,24	7,68		--	--	--	--
3,91	Larsen	20,00	-288,00	56,53		--	--	--	--
4,07	Larsen	22,00	-278,84	94,48		--	--	--	--
4,23	Larsen	24,00	-263,55	122,75		--	--	--	--
4,40	Larsen	26,00	-243,67	142,60		--	--	--	--
4,56	Larsen	27,00	-220,59	155,09		--	--	--	--
4,72	Larsen	29,00	-195,48	161,23		--	--	--	--
4,88	Larsen	31,00	-169,37	161,93		--	--	--	--
5,04	Larsen	33,00	-143,15	157,95		--	--	--	--
5,20	Larsen	34,00	-117,58	149,97		--	--	--	--
5,37	Larsen	36,00	-93,30	138,49		--	--	--	--
5,53	Larsen	38,00	-70,88	123,96		--	--	--	--
5,69	Larsen	39,00	-50,81	106,75		--	--	--	--
5,85	Larsen	41,00	-33,53	87,06		--	--	--	--
6,01	Larsen	43,00	-19,44	64,98		--	--	--	--
6,18	Larsen	45,00	-8,91	40,75		--	--	--	--
6,34	Larsen	46,00	-2,32	14,29		--	--	--	--

Z [m]	Def.Max calcestruz zo	Def.Max acciaio	Asse neutro [cm]	Passo staffe [cm]	Resistenza taglio kN	Misura sicurezza taglio	Verifica a taglio	Angolo inclinazio ne puntoni
----------	-----------------------------	--------------------	------------------------	-------------------------	----------------------------	-------------------------------	----------------------	------------------------------------



								[°]
0,21	3,50E-03	-6,56E-03	3,48	19Ø10	Calcestruzzo=168,91 Staffe=69,63	18,80	Verificata	21,80
0,41	--	--	--	--	--	--	--	--
0,62	--	--	--	--	--	--	--	--
0,83	--	--	--	--	--	--	--	--
1,03	--	--	--	--	--	--	--	--
1,24	--	--	--	--	--	--	--	--
1,45	--	--	--	--	--	--	--	--
1,65	--	--	--	--	--	--	--	--
1,86	--	--	--	--	--	--	--	--
2,07	--	--	--	--	--	--	--	--
2,27	--	--	--	--	--	--	--	--
2,48	--	--	--	--	--	--	--	--
2,69	--	--	--	--	--	--	--	--
2,89	--	--	--	--	--	--	--	--
3,10	--	--	--	--	--	--	--	--
3,26	--	--	--	--	--	--	--	--
3,42	--	--	--	--	--	--	--	--
3,59	--	--	--	--	--	--	--	--
3,75	--	--	--	--	--	--	--	--
3,91	--	--	--	--	--	--	--	--
4,07	--	--	--	--	--	--	--	--
4,23	--	--	--	--	--	--	--	--
4,40	--	--	--	--	--	--	--	--
4,56	--	--	--	--	--	--	--	--
4,72	--	--	--	--	--	--	--	--
4,88	--	--	--	--	--	--	--	--
5,04	--	--	--	--	--	--	--	--
5,20	--	--	--	--	--	--	--	--
5,37	--	--	--	--	--	--	--	--
5,53	--	--	--	--	--	--	--	--
5,69	--	--	--	--	--	--	--	--
5,85	--	--	--	--	--	--	--	--
6,01	--	--	--	--	--	--	--	--
6,18	--	--	--	--	--	--	--	--
6,34	--	--	--	--	--	--	--	--

Fase: 1 - Combinazione: 2

Z [m]	Nome sezione	N [kN]	M [kNm]	T [kN]	Nr.Barre Diametro	Nu [kN]	Mu [kNm]	Cond. Verifica	Ver. Fless.
----------	-----------------	-----------	------------	-----------	----------------------	------------	-------------	-------------------	----------------

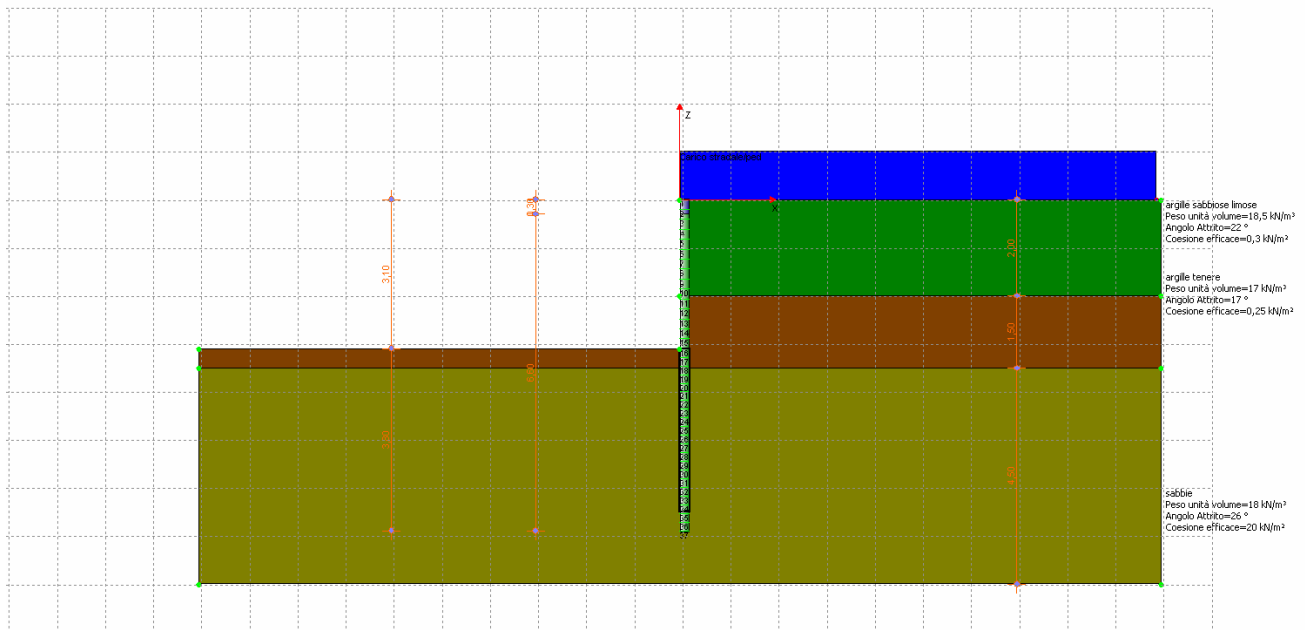


								Flessione	
0,21	sezione 20	2,01	-0,63	-9,81	2Ø16	2,03	-26,29	41,91	Verificata
0,41	Larsen	2,00	-2,64	-17,20		--	--	--	--
0,62	Larsen	3,00	-6,23	-25,58		--	--	--	--
0,83	Larsen	3,00	-11,50	-34,91		--	--	--	--
1,03	Larsen	4,00	-18,70	-44,94		--	--	--	--
1,24	Larsen	5,00	-27,99	-55,11		--	--	--	--
1,45	Larsen	6,00	-39,38	-66,82		--	--	--	--
1,65	Larsen	7,00	-53,20	-78,97		--	--	--	--
1,86	Larsen	8,00	-69,47	-92,51		--	--	--	--
2,07	Larsen	8,00	-88,59	-106,45		--	--	--	--
2,27	Larsen	10,00	-110,59	-121,10		--	--	--	--
2,48	Larsen	11,00	-135,63	-136,06		--	--	--	--
2,69	Larsen	13,00	-163,74	-151,65		--	--	--	--
2,89	Larsen	14,00	-195,07	-165,32		--	--	--	--
3,10	Larsen	15,00	-229,25	-168,08		--	--	--	--
3,28	Larsen	17,00	-259,66	-150,68		--	--	--	--
3,46	Larsen	18,00	-286,94	-129,57		--	--	--	--
3,64	Larsen	20,00	-310,38	-61,09		--	--	--	--
3,82	Larsen	22,00	-321,45	-0,24		--	--	--	--
4,00	Larsen	24,00	-321,49	48,96		--	--	--	--
4,19	Larsen	27,00	-312,62	87,75		--	--	--	--
4,37	Larsen	29,00	-296,74	117,16		--	--	--	--
4,55	Larsen	31,00	-275,54	138,42		--	--	--	--
4,73	Larsen	34,00	-250,49	152,41		--	--	--	--
4,91	Larsen	36,00	-222,91	160,09		--	--	--	--
5,09	Larsen	38,00	-193,94	162,21		--	--	--	--
5,27	Larsen	41,00	-164,59	159,50		--	--	--	--
5,45	Larsen	43,00	-135,73	152,57		--	--	--	--
5,63	Larsen	45,00	-108,12	141,89		--	--	--	--
5,81	Larsen	48,00	-82,44	127,83		--	--	--	--
6,00	Larsen	50,00	-59,31	110,74		--	--	--	--
6,18	Larsen	52,00	-39,27	90,79		--	--	--	--
6,36	Larsen	55,00	-22,84	68,15		--	--	--	--
6,54	Larsen	57,00	-10,52	42,97		--	--	--	--
6,72	Larsen	59,00	-2,75	15,18		--	--	--	--

Z [m]	Def.Max calcestruzzo	Def.Max acciaio	Asse neutro [cm]	Passo staffe [cm]	Resistenza taglio kN	Misura sicurezza taglio	Verifica a taglio	Angolo inclinazione puntoni [°]
0,21	3,50E-03	-6,56E-03	3,48	19Ø10	Calcestruzzo	17,23	Verificata	21,80



					zo=168,91 Staffe=69, 63			
0,41	--	--	--	--	--	--	--	--
0,62	--	--	--	--	--	--	--	--
0,83	--	--	--	--	--	--	--	--
1,03	--	--	--	--	--	--	--	--
1,24	--	--	--	--	--	--	--	--
1,45	--	--	--	--	--	--	--	--
1,65	--	--	--	--	--	--	--	--
1,86	--	--	--	--	--	--	--	--
2,07	--	--	--	--	--	--	--	--
2,27	--	--	--	--	--	--	--	--
2,48	--	--	--	--	--	--	--	--
2,69	--	--	--	--	--	--	--	--
2,89	--	--	--	--	--	--	--	--
3,10	--	--	--	--	--	--	--	--
3,28	--	--	--	--	--	--	--	--
3,46	--	--	--	--	--	--	--	--
3,64	--	--	--	--	--	--	--	--
3,82	--	--	--	--	--	--	--	--
4,00	--	--	--	--	--	--	--	--
4,19	--	--	--	--	--	--	--	--
4,37	--	--	--	--	--	--	--	--
4,55	--	--	--	--	--	--	--	--
4,73	--	--	--	--	--	--	--	--
4,91	--	--	--	--	--	--	--	--
5,09	--	--	--	--	--	--	--	--
5,27	--	--	--	--	--	--	--	--
5,45	--	--	--	--	--	--	--	--
5,63	--	--	--	--	--	--	--	--
5,81	--	--	--	--	--	--	--	--
6,00	--	--	--	--	--	--	--	--
6,18	--	--	--	--	--	--	--	--
6,36	--	--	--	--	--	--	--	--
6,54	--	--	--	--	--	--	--	--
6,72	--	--	--	--	--	--	--	--





3. GENERALITÀ

Nel presente documento sono riportati i calcoli e le verifiche relativi al progetto definitivo per il rifacimento del ponte sul torrente Baccatoio.

La campata, avente luce teorica netta di 15.65 m, è realizzata mediante sistema misto acciaio-calcestruzzo.

Si riporta l'elenco delle principali Normative Tecniche e Istruzioni seguite nello sviluppo della progettazione degli elementi strutturali:

- Per la valutazione dei carichi si è operato in accordo con il Testo Unico “Norme Tecniche per le Costruzioni” - D.M. Infrastrutture 14 gennaio 2008.
- Per quanto concerne la verifica degli elementi in acciaio e in c.a. sono state seguite le prescrizioni del Testo Unico “Norme Tecniche per le Costruzioni” - D.M. Infrastrutture 14 gennaio 2008.
- Le valutazione della sicurezza a fronte degli eventi sismici è stata condotta in accordo a quanto disposto dal Testo Unico “Norme Tecniche per le Costruzioni” - D.M. Infrastrutture 14 gennaio 2008.

Il ponte, di larghezza complessiva 6.20 m è di I^a categoria. La sezione trasversale del ponte è aperta, costituita da dieci travi longitudinali in acciaio HEB 300, poste ad interasse di 600 mm, collegate solo agli estremi mediante traversi in IPE 300, con soletta collaborante in c.a. di spessore 20 cm. La soletta è gettata in opera su cassaforma a perdere in \neq d'acciaio $s = 1$ cm, armata rete e.s. \varnothing 12/20” inferiormente e superiormente.

L'esecuzione del ponte, dopo la realizzazione delle spalle, è prevista in tre fasi successive:

1. Varo e montaggio delle travature metalliche.



2. Saldatura dei piatti per la realizzazione della cassaforma sull'estradosso delle ali superiori degli HEB 300, posa delle armature ed esecuzione del getto di calcestruzzo della soletta; in questa fase non è previsto il ricorso a puntelli provvisori.
3. ad indurimento della soletta avvenuto, esecuzione della pavimentazione e delle opere di finitura.

Il ponte è ubicato in comune di Pietrasanta (LU), in zona classificata sismica (zona 3 secondo l'Ordinanza del Presidente Consiglio e Ministri 20 Marzo 2003 N. 3274).

Tutte le giunzioni sono previste saldate con giunti a piena penetrazione di I^a classe.

4. MOTIVAZIONE DELLE SCELTE PROGETTUALI

Il Comune di Pietrasanta intende mettere in sicurezza un tratto del Torrente Baccatoio con riferimento ad una portata duecentennale dello stesso.

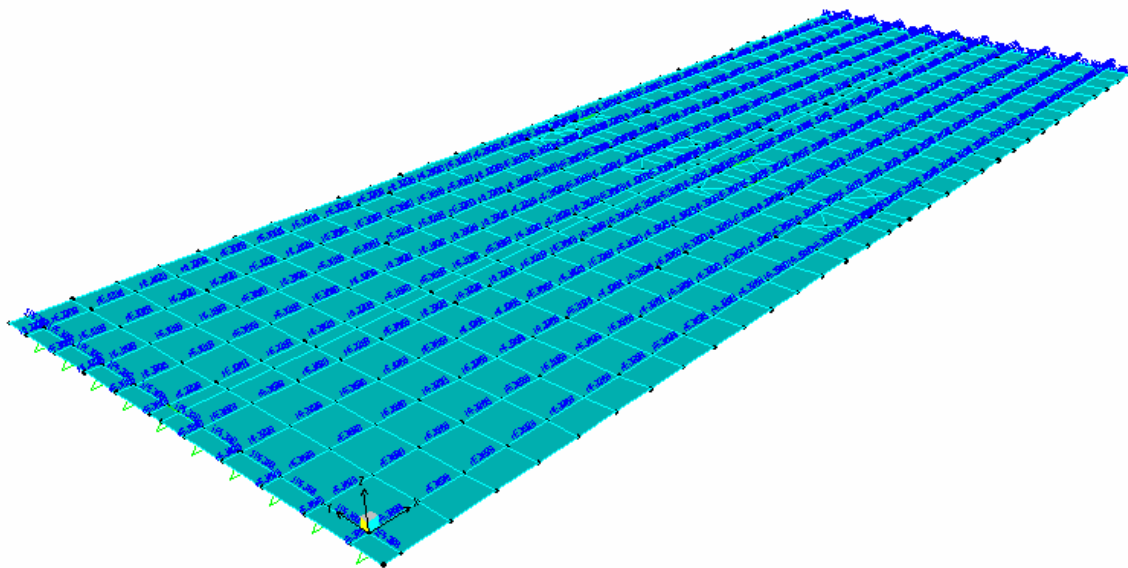
I lavori da realizzare consistono nella demolizione e ricostruzione del ponte situato in corrispondenza di via del Padule.

Il nuovo ponte sarà di Ia categoria, ubicato in zona urbana, ha profilo longitudinale rettilineo e porta una carreggiata stradale confrontabile in larghezza con le strade afferenti (sez. larghezza ~ 520 cm).

Sarà realizzato secondo un sistema misto acciaio-calcestruzzo con travi in acciaio S355 tipo corten.

4.1. Schema statico

Lo schema statico del ponte è quello di trave appoggiata, con una estremità incernierata e l'altra schematizzata come carrello; questi tipi di vincoli sono garantiti dagli apparecchi d'appoggio previsti (appoggi in neoprene portata massima 600 KN). Alle estremità del ponte sono stati inseriti due giunti di dilatazione.



4.2. Spalle

Le spalle del ponte, realizzate in calcestruzzo classe C32/40 e acciaio B450C zincato a caldo, dimensioni in pianta 360 cm x 1000 cm, saranno fondate ciascuna su 13 coppie di micropali lunghi circa 4.5 m.

La scelta dei micropali trivellati (diametro circa $\phi 200$) è stata determinata dalla stratigrafia effettuata in corrispondenza dei siti dove verranno realizzate le spalle (strati di sabbia o di argilla sabbiosa).

4.3. Trasporto, assemblaggio e posizionamento delle travi saldate

Le travi in acciaio S355 tipo corten, verranno preparate in officina complete di tutti gli irrigiditori e dei connettori e suddivise in tre tronconi che verranno trasportate in cantiere e qui assemblate mediante saldatura e, ove previsto, da bullonatura. Il peso complessivo del ponte è di circa 25 t, pertanto per il suo posizionamento dovrà essere impiegata una gru con portata almeno di 100 t. Non sono stati previsti appoggi o puntelli intermedi in fase di costruzione per evitare problemi con eventuali piene del torrente.



4.4. Realizzazione dell'impalcato

Per accelerare i tempi di esecuzione ed evitare costose casserature in alveo che soprattutto nel caso di aste fluviali a regime torrentizio, come nel caso in oggetto, potrebbero essere rimosse dalla corrente provocando dei danni notevoli in fase di gettata, si è optato per la realizzazione sull'estradosso delle travi di una cassaformatura a perdere mediante piatti in acciaio $\neq 10$ mm saldati.

La quota d'impalcato è pari a +3.82 m slmm, la quota finita del ponte è posta a +3.87 m slmm, mentre la quota del massimo livello previsto dell'acqua è pari a +2.97 m slmm come definito nella relazione idrologico-idraulica presentata nel progetto preliminare, con un franco di 35 cm.

Il ponte ha sezione trasversale di altezza costante. La sezione strutturale a sezione costante è composta da 10 travi HEB 300.

In corrispondenza dell'asse appoggio, è previsto un traverso (IPE 300) saldato alla trave principale opportunamente rinforzata con piatti verticali di spessore 10 mm.

La tipologia della sezione è stata scelta in modo da minimizzare non solo l'altezza della costruzione, ma anche di minimizzare i tempi di esecuzione e i costi di costruzione (travi aventi dimensione e formato commerciale).

5. MATERIALI

La struttura metallica è prevista in acciaio tipo Corten verniciata con zincante inorganico tipo Veneziani Waterzinc RB 193 o equivalenti, spessore secco 75 micron, ritocco tipo Veneziani Eponex ST HR MIOX o equivalenti, spessore 75,100 micron, strato intermedio in cantiere epossipoliammidico all'ossido di ferro micaceo tipo Veneziani Titania EP HV MIOX o equivalente, spessore secco 100 micron, finitura poliuretanica riverniciabile pigmentata dell'intero ponte tipo Veneziani GEL THIX o equivalente, spessore secco 50 micron e finitura in trasparente opaco da 50 micron

Tutti i giunti saldati sono di Ia classe.



5.1. Struttura del ponte

Acciaio da carpenteria:	S355JO (Fe 510)
Calcestruzzo:	C 32/40 (Rck 40)
Acciaio da c.a.: B450C (FeB44k) zincato a caldo	

5.2. Spalle

Acciaio da c.a.: B450C (FeB44k) zincato a caldo	
Calcestruzzo	C 32/40 (Rck 40)

5.3. Pali in c.a.

Acciaio armatura pali	S 355JO (Fe 510)
Calcestruzzo:	C 32/40 (Rck 40)

6. ANALISI DEI CARICHI SU CIASCUNA TRAVE

6.1. Fase 1

Peso proprio acciaio:	~ 1.50 kN/m;
getto soletta	3.50 kN/m;
Totale carichi permanenti su una trave	5.00 kN/m

6.2. Fase 2

Pavimentazione + finiture:	2.50 kN/m ²
Totale carichi permanenti portati su una trave	1.50 kN/m.



6.3. Carichi mobili

Sulla carreggiata è possibile disporre due colonne convenzionali di carico. La ripartizione trasversale dei carichi è fatta agli elementi finiti, considerando la presenza dei traversi terminali e della soletta.

Le azioni variabili del traffico, comprensive degli effetti dinamici, sono definite dai seguenti carichi:

Mezzo convenzionale a due assi $Q_{1k} = 600 \text{ kN}$ (corsia n.1)

Carico ripartito $q_{1k} = 9 \text{ kN/m}^2$ (corsia n.1)

Mezzo convenzionale a due assi $Q_{2k} = 400 \text{ kN}$ (corsia n.2)

Carico ripartito $q_{2k} = 2.5 \text{ kN/m}^2$ (corsia n.2)

Carico concentrato da 150 kN su un'impronta 0.4x0.4 m

Carico folla pari a 5 kN/m^2

Azione di frenamento pari a 402.3 kN

Azione del vento pari a 45.6 daN/m^2

7. CARATTERISTICHE STATICHE DELLE SEZIONI

La sezione trasversale del ponte è costante, ed è composta da 10 profili HEB300 connessi ad una soletta in c.a. mediante connettori a piolo; i detti profili sono caratterizzati da una piattabanda superiore ed inferiore $\neq 300 \times 19$ e da un'anima $\neq 300 \times 11$.

La soletta in c.a. ha spessore finito di 20 cm.



R_{bk}	4.000E+01
E_c [N/mm ²]	3.605E+04
$E_{c_{inf}}$	1.202E+04
n	5.825E+00
n_{inf}	1.748E+01
larghezza collaborante soletta [mm]	6.000E+02
spessore soletta	2.000E+02
larghezza piattabanda superiore	3.000E+02
spessore piattabanda superiore	1.900E+01
altezza anima	2.620E+02
spessore anima	1.100E+01
larghezza piattabanda inferiore	3.000E+02
spessore piattabanda inferiore	1.900E+01
area acciaio	1.428E+04
altezza sezione acciaio	3.000E+02

Tabella 1

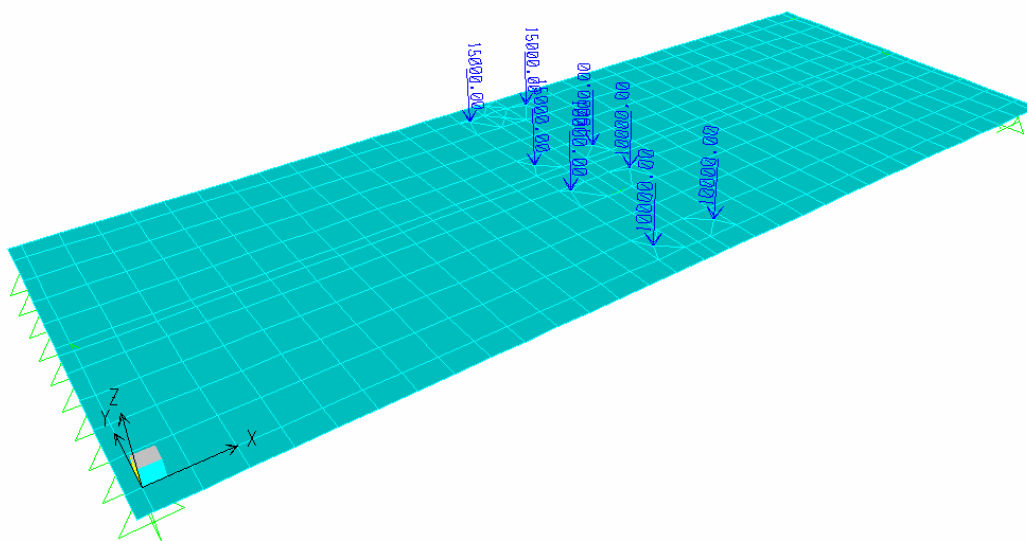
Le caratteristiche statiche della sezione corrente nelle varie fasi sono riportate in tabella 2.

S_{xa} (lembo inf)	A_{id0}	3.488E+04	A_{idINF}	2.115E+04
y_a	S_{id0} (lembo inf)	1.038E+07	S_{idINF} (lembo inf)	4.889E+06
J_{xa}	y_{mista0}	2.976E+02	$y_{mistaINF}$	2.312E+02
W'_{xa}	J_{id0}	8.377E+08	J_{idINF}	5.546E+08
W''_{xa}	W'_{xa0}	-3.550E+08	W'_{xaINF}	-8.057E+06
W'_{xanima}	W''_{xa0}	2.814E+06	W''_{xaINF}	2.399E+06
W''_{xanima}	$W'_{x0anima}$	5.034E+07	$W'_{xINFanima}$	-1.113E+07
τ_s	$W''_{x0anima}$	3.006E+06	$W''_{xINFanima}$	2.614E+06
τ_i	τ_{s0}	-4.417E-06	τ_{sINF}	5.543E-05
τ_{max}	τ_{i0}	1.782E-04	τ_{iINF}	2.071E-04
	τ_{max0}	2.246E-04	τ_{maxINF}	2.477E-04
	W'_{xc0}	-2.411E+07	W'_{xcINF}	-3.605E+07
	W''_{xs0}	-2.068E+09	W''_{xsINF}	-1.408E+08

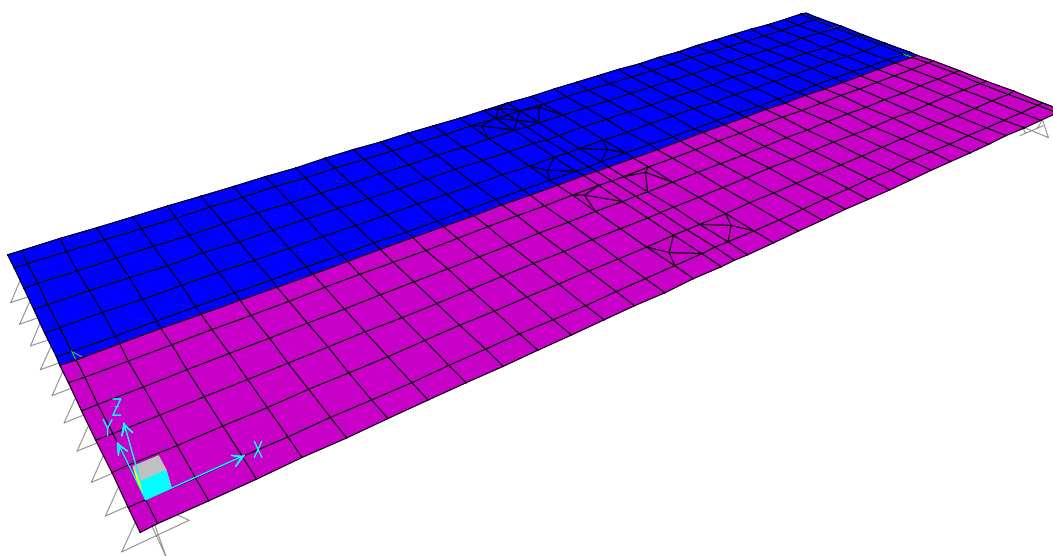
Tabella 2 - Caratteristiche statiche della sezione

8. EFFETTI DEI CARICHI MOBILI

Utilizzando il programma di calcolo Cosmos 128k (vers. 2.8) è stata valutata la ripartizione trasversale dei carichi dovuti alla presenza di due colonne di carico disposte longitudinalmente simmetricamente rispetto alla mezzeria del ponte. Trasversalmente le colonne sono state disposte secondo l'ingombro delle colonne di carico.



Schema 1 – Mezzo convenzionale a due assi



Schema 1 – Carichi ripartiti q_{1k} e q_{2k}
(colore blu $q_{1k}=9 \text{ kN/m}^2$, colore Magenta $q_{2k}=2.5 \text{ kN/m}^2$)



Tale ripartizione ha comportato una sollecitazione flessionale a carico della trave di bordo pari a $M = 9488526 \text{ daNcm}$

Il valore così determinato, già comprensivo del coefficiente dinamico, determina i risultati riportati al punto 9.2.

9. RITIRO

Le tensioni da ritiro del calcestruzzo sono valutate assumendo una contrazione finale da ritiro al tempo infinito $\varepsilon_{\infty}(t_0) = 3.0 \times 10^{-4}$.

10. VERIFICHE DI RESISTENZA

Le verifiche di resistenza nella sezione di mezzeria sono sintetizzate di seguito. Le unità di misura impiegate sono daN e cm, se non diversamente indicato.

10.1. Verifica sezione di mezzeria ($x=7.825 \text{ m}$)

Momento sollecitante sulla trave di bordo (SLU)

$$M_{Ed} = 9488526 \text{ daNcm}$$

Momento resistente della trave di bordo

$$M_{Ed} = 10010000 \text{ daNcm}$$

10.2. Verifica a taglio sull'appoggio

$N = 49939 \text{ daN}$ massima reazione d'appoggio

$A_v = 149 - 2 \times 30 \times 1.9 + (1.1 + 2 \times 2.7) \times 1.9 = 47.35 \text{ cm}^2$ area di taglio

$$\gamma_{M0} = 1.05$$

$f_{yk} = 3550 \text{ daN/cm}^2$ (acciaio S355)

$V_{c,Rd} = (A_v f_{yk}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) = 92429 \text{ daN}$ resistenza di calcolo a taglio



10.3. Calcolo dei connettori

Si è ipotizzato di impiegare pioli Nelson aventi dimensioni $3'' \frac{3}{4}$ (9.5cm) e $\varnothing \frac{3}{4}''$ (1.9cm), ad un interasse a partire da 80 mm negli estremi e fino a max 500 mm proseguendo verso la mezzeria.

I risultati del calcolo sono i seguenti:

- Taglio di calcolo piolo maggiormente sollecitato in prossimità degli appoggi

$$P_{Ed} = 7609 \text{ daN}$$

- Resistenza di calcolo a taglio del piolo in prossimità degli appoggi (passo 80mm)

$$f_{ck} = 320 \text{ daN/cm}^2$$

$$d = 1.9 \text{ cm}$$

$$\alpha = 1.0$$

$$\gamma_V = 1.25$$

$$f_t = 4500 \text{ daN/cm}^2$$

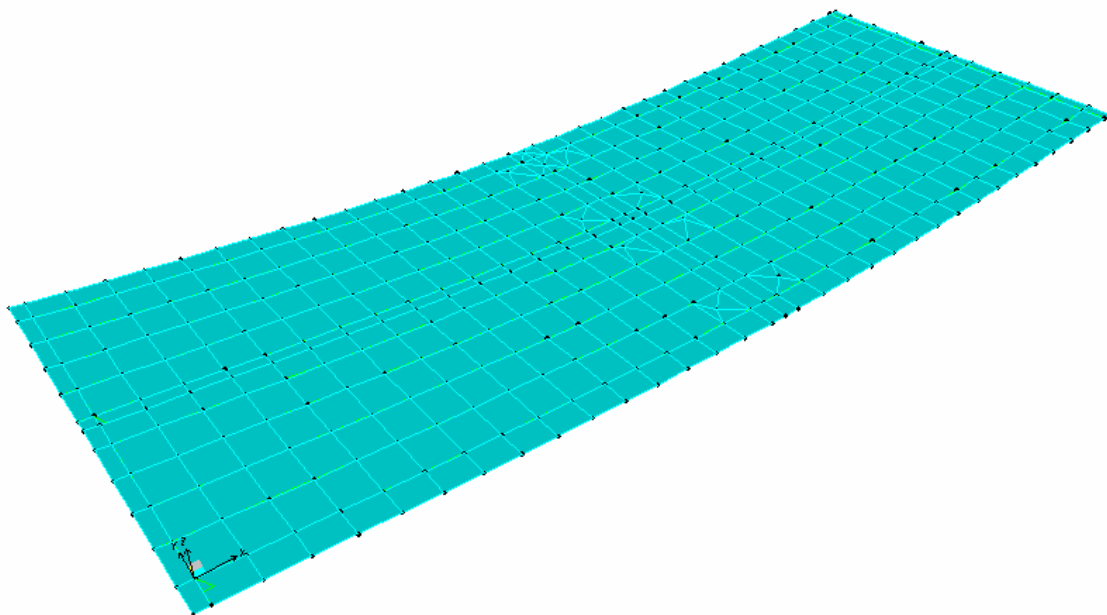
$$P_{Rd} = \min [P_{Rd,a} = 0.8f_t(\pi d^2/4)/\gamma_V, P_{Rd,a} = 0.29\alpha d^2(f_{ck}E_c)^{0.5}/\gamma_V]$$

$$P_{Rd} = 8161 \text{ daN}$$

11. VERIFICHE DI DEFORMABILITA'

Il ponte è dotato di una “monta” iniziale δ_C , che nella sezione di mezzeria vale 15.0 centimetri, tale da eliminare totalmente la freccia dovuta ai carichi permanenti e del 50% dei carichi da traffico.

Verifica di deformabilità (freccia in mezzeria $x=7.825$ m)



Spostamento in mezzeria nello stato finale per combinazione caratteristica delle azioni (SLE)

$$\delta_{\max} = 5.0 \text{ cm}$$

Luce ponte

$$L = 1565 \text{ cm}$$

$$\delta_{\max}/L = 1/313$$

12. SPALLE

Come indicato nella relazione geologica, il terreno di fondazione è costituito da uno strato superficiale di terreni areati rimaneggiati, e da strati più profondi costituiti da sabbie e argille sabbiose che si addensano con l'aumentare della profondità, aventi caratteristiche meccaniche che variano da ($\phi=22^\circ$ a $\phi=26^\circ$), per cui è stato deciso di adottare fondazioni costituite da micropali valvolati ($\phi=200$ mm) con armatura tubolare diametro 139,7 in acciaio S355JO, di lunghezza 4.5 m, a partire dal piano d'imposta della fondazione posto a +23.08 s.l.m.m., cosicché i pali sono impostati a quota +16.08 s.l.m.m con bulbo di diametro 330mm e lunghezza 3m.



12.1. Capacità portante del micropalo

Lo sforzo massimo trasmesso dal palo singolo è pari a circa 131 kN. Nella verifica è stato preso in considerazione il metodo Mayer.

13. VERIFICA DELLE SPALLE

Carichi verticali agenti sugli appoggi di una spalla

Peso ponte: $560 \times 2 = 1120 \text{ kN}$

Carichi da traffico $649 \times 2 = 1298 \text{ kN}$

Forze orizzontali

Frenamento $q_3 = 402.3 \text{ kN}$

Spinta del terreno ($\varphi = 30^\circ$)

$$K_a = 0.333$$

$$\sigma_{0t} = K_a \cdot \gamma \cdot h = 0.333 \cdot 18 \cdot 4.9 = 29.3 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$S = K_a \cdot \gamma \cdot \frac{h^2}{2} = 72.02 \text{ kN}$$

Incremento di spinta dovuto al sisma

$$K_s = 0.366$$

$$\sigma_{st} = K_a \cdot \gamma \cdot h = 0.366 \cdot 18 \cdot 4.9 = 32.3 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\Delta S = \Delta K \cdot \gamma \cdot \frac{h^2}{2} = 7.13 \text{ kN}$$

Effetto del carico mobile sul terrapieno (20 kN/m^2)



$$\sigma_{0p} = K_a \cdot p = 0.333 \cdot 20 = 6.67 \text{ kN/m}^2$$

13.1. Verifica della spalla

Verifica sezione al piede del paramento verticale

N=230 kN/m (sforzo normale)

M=138 kNm/m (momento flettente)

Armatura $\phi 12/20 \text{ cm} + \phi 12/10 \text{ cm}$

Verifica C.A. S.L.U. - File: SLU piede paramento verticale

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: DM1996 ?

Titolo: SLU sezione al piede paramento verticale

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	40

N°	As [cm²]	d [cm]
1	5.65	3
2	11.31	37

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N Ed 230 0 kN
M xEd 138 0 kNm
M yEd 0 0

P.to applicazione N
Centro Baricentro cls
Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
Lato acciaio - Acciaio snervato

Materiali

FeB44k	C25/30
ϵ_{su} 10 ‰	ϵ_{c2} 2 ‰
f_{yd} 373.9 N/mm²	ϵ_{cu} 3.5 ‰
E_s 200 000 N/mm²	f_{cd} 13.28
E_s/E_c 200	f_{cc}/f_{cd} 0.8
ϵ_{syd} 1.87 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 9.75
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm²	τ_{co} 0.6
	τ_{cl} 1.829

M xRd 186.7 kN m

σ_c -13.28 N/mm²
 σ_s 373.9 N/mm²
 ϵ_c 1.98 ‰
 ϵ_s 10 ‰
d 37 cm
x 6.115 x/d 0.1653
 δ 0.7

Tipo Sezione
Rettan.re Trapezi
a T Circolare
Rettangoli Coord.

Barre
N° 5 12
0 8
0 8
As 5.65 Calcola Inserisci

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

Tipo flessione
Retta Devia

N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello
Precompresso

Verifica platea sezione d'incastro

N=0 kN/m (sforzo normale)

M=349 kNm/m (momento flettente)

Armatura $\phi 12/20 \text{ cm} + \phi 12/10 \text{ cm}$

Verifica C.A. S.L.U. - File: SLU sezione prossimità incastro platea

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: DM 1996 ?

Titolo: SLU sezione prossimità incastro platea

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	137

N°	As [cm²]	d [cm]
1	5.65	3
2	11.31	134

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{Ed} 349 kNm
M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
Lato acciaio - Acciaio snervato

Barre N° 5 12 0 8 0 8

As 5.65 Calcola Inserisci

Metodo di calcolo
☒ S.L.U. + ☐ S.L.U. - ☐ Metodo n

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali

FeB44k C25/30

ϵ_{su} 10 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 373.9 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s/E_c 200 f_{cd} 13.28
 ϵ_{syd} 1.87 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 9.75
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.6
 τ_{c1} 1.829

M_{xRd} 553.6 kNm
 σ_c -7.757 N/mm²
 σ_s 373.9 N/mm²
 ϵ_c 0.7102 ‰
 ϵ_s 10 ‰
d 134 cm
x 8.886 x/d 0.06631
 δ 0.7

Verifica orecchie sezione d'incastro

N=0 kN/m (sforzo normale)

M=49 kNm/m (momento flettente)

Armatura $\phi 12/20$ cm + $\phi 12/20$ cm

Verifica C.A. S.L.U. - File: SLU sezione incastro orecchie

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: DM 1996 ?

Titolo: SLU sezione incastro orecchie

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	30

N°	As [cm²]	d [cm]
1	5.65	3
2	5.65	27

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{Ed} 49 kNm
M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
Lato acciaio - Acciaio snervato

Barre N° 5 12 0 8 0 8

As 5.65 Calcola Inserisci

Metodo di calcolo
☒ S.L.U. + ☐ S.L.U. - ☐ Metodo n

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali

FeB44k C25/30

ϵ_{su} 10 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 373.9 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s/E_c 200 f_{cd} 13.28
 ϵ_{syd} 1.87 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 9.75
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.6
 τ_{c1} 1.829

M_{xRd} 54.64 kNm
 σ_c -11.6 N/mm²
 σ_s 373.9 N/mm²
 ϵ_c 1.289 ‰
 ϵ_s 10 ‰
d 27 cm
x 3.083 x/d 0.1142
 δ 0.7

Verifica sezione d'incastro appoggio ponte

N=0 kN/m (sforzo normale)

M=44 kNm/m (momento flettente)

Armatura $\phi 12/20$ cm + $\phi 12/20$ cm

Verifica C.A. S.L.U. - File: SLU sezione incastro appoggio ponte

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: DM 1996 ?

Titolo: SLU sezione incastro appoggio ponte

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	40	1	5.65	3
			2	5.65	37

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{Ed} 44 kNm
M_{yEd} 0

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
Lato acciaio - Acciaio snervato

Materiali
FeB44k C25/30

ϵ_{su} 10 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 373.9 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 13.28
 E_s/E_c 200 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.87 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 9.75
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.6
 τ_{c1} 1.829

M_{Rd} 75.32 kNm
 σ_c -10.16 N/mm²
 σ_s 373.9 N/mm²
 ϵ_c 1.03 ‰
 ϵ_s 10 ‰
d 37 cm
x 3.456 x/d 0.09339
 δ 0.7

Tipo Sezione
☒ Rettang. ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Metodo di calcolo
☒ S.L.U. + ☐ S.L.U.
☐ Metodo n

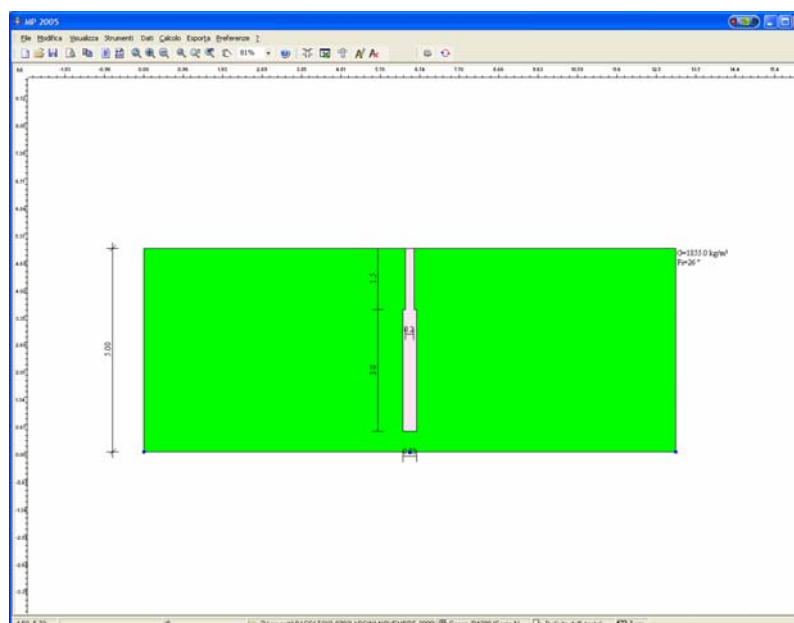
Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modelli
☐ Precompresso

Verifica a punzonamento:

Al fine di scongiurare fenomeni di punzonamento in testa ad ognuna delle due cortine di pali verranno disposti dei profili in acciaio a doppio T. (vedi progetto)

13.2. Calcolo della capacità portante del micropalo





Utilizzando la formula di Mayer, ed assunti $\gamma=18.5 \text{ kN/m}^3$, $\phi=26^\circ$, $L=4.5 \text{ m}$, $D=0.20$ la capacità portante del micropalo risulta:

Carico limite e cedimenti	
Carico Limite (kg)	22340.55
Carico ammissibile (kg)	13141.5
Cedimento max (cm)	0
Carico critico (kg)	0

[Distribuzioni Tensioni](#)

$$P_{Rd} = 131 \text{ kN}$$

Carico Massimo sul singolo palo:

$$P = 125 \text{ kN}$$

Verifica:

$$P_{Rd} \geq P$$

13.3. Verifica a scorrimento spalla

Carico totale sulla fondazione: $P=3256 \text{ kN}$

Forza orizzontale totale sulla fondazione: $H=2022 \text{ kN}$

Dimensioni tacco:

$b=40 \text{ cm}$ (base)

$h=90 \text{ cm}$ (altezza)

$\alpha = 17^\circ$ (inclinazione superficie di scorrimento)



$\phi = 20^\circ$ (angolo di attrito del terreno)

$P=3705$ kN (azione verticale)

$H=982$ kN (azione tangenziale)

Verifica:

$$V \cdot \operatorname{tg} \phi = 1349 \text{ kN} \geq H \cdot 1.3 = 1276 \text{ kN}$$

Febbraio 2010

Dott. Ing. Nicola Croce