

**CONSORZIO DI BONIFICA DELLA
BARAGGIA BIELLESE E VERCELLESE**

**RIFACIMENTO INVASO SUL TORRENTE SESSERA IN SOSTITUZIONE
DELL'ESISTENTE PER IL SUPERAMENTO DELLE CRISI
IDRICHE RICORRENTI, IL MIGLIORAMENTO DELL'EFFICIENZA IDRICA
DEGLI INVASI ESISTENTI SUI TORRENTI RAVASANELLA ED OSTOLA,
LA VALORIZZAZIONE AMBIENTALE DEL COMPENSORIO**

DATA PROGETTO

APRILE 2010

AGGIORNAMENTO
PROGETTO

ATTIVITÀ DI PROGETTAZIONE



(dott. ing. Domenico Castelli)

CONDOTTA PRIMARIA ED UTILIZZAZIONE IDROELETTRICA

**STUDIO GEOLOGICO E GEOTECNICO
DELLA GALLERIA DI GRANERO**

**IMBOCCHI GALLERIA
RELAZIONE DI CALCOLO**

ELABORATO N.

RC4.4

ATTIVITÀ SPECIALISTICA



(Geol. Ing. Massimo PIETRANTONI)

PROGETTO DEFINITIVO

PRATICA N°10131D

ARCH. N° IB080

MODIFICHE AGGIORNAMENTI	Aggiornamento			
	Data			
CONTROLLO		OPERATORE	CONTROLLO	APPROVAZIONE
	Firma	AT	MP	DC

1. PREMESSA	2
2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	2
2.1. NORMATIVE E RACCOMANDAZIONI	2
2.2. DOCUMENTAZIONE DI PROGETTO	2
3. DESCRIZIONE DELLE OPERE	3
4. GEOTECNICA	4
4.1. CARATTERIZZAZIONE DEI TERRENI INTERESSATI DALLA GALLERIA	4
5. VERIFICHE GEOTECNICHE	8
5.1. IMBOCCO PIANCONE ALL'USCITA DELLA GALLERIA SCAVATA CON FRESA	8
5.2. DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO DI RINFORZO PROPOSTO	8
5.3. DIMENSIONAMENTO DELL'INTERVENTO	9
5.3.1 <i>Criteria generali</i>	9
5.3.2 <i>Azione sismica di progetto</i>	10
5.3.3 <i>Verifiche geotecniche</i>	13
5.4. IMBOCCO PIANCONE DI COLLEGAMENTO CON LA GALLERIA SCAVATA CON FRESA.....	21
5.5. DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO DI RINFORZO PROPOSTO	22
5.6. DIMENSIONAMENTO DELL'INTERVENTO	24
5.6.1 <i>Criteria generali</i>	24
5.6.2 <i>Azione sismica di progetto</i>	25
5.6.3 <i>Verifiche geotecniche</i>	25
5.7. IMBOCCO COGGIOLA	34
5.8. DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO PROPOSTO	35
5.8.1 <i>Criteria generali</i>	37
5.8.2 <i>Azione sismica di progetto</i>	37
5.8.3 <i>Verifiche geotecniche</i>	39
APPENDICE	56

1. PREMESSA

Nell'ambito del programma di razionalizzazione e potenziamento dell'uso della risorsa idrica del biellese orientale e del vercellese settentrionale che prevede la costruzione di una nuova diga sul torrente Sessera, per il potenziamento delle risorse idriche attualmente disponibili con la diga esistente sul medesimo torrente, è prevista l'esecuzione di una nuova condotta ad uso irriguo ed idroelettrico che collega la centrale idroelettrica di Piancone con l'invaso della Ravasanella e con la roggia Marchionale in località Pavona di Rovasenda.

Il collegamento è previsto in galleria, con inizio a valle della centrale idroelettrica del Piancone che, dopo aver attraversato il rilievo della Bocchetta di Pontiggie, sbocca nei pressi dell'abitato di Coggiola.

La presente relazione, dopo un semplice richiamo dello studio geologico e geotecnico dei terreni interessati dalle opere, affronta gli aspetti geotecnici connessi con l'esecuzione degli imbocchi della galleria, definisce le sezioni tipo delle opere di sostegno ed espone le principali verifiche per il dimensionamento delle opere.

2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

2.1. Normative e raccomandazioni

- Eurocodice 7. Progettazione geotecnica. 2004.
- Eurocodice 8. Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture. Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici. 2004.
- Norme Tecniche per la Costruzioni. D.M. 14/1/2008.
- Raccomandazioni AICAP sugli ancoraggi nei terreni e nelle rocce (1993).
- Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008

2.2. Documentazione di progetto

Per la stesura della presente relazione si è preso a riferimento la seguente documentazione di progetto e relativi allegati, che si intende integralmente richiamata.

[G2] *Relazione illustrativa generale*

[RD1] *Relazione Tecnica*

[RC4.1] Relazione geologica

[RC4.2] Relazione geotecnica

[RC4.5] Carta Geologica

[RC4.6] Profilo Geomeccanico

[RC4.7] Relazione sulle Indagini

[RC4.8] Planimetria con ubicazione delle indagini

[RC4.9] Stratigrafie dei sondaggi

[RC4.10] Prove di Laboratorio

[RC4.11] Risultati dell'indagine geofisica

[DC57.2] Imbocco Piancone - Uscita galleria scavata con fresa.

[DC57.3] Imbocco Piancone - Planimetria e sezioni imbocco lato vasca

[DC57.6] Imbocco Granero - Planimetria e sezioni opere di sostegno

3. DESCRIZIONE DELLE OPERE

Il collegamento idraulico dal previsto nuovo serbatoio sul torrente Sessera è costituito da una galleria della lunghezza di 3700 m circa, di forma circolare con diametro 5 m, all'interno della quale verrà alloggiata una condotta di acciaio di diametro 1600 mm.

In relazione alle condizioni geomeccaniche dell'ammasso roccioso (e alla lunghezza della galleria) è stata prescelta una modalità di scavo meccanizzato.

L'imbocco della galleria è ubicato nei pressi della Centrale del Piancone e lo sbocco nei pressi dell'abitato di Coggiola (in località Masserenga) dove verrà realizzato l'edificio di sezionamento.

Da Coggiola si dirama la condotta idraulica Ø 1600 mm che arriva fino alla piana vercellese dove è prevista una nuova centrale vicino alla Roggia Marchionale.

Dal punto di vista operativo, lo scavo della galleria procederà dall'imbocco previsto in prossimità dell'abitato di Coggiola, in salita verso il Piancone.

Per problemi legati alle fasi esecutive, nei pressi del Piancone la galleria si biforca in due rami:

- uno con scavo meccanizzato, eseguito in continuità con il resto della galleria, ma con un aumento di pendenza, che sbocca a quote poco superiori a quelle del fondovalle del Sessera, su un piazzale che sarà utilizzato anche per il carico e trasporto tramite teleferica dei materiali per la costruzione della diga;
 - uno da scavare in tradizionale e che sbocca a quote inferiori al fondovalle in corrispondenza della vasca di carico che verrà utilizzata per l'alloggiamento finale della condotta.
-

4. GEOTECNICA

4.1. Caratterizzazione dei terreni interessati dalla galleria

Come risulta dagli studi geologici, l'ammasso roccioso interessato dallo scavo della galleria è costituito dalla formazione gabbro-dioritica appartenente al *Corpo Basico di Ivrea*.

Per la caratterizzazione dell'ammasso roccioso si è fatto riferimento alle usuali classifiche che tengono conto, mediante indici determinati con rilievi sperimentali e qualitativi, delle diverse grandezze che concorrono alla individuazione della resistenza del materiale.

Una prima versione di tale classifica (RMR) è stata proposta da Bieniawski nel 1973 e nel 1976. Una seconda versione, con la modifica di alcuni parametri relativi soprattutto alla spaziatura e alle caratteristiche dei giunti, è stata proposta nel 1979 ed è stata ripresa nel manuale di Bieniawski (1989), "Engineering rock mass classifications" per cui essa è nota anche come RMR₈₉.

La valutazione dell'indice è ottenuta come somma di rating parziali relativi a caratteristiche della roccia e dei giunti. Il valore così ottenuto, che può essere definito come RMR intrinseco, nelle applicazioni direttamente progettuali (ad esempio per la valutazione delle opere di sostegno in galleria) viene corretto con un fattore additivo (nullo o negativo) che tiene conto della orientazione più o meno sfavorevole dei giunti rispetto alla direzione della galleria.

Il valore di RMR intrinseco, include un "rating" relativo alle condizioni idrauliche e in particolare all'afflusso di acqua in galleria o al rapporto tra la pressione dell'acqua e la sollecitazione massima agente. Tuttavia le condizioni idrauliche, molto rilevanti per lo scavo di una galleria, non vengono considerate per la classificazione dell'ammasso in quanto esse direttamente entrano nei carichi agenti e nelle condizioni di resistenza che vengono espresse in termini di sforzi efficaci.

E' quindi eliminato il rating relativo alle condizioni idrauliche al quale viene assegnato un valore costante e pari a 10.

Per una migliore stima della qualità "intrinseca" dell'ammasso roccioso e per utilizzare gli indici allo scopo di ricavare i parametri di resistenza e deformabilità, Hoek et al. (1995) hanno suggerito di utilizzare la versione della classifica RMR pubblicata nel 1976, escludendo anche l'influenza dell'orientazione dei giunti. L'indice di qualità così ottenuto viene definito GSI (Geotechnical Strength Index).

In sostanza si ha: $GSI = RMR_{1976}$





Nel caso di specie, tenuto conto dei risultati dei rilievi di campagna e dei risultati delle indagini e prove di laboratorio eseguite, ampiamente descritte nella relazione geologica, sono stati assunti i seguenti valori:

PARAMETER			RANGE OF VALUES						
1	Strength of intact rock material	Point-load strength index	> 8 MPa	4÷8 MPa	2÷4 MPa	1÷2 MPa	For this low range uniaxial compressive test is preferred		
		Uniaxial compressive strength	> 200 MPa	100÷200 MPa	50÷100 MPa	25÷50 MPa	10÷25 MPa	3÷10 MPa	1÷3 MPa
	Rating		15	12	7	4	2	1	0
2	Drill core quality RQD		90%÷100%	75%÷90%	50%÷75%	25%÷50%	< 25%		
	Rating		20	17	13	8	3		
3	Spacing of joints		> 3 m	1÷3 m	0.3÷1 m	50÷300 mm	< 50 mm		
	Rating		30	25	20	10	5		
4	Condition of joints	Very rough surfaces Not continuous No separation Hard joint wall contact	Slightly rough surfaces Separation < 1 mm Hard joint wall contact	Slightly rough surfaces Separation < 1 mm Soft joint wall contact	Slickensided surfaces or Gouge < 5 mm thick or Joints open 1÷5 mm Continuous joints	Soft gouge > 5 mm thick or Joints open > 5 mm Continuous joints			
4	Rating		25	20	12	6	0		
5	Rating		10						

Tali valori, sommati, conducono ad un rating complessivo pari a GSI=52.

In via più speditiva, gli stessi autori (Hoek e Marinos, 2000) hanno proposto la valutazione dell'indice GSI facendo riferimento solo alle condizioni di fratturazione dell'ammasso roccioso e alle condizioni dei giunti (v. figura successiva).

Nel caso in esame entrambi metodi di stima conducono a valori di GSI dell'ordine di 50÷60.

GEOLOGICAL STRENGTH INDEX		DISCONTINUITY SURFACE CONDITION	
According to geological conditions, pick the appropriate box in this chart. Estimate the average value of the Geological Strength Index GSI from the contours		VERY GOOD Very rough, unweathered surfaces	VERY POOR Slickensided, highly weathered surfaces with compact coatings or fillings containing angular rock fragments
STRUCTURE		GOOD Rough, slightly weathered, iron stained surfaces	FAIR Smooth, moderately weathered or altered surfaces
	BLOCKY - very well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three orthogonal discontinuity sets	80	70
	VERY BLOCKY - interlocked, partially distributed rock mass with multifaceted angular blocks formed by four or more discontinuity sets		
	BLOCKY/FOLDED - folded and faulted with many intersecting discontinuities forming angular blocks		40
	CRUSHED - poorly interlocked, heavily broken rock mass with a mixture of angular and rounded blocks		30
			20
			10

Nel caso specifico, per la caratterizzazione dell'ammasso nei confronti degli scavi, è stato assunto un valore di GSI = 50, che certamente costituisce un valore cautelativo per il litotipo in esame.

Per la caratterizzazione meccanica dell'ammasso roccioso è stato adottato il criterio di resistenza di Hoek e Brown, contraddistinto, nel piano di Mohr, da una marcata curvatura con concavità verso il basso.

Ai fini delle verifiche di stabilità, il criterio di Hoek e Brown viene più convenientemente espresso in termini di curva intrinseca $\tau - \sigma_n'$ ed in particolare si individuano, nel campo di tensioni di interesse per il problema da studiare, i corrispondenti valori di coesione ed angolo di attrito, linearizzando la curva.

Di seguito si riporta la curva intrinseca adottata per il materiale roccioso che, nell'ambito delle modeste tensioni di interesse, è risultato caratterizzato da una coesione di circa 150 kPa e da un angolo di attrito di circa 60°.

Hoek-Brown Classification

intact uniaxial comp. strength (σ_{ci}) = 80 MPa
GSI = 50 m_i = 27 Disturbance factor (D) = 1
intact modulus (E_i) = 36000 MPa
modulus ratio (MR) = 450

Hoek-Brown Criterion

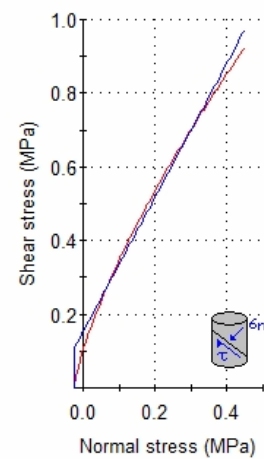
m_b = 0.759 s = 0.0002 a = 0.506

Mohr-Coulomb Fit

cohesion = 0.154 MPa friction angle = 61.21 deg

Rock Mass Parameters

tensile strength = -0.025 MPa
uniaxial compressive strength = 1.182 MPa
global strength = 9.085 MPa
deformation modulus = 2401.33 MPa



5. VERIFICHE GEOTECNICHE

5.1. Imbocco Piancone all'uscita della galleria scavata con fresa

Come detto in premessa, nella zona della centrale del Piancone sono previsti due differenti imbocchi: uno destinato all'uscita della fresa a quote più elevate del fondovalle e uno da realizzare in seconda fase per l'alloggiamento della condotta che collegherà la centrale del Piancone con il tronco di galleria già scavato in precedenza con fresa.

Lo sbocco della galleria con fresa è previsto a quota 600 m s.m. circa, al piede del ripido versante che costituisce la sponda destra del Sessera in prossimità di un fabbricato esistente.

Sul versante interessato affiorano rocce gabbro-dioritiche con un sistema di suddivisione ben delineato, con immersione degli strati all'incirca verso sud con inclinazione di 30÷40°.

Tale sistema di discontinuità forma una serie di banconi emergenti dal versante disposti a reggipoggio o a leggero traverso rispetto alla direzione del versante di imbocco.

Solo nella parte bassa del versante, al contatto con il fondovalle, la roccia è coperta da una fascia detritica di debole spessore.

5.2. Descrizione dell'intervento di rinforzo proposto

Come detto, dai rilievi geostrutturali non sono state rinvenute famiglie di discontinuità con orientazione sfavorevoli nei confronti della stabilità del fronte; tuttavia, al fine di assicurare il permanere di adeguate condizioni di sicurezza dell'imbocco, sia in fase di costruzione, sia durante l'esercizio dell'impianto - tenuto conto che questo costituirà un accesso permanente alla galleria -, è stato comunque previsto un intervento di consolidamento della parete rocciosa interessata, che tenga cautelativamente conto anche della possibile presenza di discontinuità o fratture di trazione, ancorché serrate, che ne riducano le locali condizioni di equilibrio.

L'intervento proposto occupa un settore della sponda di circa 44 m di sviluppo, in cui lo sbocco galleria risulta ubicato circa nel primo terzo di monte.

Le lavorazioni di messa in sicurezza della porzione di versante prevedono la realizzazione di una diffusa maglia di rinforzo costituita da chiodi di tipo passivo e di uno strato di betoncino proiettato, rinforzato con armatura metallica, di 15 cm di spessore, armato con rete Ø 6,5 mm, passo 10 cm.

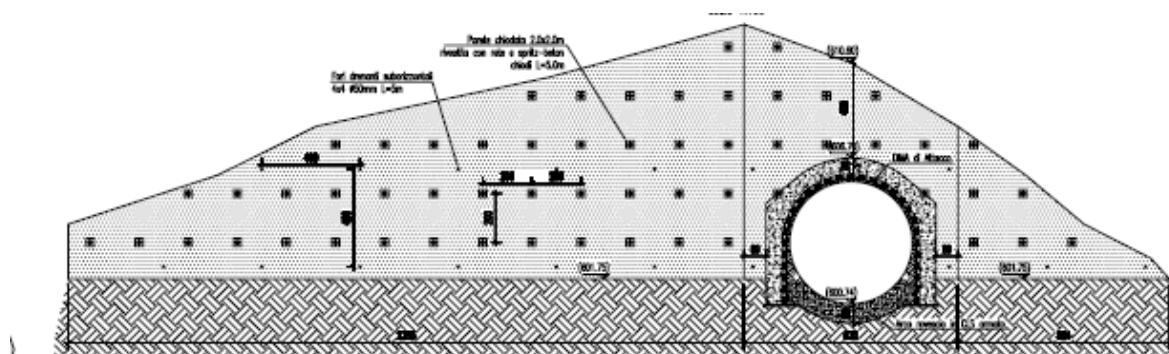
I chiodi di rinforzo sono stati previsti posizionati con passo pari a 2.0 m in direzione orizzontale e ugualmente distanziati di 2.0 m lungo la direzione di massima pendenza (verticale).

I chiodi in acciaio B450C saranno di diametro Ø=20 mm e lunghezza L=5 m, alloggiati e cementati su tutta la lunghezza all'interno di fori di diametro Ø 30 mm.

Alla testa i chiodi sono filettati e imbullonati mediante dado metallico su piastre di acciaio aventi dimensioni di 20 x 20 cm e spessore 15 mm.

E' inoltre prevista l'esecuzione di una maglia avente passo 4 x 4 m di drenaggi costituiti da tubi in PVC microfessurati con diametro \varnothing 50 mm e lunghezza L=5 m, avvolti con geotessile.

Nella figura seguente è riportato l'insieme degli interventi previsti.



5.3. Dimensionamento dell'intervento

5.3.1 Criteri generali

Le verifiche sono state condotte facendo riferimento a quanto stabilito nelle NTC "Fronti di scavo" che prescrivono che per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione $E_d \leq R_d$ dove E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione, e R_d è la resistenza di progetto.

La verifica della suddetta condizione deve essere effettuata, come prescritto dalle NTC, impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3).

I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi.

Nel caso in esame si è scelto l'Approccio Progettuale 1 in cui sono previste due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti: la prima combinazione è generalmente più severa nei confronti del dimensionamento strutturale delle opere a contatto con il terreno, mentre la seconda combinazione è generalmente più severa nei riguardi del dimensionamento geotecnico.

Nelle verifiche condotte i coefficienti parziali utilizzati per le azioni sono stati desunti dalla tab. 6.2.I delle NTC:

Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

I coefficienti parziali utilizzati per le proprietà del terreno sono invece stati desunti dalla tab. 6.2.II delle NTC:

Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
<i>Tangente dell'angolo di resistenza al taglio</i>	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
<i>Coesione efficace</i>	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
<i>Resistenza non drenata</i>	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
<i>Peso dell'unità di volume</i>	γ	γ_r	1,0	1,0

I coefficienti globali per le verifiche sono invece stati dedotti dalla tabella 6.8.I delle NTC.

Tabella 6.8.I – Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo.

Coefficiente	R2
γ_R	1.1

Le verifiche sono state condotte secondo l'Approccio 1 - Combinazione 2: (A2+M2+R2), tenendo conto, come detto, dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle richiamate Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.8.I delle NTC.

5.3.2 Azione sismica di progetto

L'area in esame ricade in zona sismica 4 secondo la vigente classificazione del territorio nazionale (Ordinanza n.3274 del 08/05/2003). Le verifiche sismiche sono state condotte secondo quanto previsto nella citata ordinanza e successivi aggiornamenti, facendo riferimento alle "Norme Tecniche per le Costruzioni", D.M. 14/1/2008.

Essendo le opere in argomento di tipo definitivo, è stata considerata la vita nominale delle stesse pari a $V_N = 100$ anni ed una relativa classe d'uso IV, cui corrisponde un coefficiente d'uso c_u pari a 2.

Si tenga presente che la classe d'uso IV è stata assegnata all'opera cautelativamente (al posto di quella effettivamente competente pari a II) esclusivamente per omogeneità di progettazione con le opere connesse con la costruzione dello sbarramento.

La vita di riferimento - dipendente dalla vita nominale della costruzione e dalla classe d'uso della medesima (in linea con quanto previsto al punto 2.4.3 delle NTC) - è risultata pertanto (assumendo le citate ipotesi cautelative) pari a $V_R = V_N \times c_u = 100 \times 2 = 200$ anni.

La probabilità di superamento associata ad ogni stato limite è stata desunta dalla tabella 3.2.I delle NTC

Stati Limite		P_{V_R} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

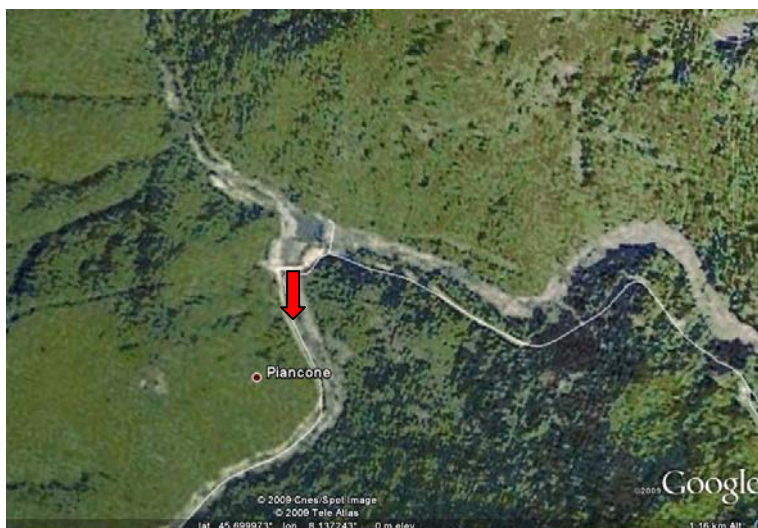
Con tali assunzioni il tempo di ritorno dell'evento sismico che è valutato come segue: $T_R = - V_R / \ln(1-PVR)$ è risultato così determinato:

Stati limite	T_R (anni)
SLO	120
SLD	201
SLV	1898
SLC	2475

Nei calcoli che seguono è stato preso in esame lo Stato Limite Ultimo di Collasso (SLC), cui il periodo di ritorno del sisma associato è di $T_R = 2475$ anni, anziché lo Stato Limite Ultimo di Salvaguardia della Vita (SLV), per omogeneità di progettazione con le opere della diga.

La tabella 1 allegata al D.M. 14/01/2008 fornisce, per un reticolo di 10751 punti di riferimento, i valori delle massime accelerazioni orizzontali attese su sito di riferimento rigido in funzione dei periodi di ritorno e delle coordinate geografiche del sito.

Per il sito in esame:



(Latitudine 45.699° – Longitudine 8.137) è risultato $a_g = 0.067 g$.

La massima accelerazione orizzontale a_{max} attesa al sito è stata ricavata per mezzo dell'espressione:

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

Considerando:

$S_S = 1$ (coefficiente di amplificazione stratigrafica), valido per terreni di tipo A;

$S_T = 1$ (coefficiente di amplificazione topografica), valido per opere non ubicate in corrispondenza della sommità/cresta del pendio

si ottiene: $a_{max} = S_S \times S_T \times a_g = 0.067 g$.

Il D.M. 14/01/2008 propone, per le verifiche di stabilità di pendii in condizioni sismiche, l'impiego del metodo pseudostatico, in cui i coefficienti sismici orizzontali e verticali valgono rispettivamente:

$$k_{ah} = \beta_s \times a_{max} / g$$

$$k_v = \pm 0.5 k_{ah}$$

dove β_s è un coefficiente riduttivo dell'accelerazione massima attesa al sito, funzione della categoria di sottosuolo e dell'accelerazione orizzontale massima a_g attesa su sito di riferimento rigido.

In particolare il coefficiente β_m assume i valori riportati nella tabella che segue.

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_m	β_m
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,31	0,31
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,29	0,24
$a_g(g) \leq 0,1$	0,20	0,18

pertanto nel caso in esame è risultato $\beta_s = 0.20$.

Con le suddette ipotesi i coefficienti sismici orizzontali e verticali sono rispettivamente risultati:

Coefficiente sismico orizzontale $k_h = 0.2 \times 0.067 = 0.0134$

Coefficiente sismico verticale $k_v = \pm 0.5 \times 0.0134 = \pm 0.0067$.

L'azione sismica è stata rappresentata da un'azione statica equivalente, costante nello spazio e nel tempo, proporzionale al peso (W) della porzione di pendio (cuneo) potenzialmente instabile.

Nelle verifiche le componenti orizzontale e verticale di tale forza sono state quindi espresse come:

$$F_h = k_h \times W$$

$$F_v = k_v \times W.$$

5.3.3 Verifiche geotecniche

Nel presente capitolo sono riportate le verifiche relative alle condizioni più gravose per il fronte della parete rocciosa, considerando le configurazioni di esercizio della struttura in condizioni statiche e in condizioni sismiche.

Nella tabella riassuntiva che segue, si riportano sinteticamente i parametri geotecnici utilizzati per la roccia; come precisato nei paragrafi precedenti, i valori caratteristici dell'ammasso roccioso

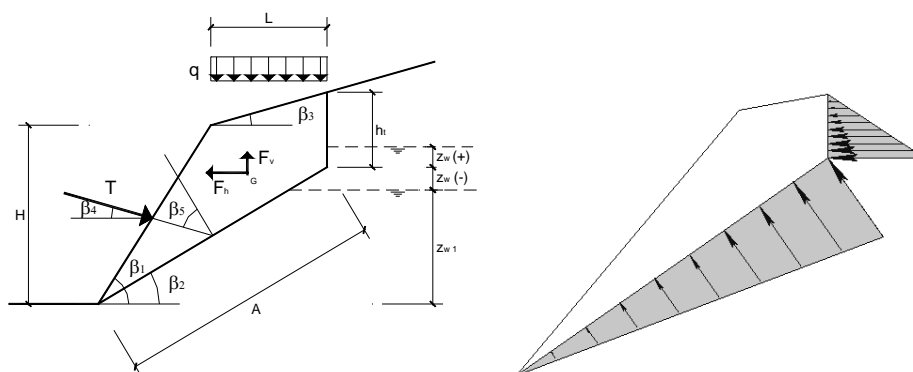
interessato utilizzati (ridotti per le verifiche allo SLU) fanno riferimento alla linearizzazione di Mohr-Coulomb ottenuta a partire dai parametri di Hoek-Brown relativi alla parte più alterata dell'ammasso roccioso ($\sigma_c=80$ MPa; $GSI=50$; $m_i=27$; $D=1.0$) e che, linearizzati nel campo di tensioni di interesse fornisce i seguenti valori:

Parametri	Valori caratteristici	Valori di progetto
Peso di volume γ (kN/m ³)	29	29
Coesione efficace (kPa)	150	120
Angolo di attrito efficace (°)	60	54.2

Le verifiche all'equilibrio limite sono state effettuate utilizzando un programma di calcolo che esamina le condizioni di stabilità di un cuneo in condizioni piane (Mancina, Nori, Iasiello, 2006).

Il programma di calcolo consente di determinare, una volta ricostruita la geometria del diedro, l'ampiezza delle superfici delimitanti il cuneo potenzialmente instabile (superficie di scivolamento planare A, inclinata di un angolo β_2 rispetto all'orizzontale, dal fronte, inclinata di un angolo β_1 rispetto all'orizzontale, dal pendio a monte, inclinata di un angolo β_3 rispetto all'orizzontale ed infine da una tension crack prevista verticale), il peso del blocco W e le componenti normali e parallele alla superficie di scivolamento.

In tutte le ipotesi si è tenuto conto della presenza di acqua di completo riempimento delle fratture, generando un carico idraulico idrostatico nella tension crack e variabile linearmente fino ad annullarsi all'unghia di valle (v. fig. seguente).



Come geometria è stato assunto un valore dell'altezza del fronte (subverticale) H pari a 10 m ed un'inclinazione β_3 del pendio a monte di 50°.

Una volta note le pressioni agenti sulle ipotizzate superfici di discontinuità è possibile attribuire ad essi i corrispondenti parametri di resistenza al taglio (angolo di attrito ϕ' e coesione c'), ridotti per mezzo dei coefficienti parziali richiamati nelle considerazioni generali (M2).

Il programma di calcolo, note quindi le caratteristiche geometriche del cuneo potenzialmente instabile e i parametri di resistenza delle discontinuità, fornisce una valutazione della stabilità del singolo diedro, restituendo un fattore di sicurezza, espressione del rapporto tra forze resistenti e forze agenti nella direzione di scivolamento, ricavato con le seguenti formule:

$$F.S. = \frac{cA + (W(\cos \alpha - sc \times \sin \alpha) - U - V \sin \alpha + T \cos \theta) \tan \phi}{W(\sin \alpha + sc \times \cos \alpha) + V \cos \alpha - T \sin \theta}$$

$$z = H(1 - \sqrt{\cot \beta \tan \alpha})$$

$$A = \frac{H - z}{\sin \alpha}$$

$$W = \frac{\gamma_r H^2}{2} \left(\left(1 - \left(\frac{z}{H} \right)^2 \right) \cot \alpha - \cot \beta \right)$$

$$U = \frac{\gamma_w z_w A}{2}$$

$$V = \frac{\gamma_w z_w^2}{2}$$

in cui:

H	altezza del pendio;
α	angolo d'inclinazione del pendio rispetto all'orizzontale;
β	angolo d'inclinazione del piano di scivolamento;
γ_r	peso di volume della roccia;
γ_w	peso di volume dell'acqua;
z	profondità della Tension Crack;
z_w	profondità del livello dell'acqua nella Tension Crack o lungo il piano di scivolamento;
sc	coefficiente sismico orizzontale;
W	peso del cuneo di roccia;
A	area di base del cuneo;
U	forza di sollevamento dovuta alla presenza dell'acqua al piano di scivolamento;
V	forza orizzontale dovuta alla presenza dell'acqua nella Tension Crack;
c, ϕ	coesione e angolo d'attrito secondo il criterio di resistenza di Mohr-Coulomb;
T	forza dovuta ad eventuali rinforzi;
θ	angolo d'inclinazione, rispetto alla perpendicolare al piano di scivolamento, dell'eventuale rinforzo;

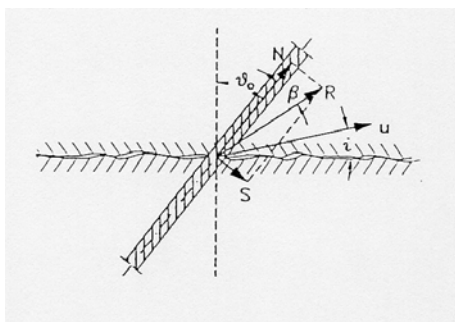
F.S. coefficiente di sicurezza.

La determinazione della posizione della tension crack più sfavorevole e l'inclinazione della superficie di scivolamento è stata individuata facendo variare, iterativamente, l'angolo β_2 , fino a trovare il valore che rendesse minimo il fattore di sicurezza, risultato prossima a 48° ($F_{s,\min} = 0.90$).

Una volta fissato l'angolo β_2 si è poi ipotizzata una forza esterna di progetto, tale da assicurare sufficienti margini di sicurezza.

Nel caso in esame è stata prevista una forza di progetto T pari a 100 kN/m cui corrisponde un coefficiente di sicurezza globale $1.14 > \gamma_R = 1.1$.

Una volta determinato il contributo di resistenza aggiuntivo minimo ($T=100$ kN/m) occorre valutare il contributo C_b offerto da una barra passiva; questo dipende dall'inclinazione θ della barra rispetto alla normale al giunto e dalla sollecitazione che nasce nella sezione della barra in corrispondenza del giunto (v. figura successiva), a sua volta dipendente dalla forza risultante nella barra R e dalla sua deviazione β rispetto all'asse della barra stessa (Panet, 1987).



In tale ipotesi il contributo resistente a taglio C_b dovuto alle barre è pari a:

$$C_b = R \cdot \cos(\theta + \beta) \cdot \operatorname{tg} \phi + R \cdot \sin(\theta + \beta)$$

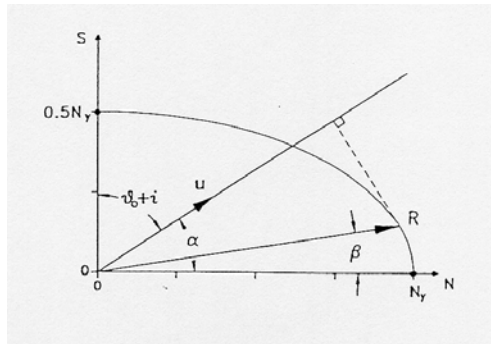
La condizione di resistenza limite della barra può corrispondere a una rottura per taglio a livello del giunto (se la roccia è molto rigida e resistente), o alla formazione di cerniere plastiche ad una certa distanza dal giunto (in caso di rocce più deformabili).

Nel caso di specie si è fatto riferimento al primo criterio e per la valutazione della forza risultante nella barra alla base di ciascuna striscia è stato impiegato il principio che sia massimo il lavoro plastico in condizioni di rottura della barra.

L'applicazione di tale criterio fornisce, in generale, una forza risultante R nella barra inclinata di un

angolo β rispetto all'asse della barra stessa: il rinforzo quindi reagisce sia con una componente di trazione assiale N , sia con una componente di taglio S .

Il criterio del lavoro del massimo richiede la preventiva definizione del dominio di rottura della sezione della barra in corrispondenza del punto O di intersezione con la superficie di discontinuità (v. figura successiva).



Nel caso di modalità di rottura della barra per tranciamento a taglio S e trazione N in corrispondenza del giunto (punto O), assumendo per l'acciaio (resistenza a trazione f_y) il criterio di resistenza di Tresca, la curva limite corrispondente a questa modalità di rottura è rappresentata da un'ellisse con equazione:

$$\left(\frac{N_o}{N_y}\right)^2 + \left(\frac{2S_o}{N_y}\right)^2 = 1$$

Individuato il dominio di rottura, per la situazione specifica esistente alla base della generica striscia i -esima, si può valutare la forza risultante R nella barra mediante il principio del lavoro massimo. Il procedimento è illustrato in forma grafica nella figura precedente, oppure, in alternativa, si possono utilizzare le seguenti formule:

$$\operatorname{tg} \beta = \frac{\xi^2}{\operatorname{tg}(\theta + i_o)} = \xi^2 \cdot \operatorname{tg} \alpha$$

$$\frac{R}{N_y} = \left(\frac{1 + \operatorname{tg}^2 \beta}{1 + (\operatorname{tg}^2 \beta) / \beta^2} \right)^{\frac{1}{2}}$$

in cui ξ è il rapporto tra l'asse minore e l'asse maggiore dell'ellisse che rappresenta la condizione di rottura più critica e $\alpha = 90^\circ - (\theta + i_o)$ è l'angolo che individua la direzione dello spostamento relativo del giunto (nel nostro caso 48°).

In aggiunta alle precedenti considerazioni si deve considerare anche il limite allo sfilamento della barra, espresso dalla relazione:

$$N_s = l_s \cdot q_s / f_s$$

dove q_s rappresenta la capacità di aderenza (forza tangenziale /metro) per una lunghezza unitaria di barra.

Il contributo resistente di progetto C_{bd} del sistema prescelto si determina applicando un coefficiente di sicurezza parziale $f_s = 1.15$ sulla resistenza dell'acciaio e un coefficiente parziale di modello $f_R = 1.4$ per tenere conto di possibili incertezze relative al meccanismo di interazione barra-terreno (Lembo Fazio, Graziani, Marchi, Boldini, 2009).

L'acciaio utilizzato per tutte le armature in barre e/o reti ad aderenza migliorata è del tipo B450C, con tensione caratteristica di snervamento pari a $f_{y,nom} = 450 \text{ N/mm}^2$.

La resistenza di calcolo, assunta la resistenza caratteristica a snervamento pari a $f_{y,k} = f_{y,nom} = 450 \text{ N/mm}^2$, si ottiene mediante la relazione:

$f_{y,d} = f_{y,k} / \gamma_s = 450 / 1.15 = 390 \text{ N/mm}^2$, nella quale, come detto, il coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio γ_s è stato posto pari a 1.15.

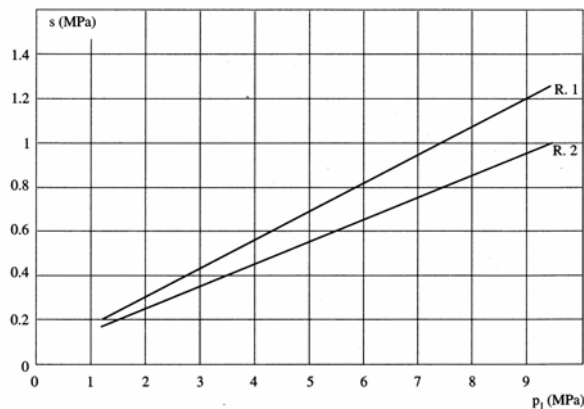
Nel caso in esame, risultando dalle verifiche condotte che la forza $T_{res,d}$ per assicurare un adeguato coefficiente di sicurezza debba essere pari a 100 kN/m, adottando il predetto coefficiente globale 1.4 significa che la forza caratteristica $T_{res,k}$ debba essere almeno pari a 140 kN/m.

Mediante le formule sopra riportate, si ha, per $\alpha = 48^\circ$ e per $\xi = 0.5$, $\tan \beta = 0.278$ ($\beta \cong 15^\circ = 0.271 \text{ rad}$) e pertanto $R = 0.72 \times T_{res,k} = 0.72 \times 140 = 100 \text{ kN/m}$

Con la spaziatura adottata (Area di influenza di ciascun chiodo = $2 \times 2 \text{ m}^2$) su ciascun chiodo risulta agente pertanto una forza pari a $R/H \times A_{inf} = 40 \text{ kN}$.

A tale forza corrisponde una tensione nell'acciaio (chiodo di sezione $\varnothing 20 \text{ mm}$) pari $40000 / 3.14 \times 10^{-4} = 127 \text{ N/mm}^2 < f_{y,d} = f_{y,k} / \gamma_s = 450 / 1.15 = 390 \text{ N/mm}^2$.

Circa la lunghezza di ancoraggio si è fatto riferimento, per il calcolo del valore limite di adesione laterale, ai valori riportati nel grafico seguente (Bustamante e Doix, 1985).



Abaco per il calcolo dell'adesione laterale per rocce alterate

Nel caso in esame è stato preso un valore limite caratteristico di 0.6 MPa (valore decisamente cautelativo per il litotipo in esame), da cui si ricava un valore dell'adesione laterale di progetto (per un valore del fattore di correlazione ξ di 1.8) pari a $0.6/1.8 = 0.33$ MPa.

Con tale valore risulta, per un diametro della perforazione di 30 mm, una lunghezza minima della fondazione del chiodo di circa 1.5 m.

Al fine di essere certi che il chiodo sia interamente ancorato in porzioni di ammasso certamente stabili è stata condotta infine una valutazione di sensitività facendo variare, in assenza del contributo di resistenza offerto dai chiodi (sempre riducendo i parametri di resistenza del materiale con i coefficienti parziali M2), l'angolo sull'orizzontale del potenziale piano di scivolamento, fino a trovare quello cui corrisponde un coefficiente di sicurezza almeno pari a 1.1 (e quindi certamente stabile).

Sulla base di tali ipotesi si è determinato un angolo β_2 di circa 43° , cui corrisponde una larghezza in cresta di circa 2 m; pertanto la lunghezza complessiva minima del chiodo dovrà essere almeno pari a $2+1.5=3.5$ m, minore quindi della lunghezza adottata per i chiodi in progetto (5 m).

In Appendice si riportano i tabulati di calcolo.

Una volta consolidato il fronte lo scavo per proteggere lo sbocco della galleria scavata con fresa, a contrasto della parete frontale e sulle pareti laterali, è stata prevista l'esecuzione di una dima o preanello in cls, di lunghezza pari a 5.0 m, armata all'intradosso con centine in profilati in acciaio IPN 140 posti ad 1 m di interasse.

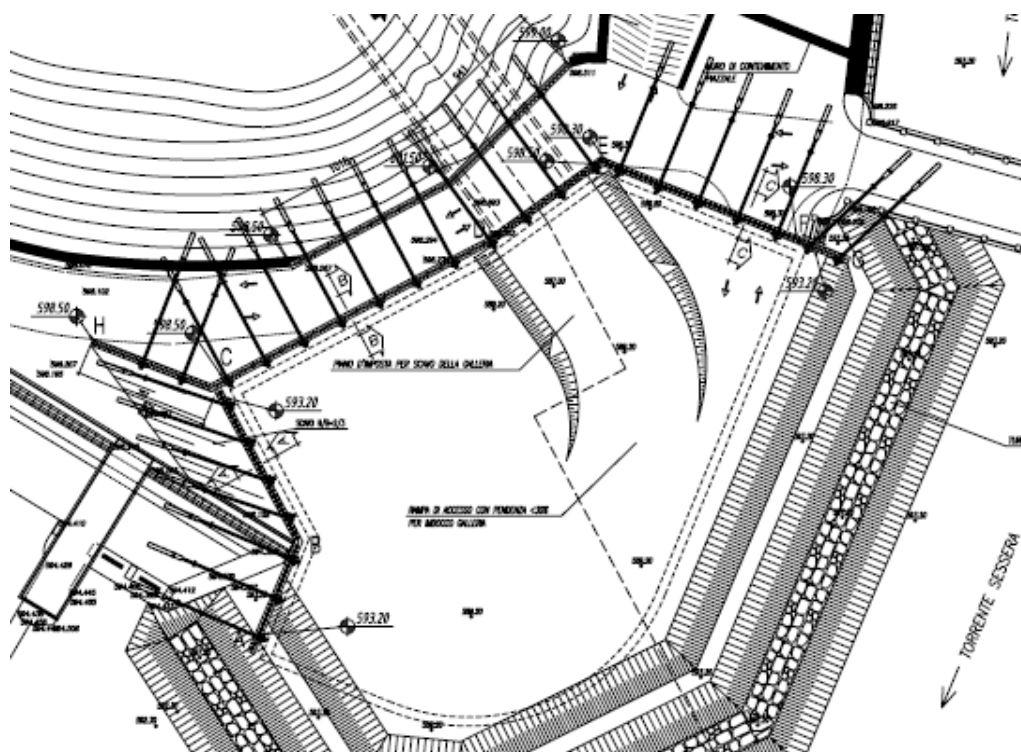
La geometria degli scavi, i dettagli sugli interventi di consolidamento e protezione delle scarpate e le specifiche sui materiali, sono riportati, in planimetria, profilo e alcune sezioni rappresentative, nelle tavole corrispondenti.

5.4. Imbocco Piancone di collegamento con la galleria scavata con fresa

Il secondo imbocco della galleria, di collegamento con quella scavata con fresa, è previsto sul lato opposto del fabbricato prima descritto, di fronte alla centrale del Piancone, in corrispondenza del piazzale dal quale si stacca il ponte di attraversamento del torrente.

L'imbocco di questa galleria è posto a quote leggermente inferiori a quelle del torrente in quanto essa parte dal fondo della vasca di carico prevista per raccogliere le acque in uscita dalle turbine della centrale del Piancone.

Si riporta una pianta dell'opera.



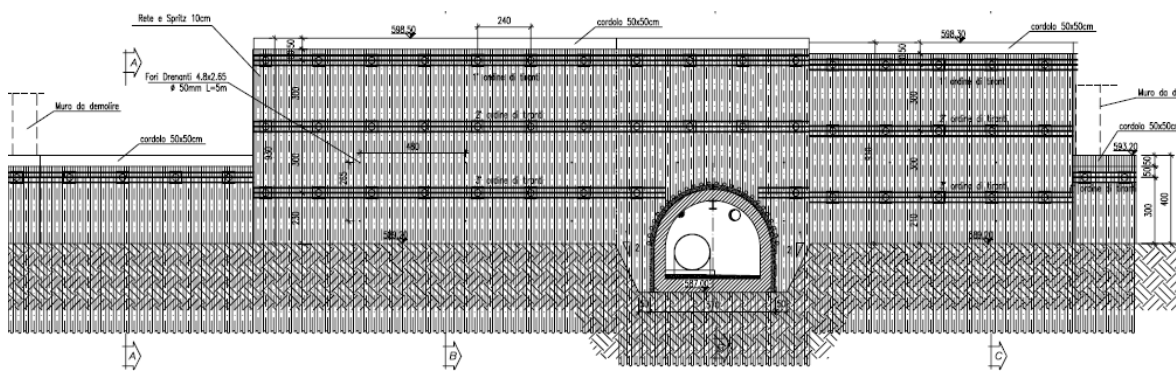
Come descritto nella relazione geologica, localmente è presente una modesta copertura detritica sulla porzione di parete rocciosa interessata.

In particolare, il sondaggio verticale SG5 ha attraversato, al di sotto del primo metro circa di materiali di riporto, una porzione di ammasso roccioso fratturato, fino a circa 4.5 m. Al di sotto, fino a 15 m, l'ammasso roccioso è poco o per nulla fratturato e integro. Gli stendimenti sismici effettuati lungo l'asta del torrente sottostante hanno dimostrato è presente una copertura alluvionale di debole spessore ed in molti tratti la roccia è direttamente affiorante in alveo.

5.5. Descrizione dell'intervento di rinforzo proposto

Al fine di sostenere lo scavo necessario per la costruzione della vasca di accumulo, che si approfondisce dalla quota della attuale strada posta a 598.50 m s.m. fino alla quota di 589.20 m s.m., nonché fino alla ulteriore quota approfondita di 587 m s.m., di imbocco della galleria di collegamento, è stata prevista una paratia sostenuta con 3 ordini di tiranti. L'azione di contrasto dei tiranti è distribuita sui micropali tramite un cordolo di cls armato.

Di seguito è riportato lo schema del diaframma di sostegno in progetto.



Sono state previste due tipologie di sezioni tipo (B e C), sostanzialmente analoghe, costituite da una profondità di scavo di 9.4 m sostenuta con una paratia di micropali \varnothing 220 mm armati con tubi di acciaio \varnothing 168.3 mm, sp. 10 mm, della lunghezza di 13.2 m (nella profondità di scavo deve essere considerato anche lo spessore di 50 cm del cordolo di testa), posti con interasse 30 cm.

Nella sezione B1, dove lo scavo, come detto, si approfondisce ulteriormente, i pali saranno di 15.3 m di lunghezza.

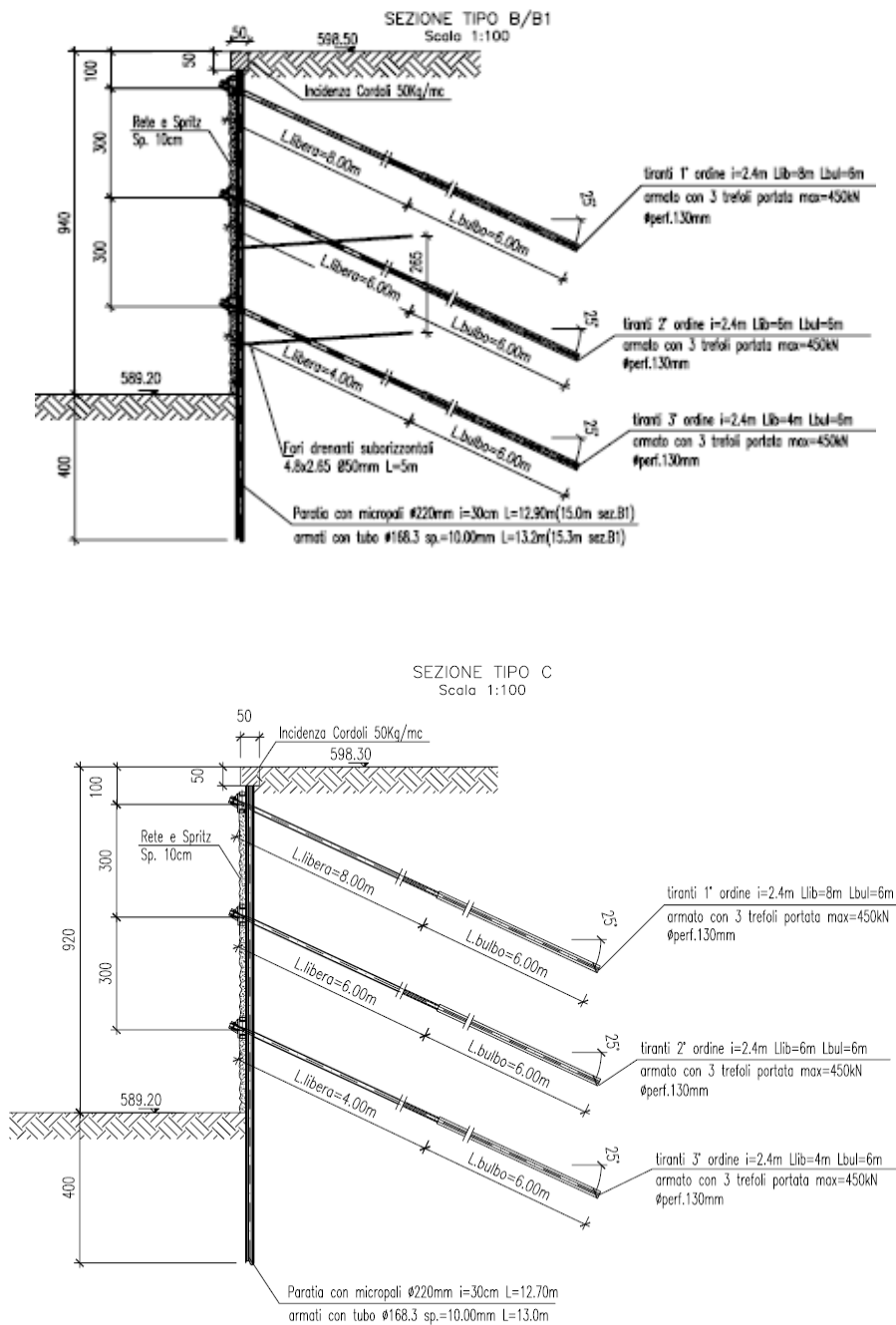
Come detto, la paratia risulta sostenuta da 3 ordini di tiranti da 3 trefoli da 0.6" posti a 2.4 m di interasse e su file distanziate di 3 m. Il diametro della perforazione è stata fissata a 130 mm.

I tiranti sono perforati con inclinazione di 25° verso il basso.

La lunghezza del bulbo di ancoraggio è stata sempre posta a 6 m, mentre le rispettive lunghezze libere sono state poste rispettivamente pari a 8 m (1° ordine), 6 m (2° ordine) e 4 m (3° ordine).

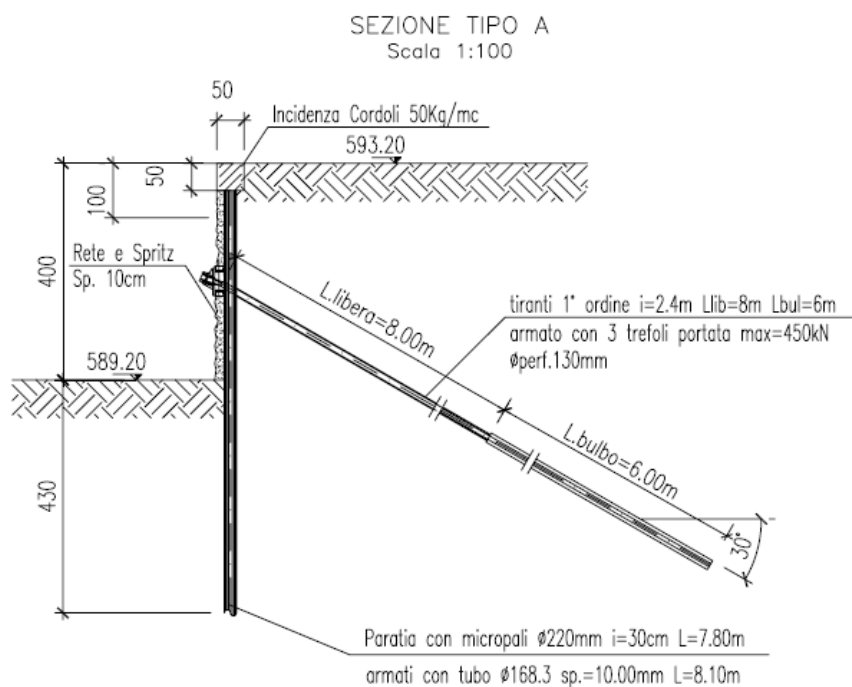
Il fronte di scavo è stato inoltre protetto con rete e spritz (10 cm); per lo sfogo di eventuali venute d'acqua sono state inoltre previste due file di drenaggi suborizzontali (distanti tra loro di 2.65 m) di 5 m di lunghezza e \varnothing 50 mm, posti ad interasse di 4.8 m.

Nella figura seguente è riportato uno schema delle sezioni tipo.



Sulle parte di risvolto dello scavo dove questo si riduce notevolmente fino a valori dell'ordine di 4 m, è stata prevista una paratia di 8.3 m di altezza complessiva, sostenuta da un solo ordine di tiranti, sempre a 3 trefoli, di 14 m di lunghezza di cui 6 m di bulbo.

Di seguito si riporta la relativa sezione tipo.



Infine, per il sostegno/regolarizzazione della porzione di monte dell'attuale strada, in corrispondenza della zona di scavo della vasca di accumulo, è stata prevista un'ulteriore opera di sostegno, di circa 20 m di sviluppo, costituita da una paratia di 8 m di altezza complessiva, di cui 3 m a sbalzo, pure di micropali $\phi 220$ mm armati con tubi di acciaio $\phi 168.3$ mm, sp. 10 mm, posti con interasse 30 cm.

5.6. Dimensionamento dell'intervento

5.6.1 Criteri generali

Come detto in precedenza, le verifiche sono state condotte facendo riferimento a quanto stabilito nelle NTC "Paratie" che prescrivono che per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione $E_d \leq R_d$ dove E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione e R_d la resistenza di progetto.

La verifica della suddetta condizione deve essere effettuata, come prescritto dalle NTC, impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3).

Anche in questo caso si è scelto l'Approccio Progettuale 1 in cui sono previste due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti: la prima combinazione più severa nei confronti del dimensionamento strutturale delle opere a contatto con il terreno, mentre la seconda combinazione è generalmente più severa nei riguardi del dimensionamento geotecnico.

Nel caso delle paratie con più livelli di vincoli, tuttavia, il meccanismo di rottura per rotazione intorno ad un punto dell'opera (combinazione 2 - tipo GEO) non può verificarsi, ed in questo caso i dimensionamenti sono stati quindi eseguiti con riferimento alla sola combinazione 1 - tipo STRU.

I coefficienti parziali utilizzati per le azioni sono stati desunti dalla tab. 6.2.I, 6.2.II e 6.5.I delle NTC, riportati nei paragrafi che precedono.

5.6.2 Azione sismica di progetto

Nel caso in esame, essendo l'opera di sostegno di tipo provvisoria, la cui costruzione certamente interesserà un arco temporale inferiore ai 2 anni, si è omessa la relativa verifica sismica, così come consentito dal cap. 2.4.1 delle NTC.

5.6.3 Verifiche geotecniche

Il calcolo delle paratie è stato condotto simulando, con un codice di calcolo, le varie fasi di scavo, che nello specifico hanno visto n.7 distinte fasi, di cui n.4 di scavo e n.3 di messa in opera dei tiranti; nello specifico le fasi sono state così distinte:

fase 1) scavo a -1.5 m di profondità dalla testa della paratia;

fase 2) messa in opera della prima fila di tiranti a -1 m dalla testa della paratia;

fase 3) scavo a -4.5 m di profondità dalla testa della paratia;

fase 4) messa in opera della seconda fila di tiranti a -4 m dalla testa della paratia;

fase 5) scavo a -7.5 m di profondità dalla testa della paratia;

fase 6) messa in opera della seconda fila di tiranti a -7 m dalla testa della paratia;

fase 7) scavo finale a -9 m dalla testa della paratia.

Nei calcoli la rigidezza dei tiranti è stata determinata con la formula: $EA/[i \times (L_{lib} + 0,5 L_{anc})]$

dove:

E modulo di deformabilità dell'acciaio;
 A Area del tirante
 i interasse;
 L_{lib} lunghezza libera del tirante
 L_{anc} lunghezza di ancoraggio del tirante

Ai fini della determinazione dello stato tensionale iniziale è stato assunto un valore di k_0 (rapporto tra la tensione orizzontale e verticale efficace) pari a $1 - \text{sen}\phi'$.

Per il calcolo del coefficiente di spinta attiva è stata usata la formula di Lancellotta (2002) che prevede:

$$K_a = \left[\frac{\cos \delta}{1 + \sin \phi'} (\cos \delta - \sqrt{\sin^2 \phi' - \sin^2 \delta}) \right] e^{-2\theta \tan \phi'}$$

$$K_p = \left[\frac{\cos \delta}{1 - \sin \phi'} (\cos \delta + \sqrt{\sin^2 \phi' - \sin^2 \delta}) \right] e^{2\theta \tan \phi'}$$

dove: δ è l'angolo di attrito tra il terreno e la paratia (assunto pari a $2/3 \phi'$) e

$$2\theta = \sin^{-1} \left(\frac{\sin \delta}{\sin \phi'} \right) + \delta$$

Come schema di calcolo è stata considerata la presenza di materiale di riporto, costituente anche parte del rilevato stradale esistente (caratterizzato da un peso di volume di 20 kN/m^3 , una coesione nulla ed un angolo di attrito di 30°), per circa 4 m, mentre al di sotto è stata considerata la presenza dell'ammasso roccioso.

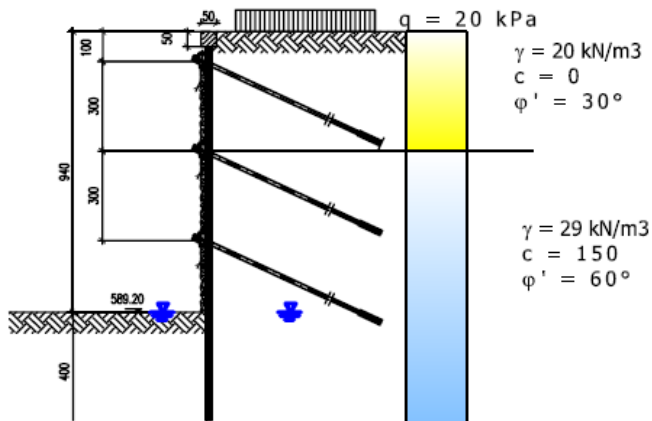
Dal punto di vista idraulico è stata considerata la presenza di falda a quote prossime a quella del sottostante torrente Sessera (circa a quota 593 m s.m.).

Con tale schema di sottosuolo, utilizzando la precedente formulazione per la valutazione dei coefficienti di spinta, è stato pertanto assunto:

angolo di attrito ϕ'	K_a (val.caratteristici)	K_p (val.caratteristici)
30°	0,285	4,633
60°	0,06	109

Per il dimensionamento delle opere, in aggiunta ai pesi propri dei terreni, nel calcolo è stata considerato agente anche un carico accidentale uniformemente distribuito pari a 20 kN/m².

Si riporta lo schema di calcolo

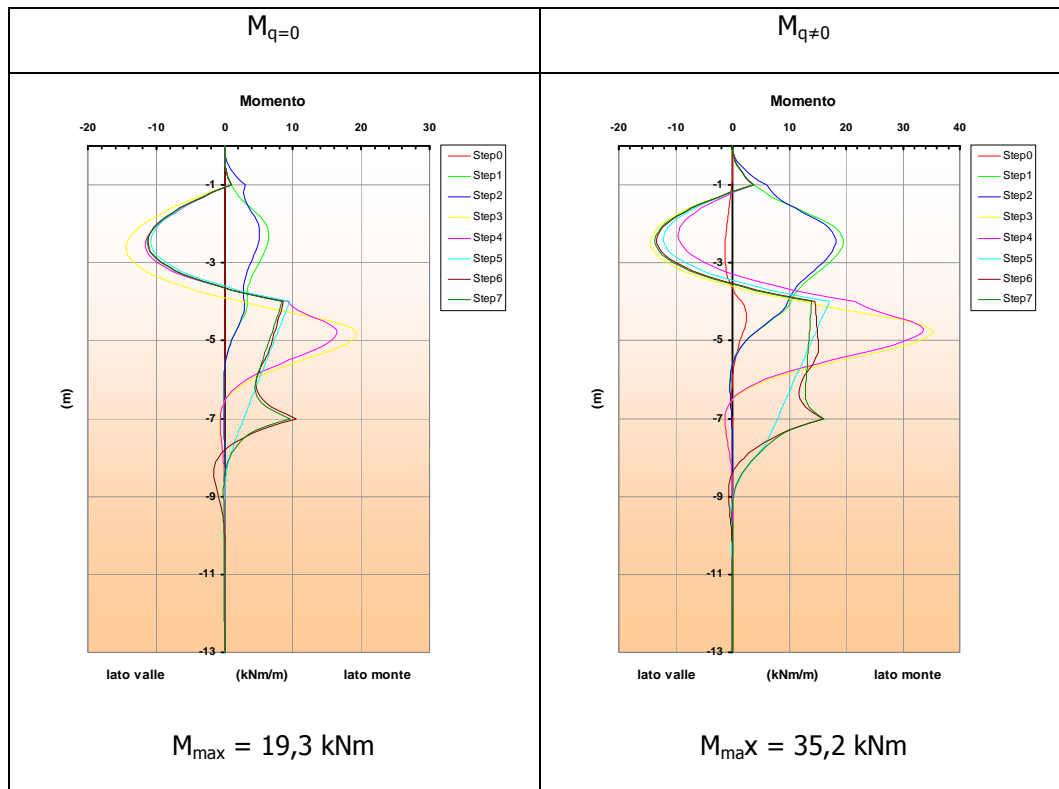


Con le suddette ipotesi di calcolo sono stati determinati i momenti e le forze massime agenti sulle paratie e nei tiranti con la seguente procedura:

$$M_{SLU} = M_{q=0} \gamma_G + (M_{q \neq 0} - M_{q=0}) \gamma_Q$$

$$F_{aSLU} = F_{a q=0} \gamma_G + (F_{a q \neq 0} - F_{a q=0}) \gamma_Q$$

Dai calcoli condotti, riportati in appendice, è risultato:



Gli sforzi nei tiranti massimi sono risultati, in entrambi i casi ($F_{a \ q=0}$ e $F_{a \ q \neq 0}$), sostanzialmente analoghi e pari a 40 kN/m.

Da tali valori si è infine ricavato:

$$M_{SLU} = M_{q=0} 1,3 + (M_{q \neq 0} - M_{q=0}) 1,5 = 19,3 \times 1,3 + (35,2 - 19,3) \times 1,5 = 49 \text{ kNm (da cui } M_{PALO} = 49 \times 0,3 \cong 15 \text{ kNm)}$$

$$F_{a \ SLU} = F_{a \ q=0} 1,3 + (F_{a \ q \neq 0} - F_{a \ q=0}) 1,5 = 40 \times 1,3 = 52 \text{ kN da cui } T = 52 \times 2,4 \cong 125 \text{ kN}$$

Il tubo d'armatura (acciaio S355J0) presente all'interno del micropalo ha un diametro $\varnothing 168,3 \text{ mm}$ e spessore $s=10 \text{ mm}$; il momento plastico M_{pl} della sezione del tubo, date le seguenti caratteristiche assunte per il profilato:

$$\begin{aligned} \text{Area} &= 4973 \text{ mm}^2; \\ f_{yk} &= 355 \text{ N/mm}^2; \\ W_{pl} &= 250940 \text{ mm}^3; \\ \gamma_{M,0} &= 1,05; \end{aligned}$$

risulta essere $M_{pl} = 85 \text{ kNm} > M_{max} = 15 \text{ kNm}$

Il momento plastico è quindi maggiore del massimo momento flettente agente allo SLU sul micropalo.

Per quanto riguarda i tiranti di ancoraggio si devono valutare i possibili meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che li compongono.

Per il dimensionamento geotecnico, deve sempre risultare rispettata la condizione $E_d \leq R_d$, con specifico riferimento ad uno stato limite di sfilamento della fondazione dell'ancoraggio.

La verifica di tale condizione può essere effettuata con riferimento alla combinazione A1+M1+R3. La verifica di sfilamento della fondazione dell'ancoraggio si esegue confrontando la massima azione di progetto P_d , considerando tutti i possibili stati limite ultimi (SLU) e di esercizio (SLE), con la resistenza di progetto R_{ad} , determinata applicando la resistenza caratteristica R_{ak} i fattori parziali γ_R riportati nella tabella 7 delle NTC.

	SIMBOLO	COEFFICIENTE PARZIALE
	γ_R	
Temporanei	$\gamma_{Ra,t}$	1,1
Permanenti	$\gamma_{Ra,p}$	1,2

Tabella 7 - NTC (D.M. 2008)-Coeff. parziali per le resistenze (R) di ancoraggi

Il valore caratteristico della resistenza allo sfilamento dell'ancoraggio R_{ak} si può determinare:

- dai risultati di prove di progetto su ancoraggi di prova;
- con metodi di calcolo analitici, dai valori caratteristici dei parametri geotecnici dedotti dai risultati di prove in sito e/o laboratorio.

Nel presente caso il valore della resistenza caratteristica R_{ak} è il minore dei valori derivanti dall'applicazione dei fattori di correlazione ξ_{a3} e ξ_{a4} rispettivamente al valor medio e al valor minimo delle resistenze $R_{a,c}$ ottenute dal calcolo. Per la valutazione dei fattori ξ_{a3} e ξ_{a4} , si deve tener conto che i profili d'indagine sono quelli che consentono la completa identificazione del modello geotecnico di sottosuolo per il terreno di fondazione dell'ancoraggio.

$$R_{ak} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{a,c})_{medio}}{\xi_{a3}}; \frac{(R_{a,c})_{min}}{\xi_{a4}} \right\}$$

Nella valutazione analitica della resistenza allo sfilamento degli ancoraggi non si applicano coefficienti parziali di sicurezza sui valori caratteristici della resistenza del terreno; si fa quindi riferimento ai coefficienti parziali di sicurezza M1.

Tabella 8 – Fattori di correlazione per derivare la resistenza caratteristica dalle prove geotecniche, in funzione del numero n di profili d'indagine

numero di profili di indagine	1	2	3	4	≥ 5
ξ_{a3}	1,80	1,75	1,70	1,65	1,60
ξ_{a4}	1,80	1,70	1,65	1,60	1,55

Nei tiranti il cui tratto libero è realizzato con trefoli di acciaio armonico, nel rispetto della gerarchia delle resistenze, si deve verificare che la resistenza allo snervamento del tratto libero sia sempre maggiore della resistenza a sfilamento della fondazione dell'ancoraggio.

Con tale criterio si riporta la verifica dei tiranti della paratia; anche per questa verifica in via cautelativa si considera una sola verticale indagata per la scelta dei parametri ξ_3 e ξ_4 .

Di seguito si riporta la scheda di calcolo, ricordando che il tirante è costituito da 3 trefoli 0.6" e presenta lunghezza del bulbo di fondazione pari a 6.0 m e lunghezza libera pari a 8.0 m.

TIRANTI DI ANCORAGGIO**LAVORO:** Imbocco Piancone Paratia Vasca - Sezione B**DATI DI INPUT:**

Terreno: **roccia**
 Tirante tipo:
 Diametro trefolo: $d_{tre} =$ **15,2** (mm)
 Numero trefoli: $n =$ **3**
 Area singolo trefolo $A_t:$ **150** (mm²)
 Area complessiva dell'acciaio ($A = n \cdot A_t$): **450** (mm²)
 Diametro equivalente dei trefoli $Deq = (A \cdot 4/\pi)^{0.5}$ $Deq =$ **23,94** (mm)
 Tensione caratteristica di rottura dell'acciaio (f_{ptk}) **1860** (Mpa)
 Tensione caratt. all'1% di deformazione dell'acciaio ($f_{p(1\%)}$) **1670** (Mpa)
 Malta di iniezione Rck: **30** (Mpa)
 Adesione malta-acciaio e malta-corrugato: $\tau_{cls} =$ **0,60** (Mpa)
 Tipologia di ancoraggio

coefficienti parziali		Azioni		Resistenze Terreno	
Metodo di calcolo		permanenti	variabili	permanenti	temporanei
		γ_G	γ_Q	γ_s	γ_s
NTC 2008 - A1+M1+R3	<input checked="" type="radio"/>	1,30	1,50	1,20	1,10
NTC 2008 - A1+M1+R3 - sisma	<input type="radio"/>	1,00	1,00	1,20	1,10
definiti dall'utente	<input type="radio"/>	1,00	1,00	2,50	2,00

n	1	2	3	4	>= 5
ξ_3	1,80	1,75	1,70	1,65	1,60
ξ_4	1,80	1,70	1,65	1,60	1,55

Numero di verticali indagate

N_G Azione permanente sul tirante: **96** (kN)
 N_Q Azione variabile sul tirante: **0** (kN)
 N_t Azione di calcolo ($N_G \cdot \gamma_G + N_Q \cdot \gamma_Q$): **124,8** (kN)

Aderenza Malta -Terreno	$L = Nt \cdot Fs / (Ds \cdot \pi \cdot s_d)$
--------------------------------	--

D (cm) Diametro della perforazione =	130	(mm)
α (-) Coeff. moltiplicativo =	1,2	
Ds (cm) Diametro di calcolo ($Ds = \alpha \cdot D$) =	156	(mm)
s_k (MPa) tensione unitaria media di aderenza malta - terreno =	0,40	(Mpa)
s_k (MPa) tensione unitaria minima di aderenza malta - terreno =	0,40	(Mpa)
s_d (MPa) tensione unitaria di progetto aderenza malta - terreno =	0,20	(Mpa)
$s_d = \text{Min}(s_{med}/\xi_3 \gamma_s ; s_{min}/\xi_4 \gamma_s)$		
L1 =	1,26	(m)

Aderenza Malta - Corrugato	$L = Nt / (Dcorr \cdot \pi \cdot \tau_{cls})$
-----------------------------------	---

Dcorr Diametro del corrugato =	60	(mm)
L2 =	1,10	(m)

Aderenza Acciaio - Malta	$L = Nt / (d \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \pi \cdot \tau_{cls})$
---------------------------------	---

d (cm) somma dei diametri dei fili, trefoli, barre, contenuti in una unica guaina

d = n*dtre : 45,6

γ coefficiente correttivo dipendente dallo stato delle superfici, e dall'eventuale presenza di dispositivi di ancoraggio profondi

$\gamma =$ 2

Tabella 1 - Valori di γ per diversi tipi di tirante

TIPOLOGIA	γ
filo liscio, trefoli compatti, puliti allo stato naturale	1,3
trefolo normale o barre corrugate pulite allo stato naturale	2
filii lisci, barre lisce, trefoli compatti, unti o verniciati	0,75 - 0,85
filii lisci con ringrossi o "compression grip" alla estremità profonda, barre lisce con dado e rondella alla estremità profonda	1,7
trefoli normali con "compression grip" alla estremità profonda	2,5

δ = coefficiente correttivo dipendente dal numero dei tiranti elementari contenuti in ciascuna guaina di perforazione

$$\delta = 0,81$$

Tabella 2 - valori di δ per elementi di tensione contenuti in una stessa guaina o perforazione, separati da distanziatori che costringono ad allargamenti e strozzature del fascio

n	1	2	3	4	5	6
δ	1	0,89	0,81	0,72	0,63	0,55

n	7	8	9	10	11	12
δ	0,48	0,42	0,36	0,32	0,28	0,24

n.b.: n numero di fili, barre, trefoli contenuti nella stessa guaina o perforazione

Tabella 3 - valori di δ per elementi di tensione paralleli contenuti in una stessa guaina o perforazione

n	1	2	3	4
δ	1	0,8	0,6	0,5

Per più di quattro elementi in una sola perforazione o guaina, assumere il diametro minimo circoscritto a tutti gli elementi, anziché la somma dei singoli diametri.

$$L3 = 0,90 \quad (\text{m})$$

L lunghezza della fondazione (bulbo)

$$L = \max(L1, L2, L3) = 1,26 \quad (\text{m})$$

$$\text{Lunghezza effettiva utilizzata} = 6 \quad (\text{m})$$

$$\text{Resistenza ultima allo sfilamento} = 594 \quad (\text{kN})$$

Verifica a trazione dell'armatura

Tiro iniziale (D.M. 14/01/2008 - par. 4.1.8.1.5)

$$T_i = 360 \quad (\text{kN})$$

$$\sigma_{spi} = 0,9 \cdot f_{p(1)k} = 1503 \quad (\text{Mpa})$$

$$\sigma_{spi} = 0,6 \cdot f_{ptk} = 1116 \quad (\text{Mpa})$$

$$\sigma_i = T_i / (n \cdot A_t) = 800 \quad (\text{Mpa})$$

ok, Tensione iniziale verificata

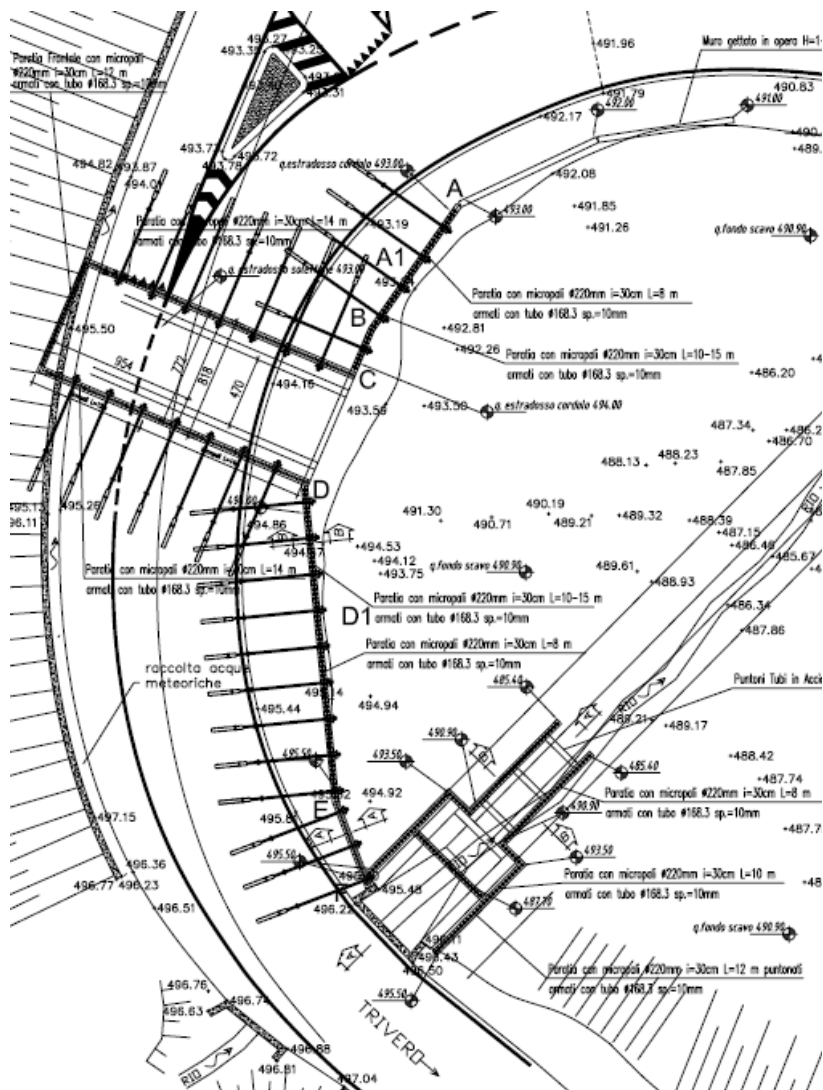
Tiro finale

$$N = N_G + N_Q = 124,8 \quad (\text{kN})$$

$$\text{AICAP} \quad N \leq 90\% (0,6 \cdot f_{ptk} \cdot n \cdot A_t) = 452 \quad (\text{kN}) \quad \text{verifica soddisfatta}$$

5.7. Imbocco Coggiola

L'imbocco della galleria è ubicato in un tratto di versante poco acclive, in corrispondenza dell'ultimo tornante della strada che da Trivero scende verso Coggiola (v. stralcio planimetrico riportato nella fig. seguente).



In particolare è stato deciso di realizzare un primo tratto di galleria in artificiale (tra paratie di micropali) nel tratto di attraversamento della strada di Coggiola (che non potrà essere interrotta durante i lavori).

In questo tratto lo scavo procederà al di sotto del solettone gettato in opera che collegherà la testa dei micropali.

Per lo scavo del piazzale antistante l'imbocco, che avrà anche una funzione di stoccaggio, carico e scarico di materiali durante i lavori, sono stati previsti aggiuntivi scavi, pure sostenuti da micropali

per evitare interferenze con la strada che, come detto, deve rimanere in esercizio nel corso dei lavori.

La scelta di micropali è dovuta alla presenza di rocce al di sotto della copertura detritica, il che avrebbe comportato notevoli difficoltà nell'esecuzione di pali di grande diametro.

5.8. Descrizione dell'intervento proposto

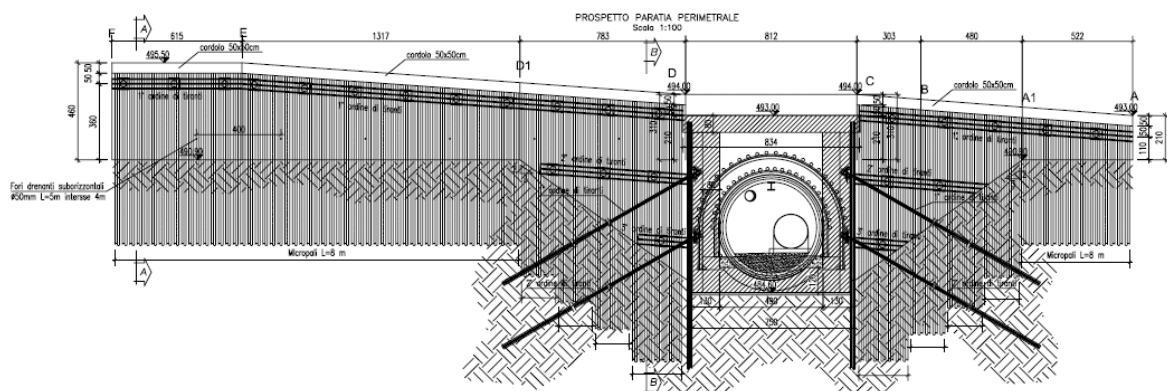
In tratto di paratia in progetto è di circa 48 m di lunghezza, suddiviso in 6 campi in cui le opere di sostegno sono sostenute rispettivamente da un ordine di tiranti (tratti F-E-D1 e A1-A), due ordini di tiranti (tratto B-A1 e parte D1-D) e 3 ordini di tiranti (tratto C-B e parte D1-D).

Tutti i tiranti sono stati previsti a tre trefoli da 0,6", di lunghezza libera rispettivamente di 14 m (primo ordine), 8 m (secondo ordine) e 6 m (terzo ordine).

Il bulbo di ancoraggio è previsto sempre da 8 m. Il diametro della perforazione è di 130 mm.

L'azione di contrasto dei tiranti è distribuita sui micropali tramite un cordolo di cls armato.

Di seguito si riporta un prospetto delle previste opere di sostegno.



In particolare sono state previste due tipologie di sezioni tipo. La prima sezione (tipo A) predominante sulla lunghezza dell'intervento, di sostegno di uno scavo di 4.6 m, costituita da una paratia di micropali \varnothing 220 mm armati con tubi di acciaio \varnothing 168.3 mm, sp. 12.5 mm, della lunghezza di 8.3 m (nella profondità di scavo deve essere considerato anche lo spesso di 50 cm del cordolo di testa), posti con interasse 30 cm.

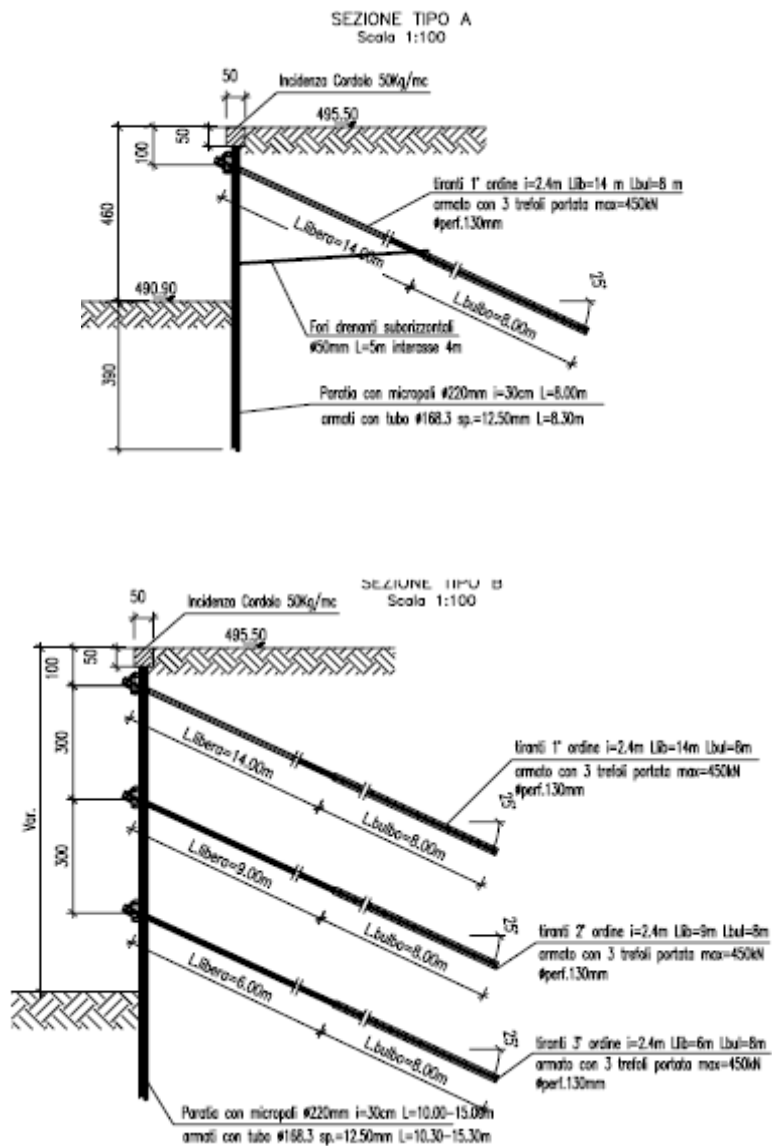
La seconda sezione (tipo B), del tutto marginale in termini di sviluppo longitudinale, sostiene uno scavo di altezza variabile fino ad un massimo di 8.2 m, sostenuta da 3 ordini di tiranti da 3 trefoli posti a 2.4 m di interasse e su file distanziate di 3 m. Il diametro della perforazione è stata posta a 130 mm.

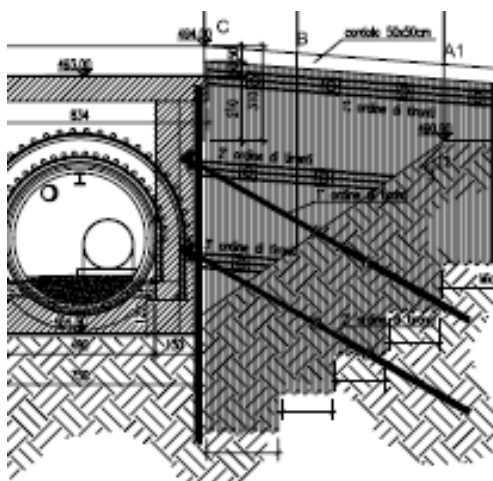
I tiranti sono perforati con inclinazione di 25° verso il basso.

La lunghezza del bulbo di ancoraggio è sempre stata posta a 8 m, mentre le rispettive lunghezze libere sono state poste rispettivamente pari a 14 m (1° ordine), 9 m (2° ordine) e 6 m (3° ordine).

Per lo sfogo di eventuali venute d'acqua sul fronte di scavo è stata prevista una fila di drenaggi suborizzontali di 5 m di lunghezza e di 50 mm di diametro, posti ad interasse di 4.0 m.

Nella figura seguente è riportato uno schema delle sezioni tipo.





5.8.1 Criteri generali

Anche in questo caso, per il dimensionamento delle opere, ci si è basati facendo riferimento a quanto stabilito nelle NTC "Paratie" con le assunzioni richiamate nel precedente capitolo 5.6.1, cui si rimanda integralmente.

5.8.2 Azione sismica di progetto

La paratia costituente il sostegno della galleria artificiale di imbocco della galleria costituisce un'opera di tipo provvisoria che non appena terminate le operazioni di scavo verrà affiancata dal rivestimento definitivo della galleria; per il suo dimensionamento non è stata considerata l'azione sismica.

Anche le paratie di sostegno del tornante, a presidio dello scavo del piazzale sottostante, sono di tipo provvisoria; tuttavia le stesse rimarranno in esercizio per un tempo superiore ai 2 anni in quanto esse, come detto, assumono funzione di sostegno del piazzale antistante l'imbocco, che avrà anche una funzione di stoccaggio, carico e scarico di materiali durante i lavori di costruzione della diga che certamente si protrarranno per lungo periodo.

In questi casi le NTC (al punto 2.4.3) impone, per la valutazione dell'azione sismica di progetto, che la vita di riferimento minima dell'opera debba comunque risultare non inferiore a 35 anni.

Assunto quindi V_R pari a 35 anni, per il sito in esame, per le condizioni di SLC,



(Latitudine 45.684° – Longitudine 8.178°):

è risultato $a_g = 0.048 \text{ g}$.

La massima accelerazione orizzontale a_{\max} attesa al sito è stata quindi ricavata per mezzo dell'espressione:

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

in cui considerando:

$S_S = 1$ (coefficiente di amplificazione stratigrafica), valido per terreni di tipo A;

$S_T = 1$ (coefficiente di amplificazione topografica), valido per opere non ubicate in corrispondenza della sommità/cresta del pendio

si ottiene:

$$a_{\max} = S_S \times S_T \times a_g = 0.048 \text{ g}.$$

Il D.M. 14/01/2008 propone, per le verifiche di stabilità di paratie in condizioni sismiche, l'impiego di un metodo pseudostatico, in cui i coefficienti sismici orizzontali e verticali valgono rispettivamente:

$$k_{ah} = \alpha \beta \times a_{\max} / g$$

dove $\alpha = 1$ per sottosuoli tipo A e β è un coefficiente riduttivo funzione della capacità dell'opera di subire spostamenti u_s senza cadute di resistenza per i quali è stato assunto $u_s \leq 0.005 H$

Nel caso in esame è stato assunto $\beta = 0.5$.

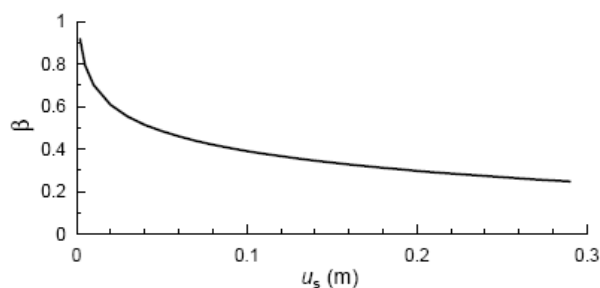


Figura 7.11.3 – Diagramma per la valutazione del coefficiente di spostamento β .

Con le suddette ipotesi i coefficienti sismici orizzontali e verticali sono rispettivamente risultati:

Coefficiente sismico orizzontale $k_h = 0.5 \times 0.048 = 0.024$

Coefficiente sismico verticale $k_v = \pm 0.5 \times 0.032 = \pm 0.012$

5.8.3 Verifiche geotecniche

Paratia di sostegno della galleria in artificiale

Come riportato in relazione geologica le perforazioni eseguite in corrispondenza dell'opera hanno riportato una copertura di materiali di riporto (rilevato stradale) e terreni detritici che dal piede del pendio al ciglio di valle del tornante interessa spessori che gradatamente aumentano da 6 m a massimi di 13 m.

Al di sotto della copertura detritica sono state attraversate brecce litoidi formate da aggregati di rocce cementate.

Come schema di geotecnico di calcolo ci si è posti nella posizione più cautelativa e pertanto è stata considerata una copertura detritica di 11 m di spessore (tenuto conto che la paratia verrà perforata a partire da un preliminare sbancamento di circa un paio di metri atto a contenere l'ingombro del solettone di copertura), al quale sono stati assegnati parametri meccanici tipici del litotipo (peso di volume 20 kN/m^3 , coesione nulla ed angolo di attrito φ' di 30°). Al di sotto di tali terreni è stata considerata la presenza delle brecce cementate, dotate di una certa coesione; nello specifico sono state assunte le seguenti grandezze: peso di volume 24 kN/m^3 , coesione pari a 100 kPa ed angolo di attrito φ' di 40° .

Ancorché le indagini geognostiche non hanno rinvenuto presenza di acqua, è stata cautelativamente considerata la presenza di una falda idrica posta al piano di scavo, in ragione del fatto che nel piazzale antistante confluiscono le acque provenienti da un piccolo rio di scolo e

pertanto, in periodi di intense precipitazioni, si potrebbe innalzare il regime piezometrico del sottosuolo.

Il calcolo delle paratie del tratto di galleria in artificiale è stato condotto simulando, con un codice di calcolo, le varie fasi di scavo, che nello specifico hanno visto 6 distinte fasi, di cui n.3 di scavo e n.3 fasi di messa in opera del puntone e dei tiranti; nello specifico le fasi sono descritte come di seguito:

fase 1) messa in opera del puntone di testa e messa in carico del solettone di copertura in termini di sovraccarico e di momento agente alla testa dei pali;

fase 2) scavo a -3.5 m di profondità dalla testa della paratia;

fase 3) messa in opera della prima fila di tiranti a -3 m dalla testa della paratia;

fase 4) scavo a -6.5 m di profondità dalla testa della paratia;

fase 5) messa in opera della seconda fila di tiranti a -6 m dalla testa della paratia;

fase 6) scavo finale a - 8 m dalla testa della paratia.

La rigidità dei tiranti è stata calcolata con la formula: $EA/[i \times (L_{lib} + 0,5 L_{anc})]$

dove:

E modulo di deformabilità dell'acciaio;
 A Area del tirante
 i interasse;
 L_{lib} lunghezza libera del tirante
 L_{anc} lunghezza di ancoraggio del tirante

La rigidità del puntone è stata calcolata con la formula: EA/L

dove:

E modulo di deformabilità del calcestruzzo = $22000 (f_{cm}/10)^{0.3} = 31475 \text{ N/mm}^2$
 A Area del puntone = 0.8 m^2
 L lunghezza del puntone = 7 m

Ai fini della determinazione dello stato tensionale iniziale è stato assunto un valore di k_0 (rapporto tra la tensione orizzontale e verticale efficace) pari a $1 - \text{sen}\phi'$.

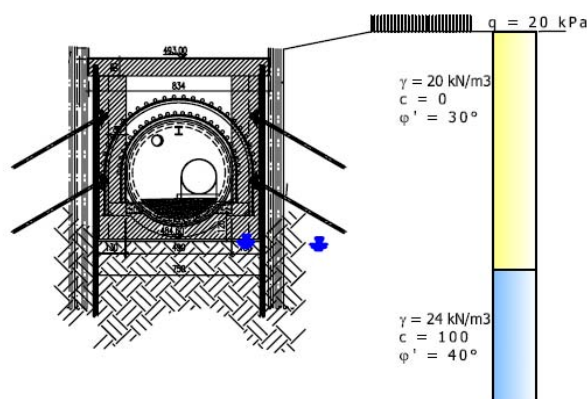
Ai fini del calcolo del coefficiente di spinta attiva per la determinazione dei coefficienti di spinta attivi e passivi è stata usata la formula di Lancellotta (2002) in precedenza richiamata; con le previste ipotesi di stratificazione di terreno è risultato pertanto:

angolo di attrito φ'	K_a	K_p
30°	0,285	4,633
40°	0,182	9,573

Per il dimensionamento delle opere, in aggiunta ai pesi propri dei terreni, nel calcolo è stata considerata un carico permanente determinato dal peso del solettone e del rinterro soprastante complessivamente posti pari a 34 kN/m^2 , cui è stato aggiunto un sovraccarico accidentale, sempre uniformemente distribuito, di ulteriori 20 kN/m^2 .

La presenza del carico uniformemente distribuito sul solettone di base determina inoltre la presenza di un momento in testa ai micropali costituenti la paratia, che è stato posto pari al momento di semi incastro di una trave e pari a $1/24 pL^2$; tale valore è risultato di 81 kNm/m nel caso siano presenti i soli carichi permanenti e di 122 kNm/m , nel caso in cui siano presenti anche i carichi accidentali.

Si riporta lo schema di calcolo

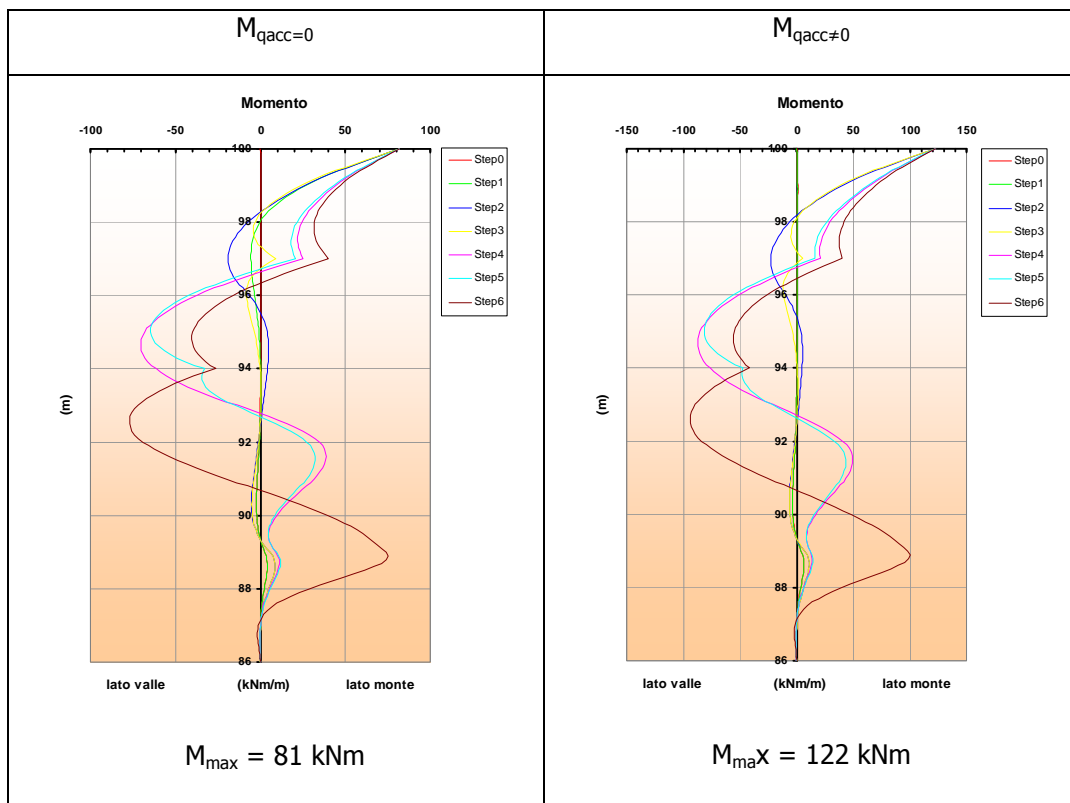


Con tali assunzioni sono stati calcolati i momenti e le forze massime agenti sulle paratie e nei tiranti con la seguente procedura:

$$M_{SLU} = M_{q=0} \gamma_G + (M_{q \neq 0} - M_{q=0}) \gamma_Q$$

$$F_{a SLU} = F_{a q=0} \gamma_G + (F_{a q \neq 0} - F_{a q=0}) \gamma_Q$$

Dai calcoli condotti, riportati in appendice, è risultato:



Gli sforzi nei tiranti massimi sono risultati, $F_{a \text{ qacc}=0} = 118.3 \text{ kN/m}$ e $F_{a \text{ qacc} \neq 0} = 128 \text{ kN/m}$.

Da tali dati cui si ricava:

$$M_{SLU} = M_{q=0} 1,3 + (M_{q \neq 0} - M_{q=0}) 1,5 = 81 \times 1,3 + (122-81) \times 1,5 = 167 \text{ kNm (da cui } M_{PALO} = 167 \times 0,3 \cong 50 \text{ kNm)}$$

$$F_{a \text{ SLU}} = F_{a \text{ q}=0} 1,3 + (F_{a \text{ q} \neq 0} - F_{a \text{ q}=0}) 1,5 = 118 \times 1,3 + (128-118) \times 1,5 = 168.4 \text{ kN da cui } T = 168.4 \times 2,4 \cong 404 \text{ kN}$$

Il tubo d'armatura (acciaio S355J0) presente all'interno del micropalo ha un diametro $\varnothing 168.3 \text{ mm}$ e spessore $s=10 \text{ mm}$; il momento plastico M_{pl} della sezione del tubo, date le seguenti caratteristiche assunte per il profilato:

$$\text{Area} = 4973 \text{ mm}^2;$$

$$f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2;$$

$$W_{pl} = 250940 \text{ mm}^3;$$

$$\gamma_{M,0}=1.05;$$

risulta essere $M_{pl} = 85 \text{ kNm} > M_{max}=50 \text{ kNm}$

Il momento plastico è quindi maggiore del massimo momento flettente agente allo SLU sul micropalo.

Per quanto riguarda i tiranti, si riporta nel seguito la scheda di calcolo, eseguita con gli stessi criteri enunciati nei paragrafi che precedono.

TIRANTI DI ANCORAGGIO

LAVORO: Imbocco Coggiola - Paratia di sostegno galleria artificiale

DATI DI INPUT:

Terreno: roccia alterata

Tirante tipo:

Diametro trefolo: $d_{tre} = 15,2$ (mm)

Numero trefoli: $n = 3$

Area singolo trefolo A_t : 150 (mm²)

Area complessiva dell'acciaio ($A = n \cdot A_t$): 450 (mm²)

Diametro equivalente dei trefoli $Deq = (A \cdot 4/\pi)^{0,5}$ $Deq = 23,94$ (mm)

Tensione caratteristica di rottura dell'acciaio (f_{ptk}) 1860 (Mpa)

Tensione caratt. all'1% di deformazione dell'acciaio ($f_{p(1\%)}$) 1670 (Mpa)

Malta di iniezione R_{ck} : 30 (Mpa)

Adesione malta-acciaio e malta-corrugato: $\tau_{cls} = 0,60$ (Mpa)

Tipologia di ancoraggio ▼

coefficienti parziali		Azioni		Resistenze Terreno	
		permanenti	variabili	permanenti	temporanei
Metodo di calcolo		γ_G	γ_Q	γ_s	γ_s
NTC 2008 - A1+M1+R3	☉	1,30	1,50	1,20	1,10
NTC 2008 - A1+M1+R3 - sisma	○	1,00	1,00	1,20	1,10
definiti dall'utente	○	1,00	1,00	2,50	2,00

n	1	2	3	4	>= 5
ξ_3	1,80	1,75	1,70	1,65	1,60
ξ_4	1,80	1,70	1,65	1,60	1,55

Numero di verticali indagate

▼

N_G Azione permanente sul tirante: 284 (kN)

N_Q Azione variabile sul tirante: 24 (kN)

N_t Azione di calcolo ($N_G \cdot \gamma_G + N_Q \cdot \gamma_Q$): 405,2 (kN)

Aderenza Malta -Terreno	$L = Nt \cdot F_s / (D_s \cdot \pi \cdot s_d)$
--------------------------------	--

D (cm) Diametro della perforazione =	130	(mm)
α (-) Coeff. moltiplicativo =	1,2	
Ds (cm) Diametro di calcolo ($D_s = \alpha \cdot D$) =	156	(mm)
s_k (MPa) tensione unitaria media di aderenza malta - terreno =	0,40	(Mpa)
s_k (MPa) tensione unitaria minima di aderenza malta - terreno =	0,40	(Mpa)
s_d (MPa) tensione unitaria di progetto aderenza malta - terreno =	0,20	(Mpa)
$s_d = \text{Min}(s_{med}/\xi_3 \gamma_s ; s_{min}/\xi_4 \gamma_s)$		
L1 =	4,09	(m)

Aderenza Malta - Corrugato	$L = Nt / (D_{corr} \cdot \pi \cdot \tau_{cls})$
-----------------------------------	--

Dcorr Diametro del corrugato =	60	(mm)
L2 =	3,58	(m)

Aderenza Acciaio - Malta	$L = Nt / (d \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \pi \cdot \tau_{cls})$
---------------------------------	---

d (cm) somma dei diametri dei fili, trefoli, barre, contenuti in una unica guaina

d = n*dtre : 45,6

γ coefficiente correttivo dipendente dallo stato delle superfici, e dall'eventuale presenza di dispositivi di ancoraggio profondi

$\gamma = 2$

Tabella 1 - Valori di γ per diversi tipi di tirante

TIPOLOGIA	γ
filo liscio, trefoli compatti, puliti allo stato naturale	1,3
trefolo normale o barre corrugate pulite allo stato naturale	2
fili lisci, barre lisce, trefoli compatti, unti o verniciati	0,75 - 0,85
fili lisci con ringrossi o "compression grip" alla estremità profonda, barre lisce con dado e rondella alla estremità profonda	1,7
trefoli normali con "compression grip" alla estremità profonda	2,5

δ = coefficiente correttivo dipendente dal numero dei tiranti elementari contenuti in ciascuna guaina di perforazione

$$\delta = 0,81$$

Tabella 2 - valori di δ per elementi di tensione contenuti in una stessa guaina o perforazione, separati da distanziatori che costringono ad allargamenti e strozzature del fascio

n	1	2	3	4	5	6
δ	1	0,89	0,81	0,72	0,63	0,55

n	7	8	9	10	11	12
δ	0,48	0,42	0,36	0,32	0,28	0,24

n.b.: n numero di fili, barre, trefoli contenuti nella stessa guaina o perforazione

Tabella 3 - valori di δ per elementi di tensione paralleli contenuti in una stessa guaina o perforazione

n	1	2	3	4
δ	1	0,8	0,6	0,5

Per più di quattro elementi in una sola perforazione o guaina, assumere il diametro minimo circoscritto a tutti gli elementi, anziché la somma dei singoli diametri.

$$L3 = 2,91 \quad (\text{m})$$

L lunghezza della fondazione (bulbo)

$$L = \max(L1, L2, L3) = 4,09 \quad (\text{m})$$

$$\text{Lunghezza effettiva utilizzata} = 8 \quad (\text{m})$$

$$\text{Resistenza ultima allo sfilamento} = 792 \quad (\text{kN})$$

Verifica a trazione dell'armatura

Tiro iniziale (D.M. 14/01/2008 - par. 4.1.8.1.5)

$$T_i = 360 \quad (\text{kN})$$

$$\sigma_{spi} = 0,9 \cdot f_{p(1)k} = 1503 \quad (\text{Mpa})$$

$$\sigma_{spi} = 0,6 \cdot f_{ptk} = 1116 \quad (\text{Mpa})$$

$$\sigma_i = T_i / (n \cdot A_t) = 800 \quad (\text{Mpa})$$

ok, Tensione iniziale verificata

Tiro finale

$$N = N_G + N_Q = 405,2 \quad (\text{kN})$$

$$\text{AICAP} \quad N \leq 90\% (0,6 \cdot f_{ptk} \cdot n \cdot A_t) = 452 \quad (\text{kN}) \quad \text{verifica soddisfatta}$$

Paratia di sostegno del tornante

Come schema geotecnico del sottosuolo, coerentemente con lo schema assunto per il dimensionamento delle paratie di sostegno del tratto di galleria in artificiale, si è assunto la presenza di un consistente strato di terreno di riporto, costituente l'attuale sede stradale, che interesserà per intero l'opera in esame.

A detto materiale sono stati assegnati parametri meccanici tipici del litotipo (peso di volume 20 kN/m³, coesione nulla ed angolo di attrito φ' di 30°).

In questo caso, ai fini del calcolo, non è stata considerata presenza di acqua di falda in quanto l'opera si sviluppa a quote superiori a quelle del piano di lavoro del piazzale sottostante.

Per il calcolo del coefficiente di spinta in fase sismica per stati di spinta attivi e per $\beta \leq \phi - \theta$ si è impiegata la formula di Mononobe e Okabe

$$K_s = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \vartheta)}{\cos \vartheta \cdot \sin^2 \psi \cdot \sin(\psi - \vartheta - \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta - \vartheta)}{\sin(\psi - \vartheta - \delta) \cdot \sin(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

dove:

β	angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale del terreno a monte
γ	peso specifico del terreno a monte
φ'	angolo di attrito interno del terreno da rilevato
ψ	inclinazione del paramento interno
δ	attrito calcestruzzo del paramento verticale-terreno

$$\vartheta^- = \arctan \frac{k_h}{1 - k_v}; \quad \vartheta^+ = \arctan \frac{k_h}{1 + k_v};$$

Per il calcolo del coefficiente di spinta sismico in condizioni passive si è usata la seguente formulazione (Lancellotta, 2007)

$$K_{PE} = \left[\frac{\cos \delta}{\cos(\varepsilon - \theta) - \sqrt{\sin^2 \varphi - \sin^2(\varepsilon - \theta)}} \cdot (\cos \delta + \sqrt{\sin^2 \varphi - \sin^2 \delta}) \right] \cdot e^{2\psi \tan \varphi}$$

$$\psi = 0.5 \left\{ \arcsin \left(\frac{\sin \delta}{\sin \varphi} \right) + \arcsin \left[\frac{\sin(\varepsilon - \theta)}{\sin \varphi} \right] + \delta + (\varepsilon - \theta) + 2\theta \right\}$$

$$\theta = \arctan \frac{k_h}{1 - k_v}$$

Il calcolo della paratia è stato condotto simulando, con un codice di calcolo, le varie fasi di scavo, che nello specifico hanno visto 3 distinte fasi, di cui n.2 di scavo e n.1 fasi di messa in opera dei tiranti; nello specifico le fasi sono descritte come di seguito:

fase 1) scavo a -1.5 m di profondità dalla testa della paratia;

fase 2) messa in opera della fila di tiranti a -1 m dalla testa della paratia;

fase 3) scavo finale a - 4.6 m dalla testa della paratia.

La rigidezza dei tiranti è stata calcolata con la formula: $EA/[i \times (L_{lib} + 0,5 L_{anc})]$

dove:

E modulo di deformabilità dell'acciaio;

A Area del tirante

i interasse;

L_{lib} lunghezza libera del tirante

L_{anc} lunghezza di ancoraggio del tirante

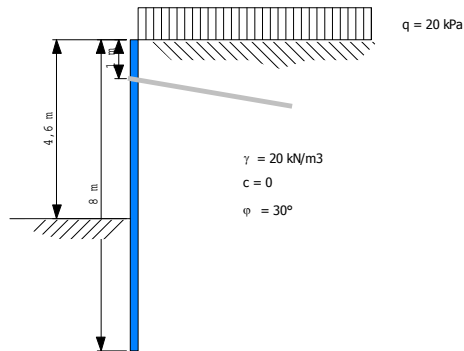
Ai fini della determinazione dello stato tensionale iniziale è stato assunto un valore di k_0 (rapporto tra la tensione orizzontale e verticale efficace) pari a $1 - \sin \varphi'$

Per il calcolo del coefficiente di spinta attiva è stata usata la richiamata formula di Lancellotta (2002) e pertanto, con le previste ipotesi di stratificazione di terreno è risultato:

angolo di attrito φ'	K_a	K_p
30°	0,285	4,633

Nel calcolo, in aggiunta ai pesi propri dei terreni, è stato considerato un carico un sovraccarico accidentale di 20 kN/m².

Di seguito si riporta lo schema di calcolo impiegato.

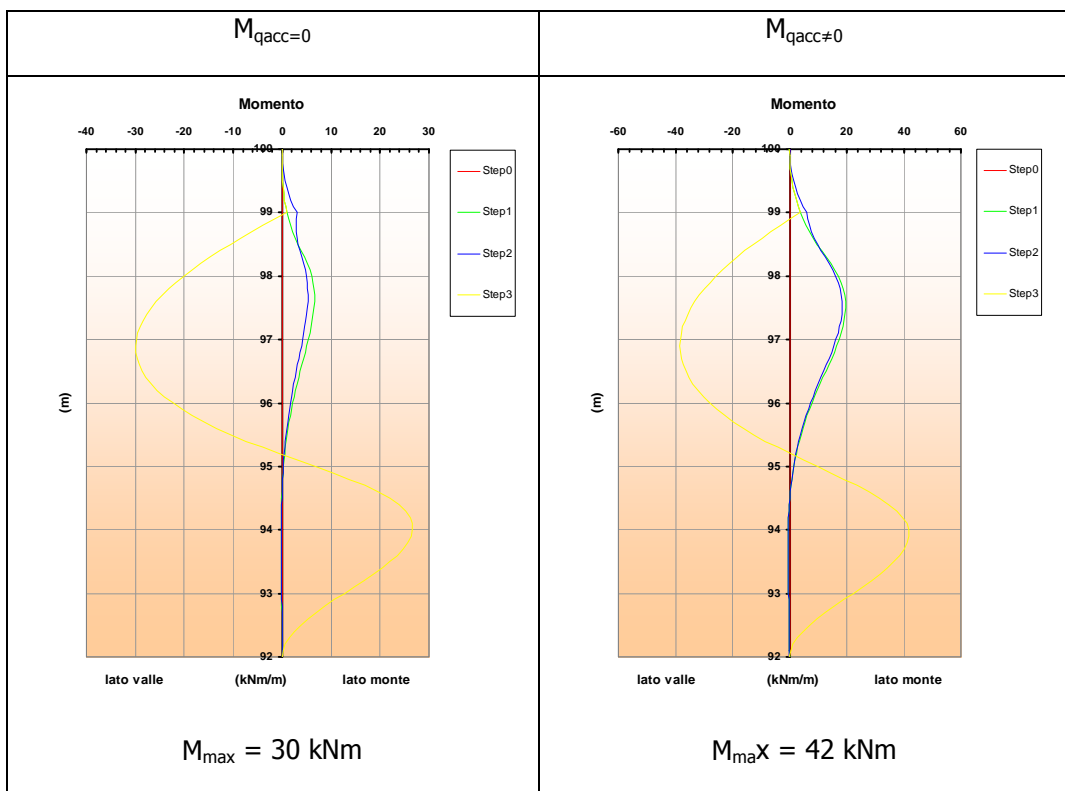


Con tali valori sono stati calcolati i momenti e le forze massime agenti sulle paratie e nei tiranti con la seguente procedura:

$$M_{SLU} = M_{q=0} \gamma_G + (M_{q \neq 0} - M_{q=0}) \gamma_Q$$

$$F_{a \text{ SLU}} = F_{a \text{ q=0}} \gamma_G + (F_{a \text{ q} \neq 0} - F_{a \text{ q=0}}) \gamma_Q$$

Dai calcoli condotti, riportati in appendice, è risultato:



Gli sforzi nei tiranti massimi sono risultati, $F_{a\ qacc=0} = 30\text{ kN/m}$ e $F_{a\ qacc\neq 0} = 50\text{ kN/m}$.

Da tali dati cui si ricava:

$$M_{SLU} = M_{q=0} 1,3 + (M_{q\neq 0} - M_{q=0}) 1,5 = 30 \times 1,3 + (42-30) \times 1,5 = 57\text{ kNm} \text{ (da cui } M_{PALO} = 57 \times 0,3 \cong 18\text{ kNm)}$$

$$F_{a\ SLU} = F_{a\ q=0} 1,3 + (F_{a\ q\neq 0} - F_{a\ q=0}) 1,5 = 30 \times 1,3 + (50-30) \times 1,5 = 69\text{ kN} \text{ da cui } T = 69 \times 2,4 \cong 166\text{ kN}$$

Il tubo d'armatura (acciaio S355J0) presente all'interno del micropalo ha un diametro $\varnothing 168,3\text{ mm}$ e spessore $s=10\text{ mm}$; il momento plastico M_{pl} della sezione del tubo, date le seguenti caratteristiche assunte per il profilato:

$$\text{Area} = 4973\text{ mm}^2;$$

$$f_{yk} = 355\text{ N/mm}^2;$$

$$W_{pl} = 250940\text{ mm}^3;$$

$$\gamma_{M,0}=1.05;$$

risulta essere $M_{pl} = 85\text{ kNm} > M_{max}=18\text{ kNm}$

Il momento plastico è quindi maggiore del massimo momento flettente agente allo SLU sul micropalo.

Per quanto riguarda i tiranti, si riporta nel seguito la scheda di calcolo, eseguita con gli stessi criteri enunciati nei paragrafi che precedono.

TIRANTI DI ANCORAGGIO

LAVORO: Paratia tomante Coggiola - Verifica STRU

DATI DI INPUT:

Terreno: roccia

Tirante tipo:

Diametro trefolo: $d_{tre} =$ 15,2 (mm)

Numero trefoli: $n =$ 3

Area singolo trefolo A_t : 150 (mm²)

Area complessiva dell'acciaio ($A = n \cdot A_t$): 450 (mm²)

Diametro equivalente dei trefoli $Deq = (A \cdot 4 / \pi)^{0.5}$ $Deq =$ 23,94 (mm)

Tensione caratteristica di rottura dell'acciaio (f_{ptk}) 1860 (Mpa)

Tensione caratt. all'1% di deformazione dell'acciaio ($f_{p(1\%)}$) 1670 (Mpa)

Malta di iniezione Rck: 30 (Mpa)

Adesione malta-acciaio e malta-corrugato: $\tau_{cls} =$ 0,60 (Mpa)

Tipologia di ancoraggio Temporaneo

coefficienti parziali		Azioni		Resistenze Terreno	
		permanenti	variabili	permanenti	temporanei
Metodo di calcolo		γ_G	γ_Q	γ_s	γ_s
NTC 2008 - A1+M1+R3	●	1,30	1,50	1,20	1,10
NTC 2008 - A1+M1+R3 - sisma	○	1,00	1,00	1,20	1,10
definiti dall'utente	○	1,00	1,00	2,50	2,00

n	1	2	3	4	>= 5
ξ_3	1,80	1,75	1,70	1,65	1,60
ξ_4	1,80	1,70	1,65	1,60	1,55

Numero di verticali indagate

n° 1 verticale

N_G Azione permanente sul tirante: 72 (kN)

N_Q Azione variabile sul tirante: 48 (kN)

N_t Azione di calcolo ($N_G \cdot \gamma_G + N_Q \cdot \gamma_Q$): 165,6 (kN)

Aderenza Malta -Terreno $L = Nt \cdot F_s / (D_s \cdot \pi \cdot s_d)$

D (cm) Diametro della perforazione =	130	(mm)
α (-) Coeff. moltiplicativo =	1,2	
Ds (cm) Diametro di calcolo ($D_s = \alpha \cdot D$) =	156	(mm)
s_k (MPa) tensione unitaria media di aderenza malta - terreno =	0,40	(Mpa)
s_k (MPa) tensione unitaria minima di aderenza malta - terreno =	0,40	(Mpa)
s_d (MPa) tensione unitaria di progetto aderenza malta - terreno =	0,20	(Mpa)
$s_d = \text{Min}(s_{med}/\xi_3 \gamma_s ; s_{min}/\xi_4 \gamma_s)$		
L1 =	1,67	(m)

Aderenza Malta - Corrugato $L = Nt / (D_{corr} \cdot \pi \cdot \tau_{cls})$

Dcorr Diametro del corrugato =	60	(mm)
L2 =	1,46	(m)

Aderenza Acciaio - Malta $L = Nt / (d \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \pi \cdot \tau_{cls})$

d (cm) somma dei diametri dei fili, trefoli, barre, contenuti in una unica guaina

d = n*dtre : 45,6

γ coefficiente correttivo dipendente dallo stato delle superfici, e dall'eventuale presenza di dispositivi di ancoraggio profondi

$\gamma = 2$

Tabella 1 - Valori di γ per diversi tipi di tirante

TIPOLOGIA	γ
filo liscio, trefoli compatti, puliti allo stato naturale	1,3
trefolo normale o barre corrugate pulite allo stato naturale	2
fili lisci, barre lisce, trefoli compatti, unti o verniciati	0,75 - 0,85
fili lisci con ringrossi o "compression grip" alla estremità profonda, barre lisce con dado e rondella alla estremità profonda	1,7
trefoli normali con "compression grip" alla estremità profonda	2,5

δ = coefficiente correttivo dipendente dal numero dei tiranti elementari contenuti in ciascuna guaina di perforazione

$$\delta = 0,81$$

Tabella 2 - valori di δ per elementi di tensione contenuti in una stessa guaina o perforazione, separati da distanziatori che costringono ad allargamenti e strozzature del fascio

n	1	2	3	4	5	6
δ	1	0,89	0,81	0,72	0,63	0,55

n	7	8	9	10	11	12
δ	0,48	0,42	0,36	0,32	0,28	0,24

n.b.: n numero di fili, barre, trefoli contenuti nella stessa guaina o perforazione

Tabella 3 - valori di δ per elementi di tensione paralleli contenuti in una stessa guaina o perforazione

n	1	2	3	4
δ	1	0,8	0,6	0,5

Per più di quattro elementi in una sola perforazione o guaina, assumere il diametro minimo circoscritto a tutti gli elementi, anziché la somma dei singoli diametri.

$$L3 = 1,19 \quad (\text{m})$$

L lunghezza della fondazione (bulbo)

$$L = \max(L1, L2, L3) = 1,67 \quad (\text{m})$$

$$\text{Lunghezza effettiva utilizzata} = 6 \quad (\text{m})$$

$$\text{Resistenza ultima allo sfilamento} = 594 \quad (\text{kN})$$

Verifica a trazione dell'armatura

Tiro iniziale (D.M. 14/01/2008 - par. 4.1.8.1.5)

$$T_i = 360 \quad (\text{kN})$$

$$\sigma_{spi} = 0,9 \cdot f_{p(1)k} = 1503 \quad (\text{Mpa})$$

$$\sigma_{spi} = 0,6 \cdot f_{ptk} = 1116 \quad (\text{Mpa})$$

$$\sigma_i = T_i / (n \cdot A_t) = 800 \quad (\text{Mpa})$$

ok, Tensione iniziale verificata

Tiro finale

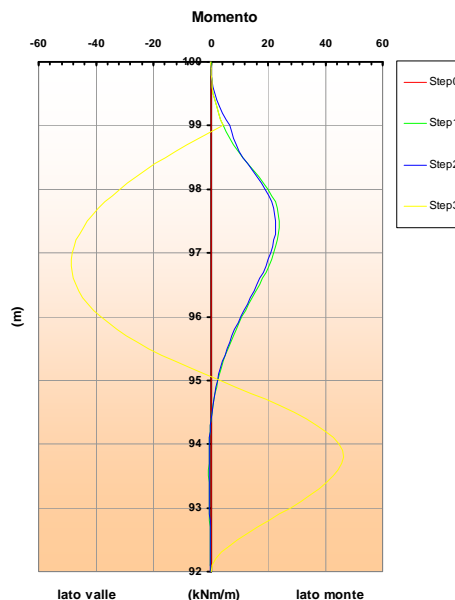
$$N = N_G + N_Q = 165,6 \quad (\text{kN})$$

$$\text{AICAP} \quad N \leq 90\% (0,6 \cdot f_{ptk} \cdot n \cdot A_t) = 452 \quad (\text{kN}) \quad \text{verifica soddisfatta}$$

Il calcolo in precedenza eseguito in condizioni statiche è stato ripetuto in condizioni sismiche, in cui i coefficienti di spinta sono stati maggiorati con la formulazione di Monobe-Okabe (per la spinta attiva) e di Lancellotta 2007 (per la spinta passiva), di seguito riportati:

angolo di attrito φ'	K_a (M.-O.)	K_p (L.)
30°	0,329	4,565

Con tali valori l'involuppo dei momenti è risultato il seguente ($M_{\max} = 48.6 \text{ kNm/m}$):



Il momento massimo risultante sul singolo palo è quindi di $48.6 \times 0.3 = 14.6$ inferiore a quello calcolato con la combinazione STRU (18 kNm).

Considerazioni analoghe possono essere fatte per il tiro complessivo agente sugli ancoraggi, risultato nella condizione sismica pari a 59 kN/m per cui il tiro complessivo sul singolo tirante è risultato pari a $59 \times 2.4 = 141.6 \text{ kN}$, inferiore a quello calcolato con la combinazione STRU (166 kN).

La paratia è stata infine esaminata anche con la combinazione 2 dell'approccio 1 (A2+M2+R1) - verifica di tipo GEO, per accertare la sicurezza nei confronti di possibili meccanismi di collasso del complesso struttura-terreno.

In questo caso i coefficienti di spinta sono quelli determinati con i valori di resistenza di progetto, di seguito riportati, che risultano scalati mediante i coefficienti riduttivi dei materiali (M2):

angolo di attrito φ'	$K_{a,d}$	$K_{p,d}$
30°	0.356	3.372

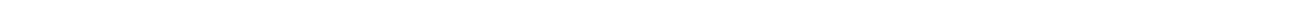
In questo caso, considerando la paratia come un'opera rigida ed esaminandone il comportamento all'equilibrio limite, prendendo come centro di rotazione il punto di applicazione del tirante e calcolando rispetto ad esso i momenti ribaltanti e stabilizzanti si ottiene:

$$M_{\text{rib}} = 1209.5 \text{ kNm/m}$$

$$M_{\text{stab}} = 2286.8 \text{ kNm/m}$$

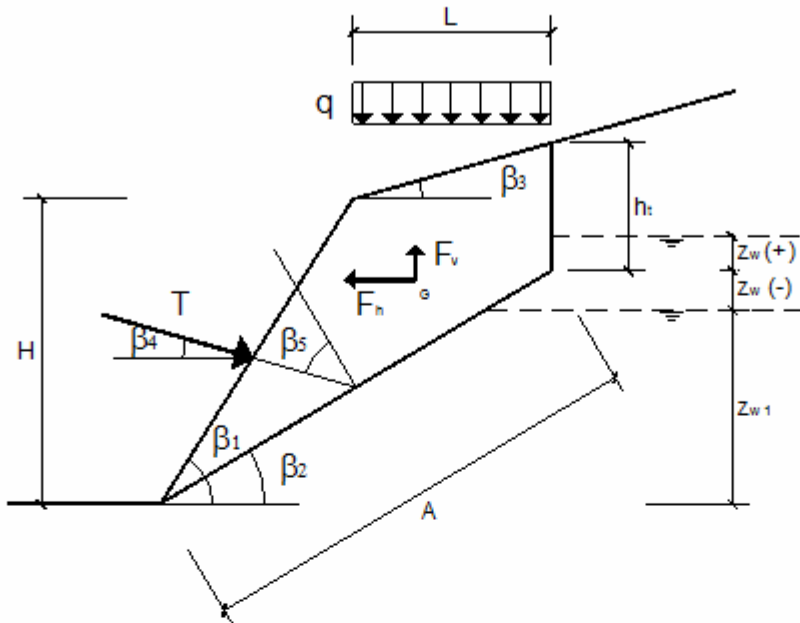
da cui si ricava che $M_{\text{stab}} > M_{\text{rib}}$.

APPENDICE



SCIVOLAMENTO PIANO IN PRESENZA DI "TENSION CRACK"

LAVORO: piancone - sbocco fresa - ricerca minimo F_s variando β_2 - $T=0$



DATI DI INPUT:

Metodo di calcolo		coefficienti parziali			
		azioni		proprietà del terreno	
		permanenti	temporanee variabili	$\tan \varphi'$	c'
Stato limite ultimo	⊙	1,00	1,30	1,25	1,25
Tensioni ammissibili	○	1,00	1,00	1,00	1,00
Definiti dall'utente	○	0,90	1,20	1,50	1,30

		Valori Caratteristici	Valori di Progetto
c'	(kPa)	150,00	120,00
φ'	(°)	60,00	54,18
γ	(kN/mc)	29,00	29,00

$H = 10,00$ (m)

$z_w = 8,27$ (m)

$\beta_1 = 80,00$ (°)

$\beta_2 = 47,73$ (°)

$\beta_3 = 50,00$ (°)

$\beta_4 = 0,00$ (°)

		Valori Caratteristici	Valori di Progetto
q	(kN/mq)	0,00	0,00
T	(kN/m)	0,00	0,00

$$S = 0,20 \quad (-) \quad (\text{Fattore Stratigrafico})$$

$$a_g/g = 0,067 \quad (-) \quad (\text{Accelerazione Orizzontale Max})$$

$$\beta_5 = 90 - \beta_2 - \beta_4 = 42,27 \quad (^\circ)$$

$$L = H \left((\cot\beta_2 \cdot \cot\beta_1)^{0,5} - \cot\beta_1 \right) = 2,24 \quad (\text{m})$$

$$ht = H \left(1 - (\text{tg}\beta_2/\text{tg}\beta_1)^{0,5} \right) + L \text{tg}\beta_3 = 8,27 \quad (\text{m})$$

$$A = \left(H \left(1 - \text{tg}\beta_3/\text{tg}\beta_1 \right) - ht \right) / (\cos\beta_2 (\text{tg}\beta_2 - \text{tg}\beta_3)) = 5,95 \quad (\text{m})$$

$$W = 0,5 \gamma \left(H^2 \left(1 - \text{tg}\beta_2 / \text{tg}\beta_1 \right) \left(1 - \text{tg}\beta_3/\text{tg}\beta_1 \right) / (\text{tg}\beta_2 - \text{tg}\beta_3) \right) - ht / (\text{tg}\beta_2 - \text{tg}\beta_3) = 736,33 \quad (\text{kN/m})$$

$$F_h = 4,93 \quad (\text{kN})$$

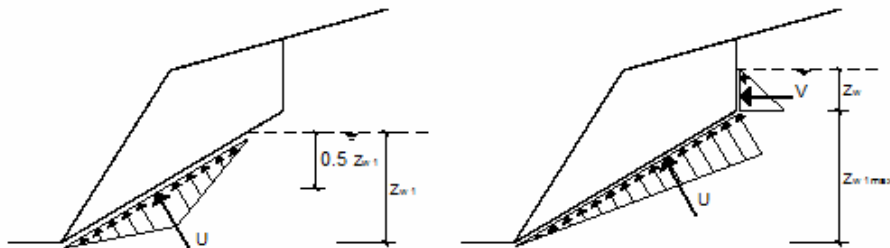
$$F_v = 2,47 \quad (\text{kN})$$

$$z_{w1\text{max}} = A \cdot \sin\beta_2 = 4,40 \quad (\text{m})$$

$$z_{w1} = 4,40 \quad (\text{m})$$

CONDIZIONI IDRAULICHE

($U = U_1$ se la z_{w1} è minore della $z_{w1\text{max}}$, $U = U_2$ nel caso contrario)



$$U_1 = 0,25 (\gamma_w z_{w1}^2 / \sin\beta_2) = 0,00 \quad (\text{kN/m})$$

$$U_2 = 0,5 (\gamma_w z_w z_{w1} / \sin\beta_2) = 245,97 \quad (\text{kN/m})$$

$$V = 0,5 \gamma_w z_w^2 = 341,56 \quad (\text{kN/m})$$

$$U = 245,97 \quad (\text{kN/m})$$

$$V = 341,56 \quad (\text{kN/m})$$

Coefficiente di Sicurezza

$$F_s = \frac{c' A + [(W + qL \pm F_v) \cos\beta_2 \pm F_h \cdot \sin\beta_2 - U - V \cdot \sin\beta_2 + T \cdot \cos\beta_5] \tan\varphi'}{(W + qL \pm F_v) \sin\beta_2 \pm F_h \cdot \cos\beta_2 + V \cdot \cos\beta_2 - T \cdot \sin\beta_5}$$

$$F_{s1} = 0,91 \quad \mathbf{1a} \text{ Condizione } F_h(+)\text{ e } F_v(+)$$

$$F_{s2} = 0,93 \quad \mathbf{2a} \text{ Condizione } F_h(-)\text{ e } F_v(+)$$

$$F_{s3} = 0,93 \quad \mathbf{3a} \text{ Condizione } F_h(-)\text{ e } F_v(+)$$

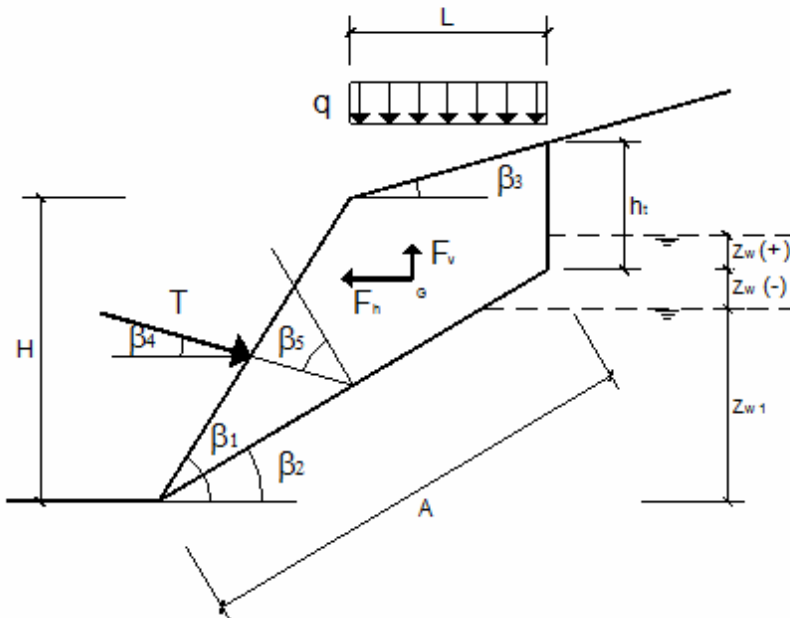
$$F_{s4} = 0,90 \quad \mathbf{4a} \text{ Condizione } F_h(+)\text{ e } F_v(-)$$

Fsmin Coefficiente di Sicurezza Minimo del Pendio

$$F_{s\text{min}} = 0,90$$

SCIVOLAMENTO PIANO IN PRESENZA DI "TENSION CRACK"

LAVORO: piancone sbocco fresa - calcolo T per $F_s > 1,1$ fissato β_2



DATI DI INPUT:

Metodo di calcolo		coefficienti parziali		proprietà del terreno	
		permanenti	temporanee variabili	$\tan \varphi'$	c'
Stato limite ultimo	●	1,00	1,30	1,25	1,25
Tensioni ammissibili	○	1,00	1,00	1,00	1,00
Definiti dall'utente	○	0,90	1,20	1,50	1,30

		Valori Caratteristici	Valori di Progetto
c'	(kPa)	150,00	120,00
φ'	(°)	60,00	54,18
γ	(kN/mc)	29,00	29,00

$H = 10,00$ (m)

$z_w = 8,27$ (m)

$\beta_1 = 80,00$ (°)

$\beta_2 = 47,73$ (°)

$\beta_3 = 50,00$ (°)

$\beta_4 = 0,00$ (°)

		Valori Caratteristici	Valori di Progetto
q	(kN/mq)	0,00	0,00
T	(kN/m)	100,00	100,00

$$S = 0,20 \quad (-) \quad (\text{Fattore Stratigrafico})$$

$$a_g/g = 0,067 \quad (-) \quad (\text{Accelerazione Orizzontale Max})$$

$$\beta_5 = 90 - \beta_2 - \beta_4 = 42,27 \quad (^\circ)$$

$$L = H \left((\cot\beta_2 \cdot \cot\beta_1)^{0,5} - \cot\beta_1 \right) = 2,24 \quad (\text{m})$$

$$ht = H \left(1 - (\text{tg}\beta_2/\text{tg}\beta_1)^{0,5} \right) + L \text{tg}\beta_3 = 8,27 \quad (\text{m})$$

$$A = \left(H \left(1 - \text{tg}\beta_3/\text{tg}\beta_1 \right) - ht \right) / (\cos\beta_2 (\text{tg}\beta_2 - \text{tg}\beta_3)) = 5,95 \quad (\text{m})$$

$$W = 0,5 \gamma \left(H^2 \left(1 - \text{tg}\beta_2 / \text{tg}\beta_1 \right) \left(1 - \text{tg}\beta_3/\text{tg}\beta_1 \right) / (\text{tg}\beta_2 - \text{tg}\beta_3) \right) - ht / (\text{tg}\beta_2 - \text{tg}\beta_3) = 736,37 \quad (\text{kN/m})$$

$$F_h = 4,93 \quad (\text{kN})$$

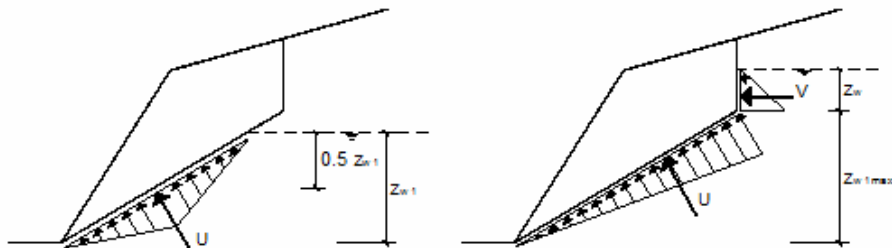
$$F_v = 2,47 \quad (\text{kN})$$

$$z_{w1\text{max}} = A \cdot \sin\beta_2 = 4,40 \quad (\text{m})$$

$$z_{w1} = 4,40 \quad (\text{m})$$

CONDIZIONI IDRAULICHE

($U = U_1$ se la z_{w1} è minore della $z_{w1\text{max}}$, $U = U_2$ nel caso contrario)



$$U_1 = 0,25 (\gamma_w z_{w1}^2 / \sin\beta_2) = 0,00 \quad (\text{kN/m})$$

$$U_2 = 0,5 (\gamma_w z_{w1} / \sin\beta_2) = 245,98 \quad (\text{kN/m})$$

$$V = 0,5 \gamma_w z_{w1}^2 = 341,58 \quad (\text{kN/m})$$

$$U = 245,98 \quad (\text{kN/m})$$

$$V = 341,58 \quad (\text{kN/m})$$

Coefficiente di Sicurezza

$$F_s = \frac{c' A + \left[(W + qL \pm F_v) \cos\beta_2 \pm F_h \cdot \sin\beta_2 - U - V \cdot \sin\beta_2 + T \cdot \cos\beta_5 \right] \tan\phi'}{(W + qL \pm F_v) \sin\beta_2 \pm F_h \cdot \cos\beta_2 + V \cdot \cos\beta_2 - T \cdot \sin\beta_5}$$

$$F_{s1} = 1,14 \quad \text{1a Condizione } F_h(+)\text{ e } F_v(+)$$

$$F_{s2} = 1,16 \quad \text{2a Condizione } F_h(-)\text{ e } F_v(+)$$

$$F_{s3} = 1,16 \quad \text{3a Condizione } F_h(-)\text{ e } F_v(+)$$

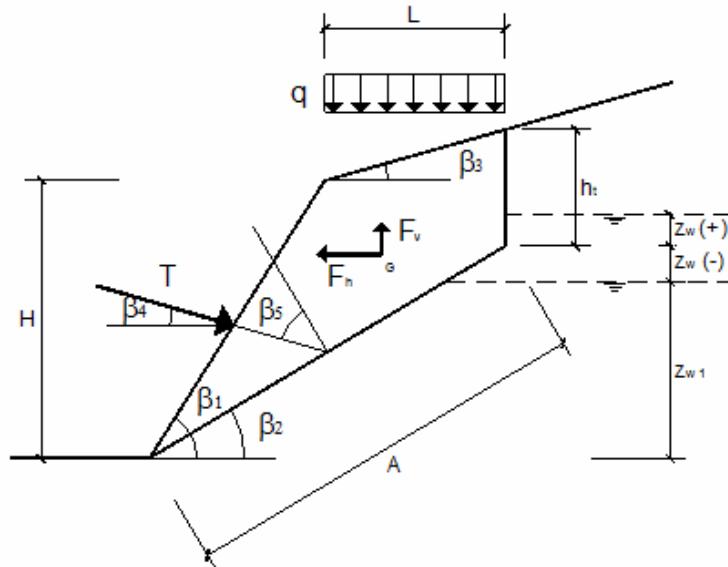
$$F_{s4} = 1,14 \quad \text{4a Condizione } F_h(+)\text{ e } F_v(-)$$

Fsmin Coefficiente di Sicurezza Minimo del Pendio

$$F_{s\text{min}} = 1,14$$

SCIVOLAMENTO PIANO IN PRESENZA DI "TENSION CRACK"

LAVORO: piancone sbocco fresa - calcolo lunghezza chiodi



DATI DI INPUT:

Metodo di calcolo		coefficienti parziali			
		azioni		proprietà del terreno	
		permanenti	temporanee variabili	$\tan \varphi'$	c'
Stato limite ultimo	●	1,00	1,30	1,25	1,25
Tensioni ammissibili	○	1,00	1,00	1,00	1,00
Definiti dall'utente	○	0,90	1,20	1,50	1,30

		Valori Caratteristici	Valori di Progetto
c'	(kPa)	150,00	120,00
φ'	(°)	60,00	54,18
γ	(kN/mc)	29,00	29,00

H = 10,00 (m)

$z_w = 8,89$ (m)

$\beta_1 = 80,00$ (°)

$\beta_2 = 42,97$ (°)

$\beta_3 = 50,00$ (°)

$\beta_4 = 0,00$ (°)

		Valori Caratteristici	Valori di Progetto
q	(kN/mq)	0,00	0,00
T	(kN/m)	116,00	116,00

$$S = 0,20 \quad (-) \quad (\text{Fattore Stratigrafico})$$

$$a_g/g = 0,067 \quad (-) \quad (\text{Accelerazione Orizzontale Max})$$

$$\beta_5 = 90 - \beta_2 - \beta_4 = 47,03 \quad (^\circ)$$

$$L = H \left((\cot\beta_2 \cdot \cot\beta_1)^{0,5} - \cot\beta_1 \right) = 2,07 \quad (\text{m})$$

$$ht = H \left(1 - (\text{tg}\beta_2/\text{tg}\beta_1)^{0,5} \right) + L \text{tg}\beta_3 = 8,89 \quad (\text{m})$$

$$A = \left(H \left(1 - \text{tg}\beta_3/\text{tg}\beta_1 \right) - ht \right) / (\cos\beta_2 (\text{tg}\beta_2 - \text{tg}\beta_3)) = 5,23 \quad (\text{m})$$

$$W = 0,5 \gamma \left(H^2 \left(1 - \text{tg}\beta_2 / \text{tg}\beta_1 \right) \left(1 - \text{tg}\beta_3/\text{tg}\beta_1 \right) / (\text{tg}\beta_2 - \text{tg}\beta_3) \right) - ht / (\text{tg}\beta_2 - \text{tg}\beta_3) = 730,28 \quad (\text{kN/m})$$

$$F_h = 4,89 \quad (\text{kN})$$

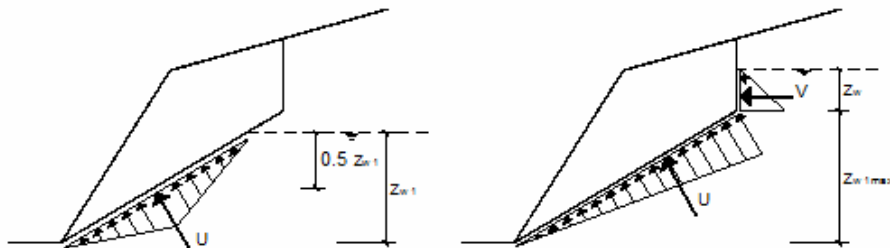
$$F_v = 2,45 \quad (\text{kN})$$

$$z_{w1\text{max}} = A \cdot \sin\beta_2 = 3,57 \quad (\text{m})$$

$$z_{w1} = 3,57 \quad (\text{m})$$

CONDIZIONI IDRAULICHE

($U = U_1$ se la z_{w1} è minore della $z_{w1\text{max}}$, $U = U_2$ nel caso contrario)



$$U_1 = 0,25 (\gamma_w z_{w1}^2 / \sin\beta_2) = 0,00 \quad (\text{kN/m})$$

$$U_2 = 0,5 (\gamma_w z_w z_{w1} / \sin\beta_2) = 232,70 \quad (\text{kN/m})$$

$$V = 0,5 \gamma_w z_w^2 = 395,57 \quad (\text{kN/m})$$

$$U = 232,70 \quad (\text{kN/m})$$

$$V = 395,57 \quad (\text{kN/m})$$

Coefficiente di Sicurezza

$$F_s = \frac{c' A + [(W + qL \pm F_v) \cos\beta_2 \pm F_h \cdot \sin\beta_2 - U - V \cdot \sin\beta_2 + T \cdot \cos\beta_5] \tan\phi'}{(W + qL \pm F_v) \sin\beta_2 \pm F_h \cdot \cos\beta_2 + V \cdot \cos\beta_2 - T \cdot \sin\beta_5}$$

$$F_{s1} = 1,10 \quad \text{1a Condizione } F_h(+)\text{ e } F_v(+)$$

$$F_{s2} = 1,13 \quad \text{2a Condizione } F_h(-)\text{ e } F_v(+)$$

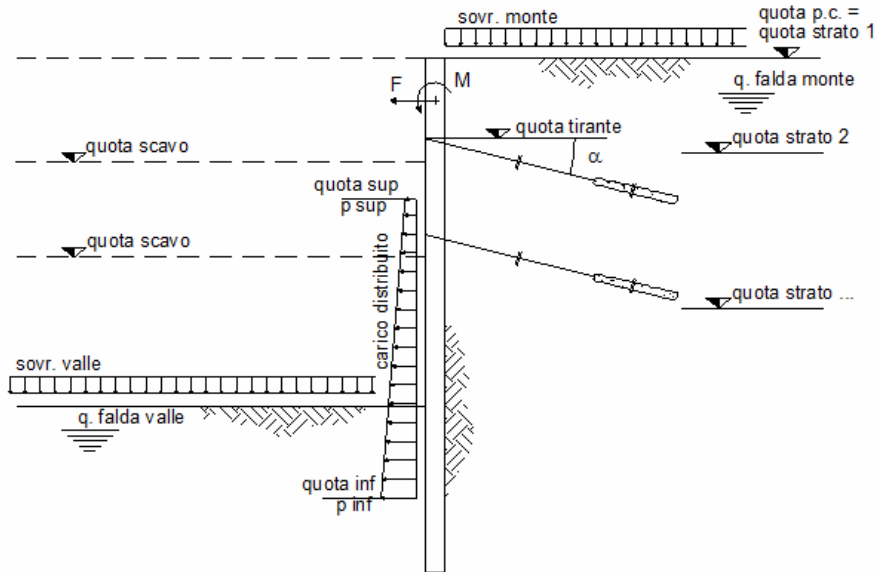
$$F_{s3} = 1,12 \quad \text{3a Condizione } F_h(-)\text{ e } F_v(+)$$

$$F_{s4} = 1,10 \quad \text{4a Condizione } F_h(+)\text{ e } F_v(-)$$

Fsmin Coefficiente di Sicurezza Minimo del Pendio

$$F_{s\text{min}} = 1,10$$

Opera: Vasca Piancone - verifica STRU - condizione statica - carichi permanenti



strati terreno	quote (m)	γ (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	φ (°)	c (kPa)	k (m/s)	k_0 (-)	k_a (-)	k_p (-)	k_s (kN/m ³)	α (-)
p.c.=strato 1	0,00	20,0	20,0	30	0	3,00E-06	0,50	0,29	4,63	18000	0,5
<input checked="" type="checkbox"/> strato 2	-4,00	29,0	29,0	60	150	1,00E-08	0,13	0,09	109,00	180000	0,5
<input type="checkbox"/> strato 3	90,00	19,0	20,5	33	0	1,00E-06	0,46	0,27	5,42	8000	0,5
<input type="checkbox"/> strato 4	83,00	19,0	20,5	33	0	1,00E-06	0,46	0,27	5,42	8000	0,5
<input type="checkbox"/> strato 5	90,20	20,0	20,0	30		1,00E-08	0,50	0,30	3,00	10000	0,2
<input type="checkbox"/> strato 6	80,70	20,0	20,0	30		1,00E-08	0,50	0,30	3,00	10000	0,2

L paratia (m)	13,00
---------------	-------

EI (kN m ²)	2,13E+04
-------------------------	----------

dim elementi (m)	0,1
------------------	-----

# max iterazioni i	60
--------------------	----

γ_{acqua} (kN/m ³)	10
---------------------------------------	----

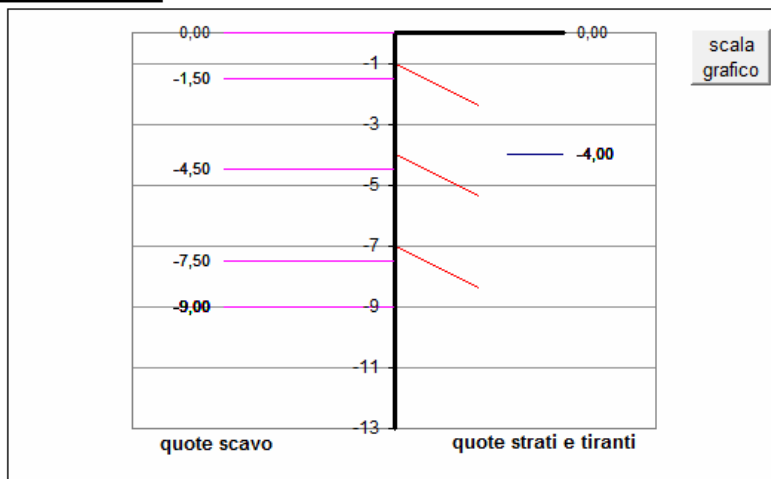
tiranti/puntoni	quote (m)	EA/Li (kN/m ²)	α (°)	N_{in} (kN/m)
<input checked="" type="checkbox"/> tirante 1	-1,00	3627,273	25	10
<input checked="" type="checkbox"/> tirante 2	-4,00	4433,333	25	30
<input checked="" type="checkbox"/> tirante 3	-7,00	5700	25	40
<input type="checkbox"/> tirante 4	95,60	3990	0	160
<input type="checkbox"/> tirante 5	97,70	3990	0	160
<input type="checkbox"/> tirante 6	-4,00	15000	5	200
<input type="checkbox"/> tirante 7	-1,00	15000	5	200
<input type="checkbox"/> tirante 8	-20,00	15000	5	200

carichi distribuiti	quota sup. (m)	p sup (kN/m ²)	quota inf. (m)	p inf (kN/m ²)
<input type="checkbox"/> carico 1				
<input type="checkbox"/> carico 2				

azioni conc.	quota (m)	F (kN/m)	M (kNm/m)
<input type="checkbox"/> azione 1			
<input type="checkbox"/> azione 2			

CONDIZIONI DRENATE
 CONDIZIONI NON DRENATE

Calcolo
(ctrl+r)



STEP 3 Vasca Piancone - verifica STRU - condizione scuro a 4.30

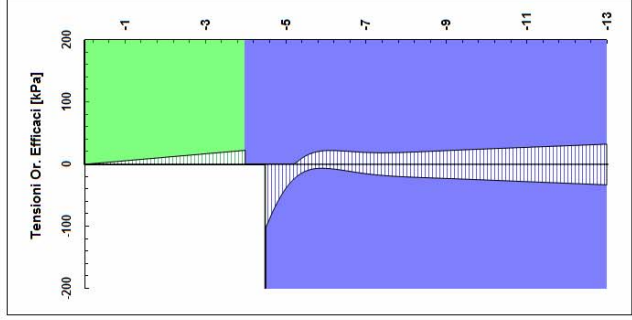
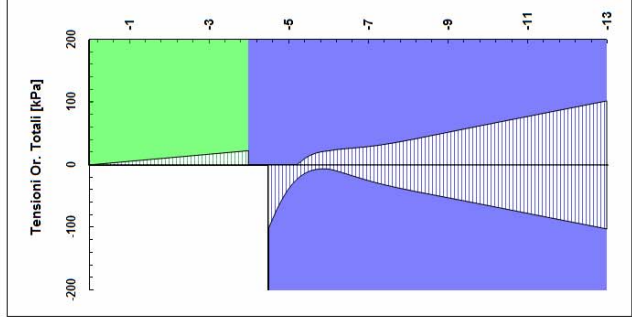
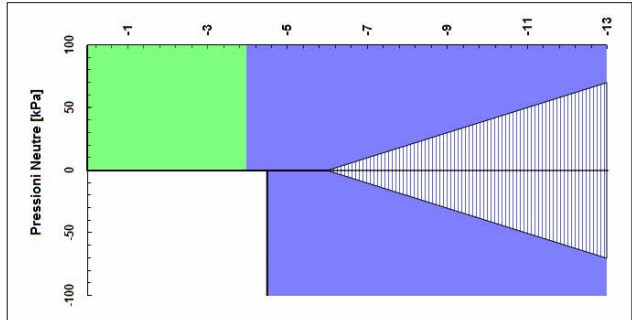
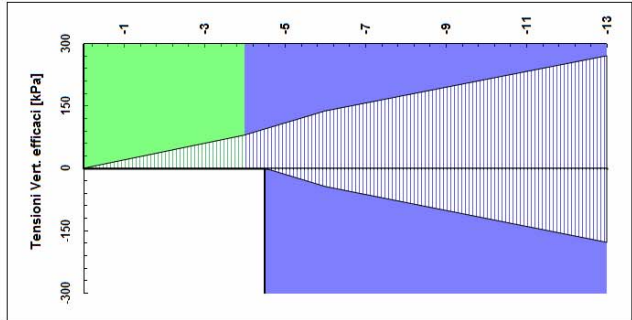
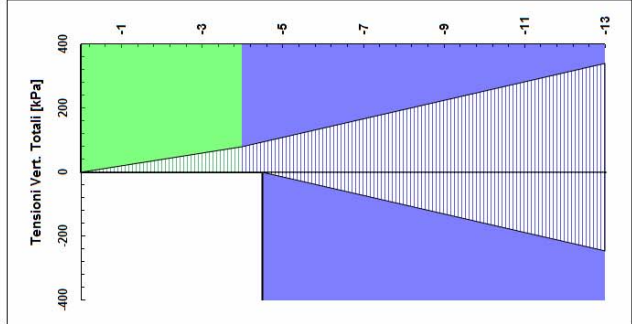
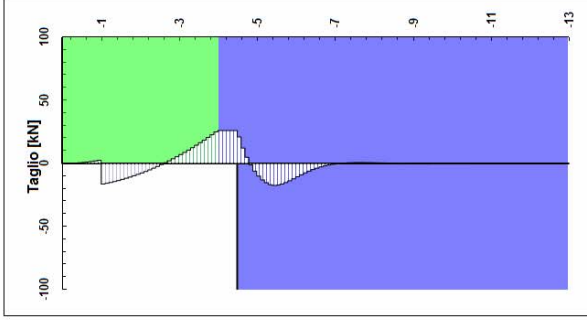
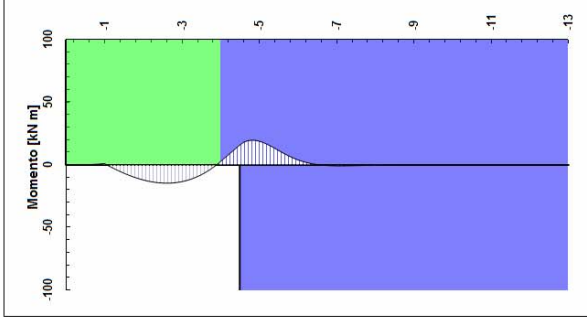
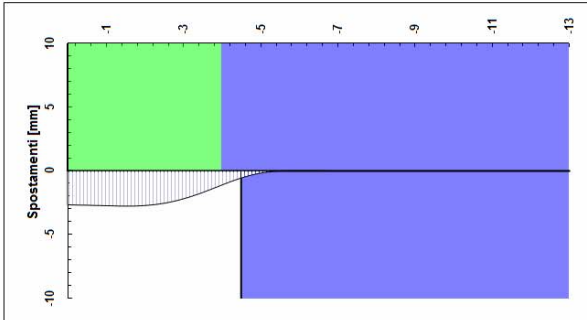
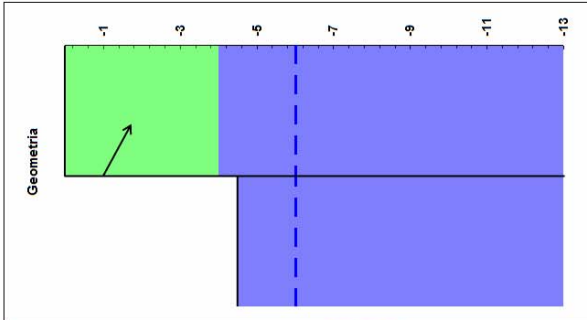
Stratigrafia			
quota [m]	↑ [°]	c [kPa]	ka
0	30	0	180000
-4	60	150	1800000

Risultati

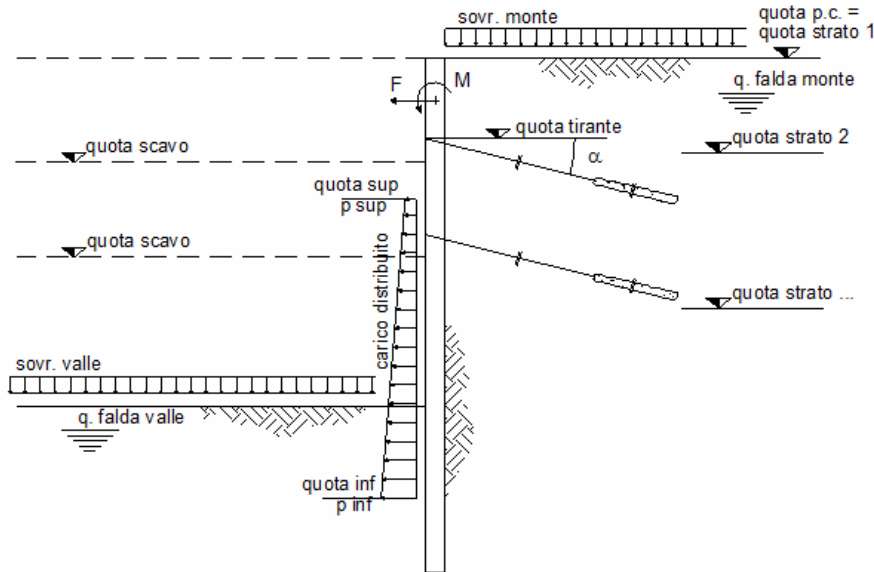
Spostamento massimo	0,0 [mm]
Spostamento minimo	-2,8 [mm]
Momento massimo	19,3 [kN m]
Momento minimo	-14,4 [kN m]
Taglio	26,2 [kN]

Tiranti

quota [m]	E _{ALL} (kN/m ²)	N _{in} (kN/m)	N (kN/m)
-1	3627,272727	10,0	15,7



Opera: Vasca Piancone - verifica STRU - condizione statica - carichi permanenti + accidentali



strati terreno	quote (m)	γ (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	φ (°)	c (kPa)	k (m/s)	k_0 (-)	k_a (-)	k_p (-)	k_s (kN/m ³)	α (-)
p.c.=strato 1	0,00	20,0	20,0	30	0	3,00E-06	0,50	0,29	4,63	18000	0,5
<input checked="" type="checkbox"/> strato 2	-4,00	29,0	29,0	60	150	1,00E-08	0,13	0,09	109,00	180000	0,5
<input type="checkbox"/> strato 3	90,00	19,0	20,5	33	0	1,00E-06	0,46	0,27	5,42	8000	0,5
<input type="checkbox"/> strato 4	83,00	19,0	20,5	33	0	1,00E-06	0,46	0,27	5,42	8000	0,5
<input type="checkbox"/> strato 5	90,20	20,0	20,0	30		1,00E-08	0,50	0,30	3,00	10000	0,2
<input type="checkbox"/> strato 6	80,70	20,0	20,0	30		1,00E-08	0,50	0,30	3,00	10000	0,2

L paratia (m)	13,00
---------------	-------

EI (kN m ²)	2,13E+04
-------------------------	----------

dim elementi (m)	0,1
------------------	-----

# max iterazioni i	60
--------------------	----

γ_{acqua} (kN/m ³)	10
---------------------------------------	----

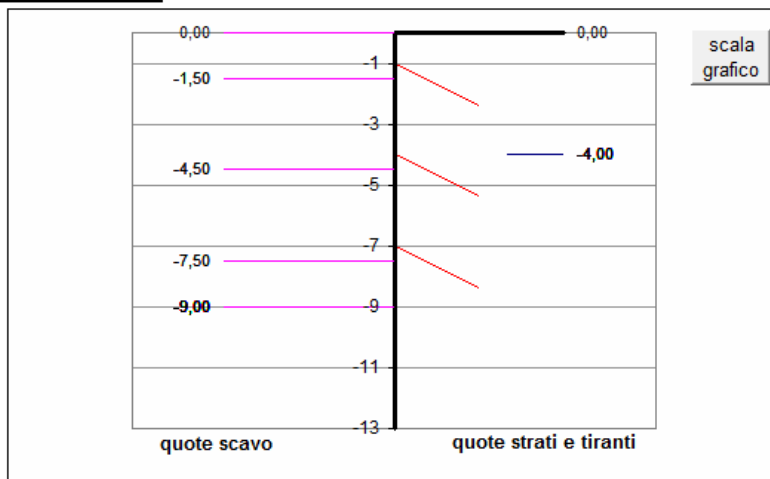
tiranti/puntoni	quote (m)	EA/Li (kN/m ²)	α (°)	N_{in} (kN/m)
<input checked="" type="checkbox"/> tirante 1	-1,00	3627,273	25	10
<input checked="" type="checkbox"/> tirante 2	-4,00	4433,333	25	30
<input checked="" type="checkbox"/> tirante 3	-7,00	5700	25	40
<input type="checkbox"/> tirante 4	95,60	3990	0	160
<input type="checkbox"/> tirante 5	97,70	3990	0	160
<input type="checkbox"/> tirante 6	-4,00	15000	5	200
<input type="checkbox"/> tirante 7	-1,00	15000	5	200
<input type="checkbox"/> tirante 8	-20,00	15000	5	200

carichi distribuiti	quota sup. (m)	p sup (kN/m ²)	quota inf. (m)	p inf (kN/m ²)
<input type="checkbox"/> carico 1				
<input type="checkbox"/> carico 2				

azioni conc.	quota (m)	F (kN/m)	M (kNm/m)
<input type="checkbox"/> azione 1			
<input type="checkbox"/> azione 2			

CONDIZIONI DRENATE
 CONDIZIONI NON DRENATE

Calcolo
(ctrl+r)



STEP 3 Vasca Piancone - verifica STRU - condizione scuro a 4.30

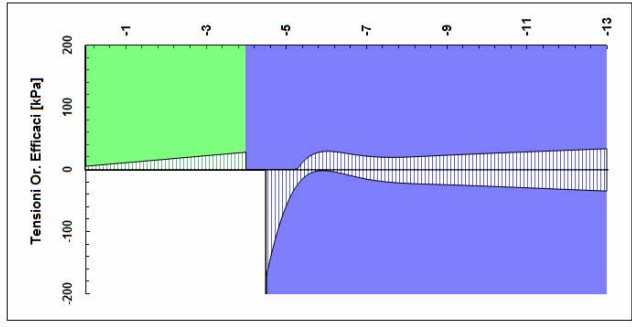
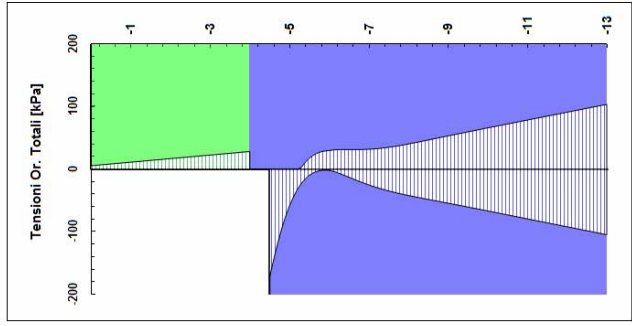
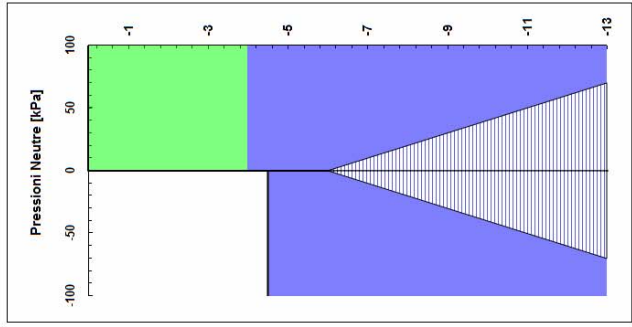
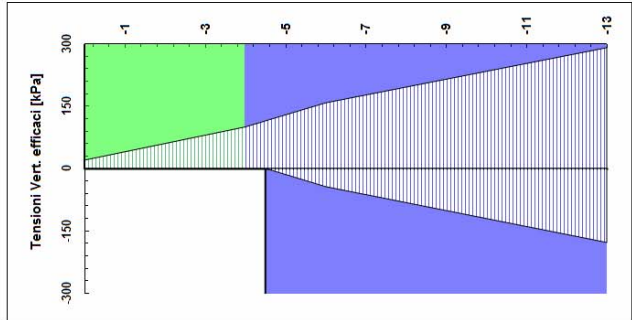
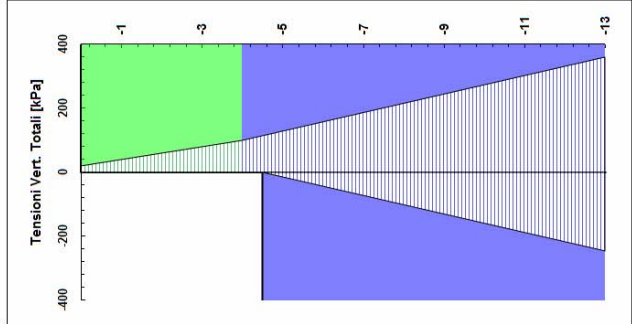
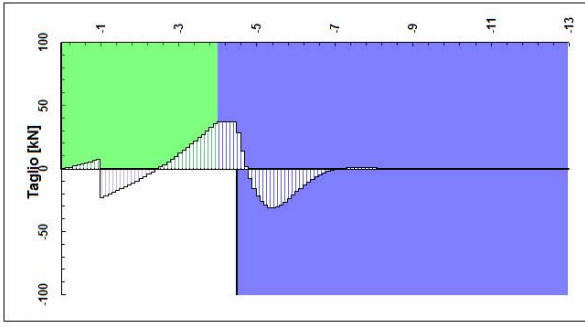
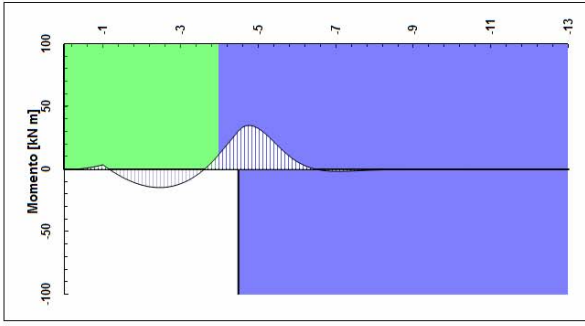
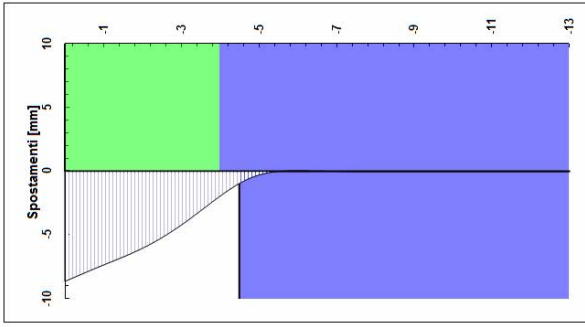
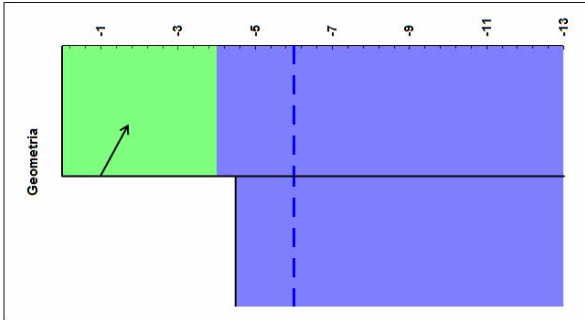
Stratigrafia			
quota [m]	↑ [°]	c [kPa]	k _s [kN/mc]
0	30	0	180000
-4	60	150	180000

Risultati

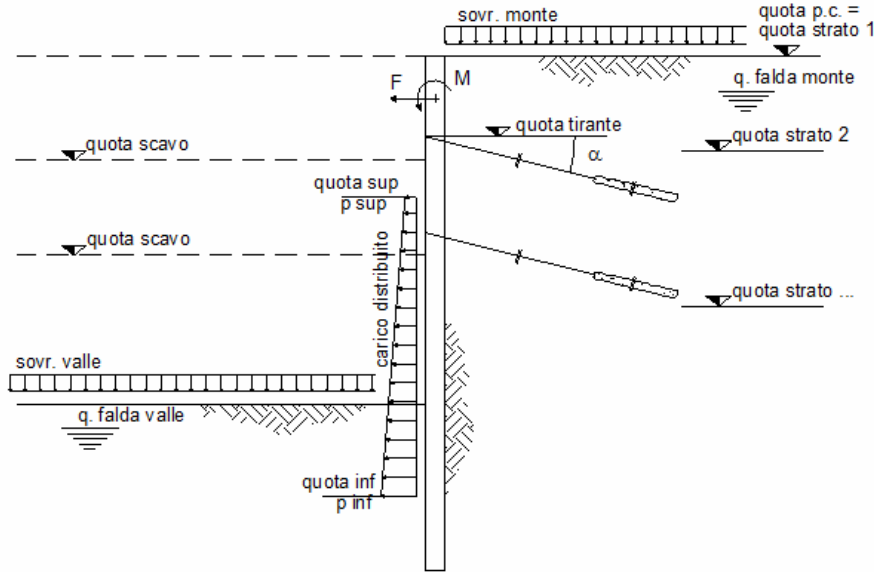
Spostamento massimo	0,0 [mm]
Spostamento minimo	-3,7 [mm]
Momento massimo	35,2 [kN m]
Momento minimo	-14,4 [kN m]
Taglio	37,0 [kN]

Tiranti

quota [m]	E _{ALL} [kN/m ²]	N _{in} [kN/m]	N [N]
-1	3627272727	10,0	22,5



Opera: imbocco coggiola - verifica STRU - condizione statica - solo carichi permanenti



strati terreno	quote (m)	γ (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	φ (°)	c (kPa)	k (m/s)	k_0 (-)	k_a (-)	k_p (-)	k_s (kN/m ³)	α (-)
p.c.=strato 1	100,00	20,0	20,0	30	0	3,00E-06	0,50	0,28	4,63	18000	0,5
<input checked="" type="checkbox"/> strato 2	89,00	24,0	24,0	40	100	1,00E-08	0,36	0,18	9,57	180000	0,5
<input type="checkbox"/> strato 3	90,00	19,0	20,5	33	0	1,00E-06	0,46	0,27	5,42	8000	0,5
<input type="checkbox"/> strato 4	83,00	19,0	20,5	33	0	1,00E-06	0,46	0,27	5,42	8000	0,5
<input type="checkbox"/> strato 5	90,20	20,0	20,0	30		1,00E-08	0,50	0,30	3,00	10000	0,2
<input type="checkbox"/> strato 6	80,70	20,0	20,0	30		1,00E-08	0,50	0,30	3,00	10000	0,2

L paratia (m)	14,00
---------------	-------

EI (kN m ²)	2,13E+04
-------------------------	----------

dim elementi (m)	0,1
------------------	-----

# max iterazioni i	20
--------------------	----

γ_{acqua} (kN/m ³)	10
---------------------------------------	----

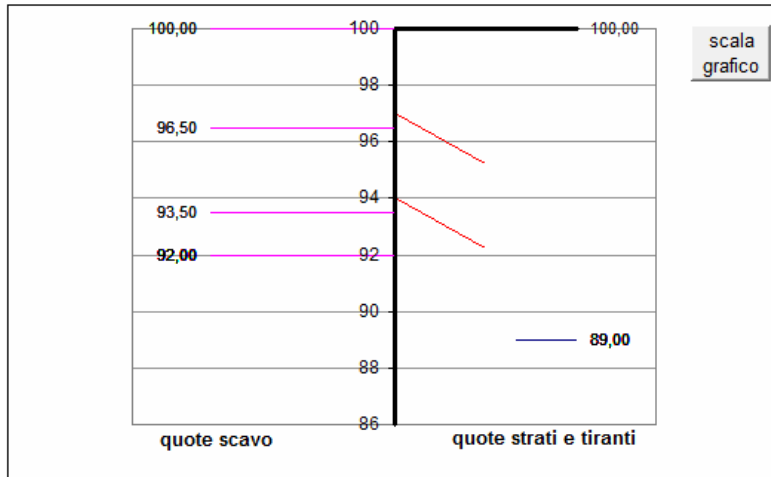
tiranti/puntoni	quote (m)	EA/Li (kN/m ²)	α (°)	N_{in} (kN/m)
<input checked="" type="checkbox"/> tirante 1	100,00	3147500	0	0
<input checked="" type="checkbox"/> tirante 2	97,00	2400	30	90
<input checked="" type="checkbox"/> tirante 3	94,00	3508	30	90
<input type="checkbox"/> tirante 4	95,60	3990	0	160
<input type="checkbox"/> tirante 5	97,70	3990	0	160
<input type="checkbox"/> tirante 6	-4,00	15000	5	200
<input type="checkbox"/> tirante 7	-1,00	15000	5	200
<input type="checkbox"/> tirante 8	-20,00	15000	5	200

carichi distribuiti	quota sup. (m)	p sup (kN/m ²)	quota inf. (m)	p inf (kN/m ²)
<input type="checkbox"/> carico 1				
<input type="checkbox"/> carico 2				

azioni conc.	quota (m)	F (kN/m)	M (kNm/m)
<input checked="" type="checkbox"/> azione 1			81,6667
<input type="checkbox"/> azione 2			

CONDIZIONI DRENATE
 CONDIZIONI NON DRENATE

Calcolo
(ctrl+r)



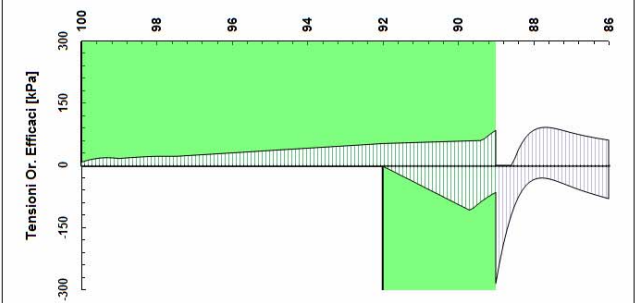
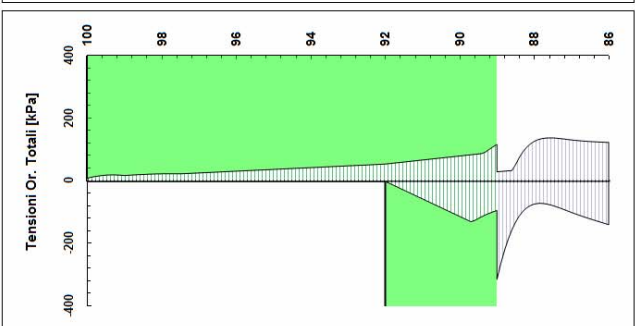
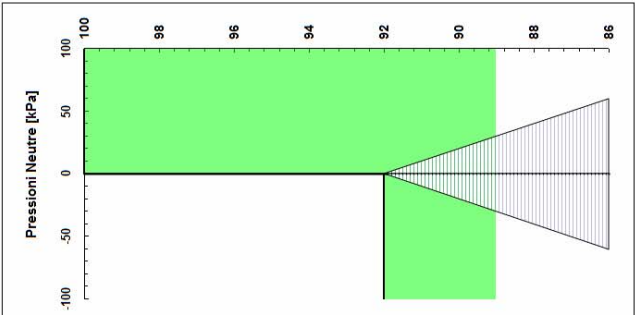
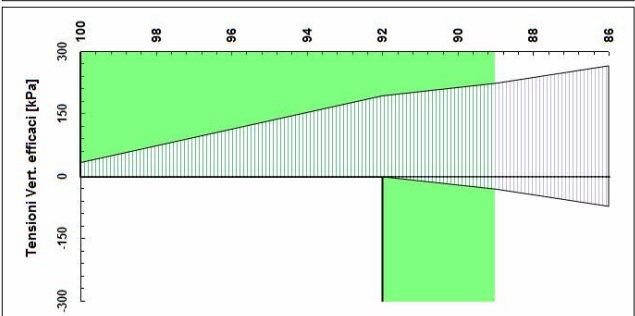
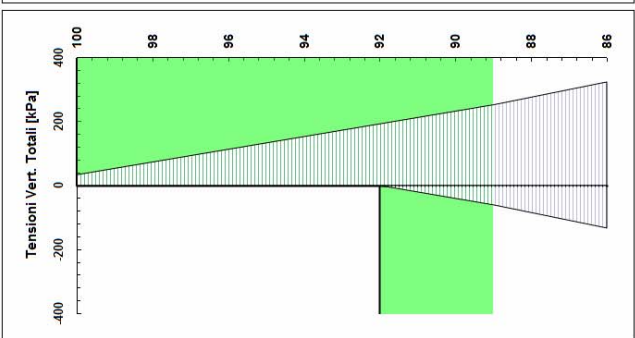
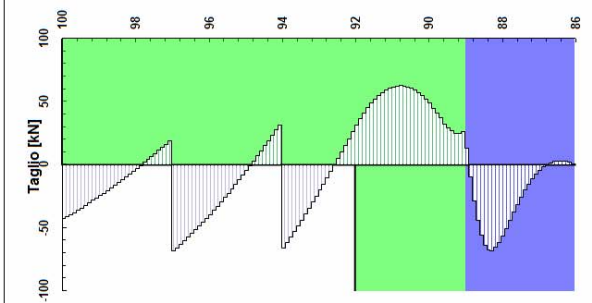
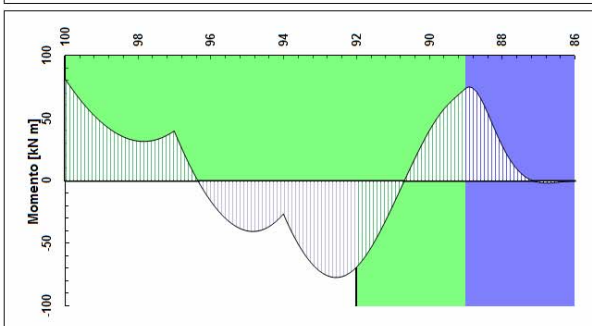
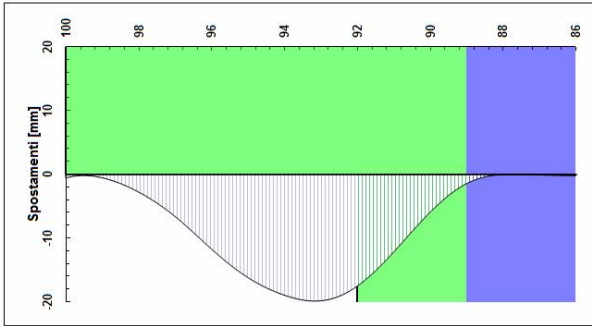
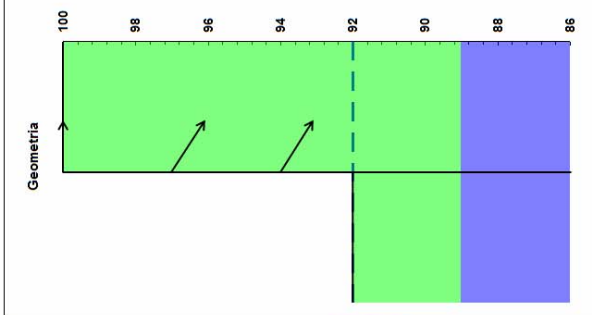
STEP imbocco caviglia - verifica STRU - condizione scarico 92

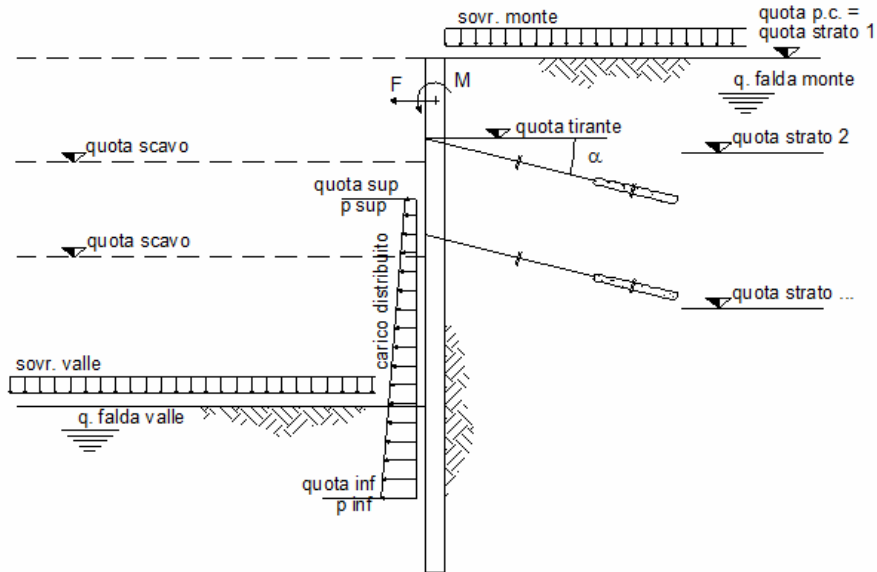
6

Stratigrafia				
quota [m]	↑ [°]	c [kPa]	k _s	k _v [kN/mc]
100	30	0	180000	
89	40	100	1800000	

Risultati	
Spostamento massimo	0,0 [mm]
Spostamento minimo	-19,5 [mm]
Momento massimo	81,7 [kN m]
Momento minimo	-77,1 [kN m]
Taglio	68,7 [kN]

Tiranti			
quota [m]	E A/L I (kN/m ²)	N _m (kN/m)	N (kN/m)
100	3147500	0,0	41,7
97	2400	90,0	104,5
94	3507,692308	90,0	118,3



Opera: imbocco coggiola - verifica STRU - condizione statica - carichi permanenti + accidentali


strati terreno	quote (m)	γ (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	φ (°)	c (kPa)	k (m/s)	k_0 (-)	k_a (-)	k_p (-)	k_s (kN/m ³)	α (-)
p.c.=strato 1	100,00	20,0	20,0	30	0	3,00E-06	0,50	0,28	4,63	18000	0,5
<input checked="" type="checkbox"/> strato 2	89,00	24,0	24,0	40	100	1,00E-08	0,36	0,18	9,57	180000	0,5
<input type="checkbox"/> strato 3	90,00	19,0	20,5	33	0	1,00E-06	0,46	0,27	5,42	8000	0,5
<input type="checkbox"/> strato 4	83,00	19,0	20,5	33	0	1,00E-06	0,46	0,27	5,42	8000	0,5
<input type="checkbox"/> strato 5	90,20	20,0	20,0	30		1,00E-08	0,50	0,30	3,00	10000	0,2
<input type="checkbox"/> strato 6	80,70	20,0	20,0	30		1,00E-08	0,50	0,30	3,00	10000	0,2

L paratia (m)
14,00

EI (kN m ²)
2,13E+04

dim elementi (m)
0,1

max iterazioni i
20

γ_{acqua} (kN/m ³)
10

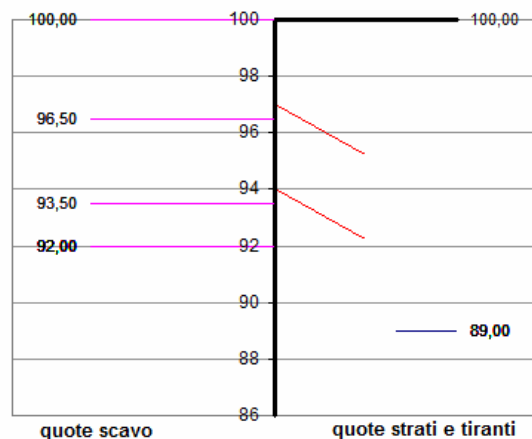
tiranti/puntoni	quote (m)	EA/Li (kN/m ²)	α (°)	N_{in} (kN/m)
<input checked="" type="checkbox"/> tirante 1	100,00	3147500	0	0
<input checked="" type="checkbox"/> tirante 2	97,00	2400	30	90
<input checked="" type="checkbox"/> tirante 3	94,00	3508	30	90
<input type="checkbox"/> tirante 4	95,60	3990	0	160
<input type="checkbox"/> tirante 5	97,70	3990	0	160
<input type="checkbox"/> tirante 6	-4,00	15000	5	200
<input type="checkbox"/> tirante 7	-1,00	15000	5	200
<input type="checkbox"/> tirante 8	-20,00	15000	5	200

carichi distribuiti	quota sup. (m)	p sup (kN/m ²)	quota inf. (m)	p inf (kN/m ²)
<input type="checkbox"/> carico 1	100	20	0	0
<input type="checkbox"/> carico 2	2	3	-5	3

azioni conc.	quota (m)	F (kN/m)	M (kNm/m)
<input checked="" type="checkbox"/> azione 1	0		122,5
<input type="checkbox"/> azione 2			

CONDIZIONI DRENATE
 CONDIZIONI NON DRENATE

Calcolo
 (ctrl+r)



STEP imbocco caviglia - verifica STRU - condizione scario 92

6

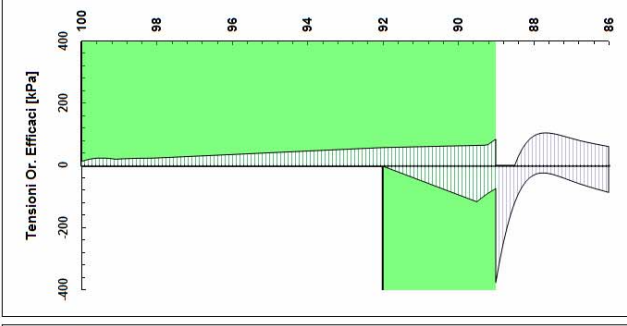
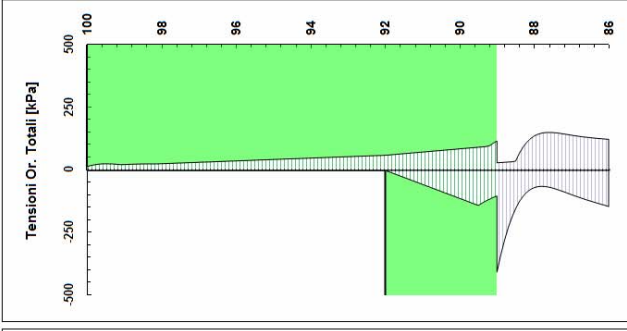
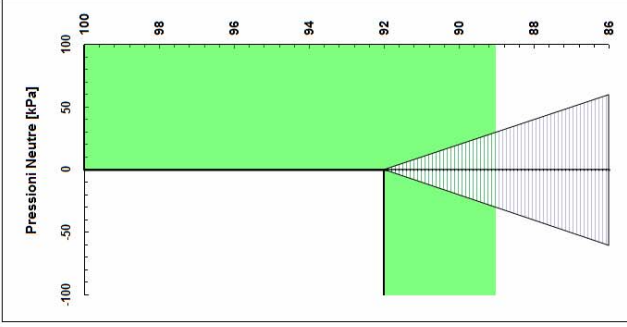
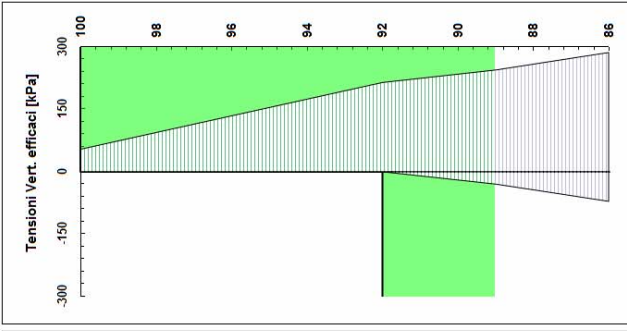
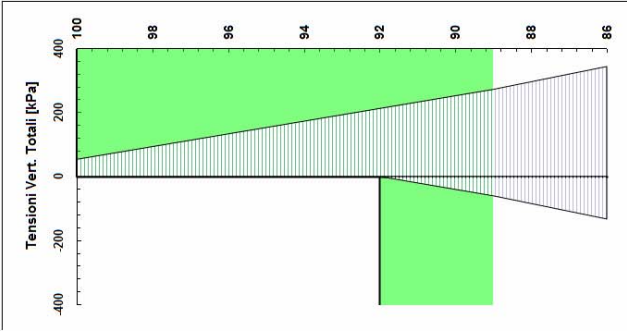
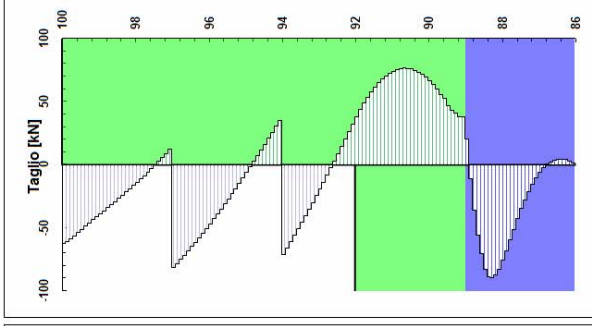
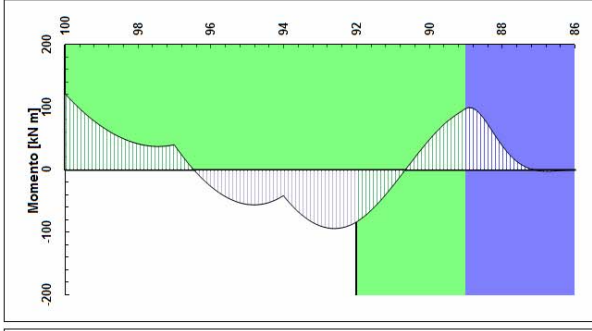
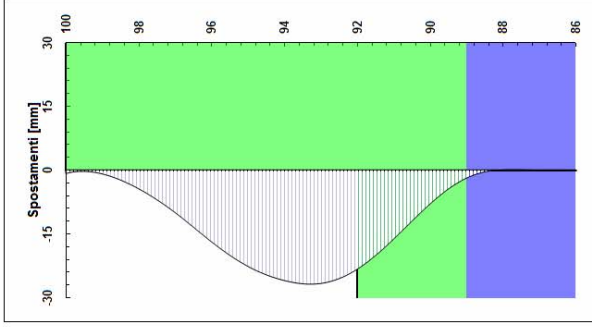
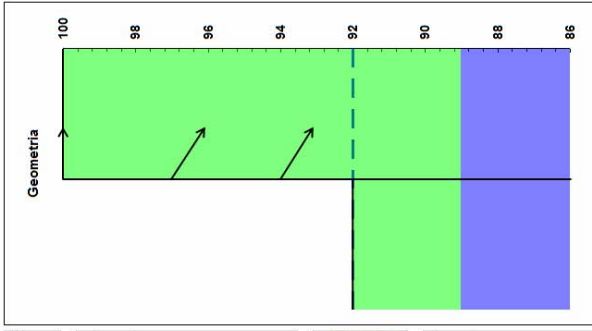
Stratigrafia			
quota [m]	↑ [°]	c [MPa]	k _s [kN/mc]
100	30	0	180000
89	40	100	1800000

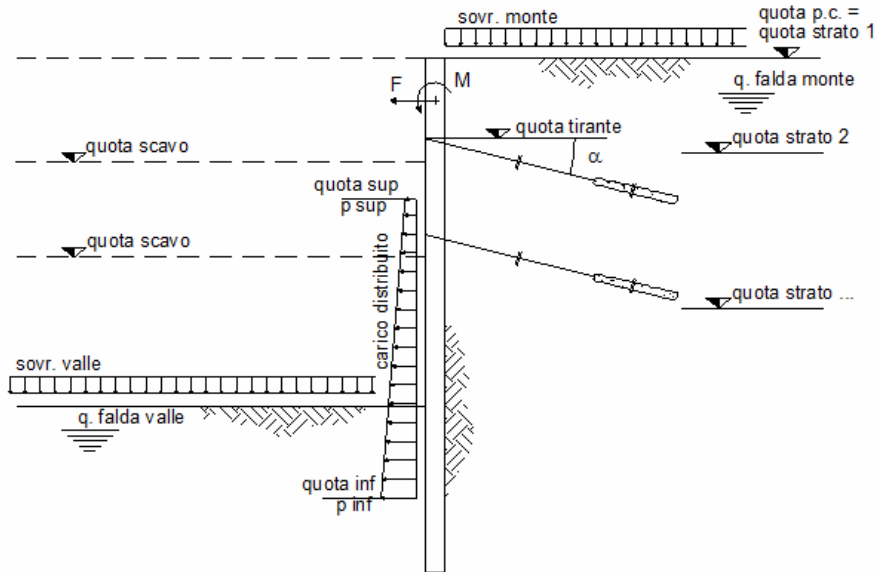
Risultati

Spostamento massimo	0,1 [mm]
Spostamento minimo	-26,7 [mm]
Momento massimo	122,5 [kN m]
Momento minimo	-94,2 [kN m]
Taglio	90,1 [kN]

Tiranti

quota [m]	E A/L I (kN/m ²)	N _{in} (kN/m)	N (kN/m)
100	3147500	0,0	56,7
97	2400	90,0	112,0
94	3507,692308	90,0	128,3



Opera: paratia coggiola - tornante - verifica STRU - carichi permanenti


strati terreno	quote (m)	γ (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	φ (°)	c (kPa)	k (m/s)	k_0 (-)	k_a (-)	k_p (-)	k_s (kN/m ³)	α (-)
p.c.=strato 1	100,00	20,0	20,0	30	0	3,00E-06	0,50	0,29	4,63	18000	0,5
<input type="checkbox"/> strato 2	89,00	24,0	24,0	40	100	1,00E-08	0,36	0,18	9,57	180000	0,5
<input type="checkbox"/> strato 3	90,00	19,0	20,5	33	0	1,00E-06	0,46	0,27	5,42	8000	0,5
<input type="checkbox"/> strato 4	83,00	19,0	20,5	33	0	1,00E-06	0,46	0,27	5,42	8000	0,5
<input type="checkbox"/> strato 5	90,20	20,0	20,0	30		1,00E-08	0,50	0,30	3,00	10000	0,2
<input type="checkbox"/> strato 6	80,70	20,0	20,0	30		1,00E-08	0,50	0,30	3,00	10000	0,2

L paratia (m)	8,00
---------------	------

EI (kN m ²)	2,13E+04
-------------------------	----------

dim elementi (m)	0,1
------------------	-----

# max iterazioni i	100
--------------------	-----

γ_{acqua} (kN/m ³)	10
---------------------------------------	----

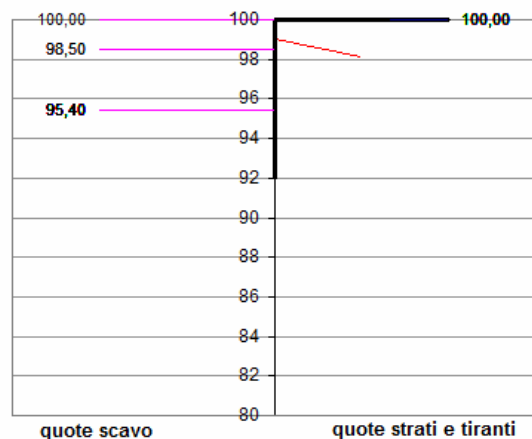
tiranti/puntoni	quote (m)	EA/Li (kN/m ²)	α (°)	N_{in} (kN/m)
<input checked="" type="checkbox"/> tirante 1	99,00	2216,667	25	10
<input type="checkbox"/> tirante 2	97,00	3325	40	90
<input type="checkbox"/> tirante 3	94,00	4725	40	90
<input type="checkbox"/> tirante 4	95,60	3990	0	160
<input type="checkbox"/> tirante 5	97,70	3990	0	160
<input type="checkbox"/> tirante 6	-4,00	15000	5	200
<input type="checkbox"/> tirante 7	-1,00	15000	5	200
<input type="checkbox"/> tirante 8	-20,00	15000	5	200

carichi distribuiti	quota sup. (m)	p sup (kN/m ²)	quota inf. (m)	p inf (kN/m ²)
<input type="checkbox"/> carico 1				
<input type="checkbox"/> carico 2				

azioni conc.	quota (m)	F (kN/m)	M (kNm/m)
<input checked="" type="checkbox"/> azione 1			
<input type="checkbox"/> azione 2			

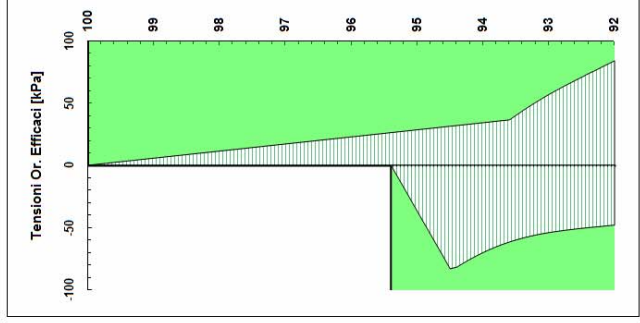
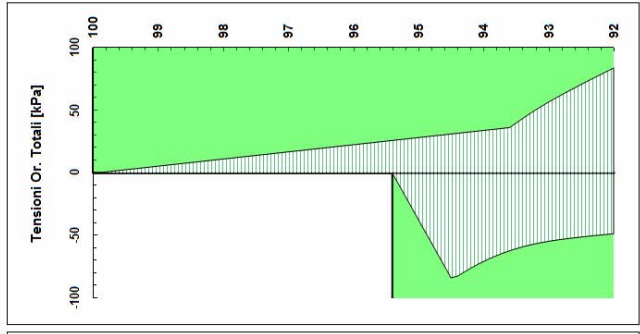
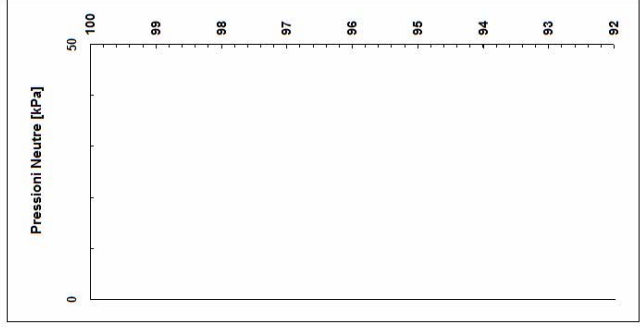
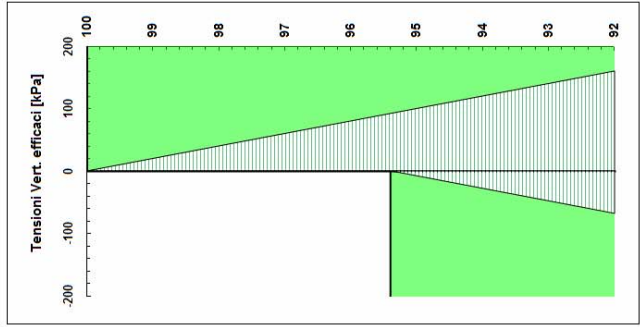
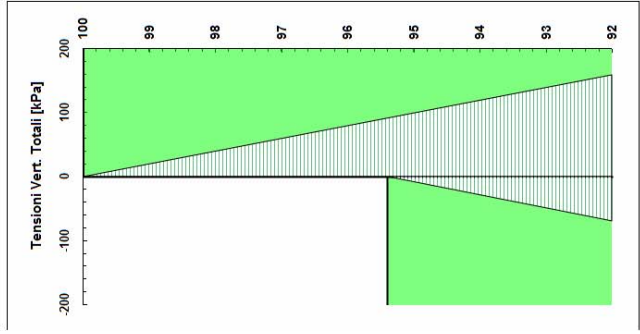
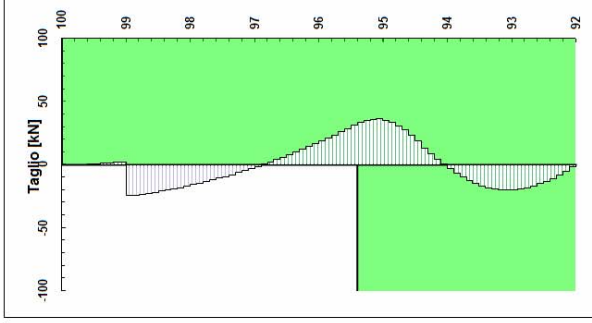
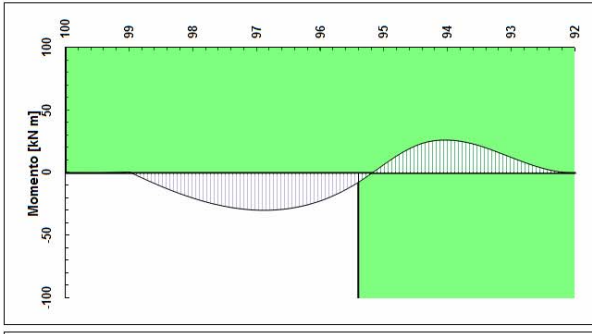
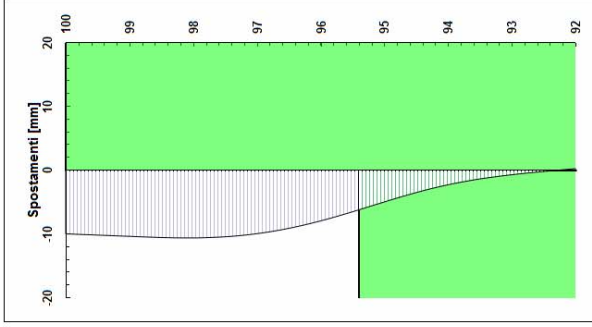
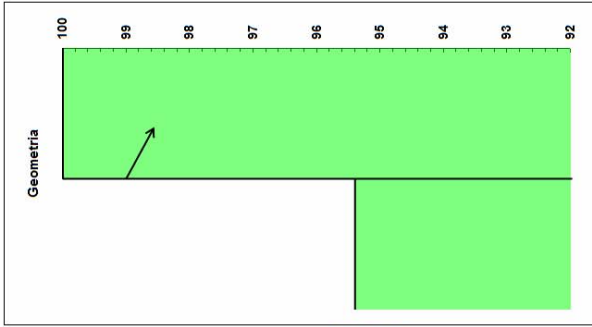
CONDIZIONI DRENATE
 CONDIZIONI NON DRENATE

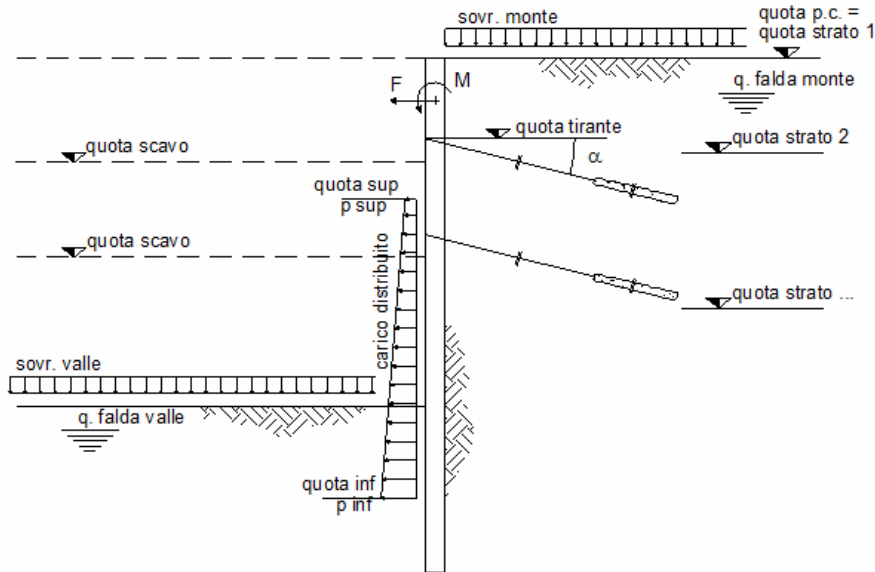
Calcolo
 (ctrl+r)



scala grafico

STEP	paratia caviglia - tornante - verifica STRU - ca	
3	SCAVO TOTALE	
Stratigrafia		
quota [m]	↑ [°]	c [kPa]
100	30	0
		k _s [kN/mc]
		180000
Risultati		
Spostamento massimo 0,1 [mm]		
Spostamento minimo -10,6 [mm]		
Momento massimo 26,6 [kN m]		
Momento minimo -29,9 [kN m]		
Taglio 36,4 [kN]		
Tiranti		
quota [m]	E/A/LI [kN/m ²]	N _m [kN/m]
99	2216,666667	10,0
		N [kN/m]
		30,6



Opera: paratia coggiola - tornante - verifica STRU - carichi permanentim+ accidentali


strati terreno	quote (m)	γ (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	φ (°)	c (kPa)	k (m/s)	k_0 (-)	k_a (-)	k_p (-)	k_s (kN/m ³)	α (-)
p.c.=strato 1	100,00	20,0	20,0	30	0	3,00E-06	0,50	0,29	4,63	18000	0,5
<input type="checkbox"/> strato 2	89,00	24,0	24,0	40	100	1,00E-08	0,36	0,18	9,57	180000	0,5
<input type="checkbox"/> strato 3	90,00	19,0	20,5	33	0	1,00E-06	0,46	0,27	5,42	8000	0,5
<input type="checkbox"/> strato 4	83,00	19,0	20,5	33	0	1,00E-06	0,46	0,27	5,42	8000	0,5
<input type="checkbox"/> strato 5	90,20	20,0	20,0	30		1,00E-08	0,50	0,30	3,00	10000	0,2
<input type="checkbox"/> strato 6	80,70	20,0	20,0	30		1,00E-08	0,50	0,30	3,00	10000	0,2

L paratia (m)	8,00
---------------	------

EI (kN m ²)	2,13E+04
-------------------------	----------

dim elementi (m)	0,1
------------------	-----

# max iterazioni i	100
--------------------	-----

γ_{acqua} (kN/m ³)	10
---------------------------------------	----

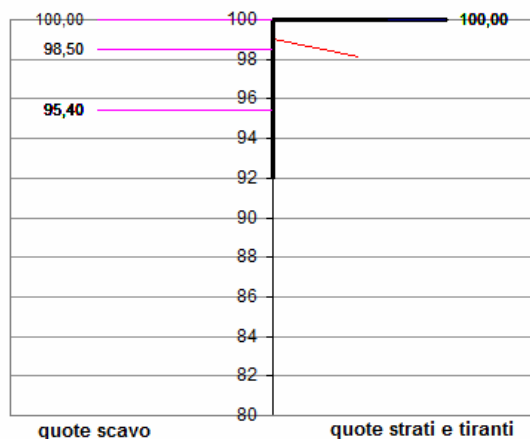
tiranti/puntoni	quote (m)	EA/Li (kN/m ²)	α (°)	N_{in} (kN/m)
<input checked="" type="checkbox"/> tirante 1	99,00	2216,667	25	10
<input type="checkbox"/> tirante 2	97,00	3325	40	90
<input type="checkbox"/> tirante 3	94,00	4725	40	90
<input type="checkbox"/> tirante 4	95,60	3990	0	160
<input type="checkbox"/> tirante 5	97,70	3990	0	160
<input type="checkbox"/> tirante 6	-4,00	15000	5	200
<input type="checkbox"/> tirante 7	-1,00	15000	5	200
<input type="checkbox"/> tirante 8	-20,00	15000	5	200

carichi distribuiti	quota sup. (m)	p sup (kN/m ²)	quota inf. (m)	p inf (kN/m ²)
<input type="checkbox"/> carico 1				
<input type="checkbox"/> carico 2				

azioni conc.	quota (m)	F (kN/m)	M (kNm/m)
<input checked="" type="checkbox"/> azione 1			
<input type="checkbox"/> azione 2			

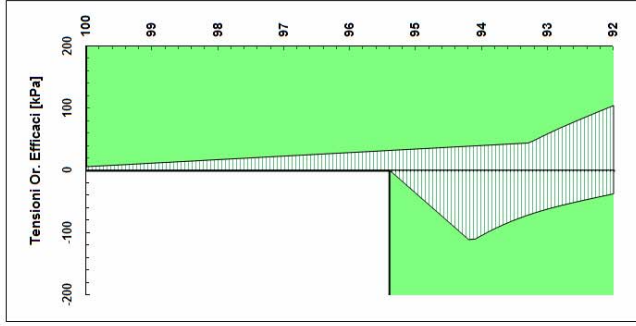
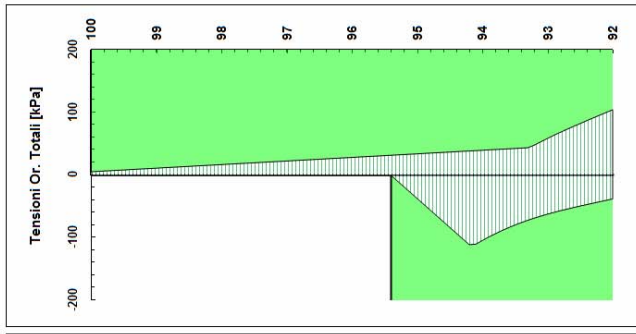
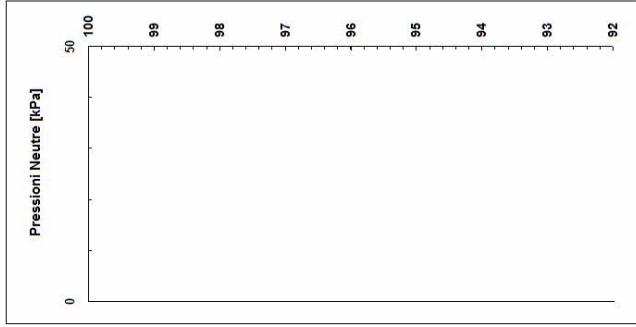
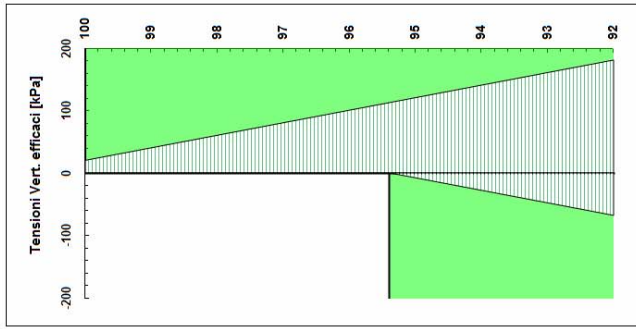
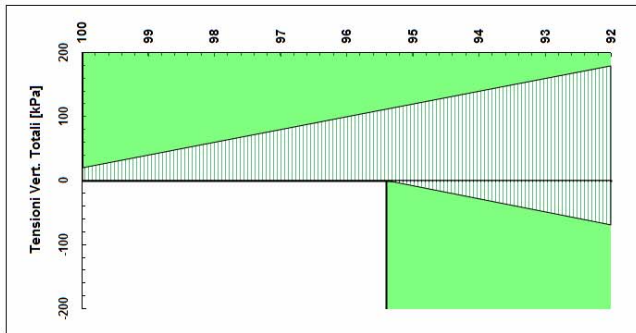
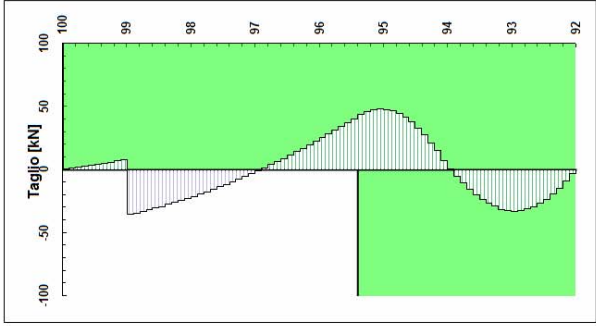
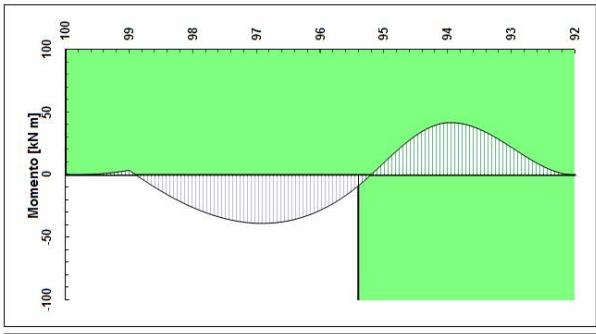
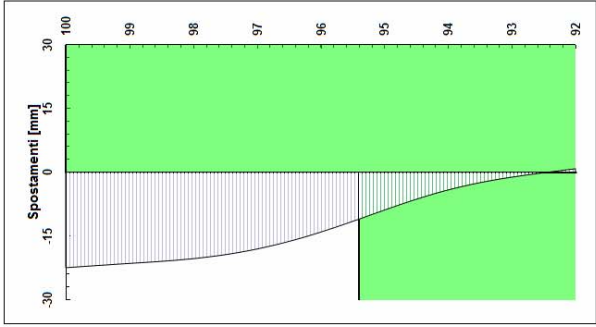
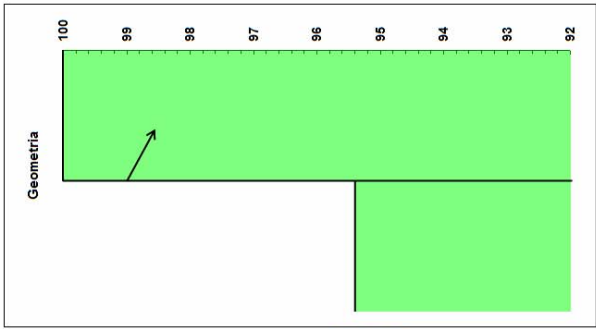
CONDIZIONI DRENATE
 CONDIZIONI NON DRENATE

Calcolo
 (ctrl+r)

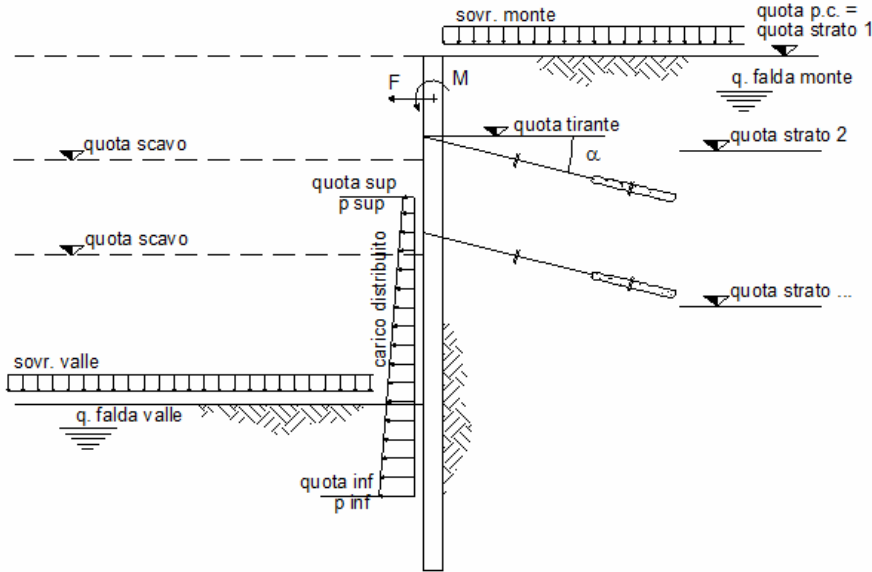


scala grafico

STEP	paratia caviglia - tornante - verifica STRU - ca	
3	SCAVO TOTALE	
Stratigrafia		
quota [m]	↑ [°]	c [kPa]
100	30	0
		k _s [kN/mc]
		180000
Risultati		
Spostamento massimo	0,6 [mm]	
Spostamento minimo	-22,5 [mm]	
Momento massimo	41,7 [kN m]	
Momento minimo	-38,4 [kN m]	
Taglio	47,5 [kN]	
Tiranti		
quota [m]	E/A/LI [kN/m ²]	N _m [kN/m]
99	2216,666667	10,0
		N [kN/m]
		49,4



Opera: paratia coggiola - tornante - verifica sismica - carichi permanenti+ accidentali



strati terreno	quote (m)	γ (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	φ (°)	c (kPa)	k (m/s)	k_0 (-)	k_a (-)	k_p (-)	k_s (kN/m ³)	α (-)
p.c.=strato 1	100,00	20,0	20,0	30	0	3,00E-06	0,50	0,33	4,57	18000	0,5
<input type="checkbox"/> strato 2	89,00	24,0	24,0	40	100	1,00E-08	0,36	0,18	9,57	180000	0,5
<input type="checkbox"/> strato 3	90,00	19,0	20,5	33	0	1,00E-06	0,46	0,27	5,42	8000	0,5
<input type="checkbox"/> strato 4	83,00	19,0	20,5	33	0	1,00E-06	0,46	0,27	5,42	8000	0,5
<input type="checkbox"/> strato 5	90,20	20,0	20,0	30		1,00E-08	0,50	0,30	3,00	10000	0,2
<input type="checkbox"/> strato 6	80,70	20,0	20,0	30		1,00E-08	0,50	0,30	3,00	10000	0,2

L paratia (m)	8,00
---------------	------

EI (kN m ²)	2,13E+04
-------------------------	----------

dim elementi (m)	0,1
------------------	-----

# max iterazioni i	100
--------------------	-----

γ_{acqua} (kN/m ³)	10
---------------------------------------	----

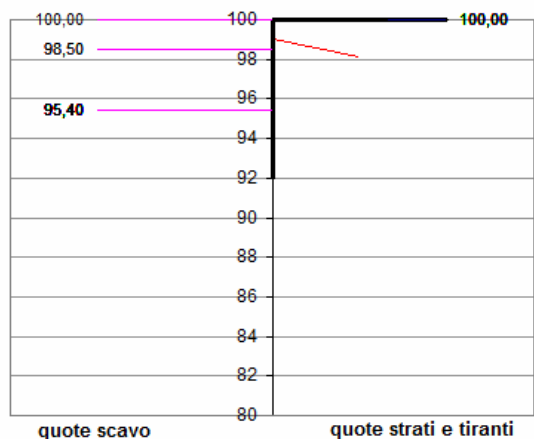
tiranti/puntoni	quote (m)	EA/Li (kN/m ²)	α (°)	N_{in} (kN/m)
<input checked="" type="checkbox"/> tirante 1	99,00	2216,667	25	10
<input type="checkbox"/> tirante 2	97,00	3325	40	90
<input type="checkbox"/> tirante 3	94,00	4725	40	90
<input type="checkbox"/> tirante 4	95,60	3990	0	160
<input type="checkbox"/> tirante 5	97,70	3990	0	160
<input type="checkbox"/> tirante 6	-4,00	15000	5	200
<input type="checkbox"/> tirante 7	-1,00	15000	5	200
<input type="checkbox"/> tirante 8	-20,00	15000	5	200

carichi distribuiti	quota sup. (m)	p sup (kN/m ²)	quota inf. (m)	p inf (kN/m ²)
<input type="checkbox"/> carico 1				
<input type="checkbox"/> carico 2				

azioni conc.	quota (m)	F (kN/m)	M (kNm/m)
<input checked="" type="checkbox"/> azione 1			
<input type="checkbox"/> azione 2			

CONDIZIONI DRENATE
 CONDIZIONI NON DRENATE

Calcolo
(ctrl+r)



scala grafico

STEP	paratia caviglia - tornante - verifica sismica -	
3	SCAVO TOTALE	
Stratigrafia		
quota [m]	↑ [°]	c [kPa]
100	30	0
		k _s [kN/mc]
		18000
Risultati		
Spostamento massimo	1,2 [mm]	
Spostamento minimo	-28,0 [mm]	
Momento massimo	46,2 [kN m]	
Momento minimo	-48,6 [kN m]	
Taglio	54,1 [kN]	
Tiranti		
quota [m]	E/A/LI [kN/m ²]	N _{in} [kN/m]
99	2216,666667	10,0
		N [kN/m]
		59,3

