



Autorità di Sistema Portuale  
del Mar Tirreno Centro Settentrionale

PORTI DI ROMA E DEL LAZIO - CIVITAVECCHIA - FIUMICINO - GAETA

# OPERE STRATEGICHE PER IL PORTO DI CIVITAVECCHIA - 2° STRALCIO -

## NUOVO ACCESSO AL BACINO STORICO - COLLEGAMENTO TRA IL MOLO VESPUCCI E L'ANTEMURALE COLOMBO

### PROGETTO DEFINITIVO

Titolo elaborato

## RELAZIONE DI CALCOLO OPERE DI SOSTEGNO IMBOCCATURA PORTUALE

P R 2    D R    0 0 7    0 0    C S I

Committente:

Autorità Portuale di Civitavecchia, Fiumicino e Gaeta

IL PRESIDENTE:

Dr. Pino Musolino

IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

Dott. Ing. Maurizio Marini

IL COORDINATORE GENERALE

Dott. Ing. Giuseppe Solinas

Progetto A.T.I. :

MODIMAR S.r.l. ( Capogruppo )

V.A.M.S. Ingegneria S.r.l.

SEACON S.r.l.

Consulenza geotecnica: AGiS Ingegneria S.r.l.

Data	Rev.	DESCRIZIONE	Redatto:	Verificato:	Approvato:
12/12/2022	0	PRIMA EMISSIONE	G.IORIO	F. MONDINI	P.CONTINI

**INDICE**

<b>1.</b>	<b>PREMESSE .....</b>	<b>2</b>
<b>2.</b>	<b>DESCRIZIONE DELL'OPERA .....</b>	<b>3</b>
<b>3.</b>	<b>NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....</b>	<b>4</b>
<b>4.</b>	<b>MODELLO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO .....</b>	<b>5</b>
<b>5.</b>	<b>MATERIALI STRUTTURALI .....</b>	<b>8</b>
5.1	Acciaio .....	8
5.2	Calcestruzzo .....	8
5.3	Tiranti di ancoraggio paratia lato ovest.....	9
<b>6.</b>	<b>AZIONI CONSIDERATE.....</b>	<b>10</b>
6.1	Carichi permanenti G.....	10
6.2	Sovraccarichi Q .....	10
6.3	Azione sismica E.....	10
6.4	Combinazioni delle azioni .....	11
<b>7.</b>	<b>CRITERI DI ANALISI E VERIFICA DELLE OPERE DI CONTENIMENTO.....</b>	<b>12</b>
7.1	Modelli di calcolo.....	12
7.2	Dimensionamento ai sensi delle NTC2018 .....	12
7.2.1	Criteri generali .....	12
7.2.2	Dimensionamento paratie .....	14
7.2.3	Analisi in condizioni sismiche.....	14
7.2.4	Dimensionamento e verifica sistema di ancoraggio.....	16
<b>8.</b>	<b>ANALISI E VERIFICHE DELLA PARATIA DI PALI LATO OVEST .....</b>	<b>19</b>
8.1	Definizione degli elementi strutturali.....	19
8.2	Modello geotecnico di riferimento .....	19
8.3	Fasi di analisi .....	20
8.4	Risultati ottenuti.....	23
8.5	Verifiche STR pali paratia.....	25
8.6	Verifiche dei tiranti in jet grouting.....	26
<b>9.</b>	<b>ANALISI E VERIFICHE DELLA PARATIA DI PALI LATO EST .....</b>	<b>29</b>
9.1	Definizione degli elementi strutturali.....	29
9.2	Modello geotecnico di riferimento .....	29
<b>10.</b>	<b>VERIFICHE DI STABILITÀ GLOBALI .....</b>	<b>35</b>

## **1. PREMESSE**

La presente relazione riporta le verifiche di stabilità dell'opera di sostegno previste per la nuova imboccatura prevista per l'apertura a sud dell'Antemurale Traiano.

In particolare, vista la necessità di salpare le opere di difesa esistenti, demolire le sovrastrutture e le pavimentazioni nelle aree interessate ed infine procedere con l'escavazione dei materiali di riempimento fino alla quota di progetto, il progetto prevede la realizzazione di due paratie di contenimento collegata alle banchine Umberto I e Marconi attraverso specifici elementi di raccordo e collegamento.

Nella presente relazione vengono quindi rappresentate le analisi effettuate per il dimensionamento e le verifiche geotecniche e strutturali delle paratie, svolte in ottemperanza alla normativa nazionale vigente "Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 17/01/2018.

Si rimanda alla specifica Relazione Geologico-geotecnica di progetto per la ricostruzione del quadro geologico, geotecnico ed ambientale della fascia costiera di Civitavecchia, in cui si inseriscono le opere e da cui sono stati desunti i caratteri stratigrafici e meccanici dei terreni interessati.

## **2. DESCRIZIONE DELL'OPERA**

La nuova imboccatura di accesso al Bacino storico del Porto di Civitavecchia sarà delimitata sul lato Ovest da una paratia di pali accostati e sul lato Est da una scogliera in massi naturali dotata di un muro paraonde con la quota di coronamento pari a quella del muro esistente. Per eseguire il "taglio" della struttura della banchina Cialdi è stato previsto di realizzare un breve tratto di paratia (circa 20 m) sul quale raccordare l'opera a gettata.

In entrambi i casi è prevista una paratia di pali trivellati  $\phi 1200$ , disposti in affiancamento ad interasse di 1.20 m, con quota sommitale alla +0.50 m s.l.m.m. e quota del piede a -25.50 m s.l.m.m., per una lunghezza complessiva di 26 m. La paratia così formata si estende su un fronte di circa 90 metri complessivi. In testa, i pali sono collegati da un cordolo in c.a. di dimensioni in sezione di 2.5 x 2.0 m, da cui deriva una quota finale dell'opera a +2.50 m s.l.m.m..

Nel caso dell'opera di sostegno sul lato Ovest, in progetto sono stati adottati specifici accorgimenti per limitare le deformazioni indotte, evitare indesiderate perdite di materiale dall'interno e garantire idonee condizioni di stabilità e funzionalità in tutte le fasi.

In particolare, è previsto di ancorare l'opera in sommità mediante dei tiranti di ancoraggio autoperforanti di tipo attivi, con bulbo di fondazione realizzato con la tecnica del "mini-jet", di lunghezza complessiva di 34 m (14 m libera + 20 m di fondazione), inclinati  $45^\circ$  sull'orizzontale, disposti ad interasse di 2.40 m (uno ogni due pali). Gli elementi di ancoraggio sono armati con una barra cava di diametro esterno  $D_{ext}$  76 mm ed interno  $D_{int}$  51 mm.

Per garantire la necessaria tenuta della paratia, in corrispondenza dei giunti longitudinali è prevista la realizzazione di trattamenti colonnari di intasamento di diametro  $\phi 600$  mm.

Anche in questo caso, nello spirito di garantire la massima certezza di affidabilità dell'intervento, è stato previsto un consolidamento preliminare dei terreni basato sulla realizzazione di colonne di terreno consistente dall'esterno ottenute con tecnica tipo "jet-grouting".

Per la paratia prevista tratto Est l'opera di contenimento presenta caratteristiche analoghe al tratto precedente. In considerazione della modesta estensione dell'intervento e della configurazione geometrica assunta in pianta, la presenza del substrato pseudo-roccioso a debole profondità e soprattutto la predisposizione di una scogliera di raccordo al piede che limita l'altezza libera del manufatto consente di prevedere un manufatto a sbalzo.

### **3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

Quanto riportato nella presente relazione fa riferimento alla vigente normativa sotto segnata:

- D.M. 17/01/2018 – “Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni” (NTC18);
- Circolare esplicativa n.7 del 2019 recante le istruzioni per l’applicazione dell’“Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018”;
- Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 5: Pali e palancole;
- UNI 11104:2016 - Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità – Specificazioni complementari per l’applicazione della EN 206.

Per ulteriori indicazioni sono state assunte a riferimento anche:

- D.M. 14 gennaio 2008 “Norme tecniche per le costruzioni”;
- C.M. 2 febbraio 2009, n. 617: Istruzioni per l’applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008;
- Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.

#### 4. MODELLO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO

Così come riportato nella Relazione Geotecnica di progetto, nella zona su cui è prevista l'apertura a sud il substrato di riferimento costituito dal flysch argilloso-calcareo dei Monti della Tolfa riconducibile alla formazione della Pietraforte è risultato caratterizzato da marcate e repentine variazioni di attestazione ricondotte esclusivamente a fattori tettonici.

Nella zona esterna interessata dal taglio della Banchina Umberto I (lato Ovest), in corrispondenza della sezione mediana dell'opera di sostegno, il sondaggio ST1 non ha rilevato la presenza del flysch il cui tetto in questo settore risulta notevolmente ribassato a quote inferiori a circa -22 m da l.m.m.. In particolare, superati i terreni di riporto di spessore medio 10 m, si ritrova la successione marina con presenza di un modesto livello di modesto spessore (<1 m) di sabbie eterogenee appartenenti ai depositi costieri recenti di ex-fondale, impostate sul complesso dei Depositi sabbiosi di substrato.

Nella zona ad est lato Forte interessata dal taglio dell'Antemurale Traiano e della Banchina Marconi (SN1, SN2 e ST2) le banchine esistenti risultano impostate direttamente su un modesto strato di sabbie giallastre e marroni S di spessore compreso tra 3 e 5 m, a luoghi inferiore fino a risultare assente.

La planimetria delle indagini disponibili è rappresentata in Figura 4:1 mentre i modelli geotecnici di riferimento per le opere sono rappresentate Figura 4:2 e Figura 4:3.

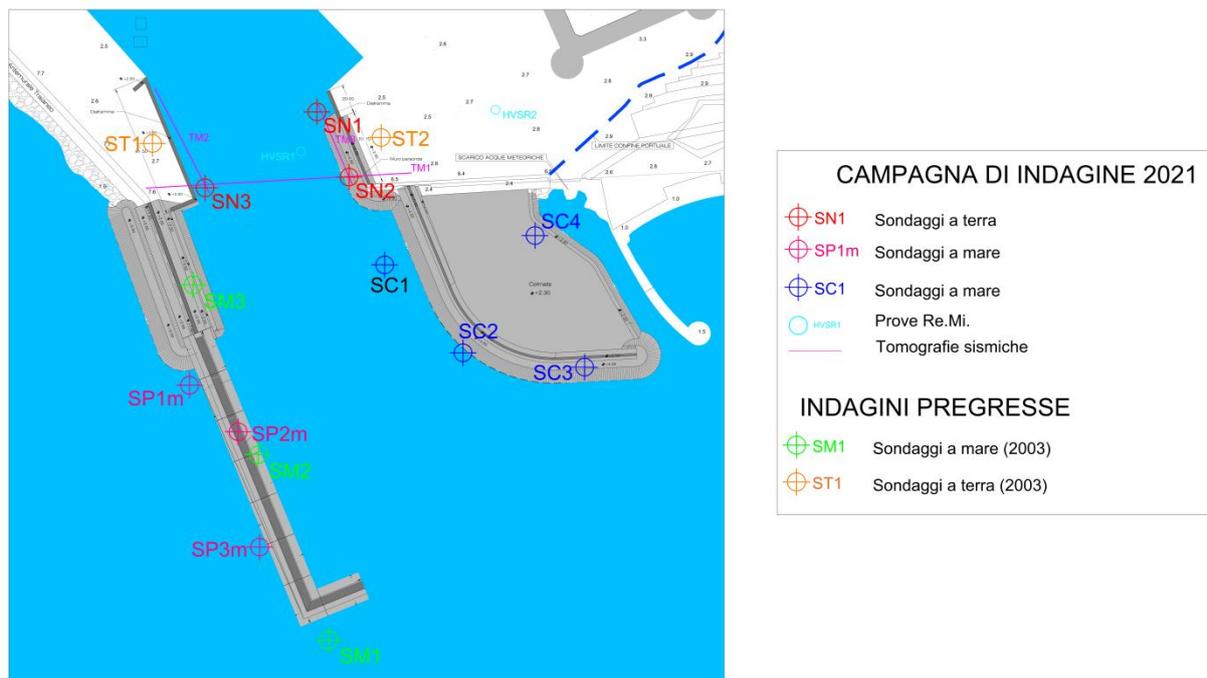
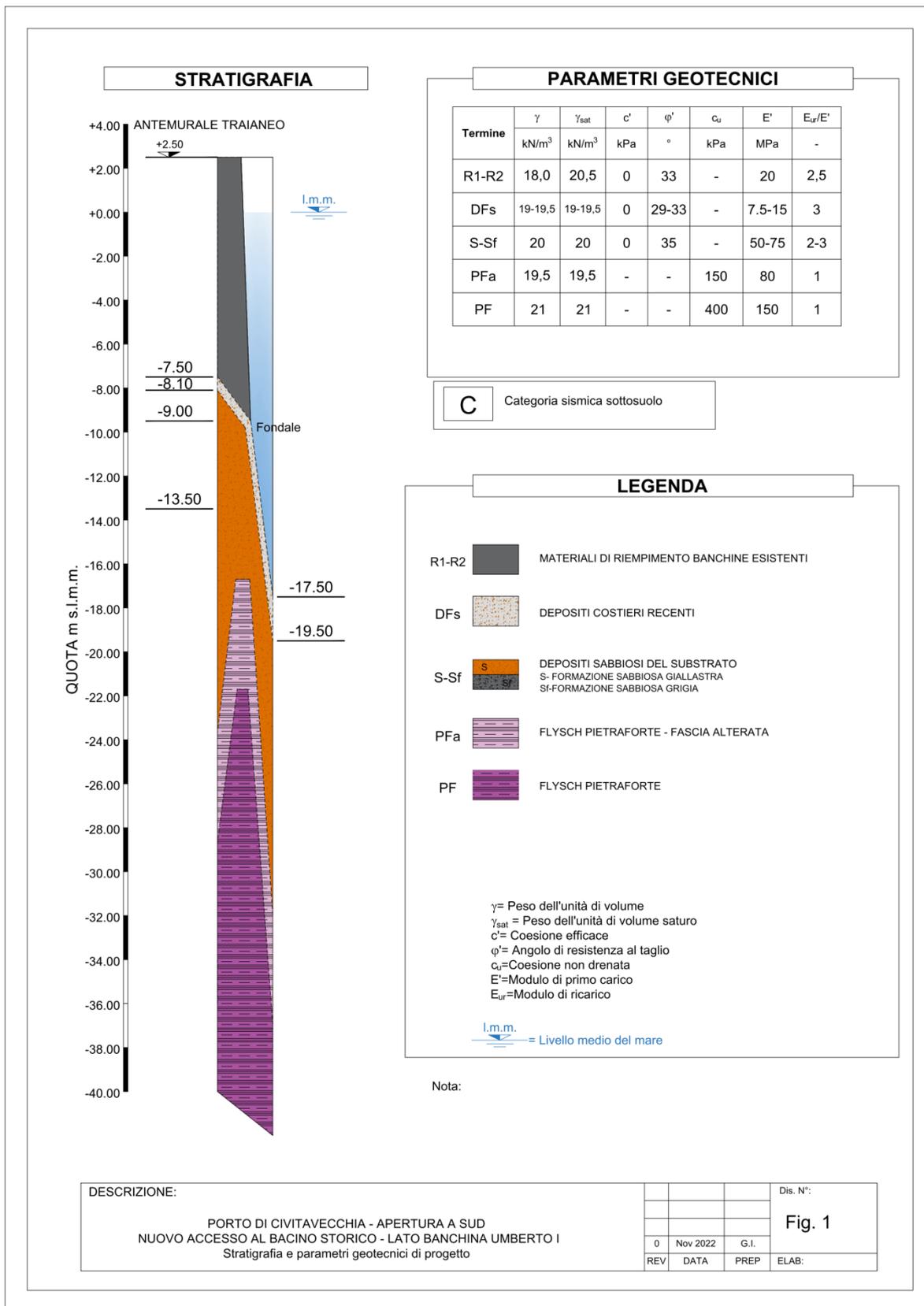
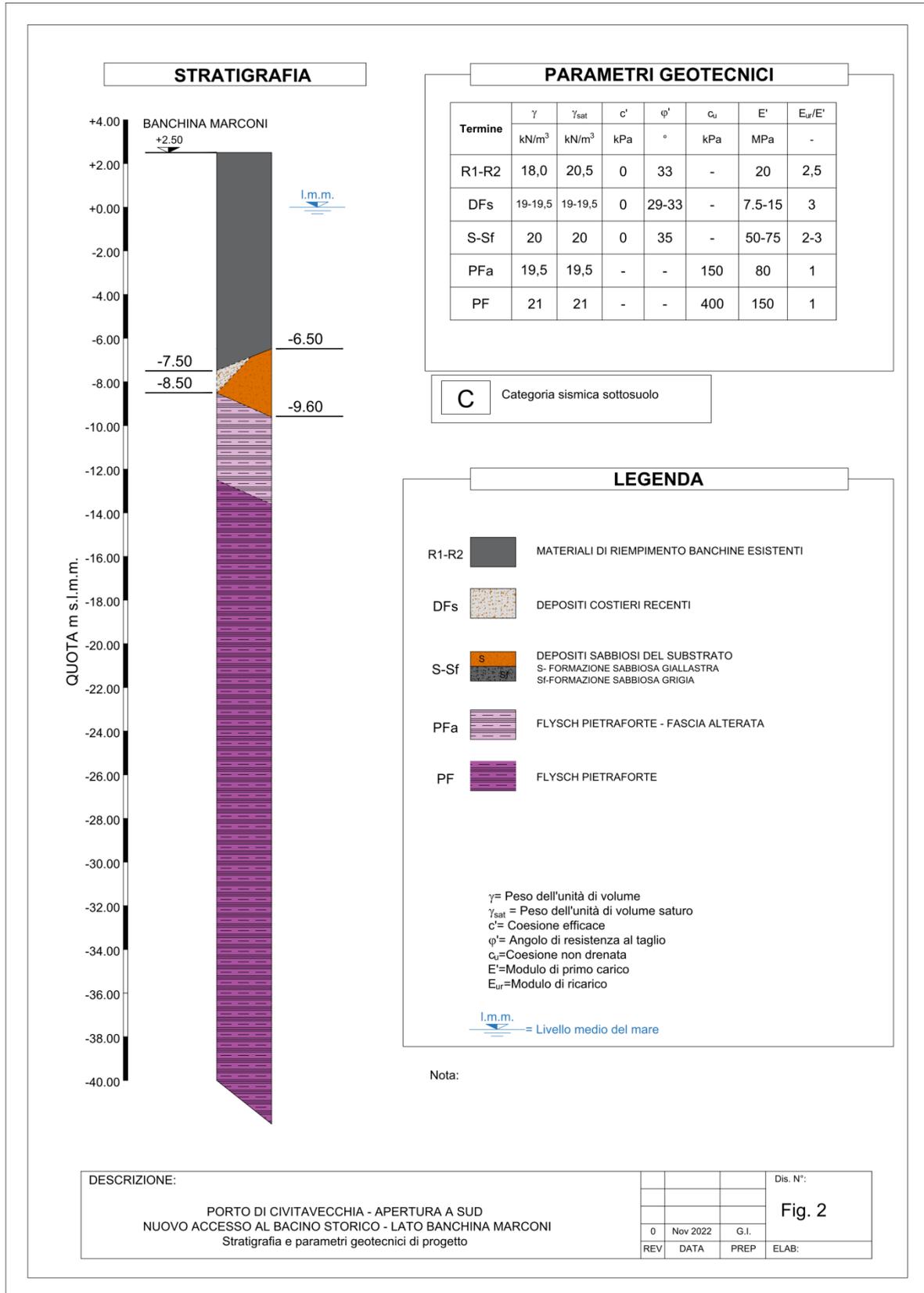


Figura 4:1 – Planimetria indagini integrative e indagini disponibili - Apertura a Sud



**Figura 4:2 –Modello geotecnico di riferimento paratia lato Ovest – Banchina Umberto I**



**Figura 4:3 –Modello geotecnico di riferimento paratia lato Est – Banchina Marconi**

## 5. MATERIALI STRUTTURALI

I materiali strutturali impiegati nella progettazione sono qui di seguito riportati.

### 5.1 Acciaio

#### Acciaio per armature da c.a.

Il progetto prevede l'impiego di barre ad aderenza migliorata in acciaio tipo B450C. Le caratteristiche assunte in fase di progettazione sono riportate nella tabella seguente.

$f_{yk}$ (Mpa)	$f_{tk}$ (Mpa)	$\epsilon_{uk}$ (‰)	$E_s$ (Mpa)	$f_{yd}$ (Mpa)	$f_{td}$ (Mpa)	$\epsilon_{yd}$ (‰)	$\epsilon_{ud}$ (‰)
450	540	20	210000	391	469	1.86	22.5

#### Acciaio per armatura tiranti

Il progetto prevede l'impiego di barre in acciaio ad alte resistenze, di caratteristiche riportate nella tabella seguente.

$f_{yk}$ (Mpa)	$f_{tk}$ (Mpa)	$E_s$ (Mpa)	$f_{yd}$ (Mpa)	$f_{td}$ (Mpa)
835	1030	210000	795	981

### 5.2 Calcestruzzo

In fase di progettazione, le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo sono definite, in funzione della sua resistenza caratteristica cubica  $R_{ck}$ , dalle seguenti relazioni.

Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck} = 0.83R_{ck}$
Resistenza cilindrica media	$f_{cm} = f_{ck} + 8$
Resistenza media a trazione	$f_{ctm} = 0.30 f_{ck}^{2/3}$ (classi < C50/60)
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk, 5\%} = 0.70 f_{ctm}$
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{cfm} = 1.20 f_{ctm}$
Modulo elastico istantaneo	$E_{cm} = 22000 (f_{cm}/10)^{0.30}$
Coefficiente di Poisson	$\nu_c = 0.20$
Coefficiente di dilatazione termica	$\alpha_c = 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$

Per le verifiche agli stati limite ultimi, si definiscono le seguenti resistenze di calcolo.

Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$

dove:

$\alpha_{cc} = 0.85$  coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata;

$\gamma_c = 1.50$  coefficiente parziale di sicurezza comprensivo delle incertezze del modello e della geometria.

Le caratteristiche specifiche dei calcestruzzi sono state definite in accordo alle indicazioni fornite dalla Norma UNI 11104:2016 e dalla Circolare n. 7/2019, assumendo:

- Classe di esposizione: XS3 (Calcestruzzo di parti di strutture marine soggette a marea, moto ondoso, spruzzi di acqua di mare);
- Classe di resistenza minima: C35/45
- Massimo rapporto a/c : 0.45
- Minimo contenuto di cemento: 360 kg/m<sup>3</sup>
- Copriferro minimo: 45 mm

In particolare, per la realizzazione dei pali della paratia è previsto l'impiego di calcestruzzo di classe C35/45. Le relative caratteristiche assunte sono riportate nella tabella seguente.

$R_{ck}$	$f_{ck}$	$f_{cm}$	$f_{ctm}$	$f_{ctk,5\%}$	$f_{cfm}$	$E_{cm}$	$\nu_c$
----------	----------	----------	-----------	---------------	-----------	----------	---------

(Mpa)							
45	35	36	2.76	1.94	3.32	32300	0.2

Alla luce di quanto evidenziato, le prescrizioni per i calcestruzzi sono sintetizzate nella seguente tabella.

<b>PRESCRIZIONI CLS PARATIA DI PALI</b>	
Classe di resistenza	C35/45
Classe di consistenza	S4
Dimensione massima dell'aggregato	20 mm
Rapporto massimo a/c	0.45
Tipo di cemento	CEM IVa
Minimo contenuto di cemento	360 kg/m <sup>3</sup>
Classe di esposizione	XS2
Copriferro	50 mm

### 5.3 Tiranti di ancoraggio paratia lato ovest

Come accennato i tiranti di ancoraggio che forniscono il vincolo sommitale alla paratia sono del tipo attivi a bulbo in jet grouting armati con barre d'acciaio cave di armatura autoperforante.

La tipologia di ancoraggio prevede perforazione inclinata con punta a perdere direttamente tramite l'uso delle barre d'acciaio cave manicottate. Dopo la perforazione inclinata del tratto libero dell'ancoraggio, l'iniezione della malta cementizia ad alta pressione ("jetting") avviene in contemporanea alla perforazione fino al raggiungimento della profondità di progetto. Una volta completata tale fase sarà possibile realizzare la testata dell'ancoraggio e quindi, una volta attesa la maturazione dell'iniezione, procedere alla tesatura.

Per le colonne jet deve essere assicurata la continuità e le seguenti caratteristiche meccaniche:

- diametro minimo 40 cm;
- resistenza caratteristica a compressione a 28 gg  $f_{ck} \geq 3.0$  MPa.

## 6. AZIONI CONSIDERATE

### 6.1 Carichi permanenti G

I carichi permanenti considerati consistono essenzialmente in:

- G1 (permanenti strutturali) - Pesi propri strutturali (dati dalle geometrie delle opere, assumendo un peso di volume per il c.a. di 25 kN/m<sup>3</sup>);
- G2 (permanenti non strutturali) - Spinta delle terre (calcolate secondo il metodo di Coulomb in fase attiva, e di Caquot-Kerisel in fase passiva).

### 6.2 Sovraccarichi Q

Nelle analisi è stato prudenzialmente applicato un sovraccarico variabile applicato a monte della paratia di entità pari a  $q = 20 \text{ kN/m}^2$ , associato ad una categoria tipo "G" (Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli di peso > 30 kN).

### 6.3 Azione sismica E

L'azione sismica di progetto è stata definita sulla base della caratterizzazione rappresentata in Relazione Geotecnica.

In particolare, considerando che la vita nominale dell'opera ( $V_N$ ) è pari a 100 anni e che il coefficiente d'uso  $C_U$  è pari a 2.0, si ha quale periodo di riferimento per l'azione sismica:

$$V_R = C_U \cdot V_N = 200 \text{ anni}$$

L'entità dell'azione sismica è ottenuta interpolando i valori dei parametri spettrali dei 4 punti del reticolo all'interno del quale si trova il sito in questione. In tal modo si definiscono una serie di valori, associati ai diversi periodi di ritorno.

Il periodo di ritorno dell'azione sismica si ricava con la seguente:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{V_R})}$$

dove  $P_{V_R}$  è la probabilità di superamento nel periodo di riferimento in funzione dello stato limite considerato. Nel caso specifico è stato preso in esame lo stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV), al quale corrisponde una probabilità di superamento ( $P_{V_R}$ ) nel periodo di riferimento ( $V_R$ ) pari al 10%. Pertanto il relativo periodo di ritorno dell'azione sismica ( $T_R = -V_R/\ln[1-P_{V_R}]$ ) è pari a 1899 anni.

**Tabella 6.1 - Valutazione dell'azione sismica – Valori di riferimento per verifica delle opere**

Stato Limite	$P_{V_R}$	$T_R$	$a_g$
	[%]	[anni]	[g]
Salvaguardia vita (SLV)	10	1899	0.080

In termini di categoria di sottosuolo, è stata assunta una Cat. C a cui corrisponde un  $S_s = 1.50$ .

La categoria topografica corrisponde alla T1, che secondo Tabella 3.2.IV e Tabella 3.2.VI della normativa di riferimento corrisponde ad un coefficiente amplificativo  $S_T = 1.0$ . I valori da utilizzare nelle verifiche sismiche sono riassunti nella Tabella 6.2.

**Tabella 6.2 - Porto di Civitavecchia – Valutazione dell'azione sismica – Valori di riferimento per verifica delle opere dopo amplificazione topografica e stratigrafica**

Stato Limite	TR (anni)	$a_g$ (g)	$S_s$	$S_T$	$a_{max}$ (g)
--------------	-----------	-----------	-------	-------	---------------

SLV	1899	0.080	1.50	1.0	0.1206
-----	------	-------	------	-----	--------

#### 6.4 Combinazioni delle azioni

Le azioni elementari considerate sono state combinate in modo tale da massimizzarne gli effetti secondo le indicazioni fornite dal D.M. 17/01/2018.

In particolare sono state assunte le seguenti combinazioni dei carichi:

1. C.C. SLU :  $\gamma_{G1} \times G_1 + \gamma_{G2} \times G_2 + \gamma_Q \times Q = 1.3 \times G_1 + 1.3 \times G_2 + 1.5 \times Q$
2. C.C. SLV :  $G_1 + G_2 + \psi_2 \times Q + E = G_1 + G_2 + 0.3 \times Q + E$
3. C.C. SLE Frequente :  $G_1 + G_2 + \psi_1 \times Q = G_1 + G_2 + 0.5 \times Q$

## 7. CRITERI DI ANALISI E VERIFICA DELLE OPERE DI CONTENIMENTO

### 7.1 Modelli di calcolo

Il dimensionamento strutturale e geotecnico delle due opere di contenimento è stato eseguito mediante specifiche analisi condotte con il programma PARATIE PLUS 20.0 (CeAS S.r.l., Milano).

Il programma simula le fasi esecutive di scavi o riempimenti sostenuti da diaframmi attraverso il metodo degli elementi finiti. La schematizzazione del fenomeno fisico è del tipo elasto-plastico. I diaframmi sono modellati come elementi trave il cui comportamento è definito dalla rigidezza flessionale EI mentre il terreno è modellato attraverso degli elementi elastoplastici monodimensionali connessi ai nodi di continuità degli elementi che simulano la paratia ("molle").

Questo tipo di analisi consente di stimare la risposta strutturale in termini di deformazioni laterali subite dalla parete sotto l'azione delle pressioni esercitate dal terreno e delle azioni esterne applicate. Per ottenere ciò è sufficiente definire per ciascun nodo due gradi di libertà, lo spostamento orizzontale e la rotazione intorno l'asse ortogonale al piano della struttura.

In questo modello di calcolo la realizzazione di scavi o riempimenti, sostenuti da paratie a mensola o vincolate, è simulata attraverso un'elaborazione suddivisa in fasi (step), dove ogni fase di calcolo rappresenta una fase costruttiva. L'analisi con il modello ad elementi finiti è quindi un'analisi "Statica Incrementale": ogni passo coincide con una ben precisa configurazione caratterizzata da una certa quota di scavo, da un certo numero di vincoli applicati, da una determinata distribuzione di carichi applicati.

### 7.2 Dimensionamento ai sensi delle NTC2018

#### 7.2.1 Criteri generali

*Stati limite ultimi.* Per ogni stato limite ultimo che preveda il raggiungimento della resistenza di un elemento strutturale (STR) o del terreno (GEO), come definiti al § 2.6.1, deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove  $E_d$  è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione definito dalle relazioni [6.2.2a] o [6.2.2b]:

$$E_d = E \left[ \gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

$$E_d = \gamma_E \cdot E \left[ F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

e  $R_d$  è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico definito dalla relazione [6.2.3]:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left[ \gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

L'effetto delle azioni e la resistenza di progetto sono espresse in funzione delle azioni di progetto  $\gamma_F F_k$ , dei parametri geotecnici di progetto  $X_k/\gamma_M$  e della geometria di progetto  $a_d$ . Nella formulazione della resistenza  $R_d$ , compare esplicitamente un coefficiente  $\gamma_R$  che opera direttamente sulla resistenza del sistema. L'effetto delle azioni di progetto può anche essere valutato direttamente con i valori caratteristici delle azioni con  $\gamma_E = \gamma_F$ .

La verifica della suddetta condizione deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3). I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi.

Nel primo approccio progettuale (Approccio 1) le verifiche si eseguono con due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti (A1+M1+R1 e A2+M2+R2) ognuna delle quali può essere critica per differenti aspetti dello stesso progetto. Nel secondo approccio progettuale (Approccio 2) le verifiche si eseguono con la sola combinazione (A1+M1+R3).

I fattori parziali per il gruppo R1 sono sempre unitari; quelli del gruppo R2 possono essere maggiori o uguali all'unità e, in assenza di indicazioni specifiche per lo stato limite ultimo considerato, devono essere scelti dal progettista in relazione alle incertezze connesse con i procedimenti adottati.

Nell'ambito di ciascun approccio si calcolano in questo modo l'azione di progetto  $E_d$  e la resistenza di progetto  $R_d$ , che sono già affette dai coefficienti di sicurezza parziali, per cui la verifica impone semplicemente che sia soddisfatta la disuguaglianza  $R_d \geq E_d$ . Il valore di progetto delle azioni  $E_d$  è calcolata considerando i seguenti coefficienti parziali  $\gamma_f$ :

$$E_d = \gamma_G \cdot G + \gamma_Q \cdot Q$$

Il terreno e l'acqua costituiscono carichi permanenti (strutturali) quando, nella modellazione utilizzata, contribuiscono al comportamento dell'opera con le loro caratteristiche di peso, resistenza e rigidezza.

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

Carichi	Effetto	Coefficiente Parziale $\gamma_f$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Per i carichi permanenti G2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti  $\gamma_{G1}$

Il valore di progetto della resistenza  $R_d$  può essere determinato:

- a) in modo analitico, con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale  $\gamma_M$  specificato nella Tab. 6.2.II e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali  $\gamma_R$  specificati in funzione della tipologia di opera geotecnica e della verifica di stabilità da effettuare;
- b) in modo analitico, con riferimento a correlazioni con i risultati di prove in sito, tenendo conto dei coefficienti parziali  $\gamma_{Ri}$ ;
- c) sulla base di misure dirette su prototipi, tenendo conto dei coefficienti parziali  $\gamma_R$ .

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

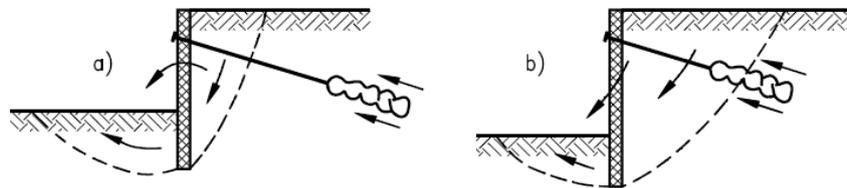
Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale $\gamma_m$	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso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

Le analisi finalizzate al dimensionamento strutturale nelle quali si consideri l'interazione terreno-struttura (§ 6.2.4.1.3.) si eseguono con i valori caratteristici dei parametri geotecnici, amplificando l'effetto delle azioni con i coefficienti parziali del gruppo A1.

### 7.2.2 Dimensionamento paratie

Nelle verifiche agli stati limite ultimi per il dimensionamento geotecnico delle paratie (GEO), si considera lo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e, specificamente, dal raggiungimento delle condizioni di equilibrio limite nel terreno interagente con la paratia. Le verifiche devono essere effettuate secondo la Combinazione 2 (A2+M2+R1) dell'Approccio 1, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II, con i coefficienti  $\gamma_R$  del gruppo R1 pari all'unità.

Nel caso in esame, occorre anche verificare adeguati margini di sicurezza nei confronti di meccanismi di sfilamento dei tiranti, legato al corretto progetto del bulbo di ancoraggio e della lunghezza del tratto libero che deve garantire la realizzazione del tratto connesso sufficientemente al di fuori del cuneo di spinta.



Nelle verifiche STR si considerano gli stati limite ultimi per raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali. In generale, le ipotesi di calcolo delle spinte devono essere giustificate sulla base dei prevedibili spostamenti relativi manufatto-terreno ed essere determinate con specifiche analisi di interazione terreno-struttura.

In tal caso le analisi finalizzate al dimensionamento strutturale vengono condotte secondo la combinazione A1+M1+R1 e si eseguono con i valori caratteristici dei parametri geotecnici, amplificando l'effetto delle azioni con i coefficienti parziali del gruppo A1 (§ 6.2.4.1.3.), considerando la spinta delle terre come carico permanente strutturale a cui competono i coefficienti  $\gamma_{G1}$ .

La verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno deve essere effettuata secondo la Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.8.I.

**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

### 7.2.3 Analisi in condizioni sismiche

Per quanto concerne le azioni sismiche, le Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC18) prevedono la possibilità di analizzare le condizioni di stabilità di opere di sostegno flessibili mediante i cosiddetti metodi pseudo-statici. Nell'analisi pseudo-statica l'azione sismica è rappresentata da un'accelerazione equivalente costante nello spazio e nel tempo.

Le componenti orizzontale e verticale  $a_h$  e  $a_v$  dell'accelerazione equivalente devono essere ricavate in funzione delle proprietà del moto sismico atteso nel volume di terreno significativo per l'opera e della capacità dell'opera di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza.

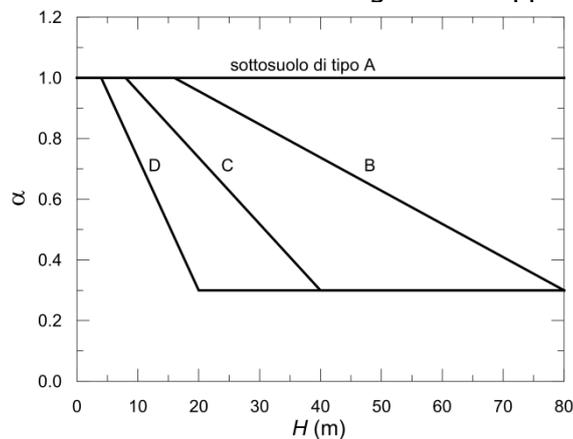
In mancanza di studi specifici,  $a_h$  può essere legata all'accelerazione di picco  $a_{max}$  attesa nel volume di terreno significativo per l'opera mediante la relazione:

$$a_h = k_h \cdot g = \alpha \cdot \beta \cdot a_{max}$$

dove  $g$  è l'accelerazione di gravità,  $k_h$  è il coefficiente sismico in direzione orizzontale,  $\alpha \leq 1.0$  è un coefficiente che tiene conto della deformabilità dei terreni interagenti con l'opera e  $\beta \leq 1.0$  è un coefficiente funzione della capacità dell'opera di subire spostamenti senza cadute di resistenza. Per le paratie si può porre  $a_v = 0$ .

Il valore dell'accelerazione orizzontale massima attesa nel volume significativo  $a_{max}$  è funzione dell'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido  $a_g$  moltiplicata per un coefficiente  $S_S$ , dipendente dalle caratteristiche stratigrafiche dei terreni, e un coefficiente  $S_T$  in funzione delle caratteristiche topografiche.

Il valore del coefficiente sismico orizzontale ( $k_h$ ) viene desunto a partire dai coefficienti  $\alpha$  e  $\beta$ . Il valore del coefficiente  $\alpha$  può essere ricavato a partire dall'altezza complessiva  $H$  della paratia e dalla categoria di sottosuolo mediante il diagramma rappresentato in Figura:



**Diagramma per la valutazione del coefficiente di deformabilità**

Per il sottosuolo di categoria E si utilizzano le curve dei sottosuoli C o D in dipendenza dei valori assunti dalla velocità equivalente  $V_s$ . Per la valutazione della spinta nelle condizioni di equilibrio limite passivo deve porsi  $\alpha = 1.0$ .

Il valore del coefficiente  $\beta$  può essere ricavato dal diagramma rappresentato nella figura seguente, in funzione del massimo spostamento  $u_s$  che l'opera può tollerare verificando l'effettivo sviluppo di meccanismi duttili nel sistema. In assenza di tale verifica, il coefficiente  $\beta$  vale 1.0.

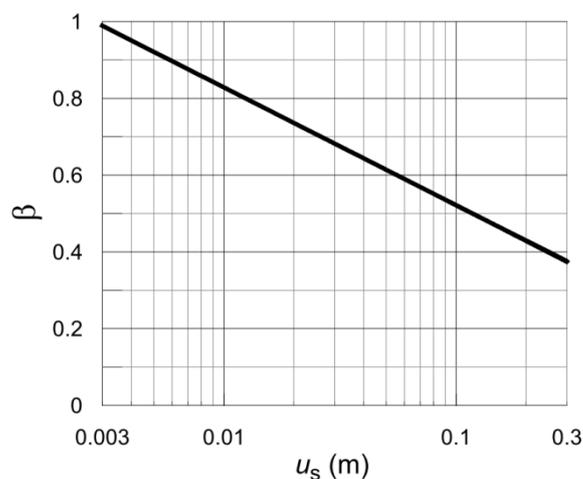


Fig. 7.11.3 – Diagramma per la valutazione del coefficiente di spostamento  $\beta$ .

**Diagramma per la valutazione del coefficiente di spostamento**

Per  $u_s = 0$ , il coefficiente  $\beta$  assume un valore pari ad 1.0. In tutti i casi deve comunque risultare  $u_s \leq 0.005 H$ ; se  $k_h = \alpha \cdot \beta \leq 0.2$ , si assume  $k_h = 0.2 \cdot a_{max}/g$ ; sono stati inoltre considerati gli effetti inerziali sulle masse che costituiscono la paratia.

Per le paratie devono essere soddisfatte le condizioni di sicurezza nei confronti dei possibili stati limite ultimi (SLV) verificando il rispetto della condizione [6.2.1] con i coefficienti di sicurezza parziali prescritti al § 7.11.1.

Per paratie realizzate in corrispondenza di versanti o in prossimità di pendii naturali devono essere soddisfatte le condizioni di stabilità del pendio, in presenza della nuova opera, con i metodi di analisi di cui al § 7.11.3.5. Deve inoltre essere soddisfatta la verifica di stabilità del complesso paratia-terreno con i criteri indicati al § 7.11.4.

In particolare, applicando i metodi pseudo-statici, il valore del coefficiente sismico orizzontale  $k_h$  può essere valutato mediante l'espressione

$$k_h = \beta_s \cdot a_{max} / g$$

adottando i seguenti parametri sismici:

- $a_{max} / g = 0.12$
- $\beta_s = 0.466$  nelle verifiche dello stato limite ultimo (SLV).
- $k_h = 0.056$

Nelle verifiche di sicurezza si deve controllare che la resistenza del sistema sia maggiore delle azioni (condizione [6.2.1]) impiegando lo stesso approccio di cui al § 6.8.2 per le opere di materiali sciolti e fronti di scavo, ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici (§ 7.11.1) e impiegando le resistenze di progetto calcolate con un coefficiente parziale pari a  $\gamma_R = 1.2$ .

#### 7.2.4 Dimensionamento e verifica sistema di ancoraggio

Secondo le "Raccomandazioni Ancoraggi nei terreni e nelle rocce AGI-AICAP" del 2012, il progetto del sistema di ancoraggio prevede l'esecuzione di due tipi di analisi: una verifica di stabilità globale riferita al complesso di ancoraggi ed una verifica dell'ancoraggio singolo.

##### Analisi di stabilità globale

Il primo tipo di verifiche comporta analisi all'equilibrio limite relative a meccanismi di collasso opportunamente scelti. A seconda dei casi occorre considerare uno o più cinatismi possibili, relativi a diverse superfici di rottura, tenendo conto delle caratteristiche stratigrafiche, strutturali, idrauliche e geotecniche del terreno, se necessario anche al di fuori della zona direttamente interessata dagli ancoraggi.

Nel caso in esame la lunghezza totale prevista per la paratia (28 metri) garantisce idonei margini di sicurezza nei confronti di cinatismi di rottura globali, per cui tale verifica non è dimensionante per il sistema di ancoraggio.

##### Verifiche locali

Maggiormente significativa risultano invece il secondo tipo di verifiche, da effettuarsi sul singolo ancoraggio, propedeutiche al dimensionamento delle diverse parti che costituiscono l'ancoraggio.

In particolare sulla base del valore del tiro di progetto  $P_d$  nella direzione dell'ancoraggio ottenuta si devono dimensionare le diverse parti che costituiscono l'ancoraggio quali la sezione trasversale dell'armatura, la lunghezza libera, la lunghezza e il diametro del bulbo di fondazione e verificare che sia soddisfatta la condizione limite prevista dalle NTC18 tenendo conto dei valori prescritti per i fattori parziali di sicurezza:

$$P_d \leq R_{ad}$$

dove  $P_d$  è il valore della massima azione di progetto necessario a garantire le condizioni di stabilità e sicurezza della porzione di ammasso da consolidare e  $R_{ad}$  è il valore di progetto della resistenza dell'ancoraggio che si ottiene dal valore caratteristico  $R_{ak}$  della resistenza applicando il fattore parziale  $\gamma_{Ra}$  pari a 1.2 per quelli permanenti.

Nelle verifiche di sicurezza dei tiranti devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo riferiti allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che li compongono.

Per il dimensionamento geotecnico, il valore caratteristico della resistenza allo sfilamento dell'ancoraggio  $R_{ak}$  si può determinare:

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

Caso b. Il valore caratteristico della resistenza  $R_{a,k}$  è il minore dei valori derivanti dall'applicazione dei fattori di correlazione  $\xi_{a3}$  e  $\xi_{a4}$  rispettivamente al valor medio e al valor minimo delle resistenze  $R_{a,c}$  ottenute dal calcolo. Per la valutazione dei fattori  $\xi_{a3}$  e  $\xi_{a4}$  si deve tenere conto che i profili di indagine sono solo quelli che consentono la completa identificazione del modello geotecnico di sottosuolo per il terreno di fondazione dell'ancoraggio.

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

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

**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

Stabilito il valore della resistenza caratteristica dell'ancoraggio, la verifica a sfilamento può essere effettuata con la combinazione di coefficienti parziali A1+M1+R3, dove i coefficienti  $\gamma_R$  sono quelli riportati nella tabella 6.6.1 delle NTC 2018.

Il dimensionamento strutturale dell'ancoraggio deve garantire il rispetto del criterio della progettazione in capacità (gerarchia delle resistenze) secondo cui la rottura per sfilamento della fondazione deve precedere sempre la rottura dell'armatura, se questa può far luogo a rotture di tipo fragile. Nel caso di impiego di barre di ancoraggio in acciaio cave ed a filettatura continua tale requisito non è chiaramente rappresentato nelle norme tecniche. Ad ogni modo, coerentemente a quanto indicato nel § 7.11.6.4.1, è stato verificato che la resistenza di progetto allo snervamento  $R_{td}$  risulti maggiore del valore massimo della resistenza di progetto della fondazione dell'ancoraggio  $R_d$ , dove  $R_{td}$  è la resistenza di progetto delle barre il cui valore è dato da:

$$R_{td} = A_s f_{p(0,1)k} / \gamma_s$$

essendo  $A_s$  l'area della sezione di armatura e  $\gamma_s = 1.05$ .

Ai fini del posizionamento della fondazione dell'ancoraggio si è infine tenuto presente che, per effetto del sisma, la potenziale superficie di scorrimento dei cunei di spinta presenta un'inclinazione sull'orizzontale minore di quella relativa al caso statico. Detta  $L_s$  la lunghezza

libera dell'ancoraggio in condizioni statiche, la corrispondente lunghezza libera in condizioni sismiche  $L_e$  può essere ottenuta mediante la relazione:

$$L_e = L_s \left( 1 + 1,5 \cdot \frac{a_{\max}}{g} \right)$$

dove  $a_{\max}$  è l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito.

## 8. ANALISI E VERIFICHE DELLA PARATIA DI PALI LATO OVEST

### 8.1 Definizione degli elementi strutturali

Nella tabella successiva vengono sinteticamente rappresentate geometrie e caratteristiche degli elementi strutturali che compongono l'opera.

<b><i>Paratia di pali</i></b>	
Diametro pali	1.20 m
Quota testa pali	+0.50 m slm
Quota piede pali	-25.50 m slm
Interasse pali	1.20 m (pali accostati)
Lunghezza tiranti	14 m (tratto libero) + 20 m (fondazione)
Quota testa tiranti	+1.50 m slm
Inclinazione tiranti	45 °
Interasse tiranti	2.40 m
Pre tiro tiranti	400 kN
Armatura tiranti	Barra cava a filettatura continua D ext 76 mm – D int 51 mm
Diametro di progetto ancoraggio	400 mm
Adesione laterale media tiranti	100 kPa

### 8.2 Modello geotecnico di riferimento

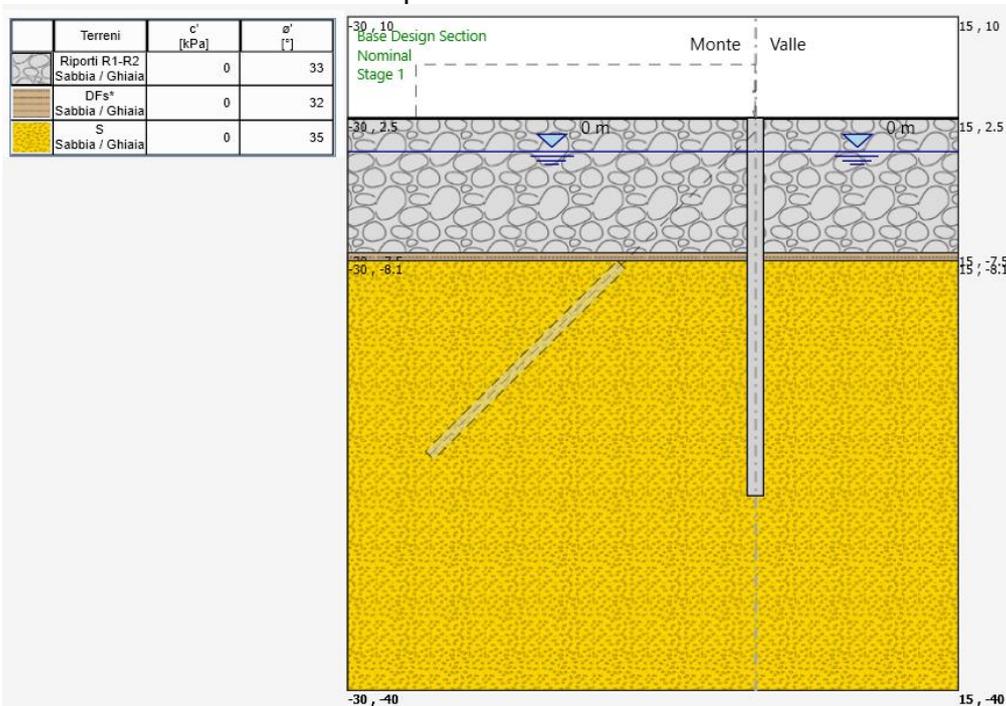
Gli schemi stratigrafici e le caratteristiche geotecniche dei terreni assunti nel calcolo sono rappresentati sinteticamente nella tabella successiva.

PARATIA PALI $\phi$ 1200	Quota ass		spessore (m)	$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	OCR (-)	$c'_k$ (kPa)	$\phi'_k$ (°)	$E_{vc}$ (MPa)		$E_{ur}/E_{vc}$ (-)
	da (m slm)	a (m slm)						$E'_{ref}$ (MPa)	n (-)	
<i>Riporti R</i>	2.50	-7.50	10.0	20	1	0	33	20	-	2.5
Depositi costieri recenti DFs*	-7.50	-8.10	0.60	19.5	1	0	32	15	-	3.0
Depositi sabbiosi del substrato S	-8.10	-	-	20	1	0	35	75	-	2.0

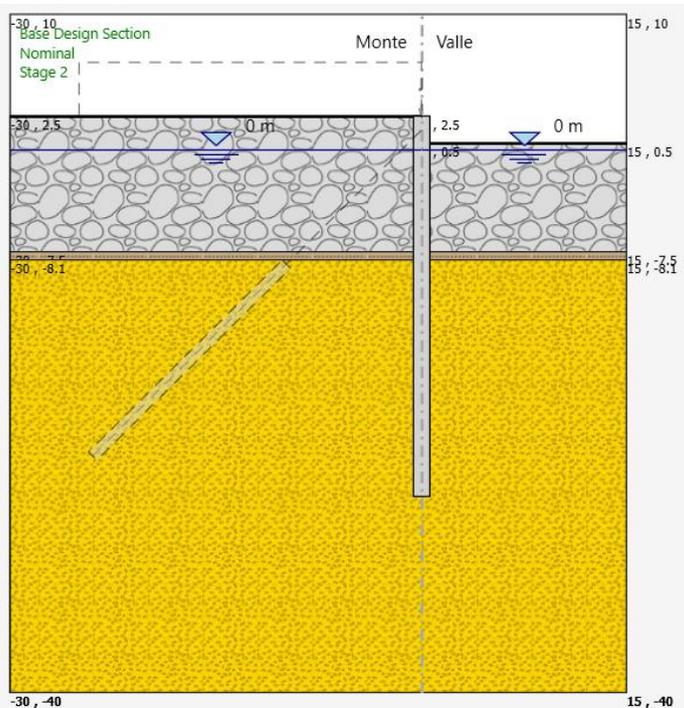
### 8.3 Fasi di analisi

Per la verifica della paratia tirantata si è proceduto a simulare le fasi di calcolo di seguito rappresentate:

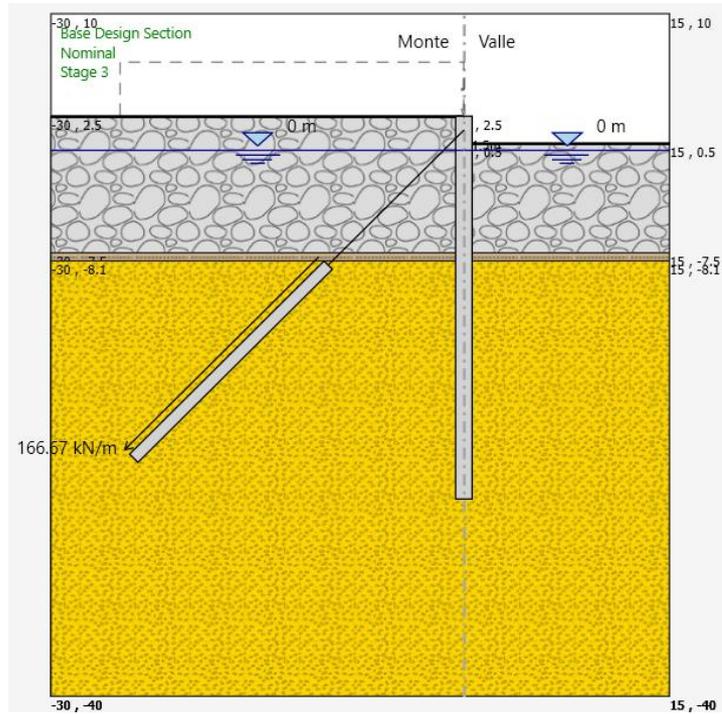
- Modellazione della berlinese di pali



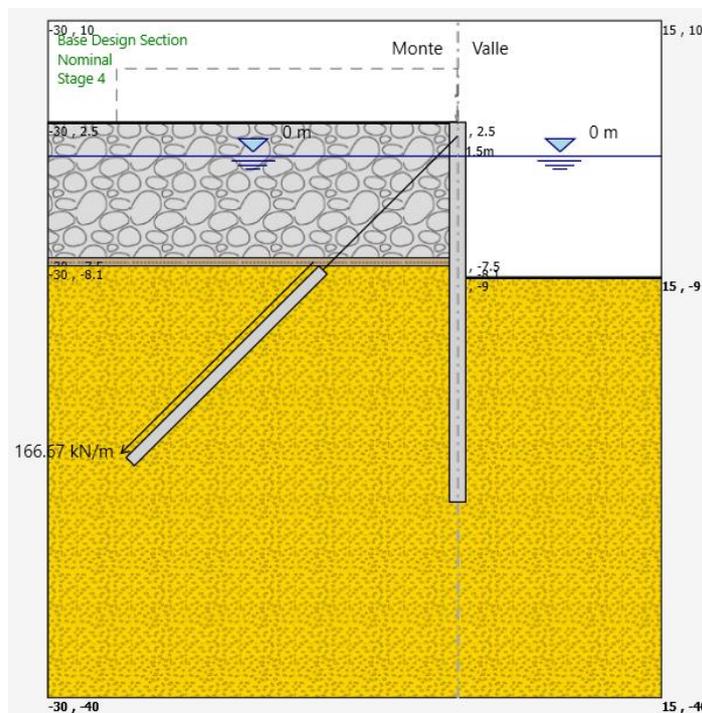
- Scavo a quota 0.5 m slm



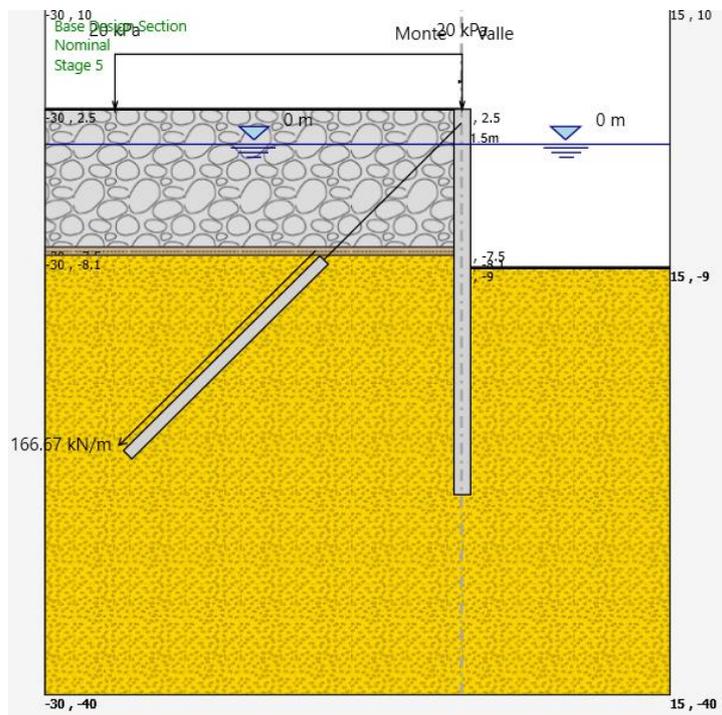
- Realizzazione tiranti



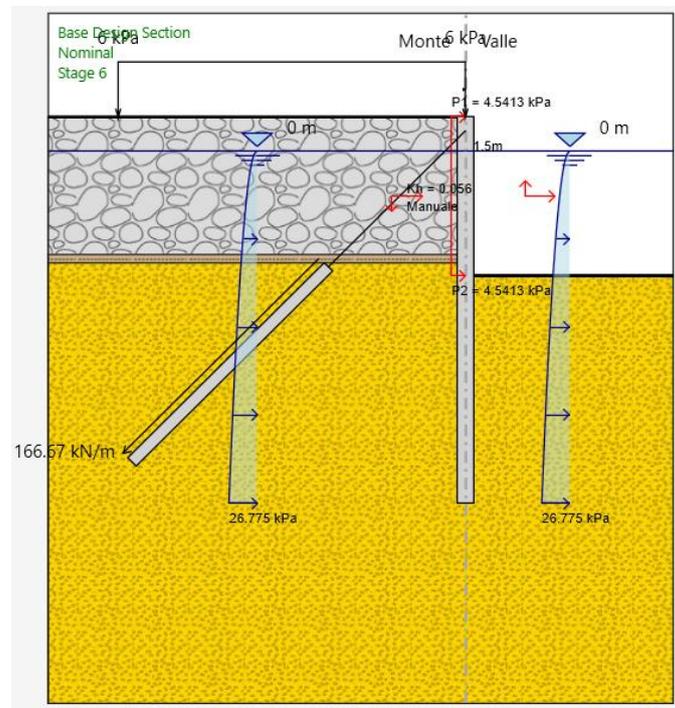
- Scavo lato valle a quota -9.0 m slm (considerando 0.50 m di sovrascavo)



- Applicazione di un sovraccarico variabile caratteristico di 20 kPa a monte



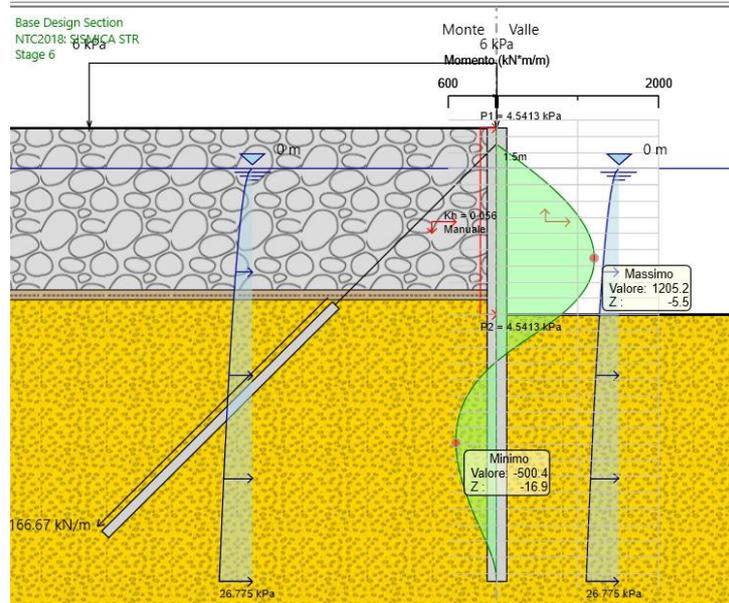
- Applicazione dell'azione sismica (nella combinazione SLV)



### 8.4 Risultati ottenuti

#### Sollecitazioni flettenti sulla paratia (A1-M1)

Le massime sollecitazioni flettenti sono state ottenute in combinazione sismica SLV nell'ultima fase di calcolo, e risultano pari a:



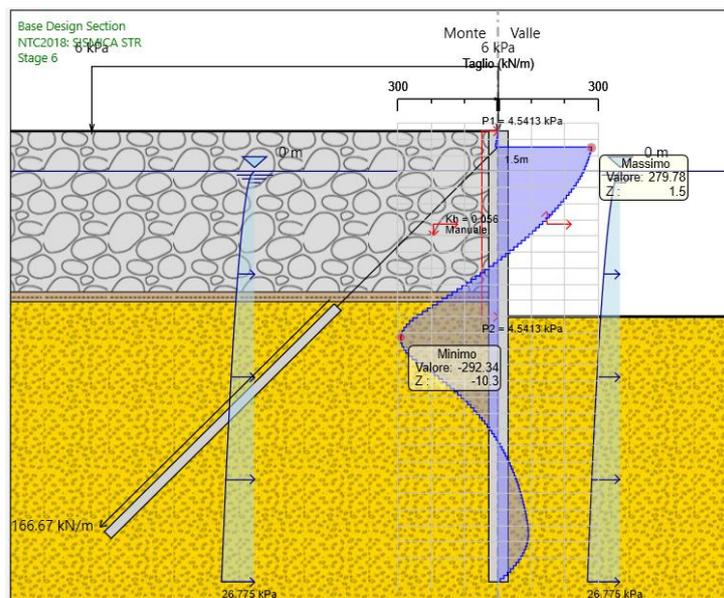
$$M_{\max} = 1205 \text{ kNm/m}$$

$$\text{Interasse pali} = 1.20 \text{ m}$$

$$M_{\text{Ed}} = M_{\max} \times i = 1446 \text{ kNm (su ciascun palo)}$$

#### Sollecitazioni di taglio sulla paratia (A1-M1)

Le massime sollecitazioni di taglio nell'ultima fase di calcolo in combinazione sismica SLV risultano pari a:

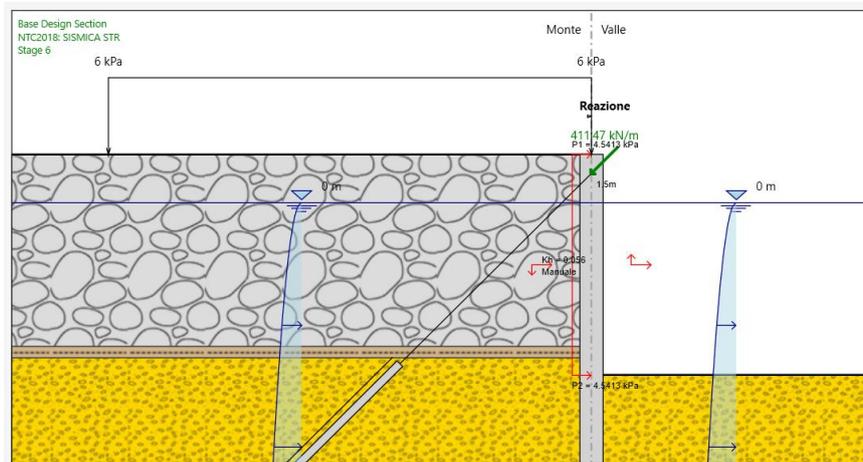


$$V_{\max} = 292 \text{ kN/m}$$

$$V_{\text{Ed}} = V_{\max} \times i = 350 \text{ kN (su ciascun palo)}$$

Sollecitazioni sui tiranti (A1-M1)

Il massimo tiro sui tiranti, ottenuto sempre in combinazione SLV, è risultato pari a:



$$N_{\max} = 412 \text{ kN/m}$$

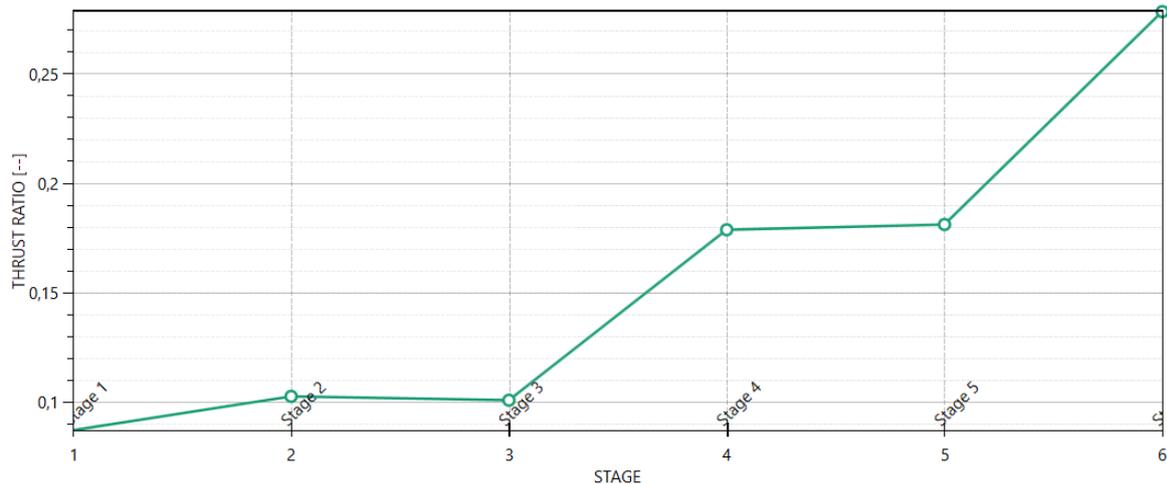
$$N_{Ed} = N_{\max} \times i = 412 \times 2.40 = 988 \text{ kN (su ciascun tirante)}$$

Mobilizzazione della resistenza passiva (A2-M2)

Nel grafico si rappresentano i massimi rapporti di mobilizzazione della resistenza passiva, intesi in proporzione alla spinta attiva agente. Come illustrato, si raggiungono al massimo valori del 28%.

**Massimi rapporti di mobilizzazione spinta passiva**

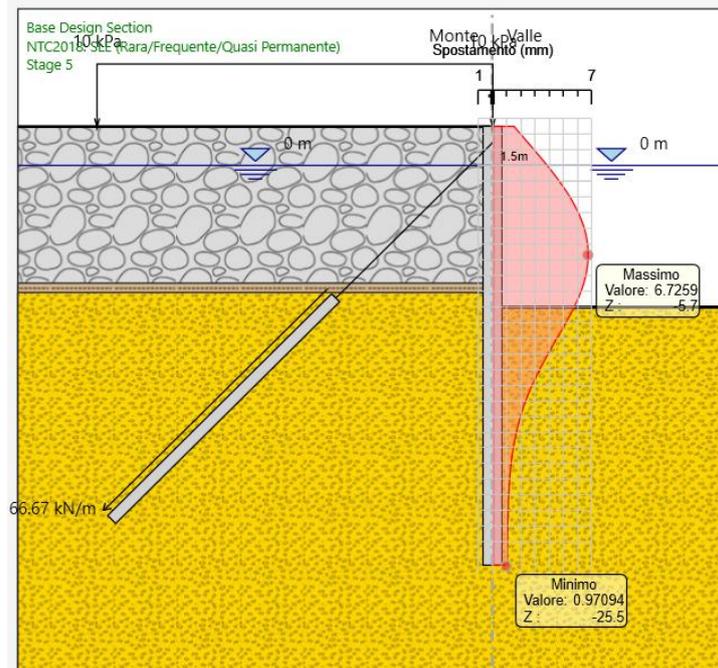
D.A. <NTC2018: SISMICA GEO>



Spostamenti attesi in esercizio (C.c. SLE frequente)

Nel grafico si rappresentano gli spostamenti attesi in condizioni di esercizio, in cui il coefficiente di combinazione  $\psi_1$  per il sovraccarico variabile associato alla categoria G risulta pari a 0.5.

Come illustrato, è stata ottenuta una massima deflessione teorica limitata a 7 mm, e dunque pienamente tollerabile dalla struttura senza inficiarne la funzionalità.



### 8.5 Verifiche STR pali paratia

Si riportano di seguito le verifiche a flessione e taglio dei pali della paratia, trascurando cautelativamente lo sforzo assiale agente.

Le armature considerate nelle verifiche sono costituite da gabbie caratterizzate dai seguenti dati:

- n.24 ferri longitudinali  $\phi 20$ ;
- staffe a spirale  $\phi 20$  disposte a passo di 15 cm, inclinate  $8^\circ$  rispetto all'orizzontale;
- spessore di copriferro teorico pari a 8 cm.

#### Verifiche a flessione

**Titolo : Pali Paratia - MRd**

**Sezione circolare cava**

Raggio esterno: 60 [cm]  
 Raggio interno: 0 [cm]  
 N° barre uguali: 20  
 Diametro barre: 2,4 [cm]  
 Copriferro (baric.): 8 [cm]

**Materiali**

**B450C**  
 $\epsilon_{su}$ : 67,5 ‰  
 $f_{yd}$ : 391,3 N/mm<sup>2</sup>  
 $E_s$ : 200.000 N/mm<sup>2</sup>  
 $E_s/E_c$ : 15  
 $\epsilon_{syd}$ : 1,957 ‰  
 $\sigma_{s,adm}$ : 255 N/mm<sup>2</sup>

**C35/45**  
 $\epsilon_{c2}$ : 2 ‰  
 $\epsilon_{cu}$ : 3,5 ‰  
 $f_{cd}$ : 19,83  
 $f_{cc}/f_{cd}$ : 0,8  
 $\sigma_{c,adm}$ : 13,5  
 $\tau_{co}$ : 0,8  
 $\tau_{c1}$ : 2,257

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

**M** xRd: 1,707 kN m

**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  
 L<sub>0</sub>: 0 cm Col. modello

Precompresso

$$M_{Rd} = 1707 \text{ kNm}$$

$$R_d / E_d = 1707 / 1446 = 1.18$$

**Verifiche a taglio - sezione superiore**

DIMENSIONI PALI		
Diametro	1,2 m	Diametro del palo
c	0,08 m	Copriferro
A c	1,131 m <sup>2</sup>	Area della sezione del palo

VERIFICA A TAGLIO		
<b>Vrd</b>	<b>380,05 kN</b>	<b>Taglio resistente</b>
Vrsd	380053,64 N	Resistenza a taglio-trazione
	380,05 kN	
Staffa a sp	φ 14	Armatura trasversale
p	150 mm	passo armatura trasversale
Ast	153,94 mm <sup>2</sup>	Area dell'armatura trasversale
θ	45 °	inclinazione bielle cls
α	82 °	inclinazione staffe
Av	0,942 m <sup>2</sup>	Area resistente a taglio
bw	1,011 m	base equivalente resistente a taglio
d	0,931 m	Altezza utile equivalente
sin alfa	0,552	
alfa	0,584 rad	
Vrcd	5637,816 kN	Resistenza a taglio-compressione
s cp	0 Mpa	Tensione di compressione
α c	1	Fattore amplificativo

$$V_{Rd} = 380 \text{ kN}$$

$$R_d / E_d = 380 / 350 = 1.08$$

**8.6 Verifiche dei tiranti in jet grouting**

Sulla base del valore del tiro di progetto  $P_d$  nella direzione dell'ancoraggio ottenuta dalle modellazioni condotte con il codice PARATIE sono state eseguite le seguenti verifiche di stabilità:

- a) verifica a trazione della sezione dell'acciaio;
- b) verifica allo sfilamento all'interfaccia malta-terreno;
- c) verifica allo sfilamento all'interfaccia acciaio-malta.

Nella verifica a trazione la disuguaglianza ( $R_d \geq E_d$ ) assume l'espressione:

$$T_d \leq \frac{f_{yk} A}{\gamma_s}$$

dove  $f_{yk}$ = tensione di snervamento dell'acciaio, A=area della sezione della barra,  $\gamma_s$ =coefficiente parziale dell'acciaio=1.15 e  $T_d$ = valore di progetto della forza di trazione applicata alla barra.

Per quanto riguarda l'aderenza jet grouting-terreno, la lunghezza di fondazione è definita attraverso l'espressione:

$$L_{s \text{ min}} = T * / (p * D_s * \tau_{sd})$$

dove  $\tau_{sd}$  è la resistenza unitaria di progetto opportunamente ridotta per i coefficienti parziali precedentemente definiti.

Per quanto riguarda la resistenza limite allo sfilamento dell'ancoraggio e del bulbo di fondazione dei tiranti in jet grouting  $R_{a,cr}$  nei calcoli è stata adottato un valore di resistenza limite unitaria  $\tau_{lim}$  pari a 100 kPa opportunamente ridotto del 90% per tener conto della spaziatura tra i vari elementi.

Nei calcoli è stato adottato un diametro efficace della colonna  $D_s$  pari a 400 mm.

La verifica allo sfilamento della barra è definita attraverso l'aderenza malta acciaio, verificando che tale forza, definita dalla relazione seguente, sia compatibile con quella esercitata dal rinforzo:

$$N_{lim} = p * D * f_{b,d} * L_{s,min}$$

dove D è il diametro della barra e  $\tau_{b,d}$  è l'aderenza barra-terreno trattato.

Per i tre casi di cui sopra deve essere soddisfatta la seguente condizione:

$$R_d \geq E_d$$

Sulla base di tali ipotesi le verifiche geotecniche e strutturali dei tiranti sono risultate soddisfatte. I coefficienti di sicurezza ottenuti sono riportati nella tabella riepilogativa seguente. Per completezza vengono riportate anche gli esiti della verifica aggiuntiva nei confronti della gerarchia delle resistenze che è risultata soddisfatta.

VERIFICA TIRANTI ANCORAGGIO CON LA TECNICA DEL MINIJET						
Ds = Diametro della Perforazione	0,40 (m)					
Coefficiente maggiorativo	1,00 (-)	$\alpha$				
Diametro equivalente =	0,40 (m)	$d_s = \alpha d$				
D = Diametro interno barra	5,10 (cm)					
D = Diametro esterno barra	7,60 (cm)					
A = Area della barra	24,94 (cm <sup>2</sup> )					
fpk = Tensione di rottura dell'acciaio	642 (N/mm <sup>2</sup> )					
fyk = Tensione di snervamento dell'acciaio	481 (N/mm <sup>2</sup> )					
$\gamma_s$ = coefficiente parziale acciaio	1,05 (-)					
fck	3,00 (N/mm <sup>2</sup> )	Terreno trattato con tecnica minijet	Fattore $\sigma_t/\sigma_c$ 0,1			
fctk=resistenza caratt. a trazione terreno trattato	0,30 (N/mm <sup>2</sup> )					
<b>Verifica sezione acciaio</b>						
Carico di rottura caratteristico	1600,0 (kN)					
Carico di snervamento caratteristico	1200,0 (kN)					
Carico di snervamento progetto	1142,9 (kN)					
$R_d = f_{yk} \cdot A / \gamma_s$	1142,9 (kN)					
Gerarchia resistenze soddisfatta	1,09 (-)					
Verifica sezione acciaio	1,16 (-)					
<b>Lunghezza di ancoraggio della barra</b>						
coefficienti parziali		Azioni		Terreno		
Metodo di calcolo		permanenti	variabili	$\gamma_R$		
SLV chiodi temporanei	○	1,00	1,00	1,10		
SLV chiodi permanenti	●	1,00	1,00	1,20		
Tensioni ammissibili	○	1,00	1,00	1,00		
Resistenza a sfilamento caratteristica		$R_{s,k}$	1396,26 (kN)			
Massima azione di progetto considerando i possibili stati limite ultimi		$E_d$	988,00 (kN)			
Efficienza bulbi trattati			90%			
Resistenza di progetto dell'ancoraggio		$R_d^*$	1046,32 (kN)			
Verifica allo sfilamento ai sensi NTC		$R_d/E_d$	1,06 (-)			
n	1	2	3	4	>=5	altro
$\xi_1$	1,80	1,75	1,70	1,65	1,60	1,00
$\xi_2$	1,80	1,70	1,65	1,60	1,55	1,00
$L_s \min = T^* / (\pi \cdot D_s \cdot \tau_{sd})$						
$\tau_{s,med}$ = tensione di adesione media	=	100 (kPa)				
$\tau_{s,min}$ = tensione di adesione minima	=	100 (kPa)				
$\tau_{s,k}$ = resistenza limite di sfilamento caratt.	=	55,6 (kPa)	$\tau_{sk} = \text{Min}(\tau_{s,med}/\xi_{s3}; \tau_{s,min}/\xi_{s4})$			
$\tau_{sd} = \tau_{sk} / \gamma_R$ = resistenza di sfil. di progetto	=	46,3 (kPa)				
$L_s \min =$	=	16,98 (m)				
<b>Verifica allo sfilamento della barra</b>						
$N_{lim} = \pi \cdot D^2 \cdot f_{b,d} \cdot L_{s,min}$						
$L_f \min =$ lunghezza di ancoraggio prescelta	=	20,00 (m)	$L_{min} > L_{s,min}$			
$f_{bd}$ = aderenza barra/malta design = $f_{bd}/1.5 = 1.5 \cdot f_{ctk}$	=	0,45 (N/mm <sup>2</sup> )				
$N_{lim}$	=	1824,64 (kN)	Verifica soddisfatta - $N_{lim} > T_d$			

## 9. ANALISI E VERIFICHE DELLA PARATIA DI PALI LATO EST

### 9.1 Definizione degli elementi strutturali

Nella tabella successiva vengono sinteticamente rappresentate geometrie e caratteristiche degli elementi strutturali che compongono l'opera.

<b>Paratia di pali</b>	
Diametro pali	1.20 m
Quota testa pali	+0.50 m slm
Quota piede pali	-25.50 m slm
Interasse pali	1.20 m (pali accostati)

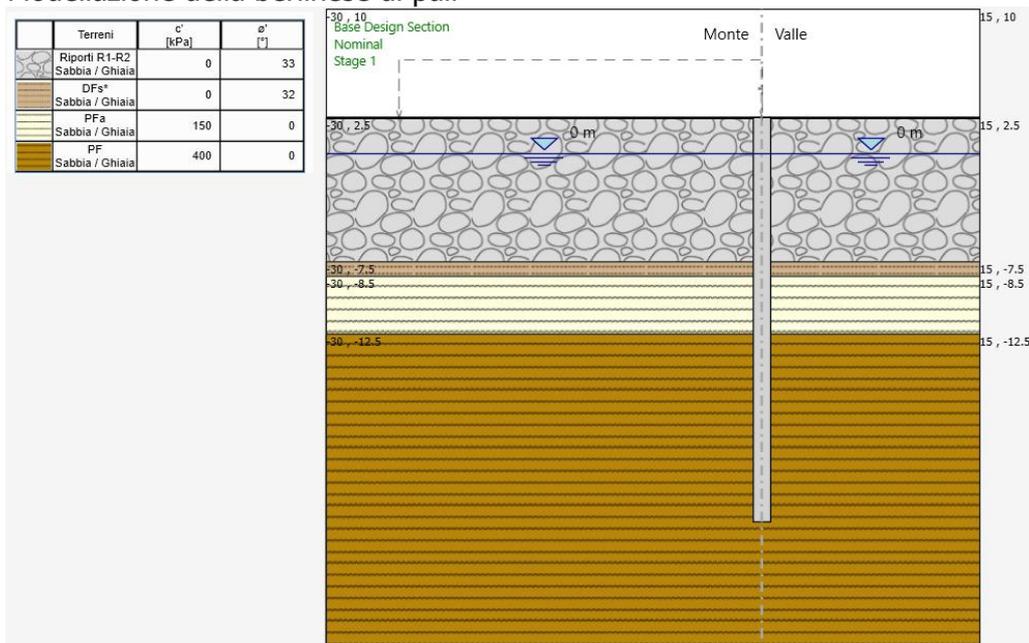
### 9.2 Modello geotecnico di riferimento

Gli schemi stratigrafici e le caratteristiche geotecniche dei terreni assunti nell'analisi della sezione tipologica di questo tratto sono rappresentati sinteticamente nella tabella successiva.

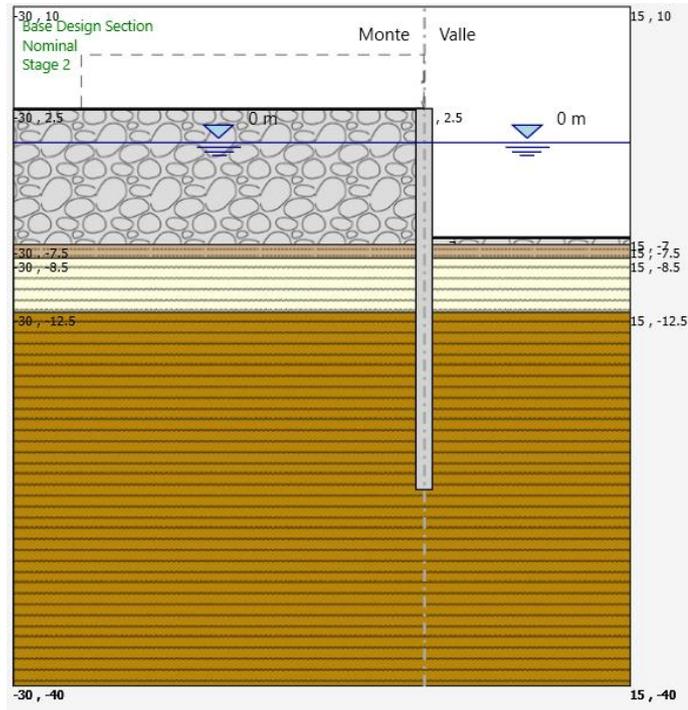
PARATIA PALI $\phi$ 1200	Quota ass		spessore (m)	$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	OCR (-)	$c'_k$ (kPa)	$\phi'_k$ (°)	$E_{vc}$ (MPa)		$E_{ur}/E_{vc}$ (-)
	da slm)	a slm)						$E'_{ref}$ (MPa)	n (-)	
Riperti R	2.50	-7.50	10.0	20	1	0	33	20	-	2.5
Depositi recenti DFs*	-7.50	-8.50	1.0	19.5	1	0	32	15	-	3.0
Depositi alterati PFa	-8.50	-12.50	4.0	21	1	150	0	80	-	1.0
Depositi integri PF	-12.50	-	-	21	1	400	0	150	-	1.0

Nelle analisi sono state simulate le fasi di calcolo di seguito rappresentate:

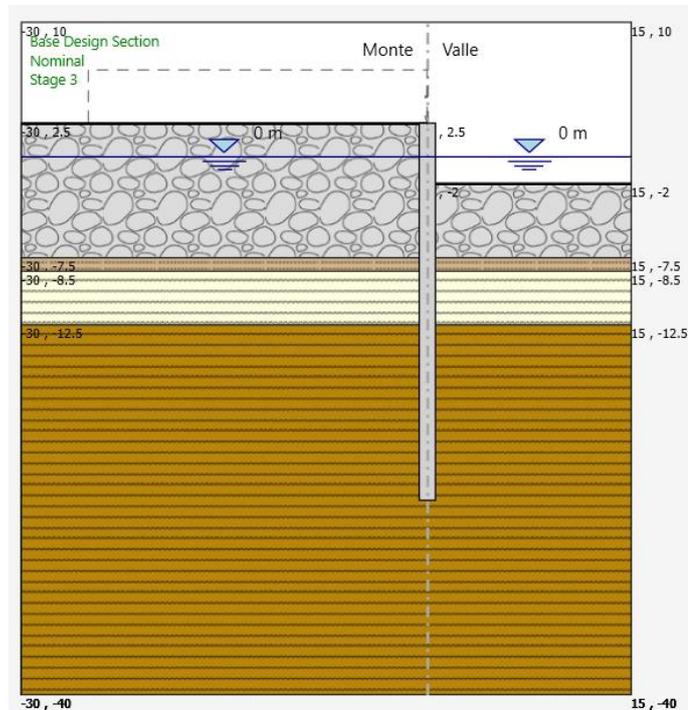
- Modellazione della berlinese di pali



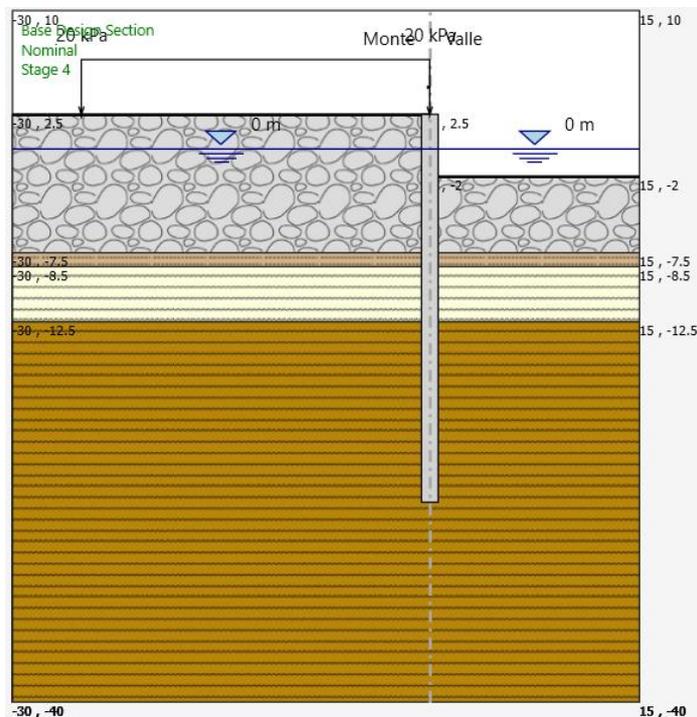
- Scavo lato valle



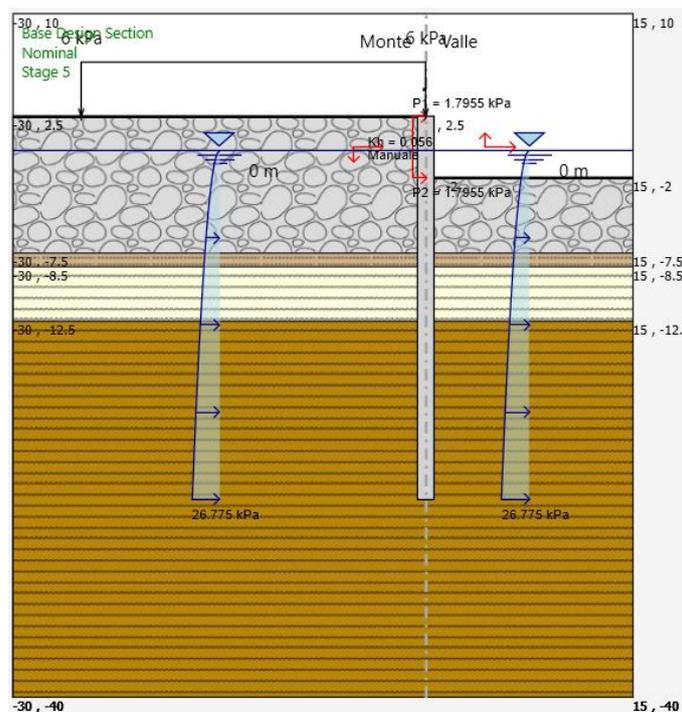
- Realizzazione scogliera (riempimento fino a quota media -2.0 m slm)



- Applicazione di un sovraccarico variabile caratteristico di 20 kPa a monte

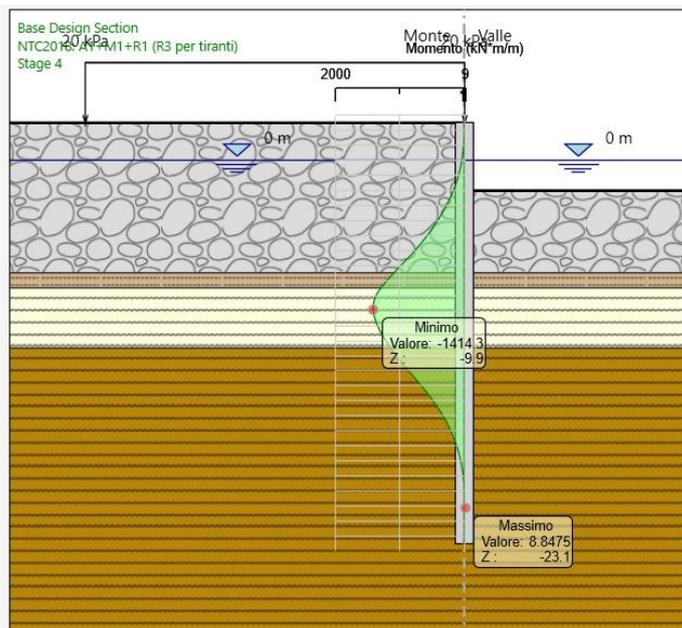


- Applicazione dell'azione sismica (nella combinazione SLV)



Sollecitazioni flettenti sulla paratia (A1-M1)

Le massime sollecitazioni flettenti sono state ottenute in combinazione statica SLU nell'ultima fase di calcolo, e risultano pari a:



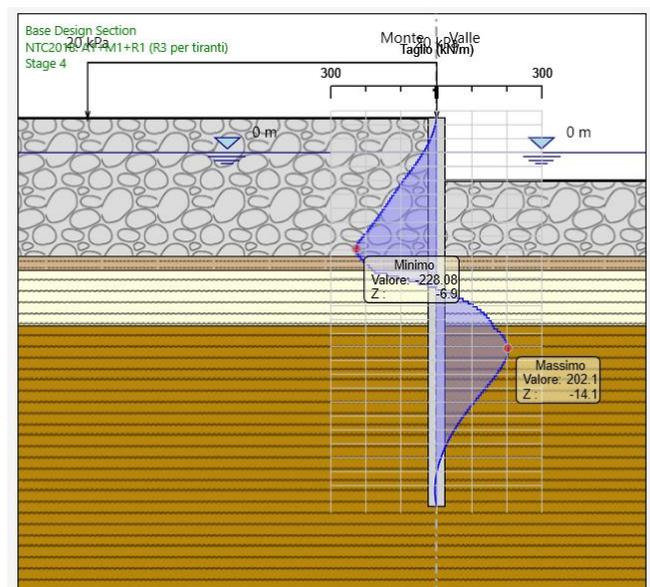
$$M_{\max} = 1414 \text{ kNm/m}$$

$$\text{Interasse pali} = 1.20 \text{ m}$$

$$M_{\text{Ed}} = M_{\max} \times i = 1696 \text{ kNm (su ciascun palo)}$$

Sollecitazioni di taglio sulla paratia (A1-M1)

Le massime sollecitazioni di taglio nell'ultima fase di calcolo in combinazione statica SLU risultano pari a:

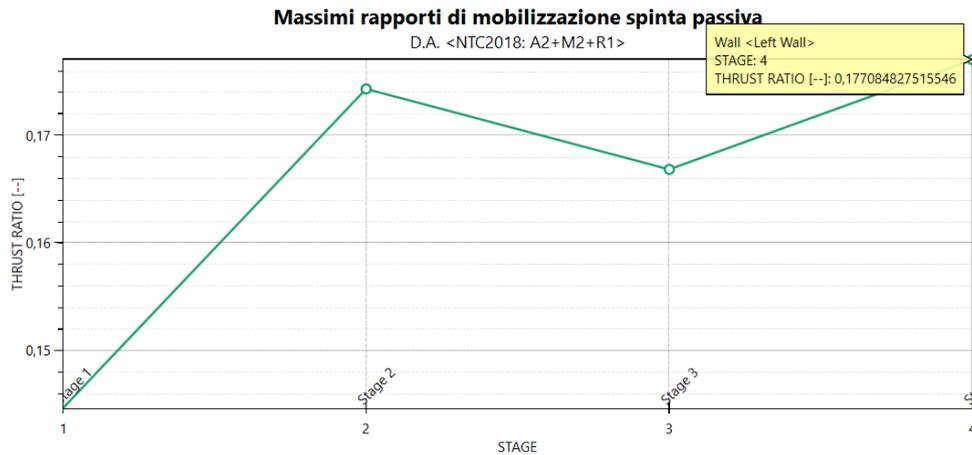


$$V_{\max} = 228 \text{ kN/m}$$

$$V_{Ed} = V_{\max} \times i = 274 \text{ kN (su ciascun palo)}$$

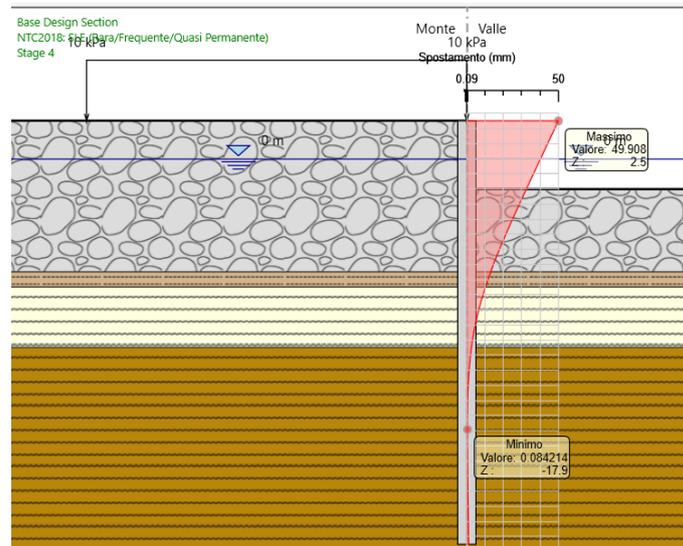
**Mobilizzazione della resistenza passiva (A2-M2)**

Nel grafico si rappresentano i massimi rapporti di mobilizzazione della resistenza passiva, intesi in proporzione alla spinta attiva agente. Come illustrato, si raggiungono al massimo valori del 18%.



**Spostamenti attesi in esercizio (C.c. SLE frequente)**

Nel grafico si rappresentano gli spostamenti attesi in condizioni di esercizio, che sono risultati pari a circa 5 cm, e dunque tali da garantire la funzionalità delle opere.



**Verifiche strutturali**

Le verifiche vengono svolte considerando gli schemi di armatura dei pali già illustrati per il tratto tirantato principale, e costituiti da:

- n.24 ferri longitudinali  $\phi 20$ ;
- staffe a spirale  $\phi 20$  disposte a passo di 15 cm, inclinate  $8^\circ$  rispetto all'orizzontale;
- spessore di copriferro teorico pari a 8 cm.

In tal modo, la resistenza a flessione del singolo palo è pari a  $M_{Rd} = 1707$  kNm, per cui le verifiche a flessione risultano soddisfatte ( $R_d / E_d = 1707 / 1696 = 1.01$ ).

La resistenza a taglio è pari a  $V_{Rd} = 380$  kN, per cui le verifiche a taglio sono soddisfatte con margini di sicurezza  $R_d / E_d = 380 / 274 = 1.39$ .

## 10. VERIFICHE DI STABILITÀ GLOBALI

Le condizioni di stabilità delle sponde sono state indagate mediante delle verifiche condotte secondo il consolidato metodo all'equilibrio limite di "Bishop" secondo il quale il coefficiente di sicurezza risulta dalla seguente espressione:

$$FS = \frac{\sum_i \left( \frac{c_i b_i + (W_i - u_i b_i) \operatorname{tg} \phi'_i}{m} \right)}{\sum_i W_i \operatorname{sen} \alpha_i}$$

dove il termine  $m$  è espresso da

$$m = \left( 1 + \frac{\operatorname{tg} \phi'_i \operatorname{tg} \alpha_i}{\eta} \right) \cos \alpha_i$$

In questa espressione  $n$  è il numero delle strisce secondo le quali viene suddiviso il volume di terreno potenzialmente instabile,  $b_i$  e  $\alpha_i$  sono la larghezza e l'inclinazione della base della striscia  $i$ -esima rispetto all'orizzontale,  $W_i$  è il peso della striscia  $i$ -esima,  $c_i$  e  $\phi_i$  sono le caratteristiche geotecniche del terreno lungo la base della striscia ed  $u_i$  è il corrispondente valore della pressione neutra.

Con l'ausilio del codice di calcolo SLOPE/W 2016 della GEOSTUDIO, sono state indagate numerose condizioni limiti di equilibrio con riferimento ai diversi potenziali cinematici di rottura passanti per il piede della paratia.

In condizioni sismiche le azioni sono state calcolate con il cosiddetto metodo pseudo-statico, ovvero schematizzando l'azione sismica mediante un insieme di forze statiche orizzontali e verticali date dal prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico, orizzontale  $k_h$  e verticale  $k_v$ , valutati mediante le espressioni:

$$k_h = \beta_m \frac{a_{max}}{g} \quad k_v = \pm 0.5 k_h$$

dove  $\beta_m$ , il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito, è assunto pari a 0.38 ottenendo i seguenti valori dei coefficienti sismici:

$$k_h = 0.046; \quad k_v = 0.023$$

La componente verticale dell'azione sismica è da considerarsi agente verso l'alto in modo da produrre gli effetti più sfavorevoli.

In presenza di acqua libera è necessario tener in conto della sovrappressione (positiva e negativa) dell'acqua sul muro, dovuta all'effetto idrodinamico calcolata mediante la nota formulazione di Westergaard in funzione del coefficiente sismico orizzontale  $k_h$  e dell'altezza del battente d'acqua e può essere calcolata come:

$$q(z) = \mp \frac{7}{8} k_h \cdot \gamma_w \cdot \sqrt{hz}$$

dove  $h$  è la quota del pelo libero dell'acqua e  $z$  è la coordinata verticale diretta verso il basso, con origine al pelo libero dell'acqua. Pertanto, integrando l'espressione precedente lungo la verticale, la spinta idrodinamica  $E_{WD}$  dell'acqua è fornita mediante le seguenti relazioni:

$$E_{wd} = \frac{7}{12} k_h \cdot \gamma_w \cdot H_w^2$$

dove  $H_w$  è l'altezza libera dell'acqua sul fondale.

Nel modello della paratia ovest è stato possibile considerare l'azione stabilizzante fornita dagli ancoraggi simulandone l'effettiva distribuzione e l'interasse in direzione longitudinale. Ai terreni sono stati attribuiti i medesimi parametri geotecnic di resistenza al taglio precedentemente definiti.

Per ciascuna superficie di rottura analizzata ed interagente con i rinforzi, il codice SLOPE/W ha quindi fornito il valore del tiro ("pullout force") richiesto per ciascun elemento per garantire il grado di sicurezza richiesto "P<sub>d</sub>" in progetto, sulla base del quale sono state condotte le verifiche di stabilità locali del singolo ancoraggio.

Ipotesi di calcolo

Nelle modellazioni sono stati utilizzati i seguenti dati di progetto:

- diametro minimo bulbo: 400 cm;
- adesione laterale media: 90 kPa;
- diametro delle barre  $\Phi=76/51$  mm;
- lunghezza totale tirante L = 34 m;
- lunghezza libera LI = 14 m;
- lunghezza tratto di fondazione Lf = 20 m;
- Inclinazione ancoraggio  $\alpha$  rispetto all'orizzontale pari a 45°;
- Interasse longitudinale: 2.4 m;
- Carico di snervamento di progetto  $R_d = f_{yk} \cdot A / \gamma_s = 1143$  kN, con  $\gamma_s=1.05$ ;
- Resistenza al taglio della barra in acciaio  $V_d = 0$ ;

Nei calcoli i valori dell'aderenza laterale limite adottati sono stati opportunamente ridotti nei calcoli per tener conto dei coefficienti derivanti dalla NTC18:

$$N_d = \frac{\tau_{lim} \times \pi \times Ds}{F_{S1}}$$

dove  $F_{S1}$  = fattore di sicurezza per lo sfilamento fra malta e terreno: per tiranti e ancoraggi definitivi si assume  $F_{S1} = \gamma_{Ra} \cdot \xi_{a3} = 1.2 \cdot 1.8 = 2.16$ , dove  $\gamma_{Ra} = 1.2$  è il coefficiente parziale per ancoraggio permanente  $\xi_{a3} = 1.80$  è il fattore di correlazione ottenuto facendo riferimento prudenzialmente ad una sola verticale di indagine (tabella 6.6.III di NTC).

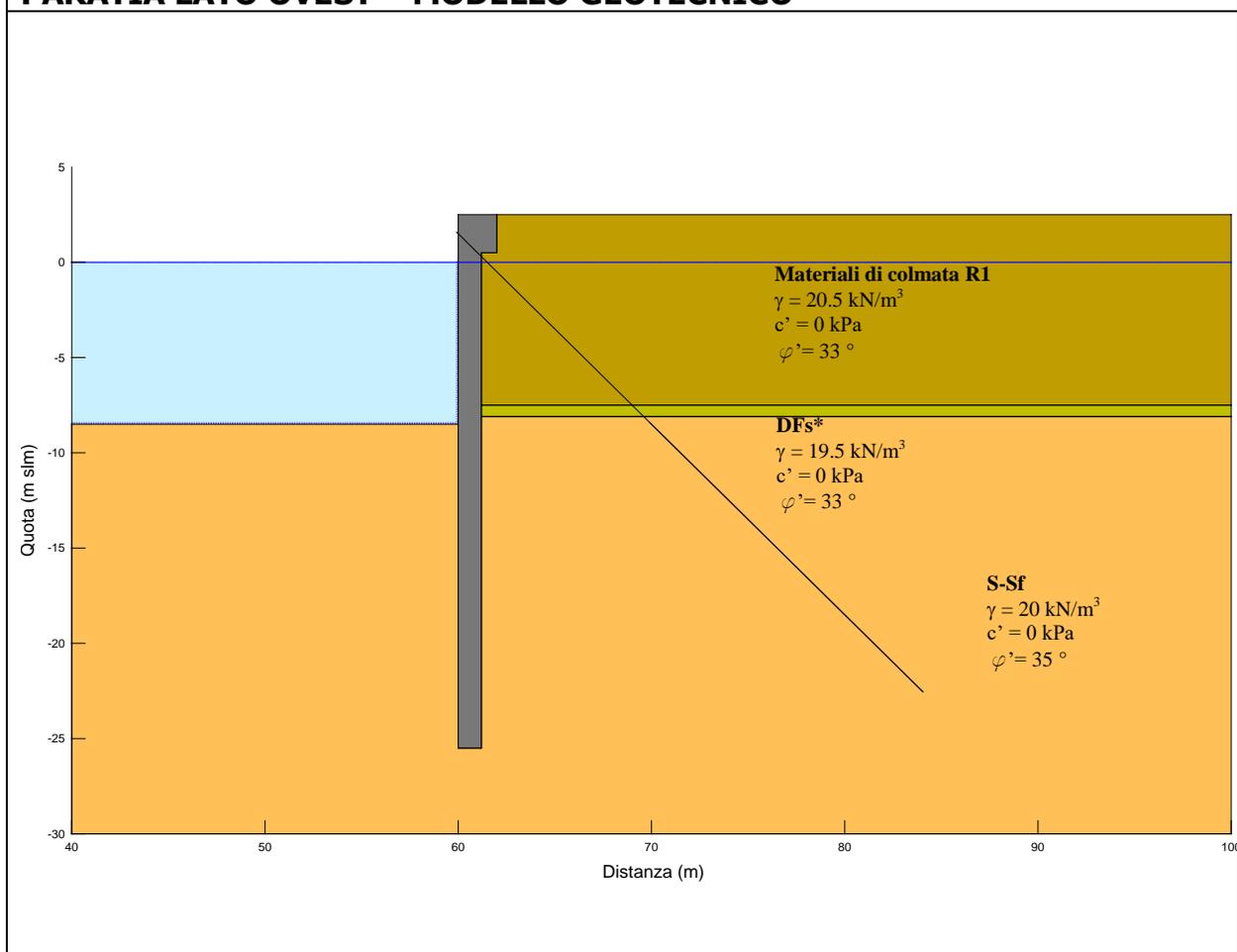
In tal modo, nelle condizioni maggiormente gravose, la verifica a sfilamento degli ancoraggio risulta identicamente soddisfatta secondo la combinazione A1+M1+R3 ed il tiro agente ottenuto dalle modellazioni è contestualmente quello massimo.

In tutti i casi analizzati le condizioni di stabilità di insieme risultano accettabili ed identificate da valori di  $R_d/E_d > 1.0$ .

Verifiche di stabilità globale - Paratia							
Direzione	Descrizione Modello	Condizioni	Combinazione di carico	FS	$\gamma_R$	$R_d/E_d$	Esito
Imboccatura Lato Ovest	Sovraccarichi dominanti	CDR	SLU-GEO1	<b>3.229</b>	1.10	<b>2.94</b>	Verifica soddisfatta
	Sisma ↑	CDR	SLV-GEO1	<b>3.631</b>	1.20	<b>3.03</b>	Verifica soddisfatta
	Sisma ↓	CDR	SLV-GEO2	<b>3.752</b>	1.20	<b>3.13</b>	Verifica soddisfatta
Imboccatura Lato Est	Sovraccarichi dominanti	CDR	SLU-GEO1	<b>8.076</b>	1.10	<b>7.34</b>	Verifica soddisfatta
	Sisma ↑	CDR	SLV-GEO1	<b>9.340</b>	1.20	<b>7.78</b>	Verifica soddisfatta
	Sisma ↓	CDR	SLV-GEO2	<b>9.801</b>	1.20	<b>8.17</b>	Verifica soddisfatta

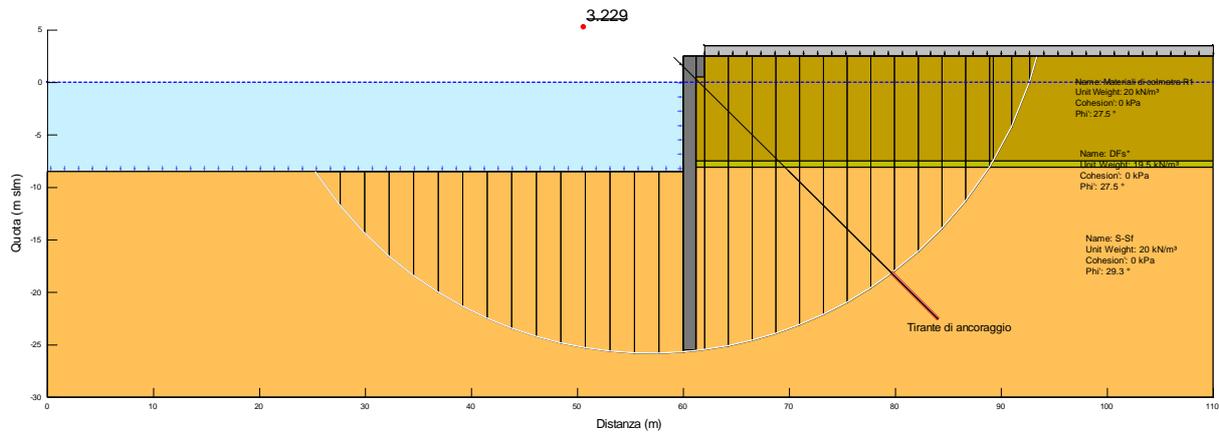
In quanto segue sono riportati gli esiti delle verifiche rappresentate dal valore del coefficiente di sicurezza  $F_s$  riferito alla superficie di scorrimento critica.

**PARATIA LATO OVEST – MODELLO GEOTECNICO**

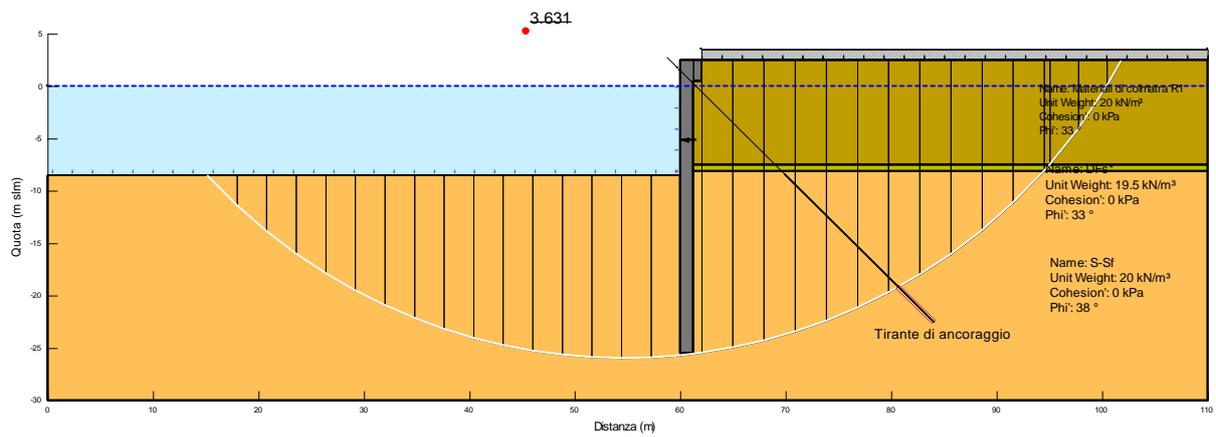


### Cerchio critico

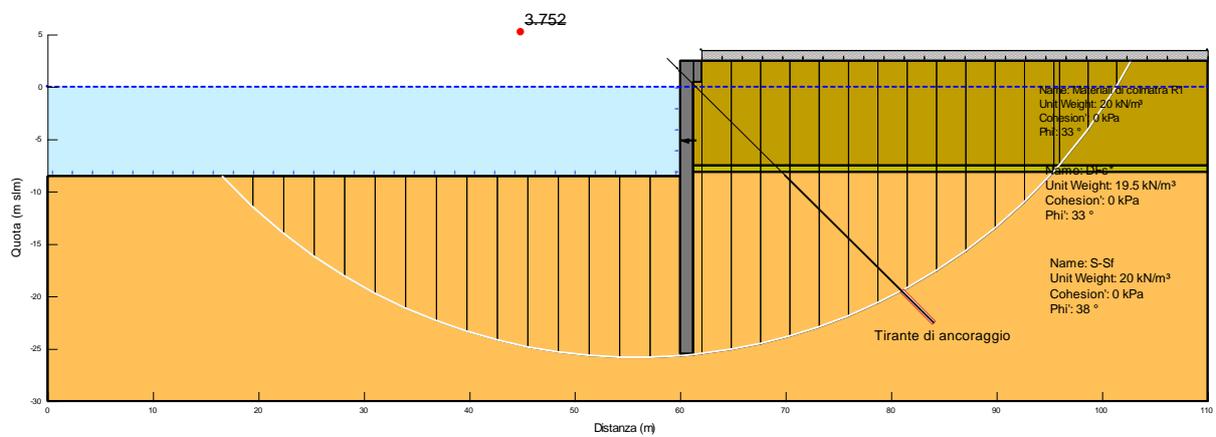
#### SLU-GEO1



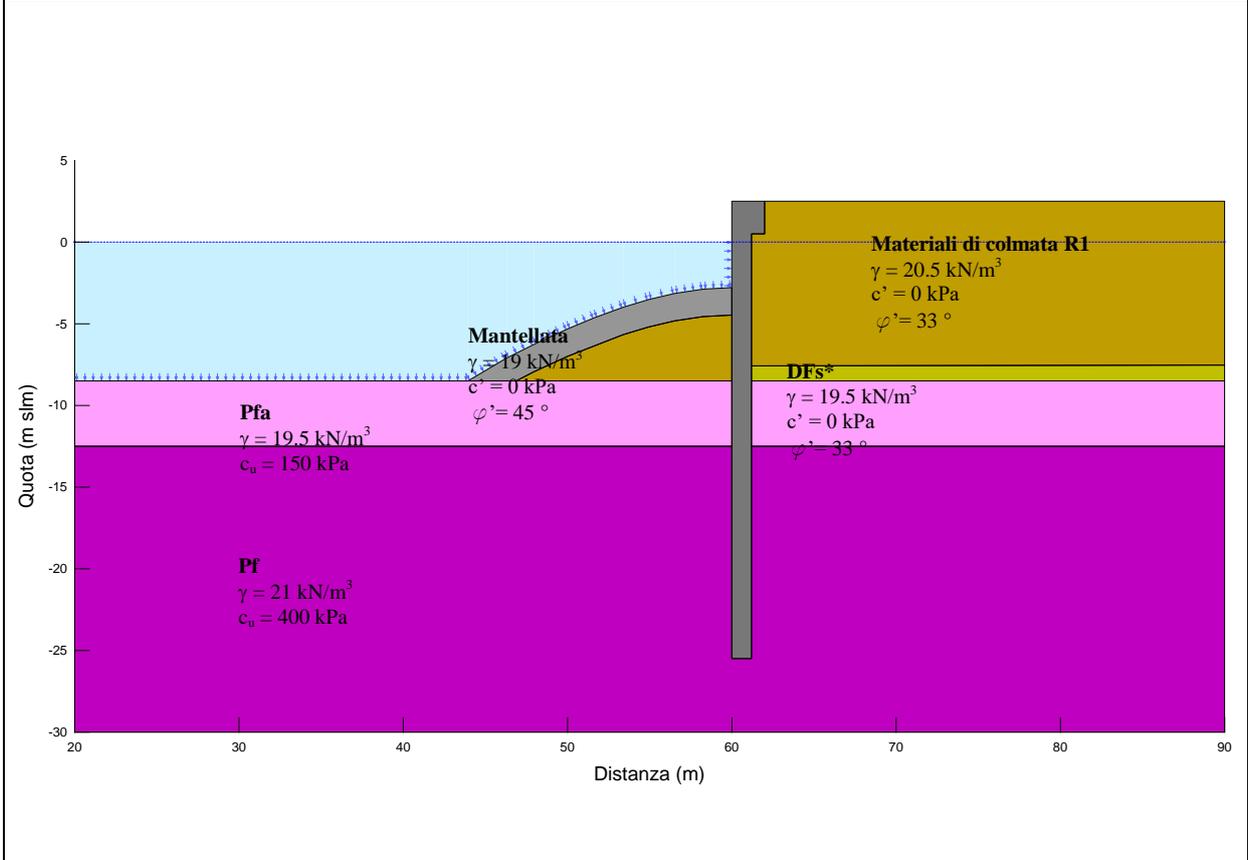
#### SLV-GEO1 Sisma ↑



#### SLV-GEO1 Sisma ↓

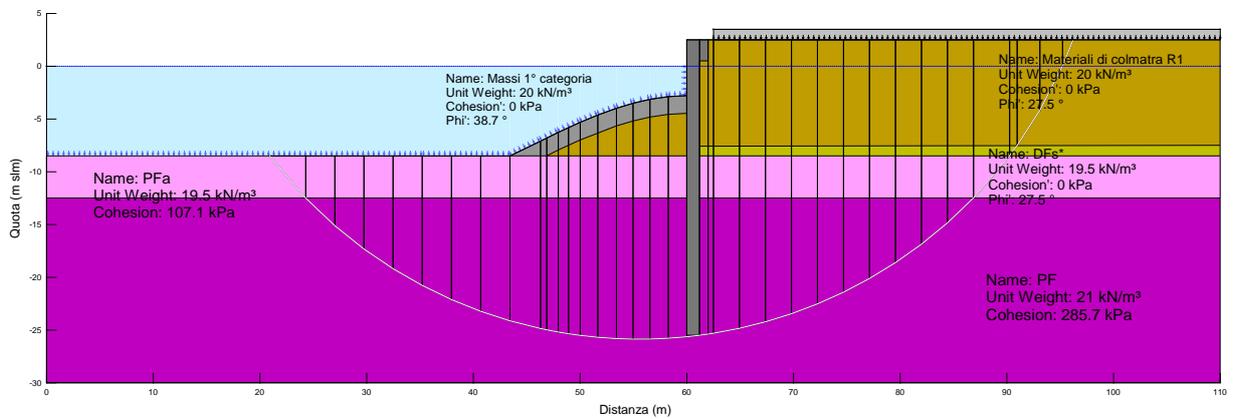
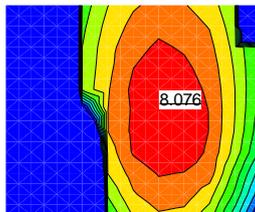


**PARATIA LATO EST – MODELLO GEOTECNICO**

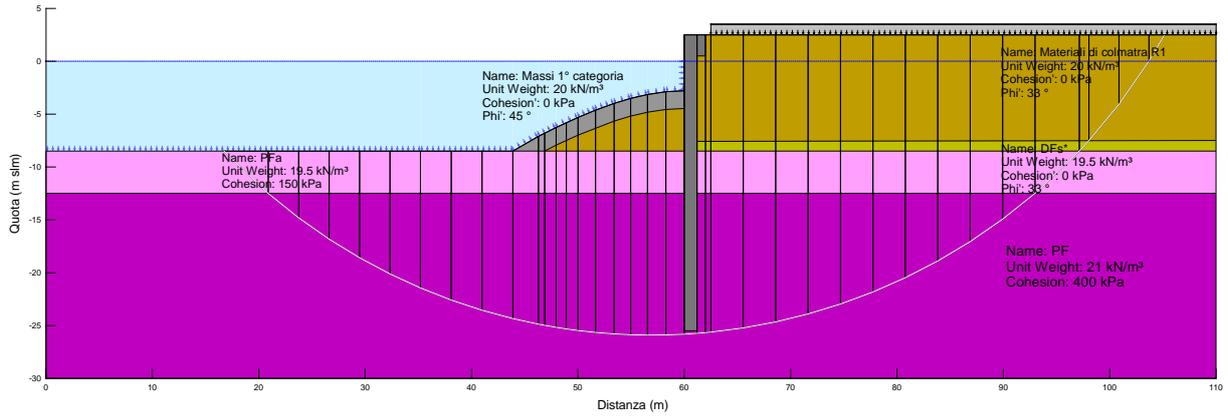
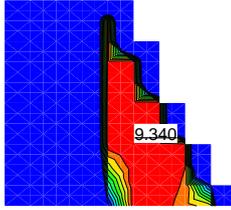


**Cerchio critico**

SLU-GEO1



SLV-GEO1 Sisma ↑



SLV-GEO1 Sisma ↓

