

S.S. 42 "DEL TONALE E DELLA MENDOLA"  
VARIANTE EST DI EDOLO

PROGETTO DEFINITIVO



**CESI**  
Shaping a Better Energy Future  
Mandante

**TECHINT**  
Engineering & Construction  
Mandataria

**IGEAG**  
ENGINEERING S.p.A.  
SERVIZI INTEGRATI DI INGEGNERIA  
Mandante

VISTO: IL RESPONSABILE  
DEL PROCEDIMENTO

RESPONSABILE  
DELL'INTEGRAZIONE DELLE  
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE

PROGETTISTA SPECIALISTA

IL COORDINATORE DELLA  
SICUREZZA IN FASE DI  
PROGETTAZIONE

Ing. Giancarlo LUONGO

Ing. Alessandro RODINO

Ing. Alessandro RODINO

Dott. Domenico TRIMBOLI

**OPERE IN SOTTERRANEO**  
GALLERIA EDOLO ARTIFICIALE LATO SUD  
RELAZIONE GEOTECNICA E DI CALCOLO

CODICE PROGETTO

PROGETTO      LIV. PROG.      N. PROG.

COMI21    D    1810

NOME FILE

T01GA02OSTRE01\_B

REVISIONE

SCALA:

CODICE ELAB. T01GA02OSTRE01

B

-

C

B

A

REV.

REVISIONE A SEGUITO ISTRUTTORIA ANAS  
E PER RICHIESTA MODIFICA TRACCIATO

EMISSIONE

DESCRIZIONE

Agosto 2021

Maggio 2021

DATA

M. Barale

M. Barale

REDATTO

E. Giraudò

E. Giraudò

VERIFICATO

A. Rodino

A. Rodino

APPROVATO



INDICE	pag.
1. INTRODUZIONE .....	1
2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO .....	2
3. INQUADRAMENTO GENERALE .....	3
4. OPERE IN PROGETTO .....	5
5. PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO .....	13
6. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI .....	14
7. PARATIE LATERALI.....	17
7.1 Azioni di calcolo .....	19
7.1.1 Spinta delle terre.....	19
7.1.2 Sovraccarichi in superficie .....	21
7.2 Combinazioni di carico .....	21
7.3 Codice di calcolo utilizzato.....	22
7.4 Sezione tipo 1.....	24
7.4.1 Verifiche di tipo geotecnico (GEO) .....	25
7.4.2 Verifiche di tipo strutturale (STR) .....	29
7.4.3 Verifica dei puntoni di contrato.....	33
7.5 Sezione tipo 2.....	36
7.5.1 Verifiche di tipo geotecnico (GEO) .....	37
7.5.2 Verifiche di tipo strutturale (STR) .....	44
7.5.3 Verifica dei tiranti di ancoraggio.....	48
7.6 Sezione tipo 3.....	51
7.6.1 Verifiche di tipo geotecnico (GEO) .....	52
7.6.2 Verifiche di tipo strutturale (STR) .....	57
7.6.3 Verifica dei puntoni di contrato.....	61
7.7 Sezione tipo 4.....	64
7.7.1 Verifiche di tipo geotecnico (GEO) .....	65
7.7.2 Verifiche di tipo strutturale (STR) .....	70
7.8 Sezione tipo 5 (Imbocco Galleria Naturale) .....	74

7.8.1	Verifiche di tipo geotecnico (GEO) .....	75
7.8.2	Verifiche di tipo strutturale (STR) .....	79
7.8.3	Verifica dei tiranti di ancoraggio.....	83
7.9	Sezione tipo 6 (Paratia a valle della Ferrovia).....	86
7.9.1	Verifiche di tipo geotecnico (GEO) .....	88
7.9.2	Verifiche di tipo strutturale (STR) .....	92
7.9.3	Verifica dei tiranti di ancoraggio.....	96
7.10	Verifica a sifonamento .....	99
8.	GALLERIA ARTIFICIALE .....	101
8.1	Azioni di calcolo .....	102
8.1.1	Carichi permanenti .....	102
8.1.2	Spinta delle terre.....	102
8.1.3	Sovraccarichi .....	103
8.1.4	Azioni sismiche .....	103
8.2	Criteri di calcolo .....	104
8.2.1	Condizioni statiche .....	104
8.2.2	Condizioni sismiche .....	107
8.3	Combinazioni di carico .....	108
8.4	Metodo di calcolo .....	109
8.5	Codice di calcolo utilizzato.....	111
8.6	Sezione tipo 1.....	112
8.6.1	Schema di carico in condizioni statiche .....	112
8.6.2	Schema di carico in condizioni sismiche.....	113
8.6.3	Modello di calcolo.....	114
8.6.4	Verifiche agli stati limite ultimi .....	116
8.6.5	Verifiche agli stati limite di esercizio.....	122
8.6.6	Verifiche idrauliche per sollevamento.....	125
8.7	Sezione tipo 2.....	127
8.7.1	Schema di carico in condizioni statiche .....	127
8.7.2	Schema di carico in condizioni sismiche.....	128

8.7.3	Modello di calcolo .....	129
8.7.4	Verifiche agli stati limite ultimi .....	131
8.7.5	Verifiche agli stati limite di esercizio.....	137
8.7.6	Verifiche idrauliche per sollevamento.....	140
8.8	Sezione tipo 3.....	142
8.8.1	Schema di carico in condizioni statiche .....	142
8.8.2	Schema di carico in condizioni sismiche.....	143
8.8.3	Modello di calcolo .....	144
8.8.4	Verifiche agli stati limite ultimi .....	146
8.8.5	Verifiche agli stati limite di esercizio.....	152
8.8.6	Verifiche idrauliche per sollevamento.....	155
8.9	Sezione tipo 4.....	157
8.9.1	Schema di carico in condizioni statiche .....	157
8.9.2	Schema di carico in condizioni sismiche.....	158
8.9.3	Modello di calcolo .....	159
8.9.4	Verifiche agli stati limite ultimi .....	161
8.9.5	Verifiche agli stati limite di esercizio.....	167
8.9.6	Verifiche idrauliche per sollevamento.....	170
9.	CONCLUSIONI.....	172

<b>ALLEGATO 1</b>	PARATIE - SEZIONE TIPO 1 - DATI DI INPUT DEL MODELLO DI CALCOLO
<b>ALLEGATO 2</b>	PARATIE - SEZIONE TIPO 2 - DATI DI INPUT DEL MODELLO DI CALCOLO
<b>ALLEGATO 3</b>	PARATIE - SEZIONE TIPO 3 - DATI DI INPUT DEL MODELLO DI CALCOLO
<b>ALLEGATO 4</b>	PARATIE - SEZIONE TIPO 4 - DATI DI INPUT DEL MODELLO DI CALCOLO
<b>ALLEGATO 5</b>	PARATIE - SEZIONE TIPO 5 - DATI DI INPUT DEL MODELLO DI CALCOLO
<b>ALLEGATO 6</b>	PARATIE - SEZIONE TIPO 6 - DATI DI INPUT DEL MODELLO DI CALCOLO



## 1. Introduzione

La presente relazione viene redatta nell'ambito del progetto dei "Lavori di Ammodernamento della SS. 42 del Tonale e della Mendola. Variante est di Edolo – LOTTO II".

Nella presente relazione vengono espone le principali analisi di calcolo e verifiche geotecniche e strutturali relative alla tratta di Galleria Artificiale SUD.

Le analisi e verifiche riportate nella presente relazione sono eseguite in accordo al Testo Unico D.M. 17/01/2018 "Aggiornamento delle «Norme Tecniche per le Costruzioni»", sia in condizioni statiche che sismiche.

Per quanto riguarda la caratterizzazione geologico-geotecnica delle formazioni interessate dalle opere, e la conseguente definizione dei relativi parametri geotecnici, questa è stata effettuata sulla base di quanto riportato dagli elaborati di carattere Geologico e Geotecnico facenti parte della documentazione progettuale.

Per maggiori dettagli in merito all'ubicazione delle opere ed alle relative caratteristiche geometriche e strutturali si rimanda agli elaborati grafici di progetto.

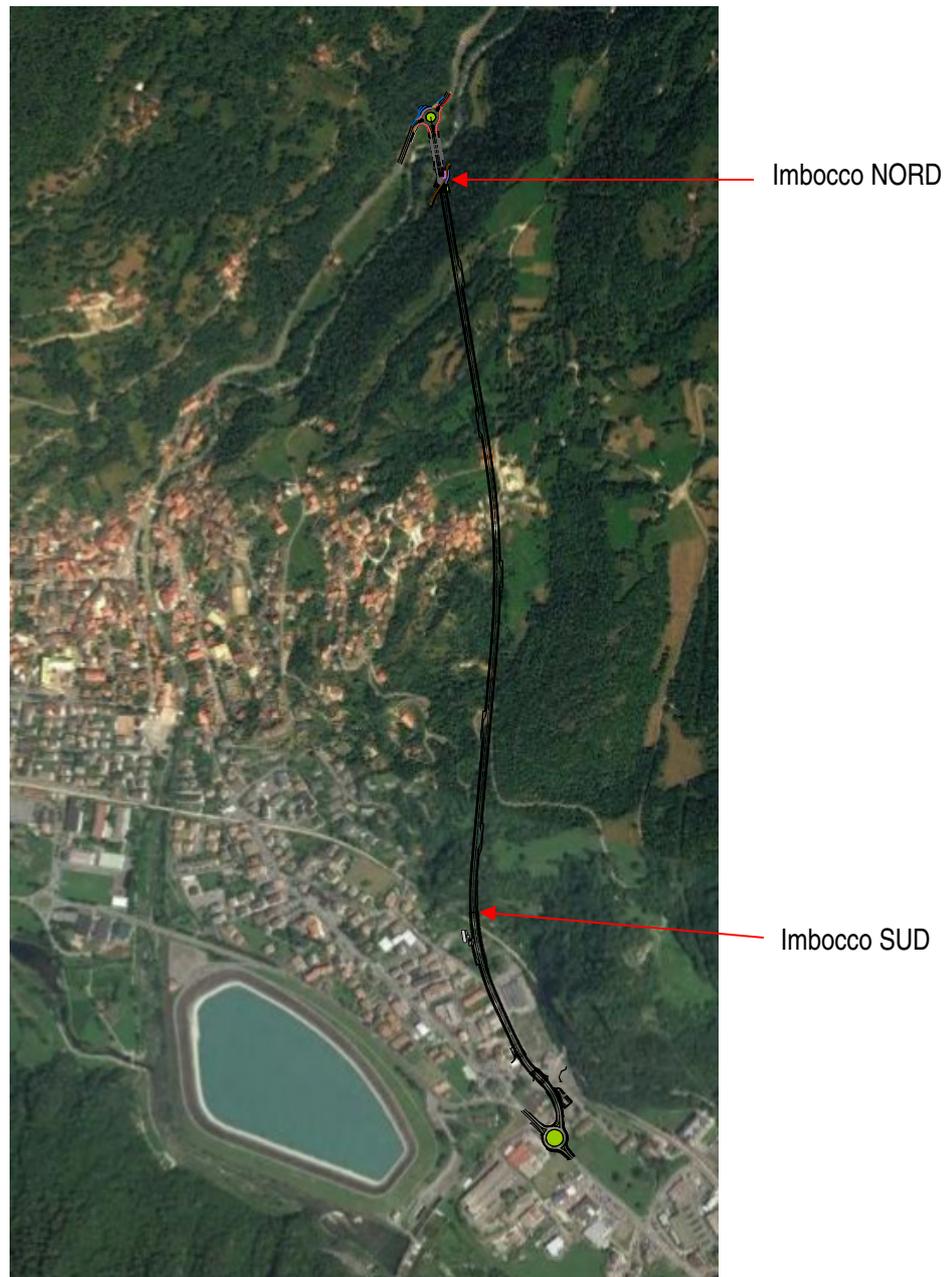
## 2. Normative di riferimento

- Legge 5 novembre 1971, n. 1086 "Norme tecniche per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso, ed a struttura metallica";
- Legge 2 febbraio 1974, n. 64 "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche";
- D.M. Infrastrutture Trasporti 17 gennaio 2018 "Aggiornamento delle «Norme Tecniche per le Costruzioni»";
- Circ. Min. Infrastr. Trasp. 21 gennaio 2019, n. 7 "Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al D.M. 17/01/2018";
- Regolamento (UE) n. 305/2011 del Parlamento Europeo e del Consiglio del 9/03/2011 "Condizioni armonizzate per la commercializzazione dei prodotti da costruzione";
- UNI EN 1992-1-1:2005 "Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici";
- UNI EN 1998-1:2005 "Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici";

### 3. Inquadramento Generale

Ai fini delle analisi e delle verifiche riportate nella presente relazione, nel seguito si evidenziano le principali caratteristiche di Ubicazione e Classificazione dell'opera necessarie per la più corretta definizione delle azioni di calcolo, in accordo a quanto previsto dal D.M.17/01/2018.

La galleria in progetto è ubicata a est dell'abitato di Edolo. Il tratto in naturale si estende dall'imbocco SUD, posto nelle vicinanze della intersezione del tracciato con la linea ferroviaria, fino all'imbocco NORD situato in sponda sx del fiume Oglio a nord dell'abitato.



Il tratto in naturale si estende tra la progressiva km 0+492,00 (imbocco SUD) e la progressiva 1+935,79 (imbocco NORD), per una lunghezza complessiva pari a 1.443,79 m.

I due imbocchi risultano essere ubicati alle seguenti coordinate geografiche:

	latitudine	longitudine
Imbocco SUD	46.174°	10.342°
Imbocco NORD	46.188°	10.341°

Per l'opera in oggetto si definiscono i seguenti parametri di classificazione:

- Zona sismica: 3 (Ai sensi della DGR 11/07/2014 n. X/2129);
- Tipo di costruzione: 2 (costruzioni con livelli di prestazione ordinari);
- Vita nominale:  $V_N \geq 50$  anni
- Classe d'uso: IV
- Coefficiente d'uso:  $C_u = 2,0$
- Periodo di riferimento per le azioni sismiche:  $V_R = V_N \cdot C_u = 100$  anni

A tali coordinate, in relazione alla classe d'uso ed alla vita nominale assunte per l'opera in progetto, si associano i seguenti valori della accelerazione sismica di riferimento:

	$a_g/g$
Imbocco SUD	0.0712
Imbocco NORD	0.0716

Per l'intera estensione longitudinale della galleria, comprese le tratte in artificiale, si adotta pertanto una accelerazione sismica di riferimento pari a:

$$a_g = 0.072 \text{ g}$$

Relativamente alle paratie previste a sostegno degli scavi si evidenzia che, trattandosi di strutture provvisorie, per le quali é prevista una vita utile minore di 2 anni, non risultano necessarie verifiche in condizioni sismiche (§ 2.4.1).

La risposta sismica locale deve poi essere corretta in relazione alla "Categoria del Suolo" e alle "Condizioni Topografiche" proprie del sito di costruzione mediante i relativi coefficienti di amplificazione.

Per il tratto iniziale del tracciato interessato dalla galleria Artificiale Sud oggetto della presente relazione, per la presenza di depositi alluvionali e coltri detritiche, il terreno viene classificato come appartenente alla categoria "B", alla quale corrisponde un coefficiente  $S_S = 1.20$ .

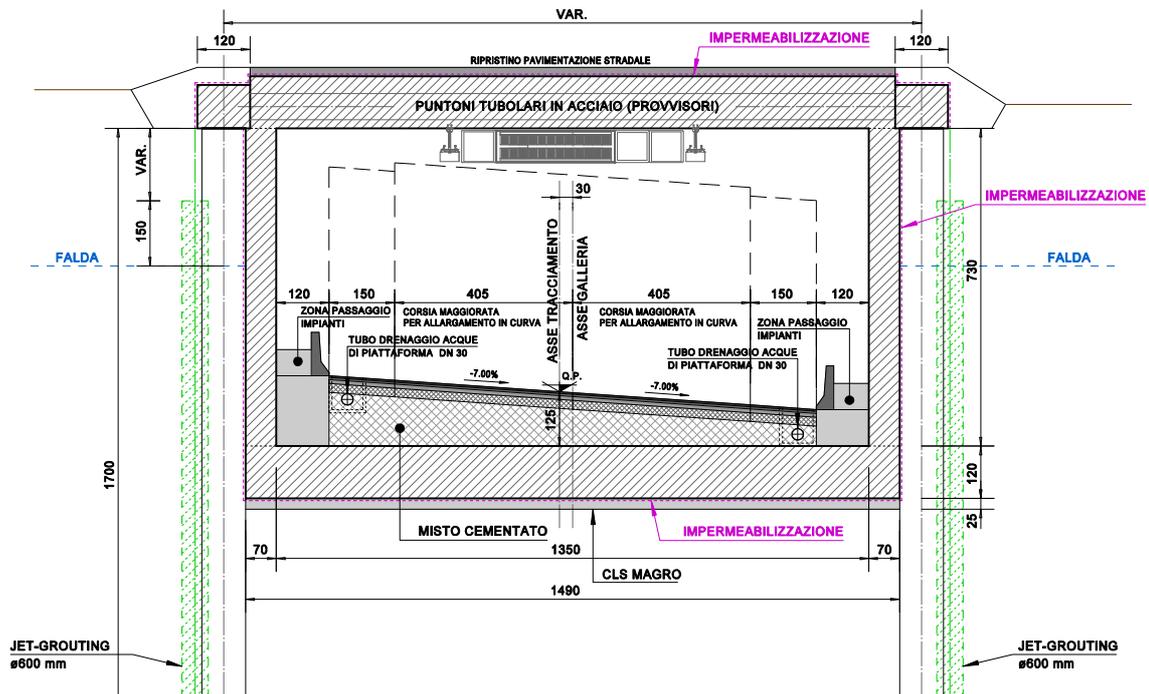
Relativamente alla categoria topografica si assume un coefficiente di amplificazione topografica pari a  $S_T = 1.00$ .

## 4. Opere in progetto

La galleria artificiale in oggetto, della lunghezza complessiva di 342.00 m, si sviluppa dalla progressiva km 0+150 (imbocco sud) alla progressiva km 0+492.00 (imbocco galleria naturale) ed è costituita dai seguenti tratti caratteristici:

### Tratto 1:

da progr. 0+150.00 a progr. 0+225.00: sezione scatolare di larghezza variabile (la larghezza è variabile in funzione dei necessari allargamenti in curva della sede stradale).



Per il sostegno degli scavi, necessari alla costruzione della struttura definitiva, si prevede il ricorso a paratie di pali  $\varnothing 1000$  mm in c.a. posti ad interasse di 1.10 m.

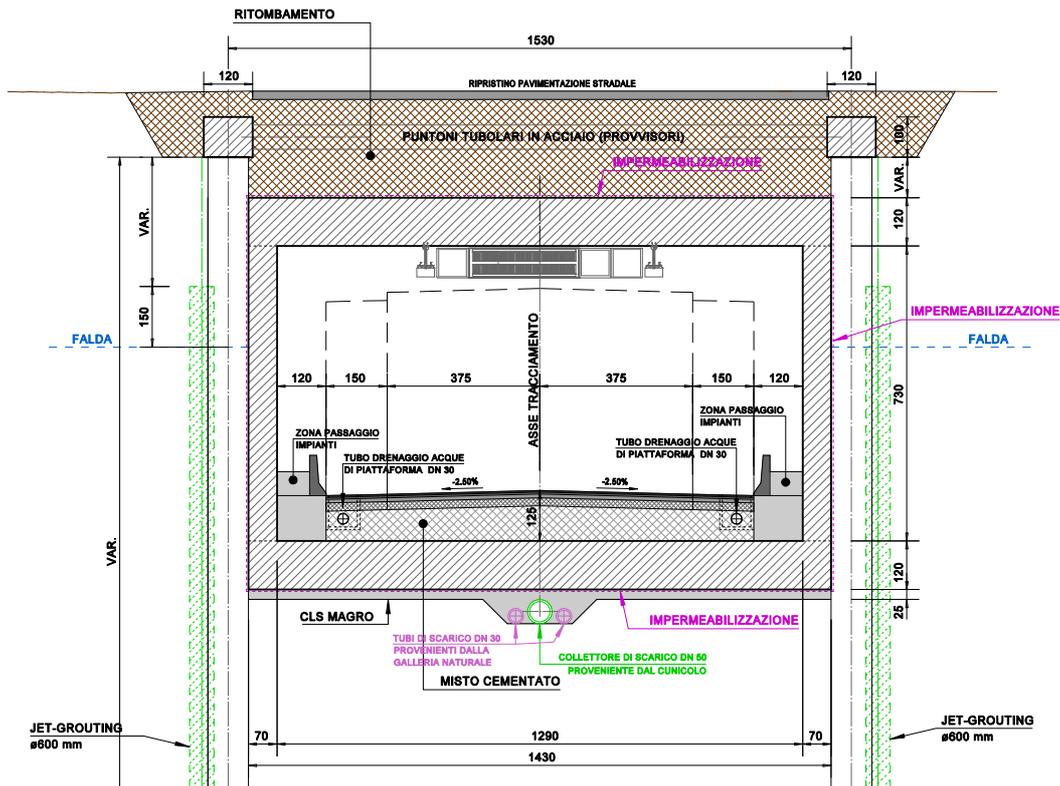
La stabilità delle suddette paratie viene garantita da puntoni tubolari in acciaio posti in corrispondenza dei cordoli correnti in testa ai pali.

Al fine di realizzare uno schermo impermeabile per evitare dannosi reflussi di acqua all'interno dell'area di scavo è prevista inoltre la realizzazione di colonne  $\varnothing 600$  mm di terreno consolidato mediante la tecnica jet-grouting interposte tra i pali in c.a..

### Tratto 2:

da progr. 0+225.00 a progr. 0+365.12: sezione scatolare di larghezza costante.

Nel tratto in questione il tracciato stradale è ad andamento rettilineo per cui non sono necessari allargamenti. La sezione tipo è del tutto analoga alla precedente, ma con sede stradale di larghezza costante pari a 10.50 m.



### Tratto 3:

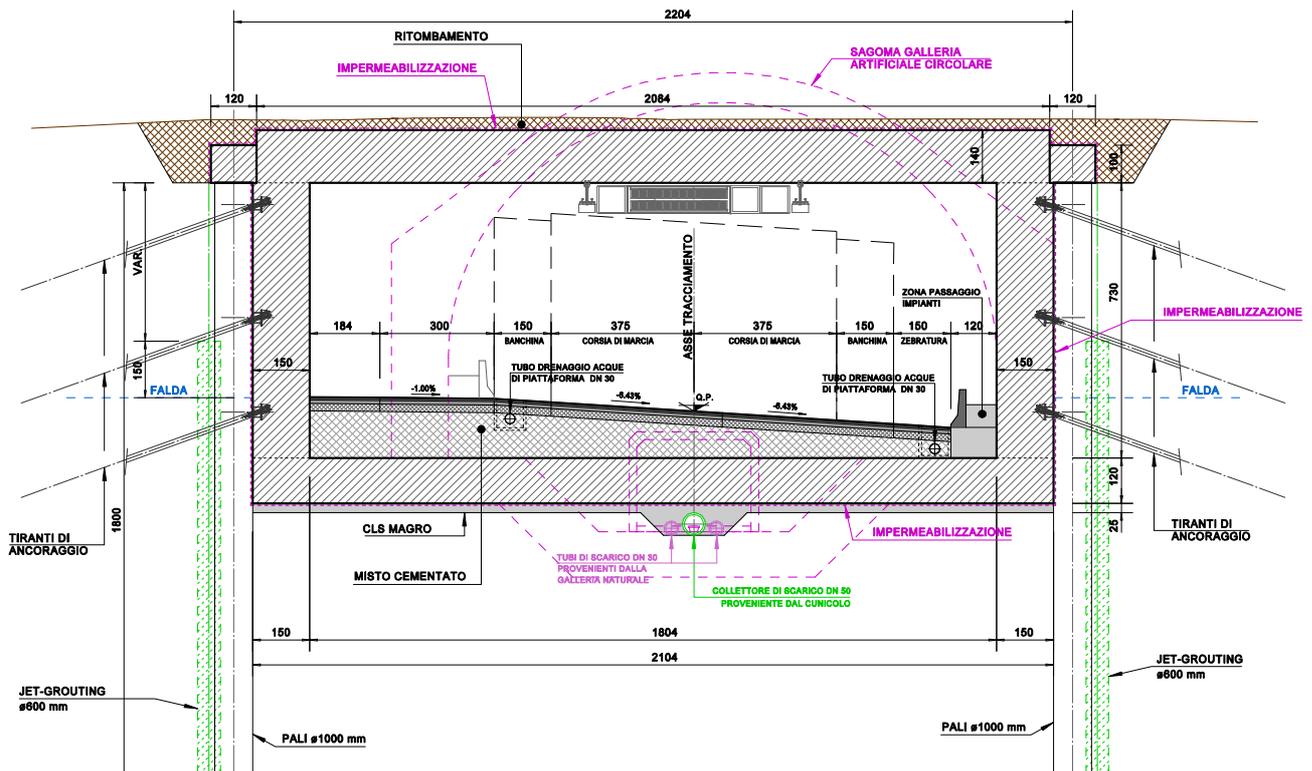
da progr. 0+365.12 a progr. 0+388.83: sezione scatolare di larghezza variabile (la larghezza è variabile al fine di garantire le necessarie condizioni di visibilità in curva). In tale tratto la sezione tipo è del tutto analoga a quella di larghezza variabile precedentemente descritta.

**Tratto 4:** (piazzola sosta di emergenza)

da progr. 0+388.83 a progr. 0+441.17: sezione scatolare di larghezza costante totale netta interna pari a 18.04 m.

In tale tratto è prevista la realizzazione della prima piazzola di sosta di emergenza.

La larghezza complessiva deriva dalla necessità di realizzare, oltre alla piazzola di sosta, anche un allargamento interno curva per soddisfare le verifiche di visibilità.



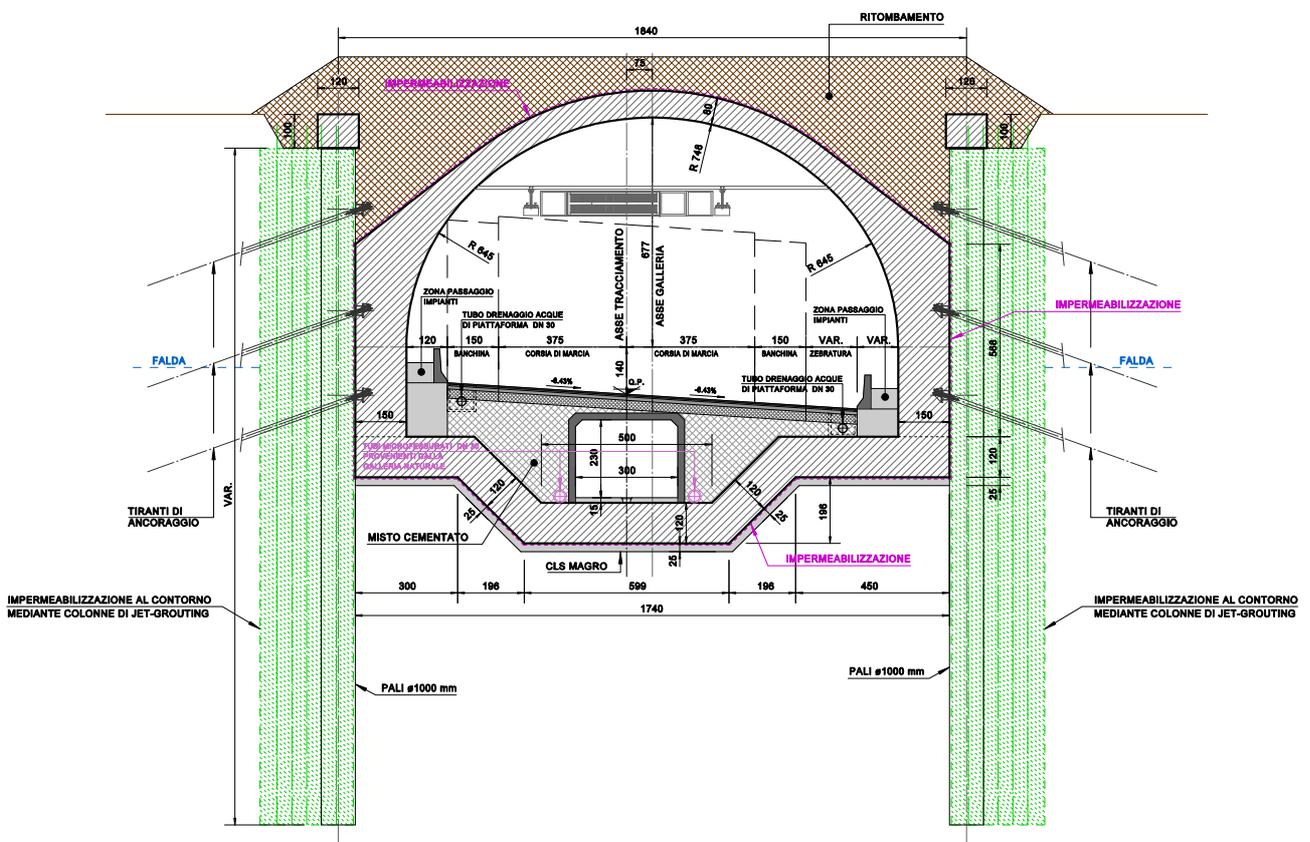
Per il sostegno delle paratie laterali, in luogo dei puntoni in testa, che presenterebbero lunghezze eccessive, si prevede il ricorso tiranti di ancoraggio.

**Tratto 5:**

da progr. 0+441.17 a progr. 0+468.43: tratto galleria a sezione circolare.

In questo tratto la galleria presenta una sezione circolare di larghezza maggiorata rispetto alla galleria naturale per garantire le necessarie condizioni di visibilità in curva. La sagoma interna è quindi costituita da una policentrica con raggi rispettivamente pari a 6.45 m ai fianchi e 7.48 m in calotta.

In tale tratto è prevista anche la presenza del cunicolo di emergenza posto al di sotto della pavimentazione stradale e pertanto la platea di fondazione viene opportunamente sagomata per fare posto al suddetto cunicolo.



Per il sostegno delle paratie laterali, anche in questo tratto sono previsti tiranti di ancoraggio, in luogo dei puntoni in testa che interferirebbero con il getto della calotta della galleria.

### Tratto 6:

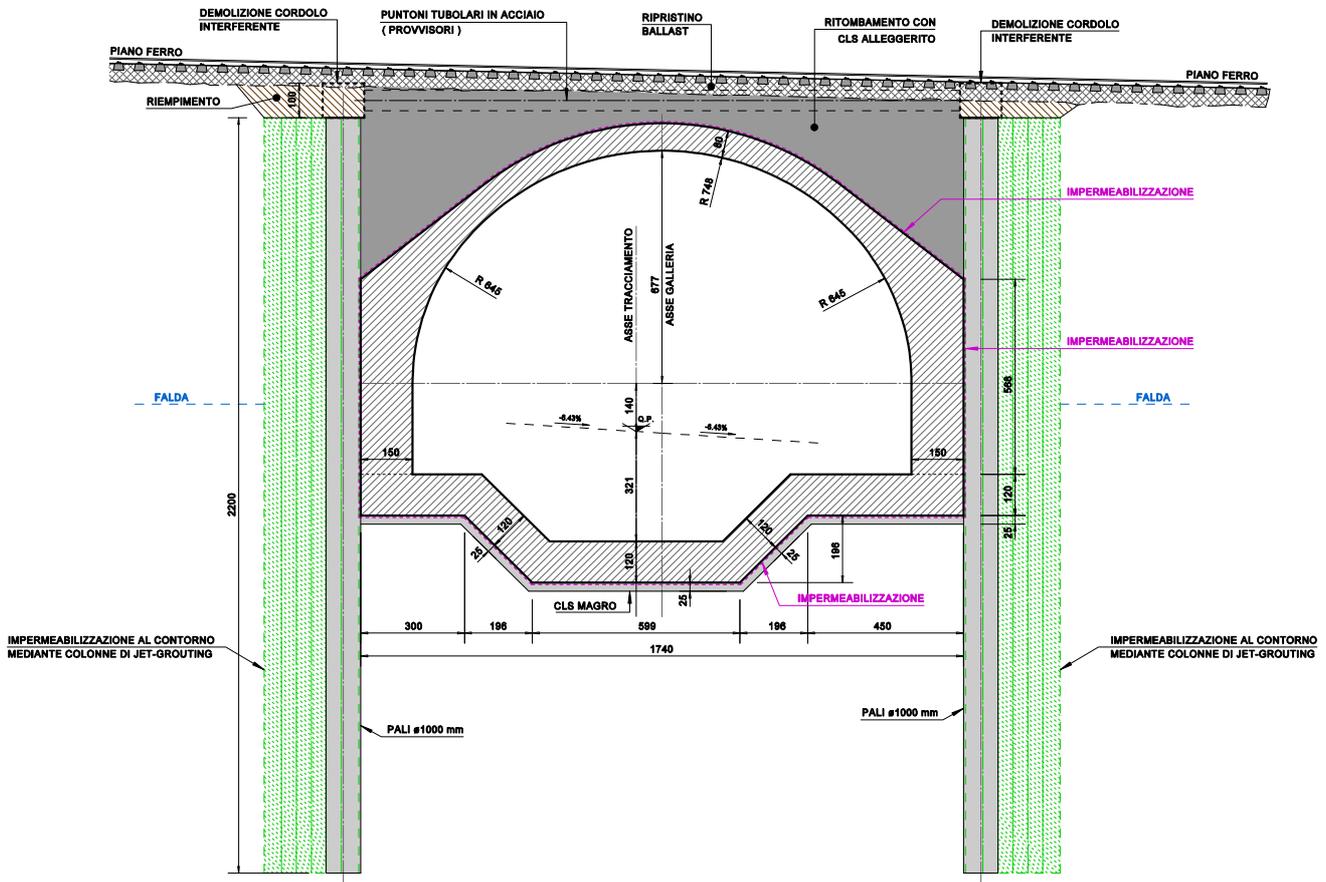
da progr. 0+468.43a progr. 0+492.00: tratto sottoattraversamento della ferrovia.

Il tratto in oggetto è quello corrispondente al sottopassaggio della linea ferroviaria.

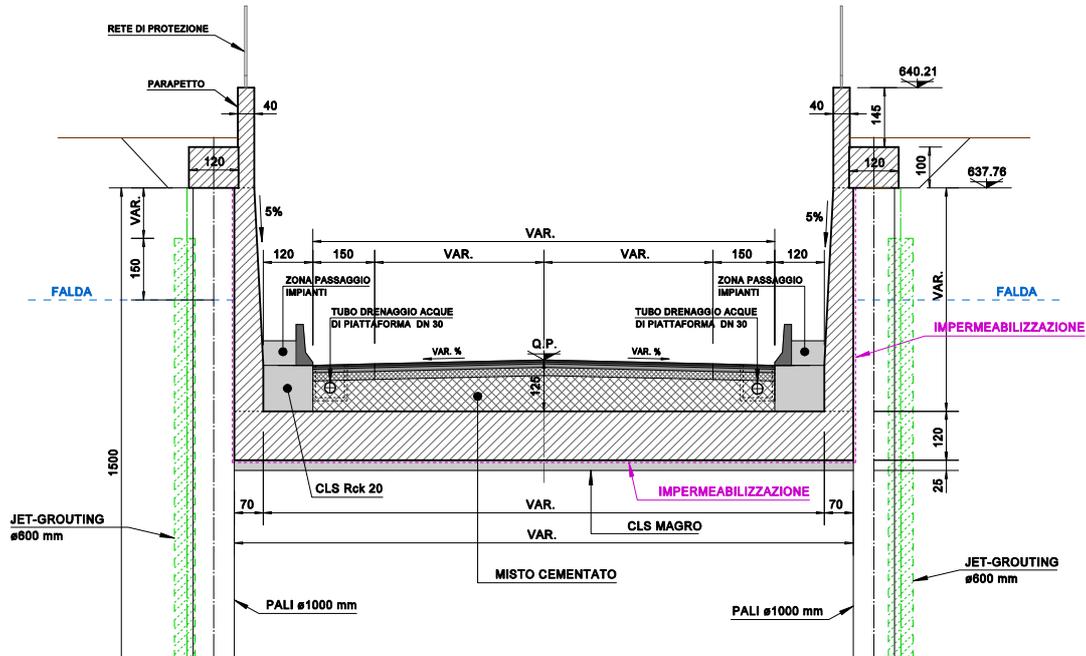
La galleria artificiale presenta ancora le stesse caratteristiche geometriche del tratto precedente (sezione policentrica allargata).

E' previsto nuovamente il ricorso ai puntoni metallici trasversali in testa che non interferiscono più con la calotta della galleria e consentono di velocizzare le operazioni di scavo.

Essendo presente la linea ferroviaria, che sarà ovviamente interrotta durante i lavori per essere poi ripristinata al termine, si prevede un ritombamento della calotta mediante un getto di calcestruzzo alleggerito che consente di ripartire meglio i carichi dei treni.



Per un tratto iniziale della nuova variante stradale, dalla progressiva km 0+100 alla progressiva km 0+150, della lunghezza di 50.0 m, il progetto prevede una soluzione "a cielo aperto" costituita da una platea di fondazione e pareti laterali in c.a. come rappresentato nella figura seguente.



In tale tratto, ove le altezze di scavo sono maggiori (per i primi 20.00 m dall'imbocco della galleria artificiale), per la stabilità delle paratie laterali si adotteranno ancora in puntoni trasversali di contrasto in testa.

Nel tratto precedente, della lunghezza di 30.00 m, ove le altezze di scavo sono minori e non sarebbe possibile adottare i puntoni trasversali che impedirebbero il transito dei mezzi di cantiere, le paratie laterali saranno realizzate "a sbalzo" con adeguato immersionamento al di sotto del piano di fondo scavo.

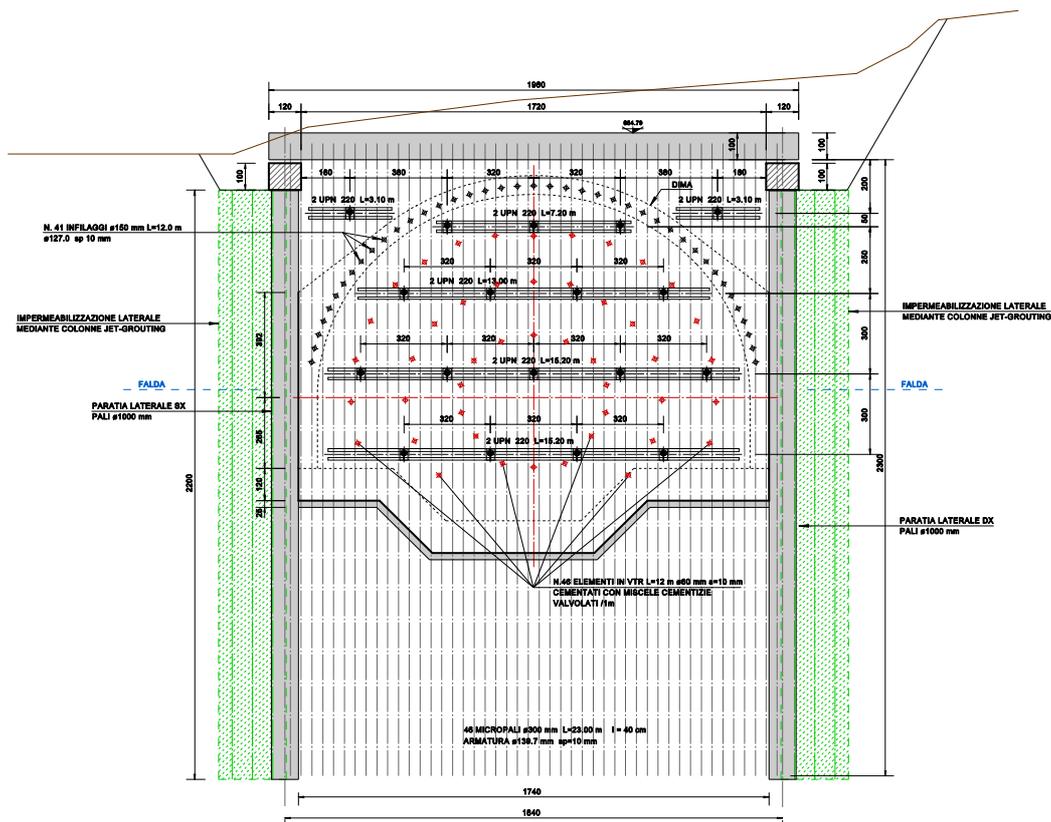
Alla progressiva km 0+492.00 è ubicato l'imbocco della galleria naturale.

Per il sostegno del fronte di attacco della galleria naturale si prevede la realizzazione di una paratia tipo "berlinese" costituita da micropali  $\varnothing 300$  mm posti ad interasse 40 cm ed armati con profilati tubolari metallici  $\varnothing 139.7$  mm  $s=10$  mm.

I micropali in oggetto saranno realizzati mediante perforazioni a rotazione o rototopercussione. Durante le operazioni di perforazione potrà eventualmente essere impiegato un rivestimento metallico provvisorio per consentire il sostegno delle pareti di scavo qualora necessario. A perforazione ultimata sarà posata all'interno l'armatura e sarà effettuata l'iniezione della miscela cementizia a bassa pressione fino a rifluimento in superficie.

La stabilità della paratia è ottenuta ponendo in opera, durante le varie fasi di scavo, tiranti attivi a trefoli disposti ad interasse di 3.20 m, su 4 livelli sovrapposti, mediante la posa di travi di ripartizione costituite da 2 UPN 220 mm.

Al termine degli scavi saranno realizzate le perforazioni di consolidamento del fronte e sarà realizzata la prima serie di infilaggi previsti a consolidamento e sostegno della calotta per il primo avanzamento dello scavo della galleria naturale e sarà infine gettata la dima di attacco in c.a. inglobante i suddetti infilaggi.

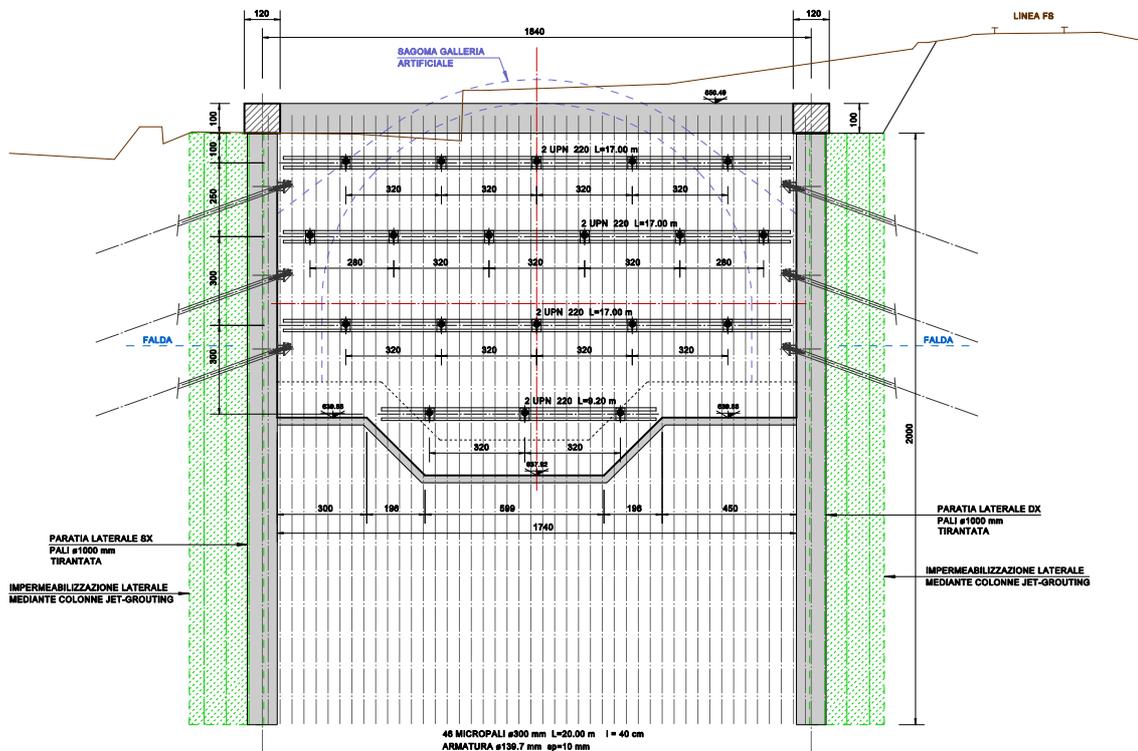


Analoga paratia trasversale tipo "berlinese" è inoltre prevista alla progr. 0+468.43, immediatamente a valle della linea ferroviaria.

Tale paratia ha la funzione di sostegno degli scavi durante le precedenti fasi di costruzione della galleria artificiale fino a tale progressiva e quindi prima della fase di sottoattraversamento della ferrovia.

Tale paratia è costituita, analogamente a quella di imbocco della galleria naturale, da micropali  $\varnothing 300$  mm posti ad interasse 40 cm ed armati con profilati tubolari metallici  $\varnothing 139.7$  mm s=10 mm.

La stabilità della paratia è ottenuta ponendo in opera, durante le varie fasi di scavo, tiranti attivi a trefoli disposti ad interasse di 3.20 m, su 4 livelli sovrapposti, mediante la posa di travi di ripartizione costituite da 2 UPN 220 mm.



Per eventuali maggiori dettagli in merito all'ubicazione delle opere ed alle relative caratteristiche geometriche si rimanda alla visione degli elaborati grafici di progetto.

## 5. Parametri geotecnici di calcolo

Nella tabella che segue sono sintetizzati i valori caratteristici dei principali parametri geotecnici riferiti ai terreni interessati dalle opere in progetto, utilizzati nelle elaborazioni e verifiche, giudicati sufficientemente cautelativi.

### PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI

Strato	Prof. z [m]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\phi_k$ [°]	$c_k$ [kPa]	$E_k$ [MPa]
(A) Alluvioni grossolane (ghiaia sabbiosa)	0.00 – 12.00	19.5	38	0.00	60
(B) Alluvioni fini (sabbia limosa)	> 12.00	18.0	33	0.00	40
(C) Coltre detritica (imbocco galleria)	0.00 - 16.00	20.0	38	0.00	80
(D) Substrato roccioso (imbocco galleria)	> 16.00	27.0	56	190.00	5000

$\gamma$  = densità naturale  
 $\phi_k$  = angolo di resistenza al taglio  
 $c_k$  = coesione  
 $E_k$  = modulo elastico

Si evidenzia che i parametri geotecnici sopra riportati sono quelli caratteristici, nella terminologia corrente adottata dalla normativa; i valori di calcolo sono definiti, caso per caso, in funzione delle verifiche effettuate e dell'Approccio prescelto, applicando a tali valori i corrispondenti coefficienti parziali di sicurezza " $\gamma_M$ ".

## 6. Caratteristiche dei materiali impiegati

### Calcestruzzo C12/15 (per tutti i getti non armati)

#### Calcestruzzo Galleria Artificiale e Platea Muri tratto a cielo aperto C28/35

Resistenza caratteristica cubica a compressione	$R_{ck}$	= 35,00	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	$f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck}$	= 28,00	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media cilindrica a compressione	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	= 36,00	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a trazione semplice	$f_{ctm} = 0.30 f_{ck}^{2/3}$	= 2,77	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} = 0.7 f_{ctm}$	= 1,94	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata	$\alpha_{cc}$	= 0,85	
Coefficiente parziale di sicurezza del calcestruzzo	$\gamma_C$	= 1,50	
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_C$	= 15,87	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_C$	= 1,29	N/mm <sup>2</sup>
Modulo Elastico	$E_{cm} = 22000 (f_{cm}/10)^{0.3}$	= 32310	N/mm <sup>2</sup>

Classe di esposizione:	XC2
Diametro massimo dell'aggregato:	35 mm
Copriferro minimo:	50 mm
Contenuto minimo di cemento:	320 kg/mc
Massimo rapporto A/C:	0.55
Classe di consistenza:	S3

#### Calcestruzzo Elevazione Muri tratto a cielo aperto C28/35

Resistenza caratteristica cubica a compressione	$R_{ck}$	= 35,00	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	$f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck}$	= 28,00	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media cilindrica a compressione	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	= 36,00	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a trazione semplice	$f_{ctm} = 0.30 f_{ck}^{2/3}$	= 2,77	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} = 0.7 f_{ctm}$	= 1,94	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata	$\alpha_{cc}$	= 0,85	
Coefficiente parziale di sicurezza del calcestruzzo	$\gamma_C$	= 1,50	
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_C$	= 15,87	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_C$	= 1,29	N/mm <sup>2</sup>
Modulo Elastico	$E_{cm} = 22000 (f_{cm}/10)^{0.3}$	= 32310	N/mm <sup>2</sup>

Classe di esposizione:	XF2
Diametro massimo dell'aggregato:	35 mm
Copriferro minimo:	50 mm
Contenuto minimo di cemento:	340 kg/mc
Massimo rapporto A/C:	0.50
Classe di consistenza:	S3

**Calcestruzzo Pali ø1000 C25/30**

Resistenza caratteristica cubica a compressione	$R_{ck}$	= 30.00 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	$f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck}$	= 25.00 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media cilindrica a compressione	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	= 33.00 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a trazione semplice	$f_{ctm} = 0.30 f_{ck}^{2/3}$	= 2.56 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} = 0.7 f_{ctm}$	= 1.80 N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata	$\alpha_{cc}$	= 0.85
Coefficiente parziale di sicurezza del calcestruzzo	$\gamma_C$	= 1.50
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_C$	= 14.17 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_C$	= 1.20 N/mm <sup>2</sup>
Modulo Elastico	$E_{cm} = 22000 (f_{cm}/10)^{0.3}$	= 31480 N/mm <sup>2</sup>

Classe di esposizione:	XC2
Diametro massimo dell'aggregato:	35 mm
Copriferro minimo:	75 mm
Contenuto minimo di cemento:	300 kg/mc
Massimo rapporto A/C:	0.60
Classe di consistenza:	S3

Nelle verifiche si fa riferimento ad un diagramma tensione-deformazione di tipo "parabola-rettangolo (a)" (§ 4.1.2.1.2.2).

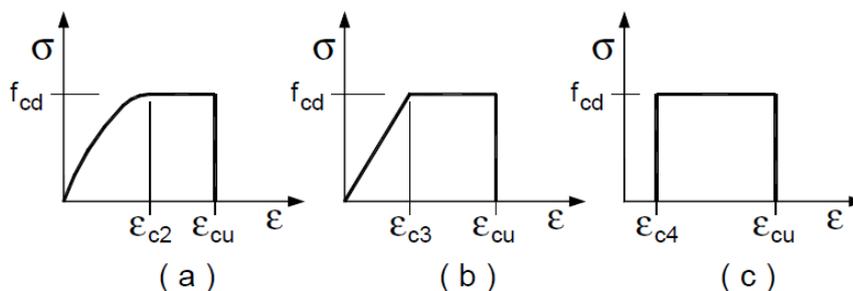


Figura 4.1.1 – Modelli  $\sigma$ - $\epsilon$  per il calcestruzzo

con:  $\epsilon_{c2} = 0.20\%$ ;  $\epsilon_{cu} = 0.35\%$

**Acciaio da c.a. tipo B450C**

Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk}$	=	450	N/mm <sup>2</sup>
Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk}$	=	540	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio	$\gamma_s$	=	1.15	-
Resistenza di calcolo	$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s$	=	391.30	N/mm <sup>2</sup>
Modulo Elastico	$E_s$	=	210000	N/mm <sup>2</sup>

**Armatura micropali, travi di ripartizione delle paratie tipo berlinese, puntoni  
 Acciaio Strutturale tipo S355**

Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk}$	=	355	N/mm <sup>2</sup>
Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk}$	=	510	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_{M0}$	=	1.05	-
Coefficiente parziale di sicurezza per instabilità	$\gamma_{M1}$	=	1.05	-
Resistenza di calcolo	$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s$	=	338.10	N/mm <sup>2</sup>
Modulo Elastico	$E_s$	=	210000	N/mm <sup>2</sup>

Nelle verifiche si fa riferimento ad un diagramma tensione-deformazione di tipo "elastico perfettamente plastico (b)" (§ 4.1.2.1.2.3).

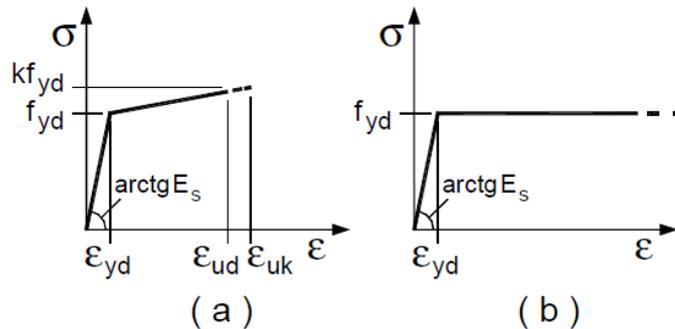


Figura 4.1.2- Modelli  $\sigma$ - $\epsilon$  per l'acciaio

con:  $\epsilon_{yd} = 0.187\%$ ;  $\epsilon_{ud} = 1.00\%$  (B450C)  
 con:  $\epsilon_{yd} = 0.161\%$ ;  $\epsilon_{ud} = 1.00\%$  (S355)

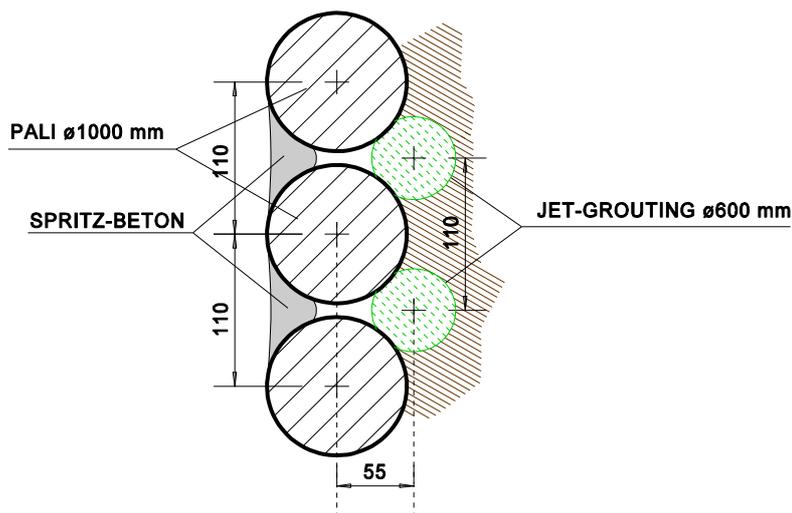
**Acciaio Tiranti a Trefolo Y1860**

Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk}$	=	1860	N/mm <sup>2</sup>
Tensione caratteristica all'1% di deformazione	$f_{yk}$	=	1670	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio	$\gamma_s$	=	1.15	-
Resistenza di calcolo	$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s$	=	1450	N/mm <sup>2</sup>
Modulo Elastico	$E_s$	=	210000	N/mm <sup>2</sup>

## 7. Paratie laterali

E' prevista la realizzazione di pali  $\varnothing 1000$  mm posti ad interasse di 110 cm.

Al fine di realizzare uno schermo impermeabile per evitare dannosi reflussi di acqua all'interno dell'area di scavo é prevista inoltre la realizzazione di colonne  $\varnothing 600$  mm di terreno consolidato mediante la tecnica jet-grouting interposte tra i pali in c.a. come da figura seguente.



La stabilità delle suddette paratie è ottenuta mediante la posa, in corrispondenza del cordolo in c.a. corrente lungo la testa dei pali, di puntoni trasversali in acciaio tubolari  $\varnothing 600$  mm, posti ad interasse di 5.00 m, che verranno rimossi durante il getto della soletta della galleria o durante il ritombamento superiore.

Nella figura a lato é evidenziata la distribuzione delle sezioni tipo di calcolo rappresentative di cui sono riportate nel seguito del presente capitolo le analisi di calcolo e relative verifiche.

**Sezione tipo 1:**

Tratto sottoattraversamento della ferrovia nell'ambito delle coltri detritiche.

Paratie di pali  $\varnothing 1000$  mm con puntoni metallici di contrasto in testa.

**Sezione tipo 2:**

Tratto area piazzola di sosta e primo tratto galleria artificiale a sezione circolare, nell'ambito dei depositi alluvionali.

Paratie di pali  $\varnothing 1000$  mm sostenute mediante tiranti di ancoraggio.

**Sezione tipo 3:**

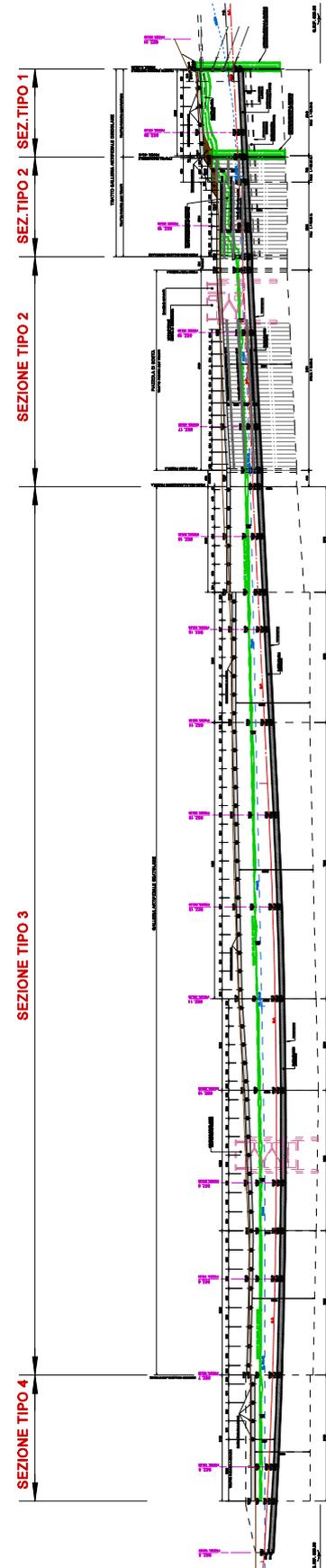
Tratti galleria artificiale a sezione scatolare, nell'ambito dei depositi alluvionali.

Paratie di pali  $\varnothing 1000$  mm con puntoni metallici di contrasto in testa.

**Sezione tipo 4:**

Tratto struttura a cielo aperto nell'ambito dei depositi alluvionali.

Paratie di pali  $\varnothing 1000$  mm a sbalzo senza puntoni di contrasto.



## 7.1 Azioni di calcolo

Per le verifiche relative alle paratie in oggetto, le principali azioni da prendere in considerazione sono le seguenti:

- Spinta delle terre e pressioni idrostatiche della falda;
- Eventuali sovraccarichi in superficie;

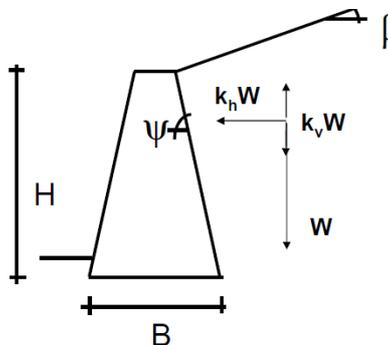
### 7.1.1 Spinta delle terre

Trattandosi di strutture di sostegno di tipo flessibile, la valutazione delle pressioni del terreno, da monte e da valle, viene effettuata tenendo conto, punto per punto, dell'entità e segno delle deformazioni della struttura; in particolare, le pressioni orizzontali vengono di volta in volta calcolate, a seconda dell'entità della deformazione, con riferimento ai seguenti coefficienti di spinta:

- per spostamenti nulli: il coefficiente di spinta a riposo, valutato con la nota espressione di Jaky:

$$k_0 = 1 - \sin \phi'$$

- per spostamenti che determinano condizioni di "scarico" orizzontale del terreno: il coefficiente di spinta attiva, in accordo alle formulazioni di Mononobe-Okabe, valide nell'ipotesi di superficie di scivolamento piana:



$$K = \frac{\sin^2(\psi + \phi' - \theta)}{\cos \theta \sin^2 \psi \sin(\psi - \theta - \delta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi' + \delta) \sin(\phi' - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta) \sin(\psi + \beta)}} \right]^2} \quad \text{per } \beta \leq \phi' - \theta$$

$$K = \frac{\sin^2(\psi + \phi' - \theta)}{\cos \theta \sin^2 \psi \sin(\psi - \theta - \delta)} \quad \text{per } \beta > \phi' - \theta$$

$\phi'$  = angolo di attrito del terreno;

$\delta$  = angolo di attrito al contatto;

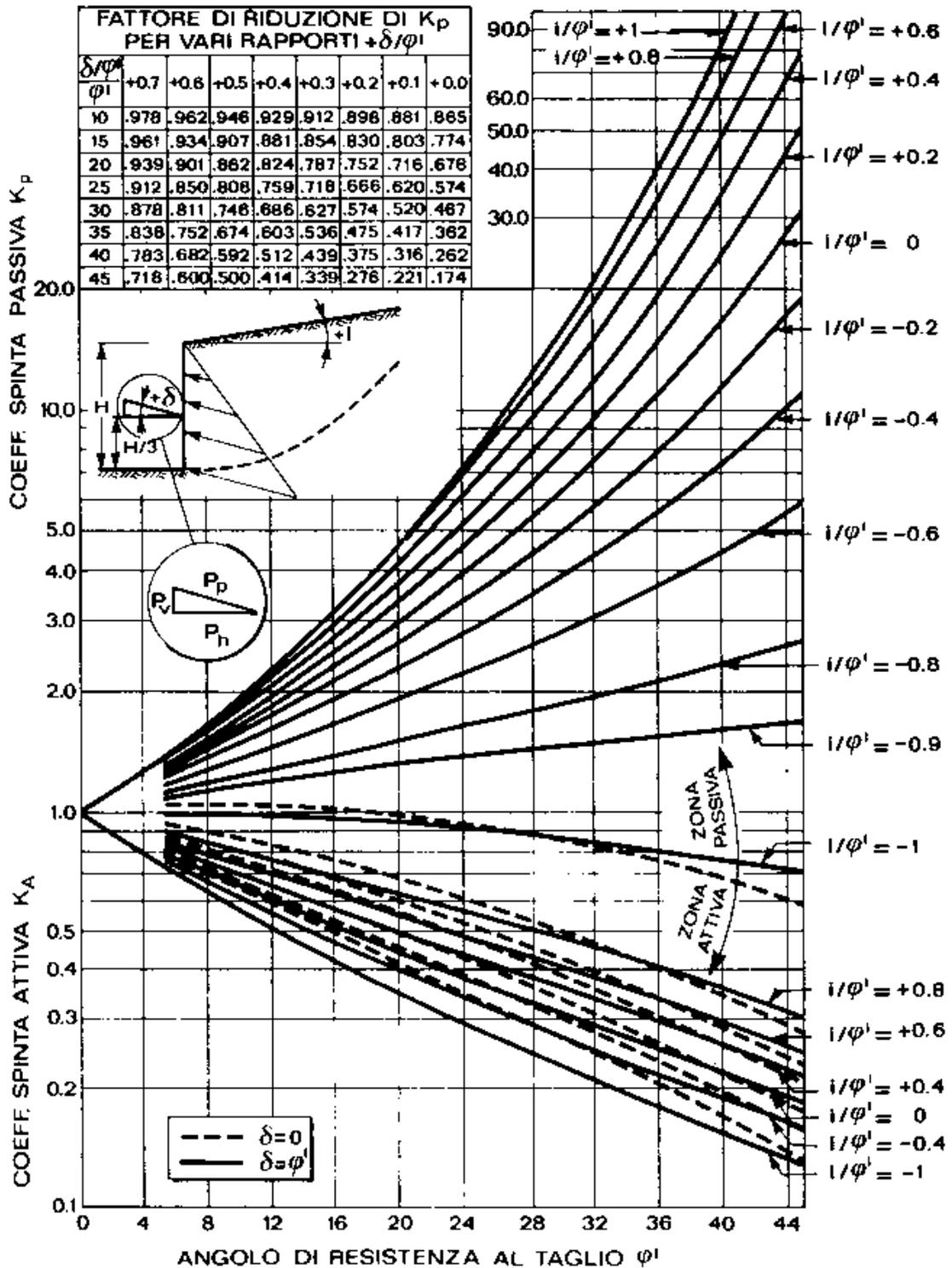
$\psi$  = inclinazione paramento di monte;

$\beta$  = inclinazione della superficie;

$\theta = \arctan k_h$ ;

$k_h$  = coeff. accelerazione sismica orizzontale (nelle analisi statiche è posto  $k_h=0$ ).

- per spostamenti che determinano condizioni di "carico" orizzontale del terreno: il coefficiente di resistenza passiva stimato secondo quanto suggerito da Navfac (1971), nell'ipotesi di superficie di scorrimento curvilinea, valutato mediante l'utilizzo del diagramma seguente.



### 7.1.2 Sovraccarichi in superficie

Si tiene conto della presenza di un sovraccarico di cantiere sulla superficie a monte delle paratie pari a 10 kPa.

## 7.2 Combinazioni di carico

Trattandosi di strutture a carattere provvisoria che termineranno la loro funzione a strutture definitive realizzate, le analisi di calcolo e verifiche sono state effettuate con riferimento al solo *Stato Limite Ultimo* che, in accordo a quanto previsto dalla normativa vigente (NTC18), è espresso dalla formulazione seguente (§ 2.5.3):

$$- \text{Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):} \\ \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.1]$$

per le seguenti combinazioni (§ 6.5.3.1.2):

Combinazione 1: A1+M1+R1

Combinazione 2: A2+M2+R1

Nel caso specifico i carichi permanenti ( $G_1$ ) sono rappresentati in particolare dalla spinta delle terre e dell'acqua di falda.

L'unica azione variabile ( $Q_{k1}$ ) è invece quella relativa al sovraccarico in superficie.

I coefficienti di combinazione delle azioni  $\gamma_{G1}$ ,  $\gamma_Q$ , sono assunti in accordo a quanto indicato nelle tabelle seguenti.

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

	Effetto	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti $G_1$	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(a)}$	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	$\gamma_{Q1}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

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

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale $\gamma_M$	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma_\gamma$	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

### 7.3 Codice di calcolo utilizzato

I calcoli sono eseguiti mediante il seguente codice di calcolo:

Codice:	PARATIE PLUS
Versione	21.1
Produttore	Ce.A.S. s.r.l. ( <a href="http://www.ceas.it/">http://www.ceas.it/</a> )
Distributore	HarpaCeas S.r.l. – Milano ( <a href="http://www.harpaceas.it">www.harpaceas.it</a> )

ParatiePlus analizza il comportamento meccanico di una struttura di sostegno flessibile di uno scavo in terreno o roccia, ponendo l'accento sull'aspetto dell'interazione "locale" fra parete e terreno. Scopo specifico di ParatiePlus è il calcolo delle azioni flettenti e taglianti e delle deformazioni laterali della parete di sostegno, e la valutazione di tutte quelle grandezze a queste connesse.

Lo studio di una parete flessibile è condotto attraverso una simulazione numerica del reale: il programma stabilisce e risolve un sistema di equazioni algebriche la cui soluzione permette di riprodurre realisticamente l'effettivo comportamento dell'opera di sostegno.

La simulazione numerica è quella offerta dal metodo degli elementi finiti.

La schematizzazione in elementi finiti avviene in questo modo:

- si analizza un problema piano (nel piano Y-Z): i gradi di libertà nodali attivi sono lo spostamento laterale e la rotazione fuori piano: gli spostamenti verticali sono automaticamente vincolati (di conseguenza le azioni assiali nelle pareti verticali non sono calcolate);
- la parete flessibile di sostegno vera e propria è schematizzata da una serie di elementi finiti BEAM verticali;
- il terreno, che spinge contro la parete (da monte e da valle) e che reagisce in modo complesso alle deformazioni della parete, è simulato attraverso un doppio letto di molle elasto-plastiche connesse agli stessi nodi della parete;
- i tiranti e i puntoni sono schematizzati tramite molle puntuali convergenti in alcuni punti (nodi) della parete ove convergono parimenti elementi BEAM ed elementi terreno.

Il codice di calcolo, assegnati tutti i dati relativi alle caratteristiche meccaniche della struttura, alle caratteristiche geotecniche dei terreni ed alle varie fasi di scavo e messa in opera degli eventuali contrasti, partendo dalla configurazione indeformata iniziale determina, fase per fase, le variazioni tensionali prodotte dalle operazioni di scavo e di messa in opera dei sostegni (squilibri tensionali) e provvede alla ridistribuzione delle pressioni di monte e di valle, congruentemente con le caratteristiche di resistenza e di deformabilità definite per la struttura e per il terreno, operando più iterazioni di calcolo fino al raggiungimento della configurazione di equilibrio finale, caratterizzata dal rispetto dei criteri di rottura prescelti per gli strati di terreno interessati.

In particolare le iterazioni di calcolo suddette vengono effettuate allo scopo di riequilibrare le forze trasmesse dal terreno nei vari nodi strutturali quando queste superano il criterio di rottura (ridistribuzione delle tensioni di plasticizzazione).

Il codice di calcolo inoltre procede alla ricerca dell'equilibrio della struttura per ogni fase di scavo, o di attivazione dei contrasti, partendo dalla configurazione di equilibrio precedente consentendo pertanto di ottenere le sollecitazioni risultanti nella struttura in ogni fase e risalire quindi all'inviluppo delle massime sollecitazioni; vengono in particolare determinate, in ogni fase di calcolo, le pressioni monte/valle trasmesse alla struttura, le deformazioni, le rotazioni, i momenti flettenti e le forze di taglio in ogni nodo strutturale, nonché le sollecitazioni risultanti negli eventuali elementi di contrasto.

#### Grado di affidabilità del codice

L'affidabilità del codice di calcolo è garantita dall'esistenza di un'ampia documentazione di supporto. L'interattività specifica del software per l'introduzione di dati permette la visualizzazione ed il controllo immediato degli elementi introdotti. E' possibile inoltre ottenere rappresentazioni grafiche di deformate e sollecitazioni della struttura.

A supporto del programma è fornita una ampia manualistica contenente fra l'altro una vasta serie di test di validazione.

#### Motivazione della scelta del codice

PARATIE PLUS è specificatamente dedicato alle analisi dell'interazione terreno-struttura di paratie flessibili contrastate anche su più livelli. Esso sviluppa i calcoli ponendo particolare attenzione alla determinazione delle sollecitazioni e deformazioni della struttura che si sviluppano durante la successione delle operazioni di scavo e messa in opera dei contrasti.

#### Valutazione della correttezza dei modelli

I modelli di calcolo adottati sono da ritenersi appropriati in quanto non sono state riscontrate labilità, le reazioni passive del terreno presente lato scavo e dei contrasti equilibrano i carichi applicati.

#### Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

L'analisi critica dei risultati e dei parametri di controllo nonché il confronto con valutazioni di massima eseguite con altri codici semplificati portano a confermare la validità dei risultati ottenuti.

## 7.4 Sezione tipo 1

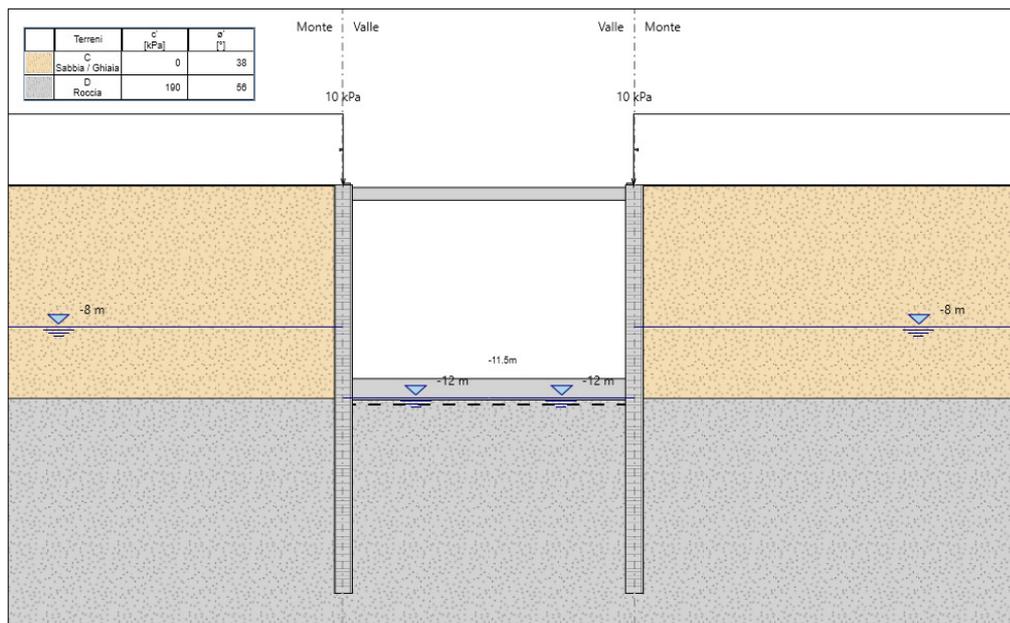
Nel presente capitolo sono esposte le principali analisi e verifiche relative ad una sezione tipo rappresentativa in corrispondenza del sottoattraversamento della linea ferroviaria.

La sezione di scavo interessa le coltri detritiche di versante e, nella parte inferiore, il basamento roccioso.

Nelle analisi svolte si è considerata la presenza della falda a -8.00 m dal p.c. così come è risultato dalle misurazioni fatte. Da evidenziare che, essendo prevista l'esecuzione delle colonne in jet-grouting esternamente ai pali  $\varnothing 1000$  al fine di creare una barriera impermeabile, nelle analisi di calcolo si è tenuto conto anche della spinta idrostatica corrispondente al battente idraulico tra il livello esterno della falda e quello tra le paratie, posto sempre coincidente con il piano di fondo scavo durante le varie fasi realizzative.

La successione delle fasi di calcolo è la seguente:

- Stage 1: Step iniziale di calcolo con scavo di circa 100 cm e realizzazione dei contrasti in testa;  
tale step viene effettuato al fine di calcolare lo stato tensionale iniziale presente nel terreno;
- Stage 2 - 6: Step intermedi di calcolo per successivi approfondimenti di circa 2.00 m ciascuno dello scavo fino alla profondità di 10.00 m;
- Stage 8: Step finale con approfondimento dello scavo alla massima profondità prevista pari a 12.00 m e getto della platea di fondazione della galleria

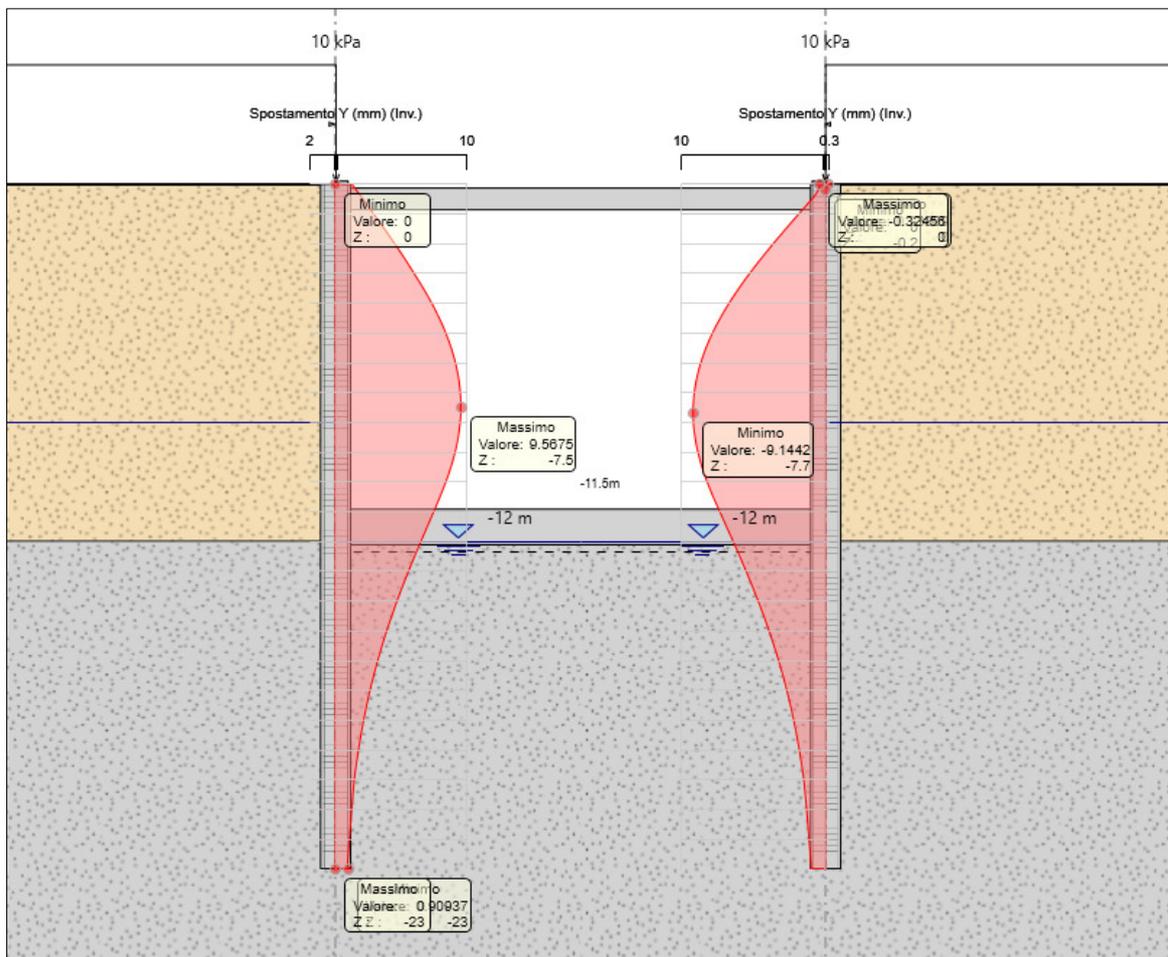


### 7.4.1 Verifiche di tipo geotecnico (GEO)

Le verifiche riportate nei paragrafi che seguono fanno riferimento agli Stati Limite Ultimi di tipo geotecnico (GEO), per la combinazione A2+M2+R1, in accordo a quanto previsto dalla normativa in merito alle opere di sostegno, accertando il soddisfacimento della seguente condizione:

$$E_d \leq \frac{R_d}{\gamma_R}$$

Nella figura che segue vengono rappresentati gli involuপি, tra tutte le fasi di scavo, delle massime deformate ottenute dal calcolo per la combinazione di carico di interesse.



Combinazione GEO – (A2+M2+R1)  
 Inviluppo delle deformate d'asse

$$\delta_{\max} = 9.6 \text{ mm}$$

### Collasso per rotazione rigida intorno ad un punto

L'equilibrio della struttura, soggetta alle pressioni attive agenti da monte, deve essere garantito dalle reazioni passive del terreno presente nel tratto di immersione dei pali, dalla reazione di vincolo in testa offerta dal contrasto provvisorio previsto e da quella della platea di fondazione della galleria.

Come rilevabile dalle deformate ottenute, le strutture hanno raggiunto una condizione finale di equilibrio. Pertanto tale verifica è automaticamente soddisfatta.

### Collasso per carico limite verticale

La verifica viene effettuata considerando agli effetti della resistenza il solo tratto di immersione utile dei pali al di sotto del piano di fondo scavo ( $L_i = 11.00$  m).

I calcoli sono effettuati con riferimento ad una estensione longitudinale di paratia pari a 1.00 m, schematizzata come solido rettangolare, considerando cautelativamente agli effetti della resistenza del terreno le sole superfici laterali della paratia.

Il valore della azione di calcolo " $E_d$ " agente è dato dal peso proprio della paratia ( $W_P$ ) e il peso del cordolo in testa ai pali ( $W_C$ ).

Le suddette componenti di carico sono:

$$\begin{aligned} W_{P,k} &= D \cdot L_P \cdot \gamma_P = 1.00 \text{ m} \cdot 23.00 \text{ m} \cdot 25.00 \text{ kN/m}^3 && = 575.00 \text{ kN/m} \\ W_{C,k} &= A_C \cdot \gamma_C = 1.20 \text{ m} \cdot 1.00 \text{ m} \cdot 25.00 \text{ kN/m}^3 && = 30.00 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Si ottiene pertanto:  $E_d = 605.00$  kN/m

Per quanto riguarda la determinazione della capacità portante dei pali, questa viene effettuata mediante la somma del carico laterale " $Q_L$ " e del carico alla base " $Q_B$ ":

$$R_{c,d} = Q_{L,d} + Q_{B,d}$$

La valutazione della resistenza laterale  $Q_{L,d}$  viene effettuata a partire dal valore caratteristico  $Q_{L,k}$  calcolato tramite la determinazione della tensione di aderenza palo-terreno " $\tau_{a,k}$ " in funzione dello stato tensionale geostatico presente alle varie profondità utilizzando i parametri geotecnici caratteristici del terreno, mediante la seguente relazione:

$$\tau_{a,k} = c'_k + \sigma_{n,k} \cdot \tan \phi'_k$$

dove:

- $c'_k$  = coesione efficace del terreno;
- $\phi'_k$  = angolo di attrito al contatto con la superficie laterale dei pali;
- $\sigma_{n,k}$  =  $k_0 \sigma_v$  = tensione normale all'asse dei pali;
- $\sigma_v$  = tensione geostatica verticale alle varie profondità;

CAPACITA' PORTANTE LATERALE:											
Str.	Prof.	Spess.	Gamma	Coe	Phi	Ko	Sigma_v	Sigma'v	Sigma'n	Tau_a	Nlim
1	0.00 (*)	11.00	27.00	190.00	56.00	0.17	0.00	0.00	0.00	190.00	2349.22
	11.00						297.00	187.00	31.79	237.13	
(*) Quota della falda											Capacita' Portante Limite: Qlim = 2349.22

In riferimento alle due superfici laterali della paratia (valle/monte) risulta quindi:

$$Q_{L,cal} = 2 \cdot 2349.22 \text{ kN/m} = 4698.44 \text{ kN/m} \approx 4700 \text{ kN/m}$$

Visto l'elevato valore della resistenza laterale ottenuto, risulta ininfluenza il contributo della resistenza alla base dei pali che saranno tra l'altro certamente immorsati in roccia.

Il valore caratteristico della resistenza viene quindi ottenuto applicando al valore calcolato un opportuno fattore di correlazione ( $\xi$ ), assunto cautelativamente pari a 1.70, come sotto riportato (§ 6.4.3.1.1):

Tab. 6.4.IV - Fattori di correlazione  $\xi$  per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	$\geq 10$
$\xi_3$	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
$\xi_4$	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

$$R_{c,k} = Q_{L,cal} / \xi = 4700 / 1.70 = 2764.71 \text{ kN/m}$$

Nel caso in esame, trattandosi di verifica relativa ad una paratia provvisoria, per il coefficiente parziale ( $\gamma_R$ ), si adotta un valore unitario (§ 6.5.3.1.2).

Si ottiene quindi:  $R_{c,d} = R_{c,k} \approx 2700 \text{ kN/m} > E_d$  (ok!)

### **Stabilità globale dell'insieme terreno-opera**

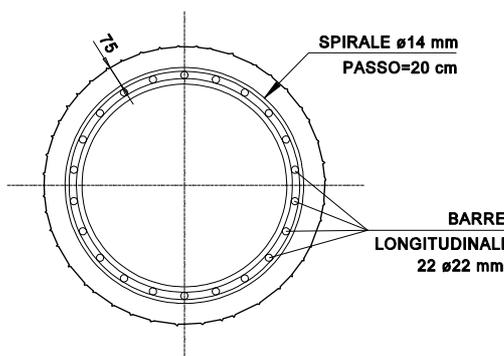
In relazione alla particolare geometria del problema oggetto di analisi, le verifiche di stabilità generale terreno-opera, che dovrebbero essere effettuate per superfici di scorrimento molto profonde coinvolgenti entrambi le paratie in un terreno pianeggiante, non sono significative né rappresentative.

Sono infatti da escludere superfici coinvolgenti le singole paratie laterali in quanto il soddisfacimento delle verifiche strutturali presuppone la resistenza a taglio delle pareti stesse nei confronti delle spinte del terreno.

### 7.4.2 Verifiche di tipo strutturale (STR)

Le verifiche riportate nel seguito fanno riferimento agli Stati Limite Ultimi di tipo STR, secondo la combinazione A1+M1+R1, in accordo a quanto previsto dalla normativa in merito alle opere e sistemi geotecnici.

La sezione strutturale oggetto di verifica è quella del palo  $\phi 1000$  mm armato con n. 22 $\phi 22$  correnti e da una spirale  $\phi 14$  mm passo 20 cm.



A tale sezione corrisponde, trascurando a favore di sicurezza il carico assiale, un valore del momento resistente minimo pari a  $M_{Rd} = 1159$  kNm (cfr. figura seguente).

**Titolo:** [ ]

**Sezione circolare cava**

- Raggio esterno: 500 [mm]
- Raggio interno: 0 [mm]
- N° barre uguali: 22
- Diametro barre: 22 [mm]
- Copriferro (baric.): 110 [mm]

**N° barre:** 26 **Zoom**

N°	As [mm²]	x [mm]	y [mm]
1	0	0	0
2	0	0	0
3	0	0	0
4	0	0	0
5	0	0	0
6	0	0	0

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

**Sollecitazioni:**  
 S.L.U.  Metodo n

**P.to applicazione N:**  
 Centro  Baricentro cls  
 Coord.[mm] xN: [ ] yN: [ ]

**Materiali:**  
 B450C C25/30  
 $\epsilon_{su}$ : 67.5 ‰  $\epsilon_{c2}$ : 2 ‰  
 $f_{yd}$ : 391.3 N/mm²  $\epsilon_{cu}$ : 3.5 ‰  
 $E_s$ : 200.000 N/mm²  $f_{cd}$ : 14.17 ‰  
 $E_s/E_c$ : 15  $f_{cc}/f_{cd}$ : 0.8  
 $\epsilon_{syd}$ : 1.957 ‰  $\sigma_{c,adm}$ : 9.75 N/mm²  
 $\sigma_{s,adm}$ : 255 N/mm²  $\tau_{co}$ : 0.6  
 $\tau_{c1}$ : 1.829

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

**Tipo flessione:**  
 Retta  Deviata

**Vertici:** 52 **N° rett.** 100

**Calcola MRd** **Dominio M-N**

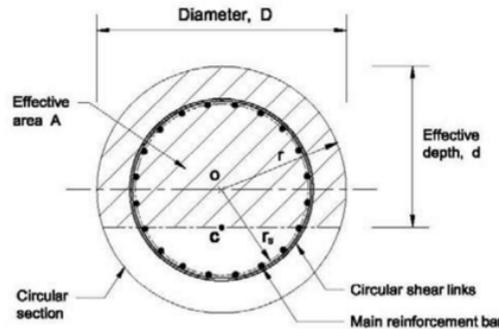
$M_{xRd}$ : 1.159 kNm

$\sigma_c$ : -14.17 N/mm²  
 $\sigma_s$ : 391.3 N/mm²  
 $\epsilon_c$ : 3.5 ‰  
 $\epsilon_s$ : 9.224 ‰  
 d: 890 mm  
 x: 244.8 x/d: 0.2751  
 $\delta$ : 0.7838

**Precompresso**

La resistenza a taglio viene valutata secondo il "metodo della sezione rettangolare equivalente": la sezione circolare viene approssimata mediante una sezione rettangolare equivalente come rappresentato in figura.

$r = 500 \text{ mm}$	raggio della sezione circolare
$A_{\text{tot}} = \pi r^2 = 785.398 \text{ mm}^2$	area totale della sezione circolare
$b = r \sqrt{2} = 707 \text{ mm}$	larghezza equivalente
$h = A_{\text{tot}}/b = 1110 \text{ mm}$	altezza equivalente
$d = r \sqrt{2} = 707 \text{ mm}$	altezza utile equivalente



Per l'assorbimento di tale sollecitazione é prevista una spirale  $\phi 14 \text{ mm}$  con passo  $s=20 \text{ cm}$ .

La resistenza a taglio é pari al minore dei seguenti due valori:

Resistenza dell'armatura a "taglio-trazione":

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin \alpha \quad [4.1.27]$$

dove:

$d$	=	$707 \text{ mm}$
$A_{sw}$	=	$308 \text{ mm}^2$ ( $2\phi 14$ )
$s$	=	$200 \text{ mm}$
$f_{yd}$	=	$391.30 \text{ N/mm}^2$

Risulta:  $V_{Rsd} = 383.29 \text{ kN}$

Resistenza del calcestruzzo d'anima a "taglio-compressione":

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta)/(1 + \text{ctg}^2 \theta) \quad [4.1.28]$$

dove:

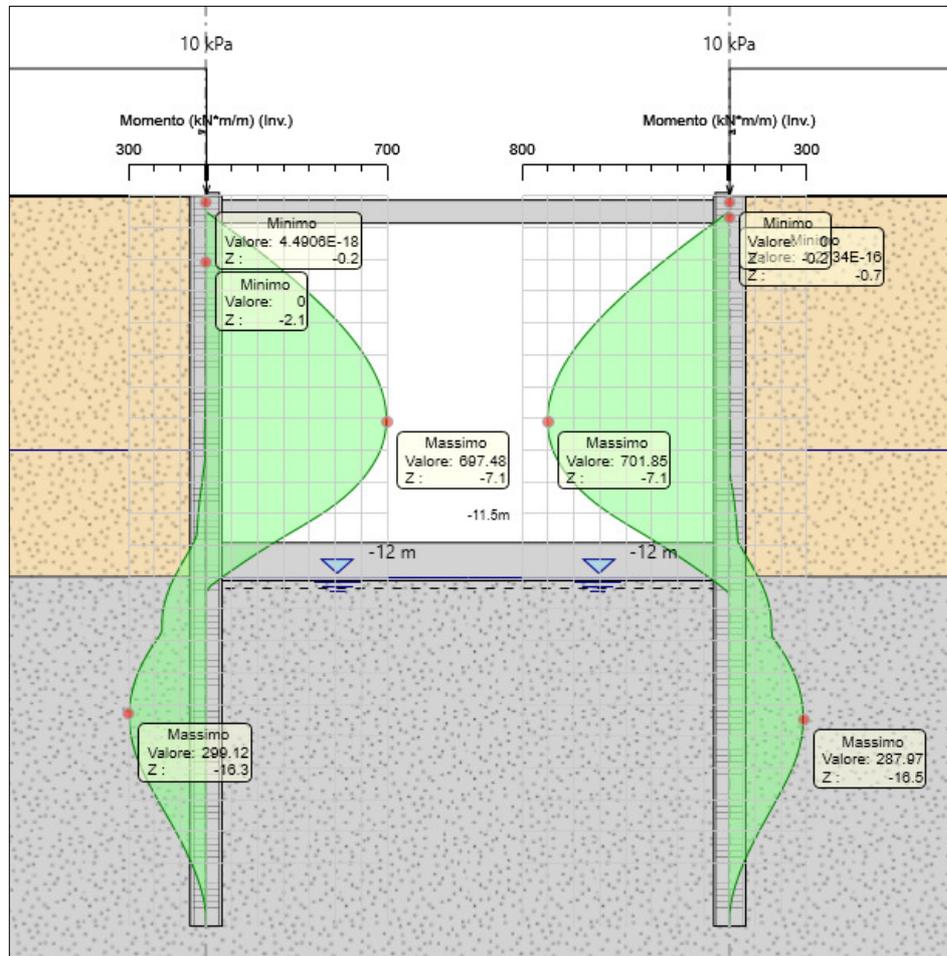
$d$	=	$707 \text{ mm}$
$b_s$	=	$707 \text{ mm}$
$\alpha_c$	=	$1$
$v$	=	$0.5$
$f_{cd}$	=	$14.17 \text{ N/mm}^2$

Risulta:  $V_{Rcd} = 1593.27 \text{ kN}$

Pertanto:  $V_{Rd} = \min(V_{Rsd}; V_{Rcd}) = 383.29 \text{ kN}$

Nelle figure che seguono sono rappresentati i principali risultati dell'analisi in termini di caratteristiche di sollecitazione negli elementi strutturali.

I predetti valori sono quelli corrispondenti ad una estensione unitaria di struttura; le caratteristiche di sollecitazione relative a ciascun elemento strutturale sono pertanto quelle ottenute dal calcolo moltiplicate per l'interasse relativo.

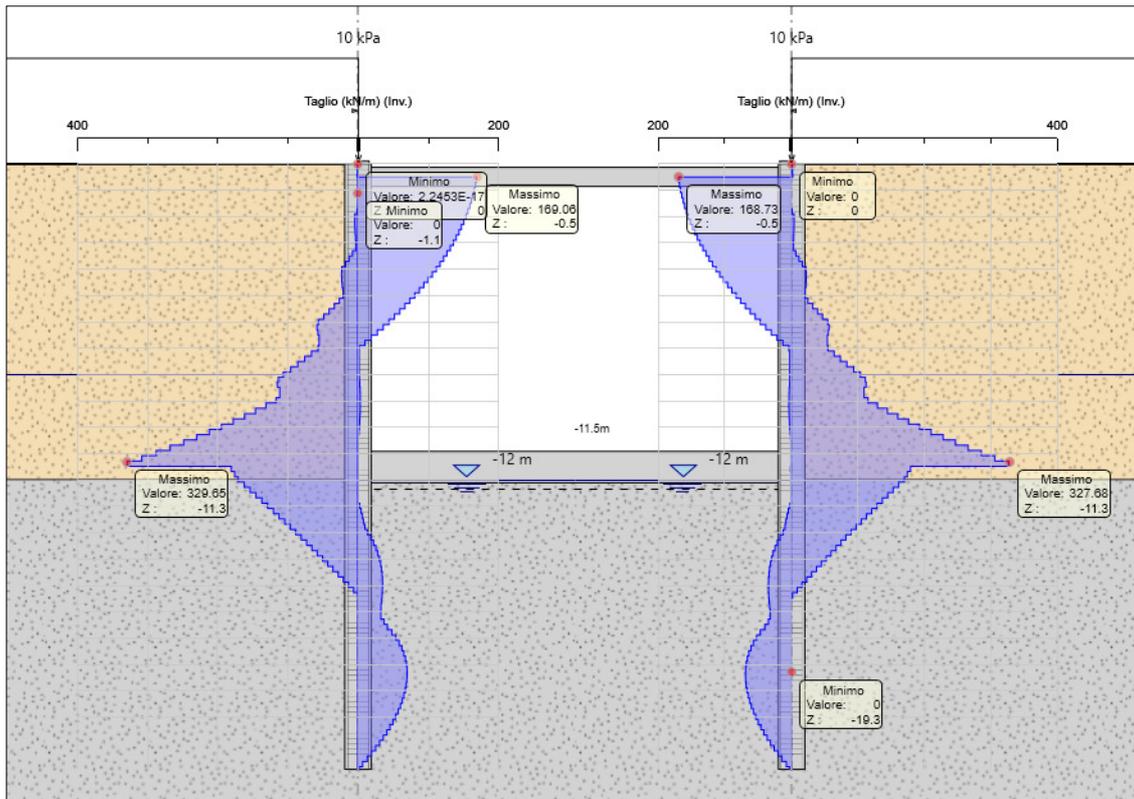


Involuppo dei Momenti Flettenti

$$M_{\max} = 701.85 \text{ kNm/m};$$

$$M_{\text{palo}} = M_{\max} \cdot i_p = 701.85 \cdot 1.10 \text{ m} = 772.04 \text{ kNm /palo}$$

$$M_{\text{palo}} / M_{R,\text{palo}} = 0.67 \quad \text{tasso di sfruttamento (ok!)}$$



Involuppo delle Sollecitazioni di Taglio

$$T_{\max} = 329.65 \text{ kN/m};$$

$$T_{\text{palo}} = T_{\max} \cdot i_p = 329.65 \cdot 1.10 \text{ m} = 362.62 \text{ kN /palo}$$

$$T_{\text{palo}} / T_{R,\text{palo}} = 0.95 \quad \text{tasso di sfruttamento (ok!)}$$

### 7.4.3 Verifica dei puntoni di contratto

Nel prospetto seguente si riassumono i valori delle sollecitazioni di compressione risultanti nei puntoni metallici.

Combinazione di carico	Sollecitazione nei puntoni a metro (kN/m)	Sollecitazione nei puntoni a Puntone (kN)
STR	175.98 kN/m	879.90 kN
GEO	132.86 kN/m	664.30 kN

Gli elementi oggetto di verifica presentano le seguenti caratteristiche geometriche e di resistenza:

Acciaio tipo S 355 H

Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2$
Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} = 510 \text{ N/mm}^2$
Diametro	$D = 600.0 \text{ mm}$
spessore	$t = 16.0 \text{ mm}$
peso lineare	$g = 2.30 \text{ kN/m}$
area	$A = 294.0 \text{ cm}^2$
momento di inerzia:	$J = 125240 \text{ cm}^4$
raggio di inerzia:	$i = 20.7 \text{ cm}$
modulo di resistenza elastico:	$W_{el} = 4175 \text{ cm}^3$
modulo di resistenza plastico:	$W_{pl} = 5458 \text{ cm}^3$

La sezione strutturale appartiene alla classe 2 ( $d/t \leq 70\epsilon^2$ ) (§4.2.3.1)

L'elemento tubolare presenta una lunghezza complessiva di 17.20 m.

Per la sezione di mezzeria si valuta quindi una sollecitazione flettente massima, ad opera del peso proprio, pari a:

$$M_{\max} = 1/8 g L^2 = 1/8 \cdot 2.30 \text{ kN/m} \cdot (17.20 \text{ m})^2 = 85.05 \text{ kNm}$$

**Verifica per instabilità:**

Deve essere soddisfatta la seguente relazione (§ 4.2.4.1.3):

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1$$

Lunghezza libera di inflessione	$L_0 = 17.20 \text{ m}$
Raggio di inerzia	$i = 0.207 \text{ m}$
Snellezza	$\lambda = L_0/i = 83.09 < 200 \text{ (ok!)}$
Carico critico Euleriano	$N_{cr} = \pi^2 EJ/L_0^2 = 8774 \text{ kN}$

Snellezza adimensionale	$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{cr}}} = 1.09$
-------------------------	---

fattore di imperfezione	$\alpha = 0.21$
-------------------------	-----------------

$$\Phi = 0.5 [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2] = 1.19$$

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1.0 = 0.60$$

$$\gamma_{M1} = 1.05$$

Resistenza all'instabilità	$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_{yk}}{\gamma_{M1}} = 5988 \text{ kN} > N_{Ed} \text{ (ok!)}$
----------------------------	---

**Verifica a Presso-Flessione:**

Deve essere soddisfatta la seguente relazione:

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \leq 1 \quad \text{ossia} \quad M_{y,Ed} \leq M_{N,y,Rd}$$

$M_{y,Ed}$  momento di progetto agente;

$M_{N,y,Rd}$  momento plastico di progetto resistente ridotto per effetto dello sforzo normale di progetto.

Sforzo di compressione agente:	$N_{ed}$	=	879.90 kN	
Momento di progetto agente:	$M_{y,Ed}$	=	85.05 kNm	
Resistenza a compressione:	$N_{y,Rd}$	=	$(f_{yk} / \gamma_{Mo}) \cdot A$	= 9940 kN
Momento resistente:	$M_{y,Rd}$	=	$(f_{yk} / \gamma_{Mo}) \cdot W_{pl}$	= 1845 kNm

$$M_{N,y,Rd} = M_{y,Rd} \cdot [1 - (N_{E,d} / N_{y,Rd})^2] = 1830 \text{ kNm} > M_{y,Ed} \quad (\text{ok!})$$

## 7.5 Sezione tipo 2

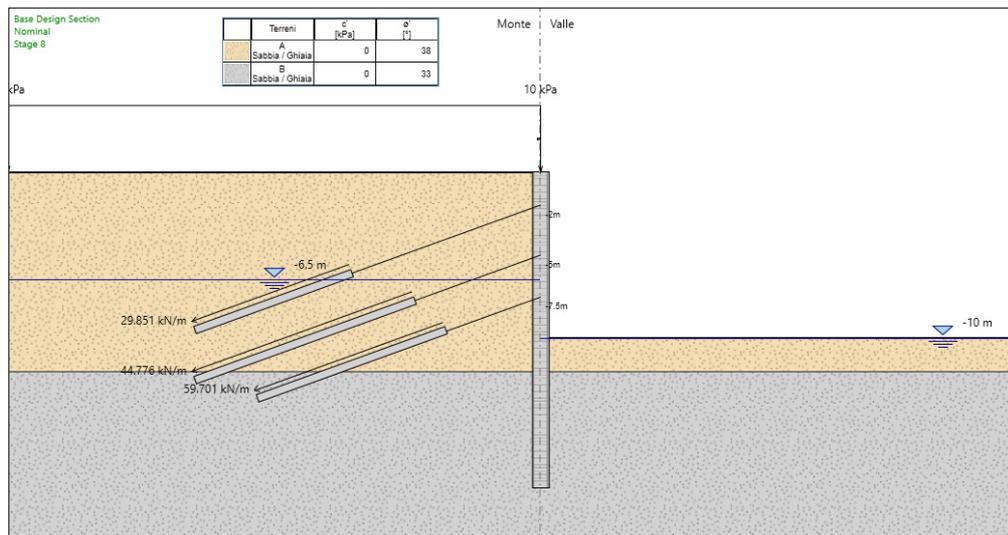
Nel presente capitolo sono esposte le principali analisi e verifiche relative ad una sezione tipo rappresentativa delle maggiori profondità di scavo nei tratti di galleria ove, in luogo dei puntoni di contrasto in testa, sono previsti tiranti di ancoraggio.

Tale sezione si sviluppa nell'ambito dei depositi alluvionali.

Nelle analisi svolte si è considerata la presenza della falda a -6.50 m dal p.c. così come è risultato dalle misurazioni fatte. Da evidenziare che, essendo prevista l'esecuzione delle colonne in jet-grouting esternamente ai pali  $\varnothing 1000$  al fine di creare una barriera impermeabile, nelle analisi di calcolo si è tenuto conto anche della spinta idrostatica corrispondente al battente idraulico tra il livello esterno della falda e quello tra le paratie, posto sempre coincidente con il piano di fondo scavo durante le varie fasi realizzative.

La successione delle fasi di calcolo è la seguente:

- Stage 1: Step iniziale di calcolo in assenza di scavo con attivazione della paratia; tale step viene effettuato al fine di calcolare lo stato tensionale iniziale presente nel terreno;
- Stage 2 - 7: Step intermedi di calcolo per successivi approfondimenti di circa 3.00 m ciascuno dello scavo e attivazione dei tiranti di ancoraggio, fino alla profondità di 8.50 m;
- Stage 8: Step finale con approfondimento dello scavo alla massima profondità prevista pari a 10.00 m.

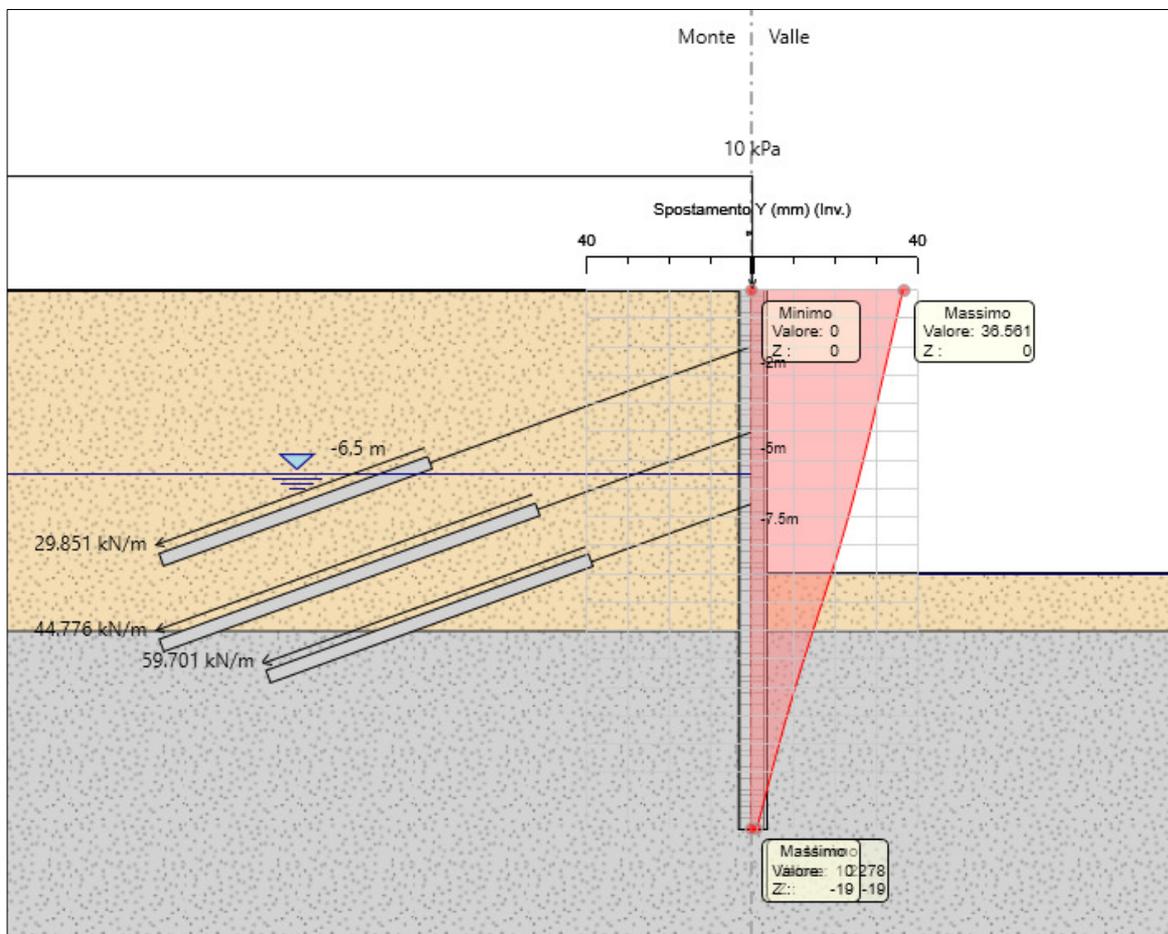


### 7.5.1 Verifiche di tipo geotecnico (GEO)

Le verifiche riportate nei paragrafi che seguono fanno riferimento agli Stati Limite Ultimi di tipo geotecnico (GEO), per la combinazione A2+M2+R1, in accordo a quanto previsto dalla normativa in merito alle opere di sostegno, accertando il soddisfacimento della seguente condizione:

$$E_d \leq \frac{R_d}{\gamma_R}$$

Nella figura che segue vengono rappresentati gli involuپی, tra tutte le fasi di scavo, delle massime deformate ottenute dal calcolo per la combinazione di carico di interesse.



Combinazione GEO – (A2+M2+R1)  
 Involuppo delle deformate d'asse

$$\delta_{\max} = 36.6 \text{ mm}$$

### Collasso per rotazione rigida intorno ad un punto

L'equilibrio della struttura, soggetta alle pressioni attive agenti da monte, deve essere garantito dalle reazioni passive del terreno presente nel tratto di immersione dei pali e dalle reazioni di vincolo offerte dai tiranti di ancoraggio.

Come rilevabile dalle deformate ottenute, le strutture hanno raggiunto una condizione finale di equilibrio. Pertanto tale verifica è automaticamente soddisfatta.

### Collasso per carico limite verticale

La verifica viene effettuata considerando agli effetti della resistenza il solo tratto di immersione utile dei pali al di sotto del piano di fondo scavo ( $L_i = 9.00$  m).

I calcoli sono effettuati con riferimento ad una estensione longitudinale di paratia pari a 1.00 m, schematizzata come solido rettangolare, considerando cautelativamente agli effetti della resistenza del terreno le sole superfici laterali della paratia.

Il valore della azione di calcolo " $E_d$ " agente è dato dal peso proprio della paratia ( $W_P$ ) e, nel caso più gravoso, il peso del cordolo in testa ai pali ( $W_C$ ).

Le suddette componenti di carico sono:

$$\begin{aligned} W_{P,k} &= D \cdot L_P \cdot \gamma_P = 1.00 \text{ m} \cdot 18.00 \text{ m} \cdot 25.00 \text{ kN/m}^3 &= 450.00 \text{ kN/m} \\ W_{C,k} &= A_C \cdot \gamma_C = 1.20 \text{ m} \cdot 1.00 \text{ m} \cdot 25.00 \text{ kN/m}^3 &= 30.00 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Si ottiene pertanto:  $E_d = 480.00$  kN/m

Per quanto riguarda la determinazione della capacità portante dei pali, questa viene effettuata mediante la somma del carico laterale " $Q_L$ " e del carico alla base " $Q_B$ ":

$$R_{c,d} = Q_{L,d} + Q_{B,d}$$

La valutazione della resistenza laterale  $Q_{L,d}$  viene effettuata a partire dal valore caratteristico  $Q_{L,k}$  calcolato tramite la determinazione della tensione di aderenza palo-terreno " $\tau_{a,k}$ " in funzione dello stato tensionale geostatico presente alle varie profondità utilizzando i parametri geotecnici caratteristici del terreno, mediante la seguente relazione:

$$\tau_{a,k} = c'_k + \sigma_{n,k} \cdot \tan \varphi'_k$$

dove:

- $c'_k$  = coesione efficace del terreno;
- $\varphi'_k$  = angolo di attrito al contatto con la superficie laterale dei pali;
- $\sigma_{n,k}$  =  $k_0 \sigma_v$  = tensione normale all'asse dei pali;
- $\sigma_v$  = tensione geostatica verticale alle varie profondità;

CAPACITA' PORTANTE LATERALE:												
Str.	Prof.	Spess.	Gamma	Coe	Phi	Ko	Sigma_v	Sigma'v	Sigma'n	Tau_a	Nlim	
1	0.00 (*)	2.00	19.50	0.00	38.00	0.40	0.00	0.00	0.00	0.00	5.94	
	2.00						39.00	19.00	7.60	5.94		
2	2.00	7.00	18.00	0.00	33.00	0.50	39.00	19.00	9.50	6.17	106.83	
	9.00						165.00	75.00	37.50	24.35		
(*) Quota della falda							Capacita' Portante Limite: Qlim =					112.77

In riferimento alle due superfici laterali della paratia (valle/monte) risulta quindi:

$$Q_{L,cal} = 2 \cdot 112.77 \text{ kN/m} = 225.54 \text{ kN/m} \approx 225 \text{ kN/m}$$

Il carico limite alla base del singolo palo, corrispondente alla rottura del terreno di fondazione viene valutato mediante la seguente espressione (metodo statico):

$$Q_P = (\gamma D N_\gamma^* s_\gamma + c N_c^* s_c + p_o N_q^* s_q) A_P$$

dove:

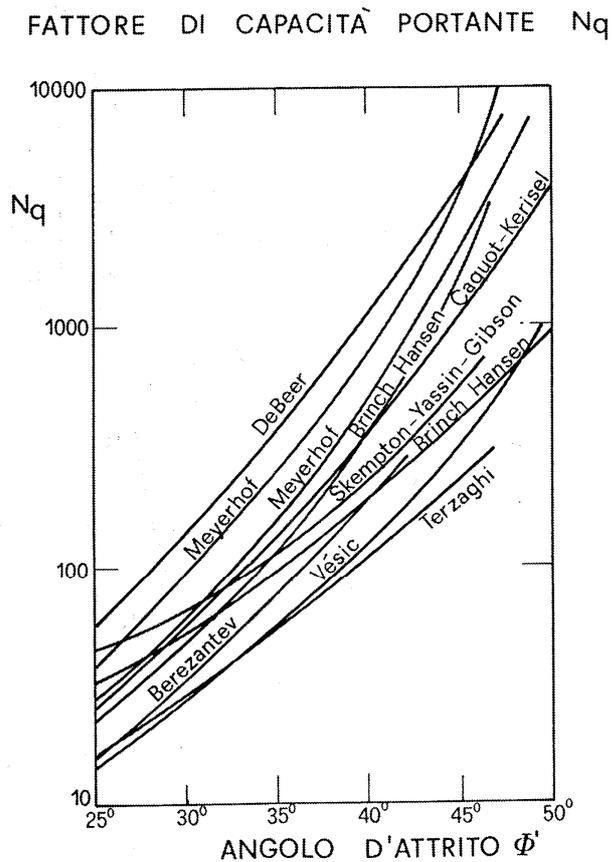
- $\gamma$  = peso specifico efficace del terreno al di sotto della base del palo;
- $D$  = diametro del palo;
- $p_o$  = pressione efficace verticale agente alla base del palo;
- $c$  = coesione del terreno;
- $s_\gamma, s_c, s_q$  = fattori di forma;
- $N_\gamma^*, N_c^*, N_q^*$  = fattori di capacità portante che dipendono dall'angolo di attrito del terreno e dalla superficie o meccanismo di rottura.

Nel caso specifico, il termine coesivo risulta essere nullo, così come risulta trascurabile anche il primo termine, trattandosi di pali in cui  $D \ll L$ .

Il valore della portata alla base si riduce quindi alla semplice espressione:

$$Q_P = p_o N_q A_P$$

Dove  $N_q = N_q^* s_q$  è un coefficiente adimensionale, funzione dell'angolo di attrito, che può essere assunto, in via cautelativa, secondo quanto rilevabile dal diagramma seguente (*Brinch-Hansen*), pari circa a 80.



Si ottiene quindi:  $Q_P = 4740 \text{ kN}$ .

A tale carico corrisponde generalmente un cedimento della base del palo pari a circa  $(0.25 \div 0.30)D = 25 \text{ cm}$  e, per questo motivo, esso viene definito *Carico Limite Ultimo* al quale corrisponde sicuramente la rottura del terreno di fondazione.

In relazione alle caratteristiche di provvisorietà della paratia in oggetto, si assume come ammissibile un cedimento massimo complessivo del palo pari a  $\delta_{\max} = 5.00 \text{ cm}$ ; il carico ammissibile corrispondente alla punta del singolo palo risulterà, assumendo una dipendenza carico-cedimento di tipo lineare, pari a:

$$Q_B = 950 \text{ kN}$$

A tale carico corrisponde una pressione ammissibile sul terreno alla base del palo pari a:

$$p = Q_B / A_P = 950 \text{ kN} / 0.79 \text{ m}^2 \approx 1200 \text{ kPa}$$

La resistenza alla base dei pali, con riferimento ad una estensione longitudinale di paratia pari a 1.00 m, risulta pertanto pari a:

$$Q_{B,cal} = A_B \cdot p = 1.00 \text{ m}^2 \cdot 1200 \text{ kPa} = 1200.00 \text{ kN/m}$$

Pertanto:  $R_{c,cal} = Q_{L,cal} + Q_{B,cal} = 225 + 1200 = 1425 \text{ kN/m}$

Il valore caratteristico della resistenza è quindi ottenuto applicando al valore calcolato un opportuno fattore di correlazione ( $\xi$ ), assunto cautelativamente pari a 1.70, come sotto riportato (§ 6.4.3.1.1):

$$R_{c,k} = R_{c,cal} / \xi = 1425 / 1.70 = 838.24 \text{ kN/m}$$

Nel caso in esame, trattandosi di verifica relativa ad una paratia provvisoria, per il coefficiente parziale ( $\gamma_R$ ), si adotta un valore unitario (§ 6.5.3.1.2).

Si ottiene quindi:

$$R_{c,d} = R_{c,k} \approx 838 \text{ kN/m} > E_d \quad (\text{ok!})$$

### Stabilità globale dell'insieme terreno-opera

Le verifiche in oggetto vanno effettuate considerando lo Stato Limite Ultimo di tipo "GEO" e devono essere fatte in riferimento alla Combinazione 2 (A2+M2+R2), applicando i coefficienti parziali sulle azioni della colonna (A2), i coefficienti parziali sui parametri geotecnici della colonna (M2), già evidenziati in precedenza, mentre i coefficienti parziali " $\gamma_R$ " sono quelli indicati nella tabella 6.8.I (colonna R2) seguente (§6.5.3.1.2).

**Tab. 6.8.I** - Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo

COEFFICIENTE	R2
$\gamma_R$	1,1

La stabilità globale dell'insieme terreno-opera viene analizzata con il Metodo dell'Equilibrio Limite, con riferimento a superfici di scivolamento circolari passanti per il piede della paratia.

Il metodo dell'Equilibrio Limite consiste nel calcolo delle forze agenti lungo una superficie di scorrimento predefinita e delle resistenze disponibili lungo la stessa superficie.

La condizione di equilibrio limite è verificata quando le forze agenti uguagliano quelle resistenti (stato di moto "incipiente"); in questo caso lo stato tensionale medio lungo la superficie di scorrimento giace sull'involuppo di rottura del terreno ed il versante si trova sul punto di collasso.

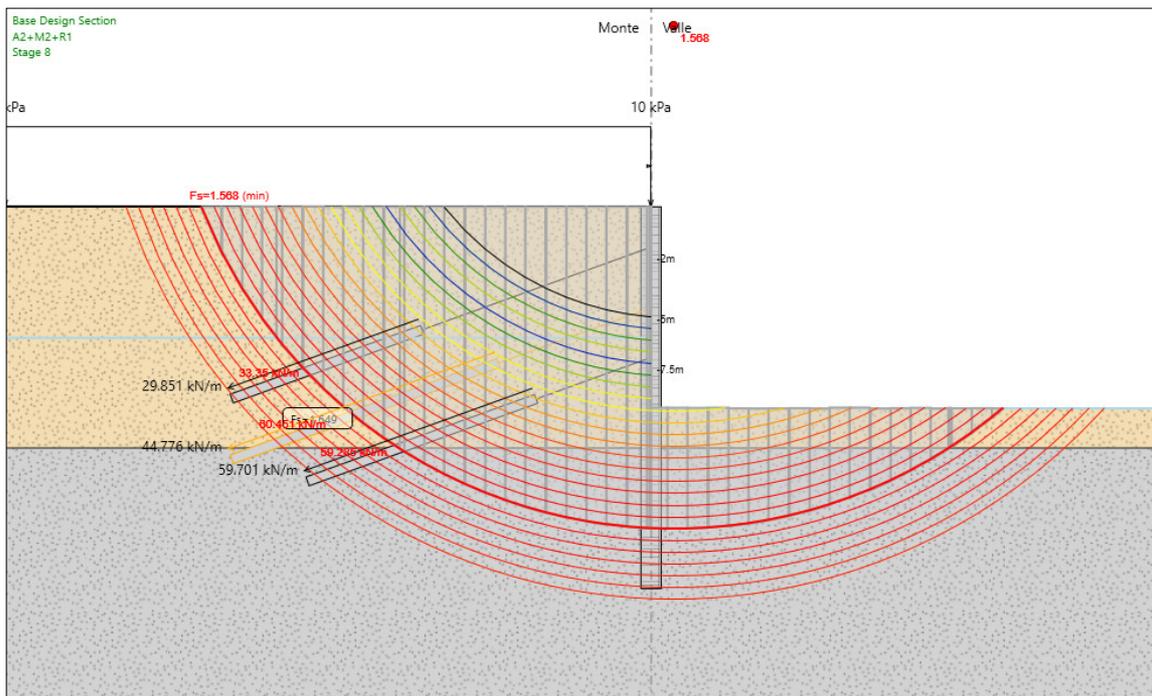
Affinché la massa scivolante sia in condizioni di stabilità, la resistenza mobilitata in condizioni di equilibrio statico deve essere minore di quella disponibile e ciò viene espresso convenzionalmente tramite un fattore di sicurezza " $F_s$ " definito come:

$$F_s = \frac{\text{Resistenza Disponibile}}{\text{Resistenza Mobilitata}}$$

Vengono pertanto analizzate le condizioni di stabilità per svariate “potenziali” superfici di scivolamento calcolando, per ognuna di esse, il relativo fattore di sicurezza.

Il fattore di sicurezza risultante sarà quello corrispondente alla superficie di scorrimento più critica, ossia, quella caratterizzata dal minimo fattore di sicurezza.

Per le superfici di scivolamento analizzate, cautelativamente, non si è considerata la resistenza a taglio offerta dai pali. Questo principalmente in relazione al fatto che fare affidamento su tale resistenza richiederebbe di dover ammettere deformazioni significative in campo passivo nel tratto di immersione al di sotto del piano di fondo scavo.



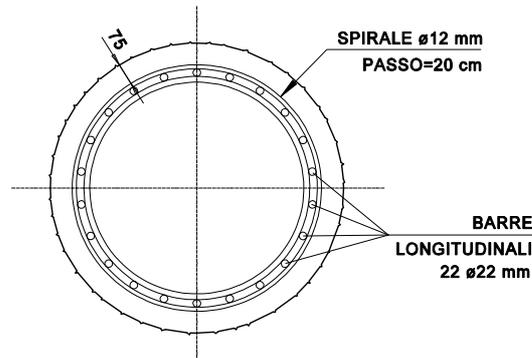
Combinazione GEO (A2+M2+R2)  
 Stabilità globale Opera-Terreno

$$F_{s,\min} = 1.568 > 1.1 \quad (\text{ok!})$$

### 7.5.2 Verifiche di tipo strutturale (STR)

Le verifiche riportate nel seguito fanno riferimento agli Stati Limite Ultimi di tipo STR, secondo la combinazione A1+M1+R1, in accordo a quanto previsto dalla normativa in merito alle opere e sistemi geotecnici.

La sezione strutturale oggetto di verifica è quella del palo  $\phi 1000$  mm armato con n. 22 $\phi 22$  correnti e da una spirale  $\phi 12$  mm passo 20 cm.



A tale sezione corrisponde, trascurando a favore di sicurezza il carico assiale, un valore del momento resistente minimo pari a  $M_{Rd} = 1159$  kNm (cfr. figura seguente).

**File** **Materiali** **Opzioni** **Visualizza** **Progetto Sez. Rett.** **Sismica** **Normativa: NTC 2008**

**Titolo:** \_\_\_\_\_

**Sezione circolare cava**

- Raggio esterno: 500 [mm]
- Raggio interno: 0 [mm]
- N° barre uguali: 22
- Diametro barre: 22 [mm]
- Copriferro (baric.): 110 [mm]

**N° barre:** 26 **Zoom:** \_\_\_\_\_

N°	As [mm²]	x [mm]	y [mm]
1	0	0	0
2	0	0	0
3	0	0	0
4	0	0	0
5	0	0	0
6	0	0	0

**Tipologia Sezione:**  
 Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

**Sollecitazioni:** S.L.U. Metodo n

**P.to applicazione N:**  
 Centro  Baricentro cls  
 Coord.[mm] xN: 0 yN: 0

**Materiali:**  
 B450C C25/30  
 $\epsilon_{su}$ : 67.5 ‰  $\epsilon_{c2}$ : 2 ‰  
 $f_{yd}$ : 391.3 N/mm²  $\epsilon_{cu}$ : 3.5 ‰  
 $E_s$ : 200.000 N/mm²  $f_{cd}$ : 14.17  
 $E_s/E_c$ : 15  $f_{cc}/f_{cd}$ : 0.8  
 $\epsilon_{syd}$ : 1.957 ‰  $\sigma_{c,adm}$ : 9.75  
 $\sigma_{s,adm}$ : 255 N/mm²  $\tau_{co}$ : 0.6  
 $\tau_{c1}$ : 1.829

**P.to rottura:** Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

**Tipologia flessione:**  
 Retta  Deviata

**Vertici:** 52 **N° rett.:** 100

**Calcola MRd** **Dominio M-N**

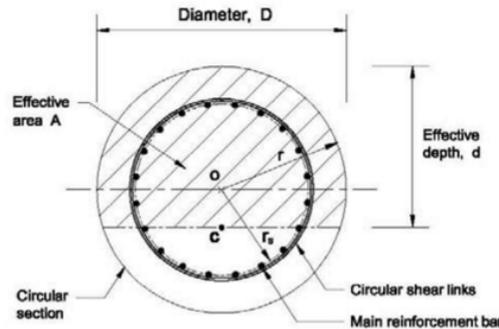
$M_{Rd}$ : 1.159 kNm

$\sigma_c$ : -14.17 N/mm²  
 $\sigma_s$ : 391.3 N/mm²  
 $\epsilon_c$ : 3.5 ‰  
 $\epsilon_s$ : 9.224 ‰  
 d: 890 mm  
 $x$ : 244.8  $x/d$ : 0.2751  
 $\delta$ : 0.7838

**Precompresso:**

La resistenza a taglio viene valutata secondo il "metodo della sezione rettangolare equivalente": la sezione circolare viene approssimata mediante una sezione rettangolare equivalente come rappresentato in figura.

$r = 500 \text{ mm}$	raggio della sezione circolare
$A_{\text{tot}} = \pi r^2 = 785.398 \text{ mm}^2$	area totale della sezione circolare
$b = r \sqrt{2} = 707 \text{ mm}$	larghezza equivalente
$h = A_{\text{tot}}/b = 1110 \text{ mm}$	altezza equivalente
$d = r \sqrt{2} = 707 \text{ mm}$	altezza utile equivalente



Per l'assorbimento di tale sollecitazione é prevista una spirale  $\phi 12 \text{ mm}$  con passo  $s=20 \text{ cm}$ .

La resistenza a taglio é pari al minore dei seguenti due valori:

Resistenza dell'armatura a "taglio-trazione":

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin \alpha \quad [4.1.27]$$

dove:

$d$	$=$	$707 \text{ mm}$
$A_{sw}$	$=$	$226 \text{ mm}^2$ ( $2\phi 12$ )
$s$	$=$	$200 \text{ mm}$
$f_{yd}$	$=$	$391.30 \text{ N/mm}^2$

Risulta:  $V_{Rsd} = 281.60 \text{ kN}$

Resistenza del calcestruzzo d'anima a "taglio-compressione":

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta)/(1 + \text{ctg}^2 \theta) \quad [4.1.28]$$

dove:

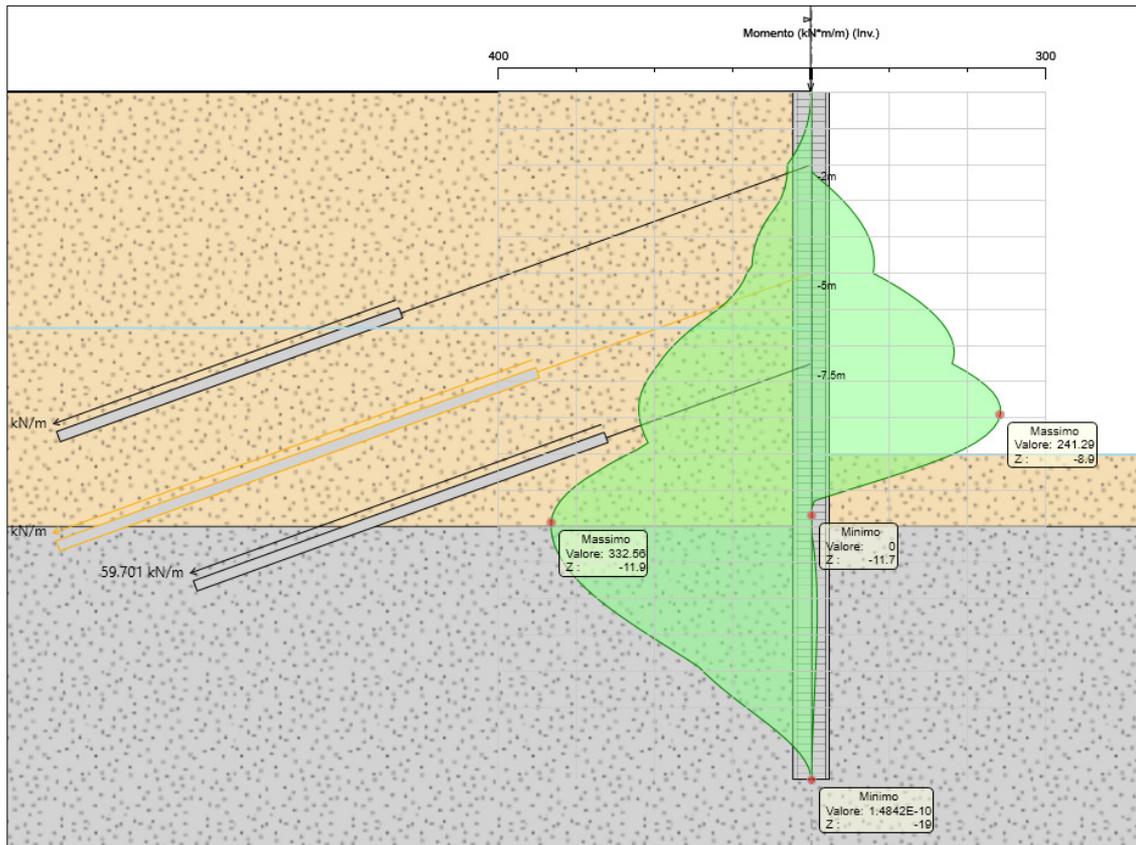
$d$	$=$	$707 \text{ mm}$
$b_s$	$=$	$707 \text{ mm}$
$\alpha_c$	$=$	$1$
$v$	$=$	$0.5$
$f_{cd}$	$=$	$14.17 \text{ N/mm}^2$

Risulta:  $V_{Rcd} = 1593.27 \text{ kN}$

Pertanto:  $V_{Rd} = \min(V_{Rsd}; V_{Rcd}) = 281.60 \text{ kN}$

Nelle figure che seguono sono rappresentati i principali risultati dell'analisi in termini di caratteristiche di sollecitazione negli elementi strutturali.

I predetti valori sono quelli corrispondenti ad una estensione unitaria di struttura; le caratteristiche di sollecitazione relative a ciascun elemento strutturale sono pertanto quelle ottenute dal calcolo moltiplicate per l'interasse relativo.

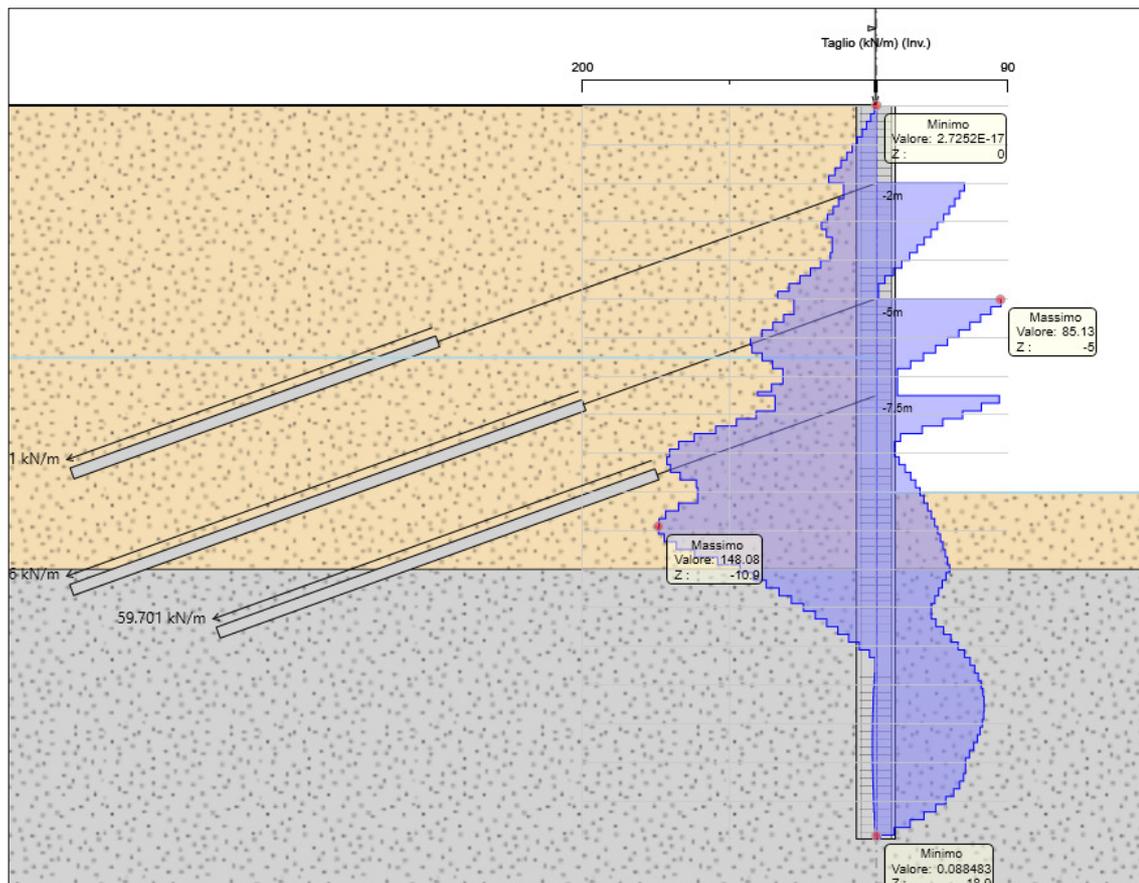


Involuppo dei Momenti Flettenti

$$M_{\max} = 332.56 \text{ kNm/m};$$

$$M_{\text{palo}} = M_{\max} \cdot i_p = 332.56 \cdot 1.10 \text{ m} = 365.82 \text{ kNm /palo}$$

$$M_{\text{palo}} / M_{R,\text{palo}} = 0.32 \quad \text{tasso di sfruttamento (ok!)}$$



Inviluppo delle Sollecitazioni di Taglio

$$T_{\max} = 148.08 \text{ kN/m};$$

$$T_{\text{palo}} = T_{\max} \cdot i_p = 148.08 \cdot 1.10 \text{ m} = 162.89 \text{ kN /palo}$$

$$T_{\text{palo}} / T_{R,\text{palo}} = 0.58 \quad \text{tasso di sfruttamento (ok!)}$$

### 7.5.3 Verifica dei tiranti di ancoraggio

Nell'immagine seguente si riassumono i valori delle massime sollecitazioni di trazione risultanti nei tiranti tra tutte le combinazioni di carico esaminate.

Tirante	Stage	Sollecitazione (kN)	Resistenza GEO (kN)	Resistenza STR (kN)	Sfruttamento GEO	Sfruttamento STR	Resistenza	Design Assumptior
TIR 1	Stage 8	281.12	285.6	605.56	0.984	0.464	✓	A1+M1+R1
TIR 2	Stage 8	349.92	444.27	807.41	0.788	0.433	✓	A1+M1+R1
TIR 3	Stage 8	383.25	495.04	807.41	0.774	0.475	✓	A1+M1+R1

### Verifiche a sfilamento

Le verifiche allo sfilamento per carico assiale di trazione sono effettuate verificando il soddisfacimento della relazione:

$$E_d \leq R_d$$

dove "E<sub>d</sub>" è l'azione di trazione agente (v. tabella precedente), mentre "R<sub>d</sub>" è la Resistenza di Progetto a trazione "R<sub>a,d</sub>" del tirante.

Tale verifica viene effettuata con riferimento alla combinazione A1+M1+R3 (§6.6.2), applicando i coefficienti parziali di sicurezza (R3) indicati della tabella 6.6.I.

**Tab. 6.6.I - Coefficienti parziali per la resistenza degli ancoraggi**

	Simbolo	Coefficiente parziale
Temporanei	$\gamma_R$	1,1
Permanenti	$\gamma_R$	1,2

Trattandosi di tiranti a carattere temporaneo si farà quindi riferimento a  $\gamma_R = 1.1$ .

La valutazione della resistenza "R<sub>a,d</sub>" viene effettuata a partire dal valore caratteristico R<sub>k,cal</sub> calcolato tramite la determinazione della tensione di aderenza "τ<sub>ak</sub>" lungo la fondazione del tirante in funzione dello stato tensionale geostatico presente alle varie profondità utilizzando i parametri geotecnici caratteristici del terreno (§6.4.3.1.1), mediante la seguente relazione:

$$\tau_{ak} = c'_k + \sigma_{n,k} \cdot \tan\phi'_k$$

dove:

- c'<sub>k</sub> = coesione del terreno;
- φ'<sub>k</sub> = angolo di attrito al contatto ;
- σ<sub>n,k</sub> = k<sub>s</sub> σ<sub>v</sub> = tensione normale all'asse del tirante;
- σ<sub>v</sub> = tensione geostatica verticale alle varie profondità;
- k<sub>s</sub> = coeff. pari a 1.1÷1.2 k<sub>0,d</sub> essendo k<sub>0,d</sub> il coeff. di spinta a riposo.

Nel calcolo viene considerato il solo tratto di fondazione del tirante, adottando un valore del diametro "reso" del bulbo pari a 20 cm ed un coefficiente  $k_s = 1.2 k_0$  per esecuzione dell'iniezione in pressione.

Il valore caratteristico della resistenza  $R_{a,k}$  è ottenuto applicando al valore calcolato un opportuno fattore di correlazione ( $\xi$ ), assunto cautelativamente pari a 1.80, (Tab. 6.6.III):

$$R_{a,k} = R_{k,cal} / \xi$$

Tab. 6.6.III - Fattori di correlazione per derivare la resistenza caratteristica dalle prove geotecniche, in funzione del numero n di profili di indagine

Numero di profili di indagine	1	2	3	4	≥ 5
$\xi_{a3}$	1,80	1,75	1,70	1,65	1,60
$\xi_{a4}$	1,80	1,70	1,65	1,60	1,55

Trattandosi di tiranti di ancoraggio di tipo temporaneo, per il coefficiente parziale ( $\gamma_R$ ), si adotta un valore pari a (Tab. 6.6.I):  $\gamma_R = 1.1$

$$R_{a,d} = R_{a,k} / \gamma_R$$

In relazione alle profondità dei tratti di fondazione dei tiranti e alle caratteristiche dei terreni attraversati si valutano le seguenti resistenze:

tirante	$\tau_{ak}$ (kPa)	$R_{a,cal}$ (kN)	$R_{a,k}$ (kN)	$R_{a,d}$ (kN)	$N_{ed}$ (kN)	chk
TIR 1	90	565.49	314.16	285.60	281.12	ok!
TIR 2	100	879.65	488.69	444.27	349.92	ok!
TIR 3	130	980.18	544.54	495.04	383.25	ok!

### Verifica dell'armatura

I tiranti adottati sono costituiti da 3÷4 trefoli 0.6" in acciaio Y1860:

Tensione caratteristica:  $f_{yk} = 1670 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente parz. :  $\gamma_s = 1.15 \text{ N/mm}^2$

Tensione di calcolo:  $f_{yd} = 1450 \text{ N/mm}^2$

Resistenza di calcolo:  $R_d = A \cdot f_{yd}$

La tabella seguente riporta i risultati delle verifiche in oggetto.

tirante	n. trefoli	A (mm <sup>2</sup> )	$f_{y,d}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$R_d$ (kN)	$E_d$ (kN)	chk
TIR 1	3	417	1450	604.65	281.12	ok!
TIR 2	4	556	1450	806.20	349.92	ok!
TIR 3	4	556	1450	806.20	383.25	ok!

Nel rispetto della gerarchia delle resistenze si verifica inoltre che la resistenza caratteristica al limite di snervamento dell'armatura ( $R_{d,k}$ ) sia superiore alla resistenza a sfilamento della fondazione ( $R_{a,dmax}$ ).

$$R_{d,k} = A \cdot f_{yk}$$

tirante	n. trefoli	A (mm <sup>2</sup> )	$f_{y,k}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$R_{d,k}$ (kN)	$R_{a,dmax}$ (kN)	chk
TIR 1	3	417	1670	696.39	285.60	ok!
TIR 2	4	556	1670	928.52	444.27	ok!
TIR 3	4	556	1670	928.52	495.04	ok!

## 7.6 Sezione tipo 3

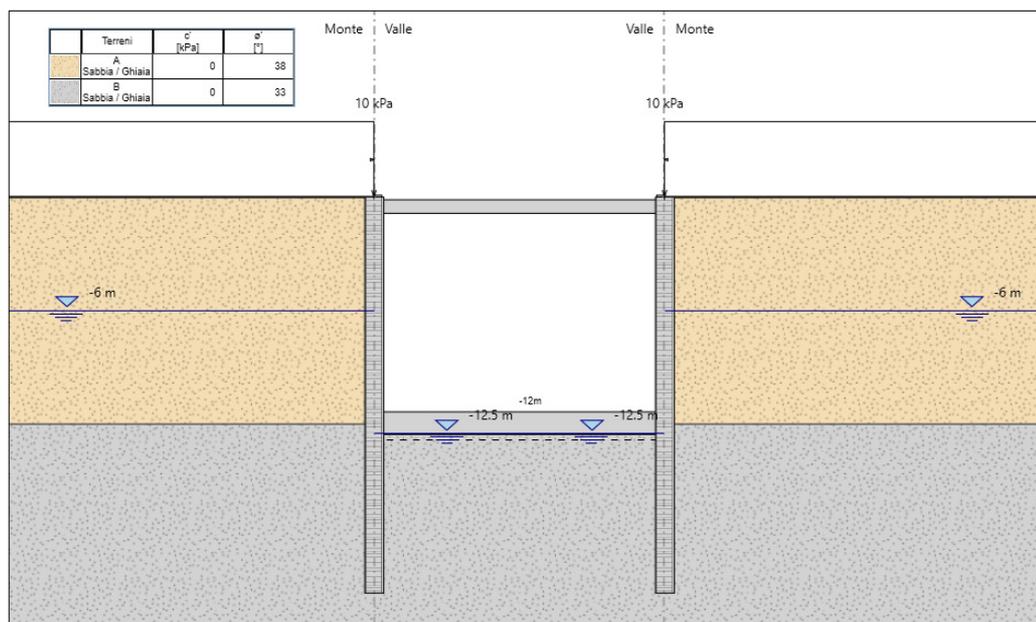
Nel presente capitolo sono esposte le principali analisi e verifiche relative ad una sezione tipo rappresentativa delle maggiori profondità di scavo nei tratti di galleria a sezione scatolare con i puntoni di contrasto in testa.

Tale sezione si sviluppa nell'ambito dei depositi alluvionali.

Nelle analisi svolte si è considerata la presenza della falda a -6.00 m dal p.c. così come è risultato dalle misurazioni fatte. Da evidenziare che, essendo prevista l'esecuzione delle colonne in jet-grouting esternamente ai pali  $\varnothing 1000$  al fine di creare una barriera impermeabile, nelle analisi di calcolo si è tenuto conto anche della spinta idrostatica corrispondente al battente idraulico tra il livello esterno della falda e quello tra le paratie, posto sempre coincidente con il piano di fondo scavo durante le varie fasi realizzative.

La successione delle fasi di calcolo è la seguente:

- Stage 1: Step iniziale di calcolo in assenza di scavo con attivazione delle paratie e del contrato in testa;  
tale step viene effettuato al fine di calcolare lo stato tensionale iniziale presente nel terreno;
- Stage 2 - 7: Step intermedi di calcolo per successivi approfondimenti di circa 2.00 m ciascuno dello scavo fino alla profondità di 11.00 m;
- Stage 8: Step finale con approfondimento dello scavo alla massima profondità prevista pari a 12.50 m e getto della platea di fondazione della galleria.

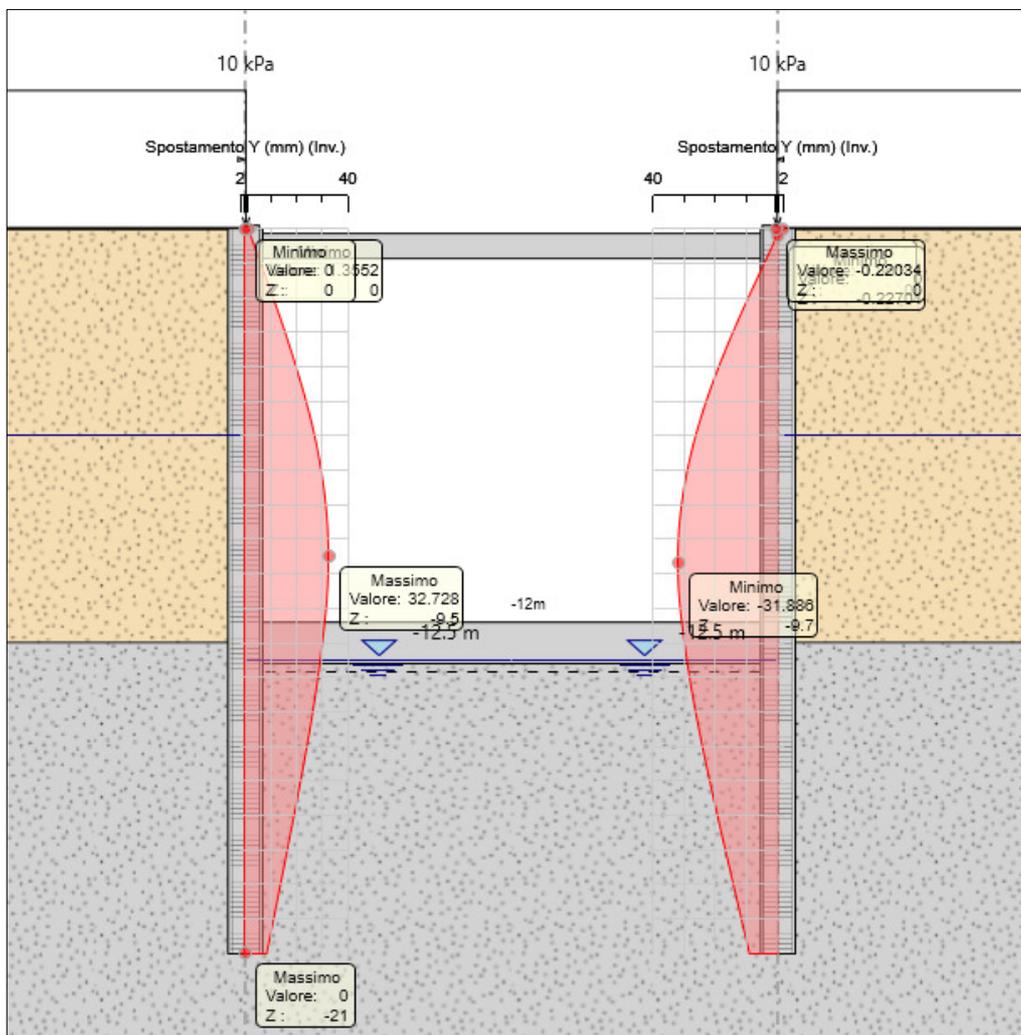


### 7.6.1 Verifiche di tipo geotecnico (GEO)

Le verifiche riportate nei paragrafi che seguono fanno riferimento agli Stati Limite Ultimi di tipo geotecnico (GEO), per la combinazione A2+M2+R1, in accordo a quanto previsto dalla normativa in merito alle opere di sostegno, accertando il soddisfacimento della seguente condizione:

$$E_d \leq \frac{R_d}{\gamma_R}$$

Nella figura che segue vengono rappresentati gli involuipi, tra tutte le fasi di scavo, delle massime deformate ottenute dal calcolo per la combinazione di carico di interesse.



Combinazione GEO – (A2+M2+R1)  
 Involuppo delle deformate d'asse

$$\delta_{\max} = 32.7 \text{ mm}$$

### Collasso per rotazione rigida intorno ad un punto

L'equilibrio della struttura, soggetta alle pressioni attive agenti da monte, deve essere garantito dalle reazioni passive del terreno presente nel tratto di immersione dei pali, dalla reazione di vincolo in testa offerta dal contrasto provvisorio previsto e da quella della platea di fondazione della galleria.

Come rilevabile dalle deformate ottenute, le strutture hanno raggiunto una condizione finale di equilibrio. Pertanto tale verifica è automaticamente soddisfatta.

### Collasso per carico limite verticale

La verifica viene effettuata considerando agli effetti della resistenza il solo tratto di immersione utile dei pali al di sotto del piano di fondo scavo ( $L_i = 9.00$  m).

I calcoli sono effettuati con riferimento ad una estensione longitudinale di paratia pari a 1.00 m, schematizzata come solido rettangolare, considerando cautelativamente agli effetti della resistenza del terreno le sole superfici laterali della paratia.

Il valore della azione di calcolo " $E_d$ " agente è dato dal peso proprio della paratia ( $W_P$ ) e il peso del cordolo in testa ai pali ( $W_C$ ).

Le suddette componenti di carico sono:

$$\begin{aligned} W_{P,k} &= D \cdot L_P \cdot \gamma_P = 1.00 \text{ m} \cdot 21.00 \text{ m} \cdot 25.00 \text{ kN/m}^3 && = 525.00 \text{ kN/m} \\ W_{C,k} &= A_C \cdot \gamma_C = 1.20 \text{ m} \cdot 1.00 \text{ m} \cdot 25.00 \text{ kN/m}^3 && = 30.00 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Si ottiene pertanto:  $E_d = 555.00$  kN/m

Per quanto riguarda la determinazione della capacità portante dei pali, questa viene effettuata mediante la somma del carico laterale " $Q_L$ " e del carico alla base " $Q_B$ ":

$$R_{c,d} = Q_{L,d} + Q_{B,d}$$

La valutazione della resistenza laterale  $Q_{L,d}$  viene effettuata a partire dal valore caratteristico  $Q_{L,k}$  calcolato tramite la determinazione della tensione di aderenza palo-terreno " $\tau_{a,k}$ " in funzione dello stato tensionale geostatico presente alle varie profondità utilizzando i parametri geotecnici caratteristici del terreno, mediante la seguente relazione:

$$\tau_{a,k} = c'_k + \sigma_{n,k} \cdot \tan \phi'_k$$

dove:

- $c'_k$  = coesione efficace del terreno;
- $\phi'_k$  = angolo di attrito al contatto con la superficie laterale dei pali;
- $\sigma_{n,k}$  =  $k_0 \sigma_v$  = tensione normale all'asse dei pali;
- $\sigma_v$  = tensione geostatica verticale alle varie profondità;

CAPACITA' PORTANTE LATERALE:											
Str.	Prof.	Spess.	Gamma	Coe	Phi	Ko	Sigma_v	Sigma'v	Sigma'n	Tau_a	Nlim
1	0.00 (*)	9.00	18.00	0.00	33.00	0.46	0.00	0.00	0.00	0.00	96.79
	9.00						162.00	72.00	33.12	21.51	
(*) Quota della falda											Capacita' Portante Limite: Qlim = 96.79

In riferimento alle due superfici laterali della paratia (valle/monte) risulta quindi:

$$Q_{L,cal} = 2 \cdot 96.79 \text{ kN/m} = 193.58 \text{ kN/m} \approx 190 \text{ kN/m}$$

Il carico limite alla base del singolo palo, corrispondente alla rottura del terreno di fondazione viene valutato mediante la seguente espressione (metodo statico):

$$Q_P = (\gamma D N_\gamma^* s_\gamma + c N_c^* s_c + p_o N_q^* s_q) A_P$$

dove:

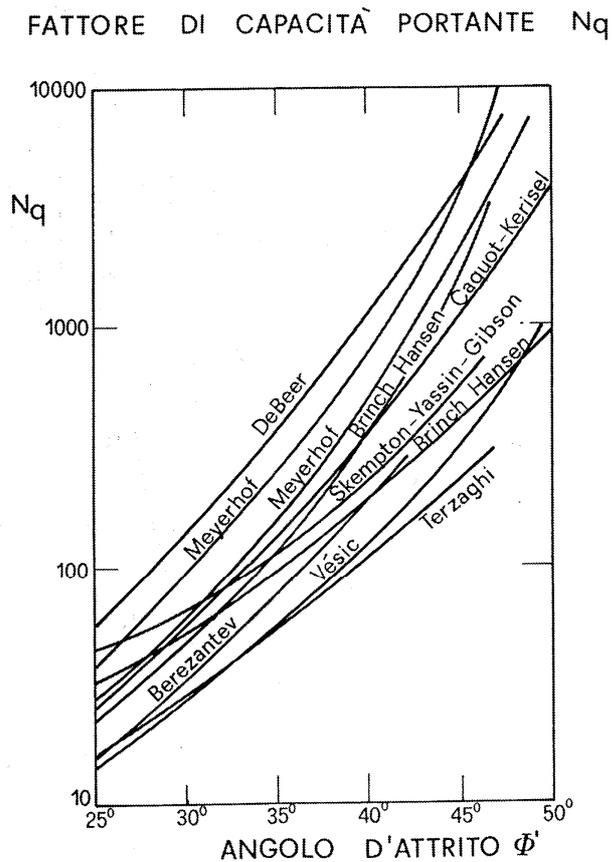
- $\gamma$  = peso specifico efficace del terreno al di sotto della base del palo;
- $D$  = diametro del palo;
- $p_o$  = pressione efficace verticale agente alla base del palo;
- $c$  = coesione del terreno;
- $s_\gamma, s_c, s_q$  = fattori di forma;
- $N_\gamma^*, N_c^*, N_q^*$  = fattori di capacità portante che dipendono dall'angolo di attrito del terreno e dalla superficie o meccanismo di rottura.

Nel caso specifico, il termine coesivo risulta essere nullo, così come risulta trascurabile anche il primo termine, trattandosi di pali in cui  $D \ll L$ .

Il valore della portata alla base si riduce quindi alla semplice espressione:

$$Q_P = p_o N_q A_P$$

Dove  $N_q = N_q^* s_q$  è un coefficiente adimensionale, funzione dell'angolo di attrito, che può essere assunto, in via cautelativa, secondo quanto rilevabile dal diagramma seguente (*Brinch-Hansen*), pari circa a 80.



Si ottiene quindi:  $Q_P = 4550 \text{ kN}$ .

A tale carico corrisponde generalmente un cedimento della base del palo pari a circa  $(0.25 \div 0.30)D = 25 \text{ cm}$  e, per questo motivo, esso viene definito *Carico Limite Ultimo* al quale corrisponde sicuramente la rottura del terreno di fondazione.

In relazione alle caratteristiche di provvisorietà della paratia in oggetto, si assume come ammissibile un cedimento massimo complessivo del palo pari a  $\delta_{\max} = 5.00 \text{ cm}$ ; il carico ammissibile corrispondente alla punta del singolo palo risulterà, assumendo una dipendenza carico-cedimento di tipo lineare, pari a:

$$Q_B = 910 \text{ kN}$$

A tale carico corrisponde una pressione ammissibile sul terreno alla base del palo pari a:

$$p = Q_B / A_P = 910 \text{ kN} / 0.79 \text{ m}^2 \approx 1150 \text{ kPa}$$

La resistenza alla base dei pali, con riferimento ad una estensione longitudinale di paratia pari a 1.00 m, risulta pertanto pari a:

$$Q_{B,cal} = A_B \cdot p = 1.00 \text{ m}^2 \cdot 1150 \text{ kPa} = 1150 \text{ kN/m}$$

Pertanto:  $R_{c,cal} = Q_{L,cal} + Q_{B,cal} = 190 + 1150 = 1340 \text{ kN/m}$

Il valore caratteristico della resistenza è quindi ottenuto applicando al valore calcolato un opportuno fattore di correlazione ( $\xi$ ), assunto cautelativamente pari a 1.70, come sotto riportato (§ 6.4.3.1.1):

$$R_{c,k} = R_{c,cal} / \xi = 1340 / 1.70 = 788.24 \text{ kN/m}$$

Nel caso in esame, trattandosi di verifica relativa ad una paratia provvisoria, per il coefficiente parziale ( $\gamma_R$ ), si adotta un valore unitario (§ 6.5.3.1.2).

Si ottiene quindi:

$$R_{c,d} = R_{c,k} \approx 788 \text{ kN/m} > E_d \quad (\text{ok!})$$

### **Stabilità globale dell'insieme terreno-opera**

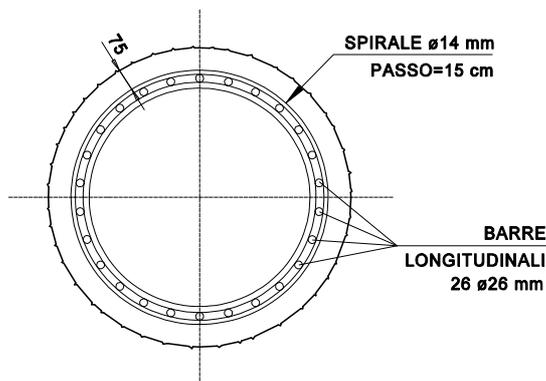
In relazione alla particolare geometria del problema oggetto di analisi, le verifiche di stabilità generale terreno-opera, che dovrebbero essere effettuate per superfici di scorrimento molto profonde coinvolgenti entrambi le paratie in un terreno pianeggiante, non sono significative né rappresentative.

Sono infatti da escludere superfici coinvolgenti le singole paratie laterali in quanto il soddisfacimento delle verifiche strutturali presuppone la resistenza a taglio delle pareti stesse nei confronti delle spinte del terreno.

## 7.6.2 Verifiche di tipo strutturale (STR)

Le verifiche riportate nel seguito fanno riferimento agli Stati Limite Ultimi di tipo STR, secondo la combinazione A1+M1+R1, in accordo a quanto previsto dalla normativa in merito alle opere e sistemi geotecnici.

La sezione strutturale oggetto di verifica è quella del palo  $\varnothing 1000$  mm armato con n. 26 $\varnothing 26$  correnti e da una spirale  $\varnothing 14$  mm passo 15 cm.



A tale sezione corrisponde, trascurando a favore di sicurezza il carico assiale, un valore del momento resistente minimo pari a  $M_{Rd} = 1785$  kNm (cfr. figura seguente).

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : \_\_\_\_\_

Sezione circolare cava

Raggio esterno 500 [mm]  
 Raggio interno 0 [mm]  
 N° barre uguali 26  
 Diametro barre 26 [mm]  
 Copriferro (baric.) 110 [mm]

N° barre 26 Zoom

N°	As [mm²]	x [mm]	y [mm]
1	0	0	0
2	0	0	0
3	0	0	0
4	0	0	0
5	0	0	0
6	0	0	0

Tipologia Sezione:  
 Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 kN  
 M<sub>xEd</sub> 0 kNm  
 M<sub>yEd</sub> 0 kNm

P.to applicazione N  
 Centro  Baricentro cls  
 Coord.[mm] x/N 0 y/N 0

Tipologia rottura  
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M<sub>xRd</sub> 1.785 kNm

Materiali

B450C		C25/30	
$\epsilon_{su}$	67,5 ‰	$\epsilon_{c2}$	2 ‰
$f_{yd}$	391,3 N/mm <sup>2</sup>	$\epsilon_{cu}$	3,5 ‰
$E_s$	200.000 N/mm <sup>2</sup>	$f_{cd}$	14,17
$E_s/E_c$	15	$f_{cc}/f_{cd}$	0,8
$\epsilon_{syd}$	1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	9,75
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm <sup>2</sup>	$\tau_{co}$	0,6
		$\tau_{c1}$	1,829

$\sigma_c$  -14,17 N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_s$  391,3 N/mm<sup>2</sup>  
 $\epsilon_c$  3,5 ‰  
 $\epsilon_s$  7,091 ‰  
 d 890 mm  
 x 294,1 x/d 0,3305  
 $\delta$  0,8531

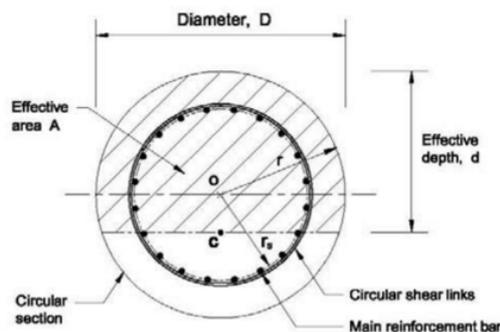
Metodo di calcolo  
 S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

Tipologia flessione  
 Retta  Deviata

Vertici: 52 N° rett. 100  
 Calcola MRd Dominio M-N  
 L<sub>0</sub> 0 mm Col. modello  
 Precompresso

La resistenza a taglio viene valutata secondo il "metodo della sezione rettangolare equivalente": la sezione circolare viene approssimata mediante una sezione rettangolare equivalente come rappresentato in figura.

$r = 500 \text{ mm}$	raggio della sezione circolare
$A_{\text{tot}} = \pi r^2 = 785.398 \text{ mm}^2$	area totale della sezione circolare
$b = r \sqrt{2} = 707 \text{ mm}$	larghezza equivalente
$h = A_{\text{tot}}/b = 1110 \text{ mm}$	altezza equivalente
$d = r \sqrt{2} = 707 \text{ mm}$	altezza utile equivalente



Per l'assorbimento di tale sollecitazione é prevista una spirale  $\phi 14 \text{ mm}$  con passo  $s=15 \text{ cm}$ .

La resistenza a taglio é pari al minore dei seguenti due valori:

Resistenza dell'armatura a "taglio-trazione":

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin \alpha \quad [4.1.27]$$

dove:

$d$	=	$707 \text{ mm}$
$A_{sw}$	=	$308 \text{ mm}^2$ ( $2\phi 14$ )
$s$	=	$150 \text{ mm}$
$f_{yd}$	=	$391.30 \text{ N/mm}^2$

Risulta:  $V_{Rsd} = 511.05 \text{ kN}$

Resistenza del calcestruzzo d'anima a "taglio-compressione":

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta)/(1 + \text{ctg}^2 \theta) \quad [4.1.28]$$

dove:

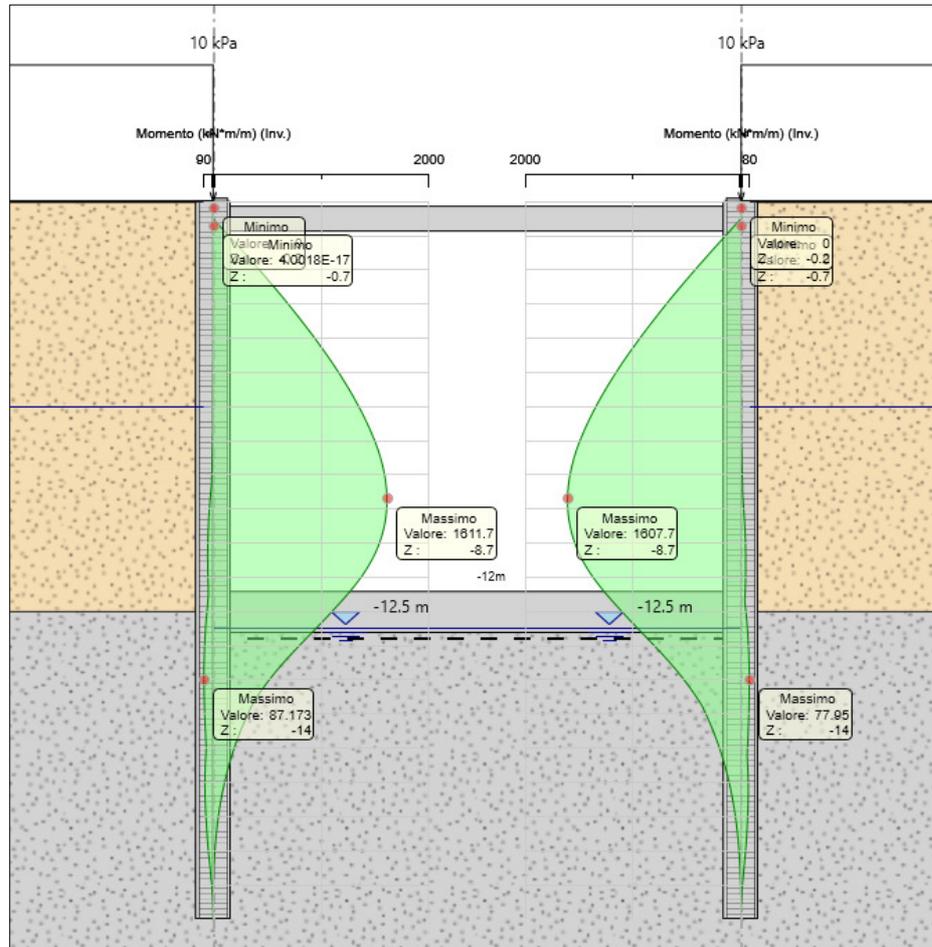
$d$	=	$707 \text{ mm}$
$b_s$	=	$707 \text{ mm}$
$\alpha_c$	=	$1$
$v$	=	$0.5$
$f_{cd}$	=	$14.17 \text{ N/mm}^2$

Risulta:  $V_{Rcd} = 1593.27 \text{ kN}$

Pertanto:  $V_{Rd} = \min(V_{Rsd}; V_{Rcd}) = 511.05 \text{ kN}$

Nelle figure che seguono sono rappresentati i principali risultati dell'analisi in termini di caratteristiche di sollecitazione negli elementi strutturali.

I predetti valori sono quelli corrispondenti ad una estensione unitaria di struttura; le caratteristiche di sollecitazione relative a ciascun elemento strutturale sono pertanto quelle ottenute dal calcolo moltiplicate per l'interasse relativo.

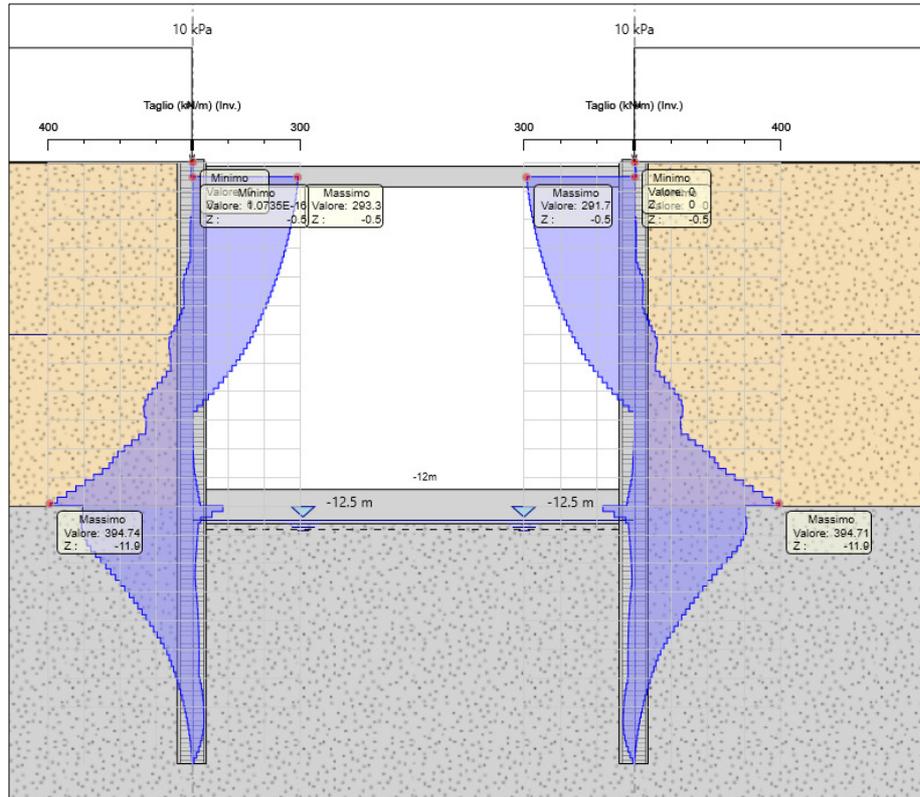


Involuppo dei Momenti Flettenti

$$M_{\max} = 1611.70 \text{ kNm/m};$$

$$M_{\text{palo}} = M_{\max} \cdot i_p = 1611.70 \cdot 1.10 \text{ m} = 1772.87 \text{ kNm /palo}$$

$$M_{\text{palo}} / M_{R,\text{palo}} = 0.99 \quad \text{tasso di sfruttamento (ok!)}$$



Inviluppo delle Sollecitazioni di Taglio

$$T_{\max} = 394.74 \text{ kN/m};$$

$$T_{\text{palo}} = T_{\max} \cdot i_p = 394.74 \cdot 1.10 \text{ m} = 434.21 \text{ kN /palo}$$

$$T_{\text{palo}} / T_{R,\text{palo}} = 0.85 \quad \text{tasso di sfruttamento (ok!)}$$

### 7.6.3 Verifica dei puntoni di contratto

Nel prospetto seguente si riassumono i valori delle sollecitazioni di compressione risultanti nei puntoni metallici.

Combinazione di carico	Sollecitazione nei puntoni a metro (kN/m)	Sollecitazione nei puntoni a Puntone (kN)
STR	297.59 kN/m	1487.95 kN
GEO	227.35 kN/m	1136.75 kN

Gli elementi oggetto di verifica presentano le seguenti caratteristiche geometriche e di resistenza:

Acciaio tipo S 355 H

Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2$
Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} = 510 \text{ N/mm}^2$
Diametro	$D = 600.0 \text{ mm}$
spessore	$t = 16.0 \text{ mm}$
peso lineare	$g = 2.30 \text{ kN/m}$
area	$A = 294.0 \text{ cm}^2$
momento di inerzia:	$J = 125240 \text{ cm}^4$
raggio di inerzia:	$i = 20.7 \text{ cm}$
modulo di resistenza elastico:	$W_{el} = 4175 \text{ cm}^3$
modulo di resistenza plastico:	$W_{pl} = 5458 \text{ cm}^3$

La sezione strutturale appartiene alla classe 2 ( $d/t \leq 70\epsilon^2$ ) (§4.2.3.1)

L'elemento tubolare presenta una lunghezza complessiva di 14.70 m.

Per la sezione di mezzeria si valuta quindi una sollecitazione flettente massima, ad opera del peso proprio, pari a:

$$M_{\max} = 1/8 g L^2 = 1/8 \cdot 2.30 \text{ kN/m} \cdot (14.70 \text{ m})^2 = 62.13 \text{ kNm}$$

**Verifica per instabilità:**

Deve essere soddisfatta la seguente relazione (§ 4.2.4.1.3):

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1$$

Lunghezza libera di inflessione	$L_0 = 14.70 \text{ m}$
Raggio di inerzia	$i = 0.207 \text{ m}$
Snellezza	$\lambda = L_0/i = 71.01 < 200 \text{ (ok!)}$
Carico critico Euleriano	$N_{cr} = \pi^2 EJ/L_0^2 = 12012 \text{ kN}$

Snellezza adimensionale	$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{cr}}} = 0.93$
-------------------------	---

fattore di imperfezione	$\alpha = 0.21$
-------------------------	-----------------

$$\Phi = 0.5 [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2] = 1.01$$

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1.0 = 0.71$$

$$\gamma_{M1} = 1.05$$

Resistenza all'instabilità	$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_{yk}}{\gamma_{M1}} = 7082 \text{ kN} > N_{Ed} \text{ (ok!)}$
----------------------------	---

**Verifica a Presso-Flessione:**

Deve essere soddisfatta la seguente relazione:

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \leq 1 \quad \text{ossia} \quad M_{y,Ed} \leq M_{N,y,Rd}$$

$M_{y,Ed}$  momento di progetto agente;

$M_{N,y,Rd}$  momento plastico di progetto resistente ridotto per effetto dello sforzo normale di progetto.

Sforzo di compressione agente:	$N_{ed}$	=	1487.95 kN	
Momento di progetto agente:	$M_{y,Ed}$	=	62.13 kNm	
Resistenza a compressione:	$N_{y,Rd}$	=	$(f_{yk} / \gamma_{Mo}) \cdot A$	= 9940 kN
Momento resistente:	$M_{y,Rd}$	=	$(f_{yk} / \gamma_{Mo}) \cdot W_{pl}$	= 1845 kNm

$$M_{N,y,Rd} = M_{y,Rd} \cdot [1 - (N_{E,d} / N_{y,Rd})^2] = 1569 \text{ kNm} > M_{y,Ed} \quad (\text{ok!})$$

## 7.7 Sezione tipo 4

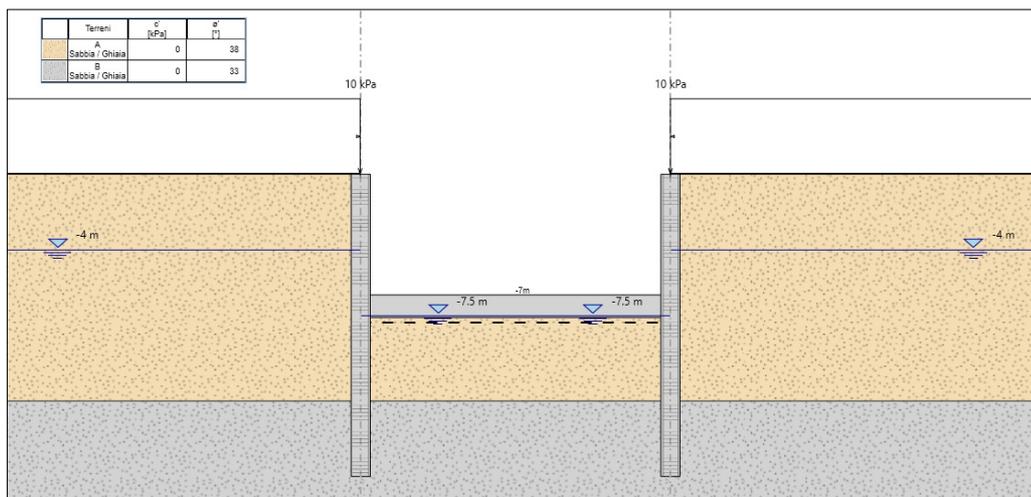
Nel presente capitolo sono esposte le principali analisi e verifiche relative ad una sezione tipo rappresentativa della parte di strutture a cielo aperto ove sono adottati pali  $\varnothing 1000$  mm senza i puntoni trasversali in testa.

In tale tratto, che si sviluppa nell'ambito dei depositi alluvionali, le paratie laterali lavorano pertanto a sbalzo, non essendo presenti i puntoni.

Nelle analisi svolte si è considerata la presenza della falda a  $-4.00$  m dal p.c. così come è risultato dalle misurazioni fatte. Da evidenziare che, essendo prevista l'esecuzione delle colonne in jet-grouting esternamente ai pali  $\varnothing 1000$  al fine di creare una barriera impermeabile, nelle analisi di calcolo si è tenuto conto anche della spinta idrostatica corrispondente al battente idraulico tra il livello esterno della falda e quello tra le paratie, posto sempre coincidente con il piano di fondo scavo durante le varie fasi realizzative.

La successione delle fasi di calcolo è la seguente:

- Stage 1: Step iniziale di calcolo in assenza di scavo con attivazione delle paratie; tale step viene effettuato al fine di calcolare lo stato tensionale iniziale presente nel terreno;
- Stage 2 - 4: Step intermedi di calcolo per successivi approfondimenti di circa  $2.00$  m ciascuno dello scavo fino alla profondità di  $6.00$  m;
- Stage 5: Step finale con approfondimento dello scavo alla massima profondità prevista pari a  $7.50$  m e getto della platea di fondazione.

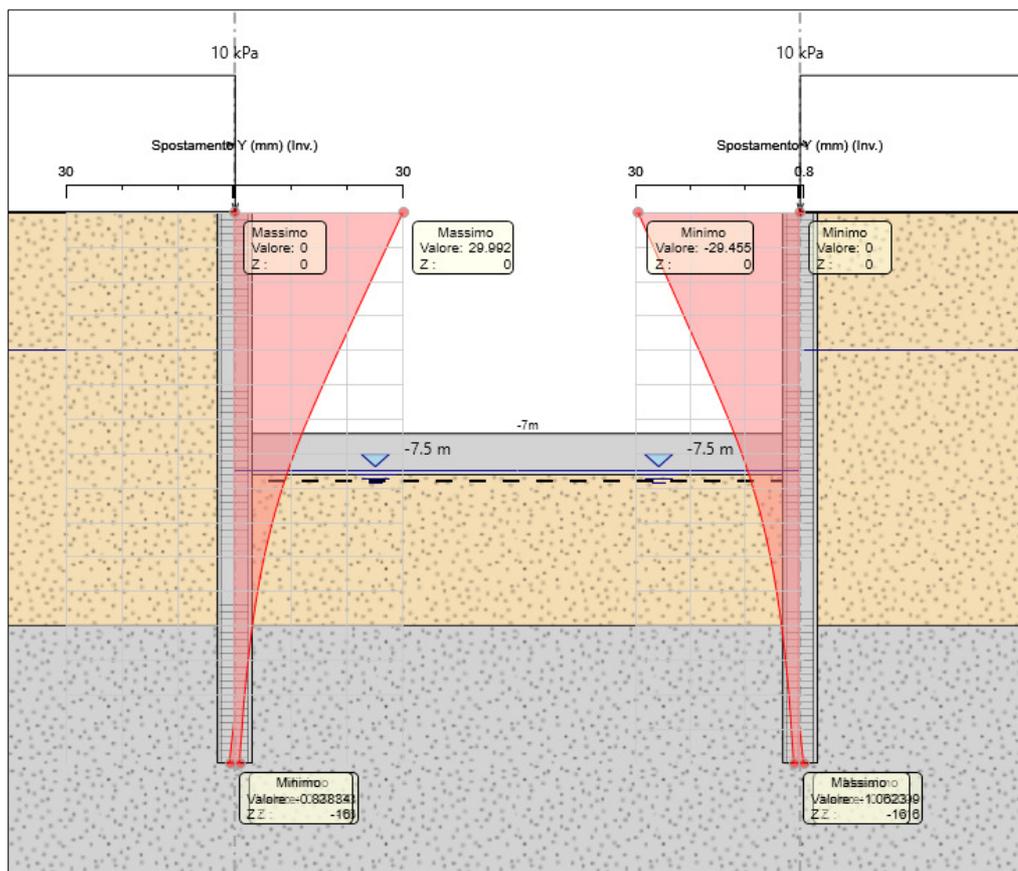


### 7.7.1 Verifiche di tipo geotecnico (GEO)

Le verifiche riportate nei paragrafi che seguono fanno riferimento agli Stati Limite Ultimi di tipo geotecnico (GEO), per la combinazione A2+M2+R1, in accordo a quanto previsto dalla normativa in merito alle opere di sostegno, accertando il soddisfacimento della seguente condizione:

$$E_d \leq \frac{R_d}{\gamma_R}$$

Nella figura che segue vengono rappresentati gli involuipi, tra tutte le fasi di scavo, delle massime deformate ottenute dal calcolo per la combinazione di carico di interesse.



Combinazione GEO – (A2+M2+R1)  
 Involuppo delle deformate d'asse

$$\delta_{\max} = 30.0 \text{ mm}$$

### Collasso per rotazione rigida intorno ad un punto

L'equilibrio della struttura, soggetta alle pressioni attive agenti da monte, deve essere garantito dalle reazioni passive del terreno presente nel tratto di immersione dei pali e da quella della platea di fondazione della galleria.

Come rilevabile dalle deformate ottenute, le strutture hanno raggiunto una condizione finale di equilibrio. Pertanto tale verifica è automaticamente soddisfatta.

### Collasso per carico limite verticale

La verifica viene effettuata considerando agli effetti della resistenza il solo tratto di immersione utile dei pali al di sotto del piano di fondo scavo ( $L_i = 8.50$  m).

I calcoli sono effettuati con riferimento ad una estensione longitudinale di paratia pari a 1.00 m, schematizzata come solido rettangolare, considerando cautelativamente agli effetti della resistenza del terreno le sole superfici laterali della paratia.

Il valore della azione di calcolo " $E_d$ " agente è dato dal peso proprio della paratia ( $W_P$ ) e il peso del cordolo in testa ai pali ( $W_C$ ).

Le suddette componenti di carico sono:

$$\begin{aligned} W_{P,k} &= D \cdot L_P \cdot \gamma_P = 1.00 \text{ m} \cdot 16.00 \text{ m} \cdot 25.00 \text{ kN/m}^3 && = 400.00 \text{ kN/m} \\ W_{C,k} &= A_C \cdot \gamma_C = 1.20 \text{ m} \cdot 1.00 \text{ m} \cdot 25.00 \text{ kN/m}^3 && = 30.00 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Si ottiene pertanto:  $E_d = 430.00$  kN/m

Per quanto riguarda la determinazione della capacità portante dei pali, questa viene effettuata mediante la somma del carico laterale " $Q_L$ " e del carico alla base " $Q_B$ ":

$$R_{c,d} = Q_{L,d} + Q_{B,d}$$

La valutazione della resistenza laterale  $Q_{L,d}$  viene effettuata a partire dal valore caratteristico  $Q_{L,k}$  calcolato tramite la determinazione della tensione di aderenza palo-terreno " $\tau_{a,k}$ " in funzione dello stato tensionale geostatico presente alle varie profondità utilizzando i parametri geotecnici caratteristici del terreno, mediante la seguente relazione:

$$\tau_{a,k} = c'_k + \sigma_{n,k} \cdot \tan \varphi'_k$$

dove:

- $c'_k$  = coesione efficace del terreno;
- $\varphi'_k$  = angolo di attrito al contatto con la superficie laterale dei pali;
- $\sigma_{n,k}$  =  $k_0 \sigma_v$  = tensione normale all'asse dei pali;
- $\sigma_v$  = tensione geostatica verticale alle varie profondità;

CAPACITA' PORTANTE LATERALE:												
Str.	Prof.	Spess.	Gamma	Coe	Phi	Ko	Sigma_v	Sigma'v	Sigma'n	Tau_a	Nlim	
1	0.00 (*)	4.50	19.50	0.00	38.00	0.38	0.00	0.00	0.00	0.00	28.58	
	4.50						87.75	42.75	16.25	12.70		
2	4.50	4.00	18.00	0.00	33.00	0.46	87.75	42.75	19.67	12.77	70.20	
	8.50						159.75	74.75	34.39	22.33		
(*) Quota della falda											Capacita' Portante Limite: Qlim =	98.78

In riferimento alle due superfici laterali della paratia (valle/monte) risulta quindi:

$$Q_{L,cal} = 2 \cdot 98.78 \text{ kN/m} = 197.55 \text{ kN/m} \approx 190 \text{ kN/m}$$

Il carico limite alla base del singolo palo, corrispondente alla rottura del terreno di fondazione viene valutato mediante la seguente espressione (metodo statico):

$$Q_P = (\gamma D N_\gamma^* s_\gamma + c N_c^* s_c + p_o N_q^* s_q) A_P$$

dove:

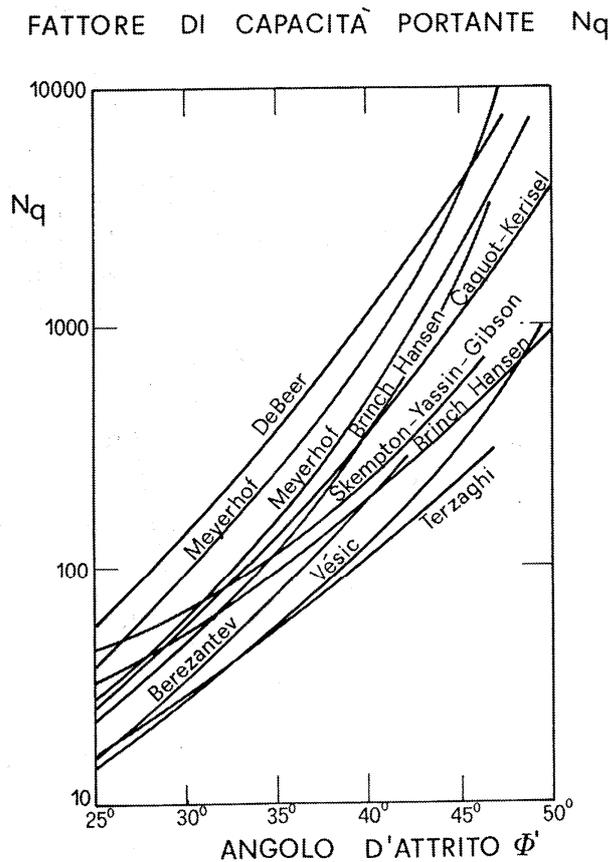
- $\gamma$  = peso specifico efficace del terreno al di sotto della base del palo;
- $D$  = diametro del palo;
- $p_o$  = pressione efficace verticale agente alla base del palo;
- $c$  = coesione del terreno;
- $s_\gamma, s_c, s_q$  = fattori di forma;
- $N_\gamma^*, N_c^*, N_q^*$  = fattori di capacità portante che dipendono dall'angolo di attrito del terreno e dalla superficie o meccanismo di rottura.

Nel caso specifico, il termine coesivo risulta essere nullo, così come risulta trascurabile anche il primo termine, trattandosi di pali in cui  $D \ll L$ .

Il valore della portata alla base si riduce quindi alla semplice espressione:

$$Q_P = p_o N_q A_P$$

Dove  $N_q = N_q^* s_q$  è un coefficiente adimensionale, funzione dell'angolo di attrito, che può essere assunto, in via cautelativa, secondo quanto rilevabile dal diagramma seguente (*Brinch-Hansen*), pari circa a 80.



Si ottiene quindi:  $Q_P = 4724 \text{ kN}$ .

A tale carico corrisponde generalmente un cedimento della base del palo pari a circa  $(0.25 \div 0.30)D = 25 \text{ cm}$  e, per questo motivo, esso viene definito *Carico Limite Ultimo* al quale corrisponde sicuramente la rottura del terreno di fondazione.

In relazione alle caratteristiche di provvisorietà della paratia in oggetto, si assume come ammissibile un cedimento massimo complessivo del palo pari a  $\delta_{\max} = 5.00 \text{ cm}$ ; il carico ammissibile corrispondente alla punta del singolo palo risulterà, assumendo una dipendenza carico-cedimento di tipo lineare, pari a:

$$Q_B = 945 \text{ kN}$$

A tale carico corrisponde una pressione ammissibile sul terreno alla base del palo pari a:

$$p = Q_B / A_P = 945 \text{ kN} / 0.79 \text{ m}^2 \approx 1190 \text{ kPa}$$

La resistenza alla base dei pali, con riferimento ad una estensione longitudinale di paratia pari a 1.00 m, risulta pertanto pari a:

$$Q_{B,cal} = A_B \cdot p = 1.00 \text{ m}^2 \cdot 1190 \text{ kPa} = 1190 \text{ kN/m}$$

Pertanto:  $R_{c,cal} = Q_{L,cal} + Q_{B,cal} = 190 + 1190 = 1380 \text{ kN/m}$

Il valore caratteristico della resistenza è quindi ottenuto applicando al valore calcolato un opportuno fattore di correlazione ( $\xi$ ), assunto cautelativamente pari a 1.70, come sotto riportato (§ 6.4.3.1.1):

$$R_{c,k} = R_{c,cal} / \xi = 1380 / 1.70 = 811.76 \text{ kN/m}$$

Nel caso in esame, trattandosi di verifica relativa ad una paratia provvisoria, per il coefficiente parziale ( $\gamma_R$ ), si adotta un valore unitario (§ 6.5.3.1.2).

Si ottiene quindi:

$$R_{c,d} = R_{c,k} \approx 810 \text{ kN/m} > E_d \quad (\text{ok!})$$

### **Stabilità globale dell'insieme terreno-opera**

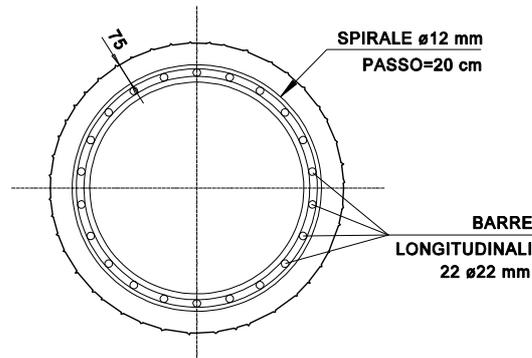
In relazione alla particolare geometria del problema oggetto di analisi, le verifiche di stabilità generale terreno-opera, che dovrebbero essere effettuate per superfici di scorrimento molto profonde coinvolgenti entrambi le paratie in un terreno pianeggiante, non sono significative né rappresentative.

Sono infatti da escludere superfici coinvolgenti le singole paratie laterali in quanto il soddisfacimento delle verifiche strutturali presuppone la resistenza a taglio delle pareti stesse nei confronti delle spinte del terreno.

### 7.7.2 Verifiche di tipo strutturale (STR)

Le verifiche riportate nel seguito fanno riferimento agli Stati Limite Ultimi di tipo STR, secondo la combinazione A1+M1+R1, in accordo a quanto previsto dalla normativa in merito alle opere e sistemi geotecnici.

La sezione strutturale oggetto di verifica è quella del palo  $\phi 1000$  mm armato con n. 22 $\phi 22$  correnti e da una spirale  $\phi 12$  mm passo 20 cm.



A tale sezione corrisponde, trascurando a favore di sicurezza il carico assiale, un valore del momento resistente minimo pari a  $M_{Rd} = 1159$  kNm (cfr. figura seguente).

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : [ ]

Sezione circolare cava

Raggio esterno 500 [mm]  
 Raggio interno 0 [mm]  
 N° barre uguali 22  
 Diametro barre 22 [mm]  
 Copriferro (baric.) 110 [mm]

N° barre 26 Zoom

N°	As [mm²]	x [mm]	y [mm]
1	0	0	0
2	0	0	0
3	0	0	0
4	0	0	0
5	0	0	0
6	0	0	0

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

Sollecitazioni  
 S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 0 kN  
 M<sub>xEd</sub> 0 0 kNm  
 M<sub>yEd</sub> 0 0

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

Tipo rottura  
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione  
 Retta  Deviato

Vertici: 52 N° rett. 100  
 Calcola MRd Dominio M-N  
 L<sub>0</sub> 0 mm Col. modello

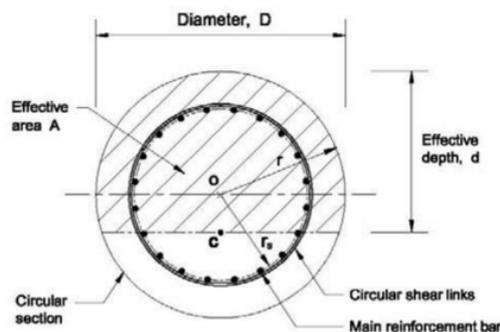
Materiali  
 B450C C25/30  
 ε<sub>su</sub> 67,5 ‰ ε<sub>c2</sub> 2 ‰  
 f<sub>yd</sub> 391,3 N/mm² ε<sub>cu</sub> 3,5 ‰  
 E<sub>s</sub> 200.000 N/mm² f<sub>cd</sub> 14,17  
 E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0,8  
 ε<sub>syd</sub> 1,957 ‰ σ<sub>c,adm</sub> 9,75  
 σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm² τ<sub>co</sub> 0,6  
 τ<sub>c1</sub> 1,829

M<sub>Rd</sub> 1.159 kNm  
 σ<sub>c</sub> -14,17 N/mm²  
 σ<sub>s</sub> 391,3 N/mm²  
 ε<sub>c</sub> 3,5 ‰  
 ε<sub>s</sub> 9,224 ‰  
 d 890 mm  
 x 244,8 x/d 0,2751  
 δ 0,7838

Precompresso

La resistenza a taglio viene valutata secondo il "metodo della sezione rettangolare equivalente": la sezione circolare viene approssimata mediante una sezione rettangolare equivalente come rappresentato in figura.

$r = 500 \text{ mm}$	raggio della sezione circolare
$A_{\text{tot}} = \pi r^2 = 785.398 \text{ mm}^2$	area totale della sezione circolare
$b = r \sqrt{2} = 707 \text{ mm}$	larghezza equivalente
$h = A_{\text{tot}}/b = 1110 \text{ mm}$	altezza equivalente
$d = r \sqrt{2} = 707 \text{ mm}$	altezza utile equivalente



Per l'assorbimento di tale sollecitazione é prevista una spirale  $\phi 12 \text{ mm}$  con passo  $s=20 \text{ cm}$ .

La resistenza a taglio é pari al minore dei seguenti due valori:

Resistenza dell'armatura a "taglio-trazione":

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin \alpha \quad [4.1.27]$$

dove:

$d$	$=$	$707 \text{ mm}$
$A_{sw}$	$=$	$226 \text{ mm}^2$ ( $2\phi 12$ )
$s$	$=$	$200 \text{ mm}$
$f_{yd}$	$=$	$391.30 \text{ N/mm}^2$

Risulta:  $V_{Rsd} = 281.60 \text{ kN}$

Resistenza del calcestruzzo d'anima a "taglio-compressione":

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta)/(1 + \text{ctg}^2 \theta) \quad [4.1.28]$$

dove:

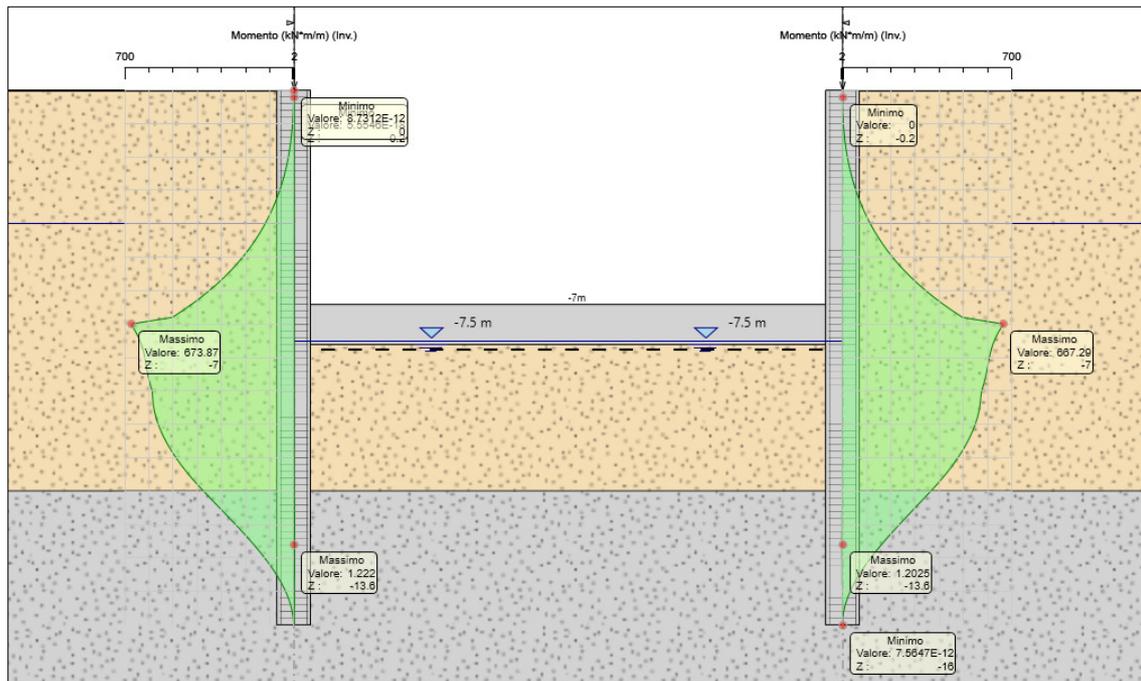
$d$	$=$	$707 \text{ mm}$
$b_s$	$=$	$707 \text{ mm}$
$\alpha_c$	$=$	$1$
$v$	$=$	$0.5$
$f_{cd}$	$=$	$14.17 \text{ N/mm}^2$

Risulta:  $V_{Rcd} = 1593.27 \text{ kN}$

Pertanto:  $V_{Rd} = \min(V_{Rsd}; V_{Rcd}) = 281.60 \text{ kN}$

Nelle figure che seguono sono rappresentati i principali risultati dell'analisi in termini di caratteristiche di sollecitazione negli elementi strutturali.

I predetti valori sono quelli corrispondenti ad una estensione unitaria di struttura; le caratteristiche di sollecitazione relative a ciascun elemento strutturale sono pertanto quelle ottenute dal calcolo moltiplicate per l'interasse relativo.

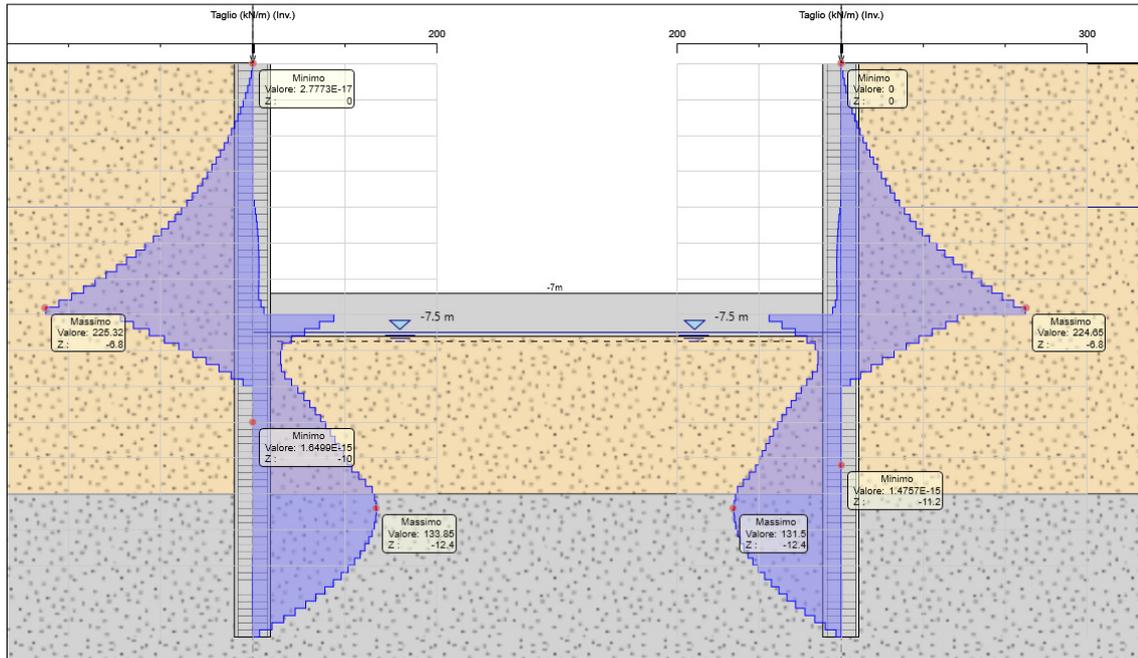


Involuppo dei Momenti Flettenti

$$M_{\max} = 673.87 \text{ kNm/m};$$

$$M_{\text{palo}} = M_{\max} \cdot i_p = 673.87 \cdot 1.10 \text{ m} = 741.26 \text{ kNm /palo}$$

$$M_{\text{palo}} / M_{R,\text{palo}} = 0.64 \quad \text{tasso di sfruttamento (ok!)}$$



Involuppo delle Sollecitazioni di Taglio

$$T_{\max} = 225.32 \text{ kN/m};$$

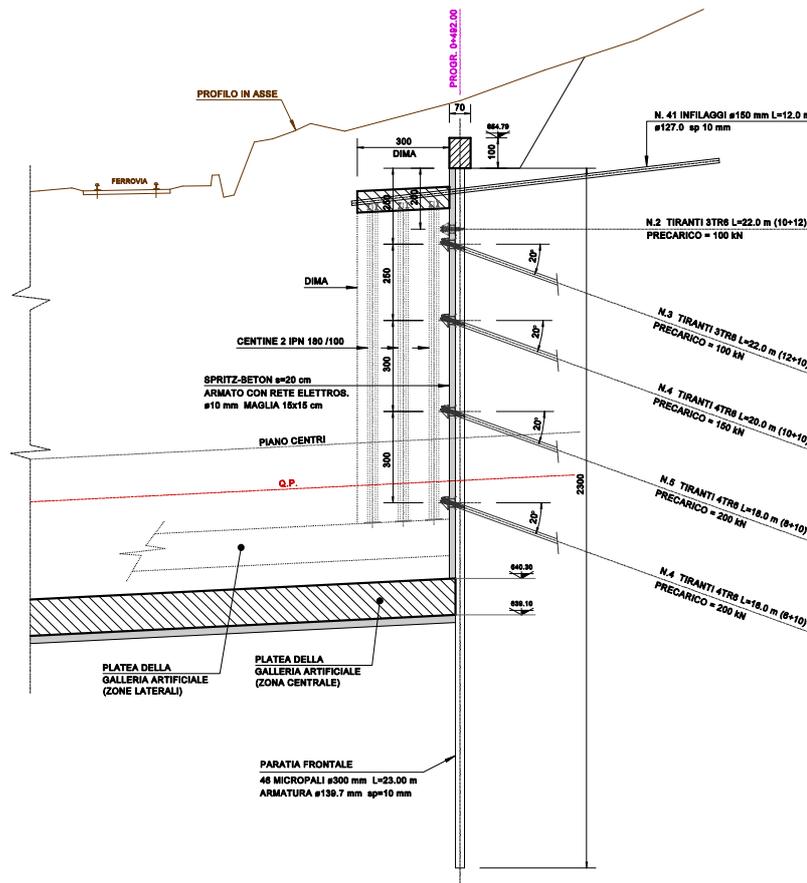
$$T_{\text{palo}} = T_{\max} \cdot i_p = 225.32 \cdot 1.10 \text{ m} = 247.85 \text{ kN /palo}$$

$$T_{\text{palo}} / T_{R,\text{palo}} = 0.88 \quad \text{tasso di sfruttamento (ok!)}$$

## 7.8 Sezione tipo 5 (Imbocco Galleria Naturale)

Nel presente capitolo sono esposte le principali analisi e verifiche relative alla paratia di micropali tipo "berlinese" prevista in corrispondenza dell'imbocco della galleria naturale posta alla progressiva km 0+492.00.

La struttura si sviluppa nell'ambito delle coltri detritiche di versante e del substrato roccioso inferiore.



La successione delle fasi di calcolo è la seguente:

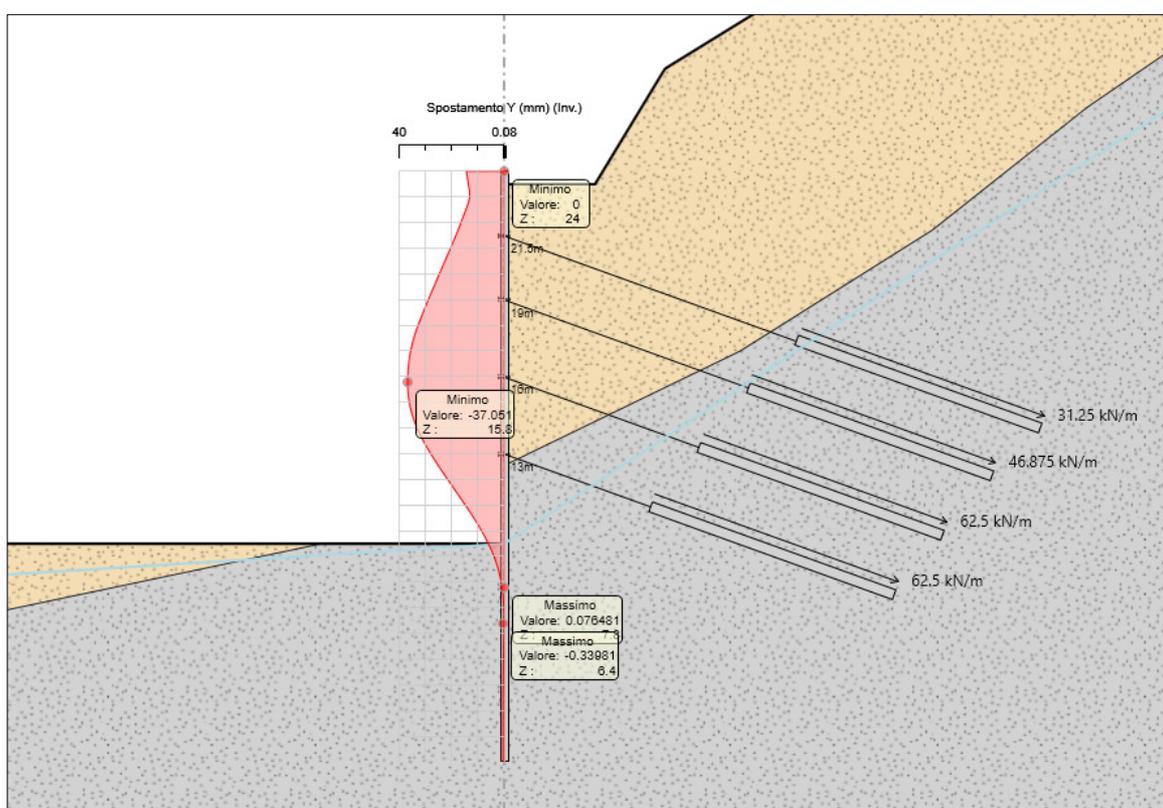
- Stage 1: Step iniziale di calcolo in assenza di scavo.  
Tale step viene effettuato al fine di calcolare lo stato tensionale iniziale presente nel terreno;
- Stage 2: Scavo al piano di lavoro con attivazione dei pali della paratia;
- Stage 3 - 10: Step intermedi di calcolo per successivi approfondimenti dello scavo e messa in opera dei tiranti di ancoraggio fino alla profondità di 11.50 m;
- Stage 11: Step finale con approfondimento dello scavo alla massima profondità prevista pari a 14.00 m.

### 7.8.1 Verifiche di tipo geotecnico (GEO)

Le verifiche riportate nei paragrafi che seguono fanno riferimento agli Stati Limite Ultimi di tipo geotecnico (GEO), per la combinazione A2+M2+R1, in accordo a quanto previsto dalla normativa in merito alle opere di sostegno, accertando il soddisfacimento della seguente condizione:

$$E_d \leq \frac{R_d}{\gamma_R}$$

Nella figura che segue viene rappresentato l'inviluppo, tra tutte le fasi di scavo e messa in opera degli ancoraggi, delle massime deformate ottenute dal calcolo per la combinazione di carico di interesse.



Combinazione GEO – (A2+M2+R1)  
 Inviluppo delle deformate d'asse

$$\delta_{\max} = 37.05 \text{ mm};$$

### Collasso per rotazione rigida intorno ad un punto

L'equilibrio della struttura, soggetta alle pressioni attive agenti da monte, deve essere garantito dalle reazioni passive del terreno presente nel tratto di immersione dei pali e dalle reazioni di vincolo offerte dai tiranti.

Come rilevabile dalle deformate ottenute, le strutture hanno raggiunto una condizione finale di equilibrio. Pertanto tale verifica è automaticamente soddisfatta.

La massima deformazione viene ritenuta pienamente ammissibile.

### Collasso per carico limite verticale

La verifica viene effettuata considerando agli effetti della resistenza il solo tratto di immersione utile dei pali al di sotto del piano di fondo scavo ( $L_i = 8.50$  m).

I calcoli sono effettuati con riferimento al singolo micropalo considerando agli effetti della resistenza del terreno la sola resistenza laterale.

Il valore della azione di calcolo " $E_d$ " agente è dato dal peso proprio del palo ( $W_P$ ) e il peso del cordolo in testa ( $W_C$ ).

Le suddette componenti di carico sono:

$$\begin{aligned} W_{P,k} &= A_P \cdot L_P \cdot \gamma_P = 0.07 \text{ m}^2 \cdot 23.00 \text{ m} \cdot 25.00 \text{ kN/m}^3 &= 40.64 \text{ kN} \\ W_{C,k} &= A_C \cdot i_P \cdot \gamma_C &= 0.70 \text{ m}^2 \cdot 0.40 \text{ m} \cdot 25.00 \text{ kN/m}^3 &= 7.00 \text{ kN} \end{aligned}$$

Si ottiene pertanto:  $E_d = 47.64$  kN

Per quanto riguarda la capacità portante dei pali, nel caso specifico, trattandosi di pali di piccolo diametro, si trascura il contributo della portata alla base considerando la sola resistenza laterale.

Essendo il tratto di immersione dei pali certamente ricadente nell'ambito del substrato roccioso, la resistenza laterale viene valutata con riferimento alla sola coesione della roccia assunta, in via cautelativa, pari a 100 kPa.

$$R_{c,cal} = (\pi D) \cdot c_k \cdot L_i = (\pi \cdot 0.30) \cdot 100 \text{ kPa} \cdot 8.50 \text{ m} = 800 \text{ kN}$$

Il valore caratteristico della resistenza è quindi ottenuto applicando al valore calcolato un opportuno fattore di correlazione ( $\xi$ ), assunto cautelativamente pari a 1.70, come sotto riportato (§ 6.4.3.1.1):

$$R_{c,k} = R_{c,cal} / \xi = 800 / 1.70 = 470 \text{ kN}$$

Nel caso in esame, trattandosi di verifica relativa ad una paratia, per il coefficiente parziale ( $\gamma_R$ ), si adotta un valore unitario (§ 6.5.3.1.2).

Si ottiene quindi:

$$R_{c,d} = R_{c,k} = 470 \text{ kN} \gg E_d \text{ (ok!)}$$

### Stabilità globale dell'insieme terreno-opera

Le verifiche in oggetto vanno effettuate considerando lo Stato Limite Ultimo di tipo "GEO" e devono essere fatte in riferimento alla Combinazione 2 (A2+M2+R2), applicando i coefficienti parziali sulle azioni della colonna (A2), i coefficienti parziali sui parametri geotecnici della colonna (M2), già evidenziati in precedenza, mentre i coefficienti parziali " $\gamma_R$ " sono quelli indicati nella tabella 6.8.I (colonna R2) seguente (§6.5.3.1.2).

**Tab. 6.8.I** - Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo

COEFFICIENTE	R2
$\gamma_R$	1,1

La stabilità globale dell'insieme terreno-opera viene analizzata con il Metodo dell'Equilibrio Limite, con riferimento a superfici di scivolamento circolari passanti per il piede della paratia.

Il metodo dell'Equilibrio Limite consiste nel calcolo delle forze agenti lungo una superficie di scorrimento predefinita e delle resistenze disponibili lungo la stessa superficie.

La condizione di equilibrio limite è verificata quando le forze agenti uguagliano quelle resistenti (stato di moto "incipiente"); in questo caso lo stato tensionale medio lungo la superficie di scorrimento giace sull'involuppo di rottura del terreno ed il versante si trova sul punto di collasso.

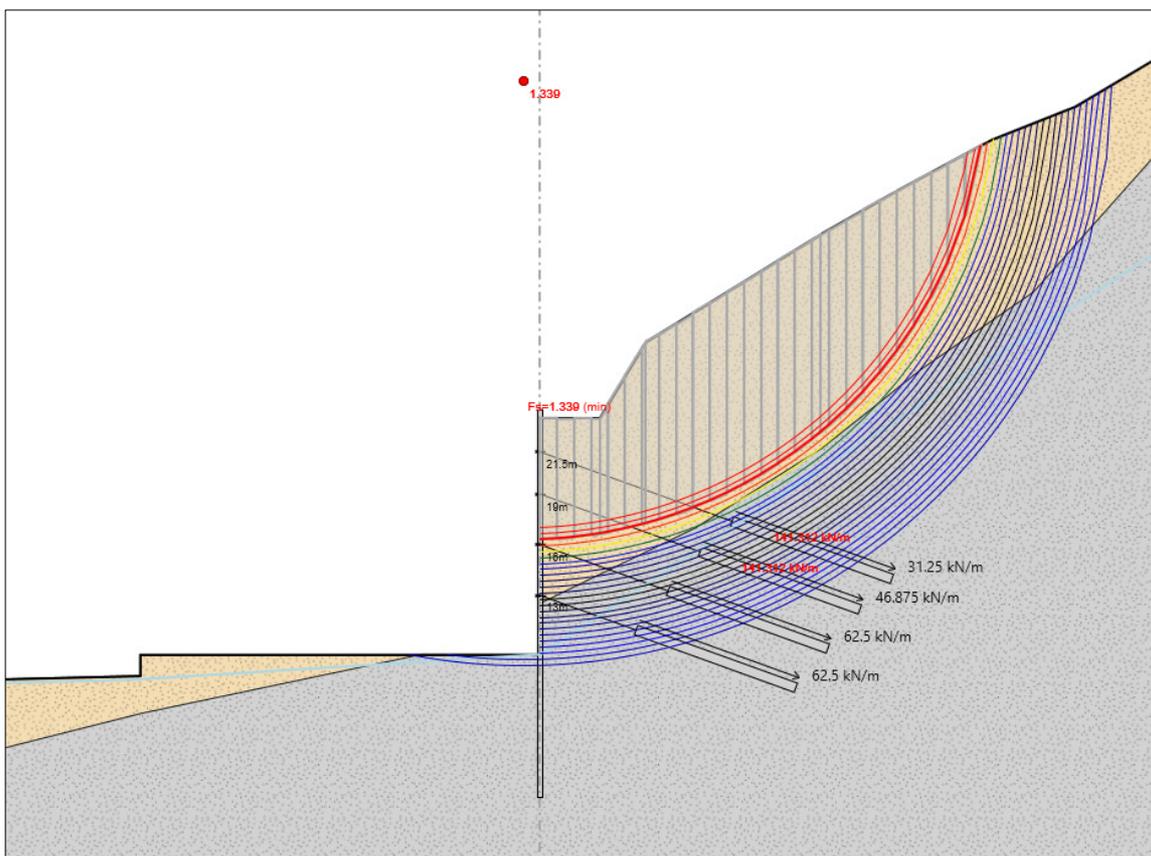
Affinché la massa scivolante sia in condizioni di stabilità, la resistenza mobilitata in condizioni di equilibrio statico deve essere minore di quella disponibile e ciò viene espresso convenzionalmente tramite un fattore di sicurezza " $F_s$ " definito come:

$$F_s = \frac{\text{Resistenza Disponibile}}{\text{Resistenza Mobilitata}}$$

Vengono pertanto analizzate le condizioni di stabilità per svariate “potenziali” superfici di scivolamento calcolando, per ognuna di esse, il relativo fattore di sicurezza.

Il fattore di sicurezza risultante sarà quello corrispondente alla superficie di scorrimento più critica, ossia, quella caratterizzata dal minimo fattore di sicurezza.

Per le superfici di scivolamento analizzate, cautelativamente, non si è considerata la resistenza a taglio offerta dai pali. Questo principalmente in relazione al fatto che fare affidamento su tale resistenza richiederebbe di dover ammettere deformazioni significative in campo passivo nel tratto di immersione al di sotto del piano di fondo scavo; l'entità di tali deformazioni non si ritiene che sarebbe compatibile ai fini della salvaguardia della sede ferroviaria presente poco più a monte della paratia in oggetto.



Combinazione GEO (A2+M2+R2)  
 Stabilità globale Opera-Terreno

$$F_{s,min} = 1.339 > 1.1 \quad (\text{ok!})$$

### 7.8.2 Verifiche di tipo strutturale (STR)

Le verifiche riportate nel seguito fanno riferimento agli Stati Limite Ultimi di tipo STR, in accordo a quanto previsto dalla normativa in merito alle opere e sistemi geotecnici.

Le suddette verifiche sono effettuate secondo la Combinazione (A1+M1+R1).

Per le sole verifiche dei tiranti di ancoraggio, queste vengono effettuate secondo la combinazione (A1+M1+R3) (§ 6.6.2), adottando i coefficienti parziali (R3) indicati nella seguente tabella:

Tab. 6.6.I - Coefficienti parziali per la resistenza degli ancoraggi

	Simbolo	Coefficiente parziale
Temporanei	$\gamma_R$	1,1
Permanenti	$\gamma_R$	1,2

Gli elementi oggetto di verifica presentano le seguenti caratteristiche geometriche e di resistenza:

- Acciaio tipo S 355 H
- Tensione caratteristica di snervamento  $f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2$
- Tensione caratteristica di rottura  $f_{tk} = 510 \text{ N/mm}^2$
- Diametro armatura  $D = 139.7 \text{ mm}$
- Spessore  $t = 10.0 \text{ mm}$
- Area  $A = 40.7 \text{ cm}^2$
- Modulo di resistenza elastico:  $W_{el} = 123.0 \text{ cm}^3$
- Modulo di resistenza plastico:  $W_{pl} = 169.0 \text{ cm}^3$
- Momento d'inerzia:  $J = 862.0 \text{ cm}^4$

La sezione strutturale appartiene alla classe 1 ( $d/t \leq 50\epsilon^2$ ) (§4.2.3.1)

Tab. 4.2.V - Massimi rapporti larghezza spessore per parti compresse

Angolari						
Riferirsi anche alle piattabande esterne (v. Tab 4.2.II) Non si applica agli angoli in contatto continuo con altri componenti						
Classe	Sezione in compressione					
3						
	$h/t \leq 15\epsilon$ $\frac{b+h}{2t} \leq 11,5\epsilon$					
Sezioni Tubolari						
Classe	Sezione inflessa e/o compressa					
1	$d/t \leq 50\epsilon^2$					
2	$d/t \leq 70\epsilon^2$					
3	$d/t \leq 90\epsilon^2$ (Per $d/t > 90\epsilon^2$ vedere EN 1993-1-6)					
$\epsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$	$f_{yk}$	235	275	355	420	460
	$\epsilon$	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71
	$\epsilon^2$	1,00	0,85	0,66	0,56	0,51

La resistenza di calcolo "R<sub>d</sub>" si pone nella forma:  $R_d = \frac{R_k}{\gamma_M}$

Dove  $\gamma_M$  è il fattore parziale relativo al modello di resistenza (cfr. tabella seguente); per elementi di *classe 1* si adotta  $\gamma_{M0} = 1,05$  (§4.2.4.1).

Tab. 4.2.VII - Coefficienti di sicurezza per la resistenza delle membrature e la stabilità

Resistenza delle Sezioni di Classe 1-2-3-4	$\gamma_{M0} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrature	$\gamma_{M1} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrature di ponti stradali e ferroviari	$\gamma_{M1} = 1,10$
Resistenza, nei riguardi della frattura, delle sezioni tese (indebolite dai fori)	$\gamma_{M2} = 1,25$

Le resistenze di calcolo a flessione e taglio della sezione sono pari a:

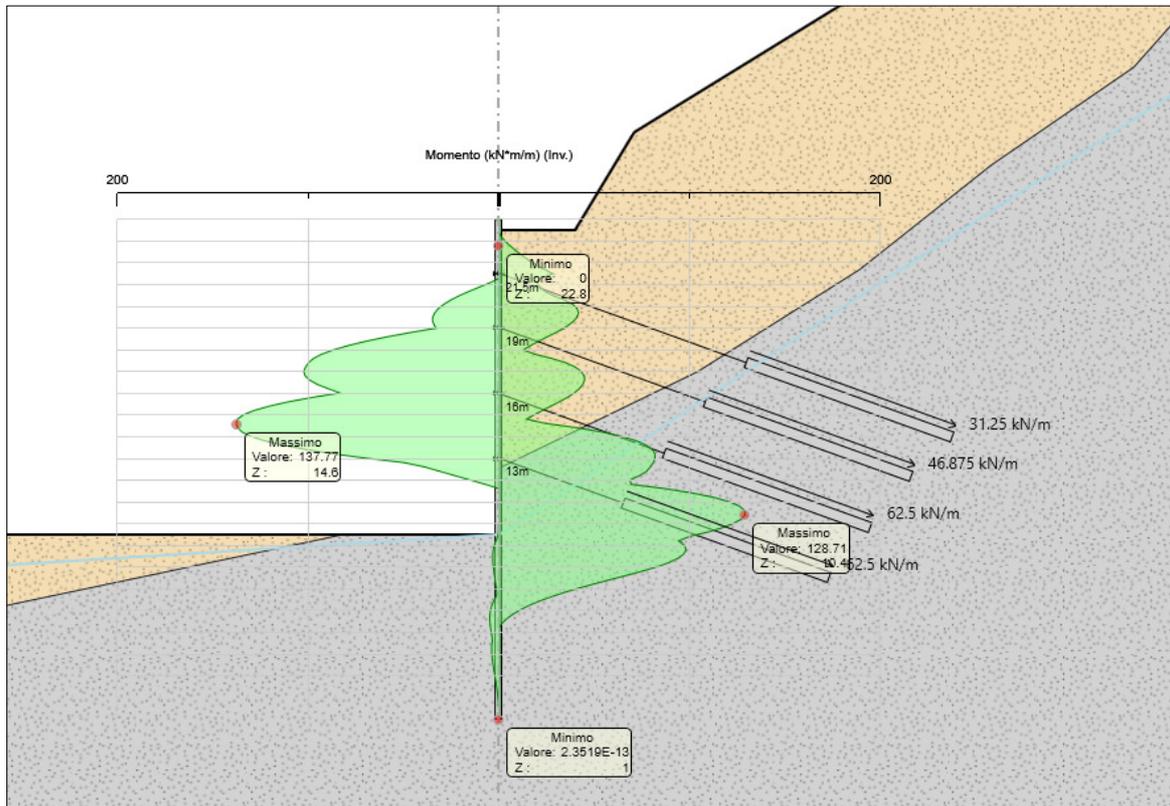
$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 57.14 \text{ kNm} \quad [4.2.12]$$

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 505 \text{ kN} \quad [4.2.17]$$

dove:  $A_v = 2 \cdot A / \pi = 2 \cdot 40.7 / \pi = 25.91 \text{ cm}^2$  è l'area resistente a taglio.

Nelle figure che seguono sono rappresentati i principali risultati dell'analisi in termini di caratteristiche di sollecitazione negli elementi strutturali.

I predetti valori sono quelli corrispondenti ad una estensione unitaria di struttura; le caratteristiche di sollecitazione relative a ciascun elemento strutturale sono pertanto quelle ottenute dal calcolo moltiplicate per l'interasse relativo.

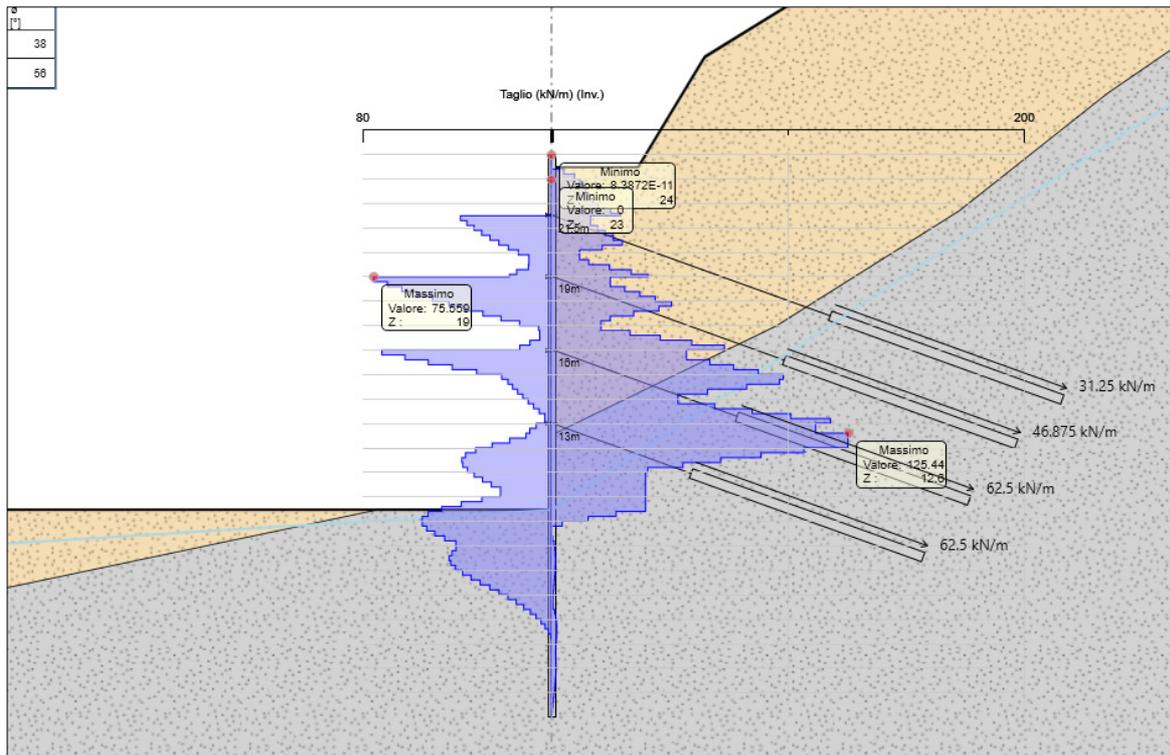


Involuppo dei Momenti Flettenti

$$M_{\max} = 137.77 \text{ kNm/m};$$

$$M_{\text{palo}} = M_{\max} \cdot i_p = 137.77 \cdot 0.40 \text{ m} = 55.11 \text{ kNm /palo}$$

$$M_{\text{palo}} / M_{R,\text{palo}} = 0.96 \quad \text{tasso di sfruttamento (ok!)}$$



Inviluppo delle Forze di Taglio

$$T_{\max} = 125.44 \text{ kN/m};$$

$$T_{\text{palo}} = T_{\max} \cdot i_p = 125.44 \cdot 0.40 \text{ m} = 50.18 \text{ kN /palo}$$

$$T_{\text{palo}} / T_{R,\text{palo}} = 0.10 \quad \text{tasso di sfruttamento (ok!)}$$

Come rilevabile da quanto precedentemente riportato, tutti i tassi di lavoro sono risultati inferiori all'unità. Le verifiche di resistenza sono pertanto soddisfatte.

### 7.8.3 Verifica dei tiranti di ancoraggio

Nell'immagine seguente si riassumono i valori delle massime sollecitazioni di trazione risultanti nei tiranti tra tutte le combinazioni di carico esaminate.

Tirante	Stage	Sollecitazione (kN)	Resistenza GEO (kN)	Resistenza STR (kN)	Sfruttamento GEO	Sfruttamento STR	Resistenza	Design Assumptior
TIR1	Stage 10	195.97	452.2	605.56	0.433	0.324	✓	A1+M1+R1
TIR2	Stage 10	323.35	452.2	807.41	0.715	0.4	✓	A1+M1+R1
TIR3	Stage 11	386.05	452.2	807.41	0.854	0.478	✓	A1+M1+R1
TIR4	Stage 11	299.17	452.2	807.41	0.662	0.371	✓	A1+M1+R1

### Verifiche a sfilamento

Le verifiche allo sfilamento per carico assiale di trazione sono effettuate verificando il soddisfacimento della relazione:

$$E_d \leq R_d$$

dove "E<sub>d</sub>" è l'azione di trazione agente (v. tabella precedente), mentre "R<sub>d</sub>" è la Resistenza di Progetto a trazione "R<sub>a,d</sub>" del tirante.

Tale verifica viene effettuata con riferimento alla combinazione A1+M1+R3 (§6.6.2), applicando i coefficienti parziali di sicurezza (R3) indicati della tabella 6.6.I.

**Tab. 6.6.I - Coefficienti parziali per la resistenza degli ancoraggi**

	Simbolo	Coefficiente parziale
Temporanei	$\gamma_R$	1,1
Permanenti	$\gamma_R$	1,2

Trattandosi di tiranti a carattere temporaneo si farà quindi riferimento a  $\gamma_R = 1.1$ .

La valutazione della resistenza "R<sub>a,d</sub>" viene effettuata a partire dal valore caratteristico R<sub>k,cal</sub> calcolato tramite la determinazione della tensione di aderenza "τ<sub>ak</sub>" lungo la fondazione del tirante in funzione dello stato tensionale geostatico presente alle varie profondità utilizzando i parametri geotecnici caratteristici del terreno (§6.4.3.1.1), mediante la seguente relazione:

$$\tau_{ak} = c'_k + \sigma_{n,k} \cdot \tan\phi'_k$$

dove:

- c'<sub>k</sub> = coesione del terreno;
- φ'<sub>k</sub> = angolo di attrito al contatto ;
- σ<sub>n,k</sub> = k<sub>s</sub> σ<sub>v</sub> = tensione normale all'asse del tirante;
- σ<sub>v</sub> = tensione geostatica verticale alle varie profondità;
- k<sub>s</sub> = coeff. pari a 1.1÷1.2 k<sub>0,d</sub> essendo k<sub>0,d</sub> il coeff. di spinta a riposo.

Nel calcolo viene considerato il solo tratto di fondazione del tirante, adottando un valore del diametro "reso" del bulbo pari a 15 cm ed un coefficiente  $k_s = 1.2 k_0$  per esecuzione dell'iniezione in pressione.

Il valore caratteristico della resistenza  $R_{a,k}$  è ottenuto applicando al valore calcolato un opportuno fattore di correlazione ( $\xi$ ), assunto cautelativamente pari a 1.80, (Tab. 6.6.III):

$$R_{a,k} = R_{k,cal} / \xi$$

Tab. 6.6.III - Fattori di correlazione per derivare la resistenza caratteristica dalle prove geotecniche, in funzione del numero n di profili di indagine

Numero di profili di indagine	1	2	3	4	≥ 5
$\xi_{a3}$	1,80	1,75	1,70	1,65	1,60
$\xi_{a4}$	1,80	1,70	1,65	1,60	1,55

Trattandosi di tiranti di ancoraggio di tipo temporaneo, per il coefficiente parziale ( $\gamma_R$ ), si adotta un valore pari a (Tab. 6.6.I):  $\gamma_R = 1.1$

$$R_{a,d} = R_{a,k} / \gamma_R$$

In relazione alle profondità e inclinazione dei tiranti, le cui fondazioni ricadono interamente nel substrato roccioso, si considera un valore dell'aderenza terreno-fondazione pari a 190 kPa.

tirante	$\tau_{ak}$ (kPa)	$R_{a,cal}$ (kN)	$R_{a,k}$ (kN)	$R_{a,d}$ (kN)	$N_{ed}$ (kN)	chk
TIR 1	190	895.35	497.42	452.20	195.97	ok!
TIR 2	190	895.35	497.42	452.20	323.35	ok!
TIR 3	190	895.35	497.42	452.20	386.05	ok!
TIR 4	190	895.35	497.42	452.20	299.17	ok!

### Verifica dell'armatura

I tiranti adottati sono costituiti da 3÷4 trefoli 0.6" in acciaio Y1860:

Tensione caratteristica:  $f_{yk} = 1670 \text{ N/mm}^2$   
 Coefficiente parz. :  $\gamma_s = 1.15 \text{ N/mm}^2$   
 Tensione di calcolo:  $f_{yd} = 1450 \text{ N/mm}^2$   
 Resistenza di calcolo:  $R_d = A \cdot f_{yd}$

La tabella seguente riporta i risultati delle verifiche in oggetto.

tirante	n. trefoli	A (mm <sup>2</sup> )	f <sub>y,d</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	R <sub>d</sub> (kN)	E <sub>d</sub> (kN)	chk
TIR 1	3	417	1450	604.65	195.97	ok!
TIR 2	4	556	1450	806.20	323.35	ok!
TIR 3	4	556	1450	806.20	386.05	ok!
TIR 4	4	556	1450	806.20	299.17	ok!

Nel rispetto della gerarchia delle resistenze si verifica inoltre che la resistenza caratteristica al limite di snervamento dell'armatura (R<sub>d,k</sub>) sia superiore alla resistenza a sfilamento della fondazione (R<sub>a,dmax</sub>).

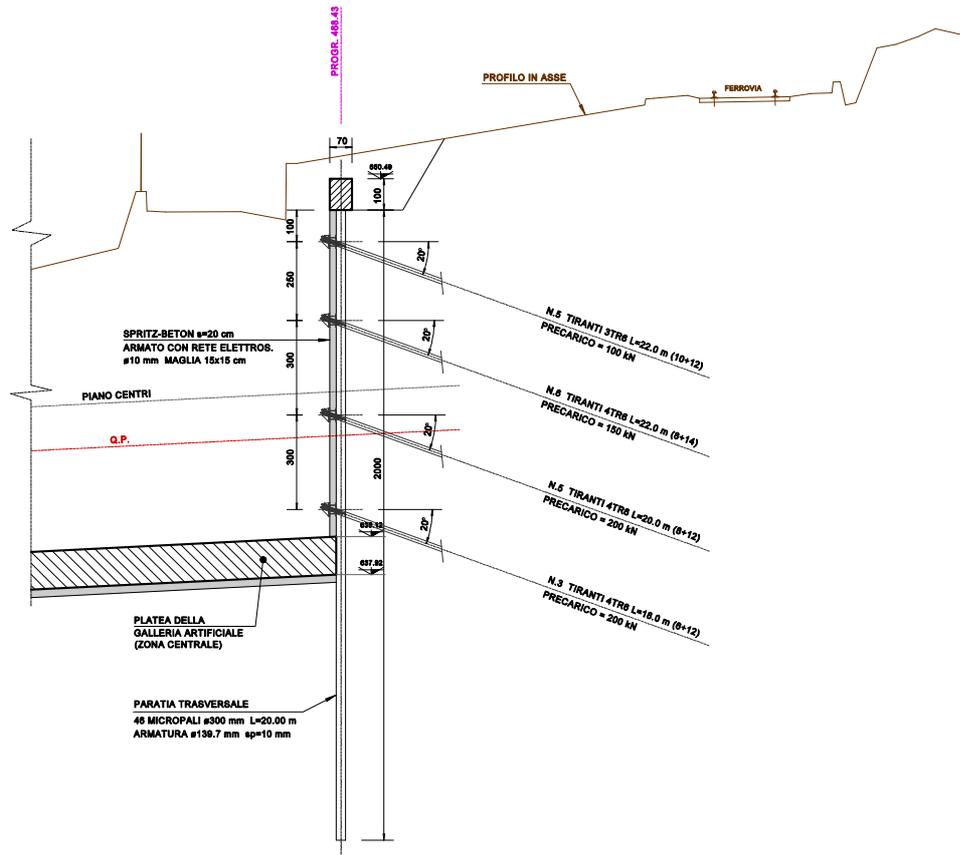
$$R_{d,k} = A \cdot f_{yk}$$

tirante	n. trefoli	A (mm <sup>2</sup> )	f <sub>y,k</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	R <sub>d,k</sub> (kN)	R <sub>a,dmax</sub> (kN)	chk
TIR 1	3	417	1670	696.39	452.20	ok!
TIR 2	4	556	1670	928.52	452.20	ok!
TIR 3	4	556	1670	928.52	452.20	ok!
TIR 4	4	556	1670	928.52	452.20	ok!

## 7.9 Sezione tipo 6 (Paratia a valle della Ferrovia)

Nel presente capitolo sono esposte le principali analisi e verifiche relative alla paratia di micropali tipo "berlinese" prevista immediatamente a valle della ferrovia e più precisamente alla progressiva km 0+468.43.

La struttura si sviluppa prevalentemente nell'ambito delle coltri detritiche di versante e, in parte, nel substrato roccioso inferiore.

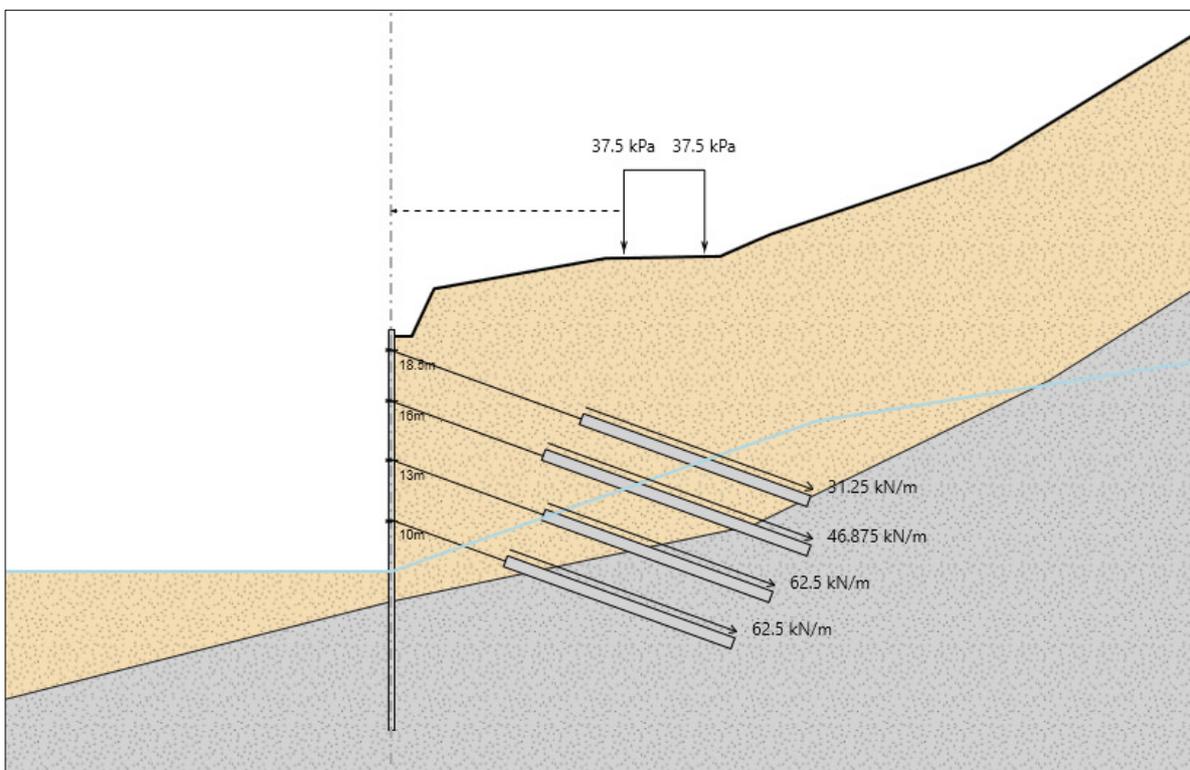


Da evidenziare che, vista la particolare posizione della paratia, che dovrà rimanere in opera per un periodo di tempo significativo prima dell'esecuzione dello scavo del tratto successivo al di sotto della linea ferroviaria, nelle analisi di calcolo si è considerato presente un sovraccarico sulla superficie corrispondente ai treni.

Il sovraccarico applicato è quello relativo ai treni tipo SW2, pari a 150 kN/m, ripartito uniformemente su una larghezza di 4.00 m, e quindi pari a 37.50 kN/m.

La successione delle fasi di calcolo è la seguente:

- Stage 1: Step iniziale con scavo al piano di lavoro con attivazione dei pali della paratia.  
Tale step viene effettuato al fine di calcolare lo stato tensionale iniziale presente nel terreno;
- Stage 2 - 5 Step intermedi di calcolo per successivi approfondimenti dello scavo e messa in opera dei tiranti di ancoraggio fino alla profondità di 10.00 m;
- Stage 6: Step finale con approfondimento dello scavo alla massima profondità prevista pari a 11.70 m.



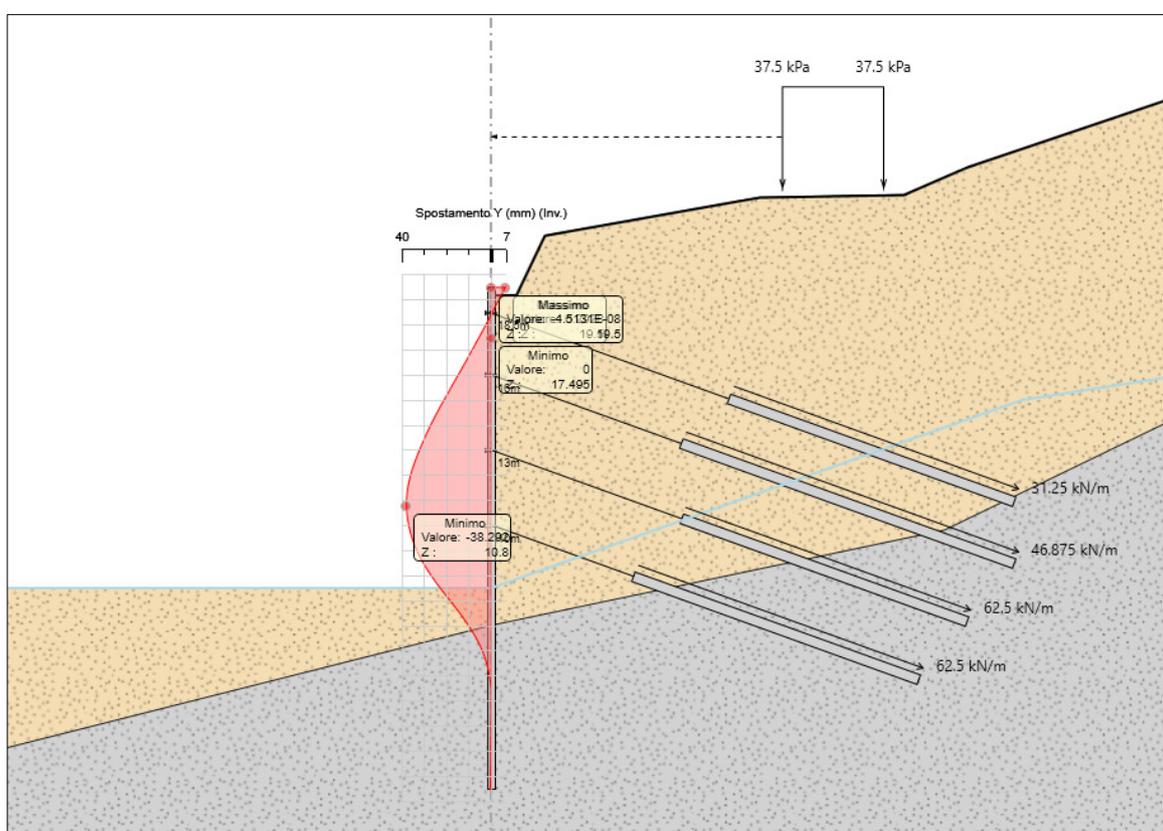
Modello di calcolo con sovraccarico treni

### 7.9.1 Verifiche di tipo geotecnico (GEO)

Le verifiche riportate nei paragrafi che seguono fanno riferimento agli Stati Limite Ultimi di tipo geotecnico (GEO), per la combinazione A2+M2+R1, in accordo a quanto previsto dalla normativa in merito alle opere di sostegno, accertando il soddisfacimento della seguente condizione:

$$E_d \leq \frac{R_d}{\gamma_R}$$

Nella figura che segue viene rappresentato l'involuppo, tra tutte le fasi di scavo e messa in opera degli ancoraggi, delle massime deformate ottenute dal calcolo per la combinazione di carico di interesse.



Combinazione GEO – (A2+M2+R1)  
 Involuppo delle deformate d'asse

$$\delta_{\max} = 38.29 \text{ mm};$$

### Collasso per rotazione rigida intorno ad un punto

L'equilibrio della struttura, soggetta alle pressioni attive agenti da monte, deve essere garantito dalle reazioni passive del terreno presente nel tratto di immersione dei pali e dalle reazioni di vincolo offerte dai tiranti.

Come rilevabile dalle deformate ottenute, le strutture hanno raggiunto una condizione finale di equilibrio. Pertanto tale verifica è automaticamente soddisfatta.

La massima deformazione viene ritenuta pienamente ammissibile.

### Collasso per carico limite verticale

La verifica viene effettuata considerando agli effetti della resistenza il solo tratto di immersione utile dei pali al di sotto del piano di fondo scavo ( $L_i = 8.00$  m).

I calcoli sono effettuati con riferimento al singolo micropalo considerando agli effetti della resistenza del terreno la sola resistenza laterale.

Il valore della azione di calcolo " $E_d$ " agente è dato dal peso proprio del palo ( $W_P$ ) e il peso del cordolo in testa ( $W_C$ ).

Le suddette componenti di carico sono:

$$\begin{aligned} W_{P,k} &= A_P \cdot L_P \cdot \gamma_P = 0.07 \text{ m}^2 \cdot 20.00 \text{ m} \cdot 25.00 \text{ kN/m}^3 &= 35.34 \text{ kN} \\ W_{C,k} &= A_C \cdot i_P \cdot \gamma_C &= 0.70 \text{ m}^2 \cdot 0.40 \text{ m} \cdot 25.00 \text{ kN/m}^3 &= 7.00 \text{ kN} \end{aligned}$$

Si ottiene pertanto:  $E_d = 42.34$  kN

Per quanto riguarda la capacità portante dei pali, nel caso specifico, trattandosi di pali di piccolo diametro, si trascura il contributo della portata alla base considerando la sola resistenza laterale.

Essendo il tratto di immersione dei pali certamente ricadente nell'ambito del substrato roccioso, la resistenza laterale viene valutata con riferimento alla sola coesione della roccia assunta, in via cautelativa, pari a 100 kPa.

$$R_{c,cal} = (\pi D) \cdot c_k \cdot L_i = (\pi \cdot 0.30) \cdot 100 \text{ kPa} \cdot 8.00 \text{ m} = 750 \text{ kN}$$

Il valore caratteristico della resistenza è quindi ottenuto applicando al valore calcolato un opportuno fattore di correlazione ( $\xi$ ), assunto cautelativamente pari a 1.70, come sotto riportato (§ 6.4.3.1.1):

$$R_{c,k} = R_{c,cal} / \xi = 750 / 1.70 = 440 \text{ kN}$$

Nel caso in esame, trattandosi di verifica relativa ad una paratia, per il coefficiente parziale ( $\gamma_R$ ), si adotta un valore unitario (§ 6.5.3.1.2).

Si ottiene quindi:

$$R_{c,d} = R_{c,k} = 440 \text{ kN} \gg E_d \text{ (ok!)}$$

### Stabilità globale dell'insieme terreno-opera

Le verifiche in oggetto vanno effettuate considerando lo Stato Limite Ultimo di tipo "GEO" e devono essere fatte in riferimento alla Combinazione 2 (A2+M2+R2), applicando i coefficienti parziali sulle azioni della colonna (A2), i coefficienti parziali sui parametri geotecnici della colonna (M2), già evidenziati in precedenza, mentre i coefficienti parziali " $\gamma_R$ " sono quelli indicati nella tabella 6.8.I (colonna R2) seguente (§6.5.3.1.2).

**Tab. 6.8.I** - Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo

COEFFICIENTE	R2
$\gamma_R$	1,1

La stabilità globale dell'insieme terreno-opera viene analizzata con il Metodo dell'Equilibrio Limite, con riferimento a superfici di scivolamento circolari passanti per il piede della paratia.

Il metodo dell'Equilibrio Limite consiste nel calcolo delle forze agenti lungo una superficie di scorrimento predefinita e delle resistenze disponibili lungo la stessa superficie.

La condizione di equilibrio limite è verificata quando le forze agenti uguagliano quelle resistenti (stato di moto "incipiente"); in questo caso lo stato tensionale medio lungo la superficie di scorrimento giace sull'involuppo di rottura del terreno ed il versante si trova sul punto di collasso.

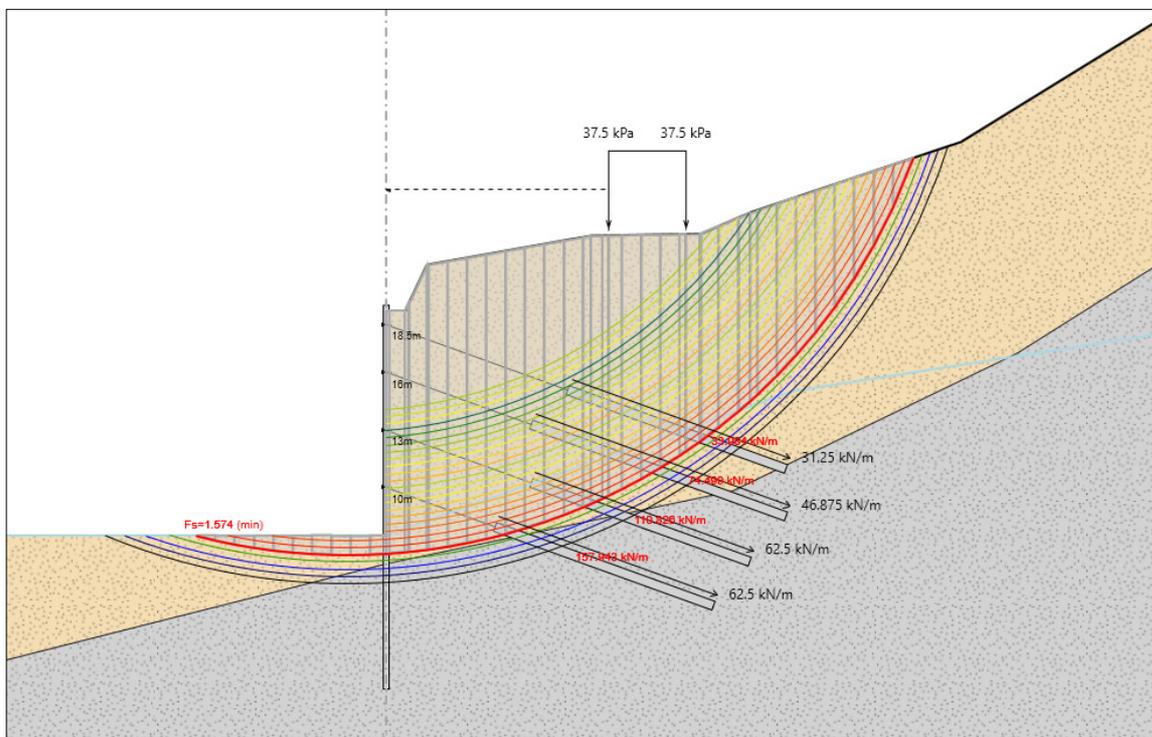
Affinché la massa scivolante sia in condizioni di stabilità, la resistenza mobilitata in condizioni di equilibrio statico deve essere minore di quella disponibile e ciò viene espresso convenzionalmente tramite un fattore di sicurezza " $F_s$ " definito come:

$$F_s = \frac{\text{Resistenza Disponibile}}{\text{Resistenza Mobilitata}}$$

Vengono pertanto analizzate le condizioni di stabilità per svariate “potenziali” superfici di scivolamento calcolando, per ognuna di esse, il relativo fattore di sicurezza.

Il fattore di sicurezza risultante sarà quello corrispondente alla superficie di scorrimento più critica, ossia, quella caratterizzata dal minimo fattore di sicurezza.

Per le superfici di scivolamento analizzate, cautelativamente, non si è considerata la resistenza a taglio offerta dai pali. Questo principalmente in relazione al fatto che fare affidamento su tale resistenza richiederebbe di dover ammettere deformazioni significative in campo passivo nel tratto di immersione al di sotto del piano di fondo scavo; l'entità di tali deformazioni non si ritiene che sarebbe compatibile ai fini della salvaguardia della sede ferroviaria presente poco più a monte della paratia in oggetto.



Combinazione GEO (A2+M2+R2)  
 Stabilità globale Opera-Terreno

$$F_{s,\min} = 1.574 > 1.1 \quad (\text{ok!})$$

### 7.9.2 Verifiche di tipo strutturale (STR)

Le verifiche riportate nel seguito fanno riferimento agli Stati Limite Ultimi di tipo STR, in accordo a quanto previsto dalla normativa in merito alle opere e sistemi geotecnici.

Le suddette verifiche sono effettuate secondo la Combinazione (A1+M1+R1).

Per le sole verifiche dei tiranti di ancoraggio, queste vengono effettuate secondo la combinazione (A1+M1+R3) (§ 6.6.2), adottando i coefficienti parziali (R3) indicati nella seguente tabella:

Tab. 6.6.I - Coefficienti parziali per la resistenza degli ancoraggi

	Simbolo	Coefficiente parziale
Temporanei	$\gamma_R$	1,1
Permanenti	$\gamma_R$	1,2

Gli elementi oggetto di verifica presentano le seguenti caratteristiche geometriche e di resistenza:

- Acciaio tipo S 355 H
- Tensione caratteristica di snervamento  $f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2$
- Tensione caratteristica di rottura  $f_{tk} = 510 \text{ N/mm}^2$
- Diametro armatura  $D = 139.7 \text{ mm}$
- Spessore  $t = 10.0 \text{ mm}$
- Area  $A = 40.7 \text{ cm}^2$
- Modulo di resistenza elastico:  $W_{el} = 123.0 \text{ cm}^3$
- Modulo di resistenza plastico:  $W_{pl} = 169.0 \text{ cm}^3$
- Momento d'inerzia:  $J = 862.0 \text{ cm}^4$

La sezione strutturale appartiene alla classe 1 ( $d/t \leq 50\epsilon^2$ ) (§4.2.3.1)

Tab. 4.2.V - Massimi rapporti larghezza spessore per parti compresse

Angolari						
Riferirsi anche alle piattabande esterne (v. Tab 4.2.II) Non si applica agli angoli in contatto continuo con altri componenti						
Classe	Sezione in compressione					
Distribuzione delle tensioni sulla sezione (compressione positiva)						
3	$h/t \leq 15\epsilon$ $\frac{b+h}{2t} \leq 11,5\epsilon$					
Sezioni Tubolari						
Classe	Sezione inflessa e/o compressa					
1	$d/t \leq 50\epsilon^2$					
2	$d/t \leq 70\epsilon^2$					
3	$d/t \leq 90\epsilon^2$ (Per $d/t > 90\epsilon^2$ vedere EN 1993-1-6)					
$\epsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$	$f_{yk}$	235	275	355	420	460
	$\epsilon$	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71
	$\epsilon^2$	1,00	0,85	0,66	0,56	0,51

La resistenza di calcolo "R<sub>d</sub>" si pone nella forma:  $R_d = \frac{R_k}{\gamma_M}$

Dove  $\gamma_M$  è il fattore parziale relativo al modello di resistenza (cfr. tabella seguente); per elementi di *classe 1* si adotta  $\gamma_{M0} = 1,05$  (§4.2.4.1).

Tab. 4.2.VII - Coefficienti di sicurezza per la resistenza delle membrature e la stabilità

Resistenza delle Sezioni di Classe 1-2-3-4	$\gamma_{M0} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrature	$\gamma_{M1} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrature di ponti stradali e ferroviari	$\gamma_{M1} = 1,10$
Resistenza, nei riguardi della frattura, delle sezioni tese (indebolite dai fori)	$\gamma_{M2} = 1,25$

Le resistenze di calcolo a flessione e taglio della sezione sono pari a:

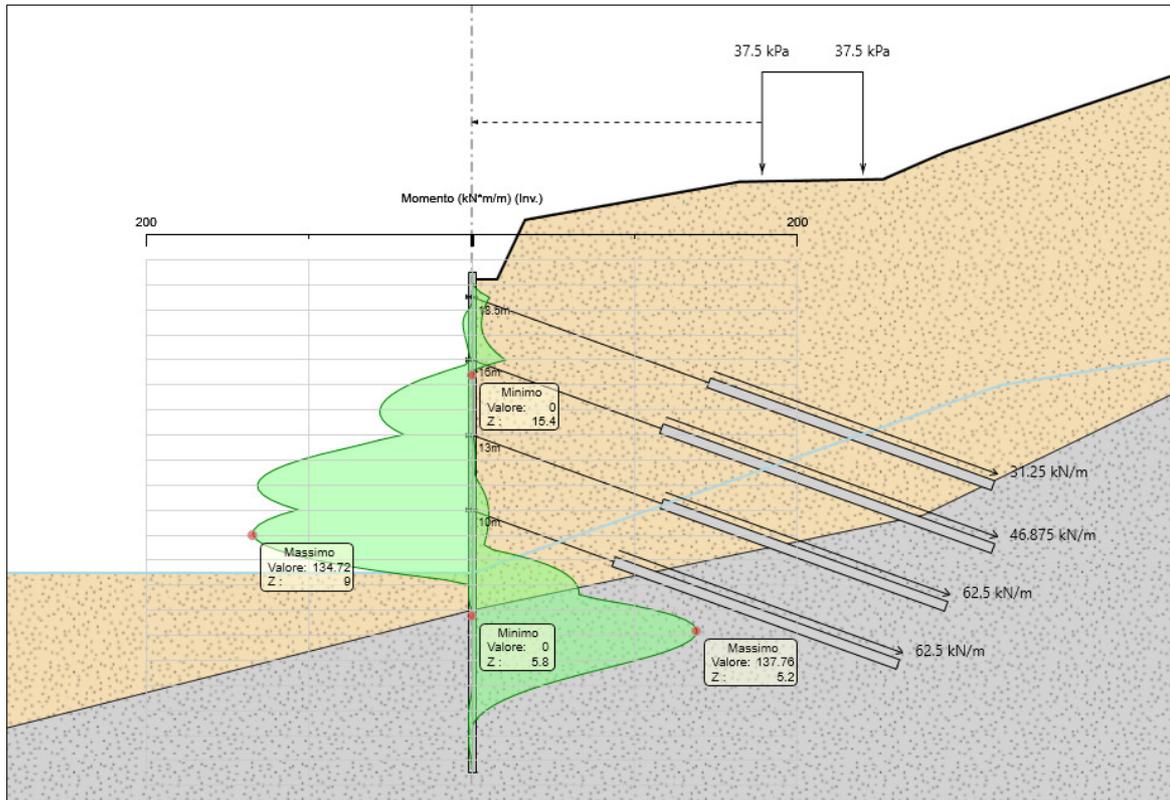
$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 57.14 \text{ kNm} \quad [4.2.12]$$

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 505 \text{ kN} \quad [4.2.17]$$

dove:  $A_v = 2 \cdot A / \pi = 2 \cdot 40.7 / \pi = 25.91 \text{ cm}^2$  è l'area resistente a taglio.

Nelle figure che seguono sono rappresentati i principali risultati dell'analisi in termini di caratteristiche di sollecitazione negli elementi strutturali.

I predetti valori sono quelli corrispondenti ad una estensione unitaria di struttura; le caratteristiche di sollecitazione relative a ciascun elemento strutturale sono pertanto quelle ottenute dal calcolo moltiplicate per l'interasse relativo.

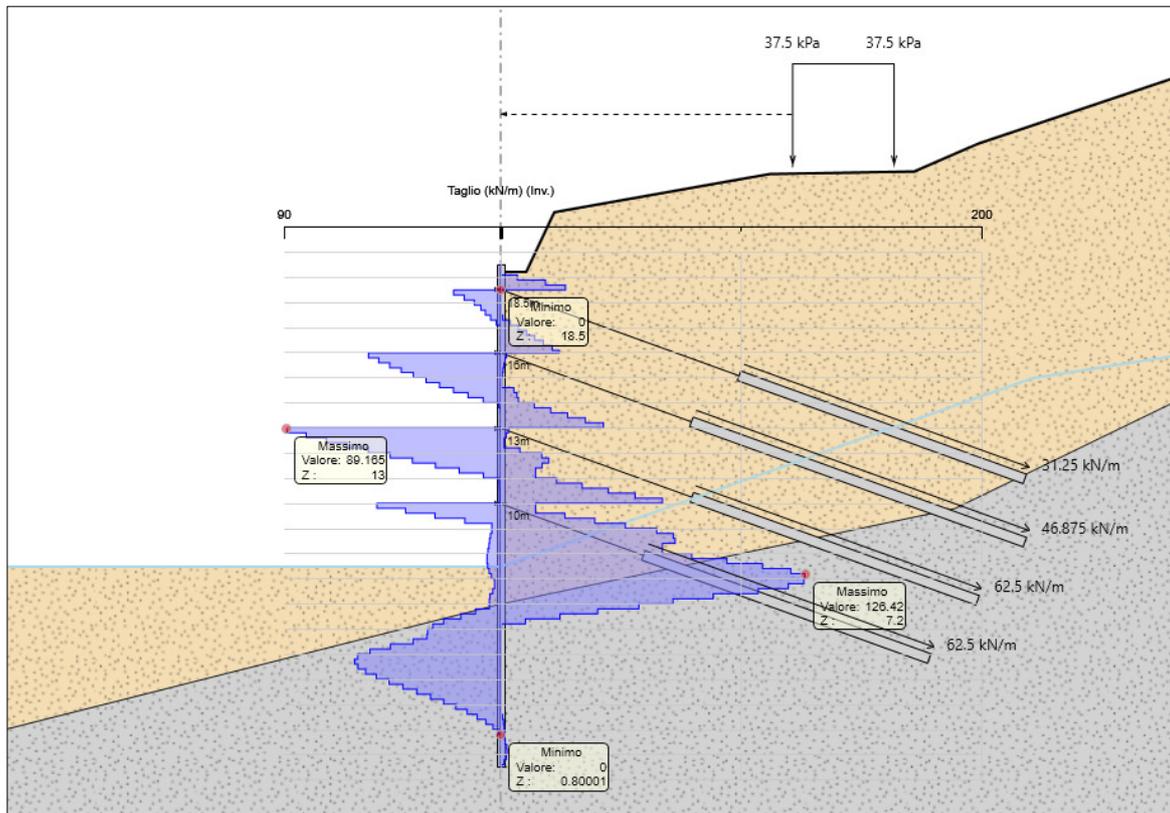


Involuppo dei Momenti Flettenti

$$M_{\max} = 137.76 \text{ kNm/m};$$

$$M_{\text{palo}} = M_{\max} \cdot i_p = 137.76 \cdot 0.40 \text{ m} = 55.11 \text{ kNm /palo}$$

$$M_{\text{palo}} / M_{R,\text{palo}} = 0.96 \quad \text{tasso di sfruttamento (ok!)}$$



Involuppo delle Forze di Taglio

$$T_{\max} = 126.42 \text{ kN/m};$$

$$T_{\text{palo}} = T_{\max} \cdot i_p = 126.42 \cdot 0.40 \text{ m} = 50.57 \text{ kN /palo}$$

$$T_{\text{palo}} / T_{R,\text{palo}} = 0.10 \quad \text{tasso di sfruttamento (ok!)}$$

Come rilevabile da quanto precedentemente riportato, tutti i tassi di lavoro sono risultati inferiori all'unità. Le verifiche di resistenza sono pertanto soddisfatte.

### 7.9.3 Verifica dei tiranti di ancoraggio

Nell'immagine seguente si riassumono i valori delle massime sollecitazioni di trazione risultanti nei tiranti tra tutte le combinazioni di carico esaminate.

Tirante	Stage	Sollecitazione (kN)	Resistenza GEO (kN)	Resistenza STR (kN)	Sfruttamento GEO	Sfruttamento STR	Resistenza	Design Assumptior
TIR1	Stage 2	130	285.6	605.56	0.455	0.215	✓	A1+M1+R1
TIR2	Stage 6	272.36	466.48	807.41	0.584	0.337	✓	A1+M1+R1
TIR3	Stage 6	424.87	485.52	807.41	0.875	0.526	✓	A1+M1+R1
TIR4	Stage 6	375.43	542.64	807.41	0.692	0.465	✓	A1+M1+R1

### Verifiche a sfilamento

Le verifiche allo sfilamento per carico assiale di trazione sono effettuate verificando il soddisfacimento della relazione:

$$E_d \leq R_d$$

dove "E<sub>d</sub>" è l'azione di trazione agente (v. tabella precedente), mentre "R<sub>d</sub>" è la Resistenza di Progetto a trazione "R<sub>a,d</sub>" del tirante.

Tale verifica viene effettuata con riferimento alla combinazione A1+M1+R3 (§6.6.2), applicando i coefficienti parziali di sicurezza (R3) indicati della tabella 6.6.I.

**Tab. 6.6.I - Coefficienti parziali per la resistenza degli ancoraggi**

	Simbolo	Coefficiente parziale
Temporanei	$\gamma_R$	1,1
Permanenti	$\gamma_R$	1,2

Trattandosi di tiranti a carattere temporaneo si farà quindi riferimento a  $\gamma_R = 1.1$ .

La valutazione della resistenza "R<sub>a,d</sub>" viene effettuata a partire dal valore caratteristico R<sub>k,cal</sub> calcolato tramite la determinazione della tensione di aderenza "τ<sub>ak</sub>" lungo la fondazione del tirante in funzione dello stato tensionale geostatico presente alle varie profondità utilizzando i parametri geotecnici caratteristici del terreno (§6.4.3.1.1), mediante la seguente relazione:

$$\tau_{ak} = c'_k + \sigma_{n,k} \cdot \tan \phi'_k$$

dove:

- c'<sub>k</sub> = coesione del terreno;
- φ'<sub>k</sub> = angolo di attrito al contatto ;
- σ<sub>n,k</sub> = k<sub>s</sub> σ<sub>v</sub> = tensione normale all'asse del tirante;
- σ<sub>v</sub> = tensione geostatica verticale alle varie profondità;
- k<sub>s</sub> = coeff. pari a 1.1÷1.2 k<sub>0,d</sub> essendo k<sub>0,d</sub> il coeff. di spinta a riposo.

Nel calcolo viene considerato il solo tratto di fondazione del tirante, adottando un valore del diametro "reso" del bulbo pari a 15 cm ed un coefficiente  $k_s = 1.2 k_0$  per esecuzione dell'iniezione in pressione.

Il valore caratteristico della resistenza  $R_{a,k}$  è ottenuto applicando al valore calcolato un opportuno fattore di correlazione ( $\xi$ ), assunto cautelativamente pari a 1.80, (Tab. 6.6.III):

$$R_{a,k} = R_{k,cal} / \xi$$

Tab. 6.6.III - Fattori di correlazione per derivare la resistenza caratteristica dalle prove geotecniche, in funzione del numero n di profili di indagine

Numero di profili di indagine	1	2	3	4	≥ 5
$\xi_{a3}$	1,80	1,75	1,70	1,65	1,60
$\xi_{a4}$	1,80	1,70	1,65	1,60	1,55

Trattandosi di tiranti di ancoraggio di tipo temporaneo, per il coefficiente parziale ( $\gamma_R$ ), si adotta un valore pari a (Tab. 6.6.I):  $\gamma_R = 1.1$

$$R_{a,d} = R_{a,k} / \gamma_R$$

In relazione alle profondità dei tratti di fondazione dei tiranti e alle caratteristiche dei terreni attraversati si valutano le seguenti resistenze:

tirante	$\tau_{ak}$ (kPa)	$R_{a,cal}$ (kN)	$R_{a,k}$ (kN)	$R_{a,d}$ (kN)	$N_{ed}$ (kN)	chk
TIR 1	100	565.49	314.16	285.60	130.00	ok!
TIR 2	140	923.63	513.13	466.48	272.36	ok!
TIR 3	170	961.33	534.07	485.52	424.87	ok!
TIR 4	190	1074.42	596.89	542.63	375.43	ok!

### Verifica dell'armatura

I tiranti adottati sono costituiti da 3÷4 trefoli 0.6" in acciaio Y1860:

Tensione caratteristica:  $f_{yk} = 1670 \text{ N/mm}^2$   
 Coefficiente parz. :  $\gamma_s = 1.15 \text{ N/mm}^2$   
 Tensione di calcolo:  $f_{yd} = 1450 \text{ N/mm}^2$   
 Resistenza di calcolo:  $R_d = A \cdot f_{yd}$

La tabella seguente riporta i risultati delle verifiche in oggetto.

tirante	n. trefoli	A (mm <sup>2</sup> )	f <sub>y,d</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	R <sub>d</sub> (kN)	E <sub>d</sub> (kN)	chk
TIR 1	3	417	1450	604.65	130.00	ok!
TIR 2	4	556	1450	806.20	272.36	ok!
TIR 3	4	556	1450	806.20	424.87	ok!
TIR 4	4	556	1450	806.20	375.43	ok!

Nel rispetto della gerarchia delle resistenze si verifica inoltre che la resistenza caratteristica al limite di snervamento dell'armatura (R<sub>d,k</sub>) sia superiore alla resistenza a sfilamento della fondazione (R<sub>a,dmax</sub>).

$$R_{d,k} = A \cdot f_{yk}$$

tirante	n. trefoli	A (mm <sup>2</sup> )	f <sub>y,k</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	R <sub>d,k</sub> (kN)	R <sub>a,dmax</sub> (kN)	chk
TIR 1	3	417	1670	696.39	285.60	ok!
TIR 2	4	556	1670	928.52	466.48	ok!
TIR 3	4	556	1670	928.52	485.52	ok!
TIR 4	4	556	1670	928.52	542.63	ok!

## 7.10 Verifica a sifonamento

Come noto il problema del "sifonamento" si può presentare quando si instaura un modo di filtrazione dal basso verso l'alto dell'acqua presente nel terreno.

In tali casi il moto dell'acqua tende a "sollevare" le particelle di terreno applicando una *pressione idrodinamica*, rivolta nel senso del moto, che si somma alla pressione idrostatica. Tale pressione idrodinamica determina quindi una diminuzione della "tensione efficace" nel terreno e risulta essere tanto maggiore quanto maggiore è il "gradiente idraulico".

Per "*gradiente critico*" si intende il valore di gradiente idraulico che determina l'annullamento delle tensioni efficaci nel terreno e, conseguentemente, l'inizio del sollevamento delle particelle solide da parte dell'acqua in movimento (fenomeno del sifonamento).

Il valore del gradiente "critico" dipende esclusivamente dal peso specifico del terreno e, come noto, è dato dalla seguente espressione:

$$i_c = \gamma' / \gamma_w$$

dove:

$\gamma'$  = peso specifico "efficace" del terreno

$\gamma_w$  = peso specifico dell'acqua

Nel caso in esame, il terreno presente al di sotto del piano di fondazione, come detto, è costituito da alluvioni fini limose, debolmente ghiaiose, al quale è associato un peso specifico naturale, pari a:

$\gamma_n = 18.0 \text{ kN/m}^3$	peso specifico naturale
$\gamma' = 8.0 \text{ kN/m}^3$	peso specifico "efficace"

Ne consegue un valore del gradiente critico pari a:

$$i_c = 8.00 \text{ kN/m}^3 / 10.00 \text{ kN/m}^3 = \mathbf{0.8}$$

Al fine di cautelarsi con i dovuti margini di sicurezza nei confronti del fenomeno si deve pertanto fare in modo che il gradiente idraulico effettivo in esercizio sia sufficientemente inferiore a quello critico.

Essendo il sifonamento un fenomeno improvviso e irreversibile, che non dà segni premonitori, ed essendo difficile tenere conto di fattori vari quali l'eterogeneità e l'anisotropia del terreno, è consuetudine adottare fattori di sicurezza elevati.

Con riferimento allo schema grafico riportato a fianco, il gradiente idraulico effettivo viene calcolato per il percorso più corto (A-B) come:

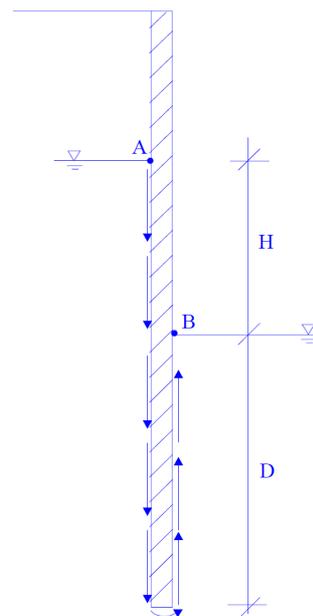
$$i_E = H / (H+2D)$$

Nel caso specifico, per le sezioni aventi le massime profondità di scavo, si valuta:

$$H = 6.50 \text{ m};$$

$$D = 8.50 \text{ m};$$

$$i_E = 6.50 \text{ m} / (6.50 + 2 \cdot 8.50) \text{ m} = \mathbf{0.28}$$



Il fattore di sicurezza ottenuto è pertanto pari a:

$$F_s = i_E / i_c = \mathbf{3.50}$$

Nel caso di frontiera di efflusso libera e il gradiente idraulico viene calcolato come valore medio, come fatto sopra, il coefficiente di sicurezza deve essere pari almeno a  $\gamma_R=3$  (§6.2.4.2).

La verifica è quindi soddisfatta.

Per eventuali maggiori dettagli in merito alle valutazioni di efflusso che tengono conto anche delle diverse permeabilità dei terreni interessati, si rimanda alla visione della "Relazione Geotecnica" facente parte della documentazione di progetto.

## 8. Galleria artificiale

Nel presente capitolo sono riportate le principali analisi di calcolo e verifiche relative alle strutture definitive in c.a. della galleria artificiale.

Con riferimento alle opere in progetto, descritte in precedenza, vengono riportate le verifiche relative alle sezioni tipologiche rappresentative dei seguenti tratti di galleria:

**Sezione tipo 1:** (sezione tipologica da progr. 0+150.00 a progr. 0+388.83)

La galleria presenta forma scatolare di larghezza costante o variabile.

Il modello di calcolo si riferisce alla sezione di maggiore larghezza.

**Sezione tipo 2:** (sezione tipologica da progr. 0+388.83 a progr. 0+441.17)

La sezione in oggetto si riferisce al tratto relativo alla piazzola di emergenza.

La galleria presenta forma scatolare di larghezza costante netta interna pari a 18.04 m.

**Sezione tipo 3:** (sezione tipologica da progr. 0+441.17 a progr. 0+468.43)

La galleria presenta una sezione circolare policentrica con platea di fondo sagomata per fare posto al cunicolo di emergenza.

Tale sezione si sviluppa nel tratto a valle della ferrovia con ridotte coperture.

**Sezione tipo 4:** (sezione tipologica da progr. 0+468.43a progr. 0+492.00)

La sezione si riferisce al tratto di sottoattraversamento della ferrovia.

Essa presenta ancora sezione policentrica circolare come quella precedente.

Nel lungo termine la struttura sarà soggetta ai carichi di esercizio dei treni sulla linea ferroviaria.

## 8.1 Azioni di calcolo

Per le analisi relative alle strutture in oggetto, le principali azioni prese in considerazione sono le seguenti:

- carichi permanenti (pesi propri, spinta delle terre, pressioni idrostatiche esterne);
- sovraccarichi di esercizio sulla superficie;
- azioni sismiche.

### 8.1.1 Carichi permanenti

I carichi permanenti sono rappresentati dai pesi propri strutturali dell'opera, determinati in funzione della geometria specifica di ciascun elemento, e dal sovraccarico del terreno di ritombamento presente a copertura della struttura assunto pari a  $20 \text{ kN/m}^3$ .

### 8.1.2 Spinta delle terre

Sebbene siano presenti lateralmente alle strutture le paratie di pali  $\varnothing 1000\text{mm}$ , è da evidenziare che al termine della costruzione della galleria artificiale e del relativo ritombamento, i puntoni di contrasto presenti in testa alle paratie saranno rimossi. Nel lungo termine pertanto le paratie non offriranno alcuna resistenza e le spinte del terreno laterale risulteranno agire integralmente sulla struttura definitiva della galleria.

La spinta del terreno laterale va considerata come carico permanente di tipo strutturale in quanto il terreno laterale, interagendo con l'opera contribuisce, con le sue caratteristiche di peso, resistenza e rigidezza, al comportamento strutturale dell'opera.

La valutazione delle pressioni laterali agenti sulla struttura viene effettuata tenendo conto delle caratteristiche geotecniche del terreno interessato e dell'entità delle deformazioni in ogni punto della struttura; nel caso specifico, per le proprie caratteristiche di relativa indeformabilità, le pressioni orizzontali vengono calcolate con riferimento al coefficiente di spinta a riposo valutato con la nota espressione di Jaky:

$$k_0 = 1 - \sin \phi'$$

Per le sezioni tipo 1, 2 e 3, che ricadono nell'ambito dei depositi alluvionali, i parametri geotecnici del terreno spingente sono quelli relativi allo strato più superficiale delle alluvioni grossolane:

$$\gamma = 19.5 \text{ kN/m}^3 \quad \phi' = 38^\circ \quad c' = 0.00 \text{ kPa} \quad k_0 = 0.38$$

Per la sezione tipo 4, che ricade nel tratto di interferenza con la linea ferroviaria, i parametri geotecnici del terreno spingente sono quelli relativi alle coltri detritiche di versante:

$$\gamma = 20.0 \text{ kN/m}^3 \quad \phi' = 38^\circ \quad c' = 0.00 \text{ kPa} \quad k_0 = 0.38$$

Trattandosi di terreni caratterizzati da discreta permeabilità, le pressioni del terreno agenti sulla struttura sono calcolate in termini di tensioni "efficaci" sommando a queste le pressioni idrostatiche.

### 8.1.3 Sovraccarichi

Relativamente alle sezioni di analisi tipo 1 e 2, essendo previsto il ripristino delle viabilità originarie in superficie, viene considerato un sovraccarico utile di esercizio cautelativo pari a 20 kPa.

Per quanto riguarda la sezione tipo 3, immediatamente a valle della ferrovia, per la quale è previsto un normale ritombamento e che non ricade al in aree pavimentate, a titolo cautelativo si è considerato comunque un sovraccarico in superficie pari a 10 kPa.

Infine, per la sezione tipo 4, presente al di sotto della ferrovia, viene considerato il sovraccarico relativo ai treni tipo SW2, pari a 150 kN/m, ripartito uniformemente su una larghezza di 4.00 m, e quindi pari a 37.50 kN/m.

### 8.1.4 Azioni sismiche

Le sollecitazioni sismiche sono definite in funzione dei parametri di accelerazione precedentemente definiti.

In particolare, con riferimento allo stato di SLV, si ha:

$$a_g/g = 0.072$$

$$S_s = 1.20$$

$$S_t = 1.00$$

Le componenti sismiche di accelerazione orizzontale e verticale sono pertanto:

$$k_h = a_g/g \cdot S_s \cdot S_t = 0.086$$

$$k_v = \pm 1/2 k_h = \pm 0.043$$

Tali componenti di accelerazione vengono applicate alle masse strutturali dell'opera ed ai sovraccarichi dovuti al ritombamento.

Inoltre, in aggiunta alle pressioni statiche del terreno, precedentemente evidenziate, sono applicati anche i corrispondenti incrementi sismici di spinta.

La valutazione di tali incrementi viene effettuata, secondo la teoria di Wood, in accordo a quanto suggerito dall' Eurocodice 8 – Parte 5 “fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”, in particolare all' Appendice E – punto E.9:

$$\Delta P_d = (a_{max}/g) \cdot \gamma \cdot H^2$$

dove:  $a_{max}/g = S \cdot a_g/g = 0.086$

$$S = S_s \cdot S_t = 1.20$$

Tale incremento di spinta viene applicato a metà altezza delle pareti laterali. Il corrispondente diagramma di pressioni viene adottato di forma rettangolare lungo tutta l'altezza con valore della pressione costante pari a:  $q_E = \Delta P_d / H$ .

Nelle analisi, vista la simmetria del problema, si è considerato il suddetto incremento di spinta applicato su una sola parete, concordemente con la direzione assunta per il sisma.

## 8.2 Criteri di calcolo

I calcoli e le verifiche strutturali riportati nella presente relazione sono eseguiti sia in condizioni statiche (stati limite Ultimi – SLU e di Esercizio – SLE), sia in condizioni sismiche (stato limite di salvaguardia della vita – SLV).

### 8.2.1 Condizioni statiche

#### Stati limite ultimi (SLU):

Le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi sono effettuate verificando il soddisfacimento della seguente disuguaglianza:

$$E_d \leq R_d$$

dove:  $E_d$  = valore di progetto delle azioni o dell'effetto delle azioni;

$R_d$  = valore della resistenza di progetto.

I valori di progetto (di calcolo) delle azioni sollecitanti sono determinati secondo la seguente formulazione (§ 2.5.3):

$$E_d = \gamma_G \cdot G + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum(\gamma_{Qi} \cdot \psi_{oi} \cdot Q_{ki})$$

dove:

$G$  = valore nominale delle azioni permanenti;

$Q_{k1}$  = valore caratteristico dell'azione dominante di ogni combinazione;

$Q_{ki}$  = valori caratteristici delle azioni variabili indipendenti che possono agire contemporaneamente alla dominante;

$\gamma_G, \gamma_Q$  = coefficienti parziali delle azioni definiti in relazione allo stato limite ultimo preso in considerazione (EQU, STR, GEO);

$\psi_{oi}$  = coefficiente di combinazione delle azioni variabili agenti contemporaneamente alla dominante.

Per i sovraccarichi applicati in superficie di tipo stradale, i coefficienti di combinazione delle azioni sono assunti in accordo alla tabella seguente (§ 5.1.3.14 - Tab. 5.1.V):

Tab. 5.1.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		Coefficiente	EQU <sup>(1)</sup>	A1	A2
Azioni permanenti $g_1$ e $g_3$	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{G1}$ e $\gamma_{G3}$	0,90 1,10	1,00 1,35	1,00 1,00
Azioni permanenti non strutturali <sup>(2)</sup> $g_2$	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00 1,50	0,00 1,50	0,00 1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_Q$	0,00 1,35	0,00 1,35	0,00 1,15
Azioni variabili	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,00 1,50	0,00 1,50	0,00 1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{\epsilon 1}$	0,90 1,00 <sup>(3)</sup>	1,00 1,00 <sup>(4)</sup>	1,00 1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}, \gamma_{\epsilon 3}, \gamma_{\epsilon 4}$	0,00 1,20	0,00 1,20	0,00 1,00

Nel caso in esame, essendo presente un solo sovraccarico in superficie, la combinazione di SLU si riduce a:

$$E_d = 1,35 \cdot G + 1,35 \cdot Q_{k1}$$

Per i sovraccarichi di tipo ferroviario, i coefficienti di combinazione delle azioni sono assunti in accordo alla tabella seguente (§ 5.2.3.2.1 - Tab. 5.2.V):

Tab. 5.2.V - Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

Coefficiente			EQU <sup>(1)</sup>	A1	A2
Azioni permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali <sup>(2)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Ballast <sup>(3)</sup>	favorevoli	$\gamma_B$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico <sup>(4)</sup>	favorevoli	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25
Azioni variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Precompressione	favorevole	$\gamma_P$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 <sup>(5)</sup>	1,00 <sup>(6)</sup>	1,00
Ritiro, viscosità e cedimenti non imposti appositamente	favorevole	$\gamma_{Ced}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevole		1,20	1,20	1,00

Nel caso in esame, essendo presente un solo sovraccarico in superficie, la combinazione di SLU si riduce a:

$$E_d = 1,35 \cdot G + 1,45 \cdot Q_{k1}$$

**Stati limite di esercizio (SLE):**

Per le verifiche agli stati limite di esercizio si fa generalmente riferimento alle seguenti combinazioni di carico (§ 2.5.3):

<b>combinazione rara:</b>	$E_d = G + Q_{k1} + \Sigma(\psi_{0i} \cdot Q_{ki})$
<b>combinazione frequente:</b>	$E_d = G + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \Sigma(\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$
<b>combinazione quasi permanente:</b>	$E_d = G + \Sigma(\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$

dove:

$\psi_{1i}$  = coefficiente atto a definire i valori delle azioni variabili ai frattili di ordine 0,95 delle distribuzioni dei valori istantanei;

$\psi_{2i}$  = coefficiente atto a definire i valori quasi permanenti delle azioni variabili ai valori medi delle distribuzioni dei valori istantanei.

Per i sovraccarichi applicati in superficie di tipo stradale, i coefficienti di combinazione delle azioni sono assunti in accordo alla tabella seguente (§ 5.1.3.14 - Tab. 5.1.VI):

**Tab. 5.1.VI - Coefficienti  $\psi$  per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali**

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente $\psi_0$ di combinazione	Coefficiente $\psi_1$ (valori frequenti)	Coefficiente $\psi_2$ (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tab. 5.1.IV)	Schema 1 (carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	--	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
Vento	a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	in esecuzione	0,8	0,0	0,0
	a ponte carico SLU e SLE	0,6	0,0	0,0
Neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	in esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	SLU e SLE	0,6	0,6	0,5

combinazione rara:  $E_d = G + 1,00 \cdot Q_{k1}$

combinazione frequente:  $E_d = G + 0,40 \cdot Q_{k1}$

combinazione quasi permanente:  $E_d = G$

Per i sovraccarichi di tipo ferroviario, i coefficienti di combinazione delle azioni sono assunti in accordo alla tabella seguente (§ 5.2.3.2.2 - Tab. 5.2.VII):

Tab. 5.2.VII - Ulteriori coefficienti di combinazione  $\psi$  delle azioni

	Azioni	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Azioni singole da traffico	Treno di carico LM 71	0,80 <sup>(3)</sup>	<sup>(1)</sup>	0,0
	Treno di carico SW /0	0,80 <sup>(3)</sup>	0,80	0,0
	Treno di carico SW/2	0,00 <sup>(3)</sup>	0,80	0,0
	Treno scarico	1,00 <sup>(3)</sup>	-	-
	Centrifuga	<sup>(2)</sup> <sup>(3)</sup>	<sup>(2)</sup>	<sup>(2)</sup>
	Azione laterale (serpeggio)	1,00 <sup>(3)</sup>	0,80	0,0

combinazione rara:	$E_d = G + 1,00 \cdot Q_{k1}$
combinazione frequente:	$E_d = G + 0,80 \cdot Q_{k1}$
combinazione quasi permanente:	$E_d = G$

### 8.2.2 Condizioni sismiche

Le azioni sollecitanti di calcolo sono determinate secondo la seguente formulazione (§ 3.2.4):

$$E_d = E + G + [\Sigma(\psi_{2i} \cdot Q_{ki})]$$

dove:

- E = valore dell'azione sismica per lo Stato Limite "SLV";
- G = valore nominale delle azioni permanenti;
- $Q_{ki}$  = valori caratteristici delle azioni variabili tra loro indipendenti;
- $\psi_{2i}$  = coefficienti di combinazione delle azioni variabili  $Q_{ki}$ ;

Nel caso in esame, sia per i carichi di tipo stradale che per quelli di tipo ferroviario, i coefficienti di combinazione  $\psi_{2i}$  sono nulli (ossia, in caso di sisma non si considera presente il sovraccarico) e pertanto l'espressione precedente si riduce a:

$$E_d = E + G$$

### 8.3 Combinazioni di carico

In relazione alla specificità delle strutture e alla natura dei carichi applicati, si sono pertanto analizzate le seguenti combinazioni di carico:

#### Sezioni tipo 1, 2, 3 (carichi stradali)

C.C.	Combinazione
SLU Statica	$1.35 G_1 + 1.35 G_2 + 1.35 P_{TL} + 1.35 Q$
SLV Sismica	$1.00 G_1 + 1.00 G_2 + 1.00 P_{TL} + 1.0 D_{PT} + E_X + E_Z$
SLE (Rara)	$1.00 G_1 + 1.00 G_2 + 1.00 P_{TL} + 1.00 Q$
SLE (Freq)	$1.00 G_1 + 1.00 G_2 + 1.00 P_{TL} + 0.40 Q$
SLE (Quasi p.)	$1.00 G_1 + 1.00 G_2 + 1.00 P_{TL}$

#### Sezione tipo 4 (carichi ferroviari)

C.C.	Combinazione
SLU Statica	$1.35 G_1 + 1.35 G_2 + 1.35 P_{TL} + 1.45 Q$
SLV Sismica	$1.00 G_1 + 1.00 G_2 + 1.00 P_{TL} + 1.0 D_{PT} + E_X + E_Z$
SLE (Rara)	$1.00 G_1 + 1.00 G_2 + 1.00 P_{TL} + 1.00 Q$
SLE (Freq)	$1.00 G_1 + 1.00 G_2 + 1.00 P_{TL} + 0.80 Q$
SLE (Quasi p.)	$1.00 G_1 + 1.00 G_2 + 1.00 P_{TL}$

- $G_1$  = Pesi propri strutturali;
- $G_2$  = Sovraccarico in calotta del terreno di ritombamento;
- $P_{TL}$  = Pressioni del terreno laterale e spinte idrostatiche;
- $Q$  = Sovraccarico di esercizio in superficie e corrispondente incremento di spinta;
- $D_{PT}$  = Incremento sismico di pressione del terreno sulla parete;
- $E_X$  = Azione Sismica orizzontale applicata alle masse strutturali;
- $E_Z$  = Azione Sismica verticale (verso il basso).

## 8.4 Metodo di calcolo

Le strutture sono analizzate in regime elastico lineare.

Le elaborazioni sono eseguite per una sezione trasversale tipo mediante un modello di calcolo di tipo bi-dimensionale in regime di deformazione piana (plain-strain).

Gli elementi strutturali costituenti il rivestimento della galleria sono modellati mediante elementi tipo "beam"; si tratta di elementi prettamente monodimensionali caratterizzati da sviluppo lineare e da rigidzze flessionali nelle due direzioni ortogonali all'asse dell'elemento.

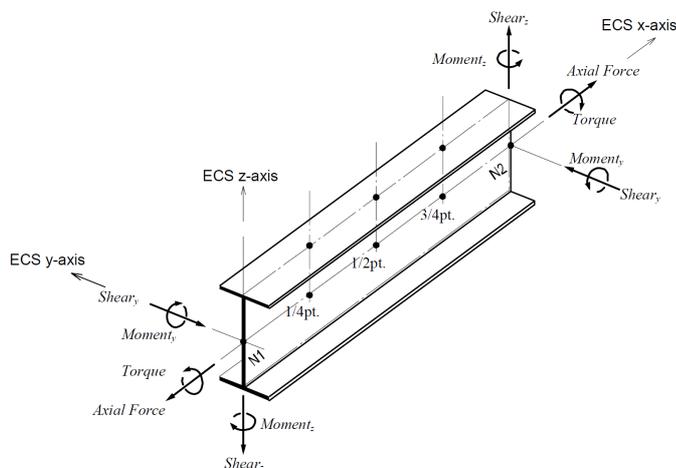


Figure 1.8 Sign convention for ECS and element forces (or stresses) of a beam element

Per gli elementi strutturali relativi alla platea di fondazione e ai piedritti laterali, viene simulata l'interazione con il terreno a contatto mediante l'inserimento di vincoli elastici (molle) corrispondenti alle reazioni del terreno; a tali vincoli è stata attribuita una rigidzza pari alla costante di Winkler.

La costante di Winkler rappresenta il valore della pressione "q" da applicare al terreno per determinare uno spostamento unitario "w".

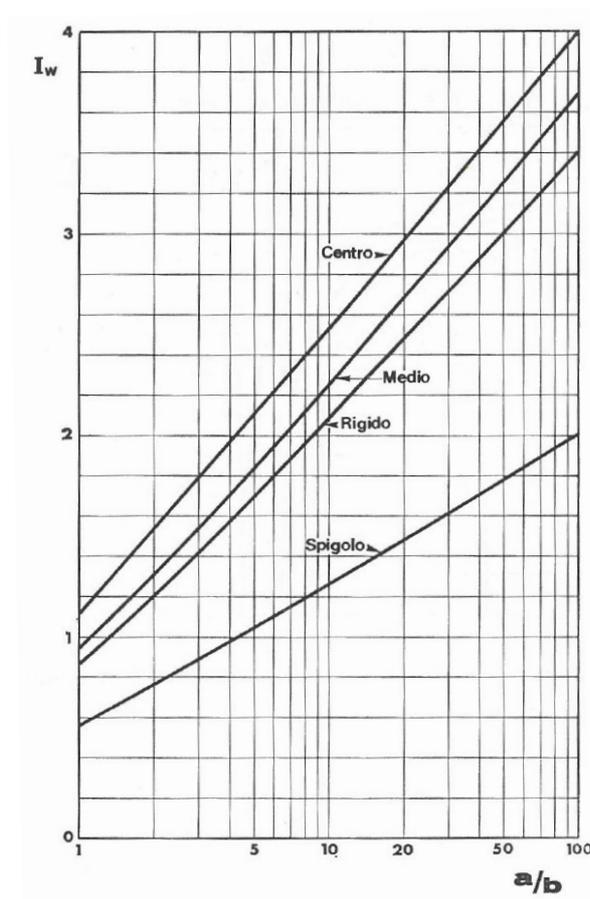
$$k_w = \frac{q}{w}$$

Le sue unità di misura sono  $[F/L^3]$ , e può essere stimata in funzione del Modulo di deformabilità del terreno. Schematizzando il terreno come un mezzo elastico omogeneo con modulo di deformabilità "E", e la struttura come un insieme di piastre quadrate accostate di larghezza  $B=1.00$  m, tale costante può essere valutata in prima approssimazione applicando la teoria dell'elasticità di Boussinesq come:

$$w = \frac{q \cdot B}{E} \cdot I_w \quad \text{da cui:} \quad k_w = \frac{E}{B \cdot I_w}$$

il coefficiente d'influenza  $I_w$  medio viene ricavato dal diagramma seguente (Carlo Cestelli Guidi – Geotecnica e tecnica delle fondazioni - Volume 1 – 7° edizione Hoepli, 1981) e risulta pari a:

$$I_w \approx 1.00$$



## 8.5 Codice di calcolo utilizzato

I calcoli sono eseguiti mediante il seguente codice di calcolo:

Codice: MIDAS Gen  
Versione 2021 (v2.1)  
N. di Serie U001-01641  
Licenza n. D2E4FCD9227E74C5  
Produttore Midas IT Co., Ltd – Corea del Sud (<http://en.midasuser.com/>)  
Distributore HarpaCeas S.r.l. – Milano ([www.harpaceas.it](http://www.harpaceas.it))

### Motivazione della scelta del codice

MIDAS GEN è un software di calcolo agli elementi finiti del tutto generalizzato che consente di analizzare strutture di qualsiasi genere, sia in campo statico che dinamico.

### Grado di affidabilità del codice

L'affidabilità del codice di calcolo è garantita dall'esistenza di un'ampia documentazione di supporto. L'interattività specifica del software per l'introduzione di dati permette la visualizzazione ed il controllo immediato degli elementi introdotti. E' possibile inoltre ottenere rappresentazioni grafiche di deformate e sollecitazioni della struttura.

A supporto del programma è fornita una ampia manualistica contenente una vasta serie di test di validazione.

### Valutazione della correttezza dei modelli

Il modello di calcolo adottato è da ritenersi appropriato in quanto non sono state riscontrate labilità, le reazioni equilibrano i carichi applicati.

### Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

L'analisi critica dei risultati e dei parametri di controllo nonché il confronto con valutazioni di massima eseguite con calcoli semplificati portano a confermare la validità dei risultati ottenuti.

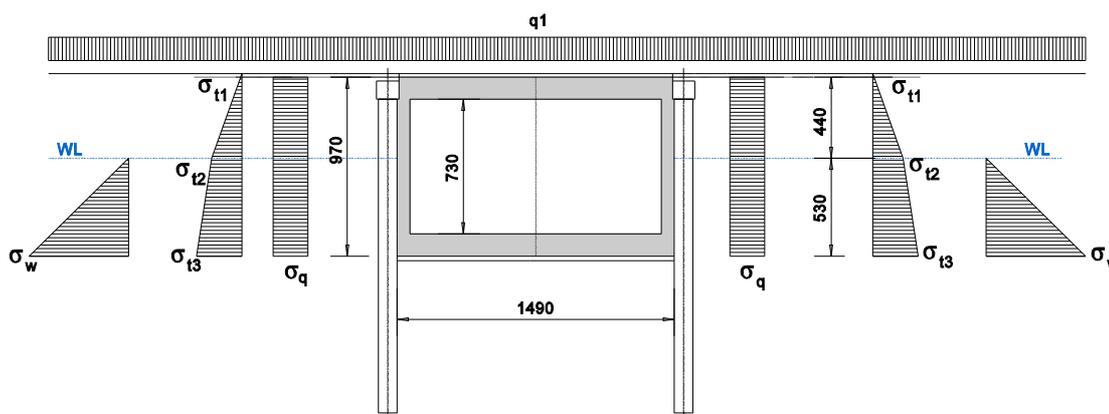
## 8.6 Sezione tipo 1

Sezione tipologica da progr. 0+150.00 a progr. 0+388.83

La galleria presenta forma scatolare di larghezza costante o variabile.

Il modello di calcolo si riferisce alla sezione di maggiore larghezza netta interna, pari a 13.50 m.

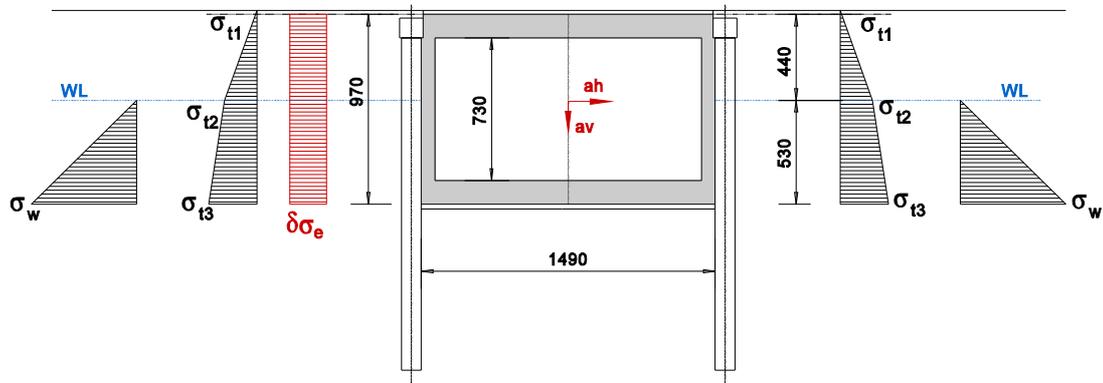
### 8.6.1 Schema di carico in condizioni statiche



$$\gamma = 19.5 \text{ kN/m}^3 \quad \phi' = 38^\circ \quad c' = 0.00 \text{ kPa} \quad k_o = 0.38$$

$q_1 =$		20.00 kPa
$\sigma_q =$	$20.00 \text{ kPa} \cdot 0.38$	7.60 kPa
$\sigma_{t1} =$	$(0.20 \text{ m} \cdot 24.00 \text{ kN/m}^3) \cdot 0.38$	1.82 kPa
$\sigma_{t2} =$	$(0.20 \text{ m} \cdot 24.00 \text{ kN/m}^3 + 4.40 \text{ m} \cdot 19.50 \text{ kN/m}^3) \cdot 0.38$	34.43 kPa
$\sigma_{t3} =$	$(0.20 \text{ m} \cdot 24.00 \text{ kN/m}^3 + 4.40 \text{ m} \cdot 19.50 \text{ kN/m}^3 + 5.30 \text{ m} \cdot 9.50 \text{ kN/m}^3) \cdot 0.38$	53.56 kPa
$\sigma_w =$	$5.30 \text{ m} \cdot 10.00 \text{ kN/m}^3$	53.00 kPa

### 8.6.2 Schema di carico in condizioni sismiche



$$a_h = a_g/g \cdot S_s \cdot S_t = 0.080$$

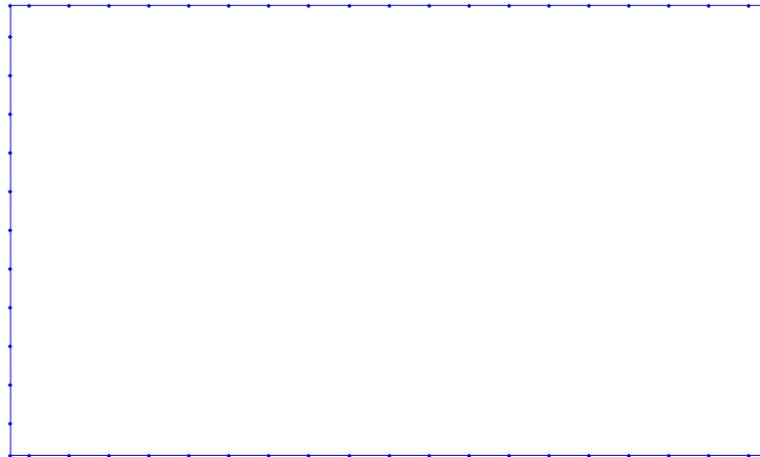
$$a_v = \pm 1/2 k_h = \pm 0.040$$

$$\Delta P_d = a_h \cdot \gamma \cdot H^2$$

$$\delta \sigma_e = \Delta P_d / H = a_h \cdot \gamma \cdot H$$

$q_1 =$		0.00 kPa
$\sigma_q =$		0.00 kPa
$\sigma_{t1} =$	$(0.20 \text{ m} \cdot 24.00 \text{ kN/m}^3) \cdot 0.38$	1.82 kPa
$\sigma_{t2} =$	$(0.20 \text{ m} \cdot 24.00 \text{ kN/m}^3 + 4.40 \text{ m} \cdot 19.50 \text{ kN/m}^3) \cdot 0.38$	34.43 kPa
$\sigma_{t3} =$	$(0.20 \text{ m} \cdot 24.00 \text{ kN/m}^3 + 4.40 \text{ m} \cdot 19.50 \text{ kN/m}^3 + 5.30 \text{ m} \cdot 9.50 \text{ kN/m}^3) \cdot 0.38$	53.56 kPa
$\sigma_w =$	$5.30 \text{ m} \cdot 10.00 \text{ kN/m}^3$	53.00 kPa
$\delta \sigma_e =$	$0.080 \cdot 19.50 \text{ kN/m}^3 \cdot 9.70 \text{ m}$	15.13 kPa

### 8.6.3 Modello di calcolo



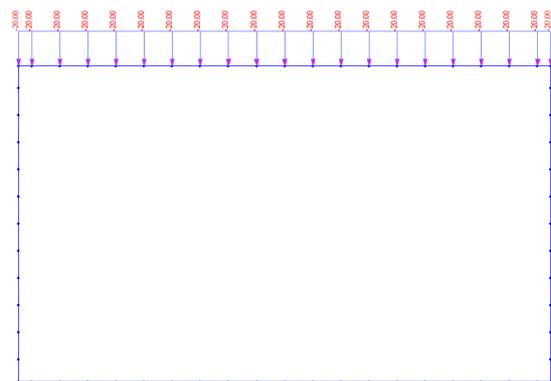
Costante di Winkler di interazione con il terreno:

	Terreno	Modulo	B (m)	$k_w$
Pareti laterali	livello (A)	60 MPa	8.50	$7.060 \text{ kN/m}^3$
Platea di fondazione	livello (B)	40 MPa	14.90	$2.685 \text{ kN/m}^3$

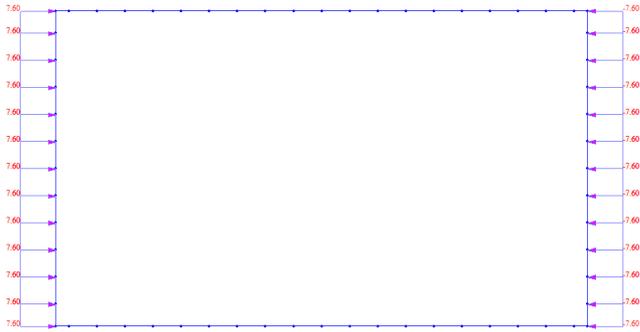
Carichi applicati:



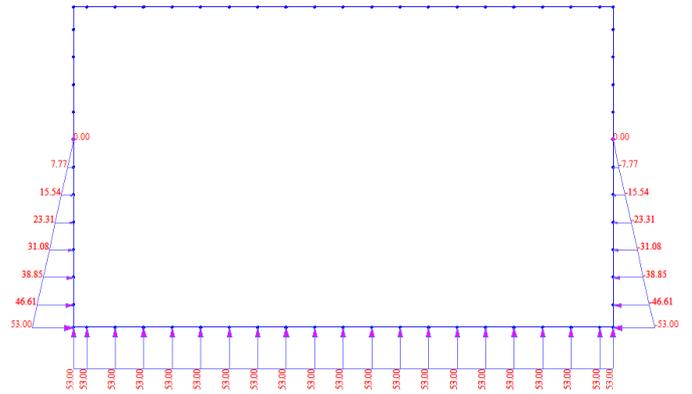
Pressioni laterali del terreno



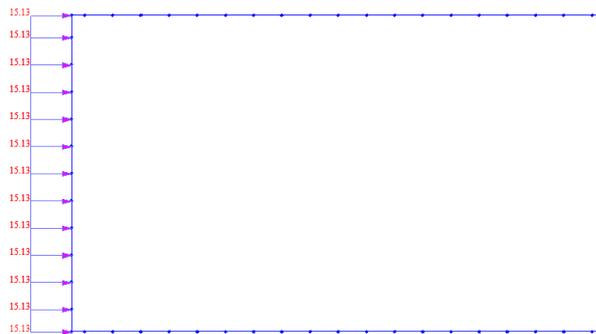
Sovraccarico in superficie



Spinta laterale ad opera del sovraccarico



Pressioni idrostatiche della falda



Spinta sismica del terreno

#### 8.6.4 Verifiche agli stati limite ultimi

La verifica di resistenza allo Stato Limite Ultimo, come detto in precedenza, consiste nel verificare, per tutte le sezioni degli elementi strutturali, la disuguaglianza

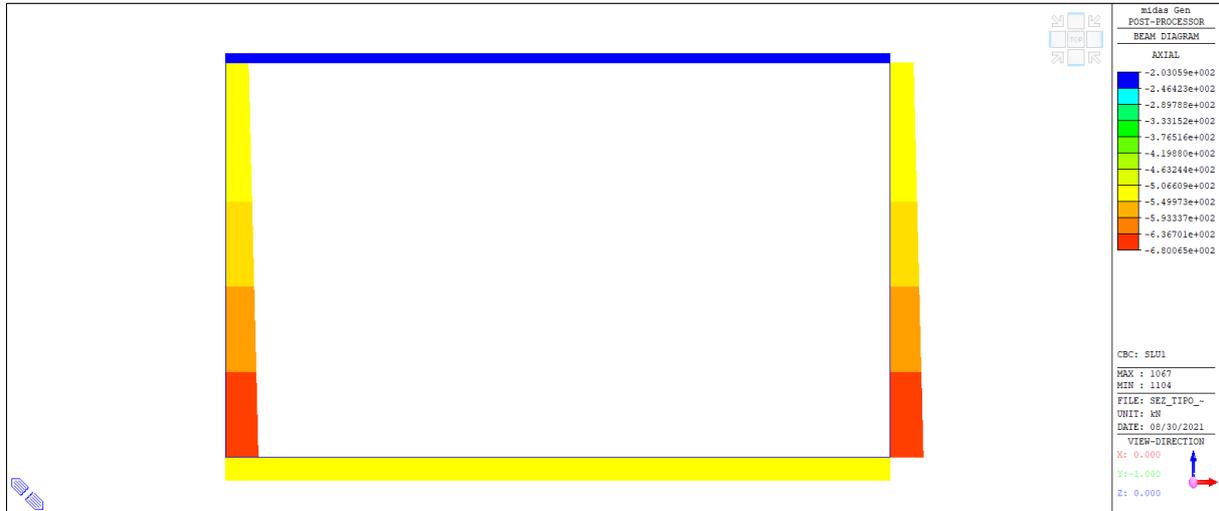
$$S_d \leq R_d$$

dove:

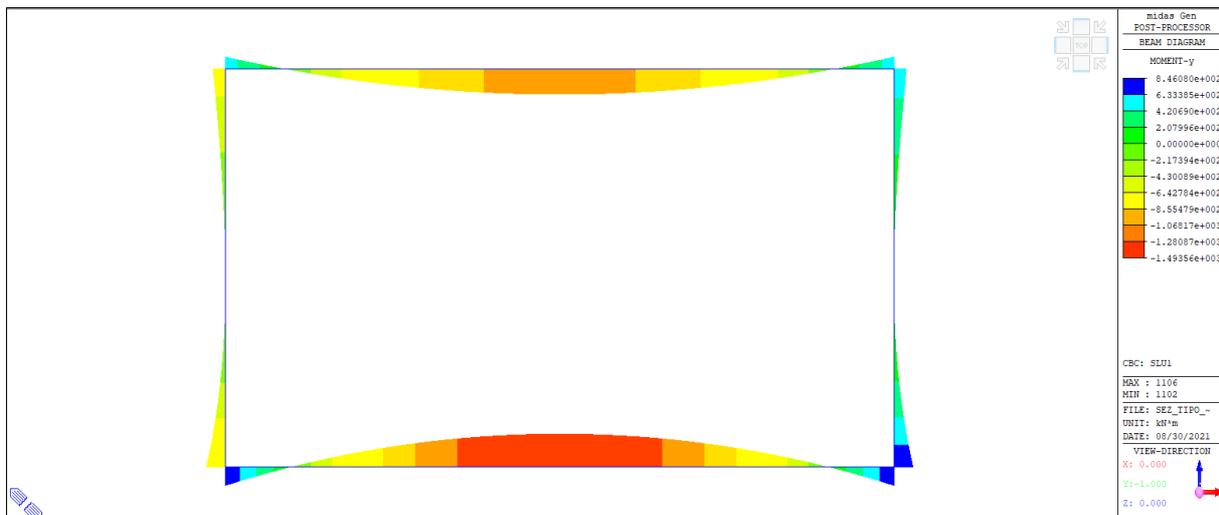
$S_d$  = Azione di progetto agente;

$R_d$  = Resistenza di calcolo dell'elemento.

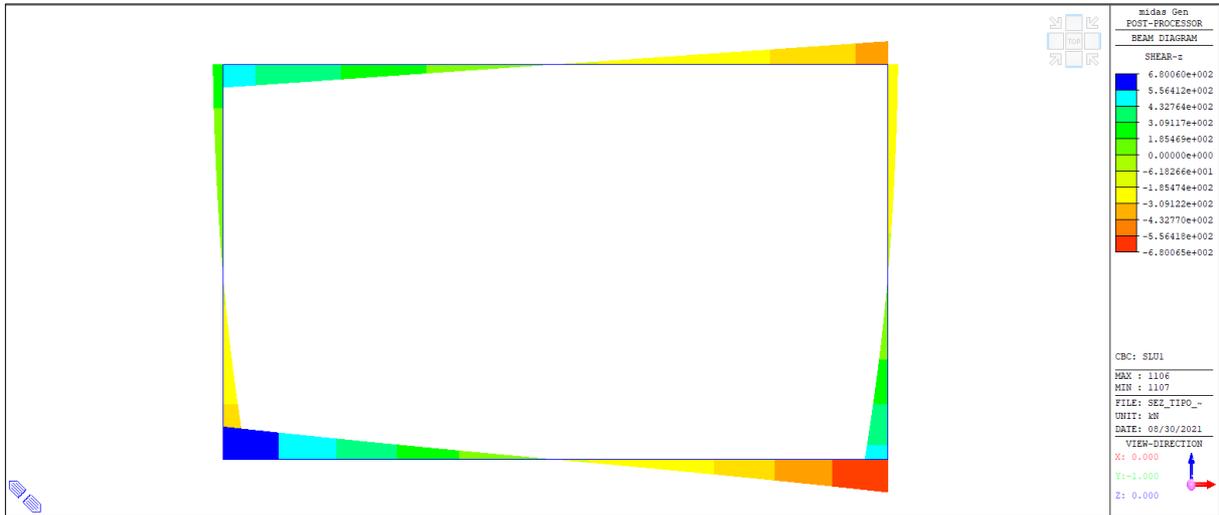
Nelle pagine che seguono si riportano le restituzioni grafiche delle caratteristiche di sollecitazione risultanti nella struttura per le predette combinazioni di carico.



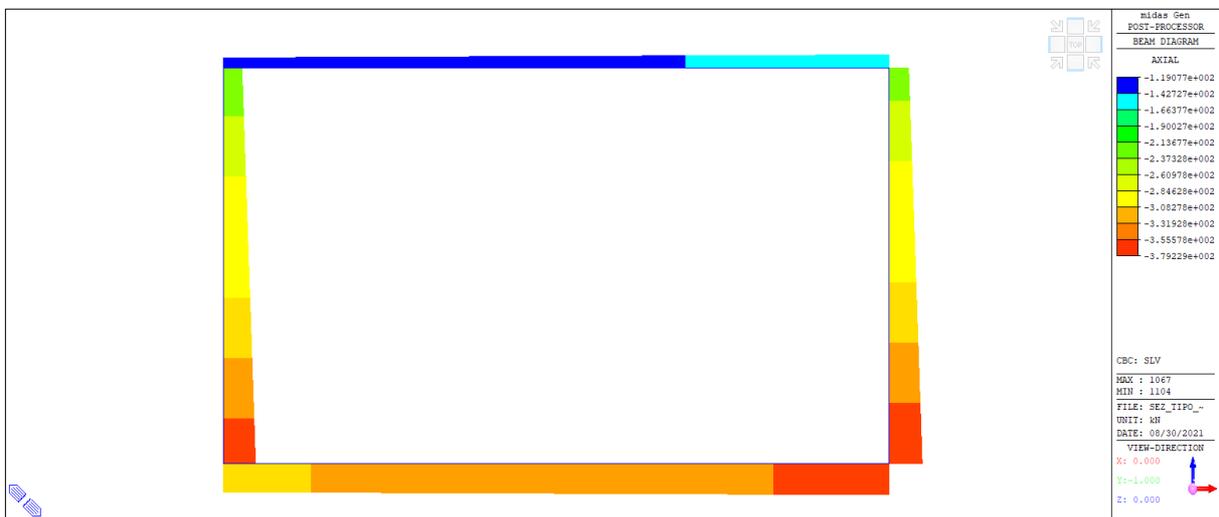
C.C.: SLU Statica – Forze Assiali



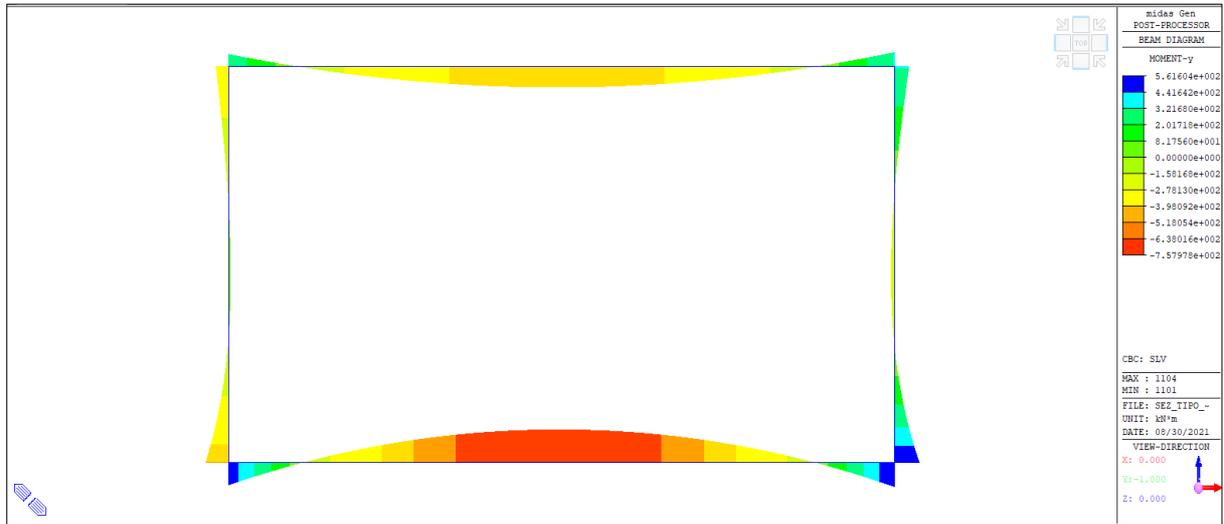
C.C.: SLU Statica – Momenti Flettenti



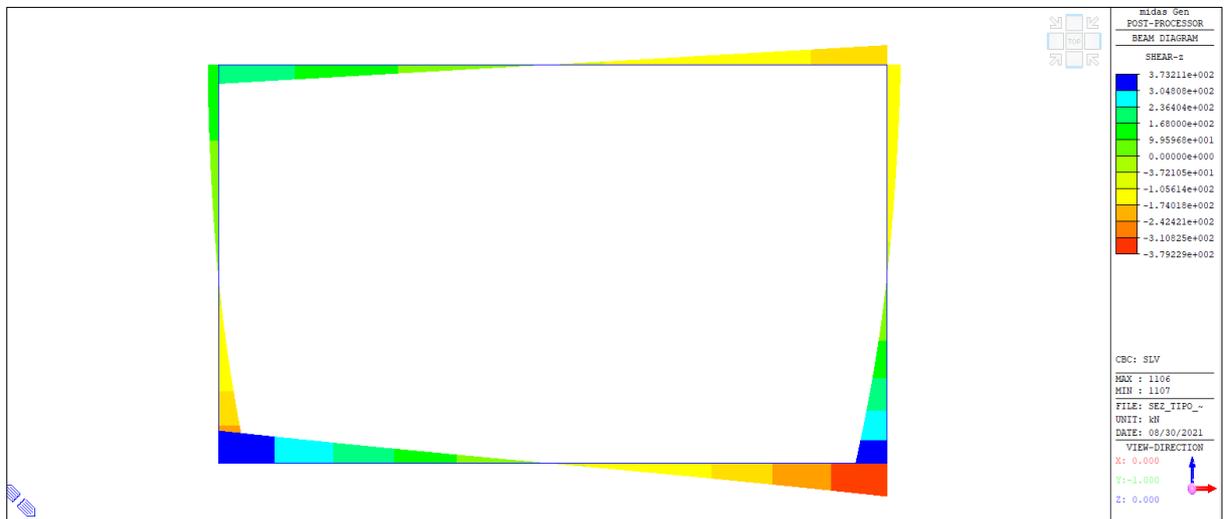
C.C.: SLU Statica – Forze di Taglio



C.C.: SLV Sismica – Forze Assiali



C.C.: SLV Sismica – Momenti flettenti



C.C.: SLV Sismica – Forze di Taglio

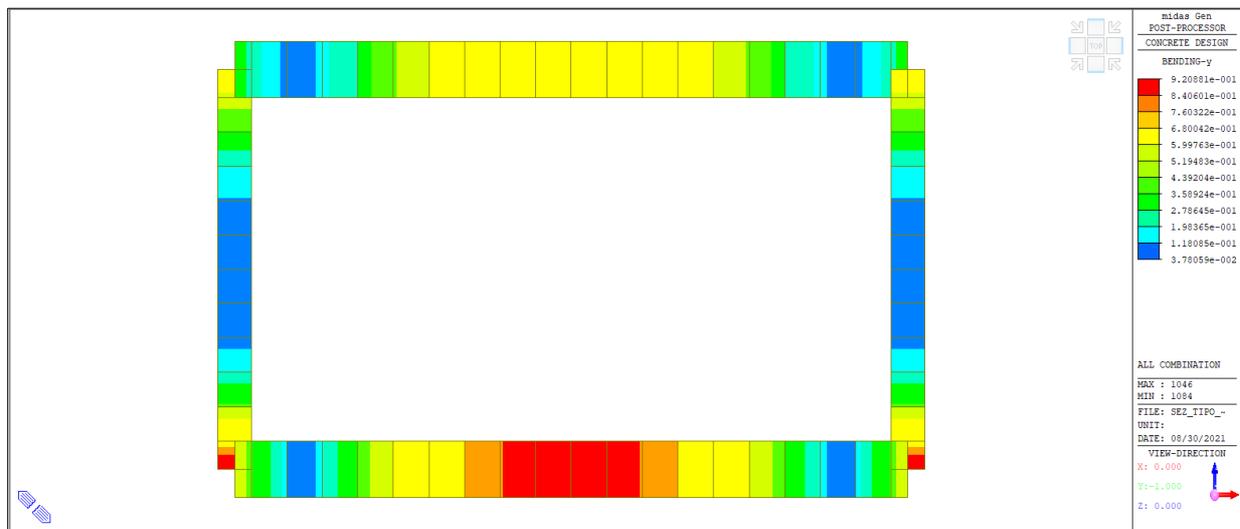
La verifica strutturale del rivestimento in c.a. viene effettuata sulla base delle massime caratteristiche di sollecitazione determinate tra tutte le combinazioni di carico esaminate. Stante la presente fase progettuale, per le sezioni in c.a. si sono assunte armature plausibili nel rispetto anche dei quantitativi minimi di norma.

Le verifiche di resistenza vengono effettuate calcolando il "tasso di sfruttamento a flessione", pari al rapporto tra il momento di calcolo agente " $M_{Ed}$ " e quello resistente " $M_{Rd}$ ", e il "tasso di sfruttamento a taglio" pari al rapporto tra il taglio agente " $V_{Ed}$ " e quello resistente " $V_{Rd}$ ", verificando quindi che tali rapporti siano sempre inferiori all'unità.

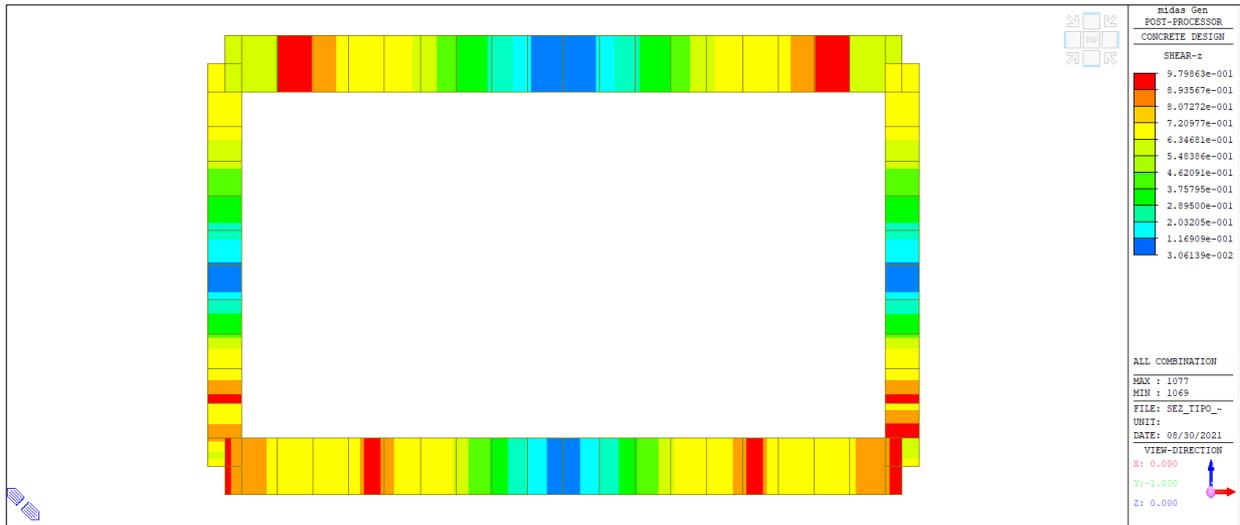
$$\text{Rat}_M = M_{Ed} / M_{Rd} < 1$$

$$\text{Rat}_V = V_{Ed} / V_{Rd} < 1$$

Il controllo del soddisfacimento delle verifiche in oggetto viene agevolato dalla possibilità di rappresentare graficamente i valori dei suddetti rapporti evidenziando quindi quelli che eventualmente dovessero superare il valore limite (v. figure seguenti).



Tasso di sfruttamento della resistenza a flessione:  $\text{Rat}_M = M_{Ed} / M_{Rd}$



Tasso di sfruttamento della resistenza a taglio:  $Rat_V = V_{Ed} / V_{Rd}$

Tutte le verifiche risultano soddisfatte

### 8.6.5 Verifiche agli stati limite di esercizio

Le verifiche nei confronti degli Stati Limite di Esercizio, riportate nel seguito, consistono nel verificare, per tutti gli SLE, la seguente condizione:

$$E_d \leq C_d \quad \text{ovvero} \quad E_d / C_d \leq 1$$

$E_d$  = effetto delle azioni di progetto per la combinazione di carico analizzata (tensione, deformazione, ecc.);

$C_d$  = corrispondente valore limite di calcolo consentito.

#### 8.6.5.1 Verifiche a fessurazione

##### Condizioni Ambientali:

Per la struttura in oggetto si prevede la seguente Classe di esposizione: XC2

Le condizioni ambientali, ai fini della protezione contro la corrosione delle armature metalliche, possono essere considerate come "ordinarie".

Tab. 4.1.III - Descrizione delle condizioni ambientali

Condizioni ambientali	Classe di esposizione
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Le armature adottate, essendo costituite da acciaio ordinario da c.a., sono da considerarsi, agli effetti della corrosione, "poco sensibili".

Con riferimento alle condizioni ambientali sopra riportate, la scelta degli stati limite a fessurazione viene effettuata secondo i criteri indicati dalla norma, riportati nella tabella seguente:

Tab. 4.1.IV - Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di Esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	$w_k$	Stato limite	$w_k$
A	Ordinarie	frequente	apertura fessure	$\leq w_2$	apertura fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
B	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$
C	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$

Combinazione frequente: S.L. di apertura fessure:  $w_d \leq w_3 = 0.4 \text{ mm}$

Combinazione q. permanente: S.L. di apertura fessure:  $w_d \leq w_2 = 0.3 \text{ mm}$

Il valore di calcolo di apertura delle fessure è determinato come (§ C4.1.14):

$$w_d = \varepsilon_{sm} \cdot \delta_{smax}$$

$\varepsilon_{sm}$  = deformazione media dell'acciaio;  
 $\delta_{smax}$  = distanza massima tra le fessure.

La deformazione unitaria media dell'armatura " $\varepsilon_{sm}$ " è data da (§ C4.1.6):

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}} (1 + \alpha_e \rho_{eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}$$

$\sigma_s$  = tensione nell'acciaio calcolata nella sezione fessurata;  
 $\alpha_e$  =  $E_s / E_{cm}$ ;  
 $\rho_{eff}$  =  $A_s / A_{c,eff}$ ;  
 $A_{c,eff}$  = area efficace di calcestruzzo teso attorno all'armatura;  
 $k_t$  = 0,4 per carichi di lunga durata.

La distanza massima tra le fessure " $\delta_{smax}$ " è data da (§ C4.1.7):

$$\Delta_{smax} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \frac{\phi}{\rho_{eff}}$$

$\phi$  = diametro barre;  
 $c$  = copriferro;  
 $k_1$  = 0.8 (barre ad aderenza migliorata);  
 $k_2$  = 0.5 (per stato tensionale di flessione o presso-flessione);  
 $k_3$  = 3.4;  
 $k_4$  = 0.425

### 8.6.5.2 Verifiche delle tensioni in esercizio

La verifica delle tensioni in esercizio nel calcestruzzo e nell'acciaio viene effettuata in riferimento alle tensioni risultanti nei materiali per le seguenti combinazioni di carico e rispettivi limiti tensionali:

Combinazione "caratteristica" (rara):  $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$  (=15 MPa) -  $\sigma_s < 0.80 f_{yk}$  (=360 MPa)

Combinazione "quasi permanente" :  $\sigma_c < 0.45 f_{ck}$  (=11.25 MPa)

Le tabelle riportate nel seguito riassumono i risultati delle predette verifiche per gli elementi strutturali maggiormente sollecitati.  
Tutte le verifiche sono soddisfatte.

### Platea di fondazione

Code : EC2:04,NTC2018 Unit : kN , m Primary Sorting Option

Sorted by  Member  Property Results  Strength  Serviceability

SECT  MEMB

MEMB	SECT	SE L	Section		fck	PO S	CHK	Stress Control								Crack Control				Deflection Control	
			Bc	Hc				Concrete				reinforcement								Def	Defa
			bf	hf				fyk	fyw	Top-s	Top-sa	Bot-s	Bot-sa	Top-s	Top-sa	Bot-s	Bot-sa	Top-w	Top-w		
0			Platea		28000.0	I	OK	7386.73	16800.0	1335.37	12600.0	263596	360000	17457.0	360000	0.0004	0.0004	0.0000	0.0003	0.0000	0.0030
1			1.000	1.200	450000	M	OK	7379.08	16800.0	1111.14	12600.0	263319	360000	14084.0	360000	0.0004	0.0004	0.0000	0.0003		
0.7500			0.000	0.000	450000	J	OK	7386.73	16800.0	1335.21	12600.0	263596	360000	17455.3	360000	0.0004	0.0004	0.0000	0.0003		

### Pareti laterali

Code : EC2:04,NTC2018 Unit : kN , m Primary Sorting Option

Sorted by  Member  Property Results  Strength  Serviceability

SECT  MEMB

MEMB	SECT	SE L	Section		fck	PO S	CHK	Stress Control								Crack Control				Deflection Control	
			Bc	Hc				Concrete				reinforcement								Def	Defa
			bf	hf				fyk	fyw	Top-s	Top-sa	Bot-s	Bot-sa	Top-s	Top-sa	Bot-s	Bot-sa	Top-w	Top-w		
0			Piedritti		28000.0	I	OK	6979.91	16800.0	6979.31	16800.0	189287	360000	189269	360000	0.0002	0.0003	0.0002	0.0003	0.0000	0.0029
2			1.000	0.700	450000	M	OK	6191.86	16800.0	6191.27	16800.0	166939	360000	166922	360000	0.0002	0.0003	0.0002	0.0003		
0.7300			0.000	0.000	450000	J	OK	5289.20	16800.0	5289.63	16800.0	137839	360000	137851	360000	0.0000	0.0003	0.0000	0.0003		

### Soletta

Code : EC2:04,NTC2018 Unit : kN , m Primary Sorting Option

Sorted by  Member  Property Results  Strength  Serviceability

SECT  MEMB

MEMB	SECT	SE L	Section		fck	PO S	CHK	Stress Control								Crack Control				Deflection Control	
			Bc	Hc				Concrete				reinforcement								Def	Defa
			bf	hf				fyk	fyw	Top-s	Top-sa	Bot-s	Bot-sa	Top-s	Top-sa	Bot-s	Bot-sa	Top-w	Top-w		
0			Soletta		28000.0	I	OK	5943.84	16800.0	1005.75	16800.0	203487	360000	10870.5	360000	0.0000	0.0003	0.0000	0.0003	0.0000	0.0030
3			1.000	1.200	450000	M	OK	5937.82	16800.0	784.433	16800.0	203278	360000	8478.45	360000	0.0000	0.0003	0.0000	0.0003		
0.7500			0.000	0.000	450000	J	OK	5943.84	16800.0	1005.84	16800.0	203487	360000	10871.5	360000	0.0000	0.0003	0.0000	0.0003		

### 8.6.6 Verifiche idrauliche per sollevamento

Per la galleria artificiale in oggetto si prevede l'impermeabilizzazione dell'intera sezione trasversale. Nel lungo termine la struttura sarà quindi soggetta alla sottospinta idraulica rivolta verso l'alto alla quale si oppongono il peso proprio della struttura stessa, quello del materiale di ritombamento presente sulla galleria e le eventuali resistenze di attrito e coesione all'interfaccia con le paratie laterali.

La verifica allo stato limite ultimo di sollevamento viene effettuata verificando il soddisfacimento della seguente relazione (§ 6.2.4.2):

$$V_{inst,d} \leq G_{stb,d} + R_d$$

dove:

$V_{inst,d}$  = valore di progetto dell'azione instabilizzante;

$G_{stb,d}$  = valore di progetto dell'azione stabilizzante;

$R_d$  = valore di progetto delle resistenze.

I valori di progetto delle predette azioni sono calcolati applicando i relativi coefficienti parziali indicati nella tabella seguente.

Tab. 6.2.III – Coefficienti parziali sulle azioni per le verifiche nei confronti di stati limite di sollevamento

	Effetto	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	Sollevamento (UPL)
Carichi permanenti $G_1$	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9
	Sfavorevole		1,1
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,8
	Sfavorevole		1,5
Azioni variabili $Q$	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	0,0
	Sfavorevole		1,5

#### Azione instabilizzante:

L'azione instabilizzante è quella relativa alla sottospinta idraulica.

Per la verifica in oggetto si assume un livello cautelativo della falda posto a una profondità di -3.50 m dal p.c. (circa 1 m superiore ai normali livelli di falda misurati).

La sottospinta presente al livello del piano fondazione, posto a -9.70 m dal p.c., è pertanto pari a:  $\sigma_w = 6.20 \text{ m} \cdot 10.00 \text{ kN/m}^3 = 62.00 \text{ kPa}$

Con riferimento alla intera sezione trasversale della galleria l'azione instabilizzante vale pertanto:

$$V_{inst} = 62.00 \text{ kPa} \cdot 14.90 \text{ m} = 923.80 \text{ kN/m}$$

$$V_{inst,d} = 1.1 \cdot V_{inst} = 1016.18 \approx 1020 \text{ kN/m}$$

**Azione stabilizzante:**

$$G_1 = \text{Peso rivestimento definitivo in c.a.} = 45.70 \text{ m}^2 \cdot 25.00 \text{ kN/m}^3 = 1142.50 \text{ kN/m}$$

$$G_2 = \text{Peso riempimento drenante e pavim.} = 13.50 \text{ m}^2 \cdot 20.00 \text{ kN/m}^3 = 270.00 \text{ kN/m}$$

$$G_3 = \text{Peso Marciapiedi} = 4.45 \text{ m}^2 \cdot 24.00 \text{ kN/m}^3 = 106.80 \text{ kN/m}$$

$$G_4 = \text{Peso Ritombamento} = 2.90 \text{ m}^2 \cdot 24.00 \text{ kN/m}^3 = 69.60 \text{ kN/m}$$

$$G_{\text{stb}} = \Sigma (G_i) = 1588.90 \text{ kN/m}$$

$$G_{\text{stb,d}} = 0.90 \cdot G_{\text{stb}} = 1430.01 \approx 1430 \text{ kN/m}$$

**Resistenza di progetto:**

La resistenza in oggetto è quella offerta dall'attrito e dalla coesione presenti sulle pareti laterali della galleria al contatto con le paratie di pali.

Per la presenza dell'impermeabilizzazione all'interfaccia, cautelativamente tale eventuale resistenza non viene presa in conto.

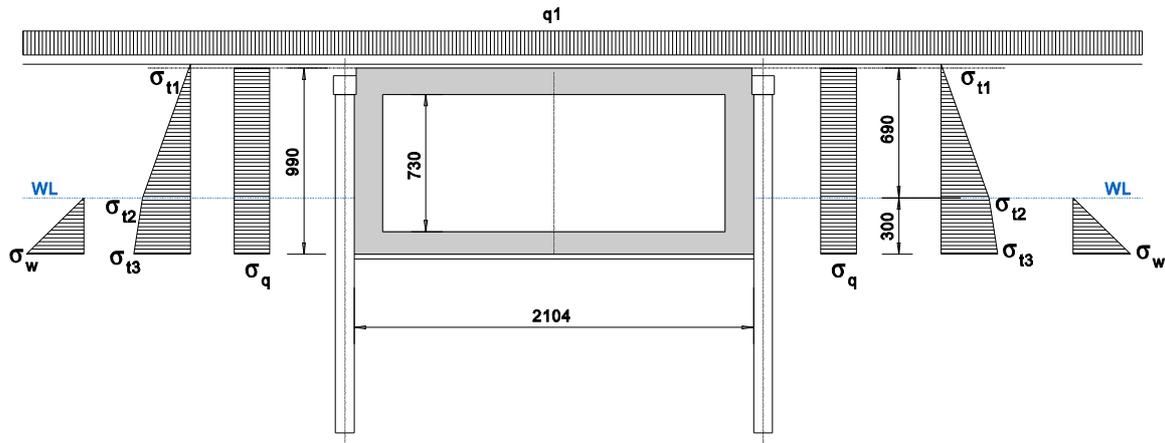
risulta:  $G_{\text{stb,d}} > V_{\text{inst,d}} \rightarrow \text{ok}$

## 8.7 Sezione tipo 2

Sezione tipologica da progr. 0+388.83 a progr. 0+441.17: sezione scatolare di larghezza costante totale netta interna pari a 18.04 m.

In tale tratto è prevista la realizzazione della prima piazzola di sosta di emergenza.

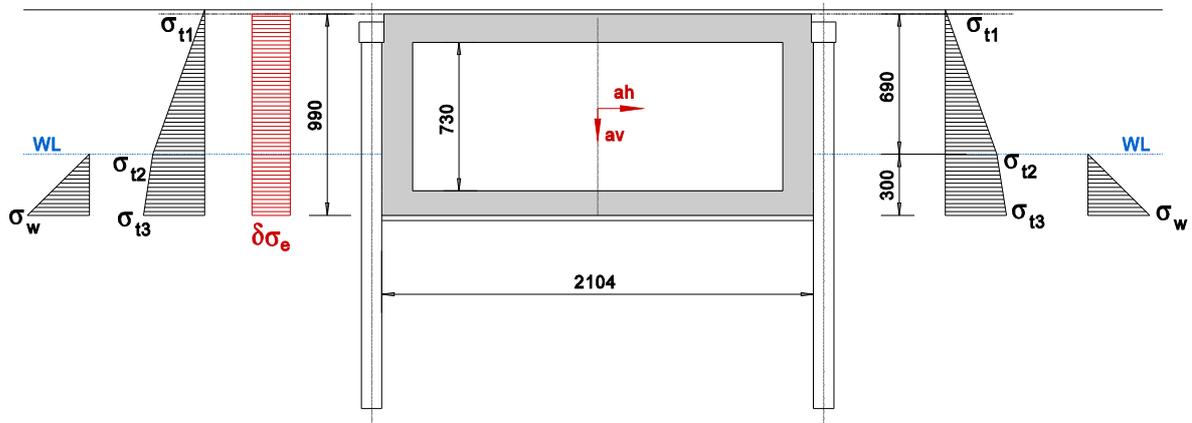
### 8.7.1 Schema di carico in condizioni statiche



$$\gamma = 19.5 \text{ kN/m}^3 \quad \phi' = 38^\circ \quad c' = 0.00 \text{ kPa} \quad k_o = 0.38$$

$q_1 =$		20.00 kPa
$\sigma_q =$	$20.00 \text{ kPa} \cdot 0.38$	7.60 kPa
$\sigma_{t1} =$	$(0.20 \text{ m} \cdot 24.00 \text{ kN/m}^3) \cdot 0.38$	1.82 kPa
$\sigma_{t2} =$	$(0.20 \text{ m} \cdot 24.00 \text{ kN/m}^3 + 6.90 \text{ m} \cdot 19.50 \text{ kN/m}^3) \cdot 0.38$	52.95 kPa
$\sigma_{t3} =$	$(0.20 \text{ m} \cdot 24.00 \text{ kN/m}^3 + 6.90 \text{ m} \cdot 19.50 \text{ kN/m}^3 + 3.00 \text{ m} \cdot 9.50 \text{ kN/m}^3) \cdot 0.38$	63.78 kPa
$\sigma_w =$	$3.00 \text{ m} \cdot 10.00 \text{ kN/m}^3$	30.00 kPa

### 8.7.2 Schema di carico in condizioni sismiche



$$a_h = a_g/g \cdot S_s \cdot S_t = 0.080$$

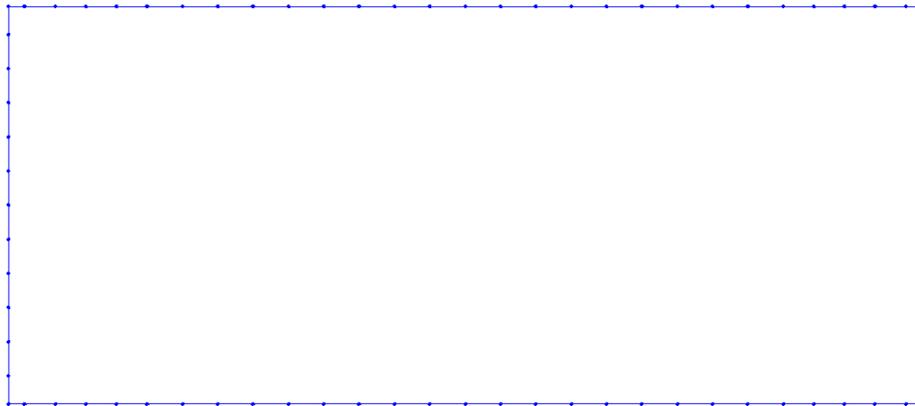
$$a_v = \pm 1/2 k_h = \pm 0.040$$

$$\Delta P_d = a_h \cdot \gamma \cdot H^2$$

$$\delta \sigma_e = \Delta P_d / H = a_h \cdot \gamma \cdot H$$

$q_1 =$		0.00 kPa
$\sigma_q =$		0.00 kPa
$\sigma_{t1} =$	$(0.20 \text{ m} \cdot 24.00 \text{ kN/m}^3) \cdot 0.38$	1.82 kPa
$\sigma_{t2} =$	$(0.20 \text{ m} \cdot 24.00 \text{ kN/m}^3 + 6.90 \text{ m} \cdot 19.50 \text{ kN/m}^3) \cdot 0.38$	52.95 kPa
$\sigma_{t3} =$	$(0.20 \text{ m} \cdot 24.00 \text{ kN/m}^3 + 6.90 \text{ m} \cdot 19.50 \text{ kN/m}^3 + 3.00 \text{ m} \cdot 9.50 \text{ kN/m}^3) \cdot 0.38$	63.78 kPa
$\sigma_w =$	$3.00 \text{ m} \cdot 10.00 \text{ kN/m}^3$	30.00 kPa
$\delta \sigma_e =$	$0.080 \cdot 19.50 \text{ kN/m}^3 \cdot 9.90 \text{ m}$	15.44 kPa

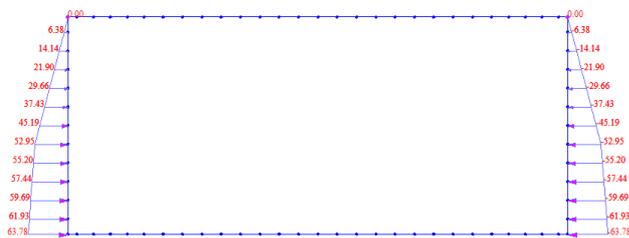
### 8.7.3 Modello di calcolo



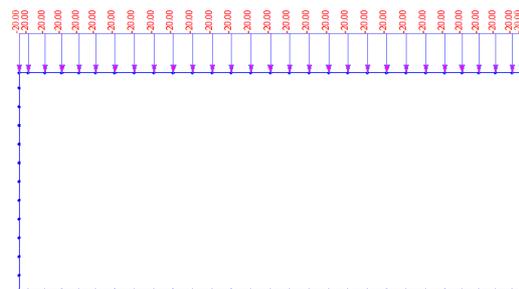
Costante di Winkler di interazione con il terreno:

	Terreno	Modulo	B (m)	$k_w$
Pareti laterali	livello (A)	60 MPa	9.90	6.060 kN/m <sup>3</sup>
Platea di fondazione	livello (B)	40 MPa	21.04	1.900 kN/m <sup>3</sup>

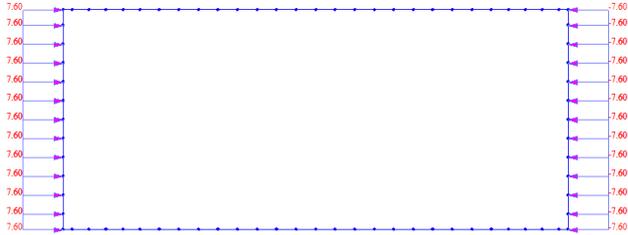
Carichi applicati:



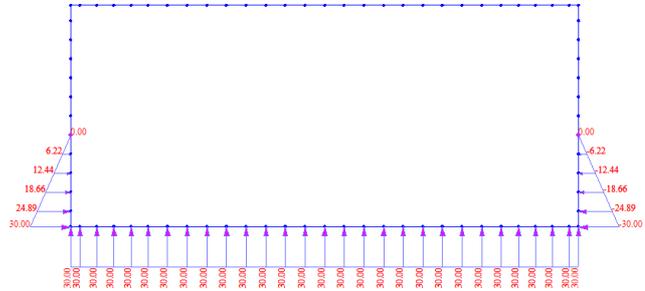
Pressioni laterali del terreno



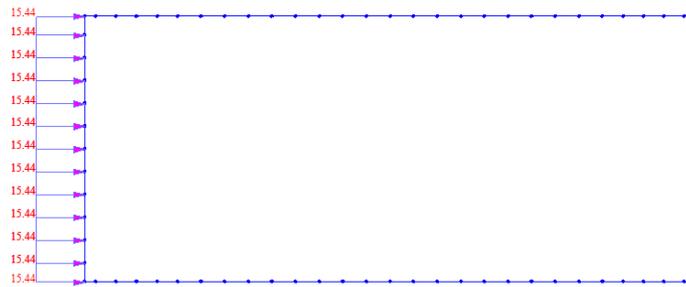
Sovraccarico in superficie



Spinta laterale ad opera del sovraccarico



Pressioni idrostatiche della falda



Spinta sismica del terreno

#### 8.7.4 Verifiche agli stati limite ultimi

La verifica di resistenza allo Stato Limite Ultimo, come detto in precedenza, consiste nel verificare, per tutte le sezioni degli elementi strutturali, la disuguaglianza

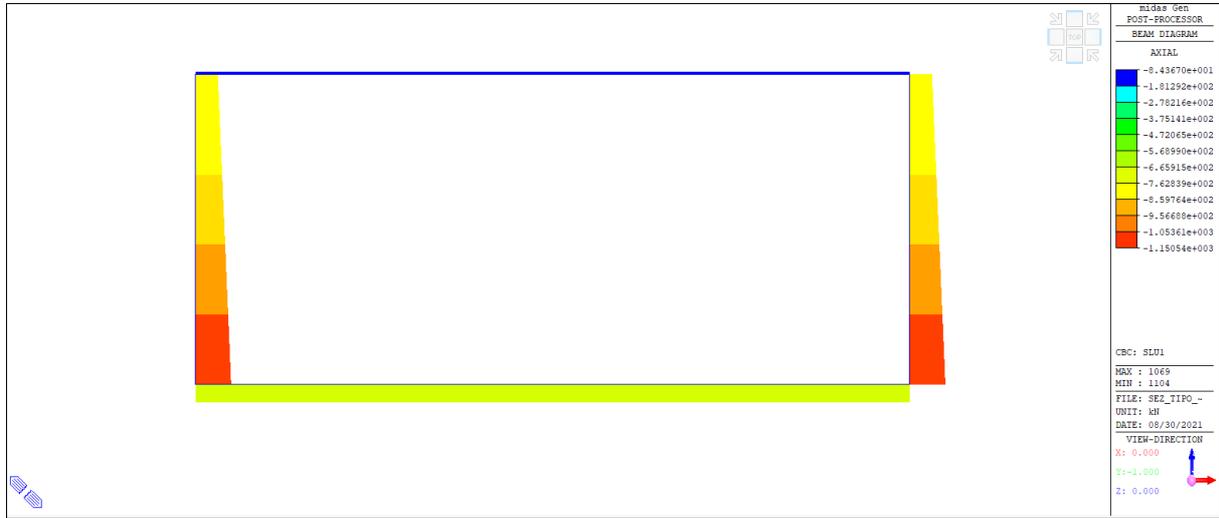
$$S_d \leq R_d$$

dove:

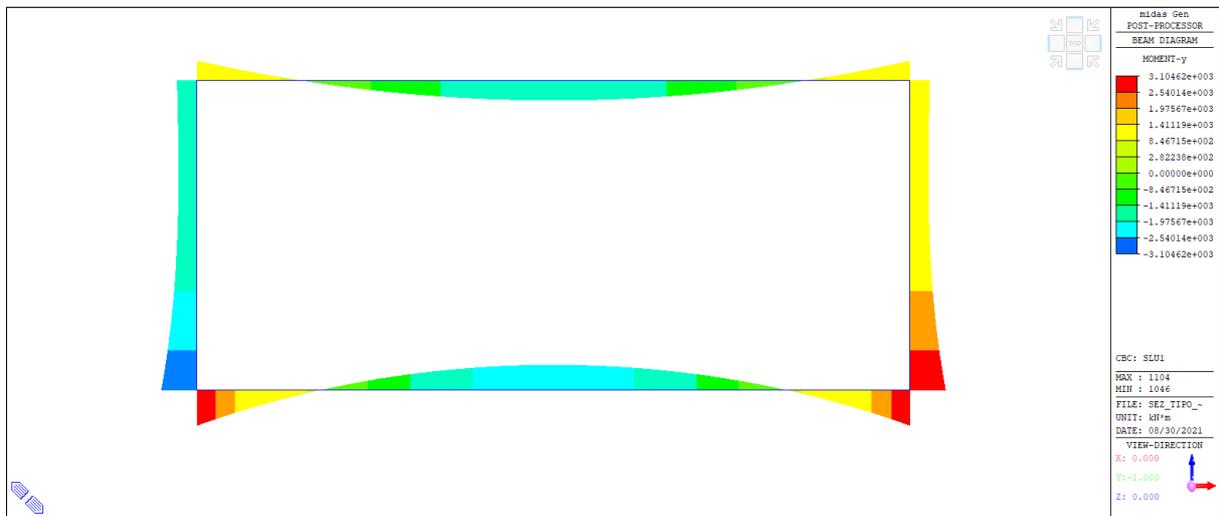
$S_d$  = Azione di progetto agente;

$R_d$  = Resistenza di calcolo dell'elemento.

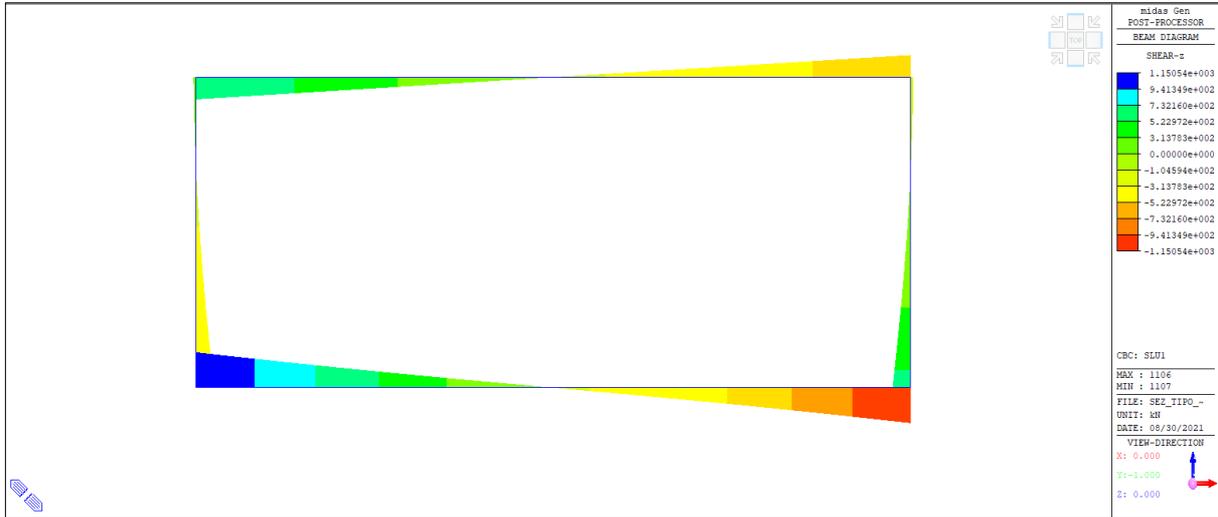
Nelle pagine che seguono si riportano le restituzioni grafiche delle caratteristiche di sollecitazione risultanti nella struttura per le predette combinazioni di carico.



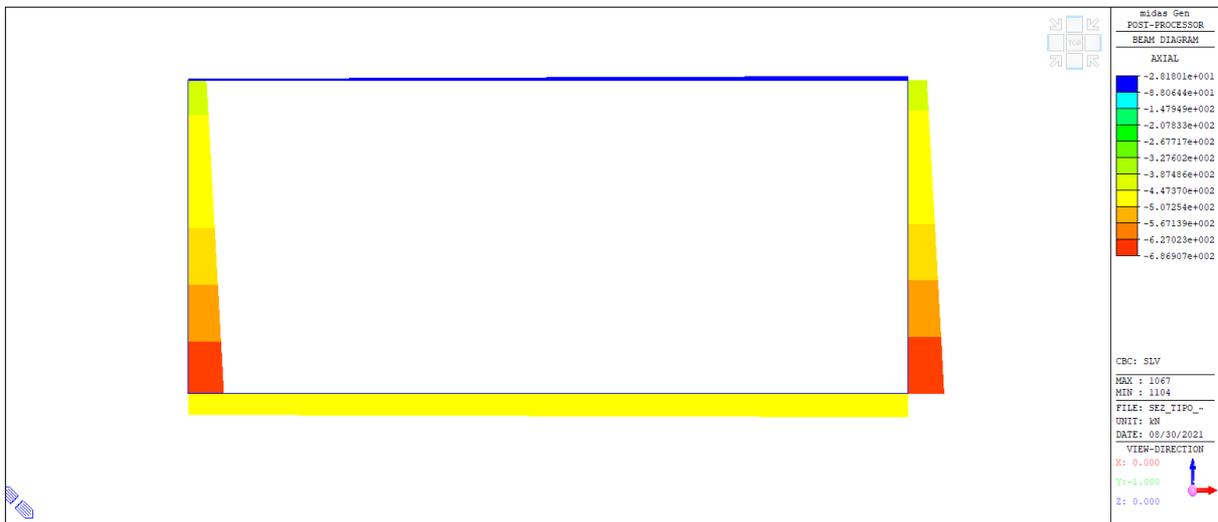
C.C.: SLU Statica – Forze Assiali



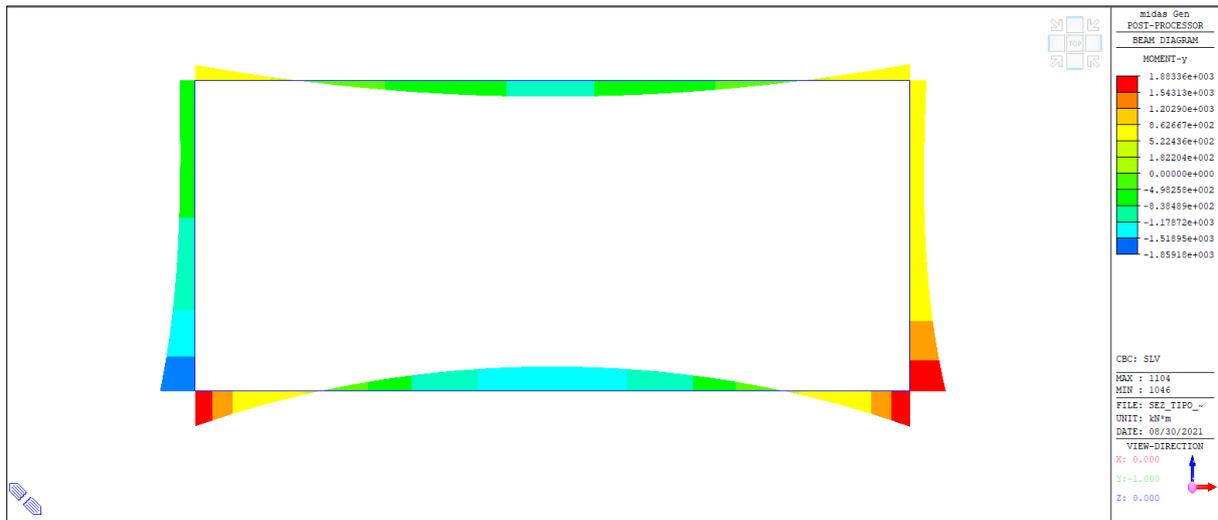
C.C.: SLU Statica – Momenti Flettenti



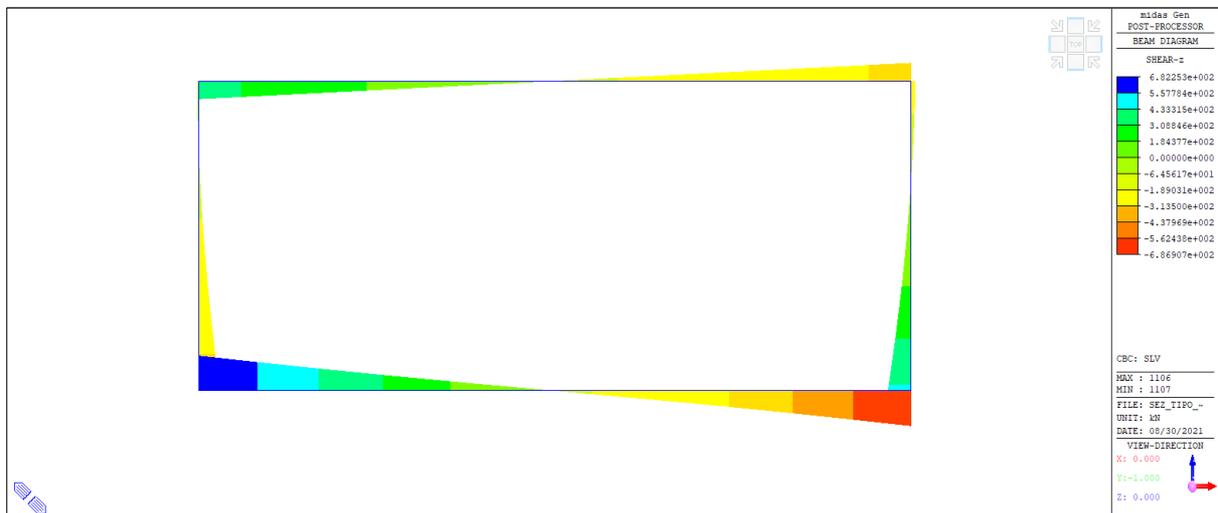
C.C.: SLU Statica – Forze di Taglio



C.C.: SLV Sismica – Forze Assiali



C.C.: SLV Sismica – Momenti flettenti



C.C.: SLV Sismica – Forze di Taglio

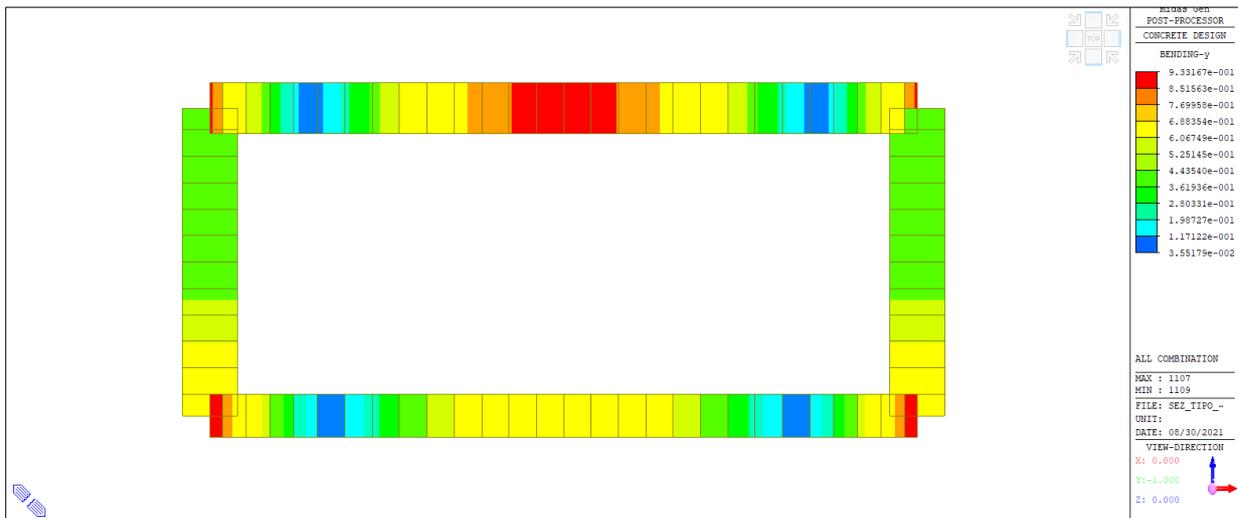
La verifica strutturale del rivestimento in c.a. viene effettuata sulla base delle massime caratteristiche di sollecitazione determinate tra tutte le combinazioni di carico esaminate. Stante la presente fase progettuale, per le sezioni in c.a. si sono assunte armature plausibili nel rispetto anche dei quantitativi minimi di norma.

Le verifiche di resistenza vengono effettuate calcolando il "tasso di sfruttamento a flessione", pari al rapporto tra il momento di calcolo agente " $M_{Ed}$ " e quello resistente " $M_{Rd}$ ", e il "tasso di sfruttamento a taglio" pari al rapporto tra il taglio agente " $V_{Ed}$ " e quello resistente " $V_{Rd}$ ", verificando quindi che tali rapporti siano sempre inferiori all'unità.

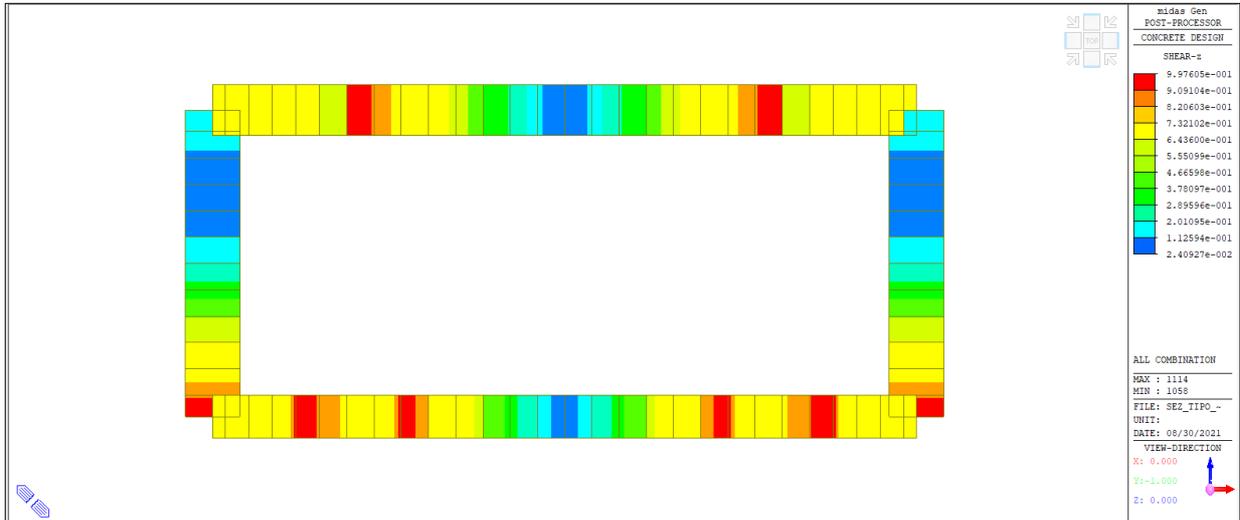
$$\text{Rat}_M = M_{Ed} / M_{Rd} < 1$$

$$\text{Rat}_V = V_{Ed} / V_{Rd} < 1$$

Il controllo del soddisfacimento delle verifiche in oggetto viene agevolato dalla possibilità di rappresentare graficamente i valori dei suddetti rapporti evidenziando quindi quelli che eventualmente dovessero superare il valore limite (v. figure seguenti).



Tasso di sfruttamento della resistenza a flessione:  $\text{Rat}_M = M_{Ed} / M_{Rd}$



Tasso di sfruttamento della resistenza a taglio:  $Rat_V = V_{Ed} / V_{Rd}$

Tutte le verifiche risultano soddisfatte

### 8.7.5 Verifiche agli stati limite di esercizio

Le verifiche nei confronti degli Stati Limite di Esercizio, riportate nel seguito, consistono nel verificare, per tutti gli SLE, la seguente condizione:

$$E_d \leq C_d \quad \text{ovvero} \quad E_d / C_d \leq 1$$

$E_d$  = effetto delle azioni di progetto per la combinazione di carico analizzata (tensione, deformazione, ecc.);

$C_d$  = corrispondente valore limite di calcolo consentito.

#### 8.7.5.1 Verifiche a fessurazione

##### Condizioni Ambientali:

Per la struttura in oggetto si prevede la seguente Classe di esposizione: XC2

Le condizioni ambientali, ai fini della protezione contro la corrosione delle armature metalliche, possono essere considerate come "ordinarie".

Tab. 4.1.III - Descrizione delle condizioni ambientali

Condizioni ambientali	Classe di esposizione
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Le armature adottate, essendo costituite da acciaio ordinario da c.a., sono da considerarsi, agli effetti della corrosione, "poco sensibili".

Con riferimento alle condizioni ambientali sopra riportate, la scelta degli stati limite a fessurazione viene effettuata secondo i criteri indicati dalla norma, riportati nella tabella seguente:

Tab. 4.1.IV - Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di Esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	$w_k$	Stato limite	$w_k$
A	Ordinarie	frequente	apertura fessure	$\leq w_2$	apertura fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
B	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$
C	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$

Combinazione frequente: S.L. di apertura fessure:  $w_d \leq w_3 = 0.4 \text{ mm}$

Combinazione q. permanente: S.L. di apertura fessure:  $w_d \leq w_2 = 0.3 \text{ mm}$

Il valore di calcolo di apertura delle fessure è determinato come (§ C4.1.14):

$$w_d = \varepsilon_{sm} \cdot \delta_{smax}$$

$\varepsilon_{sm}$  = deformazione media dell'acciaio;  
 $\delta_{smax}$  = distanza massima tra le fessure.

La deformazione unitaria media dell'armatura " $\varepsilon_{sm}$ " è data da (§ C4.1.6):

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}} (1 + \alpha_e \rho_{eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}$$

$\sigma_s$  = tensione nell'acciaio calcolata nella sezione fessurata;  
 $\alpha_e$  =  $E_s / E_{cm}$ ;  
 $\rho_{eff}$  =  $A_s / A_{c,eff}$ ;  
 $A_{c,eff}$  = area efficace di calcestruzzo teso attorno all'armatura;  
 $k_t$  = 0,4 per carichi di lunga durata.

La distanza massima tra le fessure " $\delta_{smax}$ " è data da (§ C4.1.7):

$$\Delta_{smax} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \frac{\phi}{\rho_{eff}}$$

$\phi$  = diametro barre;  
 $c$  = copriferro;  
 $k_1 = 0.8$  (barre ad aderenza migliorata);  
 $k_2 = 0.5$  (per stato tensionale di flessione o presso-flessione);  
 $k_3 = 3.4$ ;  
 $k_4 = 0.425$

### 8.7.5.2 Verifiche delle tensioni in esercizio

La verifica delle tensioni in esercizio nel calcestruzzo e nell'acciaio viene effettuata in riferimento alle tensioni risultanti nei materiali per le seguenti combinazioni di carico e rispettivi limiti tensionali:

Combinazione "caratteristica" (rara):  $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$  (=15 MPa) -  $\sigma_s < 0.80 f_{yk}$  (=360 MPa)

Combinazione "quasi permanente" :  $\sigma_c < 0.45 f_{ck}$  (=11.25 MPa)

Le tabelle riportate nel seguito riassumono i risultati delle predette verifiche per gli elementi strutturali maggiormente sollecitati.  
Tutte le verifiche sono soddisfatte.

### Platea di fondazione

Code : EC2:04,NTC2018 Unit : kN , m Primary Sorting Option

Sorted by  Member  Property Results  Strength  Serviceability  SECT  MEMB

MEMB	SECT	SE L	Section		fck	fyk	POS	CHK	Stress Control								Crack Control				Deflection Control	
			Bc	Hc					Concrete				reinforcement				Crack Control				Def	Defa
			bf	hf	fyw	Top-s	Top-sa	Bot-s	Bot-sa	Top-s	Top-sa	Bot-s	Bot-sa	Top-w	Top-w	Bot-w	Bot-wa	Def	Defa			
0			Platea		28000.0	I	OK	7551.04	16800.0	9087.85	16800.0	200672	360000	243259	360000	0.0002	0.0003	0.0003	0.0003			
1			1.000	1.200	450000	M	OK	7544.70	16800.0	8490.40	16800.0	200503	360000	227323	360000	0.0002	0.0003	0.0002	0.0003	0.0000	0.0030	
0.7500			0.000	0.000	450000	J	OK	7551.04	16800.0	9087.85	16800.0	200672	360000	243259	360000	0.0002	0.0003	0.0003	0.0003			

### Pareti laterali

Code : EC2:04,NTC2018 Unit : kN , m Primary Sorting Option

Sorted by  Member  Property Results  Strength  Serviceability  SECT  MEMB

MEMB	SECT	SE L	Section		fck	fyk	POS	CHK	Stress Control								Crack Control				Deflection Control	
			Bc	Hc					Concrete				reinforcement				Crack Control				Def	Defa
			bf	hf	fyw	Top-s	Top-sa	Bot-s	Bot-sa	Top-s	Top-sa	Bot-s	Bot-sa	Top-w	Top-w	Bot-w	Bot-wa	Def	Defa			
0			Piedritti		28000.0	I	OK	7214.51	16800.0	7214.51	16800.0	217820	360000	217820	360000	0.0002	0.0003	0.0002	0.0003			
2			1.000	1.500	450000	M	OK	7023.31	16800.0	7023.31	16800.0	211745	360000	211745	360000	0.0002	0.0003	0.0002	0.0003	0.0000	0.0029	
0.7300			0.000	0.000	450000	J	OK	6660.75	16800.0	6660.75	16800.0	200230	360000	200230	360000	0.0002	0.0003	0.0002	0.0003			

### Soletta

Code : EC2:04,NTC2018 Unit : kN , m Primary Sorting Option

Sorted by  Member  Property Results  Strength  Serviceability  SECT  MEMB

MEMB	SECT	SE L	Section		fck	fyk	POS	CHK	Stress Control								Crack Control				Deflection Control	
			Bc	Hc					Concrete				reinforcement				Crack Control				Def	Defa
			bf	hf	fyw	Top-s	Top-sa	Bot-s	Bot-sa	Top-s	Top-sa	Bot-s	Bot-sa	Top-w	Top-w	Bot-w	Bot-wa	Def	Defa			
0			Soletta		28000.0	I	OK	6828.72	16800.0	5777.01	16800.0	262375	360000	220708	360000	0.0000	0.0003	0.0000	0.0003			
3			1.000	1.400	450000	M	OK	6823.65	16800.0	2690.30	16800.0	262181	360000	29682.1	360000	0.0000	0.0003	0.0000	0.0003	0.0000	0.0030	
0.7500			0.000	0.000	450000	J	OK	6828.72	16800.0	5777.01	16800.0	262375	360000	220708	360000	0.0000	0.0003	0.0000	0.0003			

### 8.7.6 Verifiche idrauliche per sollevamento

Per la galleria artificiale in oggetto si prevede l'impermeabilizzazione dell'intera sezione trasversale. Nel lungo termine la struttura sarà quindi soggetta alla sottospinta idraulica rivolta verso l'alto alla quale si oppongono il peso proprio della struttura stessa, quello del materiale di ritombamento presente sulla galleria e le eventuali resistenze di attrito e coesione all'interfaccia con le paratie laterali.

La verifica allo stato limite ultimo di sollevamento viene effettuata verificando il soddisfacimento della seguente relazione (§ 6.2.4.2):

$$V_{inst,d} \leq G_{stb,d} + R_d$$

dove:

$V_{inst,d}$  = valore di progetto dell'azione instabilizzante;

$G_{stb,d}$  = valore di progetto dell'azione stabilizzante;

$R_d$  = valore di progetto delle resistenze.

I valori di progetto delle predette azioni sono calcolati applicando i relativi coefficienti parziali indicati nella tabella seguente.

Tab. 6.2.III – Coefficienti parziali sulle azioni per le verifiche nei confronti di stati limite di sollevamento

	Effetto	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	Sollevamento (UPL)
Carichi permanenti $G_1$	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9
	Sfavorevole		1,1
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,8
	Sfavorevole		1,5
Azioni variabili $Q$	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	0,0
	Sfavorevole		1,5

#### Azione instabilizzante:

L'azione instabilizzante è quella relativa alla sottospinta idraulica.

Per la verifica in oggetto si assume un livello cautelativo della falda posto a una profondità di -6.00 m dal p.c. (circa 1 m superiore ai normali livelli di falda misurati).

La sottospinta presente al livello del piano fondazione, posto a -9.90 m dal p.c., è pertanto pari a:  $\sigma_w = 3.90 \text{ m} \cdot 10.00 \text{ kN/m}^3 = 39.00 \text{ kPa}$

Con riferimento alla intera sezione trasversale della galleria l'azione instabilizzante vale pertanto:

$$V_{inst} = 39.00 \text{ kPa} \cdot 21.04 \text{ m} = 820.56 \text{ kN/m}$$

$$V_{inst,d} = 1.1 \cdot V_{inst} = 902.62 \approx 910 \text{ kN/m}$$

**Azione stabilizzante:**

$$G_1 = \text{Peso rivestimento definitivo in c.a.} = 73.30 \text{ m}^2 \cdot 25.00 \text{ kN/m}^3 = 1907.50 \text{ kN/m}$$

$$G_2 = \text{Peso riempimento drenante e pavim.} = 22.00 \text{ m}^2 \cdot 20.00 \text{ kN/m}^3 = 440.00 \text{ kN/m}$$

$$G_3 = \text{Peso Marciapiedi} = 2.25 \text{ m}^2 \cdot 24.00 \text{ kN/m}^3 = 54.80 \text{ kN/m}$$

$$G_4 = \text{Peso Ritombamento} = 4.10 \text{ m}^2 \cdot 24.00 \text{ kN/m}^3 = 98.40 \text{ kN/m}$$

$$G_{\text{stb}} = \Sigma (G_i) = 2500.70 \text{ kN/m}$$

$$G_{\text{stb,d}} = 0.90 \cdot G_{\text{stb}} = 2250.63 \approx 2250 \text{ kN/m}$$

**Resistenza di progetto:**

La resistenza in oggetto è quella offerta dall'attrito e dalla coesione presenti sulle pareti laterali della galleria al contatto con le paratie di pali.

Per la presenza dell'impermeabilizzazione all'interfaccia, cautelativamente tale eventuale resistenza non viene presa in conto.

risulta:  $G_{\text{stb,d}} > V_{\text{inst,d}} \rightarrow \text{ok}$

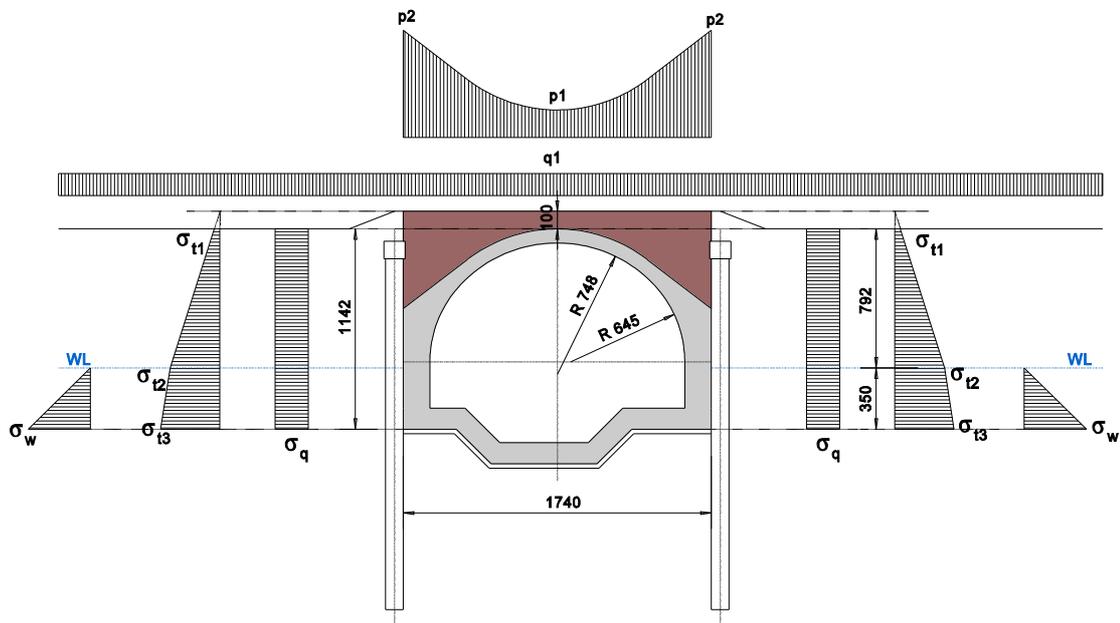
## 8.8 Sezione tipo 3

Sezione tipologica da progr. 0+441.17 a progr. 0+468.43: tratto galleria a sezione circolare.

In questo tratto la galleria presenta una sezione circolare di larghezza maggiorata rispetto alla galleria naturale per garantire le necessarie condizioni di visibilità in curva. La sagoma interna è quindi costituita da una policentrica con raggi rispettivamente pari a 6.45 m ai fianchi e 7.48 m in calotta.

In tale tratto è prevista anche la presenza del cunicolo di emergenza posto al di sotto della pavimentazione stradale e pertanto la platea di fondazione viene opportunamente sagomata per fare posto al suddetto cunicolo.

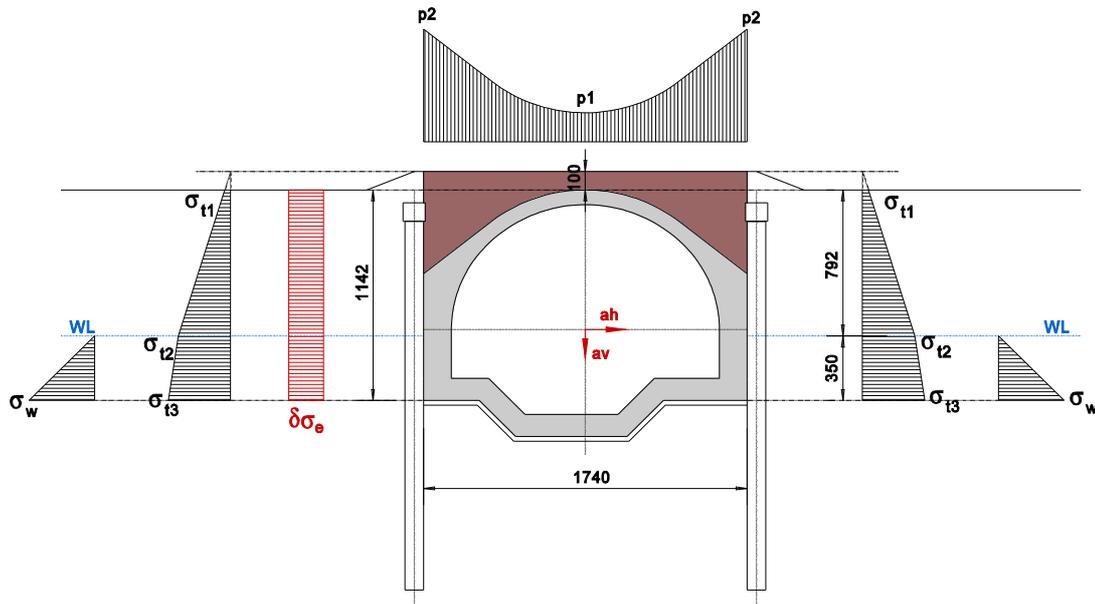
### 8.8.1 Schema di carico in condizioni statiche



$$\gamma = 19.5 \text{ kN/m}^3 \quad \phi' = 38^\circ \quad c' = 0.00 \text{ kPa} \quad k_o = 0.38$$

$q_1 =$		10.00 kPa
$\sigma_q =$	$10.00 \text{ kPa} \cdot 0.38$	3.80 kPa
$\sigma_{t1} =$	$(1.00 \text{ m} \cdot 20.00 \text{ kN/m}^3) \cdot 0.38$	7.60 kPa
$\sigma_{t2} =$	$(1.00 \text{ m} \cdot 20.00 \text{ kN/m}^3 + 7.92 \text{ m} \cdot 19.50 \text{ kN/m}^3) \cdot 0.38$	66.29 kPa
$\sigma_{t3} =$	$(1.00 \text{ m} \cdot 20.00 \text{ kN/m}^3 + 7.92 \text{ m} \cdot 19.50 \text{ kN/m}^3 + 3.50 \text{ m} \cdot 9.50 \text{ kN/m}^3) \cdot 0.38$	78.92 kPa
$\sigma_w =$	$3.50 \text{ m} \cdot 10.00 \text{ kN/m}^3$	35.00 kPa
$p_1 =$	$(1.00 \text{ m} \cdot 20.00 \text{ kN/m}^3)$	20.00 kPa
$p_2 =$	$(5.50 \text{ m} \cdot 20.00 \text{ kN/m}^3)$	110.00 kPa

### 8.8.2 Schema di carico in condizioni sismiche



$$a_h = a_g/g \cdot S_s \cdot S_t = 0.080$$

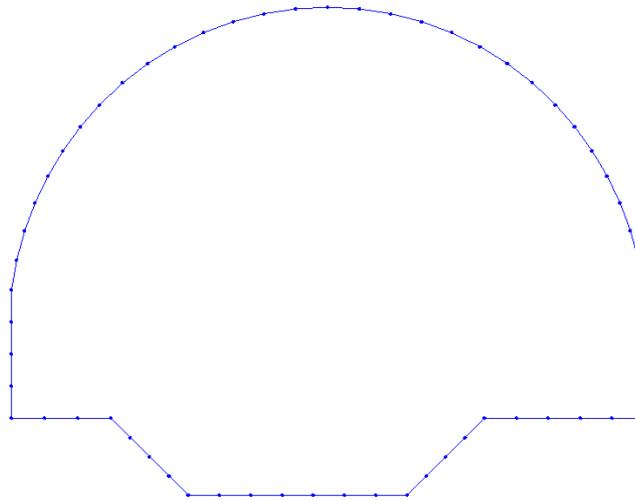
$$a_v = \pm 1/2 k_h = \pm 0.040$$

$$\Delta P_d = a_h \cdot \gamma \cdot H^2$$

$$\delta \sigma_e = \Delta P_d / H = a_h \cdot \gamma \cdot H$$

$q_1 =$		0.00 kPa
$\sigma_q =$	$10.00 \text{ kPa} \cdot 0.38$	0.00 kPa
$\sigma_{t1} =$	$(1.00 \text{ m} \cdot 20.00 \text{ kN/m}^3) \cdot 0.38$	7.60 kPa
$\sigma_{t2} =$	$(1.00 \text{ m} \cdot 20.00 \text{ kN/m}^3 + 7.92 \text{ m} \cdot 19.50 \text{ kN/m}^3) \cdot 0.38$	66.29 kPa
$\sigma_{t3} =$	$(1.00 \text{ m} \cdot 20.00 \text{ kN/m}^3 + 7.92 \text{ m} \cdot 19.50 \text{ kN/m}^3 + 3.50 \text{ m} \cdot 9.50 \text{ kN/m}^3) \cdot 0.38$	78.92 kPa
$\sigma_w =$	$3.50 \text{ m} \cdot 10.00 \text{ kN/m}^3$	35.00 kPa
$p_1 =$	$(1.00 \text{ m} \cdot 20.00 \text{ kN/m}^3)$	20.00 kPa
$p_2 =$	$(5.50 \text{ m} \cdot 20.00 \text{ kN/m}^3)$	110.00 kPa
$\delta \sigma_e =$	$0.080 \cdot 19.50 \text{ kN/m}^3 \cdot 11.42 \text{ m}$	17.82 kPa

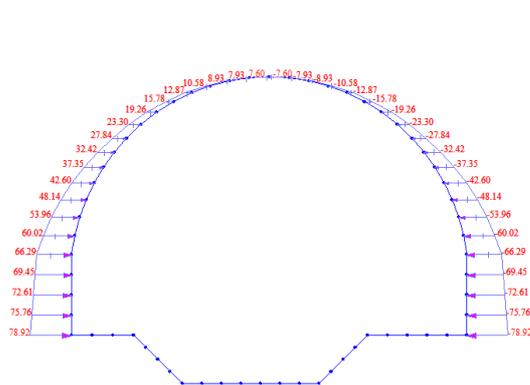
### 8.8.3 Modello di calcolo



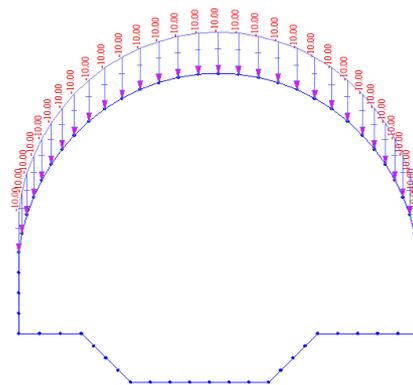
Costante di Winkler di interazione con il terreno:

	Terreno	Modulo	B (m)	$k_w$
Pareti laterali	livello (A)	60 MPa	7.00	8.570 kN/m <sup>3</sup>
Platea di fondazione	livello (A)	60 MPa	17.40	3.450 kN/m <sup>3</sup>

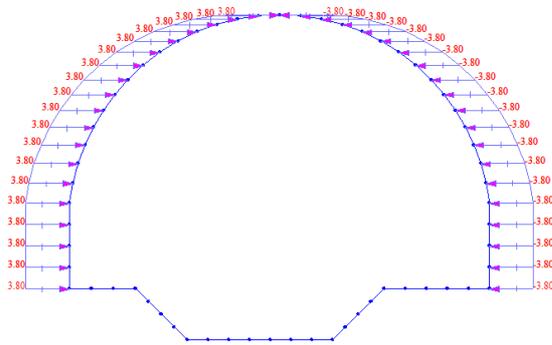
Carichi applicati:



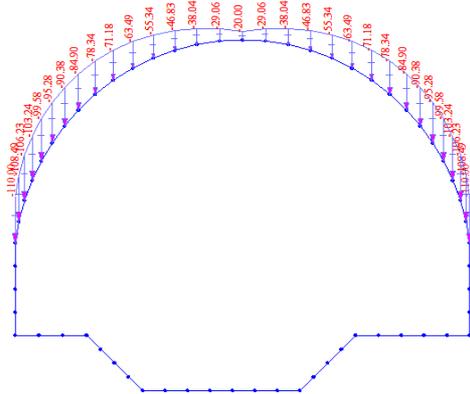
Pressioni laterali del terreno



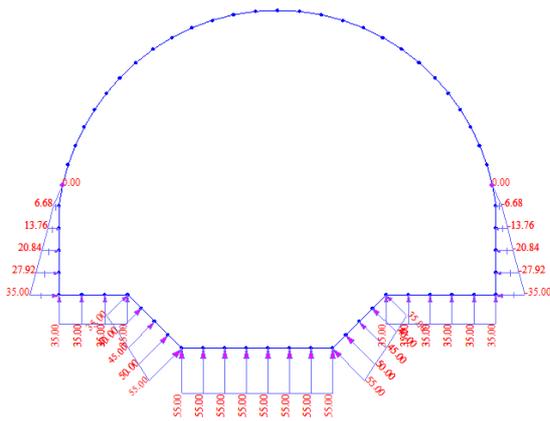
Sovraccarico in superficie



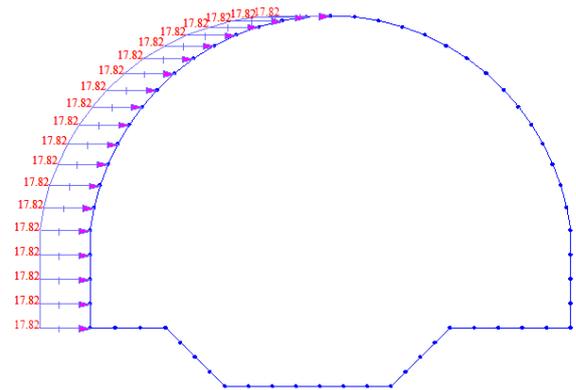
Spinta laterale ad opera del sovraccarico



Sovraccarico ritombamento



Pressioni idrostatiche della falda



Spinta sismica del terreno

#### 8.8.4 Verifiche agli stati limite ultimi

La verifica di resistenza allo Stato Limite Ultimo, come detto in precedenza, consiste nel verificare, per tutte le sezioni degli elementi strutturali, la disuguaglianza

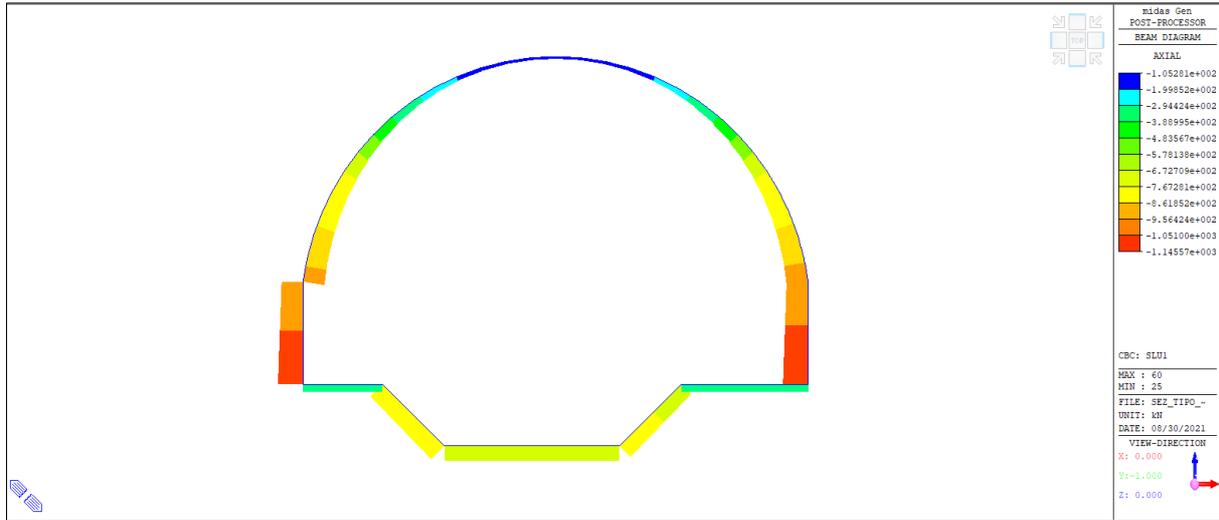
$$S_d \leq R_d$$

dove:

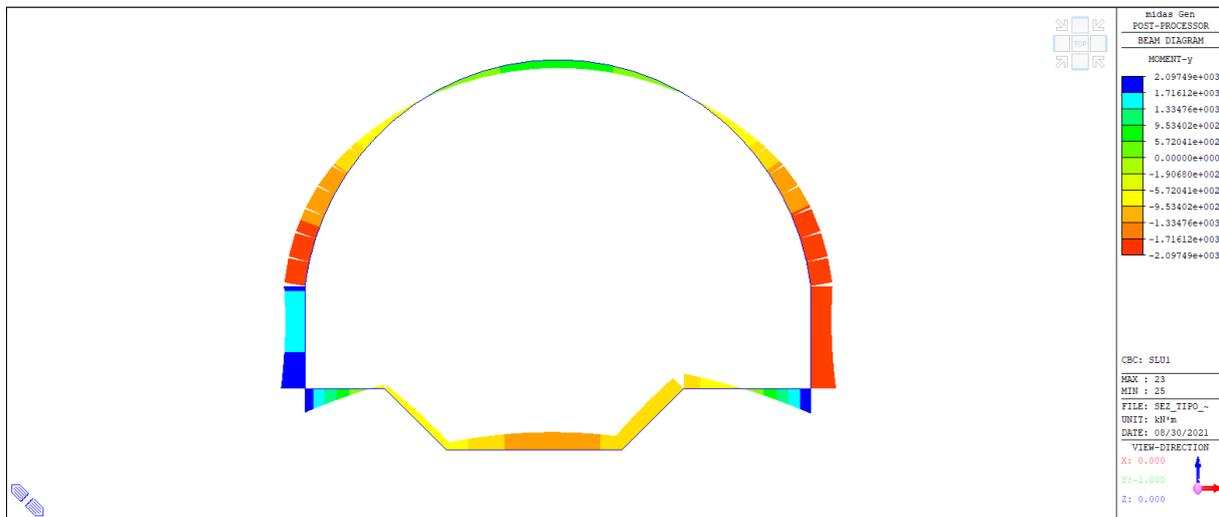
$S_d$  = Azione di progetto agente;

$R_d$  = Resistenza di calcolo dell'elemento.

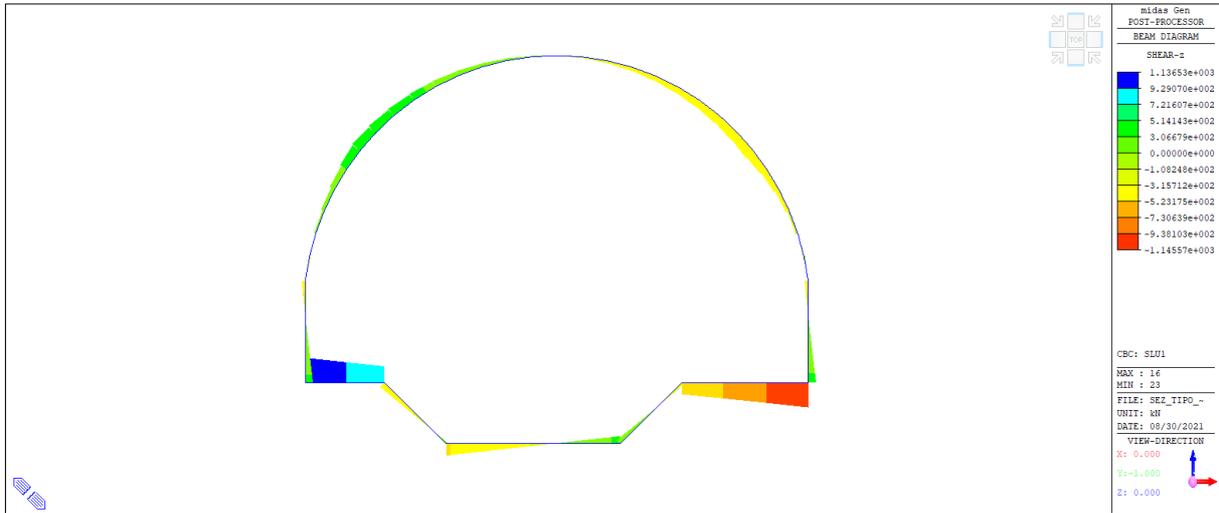
Nelle pagine che seguono si riportano le restituzioni grafiche delle caratteristiche di sollecitazione risultanti nella struttura per le predette combinazioni di carico.



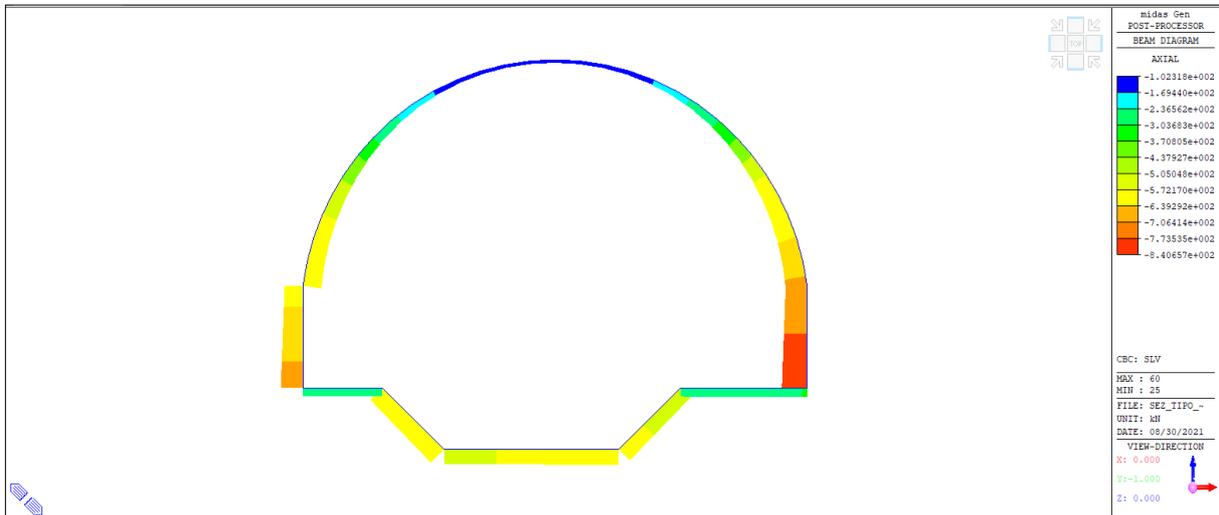
C.C.: SLU Statica – Forze Assiali



C.C.: SLU Statica – Momenti Flettenti



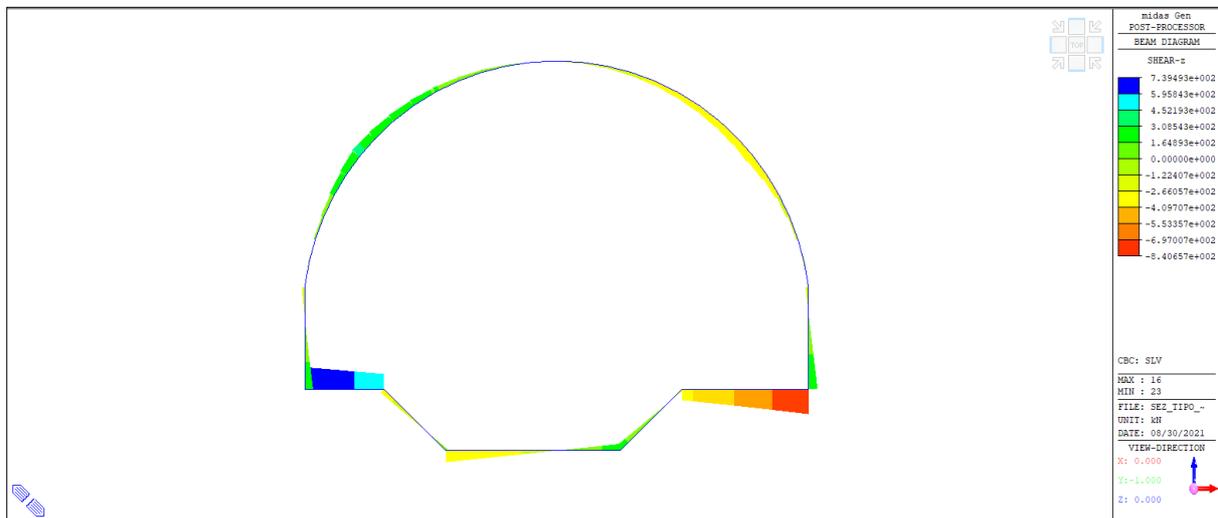
C.C.: SLU Statica – Forze di Taglio



C.C.: SLV Sismica – Forze Assiali



C.C.: SLV Sismica – Momenti flettenti



C.C.: SLV Sismica – Forze di Taglio

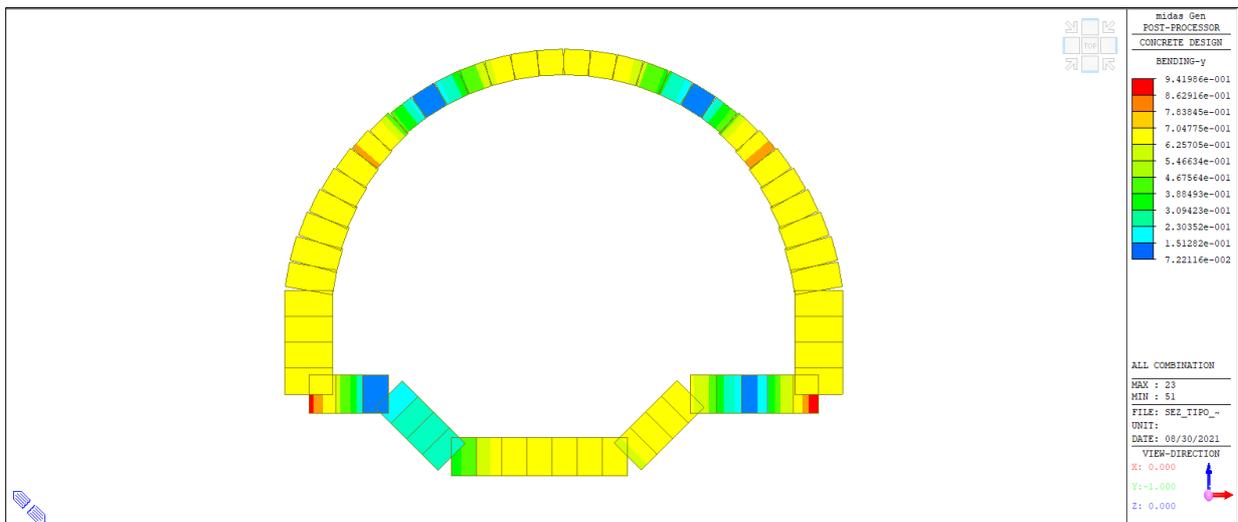
La verifica strutturale del rivestimento in c.a. viene effettuata sulla base delle massime caratteristiche di sollecitazione determinate tra tutte le combinazioni di carico esaminate. Stante la presente fase progettuale, per le sezioni in c.a. si sono assunte armature plausibili nel rispetto anche dei quantitativi minimi di norma.

Le verifiche di resistenza vengono effettuate calcolando il "tasso di sfruttamento a flessione", pari al rapporto tra il momento di calcolo agente " $M_{Ed}$ " e quello resistente " $M_{Rd}$ ", e il "tasso di sfruttamento a taglio" pari al rapporto tra il taglio agente " $V_{Ed}$ " e quello resistente " $V_{Rd}$ ", verificando quindi che tali rapporti siano sempre inferiori all'unità.

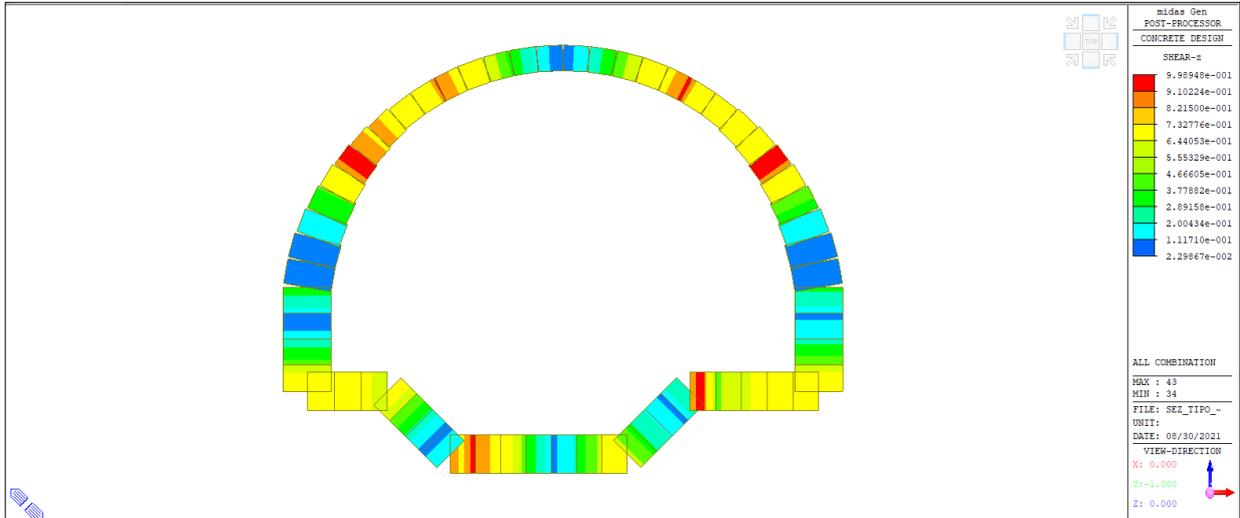
$$\text{Rat}_M = M_{Ed} / M_{Rd} < 1$$

$$\text{Rat}_V = V_{Ed} / V_{Rd} < 1$$

Il controllo del soddisfacimento delle verifiche in oggetto viene agevolato dalla possibilità di rappresentare graficamente i valori dei suddetti rapporti evidenziando quindi quelli che eventualmente dovessero superare il valore limite (v. figure seguenti).



Tasso di sfruttamento della resistenza a flessione:  $\text{Rat}_M = M_{Ed} / M_{Rd}$



Tasso di sfruttamento della resistenza a taglio:  $Rat_V = V_{Ed} / V_{Rd}$

Tutte le verifiche risultano soddisfatte

### 8.8.5 Verifiche agli stati limite di esercizio

Le verifiche nei confronti degli Stati Limite di Esercizio, riportate nel seguito, consistono nel verificare, per tutti gli SLE, la seguente condizione:

$$E_d \leq C_d \quad \text{ovvero} \quad E_d / C_d \leq 1$$

$E_d$  = effetto delle azioni di progetto per la combinazione di carico analizzata (tensione, deformazione, ecc.);

$C_d$  = corrispondente valore limite di calcolo consentito.

#### 8.8.5.1 Verifiche a fessurazione

##### Condizioni Ambientali:

Per la struttura in oggetto si prevede la seguente Classe di esposizione: XC2

Le condizioni ambientali, ai fini della protezione contro la corrosione delle armature metalliche, possono essere considerate come "ordinarie".

Tab. 4.1.III - Descrizione delle condizioni ambientali

Condizioni ambientali	Classe di esposizione
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Le armature adottate, essendo costituite da acciaio ordinario da c.a., sono da considerarsi, agli effetti della corrosione, "poco sensibili".

Con riferimento alle condizioni ambientali sopra riportate, la scelta degli stati limite a fessurazione viene effettuata secondo i criteri indicati dalla norma, riportati nella tabella seguente:

Tab. 4.1.IV - Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di Esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	$w_k$	Stato limite	$w_k$
A	Ordinarie	frequente	apertura fessure	$\leq w_2$	apertura fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
B	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$
C	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$

Combinazione frequente: S.L. di apertura fessure:  $w_d \leq w_3 = 0.4 \text{ mm}$

Combinazione q. permanente: S.L. di apertura fessure:  $w_d \leq w_2 = 0.3 \text{ mm}$

Il valore di calcolo di apertura delle fessure è determinato come (§ C4.1.14):

$$w_d = \varepsilon_{sm} \cdot \delta_{smax}$$

$\varepsilon_{sm}$  = deformazione media dell'acciaio;  
 $\delta_{smax}$  = distanza massima tra le fessure.

La deformazione unitaria media dell'armatura " $\varepsilon_{sm}$ " è data da (§ C4.1.6):

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}} (1 + \alpha_e \rho_{eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}$$

$\sigma_s$  = tensione nell'acciaio calcolata nella sezione fessurata;  
 $\alpha_e$  =  $E_s / E_{cm}$ ;  
 $\rho_{eff}$  =  $A_s / A_{c,eff}$ ;  
 $A_{c,eff}$  = area efficace di calcestruzzo teso attorno all'armatura;  
 $k_t$  = 0,4 per carichi di lunga durata.

La distanza massima tra le fessure " $\delta_{smax}$ " è data da (§ C4.1.7):

$$\Delta_{smax} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \frac{\phi}{\rho_{eff}}$$

$\phi$  = diametro barre;  
 $c$  = copriferro;  
 $k_1 = 0.8$  (barre ad aderenza migliorata);  
 $k_2 = 0.5$  (per stato tensionale di flessione o presso-flessione);  
 $k_3 = 3.4$ ;  
 $k_4 = 0.425$

### 8.8.5.2 Verifiche delle tensioni in esercizio

La verifica delle tensioni in esercizio nel calcestruzzo e nell'acciaio viene effettuata in riferimento alle tensioni risultanti nei materiali per le seguenti combinazioni di carico e rispettivi limiti tensionali:

Combinazione "caratteristica" (rara):  $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$  (=15 MPa) -  $\sigma_s < 0.80 f_{yk}$  (=360 MPa)

Combinazione "quasi permanente" :  $\sigma_c < 0.45 f_{ck}$  (=11.25 MPa)

Le tabelle riportate nel seguito riassumono i risultati delle predette verifiche per gli elementi strutturali maggiormente sollecitati.  
Tutte le verifiche sono soddisfatte.

### Platea di fondazione

Code : EC2:04.NTC2018 Unit : kN , m Primary Sorting Option

Sorted by  Member  Property Results  Strength  Serviceability

SECT  MEMB

MEMB	SECT	SE L	Section		fck	PO S	CHK	Stress Control								Crack Control				Deflection Control	
			Bc	Hc				Concrete				reinforcement								Def	Defa
			fyk	fyw	Top-s	Top-sa	Bot-s	Bot-sa	Top-s	Top-sa	Bot-s	Bot-sa	Top-w	Top-w	Bot-w	Bot-wa					
0			Platea		28000.0	I	OK	5178.72	12600.0	4360.01	16800.0	204570	360000	150176	360000	0.0003	0.0003	0.0000	0.0003		
1			1.000	1.200	450000	M	OK	5186.98	12600.0	2390.14	12600.0	204910	360000	27989.8	360000	0.0003	0.0003	0.0000	0.0003	0.0000	0.0031
0.8323			0.000	0.000	450000	J	OK	5186.98	12600.0	4313.17	12600.0	204910	360000	166419	360000	0.0003	0.0003	0.0002	0.0003		

### Piedritti

Code : EC2:04.NTC2018 Unit : kN , m Primary Sorting Option

Sorted by  Member  Property Results  Strength  Serviceability

SECT  MEMB

MEMB	SECT	SE L	Section		fck	PO S	CHK	Stress Control								Crack Control				Deflection Control	
			Bc	Hc				Concrete				reinforcement								Def	Defa
			fyk	fyw	Top-s	Top-sa	Bot-s	Bot-sa	Top-s	Top-sa	Bot-s	Bot-sa	Top-w	Top-w	Bot-w	Bot-wa					
0			Piedritti		28000.0	I	OK	4936.57	16800.0	4832.42	16800.0	190278	360000	187512	360000	0.0002	0.0004	0.0002	0.0004		
2			1.000	1.500	450000	M	OK	4956.49	16800.0	4730.75	16800.0	192356	360000	183388	360000	0.0003	0.0004	0.0000	0.0003	0.0000	0.0033
0.8125			0.000	0.000	450000	J	OK	4467.06	12600.0	4765.87	16800.0	196689	360000	183494	360000	0.0002	0.0003	0.0000	0.0003		
0			Cal 150		28000.0	I	OK	4981.22	16800.0	0.00000	0.00000	191787	360000	0.00000	0.00000	0.0002	0.0004	0.0000	0.0000		
4			1.000	1.500	450000	M	OK	4963.28	16800.0	0.00000	0.00000	191052	360000	0.00000	0.00000	0.0002	0.0004	0.0000	0.0000	0.0000	0.0031
0.7779			0.000	0.000	450000	J	OK	4981.22	16800.0	0.00000	0.00000	191787	360000	0.00000	0.00000	0.0002	0.0004	0.0000	0.0000		
0			Cal 140		28000.0	I	OK	4705.02	12600.0	0.00000	0.00000	204628	360000	0.00000	0.00000	0.0003	0.0003	0.0000	0.0000		
5			1.000	1.400	450000	M	OK	4657.37	12600.0	0.00000	0.00000	202647	360000	0.00000	0.00000	0.0003	0.0003	0.0000	0.0000	0.0000	0.0030
0.7584			0.000	0.000	450000	J	OK	4564.14	12600.0	0.00000	0.00000	198939	360000	0.00000	0.00000	0.0002	0.0003	0.0000	0.0000		
0			Cal 130		28000.0	I	OK	5105.66	12600.0	0.00000	0.00000	213551	360000	0.00000	0.00000	0.0003	0.0003	0.0000	0.0000		
6			1.000	1.300	450000	M	OK	5011.21	12600.0	0.00000	0.00000	209683	360000	0.00000	0.00000	0.0003	0.0003	0.0000	0.0000	0.0000	0.0030
0.7511			0.000	0.000	450000	J	OK	4964.96	12600.0	0.00000	0.00000	208137	360000	0.00000	0.00000	0.0003	0.0003	0.0000	0.0000		
0			Cal 120		28000.0	I	OK	5381.09	12600.0	0.00000	0.00000	215649	360000	0.00000	0.00000	0.0003	0.0003	0.0000	0.0000		
7			1.000	1.200	450000	M	OK	5215.62	12600.0	0.00000	0.00000	209111	360000	0.00000	0.00000	0.0003	0.0003	0.0000	0.0000	0.0000	0.0030
0.7456			0.000	0.000	450000	J	OK	5239.47	12600.0	0.00000	0.00000	210435	360000	0.00000	0.00000	0.0003	0.0003	0.0000	0.0000		

### Calotta

Code : EC2:04.NTC2018 Unit : kN , m Primary Sorting Option

Sorted by  Member  Property Results  Strength  Serviceability

SECT  MEMB

MEMB	SECT	SE L	Section		fck	PO S	CHK	Stress Control								Crack Control				Deflection Control	
			Bc	Hc				Concrete				reinforcement								Def	Defa
			fyk	fyw	Top-s	Top-sa	Bot-s	Bot-sa	Top-s	Top-sa	Bot-s	Bot-sa	Top-w	Top-w	Bot-w	Bot-wa					
0			Calotta		28000.0	I	OK	2174.54	12600.0	5294.45	12600.0	25134.0	360000	200004	360000	0.0000	0.0003	0.0002	0.0003		
3			1.000	0.800	450000	M	OK	1766.34	12600.0	5294.45	12600.0	20514.1	360000	200004	360000	0.0000	0.0003	0.0002	0.0003	0.0000	0.0032
0.8023			0.000	0.000	450000	J	OK	2029.69	12600.0	5292.38	12600.0	23633.4	360000	199942	360000	0.0000	0.0003	0.0002	0.0003		

### 8.8.6 Verifiche idrauliche per sollevamento

Per la galleria artificiale in oggetto si prevede l'impermeabilizzazione dell'intera sezione trasversale. Nel lungo termine la struttura sarà quindi soggetta alla sottospinta idraulica rivolta verso l'alto alla quale si oppongono il peso proprio della struttura stessa, quello del materiale di ritombamento presente sulla galleria e le eventuali resistenze di attrito e coesione all'interfaccia con le paratie laterali.

La verifica allo stato limite ultimo di sollevamento viene effettuata verificando il soddisfacimento della seguente relazione (§ 6.2.4.2):

$$V_{inst,d} \leq G_{stb,d} + R_d$$

dove:

$V_{inst,d}$  = valore di progetto dell'azione instabilizzante;

$G_{stb,d}$  = valore di progetto dell'azione stabilizzante;

$R_d$  = valore di progetto delle resistenze.

I valori di progetto delle predette azioni sono calcolati applicando i relativi coefficienti parziali indicati nella tabella seguente.

Tab. 6.2.III – Coefficienti parziali sulle azioni per le verifiche nei confronti di stati limite di sollevamento

	Effetto	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	Sollevamento (UPL)
Carichi permanenti $G_1$	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9
	Sfavorevole		1,1
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,8
	Sfavorevole		1,5
Azioni variabili $Q$	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	0,0
	Sfavorevole		1,5

#### Azione instabilizzante:

L'azione instabilizzante è quella relativa alla sottospinta idraulica.

Per la verifica in oggetto si assume un livello cautelativo della falda posto a una profondità di -7.00 m dal p.c. (circa 1 m superiore ai normali livelli di falda misurati).

La sottospinta presente al livello del piano fondazione, posto a -11.40 m dal p.c., è pertanto pari a:  $\sigma_w = 4.40 \text{ m} \cdot 10.00 \text{ kN/m}^3 = 44.00 \text{ kPa}$

Con riferimento alla intera sezione trasversale della galleria l'azione instabilizzante vale pertanto:

$$V_{inst} = 44.00 \text{ kPa} \cdot 17.40 \text{ m} = 765.60 \text{ kN/m}$$

$$V_{inst,d} = 1.1 \cdot V_{inst} = 842.16 \approx 850 \text{ kN/m}$$

**Azione stabilizzante:**

$$G_1 = \text{Peso rivestimento definitivo in c.a.} = 57.70 \text{ m}^2 \cdot 25.00 \text{ kN/m}^3 = 1442.50 \text{ kN/m}$$

$$G_2 = \text{Peso riempimento drenante e pavim.} = 18.80 \text{ m}^2 \cdot 20.00 \text{ kN/m}^3 = 376.00 \text{ kN/m}$$

$$G_3 = \text{Peso Marciapiedi} = 4.30 \text{ m}^2 \cdot 24.00 \text{ kN/m}^3 = 103.20 \text{ kN/m}$$

$$G_4 = \text{Peso Ritombamento} = 54.00 \text{ m}^2 \cdot 20.00 \text{ kN/m}^3 = 1080.00 \text{ kN/m}$$

$$G_{\text{stb}} = \Sigma (G_i) = 3001.70 \text{ kN/m}$$

$$G_{\text{stb,d}} = 0.90 \cdot G_{\text{stb}} = 2701.53 \approx 2700 \text{ kN/m}$$

**Resistenza di progetto:**

La resistenza in oggetto è quella offerta dall'attrito e dalla coesione presenti sulle pareti laterali della galleria al contatto con le paratie di pali.

Per la presenza dell'impermeabilizzazione all'interfaccia, cautelativamente tale eventuale resistenza non viene presa in conto.

risulta:  $G_{\text{stb,d}} > V_{\text{inst,d}} \rightarrow \text{ok}$

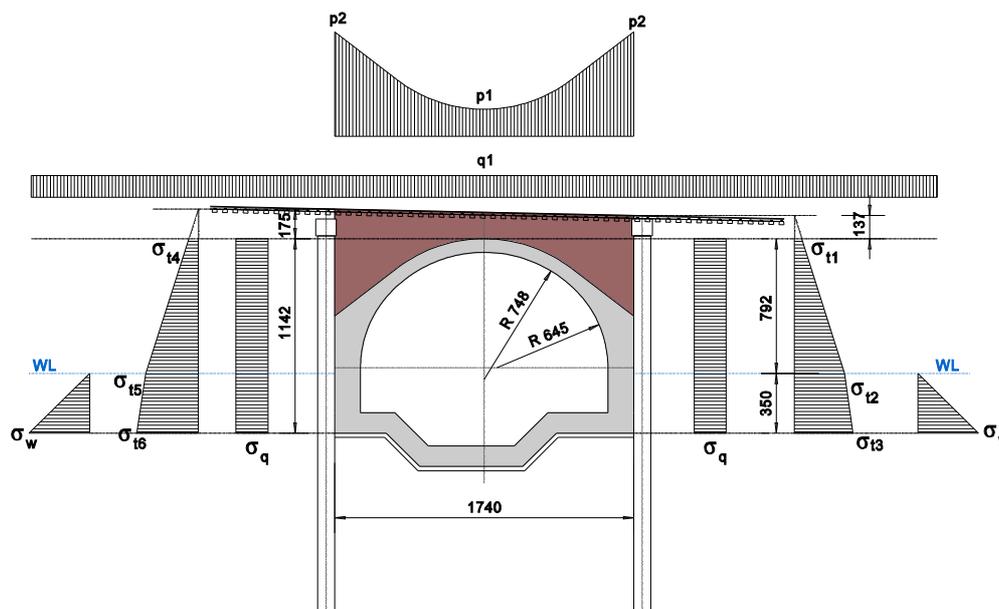
## 8.9 Sezione tipo 4

Sezione da progr. 0+468.43a progr. 0+492.00.

La sezione in oggetto è quella corrispondente al sottopassaggio della linea ferroviaria.

La galleria presenta le stesse caratteristiche geometriche della sezione precedente (sezione policentrica allargata).

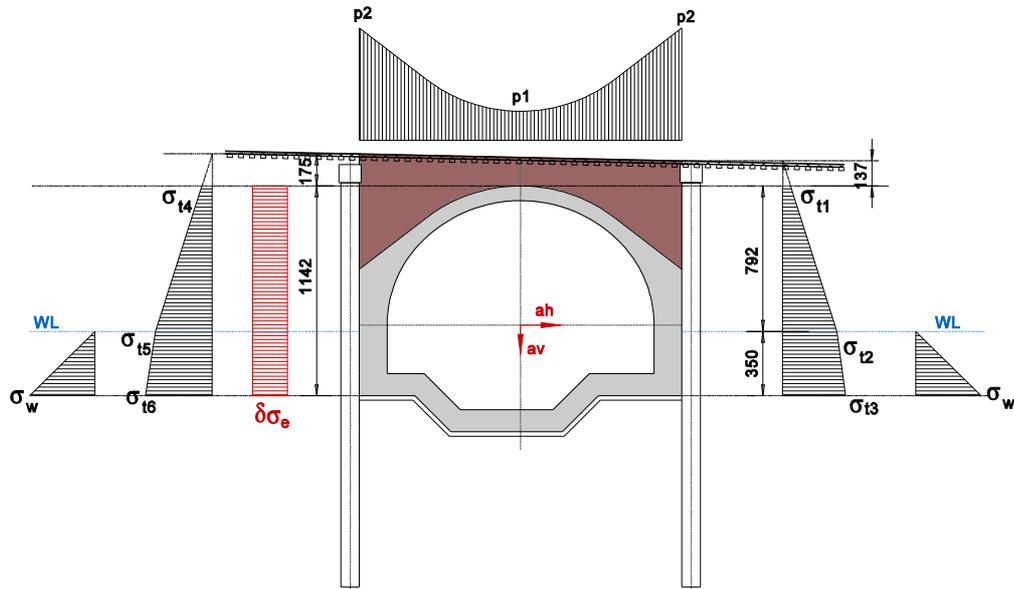
### 8.9.1 Schema di carico in condizioni statiche



$$\gamma = 20.0 \text{ kN/m}^3 \quad \phi' = 38^\circ \quad c' = 0.00 \text{ kPa} \quad k_o = 0.38$$

$q_1 =$		37.50 kPa
$\sigma_q =$	$37.50 \text{ kPa} \cdot 0.38$	14.25 kPa
$\sigma_{t1} =$	$(1.37 \text{ m} \cdot 20.00 \text{ kN/m}^3) \cdot 0.38$	10.41 kPa
$\sigma_{t2} =$	$(1.37 \text{ m} \cdot 20.00 \text{ kN/m}^3 + 7.92 \text{ m} \cdot 20.00 \text{ kN/m}^3) \cdot 0.38$	70.60 kPa
$\sigma_{t3} =$	$(1.37 \text{ m} \cdot 20.00 \text{ kN/m}^3 + 7.92 \text{ m} \cdot 20.00 \text{ kN/m}^3 + 3.50 \text{ m} \cdot 10.00 \text{ kN/m}^3) \cdot 0.38$	83.90 kPa
$\sigma_{t4} =$	$(1.75 \text{ m} \cdot 20.00 \text{ kN/m}^3) \cdot 0.38$	13.30 kPa
$\sigma_{t5} =$	$(1.75 \text{ m} \cdot 20.00 \text{ kN/m}^3 + 7.92 \text{ m} \cdot 20.00 \text{ kN/m}^3) \cdot 0.38$	73.49 kPa
$\sigma_{t6} =$	$(1.75 \text{ m} \cdot 20.00 \text{ kN/m}^3 + 7.92 \text{ m} \cdot 20.00 \text{ kN/m}^3 + 3.50 \text{ m} \cdot 10.00 \text{ kN/m}^3) \cdot 0.38$	86.79 kPa
$\sigma_w =$	$3.50 \text{ m} \cdot 10.00 \text{ kN/m}^3$	35.00 kPa
$p_1 =$	$(1.55 \text{ m} \cdot 20.00 \text{ kN/m}^3)$	31.00 kPa
$p_2 =$	$(6.30 \text{ m} \cdot 20.00 \text{ kN/m}^3)$	126.00 kPa

### 8.9.2 Schema di carico in condizioni sismiche



$$a_h = a_g/g \cdot S_s \cdot S_t = 0.080$$

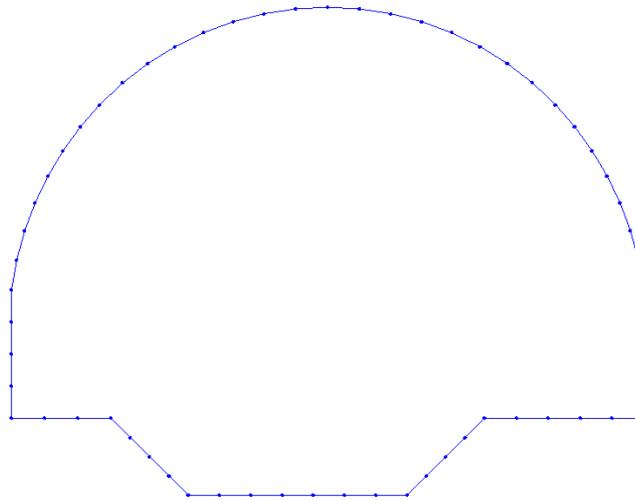
$$a_v = \pm 1/2 k_h = \pm 0.040$$

$$\Delta P_d = a_h \cdot \gamma \cdot H^2$$

$$\delta \sigma_e = \Delta P_d / H = a_h \cdot \gamma \cdot H$$

$q_1 =$		0.00 kPa
$\sigma_q =$	$37.50 \text{ kPa} \cdot 0.38$	0.00 kPa
$\sigma_{t1} =$	$(1.37 \text{ m} \cdot 20.00 \text{ kN/m}^3) \cdot 0.38$	10.41 kPa
$\sigma_{t2} =$	$(1.37 \text{ m} \cdot 20.00 \text{ kN/m}^3 + 7.92 \text{ m} \cdot 20.00 \text{ kN/m}^3) \cdot 0.38$	70.60 kPa
$\sigma_{t3} =$	$(1.37 \text{ m} \cdot 20.00 \text{ kN/m}^3 + 7.92 \text{ m} \cdot 20.00 \text{ kN/m}^3 + 3.50 \text{ m} \cdot 10.00 \text{ kN/m}^3) \cdot 0.38$	83.90 kPa
$\sigma_{t4} =$	$(1.75 \text{ m} \cdot 20.00 \text{ kN/m}^3) \cdot 0.38$	13.30 kPa
$\sigma_{t5} =$	$(1.75 \text{ m} \cdot 20.00 \text{ kN/m}^3 + 7.92 \text{ m} \cdot 20.00 \text{ kN/m}^3) \cdot 0.38$	73.49 kPa
$\sigma_{t6} =$	$(1.75 \text{ m} \cdot 20.00 \text{ kN/m}^3 + 7.92 \text{ m} \cdot 20.00 \text{ kN/m}^3 + 3.50 \text{ m} \cdot 10.00 \text{ kN/m}^3) \cdot 0.38$	86.79 kPa
$\sigma_w =$	$3.50 \text{ m} \cdot 10.00 \text{ kN/m}^3$	35.00 kPa
$p_1 =$	$(1.55 \text{ m} \cdot 20.00 \text{ kN/m}^3)$	31.00 kPa
$p_2 =$	$(6.30 \text{ m} \cdot 20.00 \text{ kN/m}^3)$	126.00 kPa
$\delta \sigma_e =$	$0.080 \cdot 20.00 \text{ kN/m}^3 \cdot 11.42 \text{ m}$	18.27 kPa

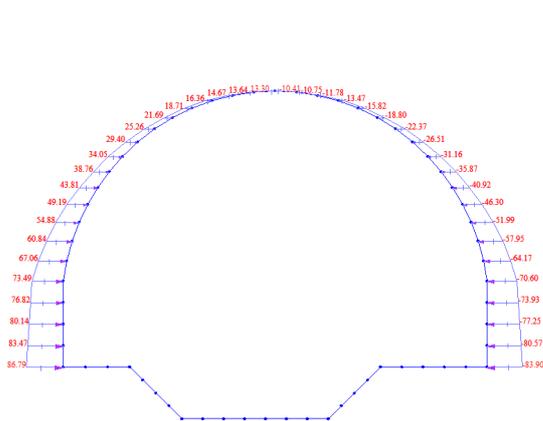
### 8.9.3 Modello di calcolo



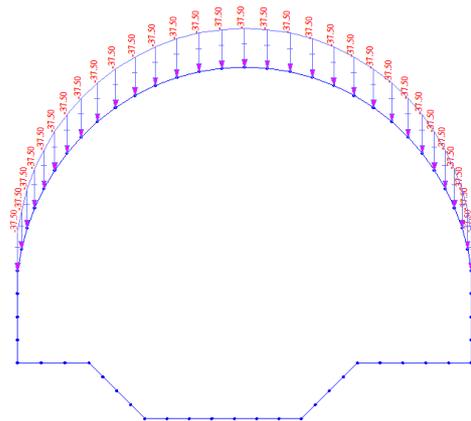
Costante di Winkler di interazione con il terreno:

	Terreno	Modulo	B (m)	$k_w$
Pareti laterali	detriti	80 MPa	7.00	11.400 kN/m <sup>3</sup>
Platea di fondazione	substrato	5000 MPa	17.40	280.000 kN/m <sup>3</sup>

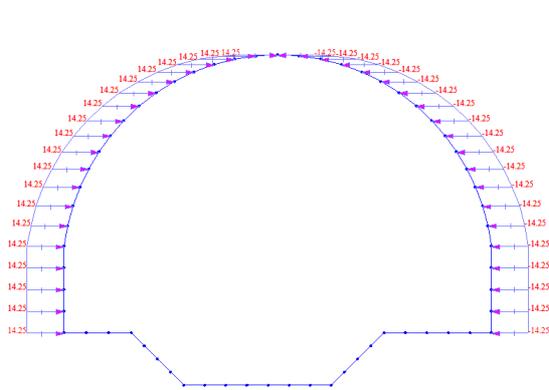
Carichi applicati:



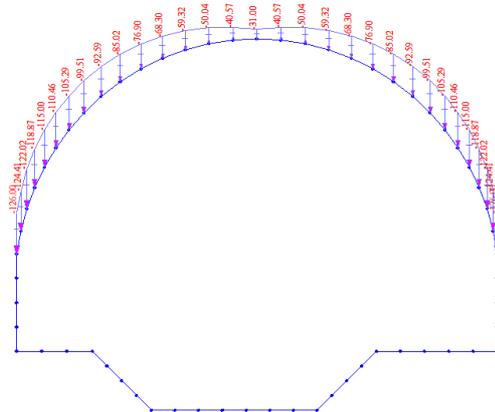
Pressioni laterali del terreno



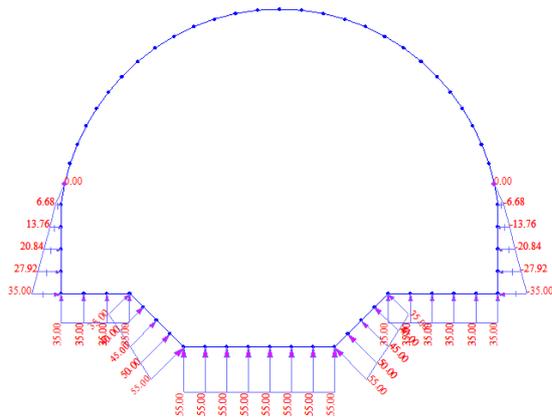
Sovraccarico in superficie



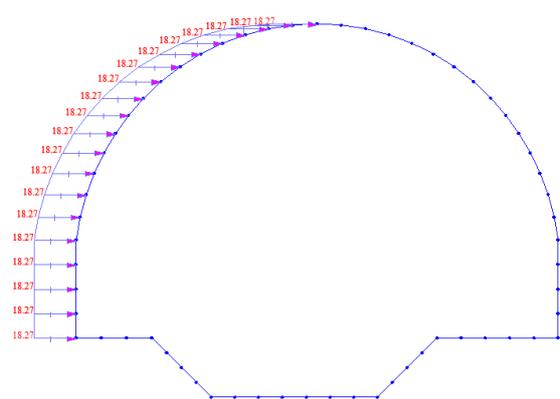
Spinta laterale ad opera del sovraccarico



Sovraccarico ritombamento



Pressioni idrostatiche della falda



Spinta sismica del terreno

#### 8.9.4 Verifiche agli stati limite ultimi

La verifica di resistenza allo Stato Limite Ultimo, come detto in precedenza, consiste nel verificare, per tutte le sezioni degli elementi strutturali, la disuguaglianza

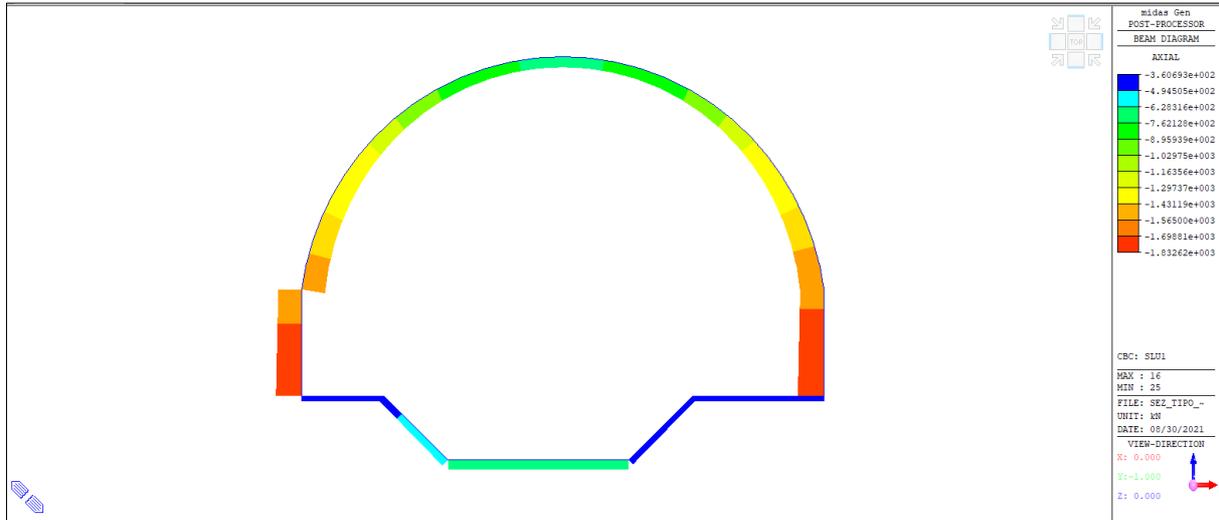
$$S_d \leq R_d$$

dove:

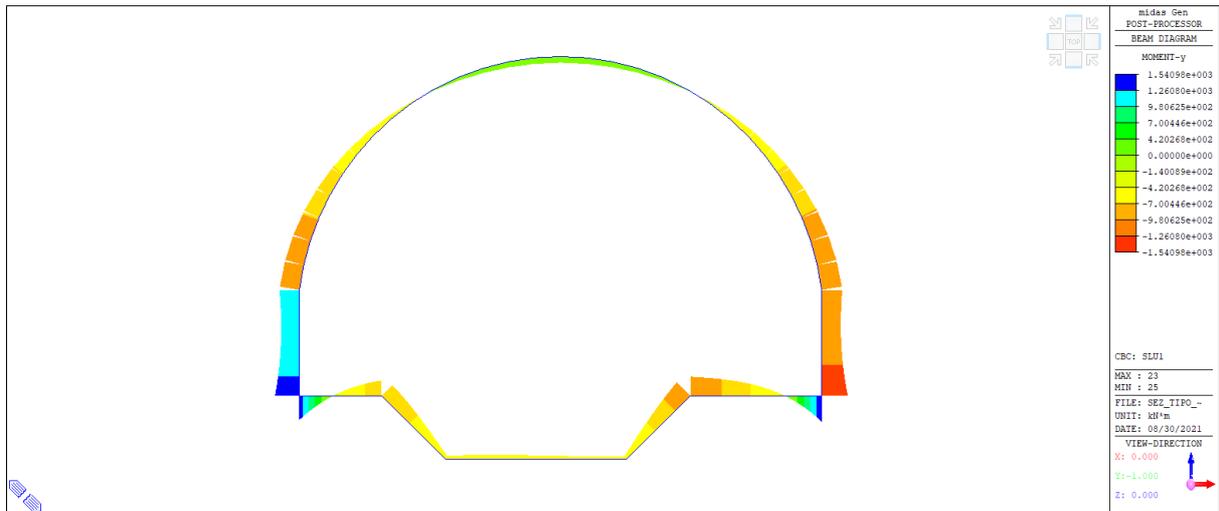
$S_d$  = Azione di progetto agente;

$R_d$  = Resistenza di calcolo dell'elemento.

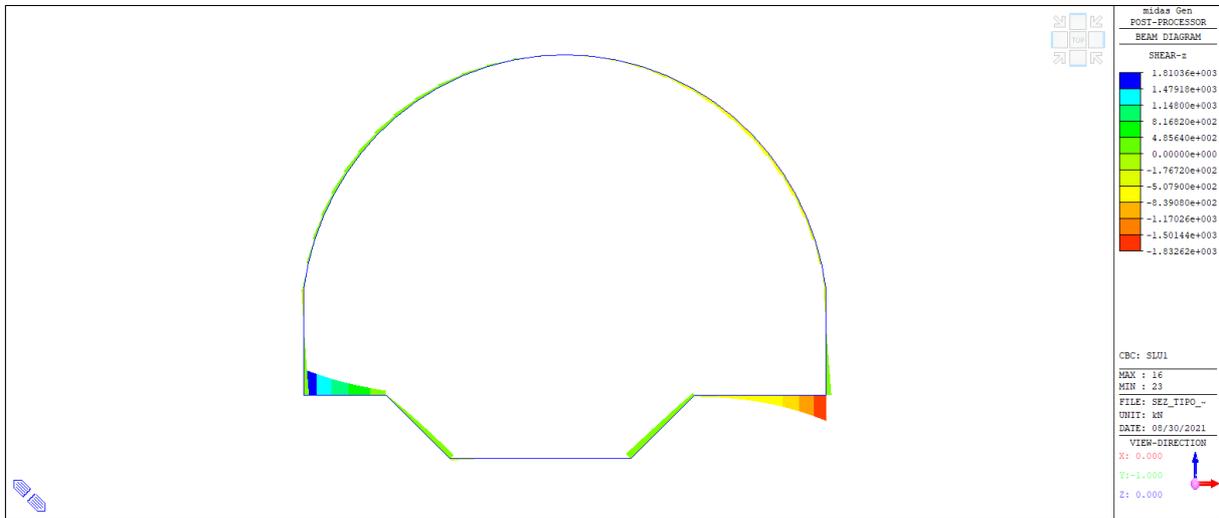
Nelle pagine che seguono si riportano le restituzioni grafiche delle caratteristiche di sollecitazione risultanti nella struttura per le predette combinazioni di carico.



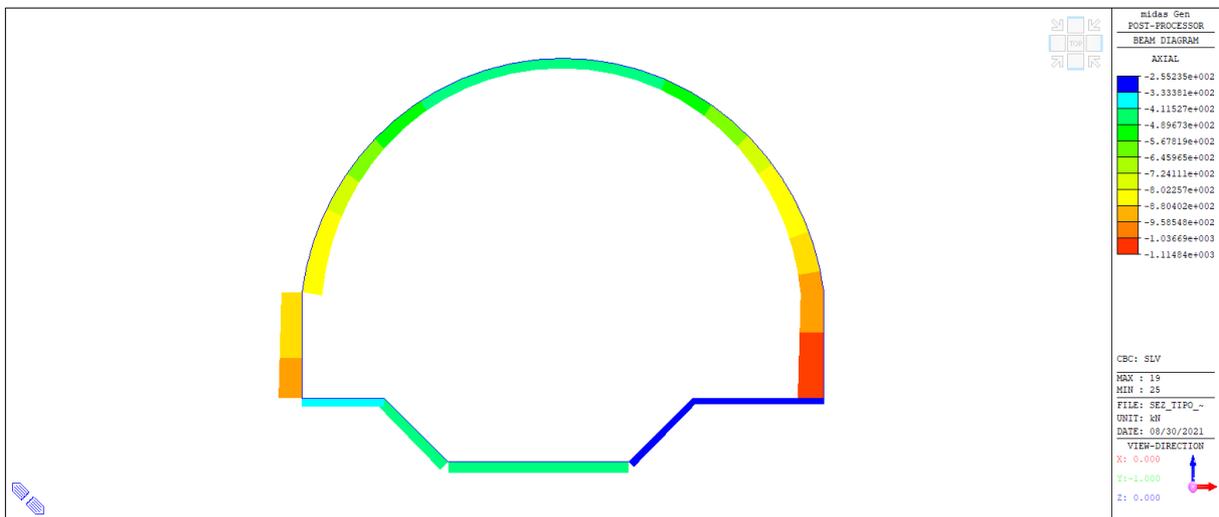
C.C.: SLU Statica – Forze Assiali



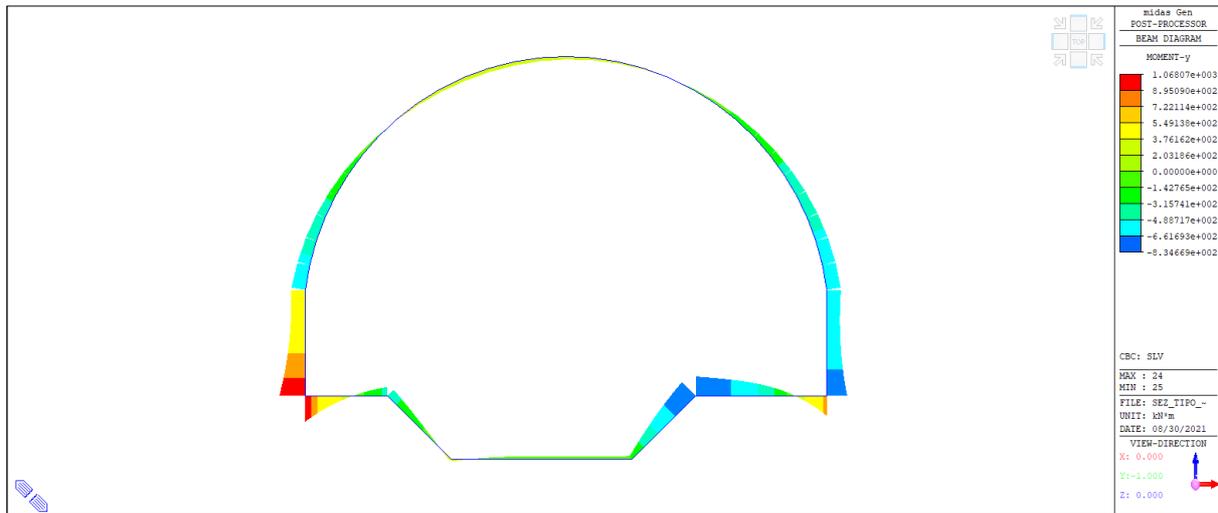
C.C.: SLU Statica – Momenti Flettenti



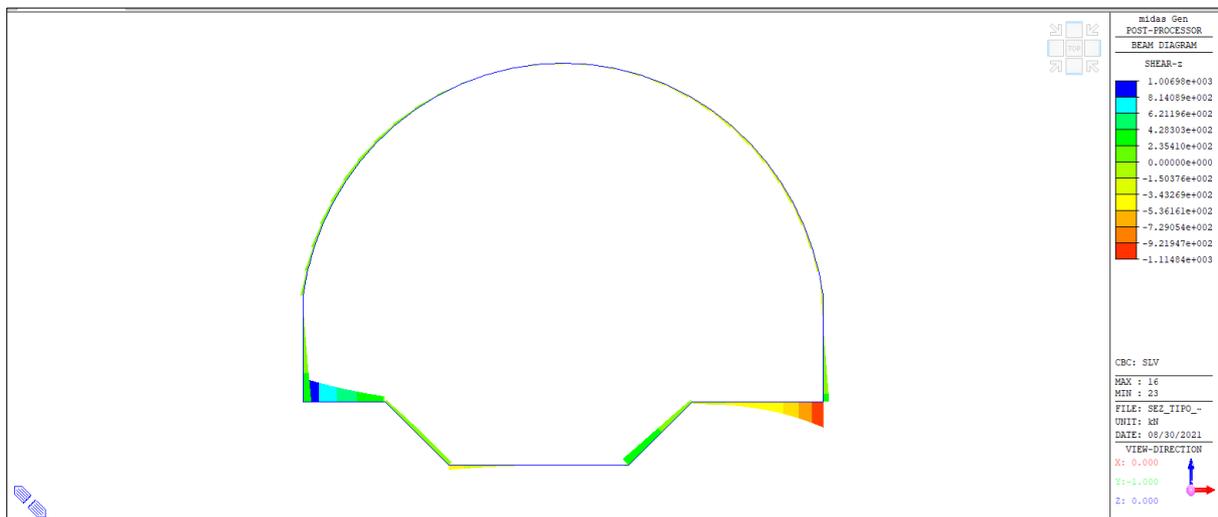
C.C.: SLU Statica – Forze di Taglio



C.C.: SLV Sismica – Forze Assiali



C.C.: SLV Sismica – Momenti flettenti



C.C.: SLV Sismica – Forze di Taglio

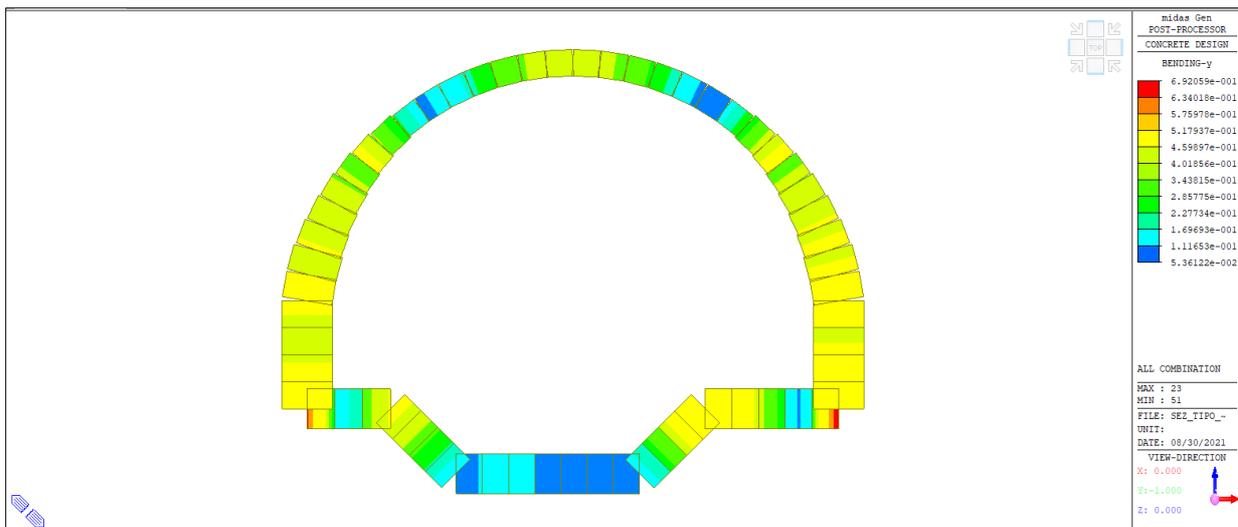
La verifica strutturale del rivestimento in c.a. viene effettuata sulla base delle massime caratteristiche di sollecitazione determinate tra tutte le combinazioni di carico esaminate. Stante la presente fase progettuale, per le sezioni in c.a. si sono assunte armature plausibili nel rispetto anche dei quantitativi minimi di norma.

Le verifiche di resistenza vengono effettuate calcolando il "tasso di sfruttamento a flessione", pari al rapporto tra il momento di calcolo agente " $M_{Ed}$ " e quello resistente " $M_{Rd}$ ", e il "tasso di sfruttamento a taglio" pari al rapporto tra il taglio agente " $V_{Ed}$ " e quello resistente " $V_{Rd}$ ", verificando quindi che tali rapporti siano sempre inferiori all'unità.

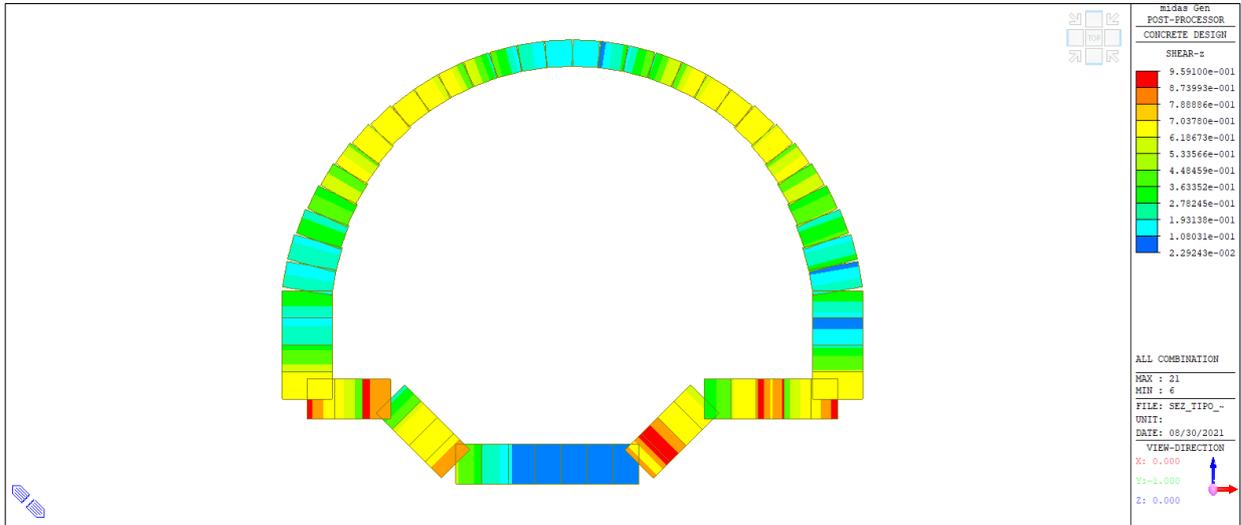
$$\text{Rat}_M = M_{Ed} / M_{Rd} < 1$$

$$\text{Rat}_V = V_{Ed} / V_{Rd} < 1$$

Il controllo del soddisfacimento delle verifiche in oggetto viene agevolato dalla possibilità di rappresentare graficamente i valori dei suddetti rapporti evidenziando quindi quelli che eventualmente dovessero superare il valore limite (v. figure seguenti).



Tasso di sfruttamento della resistenza a flessione:  $\text{Rat}_M = M_{Ed} / M_{Rd}$



Tasso di sfruttamento della resistenza a taglio:  $Rat_V = V_{Ed} / V_{Rd}$

Tutte le verifiche risultano soddisfatte

### 8.9.5 Verifiche agli stati limite di esercizio

Le verifiche nei confronti degli Stati Limite di Esercizio, riportate nel seguito, consistono nel verificare, per tutti gli SLE, la seguente condizione:

$$E_d \leq C_d \quad \text{ovvero} \quad E_d / C_d \leq 1$$

$E_d$  = effetto delle azioni di progetto per la combinazione di carico analizzata (tensione, deformazione, ecc.);

$C_d$  = corrispondente valore limite di calcolo consentito.

#### 8.9.5.1 Verifiche a fessurazione

##### Condizioni Ambientali:

Per la struttura in oggetto si prevede la seguente Classe di esposizione: XC2

Le condizioni ambientali, ai fini della protezione contro la corrosione delle armature metalliche, possono essere considerate come "ordinarie".

Tab. 4.1.III - Descrizione delle condizioni ambientali

Condizioni ambientali	Classe di esposizione
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Le armature adottate, essendo costituite da acciaio ordinario da c.a., sono da considerarsi, agli effetti della corrosione, "poco sensibili".

Con riferimento alle condizioni ambientali sopra riportate, la scelta degli stati limite a fessurazione viene effettuata secondo i criteri indicati dalla norma, riportati nella tabella seguente:

Tab. 4.1.IV - Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di Esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	$w_k$	Stato limite	$w_k$
A	Ordinarie	frequente	apertura fessure	$\leq w_2$	apertura fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
B	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$
C	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$

Combinazione frequente: S.L. di apertura fessure:  $w_d \leq w_3 = 0.4 \text{ mm}$

Combinazione q. permanente: S.L. di apertura fessure:  $w_d \leq w_2 = 0.3 \text{ mm}$

Il valore di calcolo di apertura delle fessure è determinato come (§ C4.1.14):

$$w_d = \varepsilon_{sm} \cdot \delta_{smax}$$

$\varepsilon_{sm}$  = deformazione media dell'acciaio;

$\delta_{smax}$  = distanza massima tra le fessure.

La deformazione unitaria media dell'armatura " $\varepsilon_{sm}$ " è data da (§ C4.1.6):

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}} (1 + \alpha_e \rho_{eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}$$

$\sigma_s$  = tensione nell'acciaio calcolata nella sezione fessurata;

$\alpha_e$  =  $E_s / E_{cm}$ ;

$\rho_{eff}$  =  $A_s / A_{c,eff}$ ;

$A_{c,eff}$  = area efficace di calcestruzzo teso attorno all'armatura;

$k_t$  = 0,4 per carichi di lunga durata.

La distanza massima tra le fessure " $\delta_{smax}$ " è data da (§ C4.1.7):

$$\Delta_{smax} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \frac{\phi}{\rho_{eff}}$$

$\phi$  = diametro barre;

$c$  = copriferro;

$k_1$  = 0.8 (barre ad aderenza migliorata);

$k_2$  = 0.5 (per stato tensionale di flessione o presso-flessione);

$k_3$  = 3.4;

$k_4$  = 0.425

### 8.9.5.2 Verifiche delle tensioni in esercizio

La verifica delle tensioni in esercizio nel calcestruzzo e nell'acciaio viene effettuata in riferimento alle tensioni risultanti nei materiali per le seguenti combinazioni di carico e rispettivi limiti tensionali:

Combinazione "caratteristica" (rara):  $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$  (=15 MPa) -  $\sigma_s < 0.80 f_{yk}$  (=360 MPa)

Combinazione "quasi permanente" :  $\sigma_c < 0.45 f_{ck}$  (=11.25 MPa)

Le tabelle riportate nel seguito riassumono i risultati delle predette verifiche per gli elementi strutturali maggiormente sollecitati.  
Tutte le verifiche sono soddisfatte.

### Platea di fondazione

Code : EC2:04,NTC2018 Unit : kN , m Primary Sorting Option

Sorted by  Member  Property Results  Strength  Serviceability

MEMB	SECT	SE L	Section		fck	PO S	CHK	Stress Control								Crack Control				Deflection Control	
			Bc	Hc				Concrete				reinforcement								Def	Defa
			bf	hf	fyk	fyw	Top-s	Top-sa	Bot-s	Bot-sa	Top-s	Top-sa	Bot-s	Bot-sa	Top-w	Top-w	Bot-w	Bot-wa			
0			Platea		28000.0	I	OK	4659.34	16800.0	586.041	12600.0	152759	360000	6334.16	360000	0.0000	0.0003	0.0000	0.0003		
1			1.000	1.200	450000	M	OK	4561.29	16800.0	396.732	12600.0	149209	360000	4288.03	360000	0.0000	0.0003	0.0000	0.0003	0.0000	0.0032
0.8323			0.000	0.000	450000	J	OK	4659.34	16800.0	835.035	12600.0	152759	360000	9501.09	360000	0.0000	0.0003	0.0000	0.0003		

### Piedritti

Code : EC2:04,NTC2018 Unit : kN , m Primary Sorting Option

Sorted by  Member  Property Results  Strength  Serviceability

MEMB	SECT	SE L	Section		fck	PO S	CHK	Stress Control								Crack Control				Deflection Control	
			Bc	Hc				Concrete				reinforcement								Def	Defa
			bf	hf	fyk	fyw	Top-s	Top-sa	Bot-s	Bot-sa	Top-s	Top-sa	Bot-s	Bot-sa	Top-w	Top-w	Bot-w	Bot-wa			
0			Piedritti		28000.0	I	OK	1765.05	12600.0	1963.63	12600.0	24648.1	360000	26452.2	360000	0.0000	0.0003	0.0000	0.0003		
2			1.000	1.500	450000	M	OK	1969.92	12600.0	1849.98	12600.0	26962.1	360000	25175.2	360000	0.0000	0.0003	0.0000	0.0003	0.0000	0.0033
0.8125			0.000	0.000	450000	J	OK	2089.03	12600.0	1655.67	12600.0	28329.8	360000	23035.9	360000	0.0000	0.0003	0.0000	0.0003		
0			Cal 150		28000.0	I	OK	2017.10	16800.0	0.00000	0.00000	22435.9	360000	0.00000	0.00000	0.0000	0.0003	0.0000	0.0000		
4			1.000	1.500	450000	M	OK	1983.27	16800.0	0.00000	0.00000	22059.7	360000	0.00000	0.00000	0.0000	0.0003	0.0000	0.0000	0.0000	0.0031
0.7779			0.000	0.000	450000	J	OK	1948.30	16800.0	0.00000	0.00000	21670.6	360000	0.00000	0.00000	0.0000	0.0003	0.0000	0.0000		
0			Cal 140		28000.0	I	OK	2059.45	16800.0	0.00000	0.00000	22722.0	360000	0.00000	0.00000	0.0000	0.0003	0.0000	0.0000		
5			1.000	1.400	450000	M	OK	1997.22	16800.0	0.00000	0.00000	22035.4	360000	0.00000	0.00000	0.0000	0.0003	0.0000	0.0000	0.0000	0.0030
0.7584			0.000	0.000	450000	J	OK	2014.49	16800.0	0.00000	0.00000	22225.9	360000	0.00000	0.00000	0.0000	0.0003	0.0000	0.0000		
0			Cal 130		28000.0	I	OK	2144.71	16800.0	0.00000	0.00000	23440.2	360000	0.00000	0.00000	0.0000	0.0003	0.0000	0.0000		
6			1.000	1.300	450000	M	OK	2062.73	16800.0	0.00000	0.00000	22544.3	360000	0.00000	0.00000	0.0000	0.0003	0.0000	0.0000	0.0000	0.0030
0.7511			0.000	0.000	450000	J	OK	2104.80	16800.0	0.00000	0.00000	23004.1	360000	0.00000	0.00000	0.0000	0.0003	0.0000	0.0000		
0			Cal 120		28000.0	I	OK	2183.13	16800.0	0.00000	0.00000	23596.1	360000	0.00000	0.00000	0.0000	0.0003	0.0000	0.0000		
7			1.000	1.200	450000	M	OK	2078.61	16800.0	0.00000	0.00000	22466.4	360000	0.00000	0.00000	0.0000	0.0003	0.0000	0.0000	0.0000	0.0030
0.7456			0.000	0.000	450000	J	OK	2144.00	16800.0	0.00000	0.00000	23173.2	360000	0.00000	0.00000	0.0000	0.0003	0.0000	0.0000		

### Calotta

Code : EC2:04,NTC2018 Unit : kN , m Primary Sorting Option

Sorted by  Member  Property Results  Strength  Serviceability

MEMB	SECT	SE L	Section		fck	PO S	CHK	Stress Control								Crack Control				Deflection Control	
			Bc	Hc				Concrete				reinforcement								Def	Defa
			bf	hf	fyk	fyw	Top-s	Top-sa	Bot-s	Bot-sa	Top-s	Top-sa	Bot-s	Bot-sa	Top-w	Top-w	Bot-w	Bot-wa			
0			Calotta		28000.0	I	OK	1493.99	16800.0	2100.87	16800.0	14973.1	360000	21055.3	360000	0.0000	0.0003	0.0000	0.0003		
3			1.000	0.800	450000	M	OK	1214.48	16800.0	2105.88	16800.0	12171.8	360000	21105.5	360000	0.0000	0.0004	0.0000	0.0003	0.0000	0.0032
0.8023			0.000	0.000	450000	J	OK	1363.63	16800.0	2094.21	16800.0	13666.6	360000	20988.6	360000	0.0000	0.0004	0.0000	0.0003		

### 8.9.6 Verifiche idrauliche per sollevamento

Per la galleria artificiale in oggetto si prevede l'impermeabilizzazione dell'intera sezione trasversale. Nel lungo termine la struttura sarà quindi soggetta alla sottospinta idraulica rivolta verso l'alto alla quale si oppongono il peso proprio della struttura stessa, quello del materiale di ritombamento presente sulla galleria e le eventuali resistenze di attrito e coesione all'interfaccia con le paratie laterali.

La verifica allo stato limite ultimo di sollevamento viene effettuata verificando il soddisfacimento della seguente relazione (§ 6.2.4.2):

$$V_{inst,d} \leq G_{stb,d} + R_d$$

dove:

$V_{inst,d}$  = valore di progetto dell'azione instabilizzante;

$G_{stb,d}$  = valore di progetto dell'azione stabilizzante;

$R_d$  = valore di progetto delle resistenze.

I valori di progetto delle predette azioni sono calcolati applicando i relativi coefficienti parziali indicati nella tabella seguente.

Tab. 6.2.III – Coefficienti parziali sulle azioni per le verifiche nei confronti di stati limite di sollevamento

	Effetto	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	Sollevamento (UPL)
Carichi permanenti $G_1$	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9
	Sfavorevole		1,1
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,8
	Sfavorevole		1,5
Azioni variabili $Q$	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	0,0
	Sfavorevole		1,5

#### Azione instabilizzante:

L'azione instabilizzante è quella relativa alla sottospinta idraulica.

Per la verifica in oggetto si assume un livello cautelativo della falda posto a una profondità di -7.00 m dal p.c. (circa 1 m superiore ai normali livelli di falda misurati).

La sottospinta presente al livello del piano fondazione, posto a -11.40 m dal p.c., è pertanto pari a:  $\sigma_w = 4.40 \text{ m} \cdot 10.00 \text{ kN/m}^3 = 44.00 \text{ kPa}$

Con riferimento alla intera sezione trasversale della galleria l'azione instabilizzante vale pertanto:

$$V_{inst} = 44.00 \text{ kPa} \cdot 17.40 \text{ m} = 765.60 \text{ kN/m}$$

$$V_{inst,d} = 1.1 \cdot V_{inst} = 842.16 \approx 850 \text{ kN/m}$$

**Azione stabilizzante:**

$$G_1 = \text{Peso rivestimento definitivo in c.a.} = 57.70 \text{ m}^2 \cdot 25.00 \text{ kN/m}^3 = 1442.50 \text{ kN/m}$$

$$G_2 = \text{Peso riempimento drenante e pavim.} = 18.80 \text{ m}^2 \cdot 20.00 \text{ kN/m}^3 = 376.00 \text{ kN/m}$$

$$G_3 = \text{Peso Marciapiedi} = 4.30 \text{ m}^2 \cdot 24.00 \text{ kN/m}^3 = 103.20 \text{ kN/m}$$

$$G_4 = \text{Peso Ritombamento} = 54.00 \text{ m}^2 \cdot 20.00 \text{ kN/m}^3 = 1080.00 \text{ kN/m}$$

$$G_{\text{stb}} = \Sigma (G_i) = 3001.70 \text{ kN/m}$$

$$G_{\text{stb,d}} = 0.90 \cdot G_{\text{stb}} = 2701.53 \approx 2700 \text{ kN/m}$$

**Resistenza di progetto:**

La resistenza in oggetto è quella offerta dall'attrito e dalla coesione presenti sulle pareti laterali della galleria al contatto con le paratie di pali.

Per la presenza dell'impermeabilizzazione all'interfaccia, cautelativamente tale eventuale resistenza non viene presa in conto.

risulta:  $G_{\text{stb,d}} > V_{\text{inst,d}} \rightarrow \text{ok}$

## 9. Conclusioni

La presente relazione è stata redatta nell'ambito del progetto dei "Lavori di Ammodernamento della SS. 42 del Tonale e della Mendola. Variante est di Edolo – LOTTO II".

Si sono in particolare riportate le principali analisi di calcolo e verifiche geotecniche e strutturali relative alla tratta di Galleria Artificiale SUD.

Tutte le verifiche effettuate, riportate e non nella presente relazione, sono risultate positive ai sensi del D.M. 17/01/2018 "Aggiornamento delle «Norme Tecniche per le Costruzioni»".

**PARATIE** plus™



## Descrizione della Stratigrafia e degli Strati di Terreno

Tipo : HORIZONTAL

Quota : 0 m

OCR : 1

Tipo : HORIZONTAL

Quota : -12 m

OCR : 1

Strato di Terreno	Terreno	$\gamma$ dry	$\gamma$ sat	$\phi'$	$\phi$	$c_v$	$\phi_p$	$c'$	$S_u$	Modulo Elastico	$E_u$	$E_{vc}$	$E_{ur}$	Ah	Av	exp Pa	Rur/Rvc	Rvc	Ku	Kvc	Kur	
		$kN/m^3$	$kN/m^3$	$^\circ$	$^\circ$	$^\circ$	$^\circ$	kPa	kPa			kPa	kPa			kPa	kPa	kPa	$kN/m^3$	$kN/m^3$	$kN/m^3$	
1	C	20	20	38				0		Constant	80000	128000										
2	D	27	27	56				190		Constant	90000	144000										

## Descrizione Pareti

X : -8.15 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -23 m

Muro di sinistra

Armatura Lunghezza segmenti : 1 m

Rinforzo longitudinale 1

Lunghezza : 23 m

Materiale : B450C

Quota iniziale : 0 m

Barre 1

Numero di barre : 22

Diametro : 0.022 m

Distanza dal bordo : 0.105 m

Staffe 1

Numero di staffe : 2

Copertura : 0.075 m

Diametro : 0.014 m

Lunghezza : 23 m

Quota iniziale : 0 m

Passo : 0.2 m

Sezione : Tangent

Area equivalente : 0.713998330361317 m

Inerzia equivalente : 0.0446 m<sup>4</sup>/m

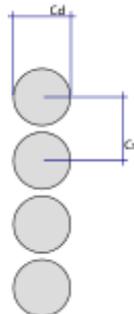
Materiale calcestruzzo : C25/30

Tipo sezione : Tangent

Spaziatura : 1.1 m

Diametro : 1 m

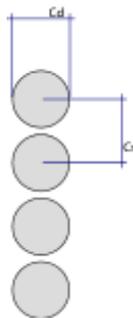
Efficacia : 1



X : 8.15 m  
Quota in alto : 0 m  
Quota di fondo : -23 m  
Muro di destra

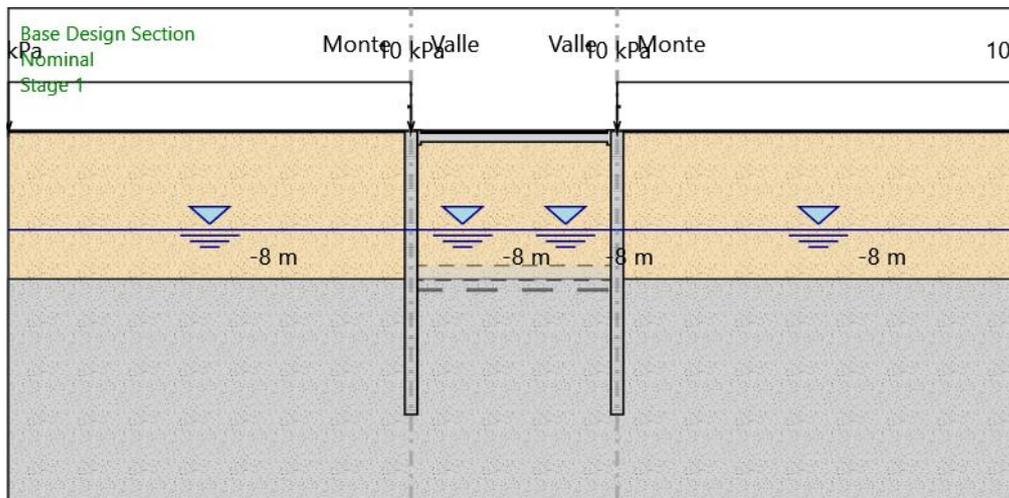
Armatura      Lunghezza segmenti : 1 m  
Rinforzo longitudinale 1  
Lunghezza : 23 m  
Materiale : B450C  
Quota iniziale : 0 m  
Barre 1  
    Numero di barre : 22  
    Diametro : 0.022 m  
    Distanza dal bordo : 0.105 m  
Staffe 1  
    Numero di staffe : 2  
    Copertura : 0.075 m  
    Diametro : 0.014 m  
    Lunghezza : 23 m  
    Quota iniziale : 0 m  
    Passo : 0.2 m

Sezione : Tangent  
Area equivalente : 0.713998330361317 m  
Inerzia equivalente : 0.0446 m<sup>4</sup>/m  
Materiale calcestruzzo : C25/30  
Tipo sezione : Tangent  
Spaziatura : 1.1 m  
Diametro : 1 m  
Efficacia : 1



## Fasi di Calcolo

### Stage 1



#### Stage 1

##### Scavo

###### Muro di sinistra

Lato monte : 0 m

Lato valle : 0 m

###### Muro di destra

Lato monte : 0 m

Lato valle : 0 m

Linea di scavo di sinistra (Orizzontale)

0 m

Linea di scavo centrale (Orizzontale)

0 m

Linea di scavo di destra (Orizzontale)

0 m

##### Falda acquifera

Falda di sinistra : -8 m

Falda di destra : -8 m

Falda centrale-sinistra : -8 m

Falda centrale-destra : -8 m

##### Carichi

Carico lineare in superficie : qSX

X iniziale : -40 m

X finale : -8.15 m

Pressione iniziale : 10 kPa

Pressione finale : 10 kPa

Carico lineare in superficie : qDX

X iniziale : 8.15 m

X finale : 40 m

Pressione iniziale : 10 kPa

Pressione finale : 10 kPa

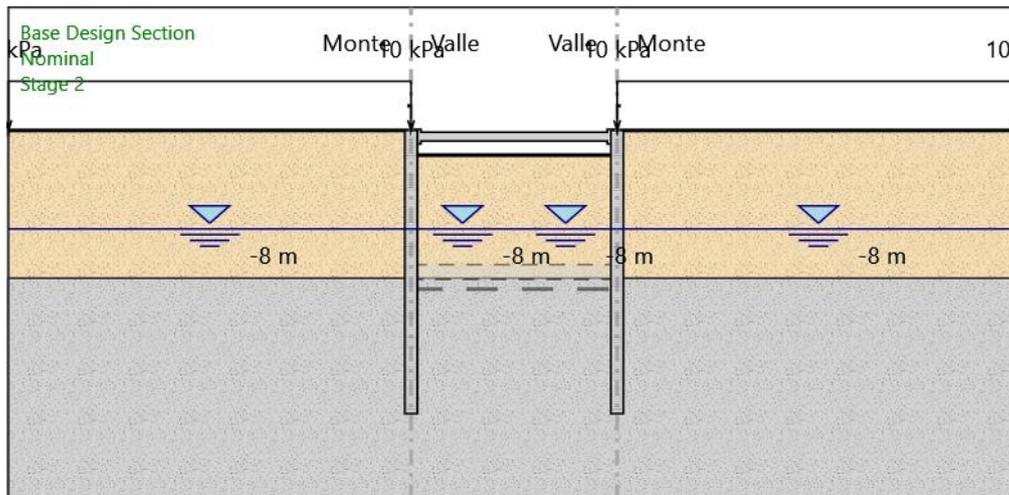
##### Elementi strutturali

Paratia : WallElement

X : -8.15 m

Quota in alto : 0 m  
Quota di fondo : -23 m  
Sezione : Tangent  
Paratia : WallElement  
X : 8.15 m  
Quota in alto : 0 m  
Quota di fondo : -23 m  
Sezione : Tangent  
Puntone : Puntone  
X del primo muro : -8.15 m  
X del secondo muro : 8.15 m  
Z : -0.5 m  
Lunghezza : 16.3 m  
Angolo : 0 °  
Sezione : Puntone

## Stage 2



### Stage 2

#### Scavo

##### Muro di sinistra

Lato monte : 0 m

Lato valle : -2 m

##### Muro di destra

Lato monte : 0 m

Lato valle : -2 m

##### Linea di scavo di sinistra (Orizzontale)

0 m

##### Linea di scavo centrale (Orizzontale)

-2 m

##### Linea di scavo di destra (Orizzontale)

0 m

#### Falda acquifera

Falda di sinistra : -8 m

Falda di destra : -8 m

Falda centrale-sinistra : -8 m

Falda centrale-destra : -8 m

#### Carichi

##### Carico lineare in superficie : qSX

X iniziale : -40 m

X finale : -8.15 m

Pressione iniziale : 10 kPa

Pressione finale : 10 kPa

##### Carico lineare in superficie : qDX

X iniziale : 8.15 m

X finale : 40 m

Pressione iniziale : 10 kPa

Pressione finale : 10 kPa

#### Elementi strutturali

Paratia : WallElement

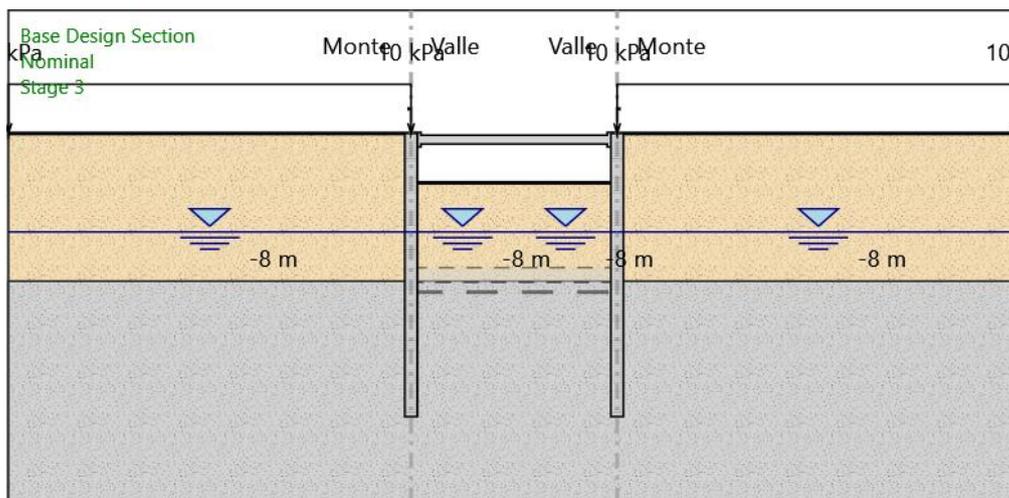
X : -8.15 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -23 m

Sezione : Tangent  
Paratia : WallElement  
X : 8.15 m  
Quota in alto : 0 m  
Quota di fondo : -23 m  
Sezione : Tangent  
Puntone : Puntone  
X del primo muro : -8.15 m  
X del secondo muro : 8.15 m  
Z : -0.5 m  
Lunghezza : 16.3 m  
Angolo : 0 °  
Sezione : Puntone

## Stage 3



### Stage 3

#### Scavo

##### Muro di sinistra

Lato monte : 0 m

Lato valle : -4 m

##### Muro di destra

Lato monte : 0 m

Lato valle : -4 m

Linea di scavo di sinistra (Orizzontale)

0 m

Linea di scavo centrale (Orizzontale)

-4 m

Linea di scavo di destra (Orizzontale)

0 m

#### Falda acquifera

Falda di sinistra : -8 m

Falda di destra : -8 m

Falda centrale-sinistra : -8 m

Falda centrale-destra : -8 m

#### Carichi

Carico lineare in superficie : qSX

X iniziale : -40 m

X finale : -8.15 m

Pressione iniziale : 10 kPa

Pressione finale : 10 kPa

Carico lineare in superficie : qDX

X iniziale : 8.15 m

X finale : 40 m

Pressione iniziale : 10 kPa

Pressione finale : 10 kPa

#### Elementi strutturali

Paratia : WallElement

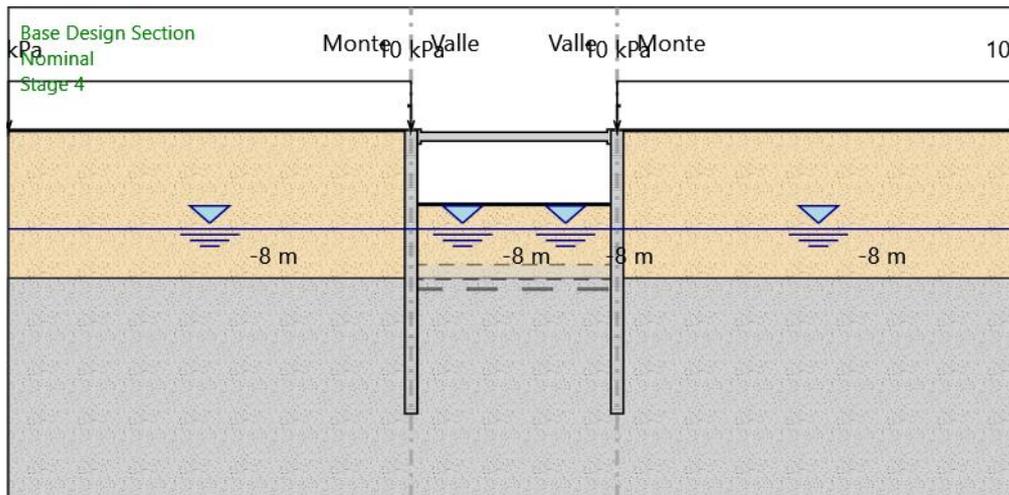
X : -8.15 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -23 m

Sezione : Tangent  
Paratia : WallElement  
X : 8.15 m  
Quota in alto : 0 m  
Quota di fondo : -23 m  
Sezione : Tangent  
Puntone : Puntone  
X del primo muro : -8.15 m  
X del secondo muro : 8.15 m  
Z : -0.5 m  
Lunghezza : 16.3 m  
Angolo : 0 °  
Sezione : Puntone

## Stage 4



### Stage 4

#### Scavo

##### Muro di sinistra

Lato monte : 0 m

Lato valle : -6 m

##### Muro di destra

Lato monte : 0 m

Lato valle : -6 m

Linea di scavo di sinistra (Orizzontale)

0 m

Linea di scavo centrale (Orizzontale)

-6 m

Linea di scavo di destra (Orizzontale)

0 m

#### Falda acquifera

Falda di sinistra : -8 m

Falda di destra : -8 m

Falda centrale-sinistra : -8 m

Falda centrale-destra : -8 m

#### Carichi

Carico lineare in superficie : qSX

X iniziale : -40 m

X finale : -8.15 m

Pressione iniziale : 10 kPa

Pressione finale : 10 kPa

Carico lineare in superficie : qDX

X iniziale : 8.15 m

X finale : 40 m

Pressione iniziale : 10 kPa

Pressione finale : 10 kPa

#### Elementi strutturali

Paratia : WallElement

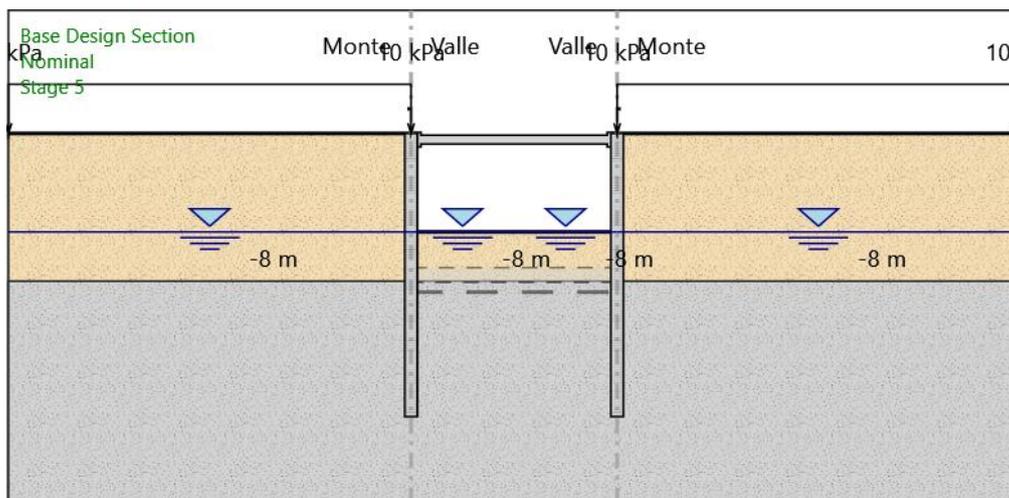
X : -8.15 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -23 m

Sezione : Tangent  
Paratia : WallElement  
X : 8.15 m  
Quota in alto : 0 m  
Quota di fondo : -23 m  
Sezione : Tangent  
Puntone : Puntone  
X del primo muro : -8.15 m  
X del secondo muro : 8.15 m  
Z : -0.5 m  
Lunghezza : 16.3 m  
Angolo : 0 °  
Sezione : Puntone

## Stage 5



### Stage 5

#### Scavo

##### Muro di sinistra

Lato monte : 0 m

Lato valle : -8 m

##### Muro di destra

Lato monte : 0 m

Lato valle : -8 m

Linea di scavo di sinistra (Orizzontale)

0 m

Linea di scavo centrale (Orizzontale)

-8 m

Linea di scavo di destra (Orizzontale)

0 m

#### Falda acquifera

Falda di sinistra : -8 m

Falda di destra : -8 m

Falda centrale-sinistra : -8 m

Falda centrale-destra : -8 m

#### Carichi

Carico lineare in superficie : qSX

X iniziale : -40 m

X finale : -8.15 m

Pressione iniziale : 10 kPa

Pressione finale : 10 kPa

Carico lineare in superficie : qDX

X iniziale : 8.15 m

X finale : 40 m

Pressione iniziale : 10 kPa

Pressione finale : 10 kPa

#### Elementi strutturali

Paratia : WallElement

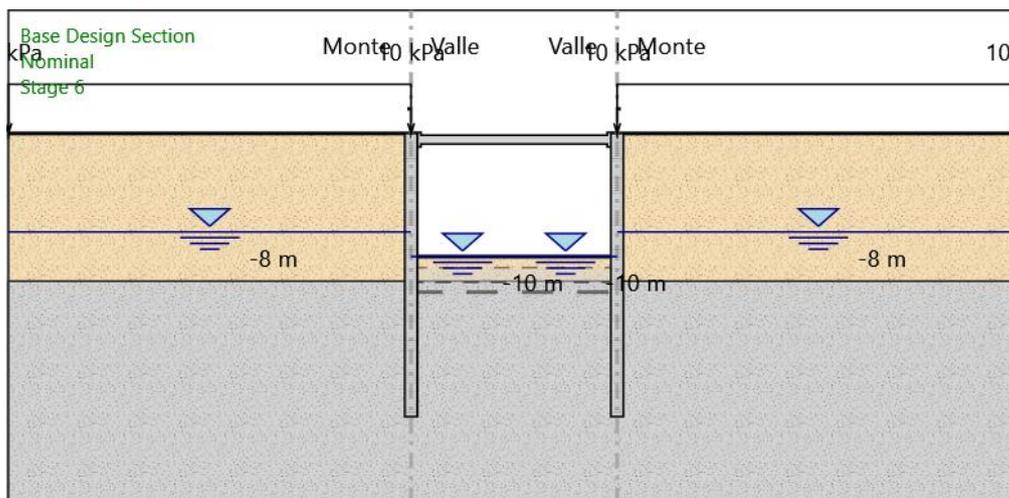
X : -8.15 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -23 m

Sezione : Tangent  
Paratia : WallElement  
X : 8.15 m  
Quota in alto : 0 m  
Quota di fondo : -23 m  
Sezione : Tangent  
Puntone : Puntone  
X del primo muro : -8.15 m  
X del secondo muro : 8.15 m  
Z : -0.5 m  
Lunghezza : 16.3 m  
Angolo : 0 °  
Sezione : Puntone

## Stage 6



### Stage 6

#### Scavo

##### Muro di sinistra

Lato monte : 0 m

Lato valle : -10 m

##### Muro di destra

Lato monte : 0 m

Lato valle : -10 m

Linea di scavo di sinistra (Orizzontale)

0 m

Linea di scavo centrale (Orizzontale)

-10 m

Linea di scavo di destra (Orizzontale)

0 m

#### Falda acquifera

Falda di sinistra : -8 m

Falda di destra : -8 m

Falda centrale-sinistra : -10 m

Falda centrale-destra : -10 m

#### Carichi

Carico lineare in superficie : qSX

X iniziale : -40 m

X finale : -8.15 m

Pressione iniziale : 10 kPa

Pressione finale : 10 kPa

Carico lineare in superficie : qDX

X iniziale : 8.15 m

X finale : 40 m

Pressione iniziale : 10 kPa

Pressione finale : 10 kPa

#### Elementi strutturali

Paratia : WallElement

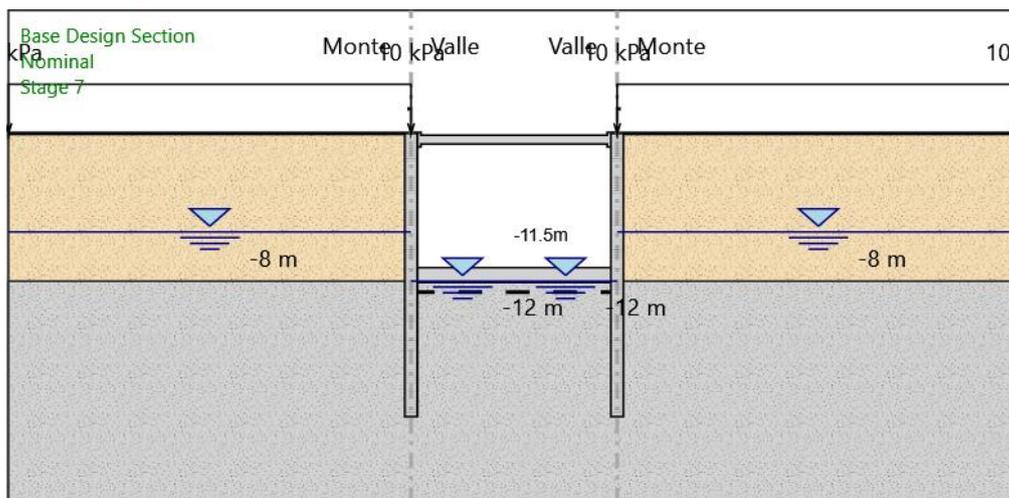
X : -8.15 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -23 m

Sezione : Tangent  
Paratia : WallElement  
X : 8.15 m  
Quota in alto : 0 m  
Quota di fondo : -23 m  
Sezione : Tangent  
Puntone : Puntone  
X del primo muro : -8.15 m  
X del secondo muro : 8.15 m  
Z : -0.5 m  
Lunghezza : 16.3 m  
Angolo : 0 °  
Sezione : Puntone

## Stage 7



### Stage 7

#### Scavo

##### Muro di sinistra

Lato monte : 0 m

Lato valle : -12 m

##### Muro di destra

Lato monte : 0 m

Lato valle : -12 m

Linea di scavo di sinistra (Orizzontale)

0 m

Linea di scavo centrale (Orizzontale)

-12 m

Linea di scavo di destra (Orizzontale)

0 m

#### Falda acquifera

Falda di sinistra : -8 m

Falda di destra : -8 m

Falda centrale-sinistra : -12 m

Falda centrale-destra : -12 m

#### Carichi

Carico lineare in superficie : qSX

X iniziale : -40 m

X finale : -8.15 m

Pressione iniziale : 10 kPa

Pressione finale : 10 kPa

Carico lineare in superficie : qDX

X iniziale : 8.15 m

X finale : 40 m

Pressione iniziale : 10 kPa

Pressione finale : 10 kPa

#### Elementi strutturali

Paratia : WallElement

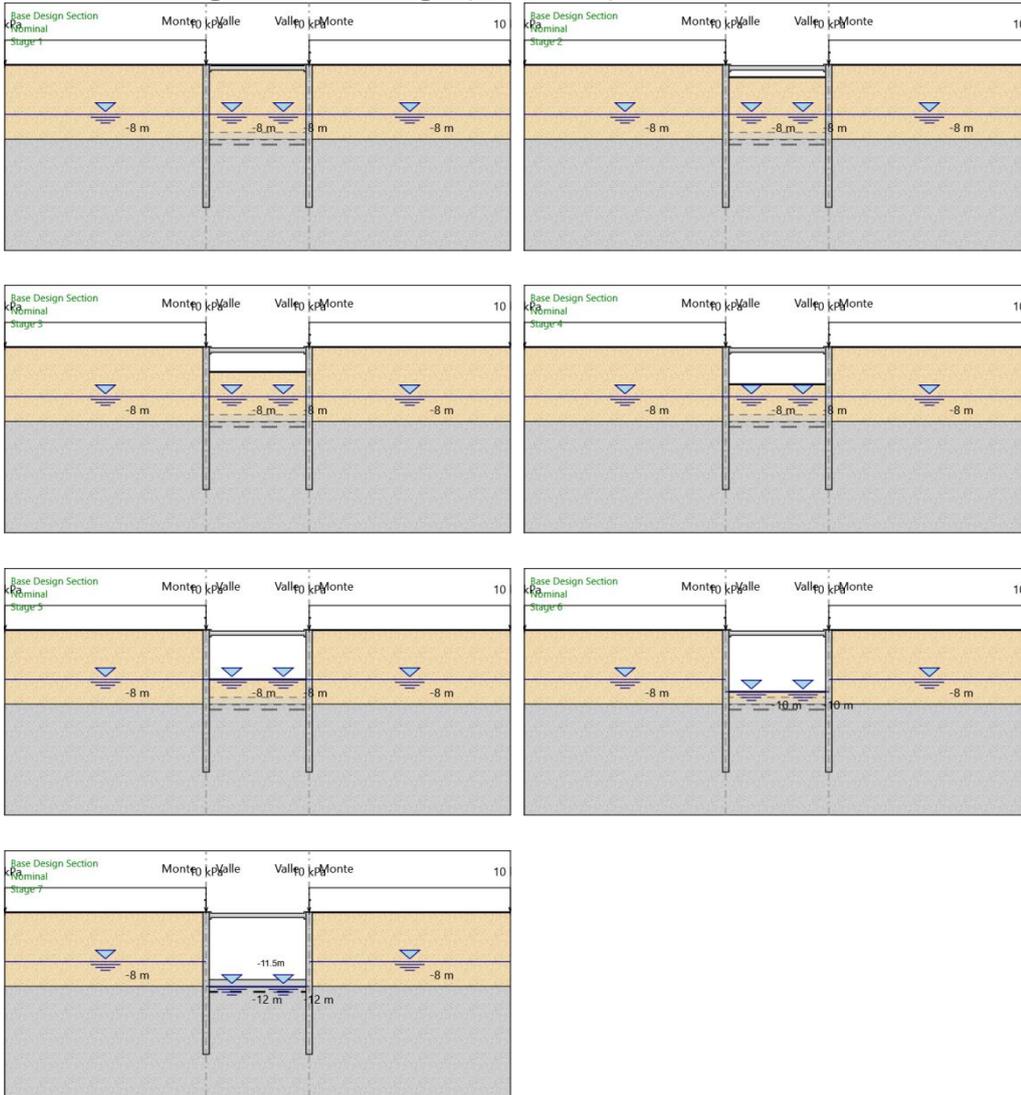
X : -8.15 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -23 m

Sezione : Tangent  
Paratia : WallElement  
X : 8.15 m  
Quota in alto : 0 m  
Quota di fondo : -23 m  
Sezione : Tangent  
Soletta : Platea  
X del primo muro : -8.15 m  
X del secondo muro : 8.15 m  
Z : -11.5 m  
Lunghezza : 16.3 m  
Angolo : 0 °  
Sezione : AR  
Puntone : Puntone  
X del primo muro : -8.15 m  
X del secondo muro : 8.15 m  
Z : -0.5 m  
Lunghezza : 16.3 m  
Angolo : 0 °  
Sezione : Puntone

# Tabella Configurazione Stage (Nominal)



**PARATIE** plus™



## Descrizione della Stratigrafia e degli Strati di Terreno

Tipo : HORIZONTAL

Quota : 0 m

OCR : 1

Tipo : HORIZONTAL

Quota : -12 m

OCR : 1

Strato di Terreno	Terreno	$\gamma$ dry	$\gamma$ sat	$\phi'$	$\phi$	$c_v$	$\phi_p$	$c'$	$S_u$	Modulo Elastico	$E_u$	$E_{vc}$	$E_{ur}$	Ah	Av	exp Pa	Rur/Rvc	Rvc	Ku	Kvc	Kur	
		kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>3</sup>	°	°	°	°	kPa	kPa		kPa	kPa	kPa			kPa		kPa	kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>3</sup>	
1	A	19.5	19.5	38				0		Constant	60000	96000										
2	B	18	18	33				0		Constant	40000	64000										

## Descrizione Pareti

X : -8.15 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -19 m

Muro di sinistra

Armatura Lunghezza segmenti : 1 m

Rinforzo longitudinale 1

Lunghezza : 19 m

Materiale : B450C

Quota iniziale : 0 m

Barre 1

Numero di barre : 22

Diametro : 0.022 m

Distanza dal bordo : 0.105 m

Staffe 1

Numero di staffe : 2

Copertura : 0.075 m

Diametro : 0.012 m

Lunghezza : 19 m

Quota iniziale : 0 m

Passo : 0.2 m

Sezione : Tangent

Area equivalente : 0.713998330361317 m

Inerzia equivalente : 0.0446 m<sup>4</sup>/m

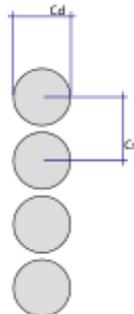
Materiale calcestruzzo : C25/30

Tipo sezione : Tangent

Spaziatura : 1.1 m

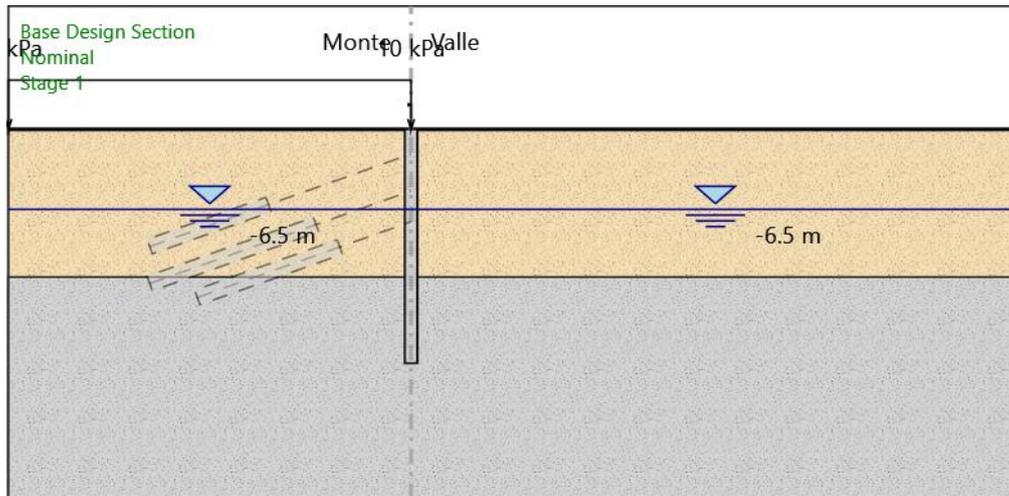
Diametro : 1 m

Efficacia : 1



## Fasi di Calcolo

### Stage 1



#### Stage 1

##### Scavo

Muro di sinistra

Lato monte : 0 m

Lato valle : 0 m

Linea di scavo di sinistra (Orizzontale)

0 m

Linea di scavo di destra (Orizzontale)

0 m

##### Falda acquifera

Falda di sinistra : -6.5 m

Falda di destra : -6.5 m

##### Carichi

Carico lineare in superficie : qSX

X iniziale : -40 m

X finale : -8.15 m

Pressione iniziale : 10 kPa

Pressione finale : 10 kPa

##### Elementi strutturali

Paratia : WallElement

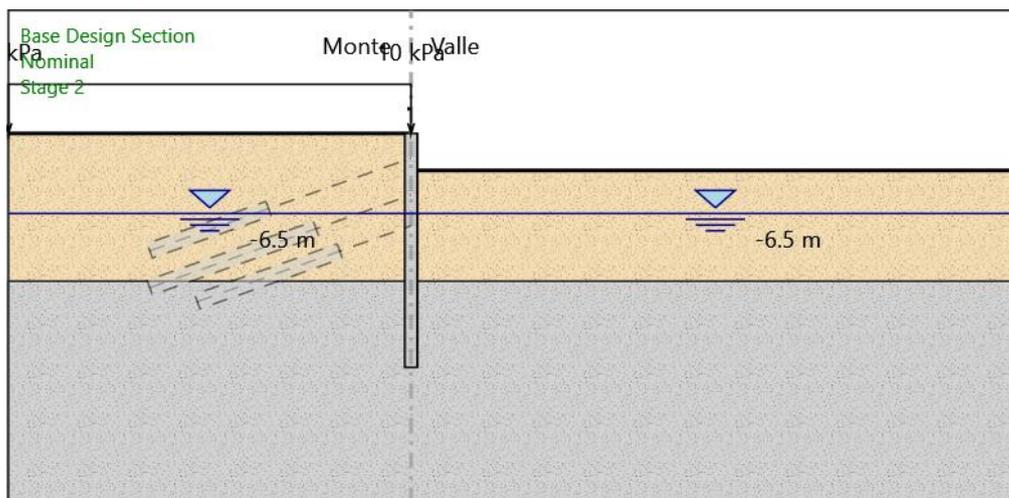
X : -8.15 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -19 m

Sezione : Tangent

## Stage 2



### Stage 2

#### Scavo

##### Muro di sinistra

Lato monte : 0 m

Lato valle : -3 m

Linea di scavo di sinistra (Orizzontale)

0 m

Linea di scavo di destra (Orizzontale)

-3 m

#### Falda acquifera

Falda di sinistra : -6.5 m

Falda di destra : -6.5 m

#### Carichi

Carico lineare in superficie : qSX

X iniziale : -40 m

X finale : -8.15 m

Pressione iniziale : 10 kPa

Pressione finale : 10 kPa

#### Elementi strutturali

Paratia : WallElement

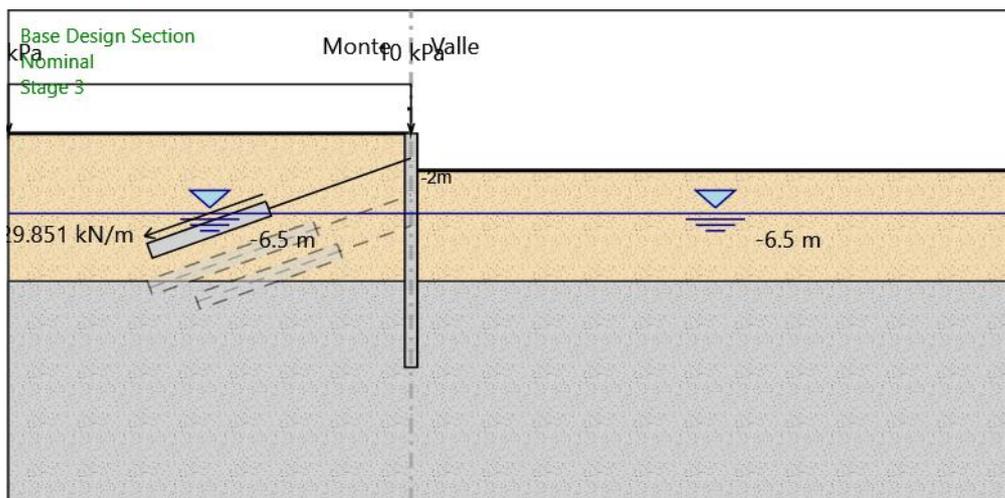
X : -8.15 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -19 m

Sezione : Tangent

## Stage 3



### Stage 3

#### Scavo

##### Muro di sinistra

Lato monte : 0 m

Lato valle : -3 m

Linea di scavo di sinistra (Orizzontale)

0 m

Linea di scavo di destra (Orizzontale)

-3 m

#### Falda acquifera

Falda di sinistra : -6.5 m

Falda di destra : -6.5 m

#### Carichi

Carico lineare in superficie : qSX

X iniziale : -40 m

X finale : -8.15 m

Pressione iniziale : 10 kPa

Pressione finale : 10 kPa

#### Elementi strutturali

Paratia : WallElement

X : -8.15 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -19 m

Sezione : Tangent

Tirante : TIR 1

X : -8.15 m

Z : -2 m

Lunghezza bulbo : 10 m

Diametro bulbo : 0.2 m

Lunghezza libera : 12 m

Spaziatura orizzontale : 3.35 m

Precarico : 100 kN

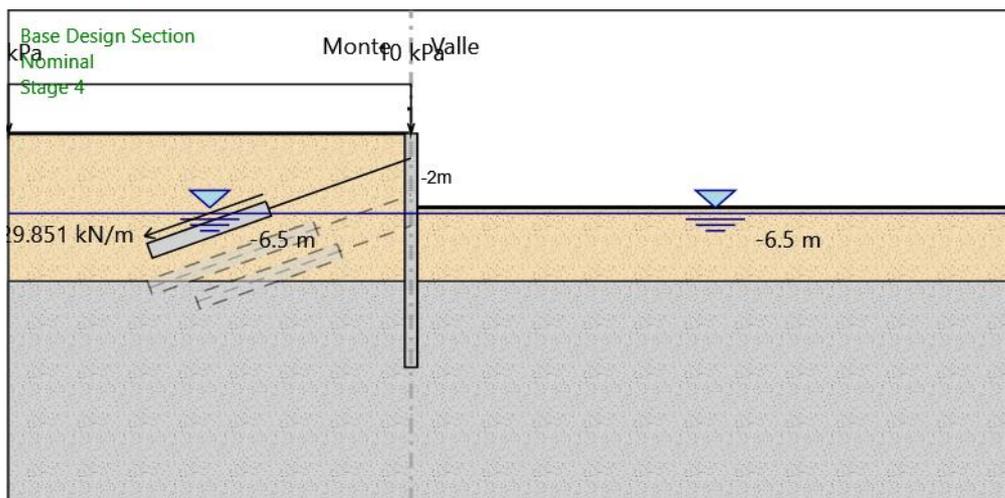
Angolo : 20 °

Sezione : 3 strands

Tipo di barre : Barre trefoli

Numero di barre : 3  
Diametro : 0.01331 m  
Area : 0.000417 m<sup>2</sup>

## Stage 4



### Stage 4

#### Scavo

##### Muro di sinistra

Lato monte : 0 m

Lato valle : -6 m

Linea di scavo di sinistra (Orizzontale)

0 m

Linea di scavo di destra (Orizzontale)

-6 m

#### Falda acquifera

Falda di sinistra : -6.5 m

Falda di destra : -6.5 m

#### Carichi

Carico lineare in superficie : qSX

X iniziale : -40 m

X finale : -8.15 m

Pressione iniziale : 10 kPa

Pressione finale : 10 kPa

#### Elementi strutturali

Paratia : WallElement

X : -8.15 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -19 m

Sezione : Tangent

Tirante : TIR 1

X : -8.15 m

Z : -2 m

Lunghezza bulbo : 10 m

Diametro bulbo : 0.2 m

Lunghezza libera : 12 m

Spaziatura orizzontale : 3.35 m

Precarico : 100 kN

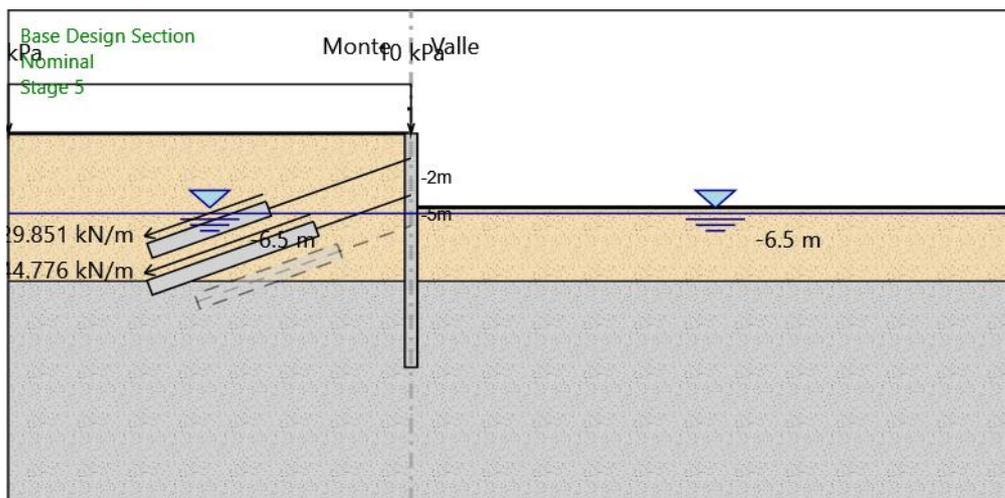
Angolo : 20 °

Sezione : 3 strands

Tipo di barre : Barre trefoli

Numero di barre : 3  
Diametro : 0.01331 m  
Area : 0.000417 m<sup>2</sup>

## Stage 5



### Stage 5

#### Scavo

##### Muro di sinistra

Lato monte : 0 m

Lato valle : -6 m

Linea di scavo di sinistra (Orizzontale)

0 m

Linea di scavo di destra (Orizzontale)

-6 m

#### Falda acquifera

Falda di sinistra : -6.5 m

Falda di destra : -6.5 m

#### Carichi

Carico lineare in superficie : qSX

X iniziale : -40 m

X finale : -8.15 m

Pressione iniziale : 10 kPa

Pressione finale : 10 kPa

#### Elementi strutturali

Paratia : WallElement

X : -8.15 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -19 m

Sezione : Tangent

Tirante : TIR 1

X : -8.15 m

Z : -2 m

Lunghezza bulbo : 10 m

Diametro bulbo : 0.2 m

Lunghezza libera : 12 m

Spaziatura orizzontale : 3.35 m

Precarico : 100 kN

Angolo : 20 °

Sezione : 3 strands

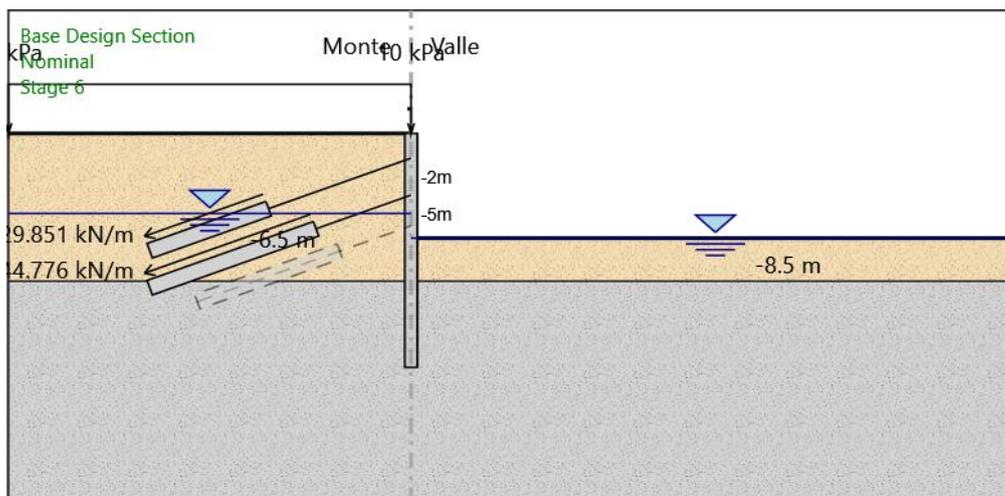
Tipo di barre : Barre trefoli

Numero di barre : 3  
Diametro : 0.01331 m  
Area : 0.000417 m<sup>2</sup>

Tirante : TIR 2

X : -8.15 m  
Z : -5 m  
Lunghezza bulbo : 14 m  
Diametro bulbo : 0.2 m  
Lunghezza libera : 8 m  
Spaziatura orizzontale : 3.35 m  
Precarico : 150 kN  
Angolo : 20 °  
Sezione : 4 strands  
Tipo di barre : Barre trefoli  
Numero di barre : 4  
Diametro : 0.01331 m  
Area : 0.000556 m<sup>2</sup>

## Stage 6



### Stage 6

#### Scavo

##### Muro di sinistra

Lato monte : 0 m

Lato valle : -8.5 m

Linea di scavo di sinistra (Orizzontale)

0 m

Linea di scavo di destra (Orizzontale)

-8.5 m

#### Falda acquifera

Falda di sinistra : -6.5 m

Falda di destra : -8.5 m

#### Carichi

Carico lineare in superficie : qSX

X iniziale : -40 m

X finale : -8.15 m

Pressione iniziale : 10 kPa

Pressione finale : 10 kPa

#### Elementi strutturali

Paratia : WallElement

X : -8.15 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -19 m

Sezione : Tangent

Tirante : TIR 1

X : -8.15 m

Z : -2 m

Lunghezza bulbo : 10 m

Diametro bulbo : 0.2 m

Lunghezza libera : 12 m

Spaziatura orizzontale : 3.35 m

Precarico : 100 kN

Angolo : 20 °

Sezione : 3 strands

Tipo di barre : Barre trefoli

Numero di barre : 3  
Diametro : 0.01331 m  
Area : 0.000417 m<sup>2</sup>

Tirante : TIR 2

X : -8.15 m

Z : -5 m

Lunghezza bulbo : 14 m

Diametro bulbo : 0.2 m

Lunghezza libera : 8 m

Spaziatura orizzontale : 3.35 m

Precarico : 150 kN

Angolo : 20 °

Sezione : 4 strands

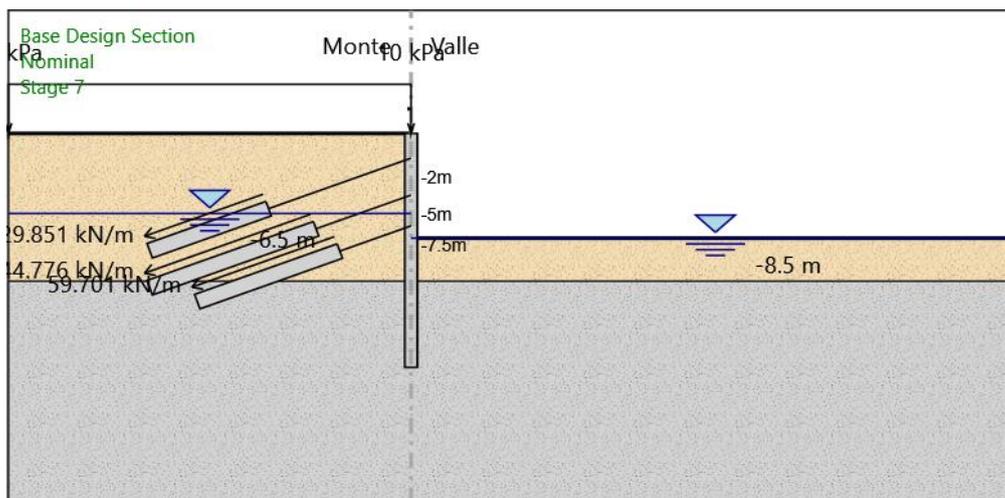
Tipo di barre : Barre trefoli

Numero di barre : 4

Diametro : 0.01331 m

Area : 0.000556 m<sup>2</sup>

## Stage 7



### Stage 7

#### Scavo

##### Muro di sinistra

Lato monte : 0 m

Lato valle : -8.5 m

Linea di scavo di sinistra (Orizzontale)

0 m

Linea di scavo di destra (Orizzontale)

-8.5 m

#### Falda acquifera

Falda di sinistra : -6.5 m

Falda di destra : -8.5 m

#### Carichi

Carico lineare in superficie : qSX

X iniziale : -40 m

X finale : -8.15 m

Pressione iniziale : 10 kPa

Pressione finale : 10 kPa

#### Elementi strutturali

Paratia : WallElement

X : -8.15 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -19 m

Sezione : Tangent

Tirante : TIR 1

X : -8.15 m

Z : -2 m

Lunghezza bulbo : 10 m

Diametro bulbo : 0.2 m

Lunghezza libera : 12 m

Spaziatura orizzontale : 3.35 m

Precarico : 100 kN

Angolo : 20 °

Sezione : 3 strands

Tipo di barre : Barre trefoli

Numero di barre : 3  
Diametro : 0.01331 m  
Area : 0.000417 m<sup>2</sup>

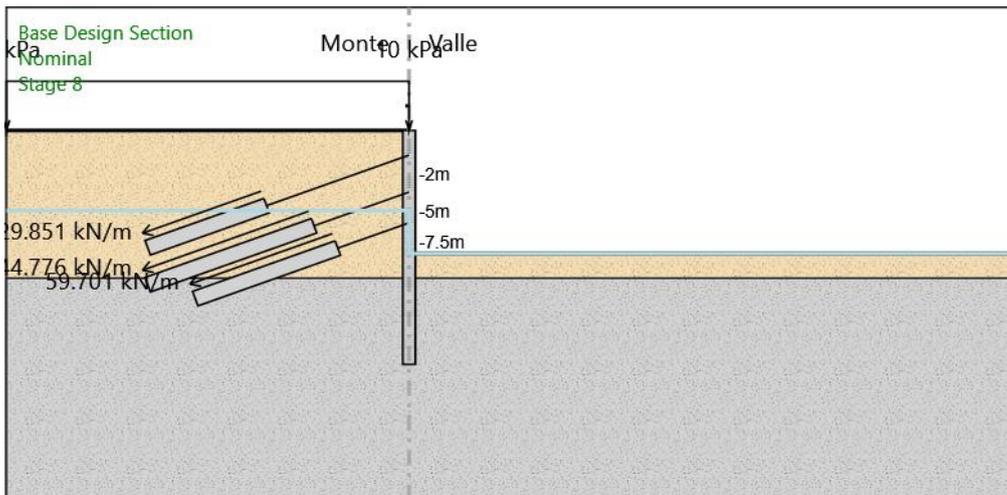
Tirante : TIR 2

X : -8.15 m  
Z : -5 m  
Lunghezza bulbo : 14 m  
Diametro bulbo : 0.2 m  
Lunghezza libera : 8 m  
Spaziatura orizzontale : 3.35 m  
Precarico : 150 kN  
Angolo : 20 °  
Sezione : 4 strands  
Tipo di barre : Barre trefoli  
Numero di barre : 4  
Diametro : 0.01331 m  
Area : 0.000556 m<sup>2</sup>

Tirante : TIR 3

X : -8.15 m  
Z : -7.5 m  
Lunghezza bulbo : 12 m  
Diametro bulbo : 0.2 m  
Lunghezza libera : 6 m  
Spaziatura orizzontale : 3.35 m  
Precarico : 200 kN  
Angolo : 20 °  
Sezione : 4 strands  
Tipo di barre : Barre trefoli  
Numero di barre : 4  
Diametro : 0.01331 m  
Area : 0.000556 m<sup>2</sup>

## Stage 8



### Stage 8

#### Scavo

##### Muro di sinistra

Lato monte : 0 m

Lato valle : -10 m

Linea di scavo di sinistra (Orizzontale)

0 m

Linea di scavo di destra (Orizzontale)

-10 m

#### Carichi

Carico lineare in superficie : qSX

X iniziale : -40 m

X finale : -8.15 m

Pressione iniziale : 10 kPa

Pressione finale : 10 kPa

#### Elementi strutturali

Paratia : WallElement

X : -8.15 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -19 m

Sezione : Tangent

Tirante : TIR 1

X : -8.15 m

Z : -2 m

Lunghezza bulbo : 10 m

Diametro bulbo : 0.2 m

Lunghezza libera : 12 m

Spaziatura orizzontale : 3.35 m

Precarico : 100 kN

Angolo : 20 °

Sezione : 3 strands

Tipo di barre : Barre trefoli

Numero di barre : 3

Diametro : 0.01331 m

Area : 0.000417 m<sup>2</sup>

Tirante : TIR 2

X : -8.15 m  
Z : -5 m  
Lunghezza bulbo : 14 m  
Diametro bulbo : 0.2 m  
Lunghezza libera : 8 m  
Spaziatura orizzontale : 3.35 m  
Precarico : 150 kN  
Angolo : 20 °  
Sezione : 4 strands  
    Tipo di barre : Barre trefoli  
    Numero di barre : 4  
    Diametro : 0.01331 m  
    Area : 0.000556 m<sup>2</sup>

Tirante : TIR 3

X : -8.15 m  
Z : -7.5 m  
Lunghezza bulbo : 12 m  
Diametro bulbo : 0.2 m  
Lunghezza libera : 6 m  
Spaziatura orizzontale : 3.35 m  
Precarico : 200 kN  
Angolo : 20 °  
Sezione : 4 strands  
    Tipo di barre : Barre trefoli  
    Numero di barre : 4  
    Diametro : 0.01331 m  
    Area : 0.000556 m<sup>2</sup>

# Tabella Configurazione Stage (Nominal)





**PARATIE** *plus*<sup>™</sup>



## Descrizione della Stratigrafia e degli Strati di Terreno

Tipo : HORIZONTAL

Quota : 0 m

OCR : 1

Tipo : HORIZONTAL

Quota : -12 m

OCR : 1

Strato di Terreno	Terreno	$\gamma$ dry	$\gamma$ sat	$\phi'$	$\phi$	$c_v$	$\phi_p$	$c'$	Su	Modulo Elastico	Eu	Evc	Eur	Ah	Av	exp	Pa	Rur/Rvc	Rvc	Ku	Kvc	Kur	
		kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>3</sup>	°	°	°	°	kPa	kPa			kPa	kPa				kPa		kPa	kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>3</sup>	
1	A	19.5	19.5	38				0		Constant		60000	96000										
2	B	18	18	33				0		Constant		40000	64000										

## Descrizione Pareti

X : -7.65 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -21 m

Muro di sinistra

Armatura Lunghezza segmenti : 1 m

Rinforzo longitudinale 1

Lunghezza : 21 m

Materiale : B450C

Quota iniziale : 0 m

Barre 1

Numero di barre : 26

Diametro : 0.026 m

Distanza dal bordo : 0.105 m

Staffe 1

Numero di staffe : 2

Copertura : 0.075 m

Diametro : 0.014 m

Lunghezza : 21 m

Quota iniziale : 0 m

Passo : 0.15 m

Sezione : Tangent

Area equivalente : 0.713998330361317 m

Inerzia equivalente : 0.0446 m<sup>4</sup>/m

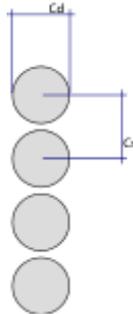
Materiale calcestruzzo : C25/30

Tipo sezione : Tangent

Spaziatura : 1.1 m

Diametro : 1 m

Efficacia : 1



X : 7.65 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -21 m

Muro di destra

Armatura Lunghezza segmenti : 1 m

Rinforzo longitudinale 1

Lunghezza : 21 m

Materiale : B450C

Quota iniziale : 0 m

Barre 1

Numero di barre : 26

Diametro : 0.026 m

Distanza dal bordo : 0.105 m

Staffe 1

Numero di staffe : 2

Copertura : 0.075 m

Diametro : 0.014 m

Lunghezza : 21 m

Quota iniziale : 0 m

Passo : 0.15 m

Sezione : Tangent

Area equivalente : 0.713998330361317 m

Inerzia equivalente : 0.0446 m<sup>4</sup>/m

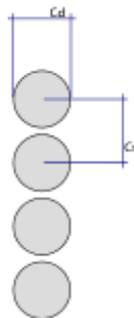
Materiale calcestruzzo : C25/30

Tipo sezione : Tangent

Spaziatura : 1.1 m

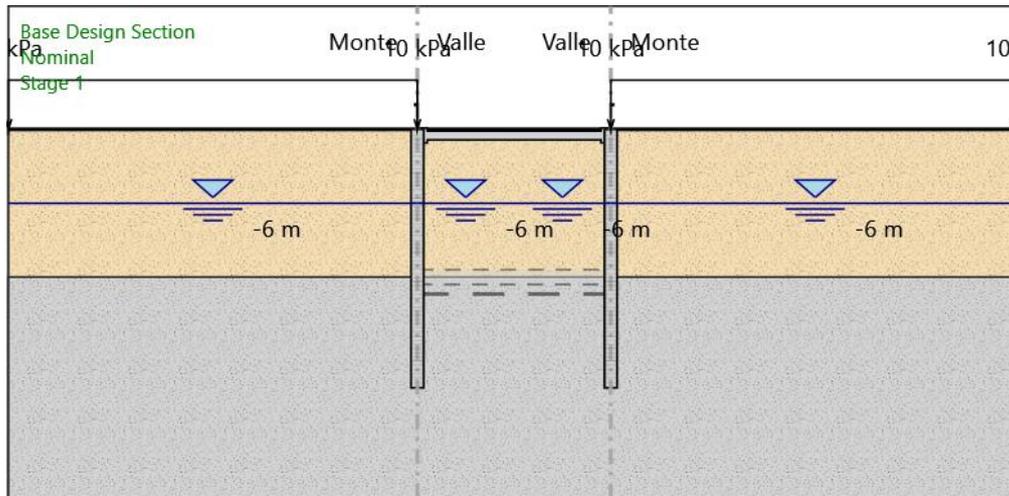
Diametro : 1 m

Efficacia : 1



# Fasi di Calcolo

## Stage 1



### Stage 1

#### Scavo

##### Muro di sinistra

Lato monte : 0 m

Lato valle : 0 m

##### Muro di destra

Lato monte : 0 m

Lato valle : 0 m

##### Linea di scavo di sinistra (Orizzontale)

0 m

##### Linea di scavo centrale (Orizzontale)

0 m

##### Linea di scavo di destra (Orizzontale)

0 m

#### Falda acquifera

Falda di sinistra : -6 m

Falda di destra : -6 m

Falda centrale-sinistra : -6 m

Falda centrale-destra : -6 m

#### Carichi

##### Carico lineare in superficie : qSX

X iniziale : -40 m

X finale : -7.65 m

Pressione iniziale : 10 kPa

Pressione finale : 10 kPa

##### Carico lineare in superficie : qDX

X iniziale : 7.65 m

X finale : 40 m

Pressione iniziale : 10 kPa

Pressione finale : 10 kPa

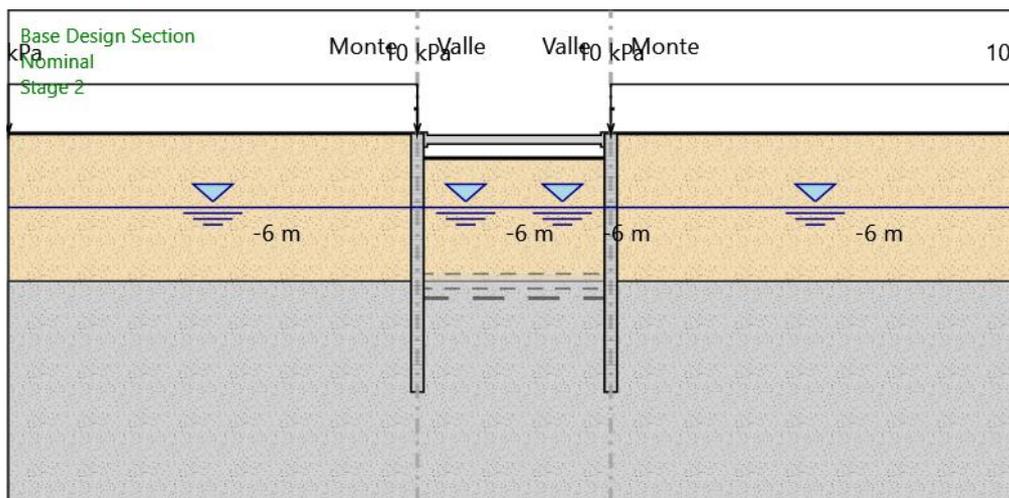
#### Elementi strutturali

Paratia : WallElement

X : -7.65 m

Quota in alto : 0 m  
Quota di fondo : -21 m  
Sezione : Tangent  
Paratia : WallElement  
X : 7.65 m  
Quota in alto : 0 m  
Quota di fondo : -21 m  
Sezione : Tangent  
Puntone : Strut  
X del primo muro : -7.65 m  
X del secondo muro : 7.65 m  
Z : -0.5 m  
Lunghezza : 15.3 m  
Angolo : 0 °  
Sezione : Puntone

## Stage 2



### Stage 2

#### Scavo

##### Muro di sinistra

Lato monte : -2 m

Lato valle : -2 m

##### Muro di destra

Lato monte : -2 m

Lato valle : -2 m

##### Linea di scavo di sinistra (Irregolare)

(-40;0)

(-7.65;0)

(-7.65;-2)

##### Linea di scavo centrale (Orizzontale)

-2 m

##### Linea di scavo di destra (Irregolare)

(7.65;-2)

(7.65;0)

(40;0)

#### Falda acquifera

Falda di sinistra : -6 m

Falda di destra : -6 m

Falda centrale-sinistra : -6 m

Falda centrale-destra : -6 m

#### Carichi

##### Carico lineare in superficie : qSX

X iniziale : -40 m

X finale : -7.65 m

Pressione iniziale : 10 kPa

Pressione finale : 10 kPa

##### Carico lineare in superficie : qDX

X iniziale : 7.65 m

X finale : 40 m

Pressione iniziale : 10 kPa

Pressione finale : 10 kPa

## Elementi strutturali

Paratia : WallElement

X : -7.65 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -21 m

Sezione : Tangent

Paratia : WallElement

X : 7.65 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -21 m

Sezione : Tangent

Puntone : Strut

X del primo muro : -7.65 m

X del secondo muro : 7.65 m

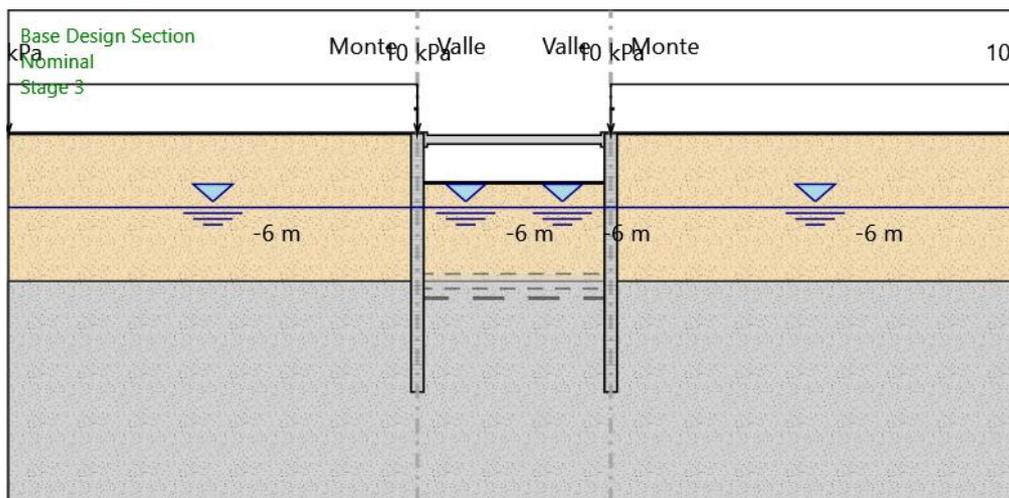
Z : -0.5 m

Lunghezza : 15.3 m

Angolo : 0 °

Sezione : Puntone

## Stage 3



### Stage 3

#### Scavo

##### Muro di sinistra

Lato monte : -4 m

Lato valle : -4 m

##### Muro di destra

Lato monte : -4 m

Lato valle : -4 m

##### Linea di scavo di sinistra (Irregolare)

(-40;0)

(-7.65;0)

(-7.65;-4)

##### Linea di scavo centrale (Orizzontale)

-4 m

##### Linea di scavo di destra (Irregolare)

(7.65;-4)

(7.65;0)

(40;0)

#### Falda acquifera

Falda di sinistra : -6 m

Falda di destra : -6 m

Falda centrale-sinistra : -6 m

Falda centrale-destra : -6 m

#### Carichi

##### Carico lineare in superficie : qSX

X iniziale : -40 m

X finale : -7.65 m

Pressione iniziale : 10 kPa

Pressione finale : 10 kPa

##### Carico lineare in superficie : qDX

X iniziale : 7.65 m

X finale : 40 m

Pressione iniziale : 10 kPa

Pressione finale : 10 kPa

Elementi strutturali

Paratia : WallElement

X : -7.65 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -21 m

Sezione : Tangent

Paratia : WallElement

X : 7.65 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -21 m

Sezione : Tangent

Puntone : Strut

X del primo muro : -7.65 m

X del secondo muro : 7.65 m

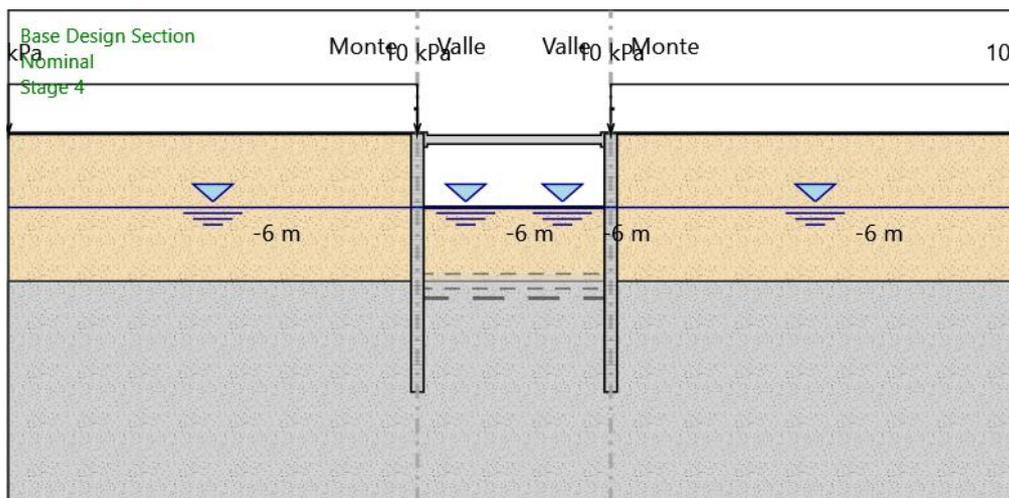
Z : -0.5 m

Lunghezza : 15.3 m

Angolo : 0 °

Sezione : Puntone

## Stage 4



### Stage 4

#### Scavo

##### Muro di sinistra

Lato monte : -6 m

Lato valle : -6 m

##### Muro di destra

Lato monte : -6 m

Lato valle : -6 m

##### Linea di scavo di sinistra (Irregolare)

(-40;0)

(-7.65;0)

(-7.65;-6)

##### Linea di scavo centrale (Orizzontale)

-6 m

##### Linea di scavo di destra (Irregolare)

(7.65;-6)

(7.65;0)

(40;0)

#### Falda acquifera

Falda di sinistra : -6 m

Falda di destra : -6 m

Falda centrale-sinistra : -6 m

Falda centrale-destra : -6 m

#### Carichi

##### Carico lineare in superficie : qSX

X iniziale : -40 m

X finale : -7.65 m

Pressione iniziale : 10 kPa

Pressione finale : 10 kPa

##### Carico lineare in superficie : qDX

X iniziale : 7.65 m

X finale : 40 m

Pressione iniziale : 10 kPa

Pressione finale : 10 kPa

## Elementi strutturali

Paratia : WallElement

X : -7.65 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -21 m

Sezione : Tangent

Paratia : WallElement

X : 7.65 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -21 m

Sezione : Tangent

Puntone : Strut

X del primo muro : -7.65 m

X del secondo muro : 7.65 m

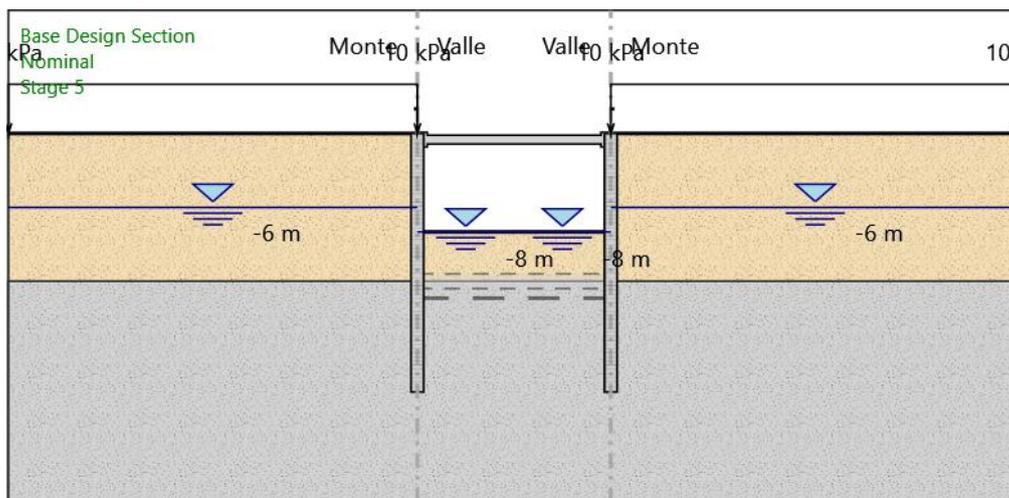
Z : -0.5 m

Lunghezza : 15.3 m

Angolo : 0 °

Sezione : Puntone

## Stage 5



### Stage 5

#### Scavo

##### Muro di sinistra

Lato monte : -8 m

Lato valle : -8 m

##### Muro di destra

Lato monte : -8 m

Lato valle : -8 m

##### Linea di scavo di sinistra (Irregolare)

(-40;0)

(-7.65;0)

(-7.65;-8)

##### Linea di scavo centrale (Orizzontale)

-8 m

##### Linea di scavo di destra (Irregolare)

(7.65;-8)

(7.65;0)

(40;0)

#### Falda acquifera

Falda di sinistra : -6 m

Falda di destra : -6 m

Falda centrale-sinistra : -8 m

Falda centrale-destra : -8 m

#### Carichi

##### Carico lineare in superficie : qSX

X iniziale : -40 m

X finale : -7.65 m

Pressione iniziale : 10 kPa

Pressione finale : 10 kPa

##### Carico lineare in superficie : qDX

X iniziale : 7.65 m

X finale : 40 m

Pressione iniziale : 10 kPa

Pressione finale : 10 kPa

## Elementi strutturali

Paratia : WallElement

X : -7.65 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -21 m

Sezione : Tangent

Paratia : WallElement

X : 7.65 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -21 m

Sezione : Tangent

Puntone : Strut

X del primo muro : -7.65 m

X del secondo muro : 7.65 m

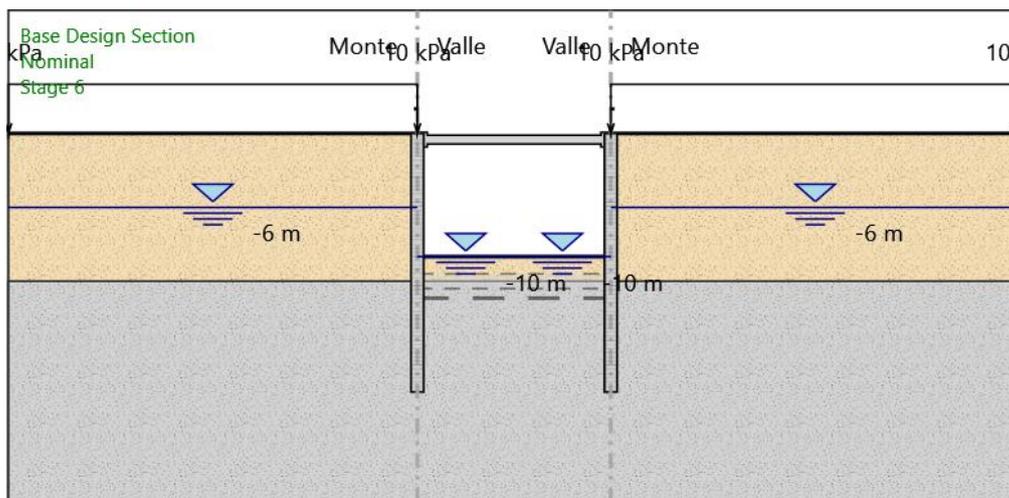
Z : -0.5 m

Lunghezza : 15.3 m

Angolo : 0 °

Sezione : Puntone

## Stage 6



### Stage 6

#### Scavo

##### Muro di sinistra

Lato monte : -10 m

Lato valle : -10 m

##### Muro di destra

Lato monte : -10 m

Lato valle : -10 m

##### Linea di scavo di sinistra (Irregolare)

(-40;0)

(-7.65;0)

(-7.65;-10)

##### Linea di scavo centrale (Orizzontale)

-10 m

##### Linea di scavo di destra (Irregolare)

(7.65;-10)

(7.65;0)

(40;0)

#### Falda acquifera

Falda di sinistra : -6 m

Falda di destra : -6 m

Falda centrale-sinistra : -10 m

Falda centrale-destra : -10 m

#### Carichi

##### Carico lineare in superficie : qSX

X iniziale : -40 m

X finale : -7.65 m

Pressione iniziale : 10 kPa

Pressione finale : 10 kPa

##### Carico lineare in superficie : qDX

X iniziale : 7.65 m

X finale : 40 m

Pressione iniziale : 10 kPa

Pressione finale : 10 kPa

## Elementi strutturali

Paratia : WallElement

X : -7.65 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -21 m

Sezione : Tangent

Paratia : WallElement

X : 7.65 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -21 m

Sezione : Tangent

Puntone : Strut

X del primo muro : -7.65 m

X del secondo muro : 7.65 m

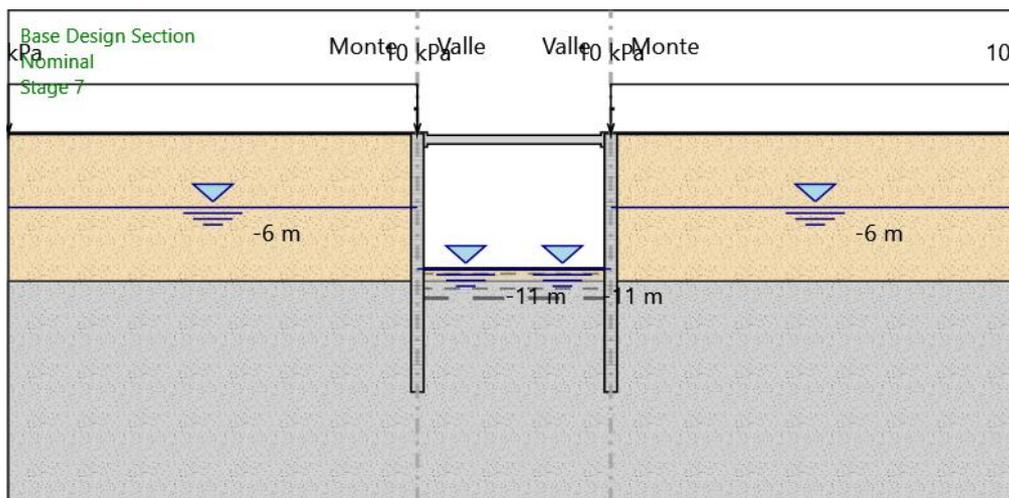
Z : -0.5 m

Lunghezza : 15.3 m

Angolo : 0 °

Sezione : Puntone

## Stage 7



### Stage 7

#### Scavo

##### Muro di sinistra

Lato monte : -11 m

Lato valle : -11 m

##### Muro di destra

Lato monte : -11 m

Lato valle : -11 m

##### Linea di scavo di sinistra (Irregolare)

(-40;0)

(-7.65;0)

(-7.65;-11)

##### Linea di scavo centrale (Orizzontale)

-11 m

##### Linea di scavo di destra (Irregolare)

(7.65;-11)

(7.65;0)

(40;0)

#### Falda acquifera

Falda di sinistra : -6 m

Falda di destra : -6 m

Falda centrale-sinistra : -11 m

Falda centrale-destra : -11 m

#### Carichi

##### Carico lineare in superficie : qSX

X iniziale : -40 m

X finale : -7.65 m

Pressione iniziale : 10 kPa

Pressione finale : 10 kPa

##### Carico lineare in superficie : qDX

X iniziale : 7.65 m

X finale : 40 m

Pressione iniziale : 10 kPa

Pressione finale : 10 kPa

Elementi strutturali

Paratia : WallElement

X : -7.65 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -21 m

Sezione : Tangent

Paratia : WallElement

X : 7.65 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -21 m

Sezione : Tangent

Puntone : Strut

X del primo muro : -7.65 m

X del secondo muro : 7.65 m

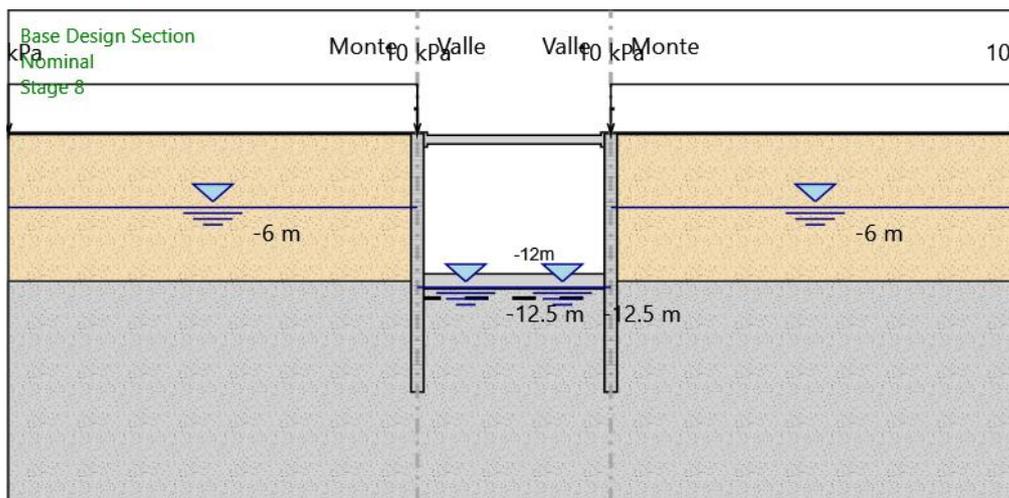
Z : -0.5 m

Lunghezza : 15.3 m

Angolo : 0 °

Sezione : Puntone

## Stage 8



### Stage 8

#### Scavo

##### Muro di sinistra

Lato monte : -12.5 m

Lato valle : -12.5 m

##### Muro di destra

Lato monte : -12.5 m

Lato valle : -12.5 m

##### Linea di scavo di sinistra (Irregolare)

(-40;0)

(-7.65;0)

(-7.65;-12.5)

##### Linea di scavo centrale (Orizzontale)

-12.5 m

##### Linea di scavo di destra (Irregolare)

(7.65;-12.5)

(7.65;0)

(40;0)

#### Falda acquifera

Falda di sinistra : -6 m

Falda di destra : -6 m

Falda centrale-sinistra : -12.5 m

Falda centrale-destra : -12.5 m

#### Carichi

##### Carico lineare in superficie : qSX

X iniziale : -40 m

X finale : -7.65 m

Pressione iniziale : 10 kPa

Pressione finale : 10 kPa

##### Carico lineare in superficie : qDX

X iniziale : 7.65 m

X finale : 40 m

Pressione iniziale : 10 kPa

Pressione finale : 10 kPa

## Elementi strutturali

Paratia : WallElement

X : -7.65 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -21 m

Sezione : Tangent

Paratia : WallElement

X : 7.65 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -21 m

Sezione : Tangent

Soletta : Platea

X del primo muro : -7.65 m

X del secondo muro : 7.65 m

Z : -12 m

Lunghezza : 15.3 m

Angolo : 0 °

Sezione : AR

Puntone : Strut

X del primo muro : -7.65 m

X del secondo muro : 7.65 m

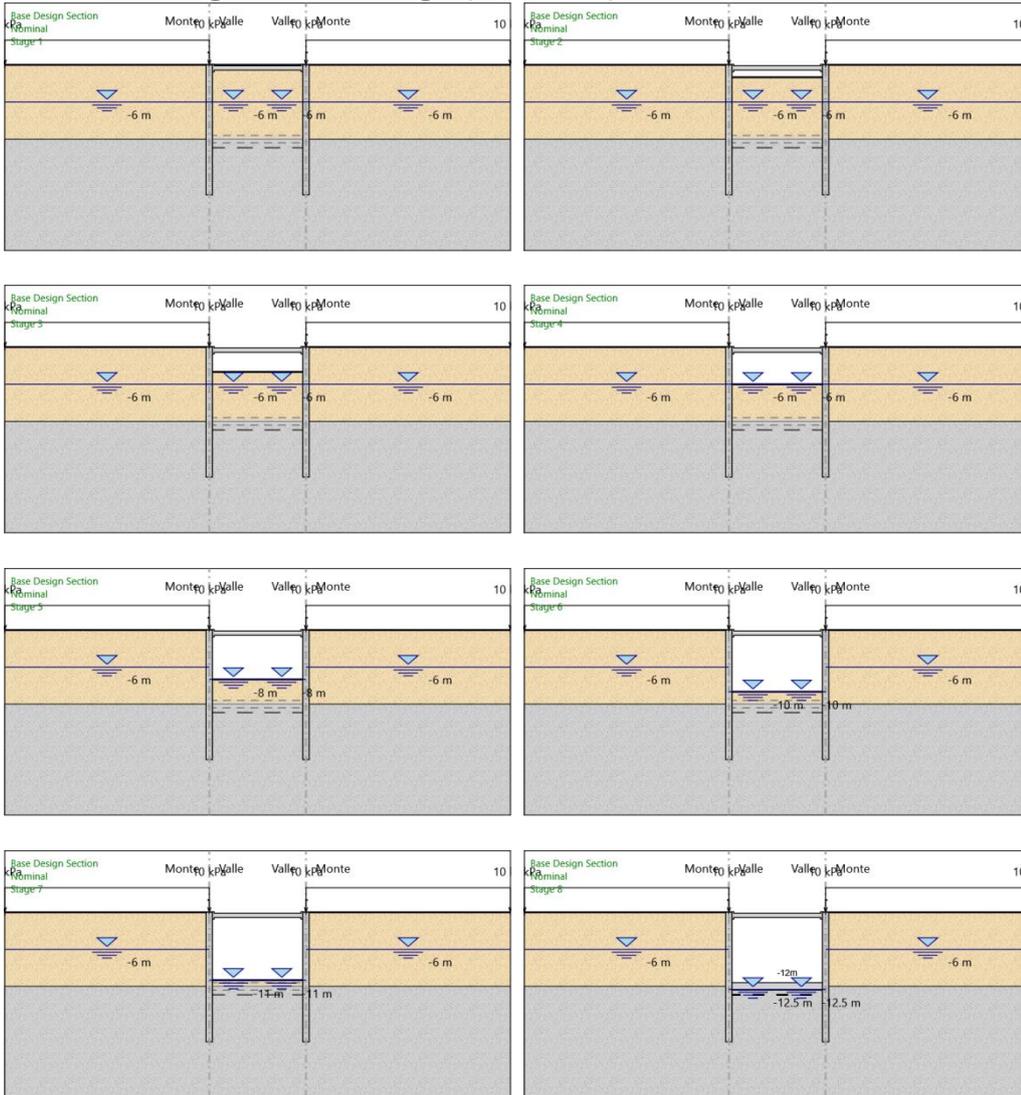
Z : -0.5 m

Lunghezza : 15.3 m

Angolo : 0 °

Sezione : Puntone

# Tabella Configurazione Stage (Nominal)



**PARATIE** *plus*<sup>™</sup>



## Descrizione della Stratigrafia e degli Strati di Terreno

Tipo : HORIZONTAL

Quota : 0 m

OCR : 1

Tipo : HORIZONTAL

Quota : -12 m

OCR : 1

Strato di Terreno	Terreno	$\gamma$ dry	$\gamma$ sat	$\phi'$	$\phi$	$c_v$	$\phi_p$	$c'$	$S_u$	Modulo Elastico	$E_u$	$E_{vc}$	$E_{ur}$	Ah	Av	exp Pa	Rur/Rvc	Rvc	Ku	Kvc	Kur	
		kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>3</sup>	°	°	°	°	kPa	kPa		kPa	kPa	kPa			kPa		kPa	kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>3</sup>	
1	A	19.5	19.5	38				0		Constant	60000	96000										
2	B	18	18	33				0		Constant	40000	64000										

## Descrizione Pareti

X : -8.15 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -16 m

Muro di sinistra

Armatura Lunghezza segmenti : 1 m

Rinforzo longitudinale 1

Lunghezza : 16 m

Materiale : B450C

Quota iniziale : 0 m

Barre 1

Numero di barre : 22

Diametro : 0.022 m

Distanza dal bordo : 0.105 m

Staffe 1

Numero di staffe : 2

Copertura : 0.075 m

Diametro : 0.014 m

Lunghezza : 16 m

Quota iniziale : 0 m

Passo : 0.2 m

Sezione : Tangent

Area equivalente : 0.713998330361317 m

Inerzia equivalente : 0.0446 m<sup>4</sup>/m

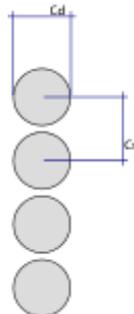
Materiale calcestruzzo : C25/30

Tipo sezione : Tangent

Spaziatura : 1.1 m

Diametro : 1 m

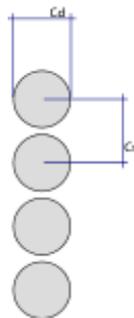
Efficacia : 1



X : 8.15 m  
Quota in alto : 0 m  
Quota di fondo : -16 m  
Muro di destra

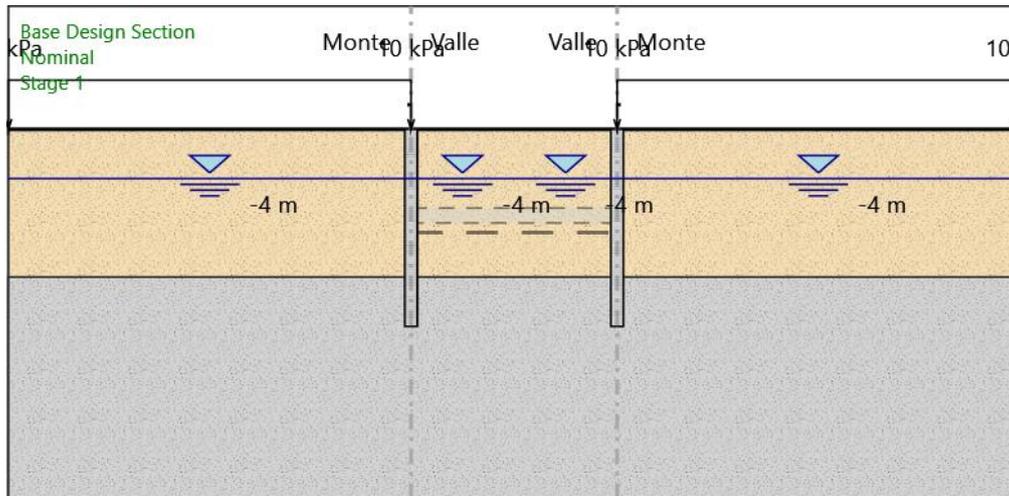
Armatura      Lunghezza segmenti : 1 m  
Rinforzo longitudinale 1  
Lunghezza : 16 m  
Materiale : B450C  
Quota iniziale : 0 m  
Barre 1  
    Numero di barre : 22  
    Diametro : 0.022 m  
    Distanza dal bordo : 0.105 m  
Staffe 1  
    Numero di staffe : 2  
    Copertura : 0.075 m  
    Diametro : 0.012 m  
    Lunghezza : 16 m  
    Quota iniziale : 0 m  
    Passo : 0.2 m

Sezione : Tangent  
Area equivalente : 0.713998330361317 m  
Inerzia equivalente : 0.0446 m<sup>4</sup>/m  
Materiale calcestruzzo : C25/30  
Tipo sezione : Tangent  
Spaziatura : 1.1 m  
Diametro : 1 m  
Efficacia : 1



## Fasi di Calcolo

### Stage 1



#### Stage 1

##### Scavo

###### Muro di sinistra

Lato monte : 0 m

Lato valle : 0 m

###### Muro di destra

Lato monte : 0 m

Lato valle : 0 m

###### Linea di scavo di sinistra (Orizzontale)

0 m

###### Linea di scavo centrale (Orizzontale)

0 m

###### Linea di scavo di destra (Orizzontale)

0 m

##### Falda acquifera

Falda di sinistra : -4 m

Falda di destra : -4 m

Falda centrale-sinistra : -4 m

Falda centrale-destra : -4 m

##### Carichi

###### Carico lineare in superficie : qSX

X iniziale : -40 m

X finale : -8.15 m

Pressione iniziale : 10 kPa

Pressione finale : 10 kPa

###### Carico lineare in superficie : qDX

X iniziale : 8.15 m

X finale : 40 m

Pressione iniziale : 10 kPa

Pressione finale : 10 kPa

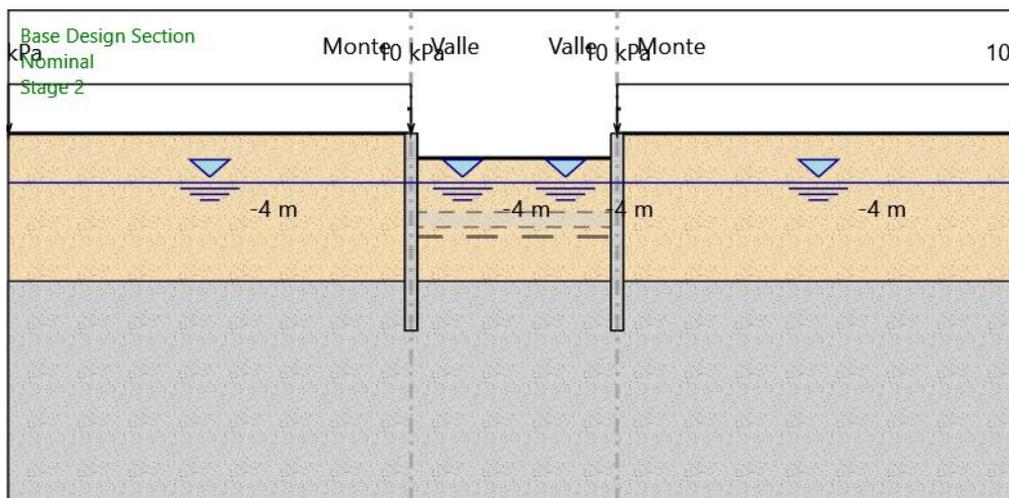
##### Elementi strutturali

Paratia : WallElement

X : -8.15 m

Quota in alto : 0 m  
Quota di fondo : -16 m  
Sezione : Tangent  
Paratia : WallElement  
X : 8.15 m  
Quota in alto : 0 m  
Quota di fondo : -16 m  
Sezione : Tangent

## Stage 2



### Stage 2

#### Scavo

##### Muro di sinistra

Lato monte : 0 m

Lato valle : -2 m

##### Muro di destra

Lato monte : 0 m

Lato valle : -2 m

Linea di scavo di sinistra (Orizzontale)

0 m

Linea di scavo centrale (Orizzontale)

-2 m

Linea di scavo di destra (Orizzontale)

0 m

#### Falda acquifera

Falda di sinistra : -4 m

Falda di destra : -4 m

Falda centrale-sinistra : -4 m

Falda centrale-destra : -4 m

#### Carichi

Carico lineare in superficie : qSX

X iniziale : -40 m

X finale : -8.15 m

Pressione iniziale : 10 kPa

Pressione finale : 10 kPa

Carico lineare in superficie : qDX

X iniziale : 8.15 m

X finale : 40 m

Pressione iniziale : 10 kPa

Pressione finale : 10 kPa

#### Elementi strutturali

Paratia : WallElement

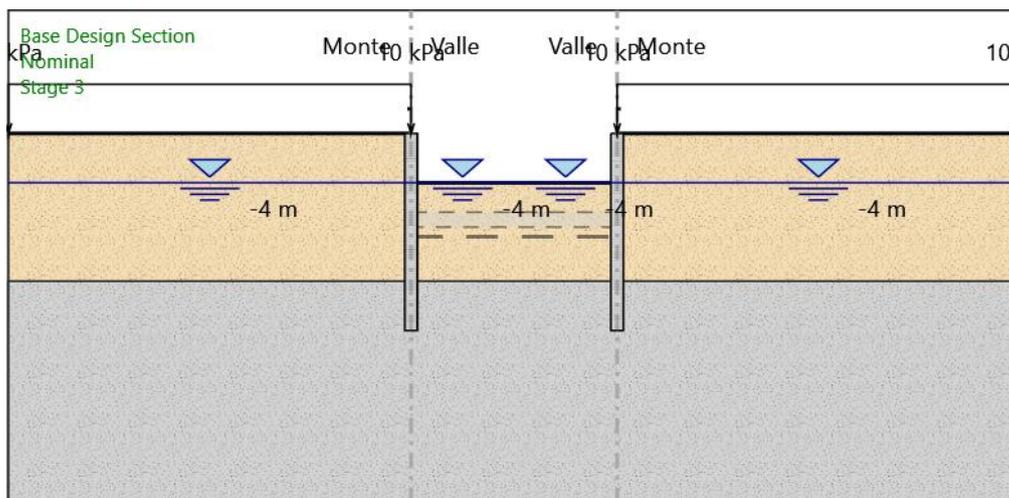
X : -8.15 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -16 m

Sezione : Tangent  
Paratia : WallElement  
X : 8.15 m  
Quota in alto : 0 m  
Quota di fondo : -16 m  
Sezione : Tangent

## Stage 3



### Stage 3

#### Scavo

##### Muro di sinistra

Lato monte : 0 m

Lato valle : -4 m

##### Muro di destra

Lato monte : 0 m

Lato valle : -4 m

Linea di scavo di sinistra (Orizzontale)

0 m

Linea di scavo centrale (Orizzontale)

-4 m

Linea di scavo di destra (Orizzontale)

0 m

#### Falda acquifera

Falda di sinistra : -4 m

Falda di destra : -4 m

Falda centrale-sinistra : -4 m

Falda centrale-destra : -4 m

#### Carichi

Carico lineare in superficie : qSX

X iniziale : -40 m

X finale : -8.15 m

Pressione iniziale : 10 kPa

Pressione finale : 10 kPa

Carico lineare in superficie : qDX

X iniziale : 8.15 m

X finale : 40 m

Pressione iniziale : 10 kPa

Pressione finale : 10 kPa

#### Elementi strutturali

Paratia : WallElement

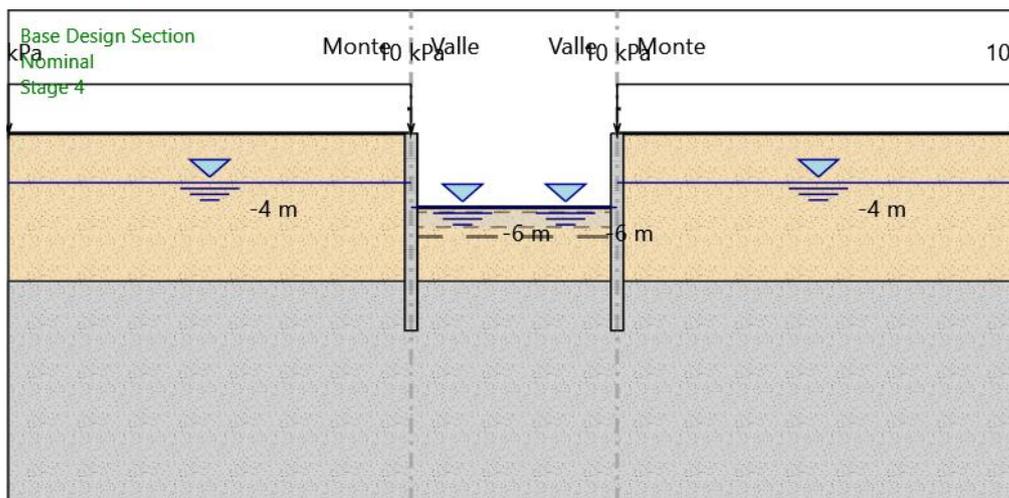
X : -8.15 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -16 m

Sezione : Tangent  
Paratia : WallElement  
X : 8.15 m  
Quota in alto : 0 m  
Quota di fondo : -16 m  
Sezione : Tangent

## Stage 4



### Stage 4

#### Scavo

##### Muro di sinistra

Lato monte : 0 m

Lato valle : -6 m

##### Muro di destra

Lato monte : 0 m

Lato valle : -6 m

Linea di scavo di sinistra (Orizzontale)

0 m

Linea di scavo centrale (Orizzontale)

-6 m

Linea di scavo di destra (Orizzontale)

0 m

#### Falda acquifera

Falda di sinistra : -4 m

Falda di destra : -4 m

Falda centrale-sinistra : -6 m

Falda centrale-destra : -6 m

#### Carichi

Carico lineare in superficie : qSX

X iniziale : -40 m

X finale : -8.15 m

Pressione iniziale : 10 kPa

Pressione finale : 10 kPa

Carico lineare in superficie : qDX

X iniziale : 8.15 m

X finale : 40 m

Pressione iniziale : 10 kPa

Pressione finale : 10 kPa

#### Elementi strutturali

Paratia : WallElement

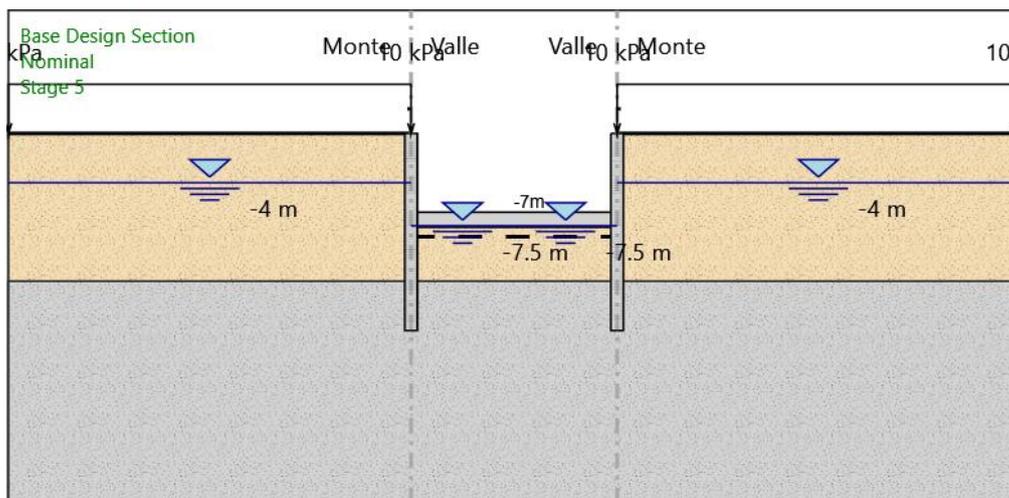
X : -8.15 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -16 m

Sezione : Tangent  
Paratia : WallElement  
X : 8.15 m  
Quota in alto : 0 m  
Quota di fondo : -16 m  
Sezione : Tangent

## Stage 5



### Stage 5

#### Scavo

##### Muro di sinistra

Lato monte : 0 m

Lato valle : -7.5 m

##### Muro di destra

Lato monte : 0 m

Lato valle : -7.5 m

Linea di scavo di sinistra (Orizzontale)

0 m

Linea di scavo centrale (Orizzontale)

-7.5 m

Linea di scavo di destra (Orizzontale)

0 m

#### Falda acquifera

Falda di sinistra : -4 m

Falda di destra : -4 m

Falda centrale-sinistra : -7.5 m

Falda centrale-destra : -7.5 m

#### Carichi

Carico lineare in superficie : qSX

X iniziale : -40 m

X finale : -8.15 m

Pressione iniziale : 10 kPa

Pressione finale : 10 kPa

Carico lineare in superficie : qDX

X iniziale : 8.15 m

X finale : 40 m

Pressione iniziale : 10 kPa

Pressione finale : 10 kPa

#### Elementi strutturali

Paratia : WallElement

X : -8.15 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -16 m

Sezione : Tangent  
Paratia : WallElement  
X : 8.15 m  
Quota in alto : 0 m  
Quota di fondo : -16 m  
Sezione : Tangent  
Soletta : Platea  
X del primo muro : -8.15 m  
X del secondo muro : 8.15 m  
Z : -7 m  
Lunghezza : 16.3 m  
Angolo : 0 °  
Sezione : AR

# Tabella Configurazione Stage (Nominal)



**PARATIE** *plus*<sup>TM</sup>



## Descrizione della Stratigrafia e degli Strati di Terreno

Tipo : POLYLINE

Punti

(-20;17)  
 (-9.5;17.5)  
 (-5.6;19.5)  
 (-1.25;19.2)  
 (-0.85;21)  
 (0;21.2)  
 (10.6;23.1)  
 (16.3;23.2)  
 (18.8;24.3)  
 (29.7;28)  
 (40;34.4)  
 (44.5;37)  
 (50;40)  
 (55;42)  
 (60;45)  
 (60;-30)  
 (-25;-30)

OCR : 1

Tipo : POLYLINE

Punti

(-20;0.9)  
 (0;6)  
 (17.9;9.8)  
 (32.6;17)  
 (40;21.7)  
 (46;26.5)  
 (52.5;31)  
 (60;39.5)  
 (60;-30)  
 (-25;-30)

OCR : 1

Strato di Terreno	Terreno	$\gamma$ dry	$\gamma$ sat	$\phi'$	$\phi$	$c_v$	$\phi_p$	$c'$	Su	Modulo Elastico	Eu	Evc	Eur	Ah	Avexp	Pa	Rur/Rvc	Rvc	Ku	Kvc	Kur	
		kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>3</sup>	°	°	°	°	kPa	kPa			kPa	kPa			kPa		kPa	kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>3</sup>	
1	C	20	20	38				0	Constant		80000	128000										
2	D	27	27	56				190	Constant		90000	144000										

## Descrizione Pareti

X : 23.5 m

Quota in alto : 24 m

Quota di fondo : 1 m

Muro di destra

Sezione : MICRO $\phi$ 300

Area equivalente : 0.0351466197006745 m

Inerzia equivalente : 0.0002 m<sup>4</sup>/m

Materiale calcestruzzo : C25/30

Tipo sezione : Tangent

Spaziatura : 0.4 m

Diametro : 0.3 m

Efficacia : 1

Materiale acciaio : S355

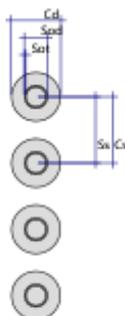
Sezione : CHS139.7\*10

Tipo sezione : O

Spaziatura : 0.4 m

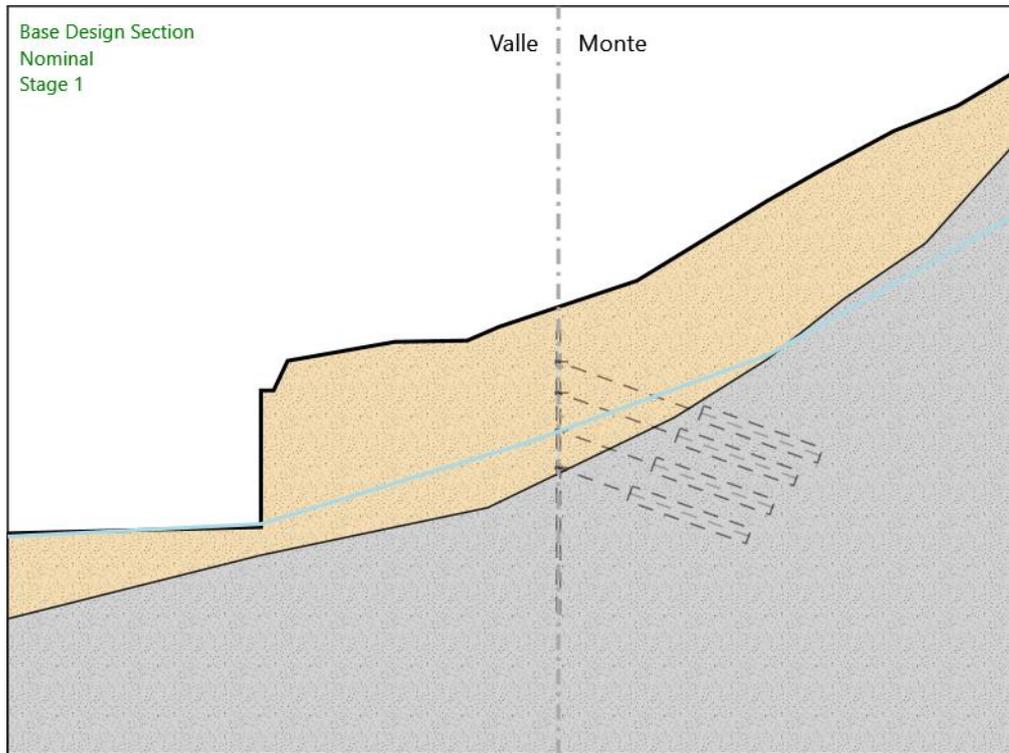
Spessore : 0.01 m

Diametro : 0.1397 m



# Fasi di Calcolo

## Stage 1



Stage 1

Scavo

Muro di destra

Lato monte : 25.8954128440367 m

Lato valle : 25.8954128440367 m

Linea di scavo di sinistra (Irregolare)

(-20;7.75)

(0;8.25)

(0;19.2)

(1;19.2)

(2.10744167469495;21.5777489794265)

(10.6;23.1)

(16.3;23.2)

(18.8;24.3)

(23.5;25.8954128440367)

Linea di scavo di destra (Irregolare)

(23.5;25.8954128440367)

(29.7;28)

(40;34.4)

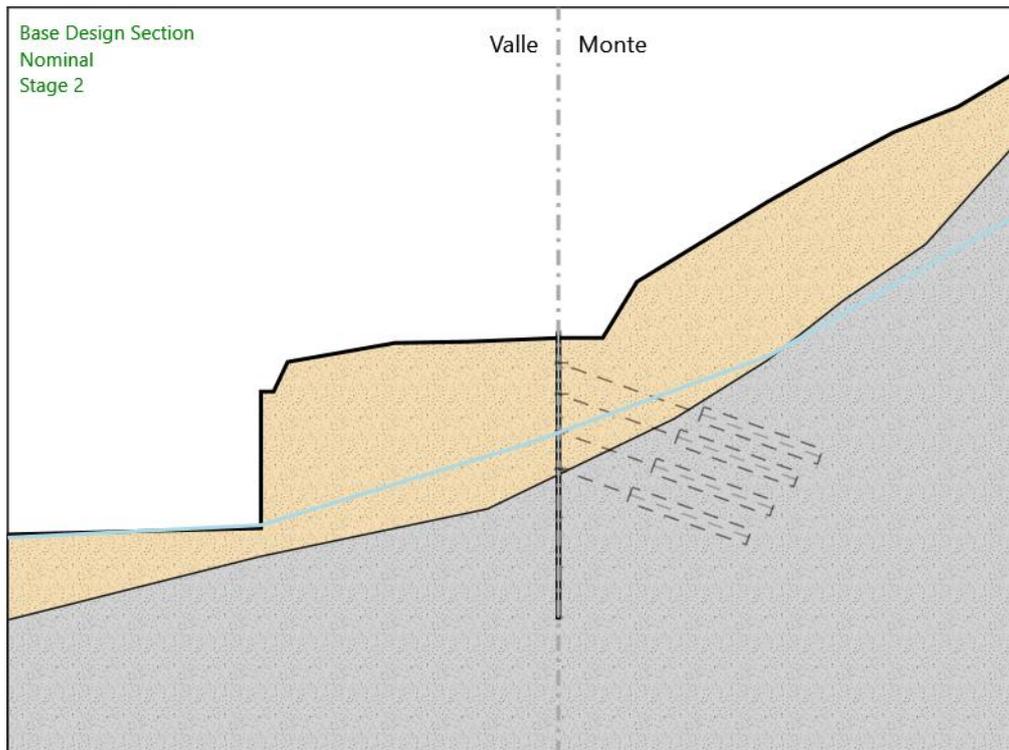
(44.5;37)

(50;40)

(55;42)

(60;45)

## Stage 2



Stage 2

Scavo

Muro di destra

Lato monte : 23.5 m

Lato valle : 23.5 m

Linea di scavo di sinistra (Irregolare)

(-20;7.75)

(0;8.25)

(0;19.2)

(1;19.2)

(2.10744167469495;21.5777489794265)

(10.6;23.1)

(16.3;23.2)

(23.5;23.5)

Linea di scavo di destra (Irregolare)

(23.5;23.5)

(27;23.5)

(29.7;28)

(40;34.4)

(44.5;37)

(50;40)

(55;42)

(60;45)

Elementi strutturali

Paratia : WallElement

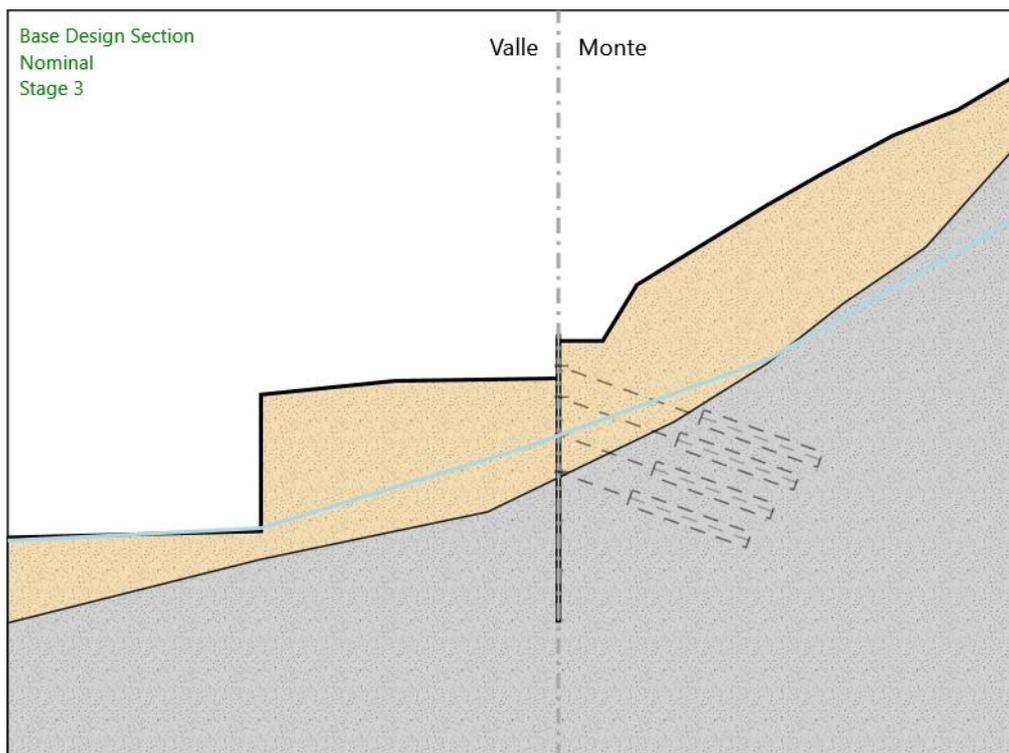
X : 23.5 m

Quota in alto : 24 m

Quota di fondo : 1 m

Sezione : MICRO $\phi$ 300

## Stage 3



### Stage 3

#### Scavo

##### Muro di destra

Lato monte : 23.5 m

Lato valle : 20.5 m

##### Linea di scavo di sinistra (Irregolare)

(-20;7.75)

(0;8.25)

(0;19.2)

(10.6;20.3)

(23.5;20.5)

##### Linea di scavo di destra (Irregolare)

(23.5;23.5)

(27;23.5)

(29.7;28)

(40;34.4)

(44.5;37)

(50;40)

(55;42)

(60;45)

#### Elementi strutturali

Paratia : WallElement

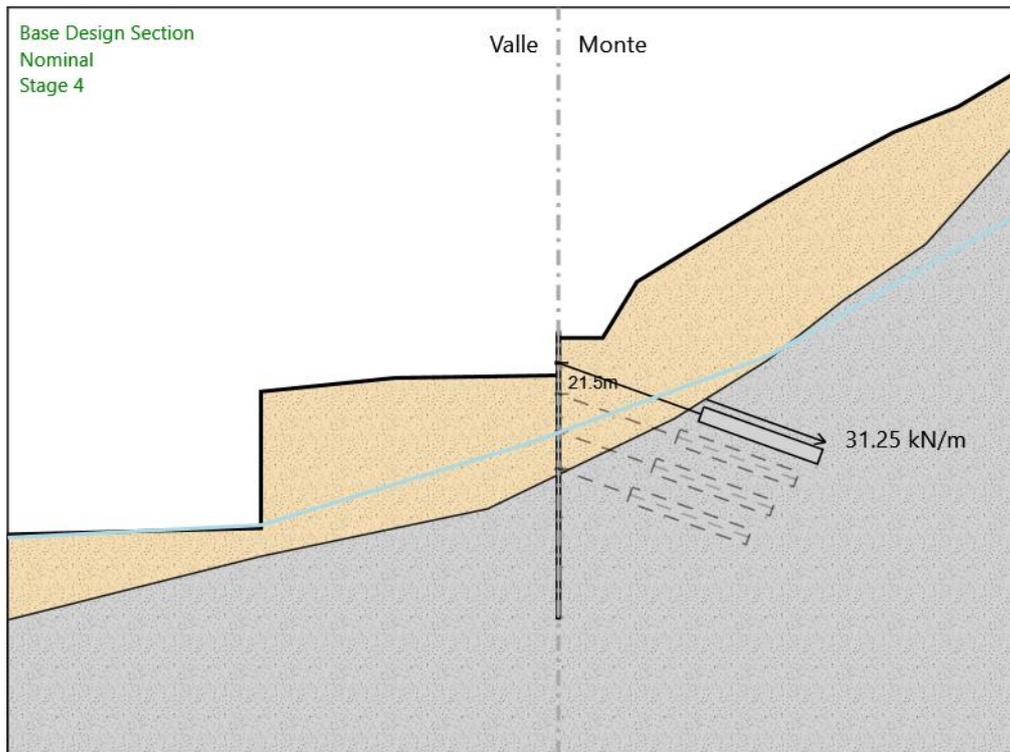
X : 23.5 m

Quota in alto : 24 m

Quota di fondo : 1 m

Sezione : MICROØ300

## Stage 4



### Stage 4

#### Scavo

##### Muro di destra

Lato monte : 23.5 m

Lato valle : 20.5 m

##### Linea di scavo di sinistra (Irregolare)

(-20;7.75)

(0;8.25)

(0;19.2)

(10.6;20.3)

(23.5;20.5)

##### Linea di scavo di destra (Irregolare)

(23.5;23.5)

(27;23.5)

(29.7;28)

(40;34.4)

(44.5;37)

(50;40)

(55;42)

(60;45)

#### Elementi strutturali

Paratia : WallElement

X : 23.5 m

Quota in alto : 24 m

Quota di fondo : 1 m

Sezione : MICRO $\phi$ 300

Tirante : TIR1

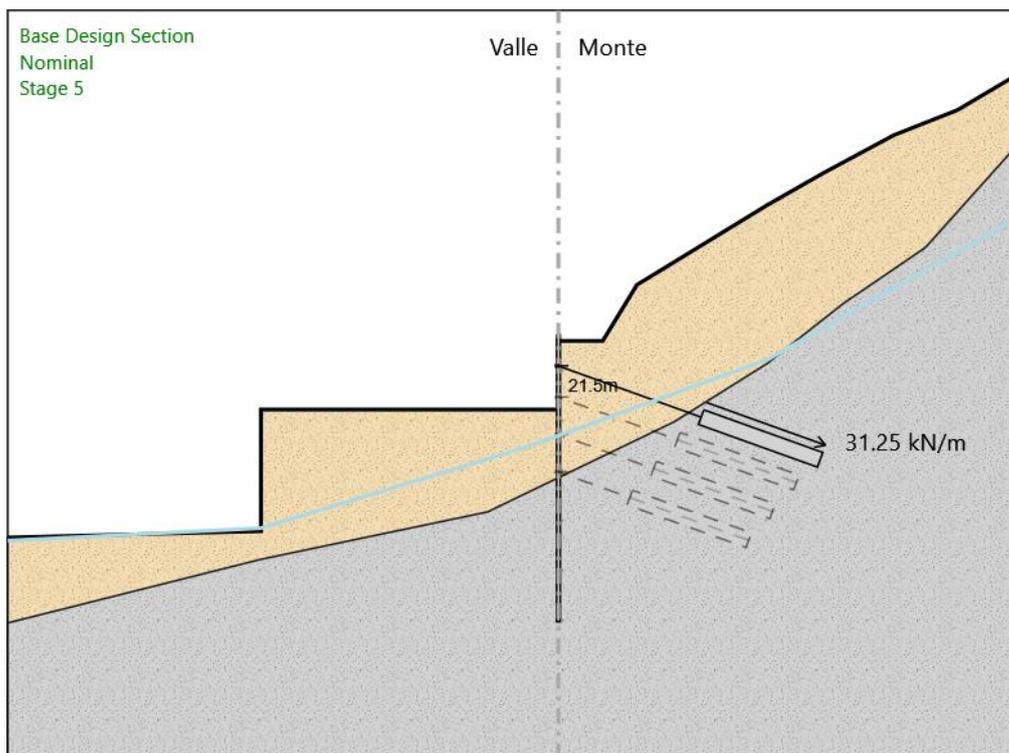
X : 23.5 m

Z : 21.5 m

Lunghezza bulbo : 10 m  
Diametro bulbo : 0.15 m  
Lunghezza libera : 12 m  
Spaziatura orizzontale : 3.2 m  
Precarico : 100 kN  
Angolo : 160 °  
Sezione : 3 strands  
    Tipo di barre : Barre trefoli  
    Numero di barre : 3  
    Diametro : 0.01331 m  
    Area : 0.000417 m<sup>2</sup>

Trave di Ripartizione : UPN220  
Sezione : UPN220  
    UPN 220  
    Materiale : S355

## Stage 5



Stage 5

Scavo

Muro di destra

Lato monte : 23.5 m

Lato valle : 18 m

Linea di scavo di sinistra (Irregolare)

(-20;7.75)

(0;8.25)

(0;18)

(23.5;18)

Linea di scavo di destra (Irregolare)

(23.5;23.5)

(27;23.5)

(29.7;28)

(40;34.4)

(44.5;37)

(50;40)

(55;42)

(60;45)

Elementi strutturali

Paratia : WallElement

X : 23.5 m

Quota in alto : 24 m

Quota di fondo : 1 m

Sezione : MICRO $\phi$ 300

Tirante : TIR1

X : 23.5 m

Z : 21.5 m

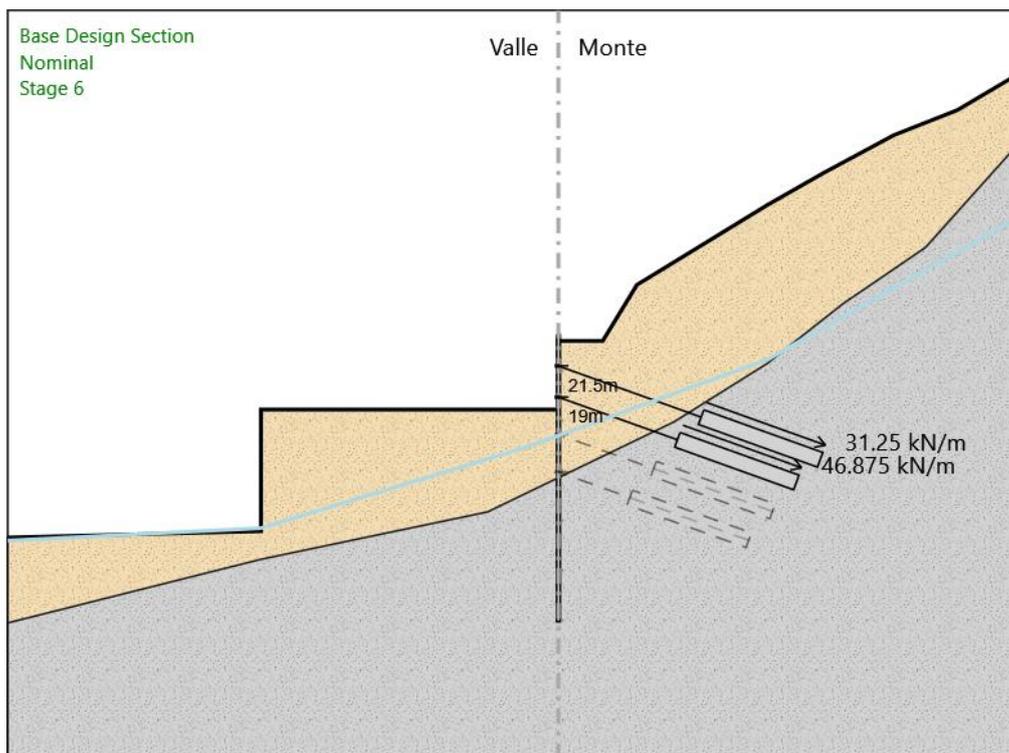
Lunghezza bulbo : 10 m

Diametro bulbo : 0.15 m  
Lunghezza libera : 12 m  
Spaziatura orizzontale : 3.2 m  
Precarico : 100 kN  
Angolo : 160 °  
Sezione : 3 strands  
    Tipo di barre : Barre trefoli  
    Numero di barre : 3  
    Diametro : 0.01331 m  
    Area : 0.000417 m<sup>2</sup>

Trave di Ripartizione : UPN220

Sezione : UPN220  
UPN 220  
Materiale : S355

## Stage 6



Stage 6

Scavo

Muro di destra

Lato monte : 23.5 m

Lato valle : 18 m

Linea di scavo di sinistra (Irregolare)

(-20;7.75)

(0;8.25)

(0;18)

(23.5;18)

Linea di scavo di destra (Irregolare)

(23.5;23.5)

(27;23.5)

(29.7;28)

(40;34.4)

(44.5;37)

(50;40)

(55;42)

(60;45)

Elementi strutturali

Paratia : WallElement

X : 23.5 m

Quota in alto : 24 m

Quota di fondo : 1 m

Sezione : MICRO $\phi$ 300

Tirante : TIR1

X : 23.5 m

Z : 21.5 m

Lunghezza bulbo : 10 m

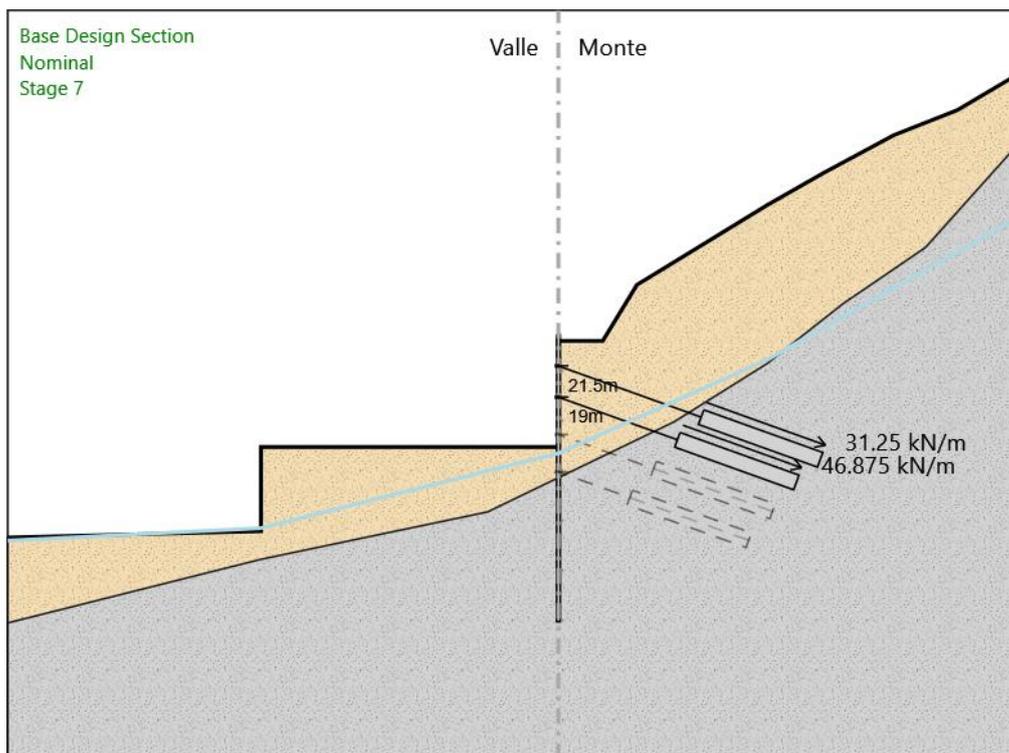
Diametro bulbo : 0.15 m  
Lunghezza libera : 12 m  
Spaziatura orizzontale : 3.2 m  
Precarico : 100 kN  
Angolo : 160 °  
Sezione : 3 strands  
    Tipo di barre : Barre trefoli  
    Numero di barre : 3  
    Diametro : 0.01331 m  
    Area : 0.000417 m<sup>2</sup>

Trave di Ripartizione : UPN220  
    Sezione : UPN220  
    UPN 220  
    Materiale : S355

Tirante : TIR2  
    X : 23.5 m  
    Z : 19 m  
    Lunghezza bulbo : 10 m  
    Diametro bulbo : 0.15 m  
    Lunghezza libera : 10 m  
    Spaziatura orizzontale : 3.2 m  
    Precarico : 150 kN  
    Angolo : 160 °  
    Sezione : 4 strands  
    Tipo di barre : Barre trefoli  
    Numero di barre : 4  
    Diametro : 0.01331 m  
    Area : 0.000556 m<sup>2</sup>

Trave di Ripartizione : UPN220  
    Sezione : UPN220  
    UPN 220  
    Materiale : S355

## Stage 7



### Stage 7

#### Scavo

##### Muro di destra

Lato monte : 23.5 m

Lato valle : 15 m

##### Linea di scavo di sinistra (Irregolare)

(-20;7.75)

(0;8.25)

(0;15)

(23.5;15)

##### Linea di scavo di destra (Irregolare)

(23.5;23.5)

(27;23.5)

(29.7;28)

(40;34.4)

(44.5;37)

(50;40)

(55;42)

(60;45)

#### Elementi strutturali

Paratia : WallElement

X : 23.5 m

Quota in alto : 24 m

Quota di fondo : 1 m

Sezione : MICRO $\phi$ 300

Tirante : TIR1

X : 23.5 m

Z : 21.5 m

Lunghezza bulbo : 10 m

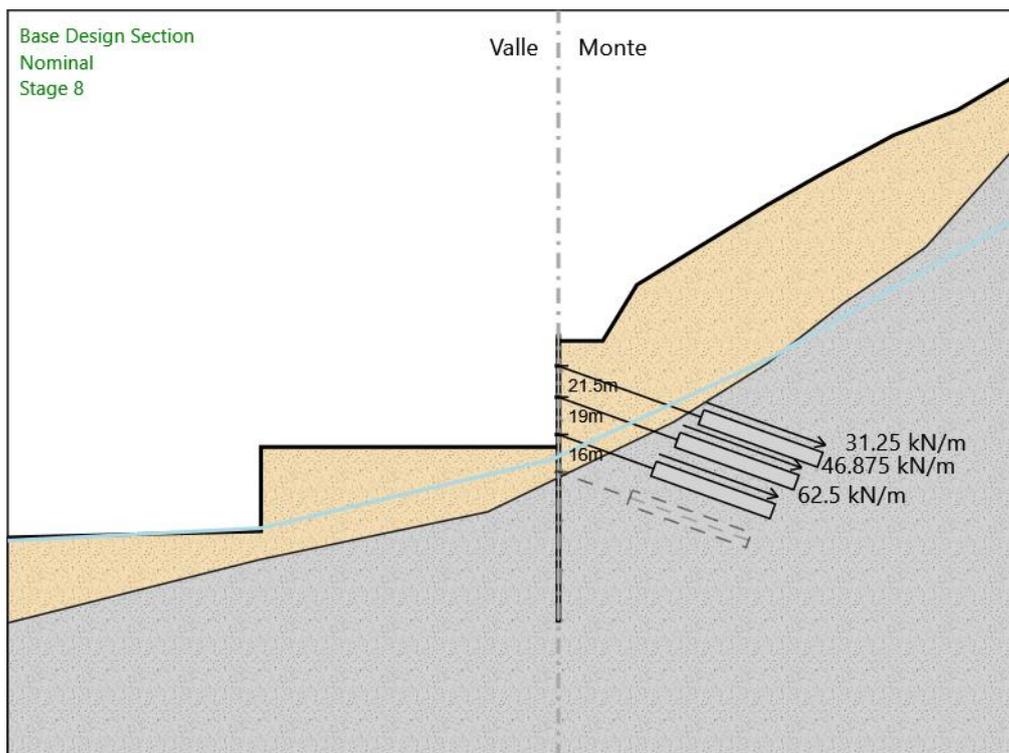
Diametro bulbo : 0.15 m  
Lunghezza libera : 12 m  
Spaziatura orizzontale : 3.2 m  
Precarico : 100 kN  
Angolo : 160 °  
Sezione : 3 strands  
    Tipo di barre : Barre trefoli  
    Numero di barre : 3  
    Diametro : 0.01331 m  
    Area : 0.000417 m<sup>2</sup>

Trave di Ripartizione : UPN220  
Sezione : UPN220  
    UPN 220  
    Materiale : S355

Tirante : TIR2  
X : 23.5 m  
Z : 19 m  
Lunghezza bulbo : 10 m  
Diametro bulbo : 0.15 m  
Lunghezza libera : 10 m  
Spaziatura orizzontale : 3.2 m  
Precarico : 150 kN  
Angolo : 160 °  
Sezione : 4 strands  
    Tipo di barre : Barre trefoli  
    Numero di barre : 4  
    Diametro : 0.01331 m  
    Area : 0.000556 m<sup>2</sup>

Trave di Ripartizione : UPN220  
Sezione : UPN220  
    UPN 220  
    Materiale : S355

## Stage 8



Stage 8

Scavo

Muro di destra

Lato monte : 23.5 m

Lato valle : 15 m

Linea di scavo di sinistra (Irregolare)

(-20;7.75)

(0;8.25)

(0;15)

(23.5;15)

Linea di scavo di destra (Irregolare)

(23.5;23.5)

(27;23.5)

(29.7;28)

(40;34.4)

(44.5;37)

(50;40)

(55;42)

(60;45)

Elementi strutturali

Paratia : WallElement

X : 23.5 m

Quota in alto : 24 m

Quota di fondo : 1 m

Sezione : MICRO $\phi$ 300

Tirante : TIR1

X : 23.5 m

Z : 21.5 m

Lunghezza bulbo : 10 m

Diametro bulbo : 0.15 m  
Lunghezza libera : 12 m  
Spaziatura orizzontale : 3.2 m  
Precarico : 100 kN  
Angolo : 160 °  
Sezione : 3 strands  
    Tipo di barre : Barre trefoli  
    Numero di barre : 3  
    Diametro : 0.01331 m  
    Area : 0.000417 m<sup>2</sup>

Trave di Ripartizione : UPN220  
    Sezione : UPN220  
    UPN 220  
    Materiale : S355

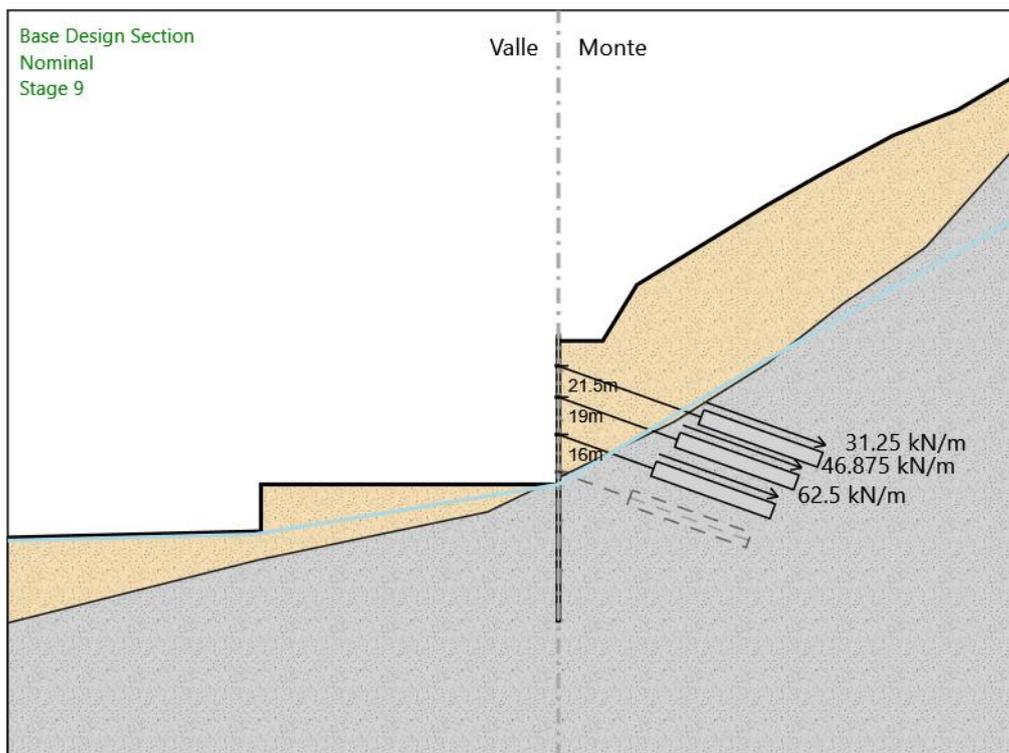
Tirante : TIR2  
    X : 23.5 m  
    Z : 19 m  
    Lunghezza bulbo : 10 m  
    Diametro bulbo : 0.15 m  
    Lunghezza libera : 10 m  
    Spaziatura orizzontale : 3.2 m  
    Precarico : 150 kN  
    Angolo : 160 °  
    Sezione : 4 strands  
    Tipo di barre : Barre trefoli  
    Numero di barre : 4  
    Diametro : 0.01331 m  
    Area : 0.000556 m<sup>2</sup>

Trave di Ripartizione : UPN220  
    Sezione : UPN220  
    UPN 220  
    Materiale : S355

Tirante : TIR3  
    X : 23.5 m  
    Z : 16 m  
    Lunghezza bulbo : 10 m  
    Diametro bulbo : 0.15 m  
    Lunghezza libera : 8 m  
    Spaziatura orizzontale : 3.2 m  
    Precarico : 200 kN  
    Angolo : 160 °  
    Sezione : 4 strands  
    Tipo di barre : Barre trefoli  
    Numero di barre : 4  
    Diametro : 0.01331 m  
    Area : 0.000556 m<sup>2</sup>

Trave di Ripartizione : UPN220  
    Sezione : UPN220  
    UPN 220  
    Materiale : S355

## Stage 9



Stage 9

Scavo

Muro di destra

Lato monte : 23.5 m

Lato valle : 12 m

Linea di scavo di sinistra (Irregolare)

(-20;7.75)

(0;8.25)

(0;12)

(23.5;12)

Linea di scavo di destra (Irregolare)

(23.5;23.5)

(27;23.5)

(29.7;28)

(40;34.4)

(44.5;37)

(50;40)

(55;42)

(60;45)

Elementi strutturali

Paratia : WallElement

X : 23.5 m

Quota in alto : 24 m

Quota di fondo : 1 m

Sezione : MICRO $\phi$ 300

Tirante : TIR1

X : 23.5 m

Z : 21.5 m

Lunghezza bulbo : 10 m

Diametro bulbo : 0.15 m  
Lunghezza libera : 12 m  
Spaziatura orizzontale : 3.2 m  
Precarico : 100 kN  
Angolo : 160 °  
Sezione : 3 strands  
    Tipo di barre : Barre trefoli  
    Numero di barre : 3  
    Diametro : 0.01331 m  
    Area : 0.000417 m<sup>2</sup>

Trave di Ripartizione : UPN220  
Sezione : UPN220  
    UPN 220  
    Materiale : S355

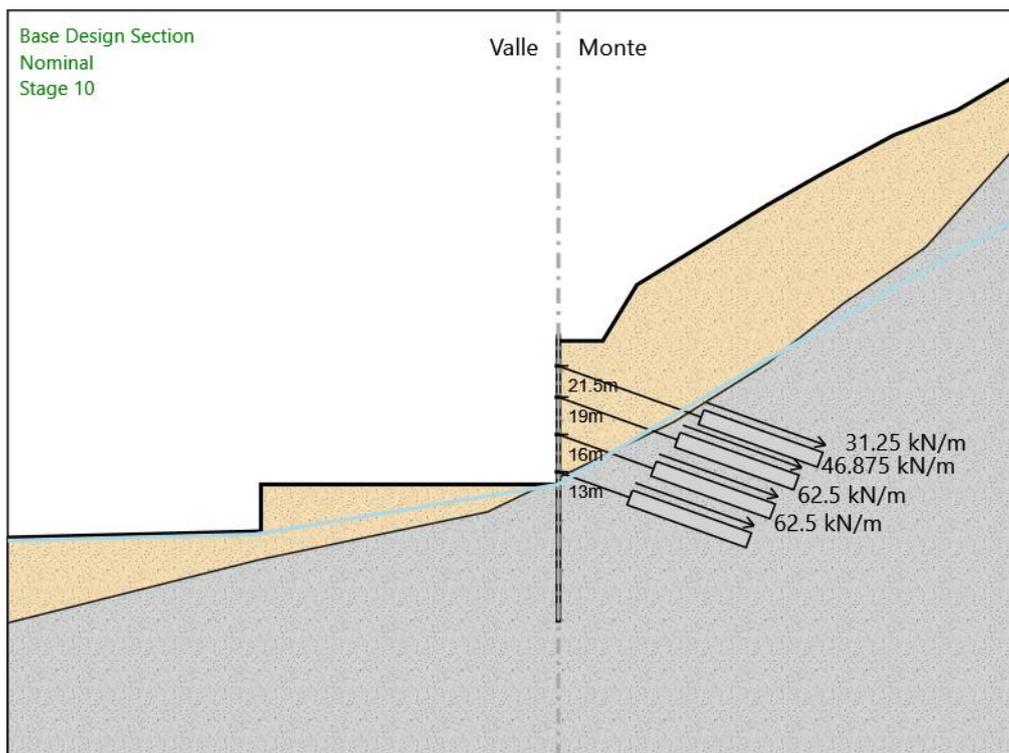
Tirante : TIR2  
X : 23.5 m  
Z : 19 m  
Lunghezza bulbo : 10 m  
Diametro bulbo : 0.15 m  
Lunghezza libera : 10 m  
Spaziatura orizzontale : 3.2 m  
Precarico : 150 kN  
Angolo : 160 °  
Sezione : 4 strands  
    Tipo di barre : Barre trefoli  
    Numero di barre : 4  
    Diametro : 0.01331 m  
    Area : 0.000556 m<sup>2</sup>

Trave di Ripartizione : UPN220  
Sezione : UPN220  
    UPN 220  
    Materiale : S355

Tirante : TIR3  
X : 23.5 m  
Z : 16 m  
Lunghezza bulbo : 10 m  
Diametro bulbo : 0.15 m  
Lunghezza libera : 8 m  
Spaziatura orizzontale : 3.2 m  
Precarico : 200 kN  
Angolo : 160 °  
Sezione : 4 strands  
    Tipo di barre : Barre trefoli  
    Numero di barre : 4  
    Diametro : 0.01331 m  
    Area : 0.000556 m<sup>2</sup>

Trave di Ripartizione : UPN220  
Sezione : UPN220  
    UPN 220  
    Materiale : S355

## Stage 10



Stage 10

Scavo

Muro di destra

Lato monte : 23.5 m

Lato valle : 12 m

Linea di scavo di sinistra (Irregolare)

(-20;7.75)

(0;8.25)

(0;12)

(23.5;12)

Linea di scavo di destra (Irregolare)

(23.5;23.5)

(27;23.5)

(29.7;28)

(40;34.4)

(44.5;37)

(50;40)

(55;42)

(60;45)

Elementi strutturali

Paratia : WallElement

X : 23.5 m

Quota in alto : 24 m

Quota di fondo : 1 m

Sezione : MICRO $\phi$ 300

Tirante : TIR1

X : 23.5 m

Z : 21.5 m

Lunghezza bulbo : 10 m

Diametro bulbo : 0.15 m  
Lunghezza libera : 12 m  
Spaziatura orizzontale : 3.2 m  
Precarico : 100 kN  
Angolo : 160 °  
Sezione : 3 strands  
    Tipo di barre : Barre trefoli  
    Numero di barre : 3  
    Diametro : 0.01331 m  
    Area : 0.000417 m<sup>2</sup>

Trave di Ripartizione : UPN220  
Sezione : UPN220  
    UPN 220  
    Materiale : S355

Tirante : TIR2  
X : 23.5 m  
Z : 19 m  
Lunghezza bulbo : 10 m  
Diametro bulbo : 0.15 m  
Lunghezza libera : 10 m  
Spaziatura orizzontale : 3.2 m  
Precarico : 150 kN  
Angolo : 160 °  
Sezione : 4 strands  
    Tipo di barre : Barre trefoli  
    Numero di barre : 4  
    Diametro : 0.01331 m  
    Area : 0.000556 m<sup>2</sup>

Trave di Ripartizione : UPN220  
Sezione : UPN220  
    UPN 220  
    Materiale : S355

Tirante : TIR3  
X : 23.5 m  
Z : 16 m  
Lunghezza bulbo : 10 m  
Diametro bulbo : 0.15 m  
Lunghezza libera : 8 m  
Spaziatura orizzontale : 3.2 m  
Precarico : 200 kN  
Angolo : 160 °  
Sezione : 4 strands  
    Tipo di barre : Barre trefoli  
    Numero di barre : 4  
    Diametro : 0.01331 m  
    Area : 0.000556 m<sup>2</sup>

Trave di Ripartizione : UPN220  
Sezione : UPN220  
    UPN 220  
    Materiale : S355

Tirante : TIR4  
X : 23.5 m  
Z : 13 m  
Lunghezza bulbo : 10 m  
Diametro bulbo : 0.15 m  
Lunghezza libera : 6 m  
Spaziatura orizzontale : 3.2 m  
Precarico : 200 kN  
Angolo : 160 °

Sezione : 4 strands

Tipo di barre : Barre trefoli

Numero di barre : 4

Diametro : 0.01331 m

Area : 0.000556 m<sup>2</sup>

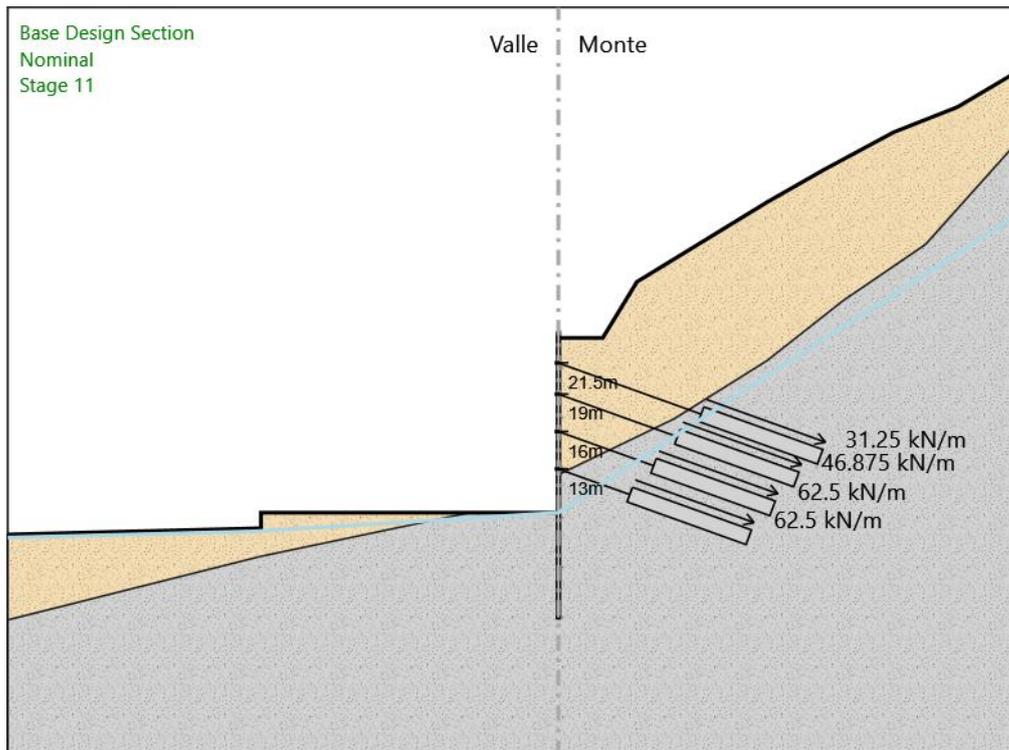
Trave di Ripartizione : UPN220

Sezione : UPN220

UPN 220

Materiale : S355

## Stage 11



### Stage 11

#### Scavo

##### Muro di destra

Lato monte : 23.5 m

Lato valle : 9.5 m

##### Linea di scavo di sinistra (Irregolare)

(-20;7.75)

(0;8.25)

(0;9.5)

(23.5;9.5)

##### Linea di scavo di destra (Irregolare)

(23.5;23.5)

(27;23.5)

(29.7;28)

(40;34.4)

(44.5;37)

(50;40)

(55;42)

(60;45)

#### Elementi strutturali

Paratia : WallElement

X : 23.5 m

Quota in alto : 24 m

Quota di fondo : 1 m

Sezione : MICRO $\phi$ 300

Tirante : TIR1

X : 23.5 m

Z : 21.5 m

Lunghezza bulbo : 10 m

Diametro bulbo : 0.15 m  
Lunghezza libera : 12 m  
Spaziatura orizzontale : 3.2 m  
Precarico : 100 kN  
Angolo : 160 °  
Sezione : 3 strands  
    Tipo di barre : Barre trefoli  
    Numero di barre : 3  
    Diametro : 0.01331 m  
    Area : 0.000417 m<sup>2</sup>

Trave di Ripartizione : UPN220  
Sezione : UPN220  
    UPN 220  
    Materiale : S355

Tirante : TIR2  
X : 23.5 m  
Z : 19 m  
Lunghezza bulbo : 10 m  
Diametro bulbo : 0.15 m  
Lunghezza libera : 10 m  
Spaziatura orizzontale : 3.2 m  
Precarico : 150 kN  
Angolo : 160 °  
Sezione : 4 strands  
    Tipo di barre : Barre trefoli  
    Numero di barre : 4  
    Diametro : 0.01331 m  
    Area : 0.000556 m<sup>2</sup>

Trave di Ripartizione : UPN220  
Sezione : UPN220  
    UPN 220  
    Materiale : S355

Tirante : TIR3  
X : 23.5 m  
Z : 16 m  
Lunghezza bulbo : 10 m  
Diametro bulbo : 0.15 m  
Lunghezza libera : 8 m  
Spaziatura orizzontale : 3.2 m  
Precarico : 200 kN  
Angolo : 160 °  
Sezione : 4 strands  
    Tipo di barre : Barre trefoli  
    Numero di barre : 4  
    Diametro : 0.01331 m  
    Area : 0.000556 m<sup>2</sup>

Trave di Ripartizione : UPN220  
Sezione : UPN220  
    UPN 220  
    Materiale : S355

Tirante : TIR4  
X : 23.5 m  
Z : 13 m  
Lunghezza bulbo : 10 m  
Diametro bulbo : 0.15 m  
Lunghezza libera : 6 m  
Spaziatura orizzontale : 3.2 m  
Precarico : 200 kN  
Angolo : 160 °

Sezione : 4 strands

Tipo di barre : Barre trefoli

Numero di barre : 4

Diametro : 0.01331 m

Area : 0.000556 m<sup>2</sup>

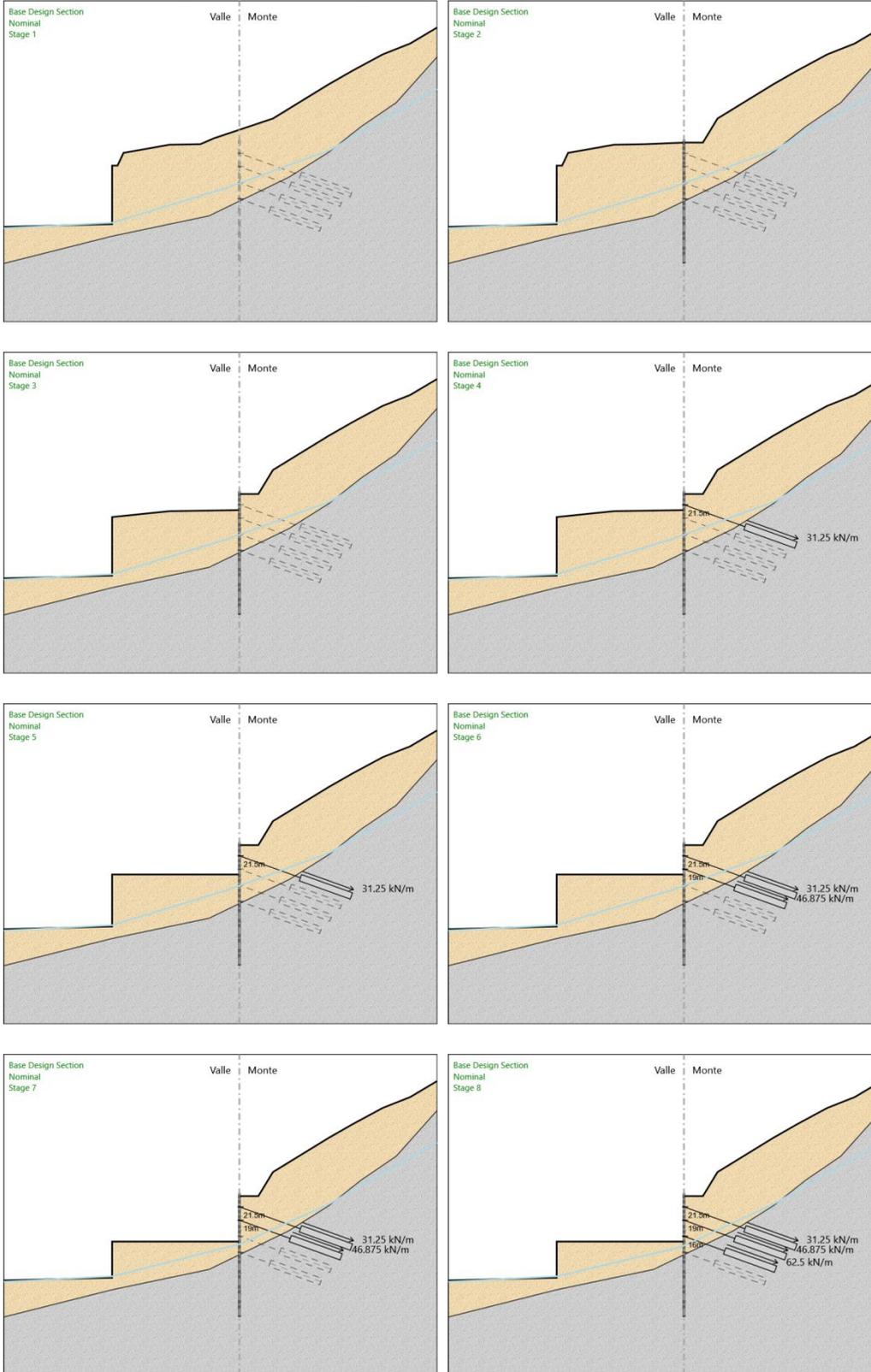
Trave di Ripartizione : UPN220

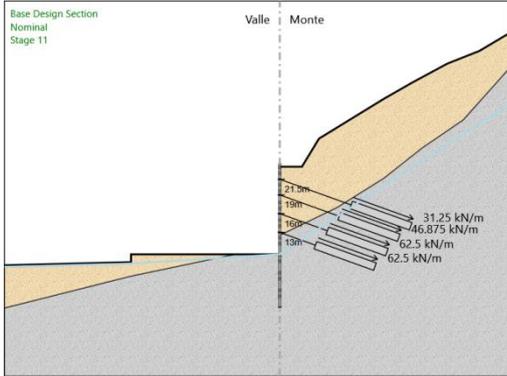
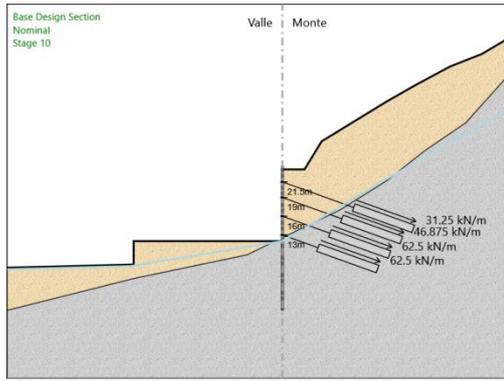
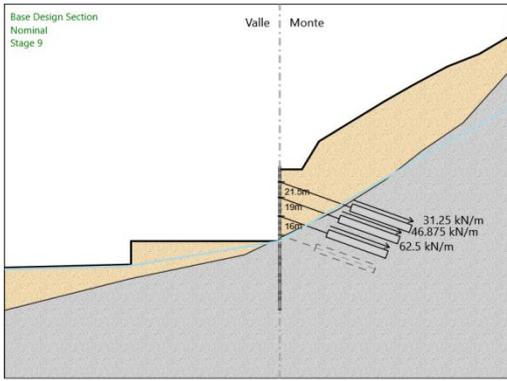
Sezione : UPN220

UPN 220

Materiale : S355

# Tabella Configurazione Stage (Nominal)







**PARATIE** *plus*<sup>™</sup>



## Descrizione della Stratigrafia e degli Strati di Terreno

Tipo : POLYLINE

Punti

(-20;17)  
 (-9.5;17.5)  
 (-5.6;19.5)  
 (-1.25;19.2)  
 (-0.85;21)  
 (0;21.2)  
 (10.6;23.1)  
 (16.3;23.2)  
 (18.8;24.3)  
 (29.7;28)  
 (40;34.4)  
 (40;-30)  
 (-25;-30)

OCR : 1

Tipo : POLYLINE

Punti

(-20;0.9)  
 (0;6)  
 (17.9;9.8)  
 (32.6;17)  
 (40;21.7)  
 (40;-30)  
 (-25;-30)

OCR : 1

Strato di Terreno	Terreno	$\gamma$ dry	$\gamma$ sat	$\phi'$	$\phi$	$c_v$	$\phi_p$	$c'$	$S_u$	Modulo Elastico	$E_u$	$E_{vc}$	$E_{ur}$	Ah	Av	exp Pa	Rur/Rvc	Rvc	Ku	Kvc	Kur		
		kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>3</sup>	°	°	°	°	kPa	kPa			kPa	kPa			kPa			kPa	kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>3</sup>	
1	C	20	20	38				0	Constant		80000	128000											
2	D	27	27	56				190	Constant		90000	144000											

## Descrizione Pareti

X : 0 m

Quota in alto : 19.5 m

Quota di fondo : -0.5 m

Muro di destra

Sezione : MICRO $\phi$ 300

Area equivalente : 0.0351466197006745 m

Inerzia equivalente : 0.0002 m<sup>4</sup>/m

Materiale calcestruzzo : C25/30

Tipo sezione : Tangent

Spaziatura : 0.4 m

Diametro : 0.3 m

Efficacia : 1

Materiale acciaio : S355

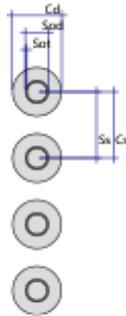
Sezione : CHS139.7\*10

Tipo sezione : O

Spaziatura : 0.4 m

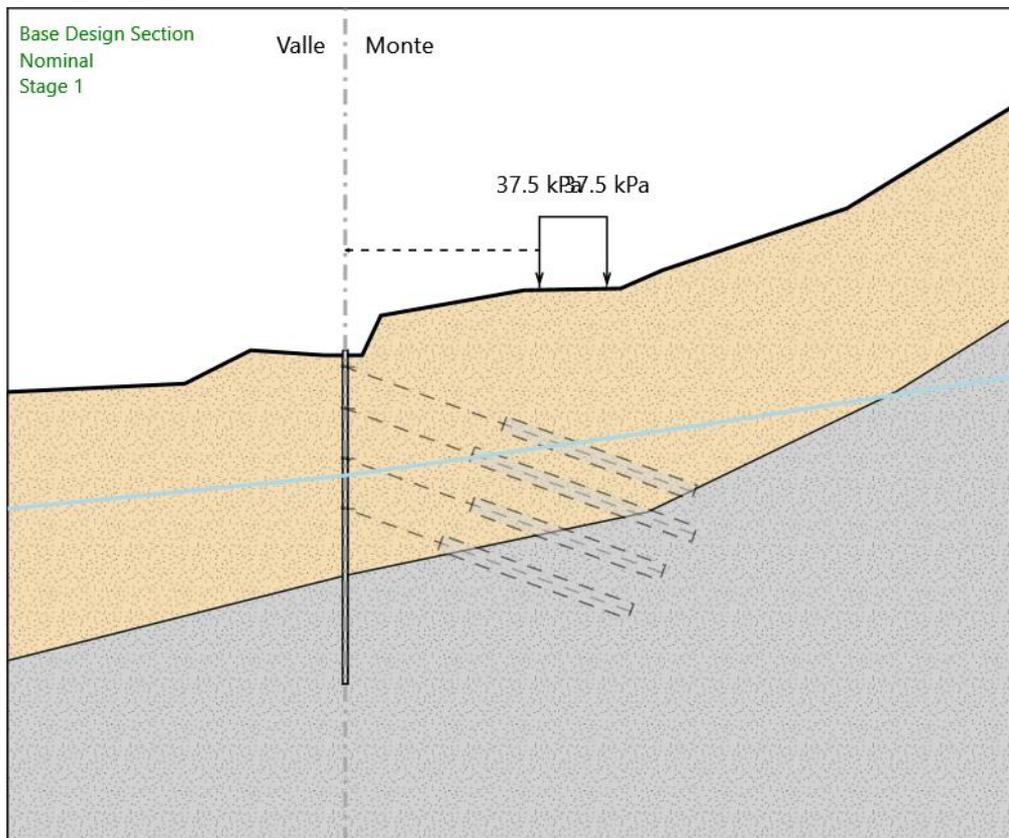
Spessore : 0.01 m

Diametro : 0.1397 m



# Fasi di Calcolo

## Stage 1



Stage 1

Scavo

Muro di destra

Lato monte : 19.2 m

Lato valle : 19.2 m

Linea di scavo di sinistra (Irregolare)

(-20;17)

(-9.5;17.5)

(-5.6;19.5)

(-1.25;19.2)

(0;19.2)

Linea di scavo di destra (Irregolare)

(0;19.2)

(1;19.2)

(2.10744167469495;21.5777489794265)

(10.6;23.1)

(16.3;23.2)

(18.8;24.3)

(29.7;28)

(40;34.4)

Carichi

Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge

X iniziale : 11.5 m

X finale : 15.5 m

Pressione iniziale : 37.5 kPa

Pressione finale : 37.5 kPa

#### Elementi strutturali

Paratia : WallElement

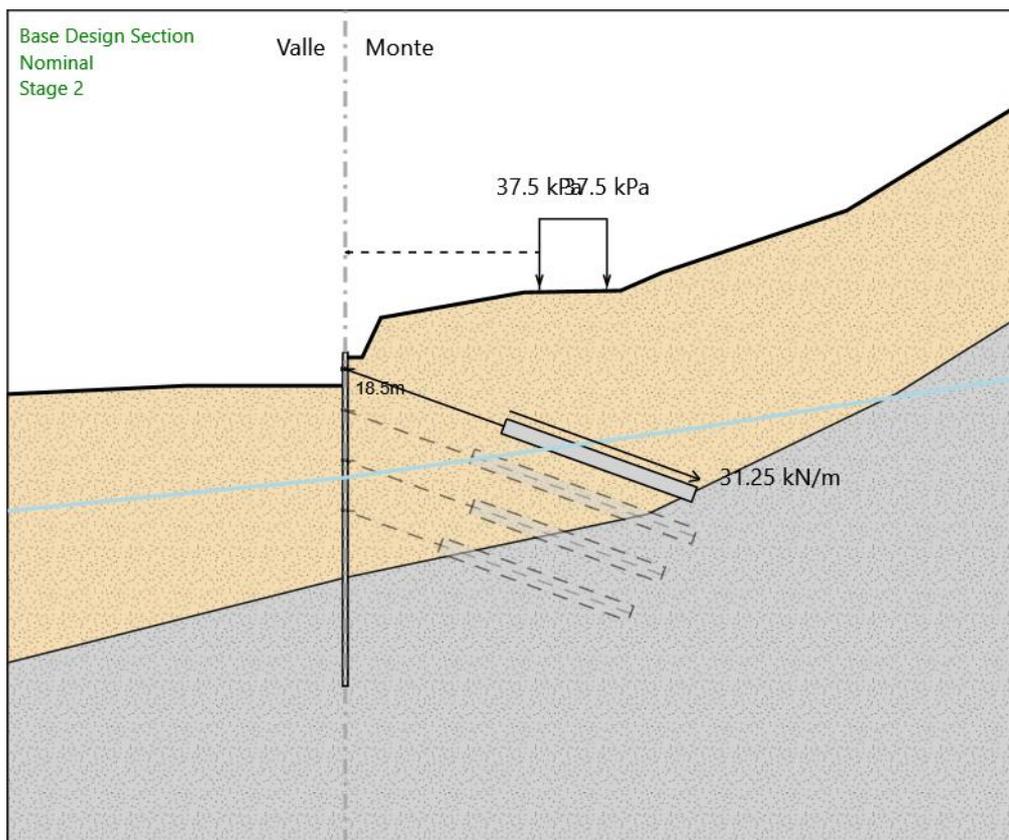
X : 0 m

Quota in alto : 19.5 m

Quota di fondo : -0.5 m

Sezione : MICROØ300

## Stage 2



### Stage 2

#### Scavo

##### Muro di destra

Lato monte : 19.2 m

Lato valle : 17.5 m

##### Linea di scavo di sinistra (Irregolare)

(-20;17)

(-9.5;17.5)

(-6;17.5)

(-1.25;17.5)

(0;17.5)

##### Linea di scavo di destra (Irregolare)

(0;19.2)

(1;19.2)

(2.10744167469495;21.5777489794265)

(10.6;23.1)

(16.3;23.2)

(18.8;24.3)

(29.7;28)

(40;34.4)

#### Carichi

##### Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge

X iniziale : 11.5 m

X finale : 15.5 m

Pressione iniziale : 37.5 kPa

Pressione finale : 37.5 kPa

## Elementi strutturali

Paratia : WallElement

X : 0 m

Quota in alto : 19.5 m

Quota di fondo : -0.5 m

Sezione : MICRO $\phi$ 300

Tirante : TIR1

X : 0 m

Z : 18.5 m

Lunghezza bulbo : 12 m

Diametro bulbo : 0.15 m

Lunghezza libera : 10 m

Spaziatura orizzontale : 3.2 m

Precarico : 100 kN

Angolo : 160 °

Sezione : 3 strands

Tipo di barre : Barre trefoli

Numero di barre : 3

Diametro : 0.01331 m

Area : 0.000417 m<sup>2</sup>

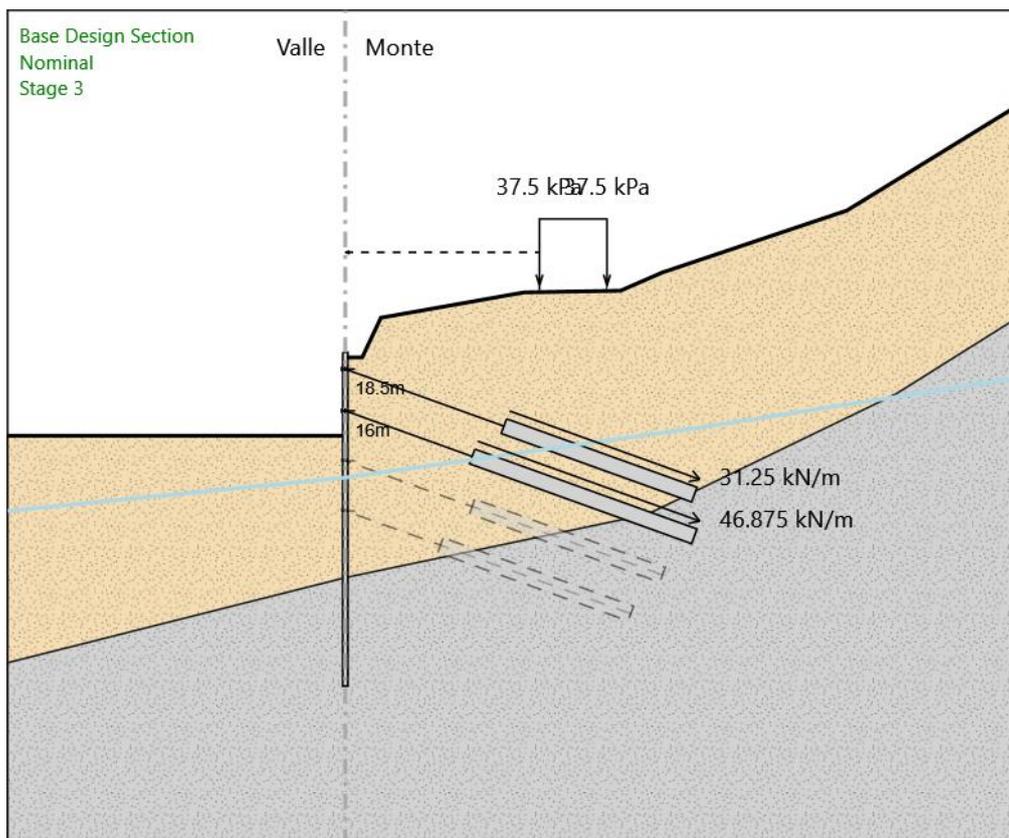
Trave di Ripartizione : UPN220

Sezione : UPN220

UPN 220

Materiale : S355

## Stage 3



### Stage 3 Scavo

#### Muro di destra

Lato monte : 19.2 m  
Lato valle : 14.5 m

Linea di scavo di sinistra (Orizzontale)  
14.5 m

Linea di scavo di destra (Irregolare)  
(0;19.2)  
(1;19.2)  
(2.10744167469495;21.5777489794265)  
(10.6;23.1)  
(16.3;23.2)  
(18.8;24.3)  
(29.7;28)  
(40;34.4)

#### Carichi

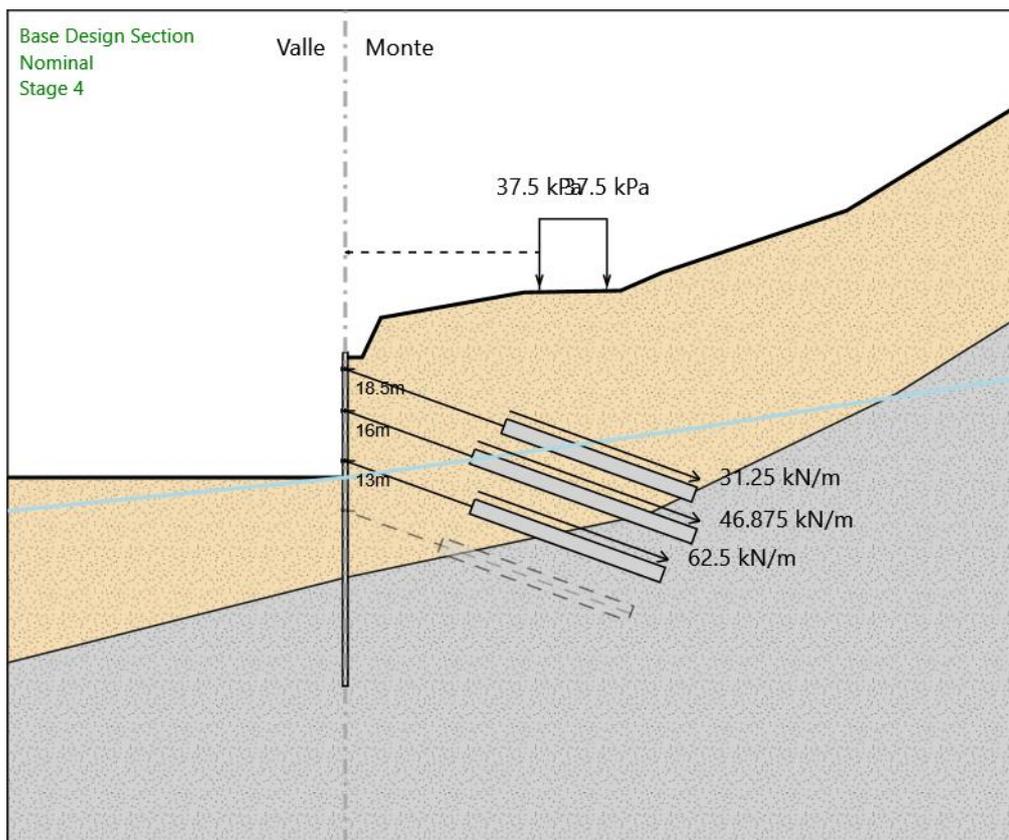
Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge  
X iniziale : 11.5 m  
X finale : 15.5 m  
Pressione iniziale : 37.5 kPa  
Pressione finale : 37.5 kPa

#### Elementi strutturali

Paratia : WallElement  
X : 0 m  
Quota in alto : 19.5 m

Quota di fondo : -0.5 m  
Sezione : MICROØ300  
Tirante : TIR1  
X : 0 m  
Z : 18.5 m  
Lunghezza bulbo : 12 m  
Diametro bulbo : 0.15 m  
Lunghezza libera : 10 m  
Spaziatura orizzontale : 3.2 m  
Precarico : 100 kN  
Angolo : 160 °  
Sezione : 3 strands  
    Tipo di barre : Barre trefoli  
    Numero di barre : 3  
    Diametro : 0.01331 m  
    Area : 0.000417 m<sup>2</sup>  
Trave di Ripartizione : UPN220  
Sezione : UPN220  
    UPN 220  
    Materiale : S355  
Tirante : TIR2  
X : 0 m  
Z : 16 m  
Lunghezza bulbo : 14 m  
Diametro bulbo : 0.15 m  
Lunghezza libera : 8 m  
Spaziatura orizzontale : 3.2 m  
Precarico : 150 kN  
Angolo : 160 °  
Sezione : 4 strands  
    Tipo di barre : Barre trefoli  
    Numero di barre : 4  
    Diametro : 0.01331 m  
    Area : 0.000556 m<sup>2</sup>  
Trave di Ripartizione : UPN220  
Sezione : UPN220  
    UPN 220  
    Materiale : S355

## Stage 4



### Stage 4 Scavo

#### Muro di destra

Lato monte : 19.2 m  
Lato valle : 12 m

Linea di scavo di sinistra (Orizzontale)  
12 m

Linea di scavo di destra (Irregolare)

(0;19.2)
(1;19.2)
(2.10744167469495;21.5777489794265)
(10.6;23.1)
(16.3;23.2)
(18.8;24.3)
(29.7;28)
(40;34.4)

#### Carichi

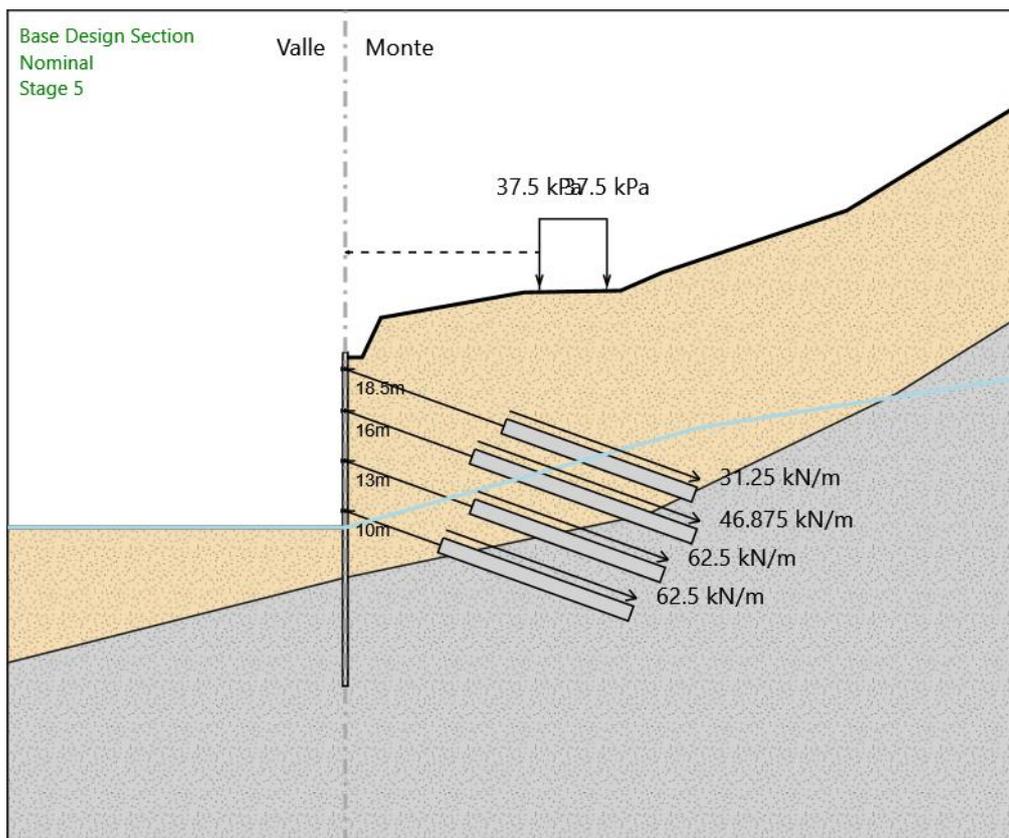
Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge  
X iniziale : 11.5 m  
X finale : 15.5 m  
Pressione iniziale : 37.5 kPa  
Pressione finale : 37.5 kPa

#### Elementi strutturali

Paratia : WallElement  
X : 0 m  
Quota in alto : 19.5 m

Quota di fondo : -0.5 m  
Sezione : MICROØ300  
Tirante : TIR1  
X : 0 m  
Z : 18.5 m  
Lunghezza bulbo : 12 m  
Diametro bulbo : 0.15 m  
Lunghezza libera : 10 m  
Spaziatura orizzontale : 3.2 m  
Precarico : 100 kN  
Angolo : 160 °  
Sezione : 3 strands  
    Tipo di barre : Barre trefoli  
    Numero di barre : 3  
    Diametro : 0.01331 m  
    Area : 0.000417 m<sup>2</sup>  
Trave di Ripartizione : UPN220  
Sezione : UPN220  
    UPN 220  
    Materiale : S355  
Tirante : TIR2  
X : 0 m  
Z : 16 m  
Lunghezza bulbo : 14 m  
Diametro bulbo : 0.15 m  
Lunghezza libera : 8 m  
Spaziatura orizzontale : 3.2 m  
Precarico : 150 kN  
Angolo : 160 °  
Sezione : 4 strands  
    Tipo di barre : Barre trefoli  
    Numero di barre : 4  
    Diametro : 0.01331 m  
    Area : 0.000556 m<sup>2</sup>  
Trave di Ripartizione : UPN220  
Sezione : UPN220  
    UPN 220  
    Materiale : S355  
Tirante : TIR3  
X : 0 m  
Z : 13 m  
Lunghezza bulbo : 12 m  
Diametro bulbo : 0.15 m  
Lunghezza libera : 8 m  
Spaziatura orizzontale : 3.2 m  
Precarico : 200 kN  
Angolo : 160 °  
Sezione : 4 strands  
    Tipo di barre : Barre trefoli  
    Numero di barre : 4  
    Diametro : 0.01331 m  
    Area : 0.000556 m<sup>2</sup>  
Trave di Ripartizione : UPN220  
Sezione : UPN220  
    UPN 220  
    Materiale : S355

## Stage 5



### Stage 5 Scavo

#### Muro di destra

Lato monte : 19.2 m  
Lato valle : 9 m

Linea di scavo di sinistra (Orizzontale)  
9 m

Linea di scavo di destra (Irregolare)

(0;19.2)
(1;19.2)
(2.10744167469495;21.5777489794265)
(10.6;23.1)
(16.3;23.2)
(18.8;24.3)
(29.7;28)
(40;34.4)

#### Carichi

Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge  
X iniziale : 11.5 m  
X finale : 15.5 m  
Pressione iniziale : 37.5 kPa  
Pressione finale : 37.5 kPa

#### Elementi strutturali

Paratia : WallElement  
X : 0 m  
Quota in alto : 19.5 m

Quota di fondo : -0.5 m  
Sezione : MICROØ300

Tirante : TIR1  
X : 0 m  
Z : 18.5 m  
Lunghezza bulbo : 12 m  
Diametro bulbo : 0.15 m  
Lunghezza libera : 10 m  
Spaziatura orizzontale : 3.2 m  
Precarico : 100 kN  
Angolo : 160 °  
Sezione : 3 strands  
    Tipo di barre : Barre trefoli  
    Numero di barre : 3  
    Diametro : 0.01331 m  
    Area : 0.000417 m<sup>2</sup>

Trave di Ripartizione : UPN220  
Sezione : UPN220  
    UPN 220  
    Materiale : S355

Tirante : TIR2  
X : 0 m  
Z : 16 m  
Lunghezza bulbo : 14 m  
Diametro bulbo : 0.15 m  
Lunghezza libera : 8 m  
Spaziatura orizzontale : 3.2 m  
Precarico : 150 kN  
Angolo : 160 °  
Sezione : 4 strands  
    Tipo di barre : Barre trefoli  
    Numero di barre : 4  
    Diametro : 0.01331 m  
    Area : 0.000556 m<sup>2</sup>

Trave di Ripartizione : UPN220  
Sezione : UPN220  
    UPN 220  
    Materiale : S355

Tirante : TIR3  
X : 0 m  
Z : 13 m  
Lunghezza bulbo : 12 m  
Diametro bulbo : 0.15 m  
Lunghezza libera : 8 m  
Spaziatura orizzontale : 3.2 m  
Precarico : 200 kN  
Angolo : 160 °  
Sezione : 4 strands  
    Tipo di barre : Barre trefoli  
    Numero di barre : 4  
    Diametro : 0.01331 m  
    Area : 0.000556 m<sup>2</sup>

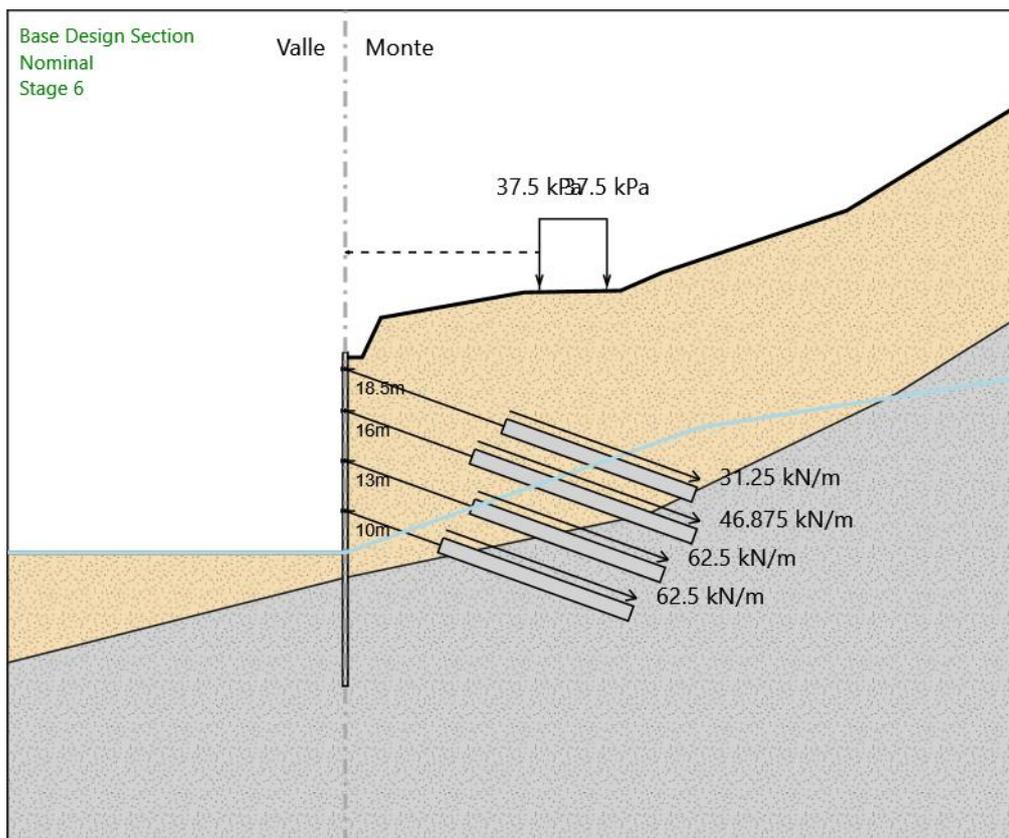
Trave di Ripartizione : UPN220  
Sezione : UPN220  
    UPN 220  
    Materiale : S355

Tirante : TIR4  
X : 0 m  
Z : 10 m

Lunghezza bulbo : 12 m  
Diametro bulbo : 0.15 m  
Lunghezza libera : 6 m  
Spaziatura orizzontale : 3.2 m  
Precarico : 200 kN  
Angolo : 160 °  
Sezione : 4 strands  
    Tipo di barre : Barre trefoli  
    Numero di barre : 4  
    Diametro : 0.01331 m  
    Area : 0.000556 m<sup>2</sup>

Trave di Ripartizione : UPN220  
Sezione : UPN220  
    UPN 220  
    Materiale : S355

## Stage 6



Stage 6  
Scavo

Muro di destra

Lato monte : 19.2 m  
Lato valle : 7.5 m

Linea di scavo di sinistra (Orizzontale)  
7.5 m

Linea di scavo di destra (Irregolare)  
(0;19.2)  
(1;19.2)  
(2.10744167469495;21.5777489794265)  
(10.6;23.1)  
(16.3;23.2)  
(18.8;24.3)  
(29.7;28)  
(40;34.4)

Carichi

Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge  
X iniziale : 11.5 m  
X finale : 15.5 m  
Pressione iniziale : 37.5 kPa  
Pressione finale : 37.5 kPa

Elementi strutturali

Paratia : WallElement  
X : 0 m  
Quota in alto : 19.5 m

Quota di fondo : -0.5 m  
Sezione : MICROØ300

Tirante : TIR1  
X : 0 m  
Z : 18.5 m  
Lunghezza bulbo : 12 m  
Diametro bulbo : 0.15 m  
Lunghezza libera : 10 m  
Spaziatura orizzontale : 3.2 m  
Precarico : 100 kN  
Angolo : 160 °  
Sezione : 3 strands  
    Tipo di barre : Barre trefoli  
    Numero di barre : 3  
    Diametro : 0.01331 m  
    Area : 0.000417 m<sup>2</sup>

Trave di Ripartizione : UPN220  
Sezione : UPN220  
    UPN 220  
    Materiale : S355

Tirante : TIR2  
X : 0 m  
Z : 16 m  
Lunghezza bulbo : 14 m  
Diametro bulbo : 0.15 m  
Lunghezza libera : 8 m  
Spaziatura orizzontale : 3.2 m  
Precarico : 150 kN  
Angolo : 160 °  
Sezione : 4 strands  
    Tipo di barre : Barre trefoli  
    Numero di barre : 4  
    Diametro : 0.01331 m  
    Area : 0.000556 m<sup>2</sup>

Trave di Ripartizione : UPN220  
Sezione : UPN220  
    UPN 220  
    Materiale : S355

Tirante : TIR3  
X : 0 m  
Z : 13 m  
Lunghezza bulbo : 12 m  
Diametro bulbo : 0.15 m  
Lunghezza libera : 8 m  
Spaziatura orizzontale : 3.2 m  
Precarico : 200 kN  
Angolo : 160 °  
Sezione : 4 strands  
    Tipo di barre : Barre trefoli  
    Numero di barre : 4  
    Diametro : 0.01331 m  
    Area : 0.000556 m<sup>2</sup>

Trave di Ripartizione : UPN220  
Sezione : UPN220  
    UPN 220  
    Materiale : S355

Tirante : TIR4  
X : 0 m  
Z : 10 m

Lunghezza bulbo : 12 m  
Diametro bulbo : 0.15 m  
Lunghezza libera : 6 m  
Spaziatura orizzontale : 3.2 m  
Precarico : 200 kN  
Angolo : 160 °  
Sezione : 4 strands

Tipo di barre : Barre trefoli  
Numero di barre : 4  
Diametro : 0.01331 m  
Area : 0.000556 m<sup>2</sup>

Trave di Ripartizione : UPN220

Sezione : UPN220

UPN 220

Materiale : S355

# Tabella Configurazione Stage (Nominal)

